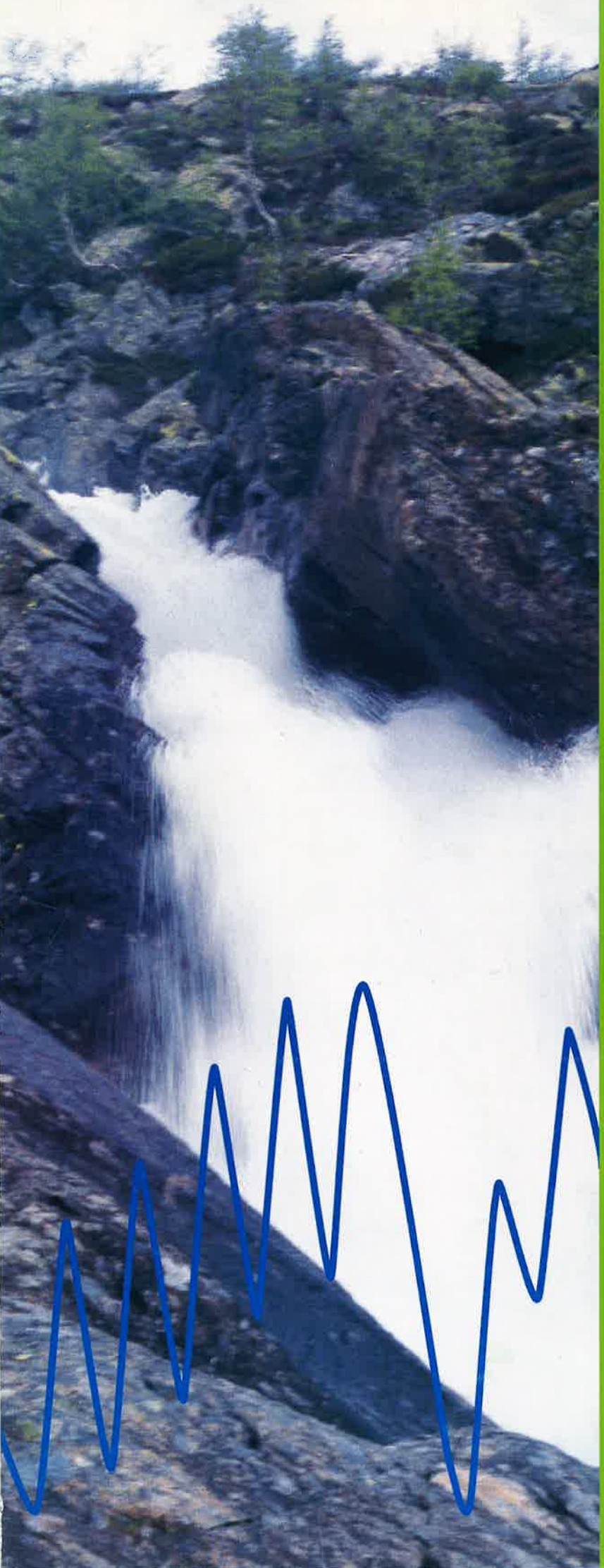


Rapport nr. 6

Effektkjøring og
elveerosjon
- analyser og tiltak

Effekt-regulering – Miljø-virkninger og konflikt-reduserende tiltak

Effektregulering – Miljøvirkninger og konfliktreduserende tiltak

FoU-prosjektet Effektregulering – miljøvirkninger og konfliktreduserende tiltak er et prosjekt under Norges Forskningsråds Effekt-program. Prosjektet startet i 1996 og planlegges sluttført i år 2000.

Økt kraftutveksling med utlandet aktualiserer økte effektinstallasjoner og endret kjørestrategi i eksisterende og i nye kraftverk. Prosjektet fokuserer på miljøvirkninger av økt døgnregulering som synes å bli den mest aktuelle formen for effektregulering i Norge.
Særtrekk ved effektregulering er raskere endringer i de fysiske forholdene i vassdraget enn de vi er vant med ved dagens kraftverksdrift. Slike endringer vil påvirke vassdragsmiljøet på en ny måte og vil i mange tilfeller kreve nye tillatelser fra myndighetene.
Vi har så langt lite systematisert kunnskap om miljøvirkninger knyttet til døgnregulering og annen effektregulering av kraftverk.

Hovedmålsettingene for prosjektet er derfor å:

- oppgradere kunnskapen om miljøvirkninger av effektregulering
- utvikle avbøtende tiltak som kan redusere eller eliminere negative virkninger

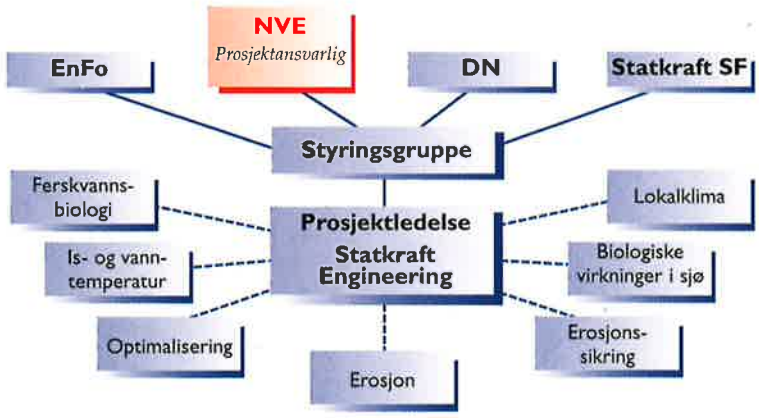
Gjennom økte kunnskaper vil utbyggere og forvaltning få et bedre grunnlag for å vurdere miljøkonsekvenser ved effektregulering og for å vurdere effektiviteten av avbøtende tiltak.

Prosjektet vurderer miljøvirkninger av effektregulering i innlandsvassdrag med vekt på virkninger i små og mellomstore innsjøer/magasin. Som eksempelvassdrag er valgt deler av Tokke-reguleringen. To delprosjekter tar i tillegg for seg mulige virkninger av økt effektregulering på biologiske forhold i fjorder.

Norges vassdrags- og energiverk (NVE) er prosjektansvarlig. Det er i tillegg etablert en styringsgruppe for prosjektet som består av representanter for Direktoratet for naturforvaltning (DN), Energiforsyningens fellesorganisasjon (EnFO), Statkraft SF og NVE. Daglig prosjektledelse utføres av Statkraft Engineering as.

Prosjektet er inndelt i seks delprosjekter knyttet til innlandsvassdrag og to delprosjekter knyttet til fjord. Delprosjektene knyttet til innlandsvassdrag dekker fagområdene: is- og vanntemperatur, erosjon, erosjonssikring, lokalklima, biologi og optimalisering med hensyn på teknikk, miljø og økonomi. Fjordprosjektene omfatter problemstillinger knyttet til effektregulering og virkning på fisk og algevekst.

Utførende institusjoner er: Universitetet i Bergen, Det norske meteorologiske institutt, Norsk institutt for vannforskning (NIVA), NVE, Statkraft Engineering og Universitetet i Oslo.



Ytterligere informasjon om prosjektet og publikasjoner i serien Rapport fra Effektregulering – Miljøvirkninger og konfliktreduserende tiltak får du ved å kontakte:

Prosjektleder Elise Førde
Statkraft Engineering as
Postboks 191
1322 HØVIK

Tlf: 67 57 70 10
Fax: 67 57 70 11

Forsidefoto: Vegard Pettersen

EFFEKTREGULERING – MILJØVIRKNINGER OG KONFLIKTREDUSERENDE TILTAK

Delprosjekt 1.4 og 1.5

TITTEL: Effektkjøring og elveerosjon – analyser og tiltak	**RAPPORT NR. 6**
DELPROSJEKTANSVARLIG: Jim Bogen og Einar Beheim	**INSTITUSJON:** NVE
FORFATTER: Aslak Løvoll	**INSTITUSJON:** Berdal Strømme

SAMMENDRAG: Rapporten tar for seg virkningene av effektkjøring i elveløpet. Den forsøker å svare på spørsmålene:

- Når er effektkjøring et problem man må ta hensyn til?
- Hvilke strømforhold og erosjonsskader kan man forvente i elveløpet?
- Hva kan man gjøre for å unngå erosjonsskader og uønskede strømforhold?

Uønskede strømforhold kan være så brå vannføringsendringer at det gir reduserte muligheter for rekreasjon, fare for erosjon, og endrede habitatsforhold.
Eksisterende teori blir gjennomgått for erosjonsberegning og hydraulisk routing av en bølge i et vassdrag. Det er med visse forutsetninger utviklet et enkelt verktøy for å vurdere om effektkjøring gir så brå vannføringsendring at tiltak er nødvendig.
Rapporten viser hvordan man beregner strømforholdene, vurderer faren for erosjon, og aktuelle tiltak. Dette er illustrert med to eksempler: Theun Hinboun kraftstasjon i Laos og en tenkt norsk elvestrekning. Aktuelle tiltak for å bøte på problemene knyttet til effektkjøring eller brå vannføringsendringer er erosjonssikring, endret kraftverksmanøvrering, initialvannføring og bygging av fordrøyningsbasseng eller terskler.

ABSTRACT: The report discuss the effect of peak power production on the river course. The following issues are addressed:

- When is it necessary to consider the effects of peak power production?
- Which flow conditions and erosion damage can be expected in the river course?
- What can be done to avoid erosion and unacceptable flow conditions?

Such conditions can be rapid changes in water level that reduce the recreational value, create erosion, and change the habitat. Existing theory for calculation of erosion due to a wave and hydraulic routing of a wave in the river is presented. Simplifications are made in order to get a simple tool for evaluation of necessary efforts due to peak power production.
The report illustrates how to: calculate the flow conditions, assess the danger for erosion and find the proper measures. The analysis are illustrated by two examples: Theun Hinboun Hydropower Project in Laos and a typical Norwegian river. Measures to deal with the consequences of peak power production or rapid changes in water level in a river is: erosion protection, changes in operation routines, initial discharge and construction of reregulating ponds or downstream weirs.

EMNEORD: Effektkjøring, elv, strømforhold, erosjon, bølger, vannkraftverk, manøvrering, fordrøyningsmuligheter, erosjonssikring

Tønsberg,
september 1998

Jim Bogen
Delprosjektansvarlig

Einar Beheim
Delprosjektansvarlig

Elise Førde
Prosjektleder

ISBN 82-91904-05-7
ISSN 0809-5825

INNHOLDSFORTEGNELSE

Sammendrag 4

1. Innledning 6

1.1 Bakgrunn for problematikken 6

1.2 Mål for rapporten 7

2. Definering av problemet 7

2.1 Hva er effektkjøring 7

2.2 Definering av bølger i vassdrag 7

2.3 Hva må vurderes ved effektkjøring / brå vannføringsendring i norske vassdrag 9

3. erosjonsprosessene i et elveløp - oppsummering av eksisterende teori 9

4. Bølger i vassdrag - teori og beregningsverktøy 13

4.1 Saint-Venants ligninger 13

4.2 Sammenligning med stasjonær strøm 15

4.2.1 Vannføring 15

4.2.2 Skjærspenning - Erosjonsberegning 17

4.3 Kritisk initialvannstand - forenkling v.h.a. monoklinal bølge 18

4.4 Forenkling v.h.a. kinematisk bølge 21

4.5 Beregning av bølgen 21

4.5.1 Overslag 21

4.5.2 Detaljert beregning 21

5. Effekter av bølger i vassdrag 22

5.1 Erosjon i elvebunn og sider 22

5.2 Endrede vannføringsforhold 22

5.3 Andre effekter 23

6. Hvordan påvirkes bølger i vassdraget 23

6.1 Kraftverkets manøvrering 23

6.2 Initialtilstand i elveløpet 23

6.3 Elveløpets geometri 24

6.4 Tiltak for å redusere erosjon og brå vannføringsøkninger 24

6.4.1 Kraftverkets manøvrering 24

6.4.2 Bygge fordrøyningsmuligheter 24

6.4.3 Erosjonssikring 25

7. Eksempel på analyse og konfliktløsende tiltak ved effektkjøring ____ *26*

7.1 Theun-Hinboun Power Project, Laos ____ **26**

7.1.1 Situasjon ____ 26

7.1.2 Analyse og tiltak ____ 27

7.2 Tenkt norsk eksempel ____ **31**

7.2.1 Situasjon ____ 32

7.2.2 Analyse og tiltak ____ 32

8. Referanser ____ *36*

VEDLEGG

Vedlegg 1 Oversikt - Theun Hinboun Hydropower Project

Vedlegg 2 Avløpskanal - Theun Hinboun HP

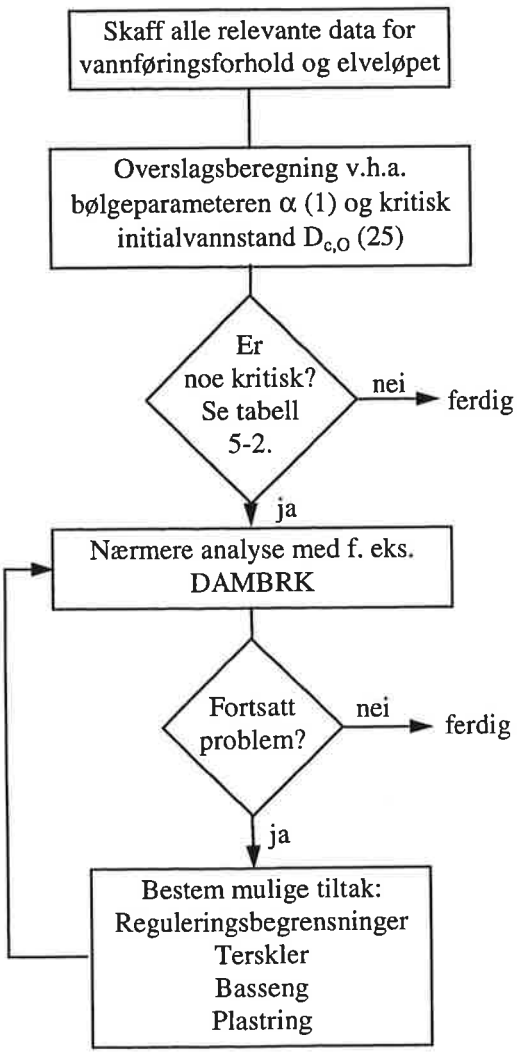
SAMMENDRAG

Rapporten har til hensikt å klarlegge problemer med effektkjøring: dvs. raskt endrede strømforhold og derav mulige skader i elveløpet. Den forsøker å svare på spørsmålene:

- Når er effektkjøring et problem man må ta hensyn til?
- Hvilke strømforhold og skader kan man forvente i elveløpet?
- Hva kan man gjøre for å unngå skader og uønskede strømforhold?

Med skader menes det her først og fremst erosjon. Uønskede strømforhold kan være så brå vannføringsendringer at det gir reduserte muligheter for rekreasjon. Med kunnskap om strømforholdene i denne situasjonen kan man også si noe om forholdene for livet i vassdraget. Habitatsforholdene blir ikke diskutert, men strømforholdene som påvirker disse sterkt, blir belyst.

Eksisterende teori blir gjennomgått. Både for erosjonsberegning og hydraulisk routing av en bølge i et vassdrag. Med utgangspunkt i denne teorien er det gjort forenklinger som gjør at vi får et enkelt verktøy for å vurdere om effektkjøring gir så brå vannføringsendringer at tiltak er nødvendig. Prinsippet for bruk av verktøyet er vist under.



Det er vist hvordan man vurderer faren for erosjon, og hvordan man finner størrelsen på plastringen, hvis nødvendig. Aktuelle tiltak for å bøte på problemene knyttet til effektkjøring eller brå vannføringsendringer er først og fremst endret kraftverksmanøvrering og bygging av fordrøyningsbasseng eller terskler.

Ved gjennomføring av tiltak trengs det kriterier for hvor raske vannførings- og vannstandsøkninger man kan tillate og hva som trengs av initialvannføring / minstevannføring. Den avgjørende faktor m.h.t. vannførings- og vannstandsøkninger er trolig hensynet til ferdsel i elven. Eksempel på valgt kriteria er gitt for Theun Hinboun kraftstasjon.

Bruken av gjennomgått teori blir demonstrert med to eksempler: Theun Hinboun kraftstasjon i Laos og en tenkt norsk elvestrekning.

Gjennom ulike eksempler er det vist at det lett kan bli ugunstige situasjoner ved raske reguleringer. Dette kan være åpning av luker eller brå oppstart av et kraftverk. Dette kan gi erosjonsproblemer og ikke mist uforsvarlig brå vannføringsendringer for dem som oppholder seg i vassdraget. Det er derfor nødvendig at slike situasjoner blir vurdert, gjerne på bakgrunn av det som er representert i denne rapporten.

Norconsult
Sandvika 19 juni 1998

for
Terje Røren

Aslak Løvoll
Aslak Løvoll

1. INNLEDNING

1.1 Bakgrunn for problematikken

På grunn av liberaliseringen i kraftmarkedet vurderer flere kraftverkseiere å produsere for salg til Europa. For å møte etterspørselen der, som først og fremst gjelder toppbelastinger, ønsker man å øke effekten ved kraftverkene og produsere mer over kortere tid av døgnet. Dette gir en situasjon med raske vannstands- og vannføringsvariasjoner i elven. En slik situasjon gir andre påkjenninger og strømforhold i elven enn det som er vanlig, se bildet nedenfor. Dette vil blant annet påvirke erosjonsforholdene og mulighetene for rekreasjon i vassdraget.

For å se på nedstrøms konsekvenser av dambrudd ble det i perioden 1992-1996 utført et Dr. ing. studie ved NTNU i Trondheim (Løvoll, 1996). I dette studiet ble kreftene og påkjenningene en svært bratt bølge kunne ha på elveløpet og konstruksjoner i elveløpet undersøkt. Denne kunnskapen er relevant for en situasjon med effektkjøring og vil bli benyttet i denne rapporten.

Trängslet, Sverige, 1993, 110 m^3/s.

1.2 Mål for rapporten

Rapporten vil forsøke å klarlegge problemstillingen med effektkjøring, endrede strømforhold og mulige skader i elveløpet. Den vil forsøke å svare på spørsmålene: Når er effektkjøring et problem man må ta hensyn til, hvilke strømforhold og skader kan man forvente i elveløpet og hva kan man gjøre for å unngå skader og uønskede strømforhold. Med skader menes det her først og fremst erosjon. Uønskede strømforhold kan være så brå vannføringsendring at det gir reduserte muligheter for rekreasjon. Med kunnskap om strømforholdene i denne situasjonen kan man også si noe om forholdene for livet i vassdraget. Habitatsforholdene blir ikke diskutert her, men strømforholdene som sterkt påvirker disse blir belyst.

2. DEFINERING AV PROBLEMET

2.1 Hva er effektkjøring

Effektkjøring er et begrep som er mye i bruk, men uten at innholdet er entydig definert. Et forsøk på definisjon er som følger:

Effektkjøring er kortvarige lastendringer der formålet er å utnytte kraftprisens variasjon over døgnet.

De sentrale ordene i definisjonen er *kortvarige lastendringer*. Effektkjøring karakteriseres ved store variasjoner i kraftproduksjon eller last. Dette kan være endringer fra grunnbelastning til toppbelastning for å ta forbrukstopper på formiddagen og ettermiddagen. Det kan også være rene effektanlegg som går fra ingen produksjon om natten til full produksjon på dagen for å utnytte prisforskjellen på kraft mellom dag og natt. Produksjonperiodene kan derfor variere fra omlag 2 til 10 timer og det er som regel 1 eller 2 slike perioder i løpet av døgnet.

På grunn av kraftprisens tidsvariasjon ønsker man å produsere kraften mellom bestemte tidspunkt. Utover denne tiden er prisen på kraften lavere. Derfor ønsker man ofte så raske pådrag og avslag som teknisk mulig. Pådrag kan man få til i løpet av 1-5 minutter avhengig av maskintype og anlegg. Før fullt pådrag har man ofte en kort periode med oppvarming og synkronisering av anleggene. Man har da en mindre vannføring, tomgangs vannføring, på noen få m^3/s. Avslag kan skje på sekundet, og i de fleste tilfeller har man ikke sikkerhetsventiler for omløp slik at både vannføring og produksjon stanser øyeblikkelig.

Situasjonen med hyppige pådrag og avslag har vi også ved elvekraftverk. Her er inntaksmagasinet så lite at det kun strekker til en eller to produksjonsperioder i døgnet.

Resultatet blir dermed 1 eller 2 pådrag og 1 eller 2 avslag per døgn i gjennomsnitt. Disse gir en brå vannføringsøkning og vannføringsreduksjon med tilsvarende vannstandsstigning og vannstandssenkning i elven nedstrøms.

2.2 Definering av bølger i vassdrag

Den vanligste bølgetypen i elver er translasjonsbølger. Translasjonsbølger er gravitasjonsbølger som beveger seg opp eller nedover i elven og fører til betydelig forflytting av vann i en retning parallell med strømretningen. Slike bølger kan være flombølger eller bølger skapt av reguleringer i vassdraget. Det er denne typen bølger som omtales i denne rapporten. Den andre bølgetypen er oscillerende bølger som typisk er havbølger. Her skjer det ingen forflytning av vann i bølgeretningen.

Når strømningssituasjonen varierer med tiden, som i en bølge, har vi ikke-stasjonær strøm. Denne er klassifisert i to typer:

- Gradvis variert ikke-stasjonær strøm.
- Raskt variert ikke-stasjonær strøm.

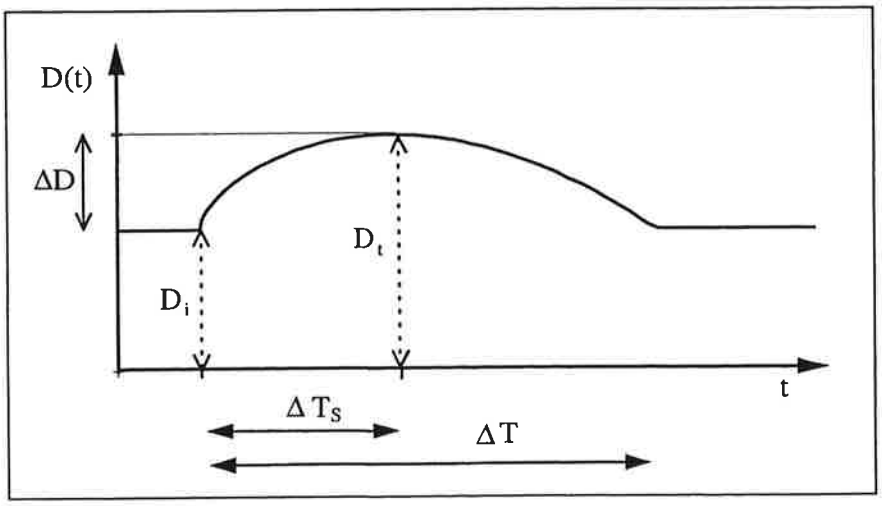
Gradvis variert ikke-stasjonær strøm referer til en situasjon der kurvaturen til bølgeprofilet er liten; endringen i dybde med tiden er gradvis; den vertikale akselrasjonen av vannpartiklene er neglisjerbar i forhold til den totale akselrasjonen; og effekten av friksjon må taes hensyn til. Slike bølger kan være flombølger, bølger fra langsom manøvrering av luker og sluser og dambruddsbølger.

Raskt variert ikke-stasjonær strøm referer til en situasjon der kurvaturen til bølgeprofilet er stor; endringen i dybde med tiden er rask; den vertikale akselrasjonen av vannpartiklene er betydelig i forhold til den totale akselrasjonen og effekten av friksjon er dermed mindre. Slike bølger kan være ekstremt raske flombølger («flash floods»), dambruddsbølger og bølger fra hurtig manøvrering av luker og sluser.

Når man beskriver ikke-stasjonær strøm, eller bølger, er det nødvendig å kjenne kurvaturen til bølgeprofilet (bølgens krapphet), d.v.s. graden av endring i dybde med tiden. Denne parameteren skal beskrive bølgen og fortelle oss om bølgen kan være skadelig m.t.p. erosjon. Nezu et al (1993) foreslo α parameteren med utgangspunkt i forholdet mellom bølgens stigningshastighet (V_S) og vannets middelhastighet (V_M):

$$\alpha \equiv \frac{V_S}{V_M} = \frac{1}{0{,}5(V_t + V_i)} \cdot \frac{D_t - D_i}{\Delta T_S} \qquad (1)$$

Indeksen *t* refererer til bølge*t*opp og indeksen *i* refererer til *i*nitialtilstand, (se Figur 2-1). V er vannhastighet, D er vannstand og ΔT_S er tiden fra initialvannstand til bølgetopp. Vi ser av uttrykket at dette er bølgens krapphet (trykkgradient) da teller er vannstandsforskjell og nevner er halvparten av bølgens lengde. Dette passer godt med hydromekanikken som sier at ikke-stasjonær strøm er relatert til trykkgradienten i strømmens retning.



Figur 2-1. Generell beskrivelse av en translasjonsbølge.

For å illustrere hvilke verdier av α man kan vente for ulike situasjoner er det satt opp 4 eksempler i Tabell 2-1. Det er her antatt en 30 m bred elv med et fall på 1/500 og et Manningstall på M = 33 $m^{1/3}/s$. Initialvannføringen er 5 og 30 m^3/s og disse stiger til 100 m^3/s. Dersom det antas at vi har normalstrøm både før og på toppen av bølgen får vi vannstander og hastigheter på 0,27 m og 0,61 m/s for initialsituasjonen (5 m^3/s) og 1,7 m og 1,96 m/s for bølgetoppen (100 m^3/s). Når dette er gitt bestemmes bølgens krapphet (α) kun av tiden det tar å få vannføringen fra 5 og 30 m^3/s til 100 m^3/s.

Situasjon:	Flom	Langsom lukeåpning	Rask lukeåpning	Brå lukeåpning
ΔT_S [sekund]	21 600 (6 timer)	1080 (18 min)	180 (3 min)	60 (1 min)
α (Q_i = 5 m^3/s)	0,00005	0,001	0,006	0,019
α (Q_i = 30 m^3/s)	0,00003	0,0005	0,003	0,009
Gjelder for: I_b = 1/500, B = 30 m, M = 33 $m^{1/3}/s$, Q_i = 5 og 30 m^3/s, D_i = 0,27 og 0,81 m, D_t = 1,7 m, Q_t = 100 m^3/s				

Tabell 2-1. Eksempler på bølgers krapphet.

Fra ulike laboratorieforsøk (Tu og Graf (1992), Nezu et al (1993), Song og Graf (1996) og Løvoll (1996)) vet man at bølgens krapphet påvirker erosjonsforholdene når denne overstiger $\alpha = 0{,}001$. I forsøkene fra Løvoll (1996) er det vist at for $\alpha \geq 0{,}015$ så vil bølgene bryte. Denne grenseverdien er ikke absolutt, men avhengig av initialvannstanden. Man må også være klar over at α endrer seg ettersom bølgen endrer seg på vei ned vassdraget. Disse forholdene er nærmere belyst i kapittel 4.

2.3 Hva må vurderes ved effektkjøring / brå vannføringsendring i norske vassdrag

I denne rapporten vurderes hvilke erosjonsskader som kan oppstå i elveløpet ved effektkjøring eller brå vannføringsendringer. I denne sammenheng bør det også vurderes om effektkjøring kan representere noen fare for rekreasjon i vassdraget. Dersom vannføringsøkningen kommer svært brått kan dette være en fare for fiskere, folk som bader og ellers oppholder seg i eller ved elven.

Følgende forhold må derfor analyseres:

- *Tidsforløpet ved vannføringsendringene (α og mulig endring av α)*
- *Initialsituasjon (er der vann fra før p.g.a. grunnbelastning i kraftverket eller lokaltilsig?)*
- *Elveløpets geometri (hvordan påvirker dette bølgen?)*
- *Elveløpets sedimenter (er de stabile?)*

Dette vil fortelle oss om det er fare for: - erosjon p.g.a bølga
- folk som oppholder seg i vassdraget

Grunnlaget for å gjøre disse vurderingene blir beskrevet i kapitlene nedenfor.

3. EROSJONSPROSESSENE I ET ELVELØP - OPPSUMMERING AV EKSISTERENDE TEORI

Det nødvendige sett av parametre som trengs for å beskrive erosjonsprosessene kan skaffes fra dem som beskriver væsken, materialet i elveløpet, strømforholdene og elveløpets form. De aktuelle variabler er:

$\rho, \mu, \rho_S, d_S, \sigma, D, V, I_e, g, F_e, F_t, \phi, c, f_S$

Her er ρ vannets tetthet, μ dynamisk viskositet til vannet, ρ_S bunnmaterialets tetthet, d_S representativ størrelse på bunnmaterialet (ofte er d_{60} nyttet), σ mål på kornfordelingen til bunnmaterialet, D gjennomsnittlig dyp, V gjennomsnittlig hastighet, I_e energihelling, g tyngdens akselrasjon, F_e formfaktor for elveløpet, F_t formfaktor for elvetverrsnittet, ϕ friksjonsvinkel til materialet i elvebredden, c kohesjon til materialet i elvebredden, f_S kraft fra grunnvannsstrøm i elvebredden.

Bunn materialet påvirker forholdene gjennom egenvekten eller tettheten og størrelsen ved at økende egenvekt gir større erosjonsmotstand. Størrelsen på materialet er også med på å bestemme Manningstall eller friksjonen. Kornfordelingen påvirker erosjonsmotstanden. En homogen masse med samme representative størrelse som en gradert masse er mye mer eroderbar.

Strømforholdene er selvsagt av størst betydning. Dybden påvirker skjærspenningen som utøves på bunn og sider av strømmen. Dybden er også svært avgjørende for en bølgeforplantning. Viktigst for skjærspenningen er imidlertid energi helningen, I_e. Skjærspenningen er gitt av:

$$\tau = \gamma R I_e, \qquad (2)$$

der $\gamma = \rho \cdot g$ og hydraulisk radius R = areal/våt omkrets. Energihelningen, I_e, er også brukt i friksjonsformler, som Mannings formel, til å beregne gjennomsnittlig hastighet. Strømmen i elver er ofte både ikke-stasjonær og ikke-uniform p.g.a. flommer, reguleringer og oppstuvning. Derfor kan ikke energihelningen tilnærmes med helningen på bunn eller vannflaten unntatt for tilfeller med stasjonær uniform strøm (normalstrøm). Riktig beregning av energihelningen er svært viktig for tilfeller med bølger i vassdraget. Dette blir nærmere omtalt i kapittel 4.

Elveløpets form er avgjørende. Elveløpet endrer seg i lengderetningen og gir energitap p.g.a. kurver, endringer i elvebredden, fordi disse endrer hastighetsfordelingen, skjærspenningen og sekundærstrømmer. Variasjon innen tverrsnitt har lignende effekter som endret hastighet, bredde, dybde og skjærspenning. Dette påvirker friksjonsforholdene og dermed også en eventuell bølge i elven.

Motstanden elvebredden har mot erosjon er nært knyttet til materialet i elvebredden. Ikke-kohesivt materiale vil bli fjernet stein for stein. Hastigheten dette skjer med avhenger av strømforholdene og grunnvannsstrømning gjennom elvebredden. Kohesivt materiale eroderes oftest ved utglidninger. Utglidninger skjer når drivende krefter overstiger de stabiliserende krefter. Drivende krefter er komponenten av egenvekten langs skråningen og positivt poretrykk. Stabiliserende krefter er skjærstyrken til materialet og eventuelle forebyggende tiltak. Derfor vil alt som endrer vektkomponenten til elvebredden (som erosjon av tåen), eller poretrykket i elvebredden (som økende frekvens på vannstandsendringer) føre til raskere erosjon av elvebredden. Særlig viktig er grunnvansstrømmen. Denne påvirkes av vannstanden i elven og redusert vannstand gir redusert stabilitet mens øket vannstand gir bedre stabilitet. Endring i vannstand kan være et resultat av kraftverksregulering eller bølger skapt av vind eller båter. Andre faktorer som påvirker stabiliteten av elvebredden er fryse- og tinesykluser samt is.

I boken editert av Hey, Bathurst and Thorne (1985) er det gjort en vurdering av de ulike faktorers betydning. De ulike faktorene er gitt i forhold til skjærspenningen som vannet utøver på elveløpet. D.v.s. en viss andel av $\tau = \gamma R i_e$. Det tillegget som de ulike faktorene bidrar med er vist i Tabell 3-1. Dette er overslagsmessig og der disse forholdene er av betydning bør de vurderes nærmere. Dette gjelder særlig de tilfellene der vi får høyt grunnvannsspeil. Da bør en trekke inn geotekniske stabilitetsvurderinger.

For å beregne stabiliteten til et elveløp må kritisk skjærspenning beregnes både for bunn og sider.

Først må kritisk skjærspenning på bunn bestemmes fra:

$$\tau_{C,\,bunn} = C[(\gamma_S - \gamma)d_{60}] \qquad (3)$$

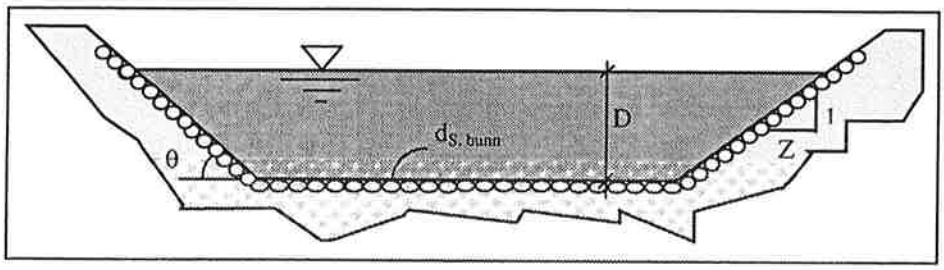
Verdier for C kan finnes fra Shields diagram. For partikkel Reynolds tall over 500 er C = 0,06. Dette er tilfellet for de fleste norske elver. Kritisk skjærspenning på bunn kan derfor bestemmes når romvekten, $\gamma_S = \rho_S \cdot g$, og størrelsen på bunn materiale, d_{60}, er kjent. Dersom aktuell skjærspenning for bunnen (2) er større enn kritisk skjærspenning (3) vil bunnmaterialet bevege seg.

Neste skritt er å finne kritisk og aktuell skjærspenning for elvebredden. Kritisk skjærspenning for elvebredden finnes ved å bruke (3) for så å redusere den med en faktor K for å ta hensyn til vektkomponenten langs skråningen. Skråningen er vist på Figur 3-1 og likevekt av en partikkel på den gir:

Faktorer som gir erosjon (Δ_F)	Lave Skråninger	Høye Skråninger
Flom variasjon	0,02 γRI_e	0,02 γRI_e
Vannstandsvariasjon	0,07	0,10
Vind-bølger	0,02	0,01
Båt-bølger	0,05	0,05
Frysing-tining	0,01	0,01
Is	0,02	0,04
Grunnvannssig	0,05	0,07
Tyngdekrefter	0,05	0,11
Sum	0,29 γRI_e	0,41 γRI_e

Tabell 3-1. Eksempel på tillegg i skjærspenning på sideskråninger.

$$K = \sqrt{1 - \frac{\sin^2\theta}{\sin^2\varphi}}$$,der θ er elvebreddens helning og φ er massenes friksjonsvinkel. (4)

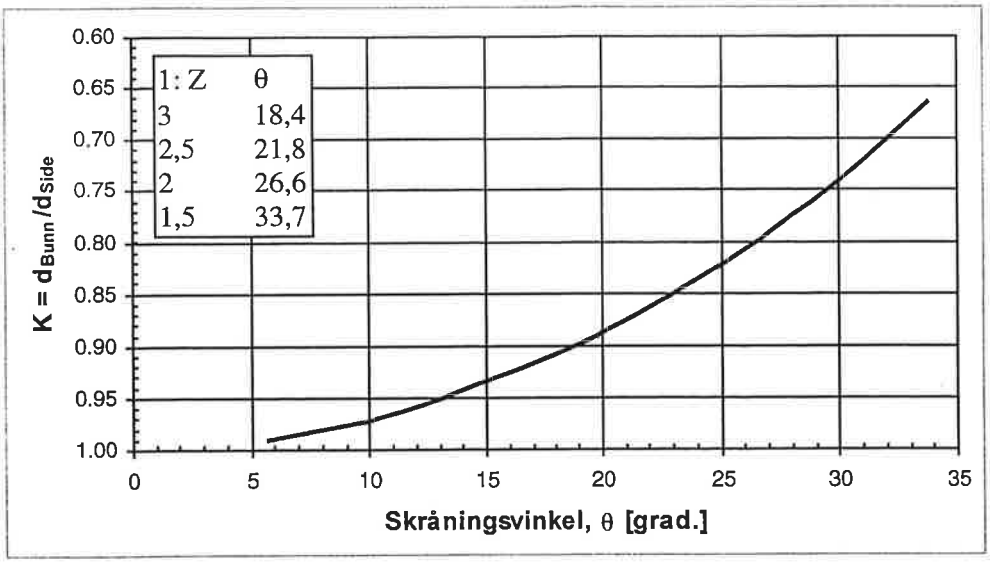


Figur 3-1. Definering av parametre for et tverrsnitt.

Dette uttrykket er utviklet på bakgrunn av likevekt for en partikkel på en skråning med helning θ, men er noe mangelfull. Sammenlikner man (4) med erfaringsdata (Lysne, 1987) får man god overensstemmelse for $\varphi = 48°$. Dette er en høy verdi på φ, men denne er å betrakte som en kalibreringskoeffisient for å få ligning (4) til å stemme med erfaringsdata. Setter man dette inn i (4) får man følgende uttrykk for korreksjon m.o.t. sideskråningen:

$$K = \sqrt{1 - 1{,}81\sin^2\theta} \qquad (5)$$

Uttrykket er vist som en kurve i Figur 3-2. Det anbefales at ligning (5) eller Figur 3-2 benyttes fremfor ligning (4) ved beregning av K.



Figur 3-2. Korreksjonsfaktor K for erosjon langs sideskråning.

Kritisk skjærspenning på sideskråningen er dermed gitt av:

$$\tau_{C,\,side} = \tau_{C,\,bunn} \cdot K = K \cdot C \cdot [(\gamma_S - \gamma) \cdot d_{60}] \qquad (6)$$

Aktuell skjærspenning på sideskråningen er i mange lærebøker foreslått redusert i forhold til skjærspenningen på bunn. Bakgrunnen for dette er mangelfull og det foreslås derfor å bruke samme skjærspenning på sideskråninger som på bunn, d.v.s. ligning (2). Dette er tilfelle dersom vi kun ser på skjærspenningen p.g.a. det strømmende vannet. Det er nødvendig å legge til effekten av de andre faktorene som vist i Tabell 3-1 for å få den totale aktuelle skjærspenningen på sideskråningen:

$$\tau_{side} = \gamma R i_e + \Delta_F \gamma R i_e \qquad (7)$$

Eksempel
Bred kanal (R≈D) med bunnhelning på I_b=1/400 og sider på 1:2 (K = 0,8), uniforme forhold: I_e=I_b, dybde D = 2 m, materialer med d_{60} = 0,05 m og ellers alle faktorer som listet i Tabell 3-1 for lave skråninger.

Aktuell skjærspenning på bunn:
$\tau_{bunn} = \gamma R i_e = 9{,}81 m/s^2 \cdot 1000 kg/m^3 \cdot 2m \cdot 1/400 = 49\ N/m^2$
Kritisk skjærspenning:
$\tau_{C,\,bunn} = C \cdot [(\gamma_S - \gamma) \cdot d_{60}] = 0{,}06 \cdot [9{,}81 m/s^2 \cdot (2700 - 1000) \cdot 0{,}05] = 50\ N/m^2$

Dette betyr at vi akkurat har stabile forhold på bunn av elven. Størrelsen på stabil stein på bunn kan finnes direkte fra (2) og (3) ved å sette disse lik hverandre og løse m.o.t. $d_{60,\,bunn}$:
$\mathbf{d_{60,\,bunn} = \gamma R i_e / [C \cdot (\gamma_S - \gamma)]}$
$= 49\ N/m^2 / [0{,}06 \cdot 9{,}81 \cdot (2700 - 1000)] = 0{,}05$ m.

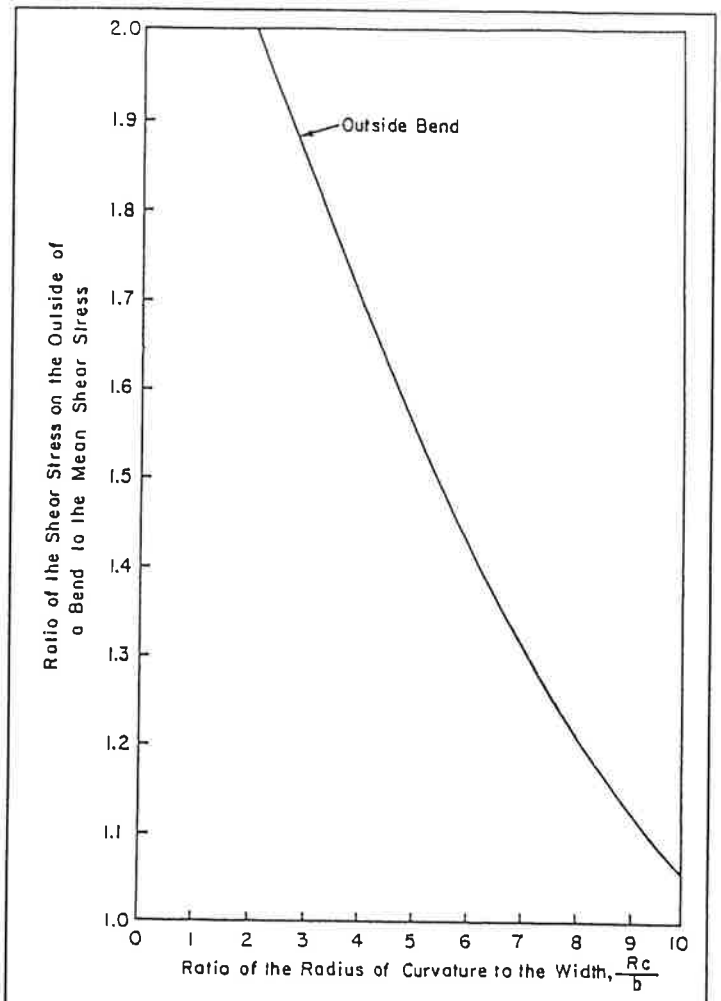
Aktuell skjærspenning på skråningen:
$\tau_{side} = \gamma R i_e + \Delta_F \gamma R i_e = \gamma R i_e + 0{,}29 \gamma R i_e = 1{,}29 \cdot 9{,}81 m/s^2 \cdot 1000 kg/m^3 \cdot 2m \cdot 1/400 = 63\ N/m^2$
Kritisk skjærspenning på skråningen:
$\tau_{C,\,side} = K \cdot C \cdot [(\gamma_S - \gamma) \cdot d_{60}] = 0{,}8 \cdot 0{,}06 \cdot [9{,}81 m/s^2 \cdot (2700 - 1000) \cdot 0{,}05] = 40\ N/m^2$

Dette betyr at vi ikke har stabile forhold, men får erosjon. For å ha stabile forhold må steinen i sideskråningen være minst:

$$d_{60,\,side} = (\gamma Ri_e + \Delta_F \gamma Ri_e)/[K \cdot C \cdot (\gamma_S - \gamma)]$$
$$= 63\ N/m^2/[0{,}8 \cdot 0{,}06 \cdot 9{,}81 \cdot (2700-1000)]$$
$$= 0{,}08\ m.$$

Analysen ovenfor gjelder rette strekninger. For å gjøre den gjeldende for meandrerende elver må man ta hensyn til den økende skjærspenningen som virker på skråningen i yttersving. Økningen skjer fordi man i en kurvet kanal får en skjev hastighetsfordeling med høyere hastigheter i yttersving enn i innersving. Disse endringer i hastigheten gir enda større endringer i skjærspenningen ($\tau \sim V^2$). En graf som knytter skjærspenningene i en kurvet kanal til de i en rett kanal er vist i Figur 3-3. Når den aktuelle skjærspenningen $\tau = \gamma Ri_e$ er økt med faktoren fra Figur 3-3 kan effekten av de andre faktorene ($\Delta_F \gamma Ri_e$) legges til og vi får total aktuell skjærspenning i yttersvingen av kanalen/elven (τ_{side}). Stabiliteten kan nå vurderes. Plastring, dersom det trengs, kan bestemmes som beskrevet ovenfor.

Den praktiske utførelsen av plastringen med mulig overgangssone, filter og skråningsfot kommenteres ikke her. Ved erosjonssikring rundt pilarer, ved vannstandssprang og andre lokale strømninger må plastring vurderes spesielt.



Figur 3-3. Effekten av en kurve på skjærspenningen (US Soil Conservation Service, 1977)

4. BØLGER I VASSDRAG - TEORI OG BEREGNINGSVERKTØY

4.1 Saint-Venants ligninger

For å få en beskrivelse av den aktuelle ikke-stasjonære og varierende naturen til en flombølge i et vassdrag kan en bruke hydraulisk routing. Saint-Venants likninger, først utviklet av Barre de Saint-Venant i 1871, beskriver en-dimensjonal ikke-stasjonær strøm i et vassdrag. For å utlede dem tar en utgangspunkt i kontinuitet - og bevegelsesligningen. Dette blir i grove trekk gjort nedenfor. For mer detaljer angående utledningen se f. eks. French (1987).

Kontinuitet:
Vannføring ut - vannføring inn = reduksjon av vannvolum, eller: $(Q_{ut} - Q_{inn})\cdot dt = - dV$. Med dette som utgangspunkt får man kontinuitetsligningen på formen:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0 \qquad (8)$$

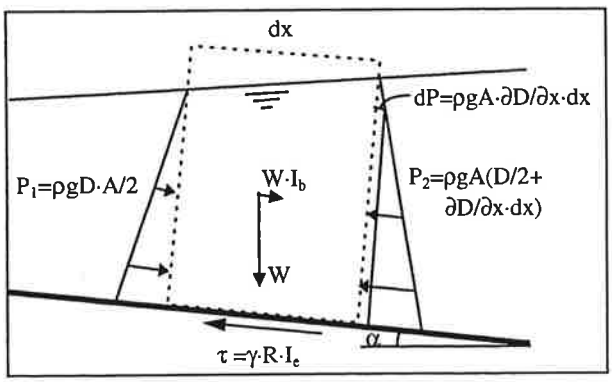
eller på formen: $$V\frac{\partial D}{\partial x} + D\frac{\partial V}{\partial x} + \frac{\partial D}{\partial t} = 0 \qquad (9)$$

Dynamisk ligning - bevegelseslikningen:
Bruker Newton's 2 lov som sier at summen av ytre krefter gir et vannvolum i bølgen en akselrasjon, se Figur 4-1:

$\Sigma F = m\cdot a$

Væsken i vannvolumet kan akselerere på to måter: Fartsøkning med tiden t - lokal akselrasjon, eller fartsøkning i lengderetningen x - konvektiv akselrasjon. Total akselrasjon blir derfor:

$$a = \frac{\partial V}{\partial t} + V\frac{\partial V}{\partial x} \text{ og } m = \rho\, A\, dx$$



De ytre krefter som virker på vannvolumet, vist med stiplet linje i Figur 4-1, og som gir de nevnte akselrasjoner, er: netto trykk representert ved endring i dybden D over kontrollvolumet: $\partial D/\partial x$, friksjon representert med energihelningen I_e, og vannets tyngde representert med bunnhelningen I_b. Setter man uttrykkene for krefter, masse og akselrasjon inn i $\Sigma F/m=a$, får en etter litt korting:

$g(I_b - I_e - \partial D/\partial x) = \partial V/\partial t + V\partial V/\partial x$ eller

Figur 4-1. Krefter på et vannvolum.

$$(I_b - I_e) = \partial D/\partial x + 1/g\cdot\partial V/\partial t + V/g\cdot\partial D/\partial x \qquad (10)$$

Denne ligningen beskriver dynamikken i bølgen.

Forutsetninger gjort ved utledningen er:

- Bunnhelning $\alpha < 10^\circ$ (bruker D i stedet for $D\cdot\cos\alpha$ ved beregning av trykket).
- Hydrostatisk trykkfordeling, d.v.s. ingen vertikale akselrasjoner. Dette betyr at likningen gjelder kun gradvis varierende strøm.
- Farten V og dybden D er konstante over tverrsnittet.
- Rett elvestrekning (1-dimensjonal modell).
- Ingen singulærtap (vanskelig å bestemme og har store lokale variasjoner). Det er mulig å ta disse med, men de bør da spesifiseres for hver delstrekning.

- ß=1. (Korreksjonsfaktor for bruk av gjennomsnittshastigheten V i stedet for integrering av hastighetsprofilet ved beregning av moment). Chow (1959) og Henderson (1960) fant ß=1.01 for prismatiske kanaler, og ß= 1.33 for elver med flomsletter.
- Ligningene (9) og (10) forutsetter konstant tverrsnittsform (prismatisk kanal), mens uttrykkes de v.h.a. vannføring og areal slik som (8) blir de mer generelle.

I tillegg er det vanlig å anta at friksjonsforholdene kan beskrives ved hjelp av Manning's eller Chezy's ligning.

Ligningsparet (9) og (10) er Saint-Venants ligninger. Det er disse som blir løst i modeller som DAMBRK og MIKE-11. I det følgende skal de ulike leddene i likningen undersøkes nærmare. Ser en på ligning (10) har en:

$(I_b - I_e)$	Som kan tolkes som netto fremdrift eller energi som er igjen etter at noe har gått vekk i friksjon. Denne energien går med til å endre de tre neste leddene:
$\partial D/\partial x$	Vannstands- (trykk) endring i strømretningen.
$1/g \cdot \partial V/\partial t$	Lokal akselrasjon, d.v.s hastighetsendring m.h.p. tiden.
$V/g \cdot \partial D/\partial x$	Som = $\partial(V^2/2g)/\partial x$, d.v.s. endring av hastighetshøyden. Er også nevnt som konvektiv akselrasjon, og kommer av at hastigheten endrer seg i strømretningen.

Avhengig av hvilke ledd som er med i (10) beskrives ulike strømsituasjoner :

Stasjonær strøm (normalstr.): $(I_b - I_e) = 0$
Vannstand finnes direkte fra Mannings formel ved å sette $I_e = I_b$ inn i den.

Stasjonær varierende strøm: $(I_b - I_e) = \partial D/\partial x + V/g \cdot \partial D/\partial x = \partial(D + V^2/2g)\partial x$
Løses v.h.a. vannlinjeberegninger med f. eks. HEC-2 eller HEC-RAS. I_e finnes av Mannings formel som nå kun gjelder i et punkt (ikke normalstrøm).

Ikke-stasjonær strøm: $(I_b - I_e) = \partial D/\partial x + V/g \cdot \partial D/\partial x + 1/g \cdot \partial V/\partial t$
Løses samtidig med ligning (**Feil! Fant ikke referansekilden.**) v.h.a. f. eks. DAMBRK eller MIKE-11.

4.2 Sammenligning med stasjonær strøm

4.2.1 Vannføring

For stasjonær uniform strøm eller normalstrøm (d.v.s. konstant dyp (D) og hastighet (V) i strømretningen slik at $I_e = I_b$) har vi fra Manning:

$$Q_N = MAR^{2/3} I_b^{1/2} \qquad (11)$$

For gradvis varierende strøm og ikke-stasjonær strøm kan vi ikke sette $I_e = I_b$. I dette tilfelle må man bruke Mannings formel på formen (antar $M_{stasjonær} = M_{ikke\ st.}$):

$$Q = MAR^{2/3} I_e^{1/2} \qquad (12)$$

For å se betydningen av dette divideres (12) på (11) og ligning (10) settes inn for I_e:

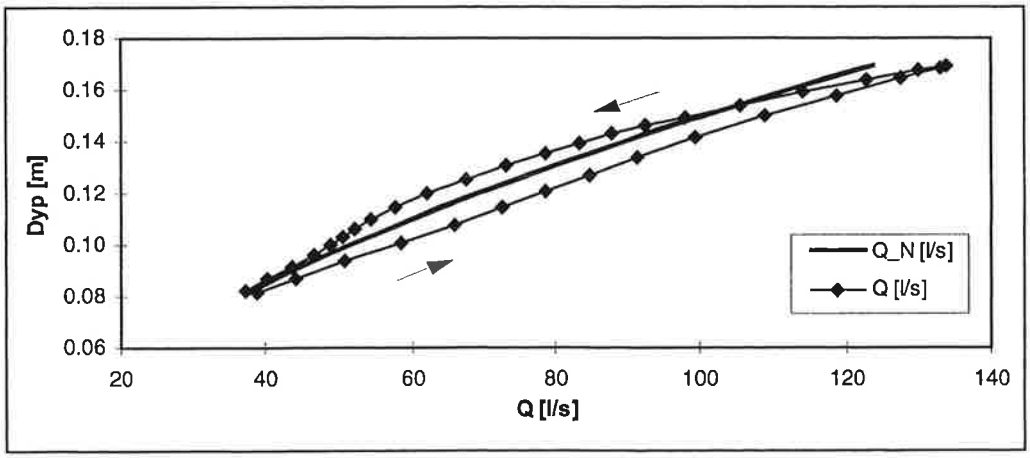
$$Q/Q_N = (I_e/I_b)^{1/2} = (1- [\partial D/\partial x + 1/g \cdot \partial V/\partial t + V/g \cdot \partial V/\partial x]/I_b)^{1/2} \qquad (13)$$

Denne ligningen viser hvor mye den virkelige vannføringen vil avvike fra den som blir beregnet under forutsetning av normalstrøm. Dette avviket er også gjeldende i stasjonær strøm i og med at leddene for trykk ($\partial D/\partial x$) og konvektiv akselrasjon ($V/g \cdot \partial V/\partial x$) er med. Men det er først ved svært rask vannføringsvariasjon at avviket blir av betydning. Dette er vist i Tabell 4-1.

Situasjon	I_b [m/km]	$\partial D/\partial x$ [m/km]	$V/g \cdot \partial V/\partial x$ [m/km]	$1/g \cdot \partial V/\partial t$ [m/km]	I_e [m/km]	Vannføring [m^3/s]
a) "Naturlig flombølge" *	5	-0,1	-0,05	0,01	5,14	Q = 280-4300-280 på 1 dgn.
b) "Dambruddsbølge" #	19,4	-1,46	-5,2	0,57	25,5	Q = 1000-164000 på 50 min
c) "Laboratoriebølge" *	2	-3,5	-1	1,8	4,7	Q = 0,034-0,149 på 0,4 min
* Verdiene er målt. # Verdiene er beregnet v.h.a. DAMBRK.						

Tabell 4-1. Betydning av leddene i bevegelseslikningen.

Tabell 4-1 viser at leddene i (10) kan være av betydning. For å avgjøre når dette er tilfelle kan parameteren α benyttes. For flombølgen i a) er ikke α kjent, men for eksemplene b) og c) blir α henholdsvis 0,0024 og 0,0074. Vi ser av Tabell 2-1 at dette tilsvarer krappheten på en bølge fra en rask lukeåpning (i løpet av 3 minutter).



Figur 4-2. Vannføringskurve og målte verdier under en bølge med α = 0,0031.

Ved vannføringsmålinger bør man være klar over at det i ikke-stasjonær strøm ikke er en entydig sammenheng mellom vannstand og vannføring. For en gitt vannstand vil man ikke måle samme vannføring ved stigende flom som ved synkende flom. Dette er tydelig illustrert på Figur 4-2 som viser målte verdier i løpet av en bølge.

Setter man tallene fra Tabell 4-1 inn i (13) får man hvor stor feil man får ved beregning av vannføringen med antakelsen om normalstrøm (d.v.s. bruker $I_e = I_b$ i Mannings formel):

a) $Q = Q_N \cdot 1{,}014$; d.v.s. en feil på 1,4 %.

b) $Q = Q_N \cdot 1{,}15$; d.v.s. en feil på 15 %. En ser her at alle ledd er av betydning.

c) $Q = Q_N \cdot 1{,}53$; d.v.s. en feil på hele 53 %!

4.2.2 Skjærspenning - Erosjonsberegning

Skjærspenning på bunnen av elven beregnes som omtalt i kapittel 3 av formelen:

$$\tau = \gamma R I_e, \qquad (2)$$

For en situasjon med normalstrøm erstattes I_e med I_b. For en situasjon med stasjonær men gradvis varierende strøm utføres en vannlinjeberegning og I_e finnes fra beregningen. Det er viktig at denne ikke settes lik bunnhelningen, I_b, da det kan være stor forskjell på disse.

For en situasjon med ikke-stasjonær gradvis varierende strøm finnes det flere alternativer for å bestemme I_e. Det beste hadde vært å bruke ligning (10) direkte slik at vi får:

$$I_e = I_b - (\partial D/\partial x + 1/g \cdot \partial V/\partial t + V/g \cdot \partial D/\partial x) \qquad (14)$$

Dessverre er leddene i denne ligning vanskelig å finne fra resultatfilene til programmer som DAMBRK og MIKE 11. Leddene står ikke eksplisitt og en bruker må derfor regne dem ut på bakgrunn av resultatene. Leddene i (14) er også svært vanskelig å måle. Særlig variasjonen i strømretningen (x-retningen).

Den enkleste måten er å bruke Mannings formel direkte på beregnet vannføring og vannstand, eller målt vannføring og vannstand:

$$I_{e,M} = [Q/(MAR^{2/3})]^2 \qquad (15)$$

Siden vannføringen og vannstanden som inngår i (15) er beregnet fra de riktige ligninger, eller er målt direkte, er det ingen ting i veien for å bruke Mannings formel på denne måten. Denne metoden ble sjekket av Løvoll (1996) og konklusjonen var at den konsekvent ga noe for høy skjærspenning (0 - 30 %). Denne metoden kan derfor betraktes som noe grov og konservativ.

En tredje metode er å forenkle den dynamiske bølgen gitt av (10) med en kinematisk bølge, se kapittel 4.4. Energihelningen er da gitt av :

$$I_{e,kin} = I_b + 1/V_b \cdot \partial D/\partial t - 1/g \cdot (1 - V/V_b) \cdot \partial V/\partial t \qquad (16)$$

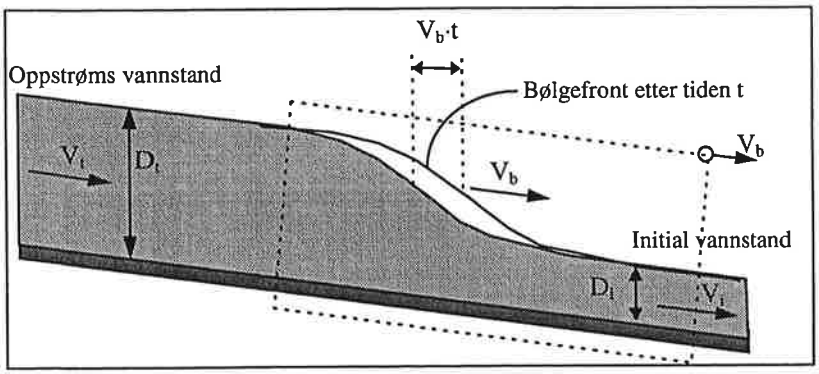
der V_b er bølgefarten gitt av enten (19), (20), (21), (22) eller (23). Denne formen av den dynamiske ligningen gjør det lettere å finne størrelsene på leddene. Det er kun å finne V og D for to ulike tidsskritt. Disse leddene er også mye lettere å måle da de kun er avhengig av tiden: de kan måles på et sted. Dette er metoden som ga best estimat av skjærspenningen under en bølge, Løvoll (1996). Svakheten med ligningen er at den ikke tar hensyn til tilfeller med stasjonær varierende strøm. I slike tilfeller må ligning (14) eller (15) benyttes.

Uansett hvilken av metodene ovenfor som benyttes må man gjøre en dynamisk beregning av bølgen v.h.a. program som f. eks. DAMBRK eller MIKE 11.

Skjærspenningen på siden og kritiske skjærspenninger finnes som omtalt i kapittel 3 med utgangspunkt i ligning (2). Benyttes (2) for ikke-stasjonær strøm må I_e beregnes fra enten (14), (15) eller (16).

Hittil har vi kun sett på gradvis varierende ikke-stasjonær strøm. Raskt varierende ikke-stasjonær strøm har vi når bølgen er så bratt at de vertikale akselrasjoner er av betydning. Dette er tilfelle når bølgen bryter. I denne situasjonen vil skjærkreftene mot elveleiet være betydelig større enn ellers. Grunnlaget for beregning av erosjonen i dette tilfellet er tynt og kommenteres ikke i denne rapporten. Bølger av denne typen bør unngås både med tanke på erosjon, habitatsforhold og ferdsel i vassdraget.

4.3 Kritisk initialvannstand - forenkling v.h.a. monoklinal bølge



Figur 4-3. Monoklinal bølge, Chow (1973).

Et spesialtilfelle av ikke-stasjonær strøm, som nesten er mulig i prismatiske kanaler, er en monoklinal bølge. Denne strømsituasjonen har et bølgeprofil som er stabilt og som ikke vil forandre form på sin vei ned elven/kanalen. Denne bølgen kan beregnes uten hjelp av dataprogram. Teorien er derfor nyttig for å få en oversikt over bølgesituasjonen. Denne forenkla betraktningen vil fortelle hvilket profil bølga vil utvikle seg til om den ikke blir forstyrret av tverrsnittsendringer. Det blir et konservativt anslag som forteller om vi kan vente problemer eller ikke. Den vil derfor bli brukt til å luke ut de tilfeller der nærmere analyse ikke er nødvendig.

Bølgen har konstant hastighet V_b og strømmer fra et område oppstrøms med normalstrøm gitt av D_t, V_t og Q_t til et område nedstrøms med normalstrøm gitt av D_i, V_i og Q_i. Situasjonen er vist på Figur 4-3. Dersom vi følger bølgefronten og betrakter volumet inne i rammen, vil volumet inne i rammen oppleves som konstant. Det betyr at vannstrømmen inn er lik vannstrømmen ut. Denne vannmengden (Q_0) kalles «overrunn». Vannstrømmen inn i rammen fra høyre side er $(V_b-V_i)A_i$ og vannstrømmen ut av rammen på venstre side er $(V_b-V_t)A_t$. Siden kontinuitetsligningen gir $Q_{ut} = Q_{inn}$ får vi:

$$Q_0 = (V_b-V_t)A_t = (V_b-V_i)A_i \quad (17)$$

Løser for V_b:

$$V_b = (V_tA_t - V_iA_i)/(A_t - A_i) \quad (18)$$

Siden $Q_t = V_tA_t$ og $Q_i = V_iA_i$ i områdene med normalstrøm kan ligning (18) skrives:

$$V_b = (Q_t - Q_i)/(A_t - A_i) \quad (19)$$

Denne ligningen kan benyttes for beregning av hastigheten til en bølge. Forutsetningene er normalstrøm før og etter bølgen og at den har hatt nok tid på seg til å utvikle et konstant bølgeprofil. Utvikling av dette bølgeprofilet (monoklin bølge) forutsetter at elven har noenlunde konstant elvetverrsnitt over en lengre strekning. Dette er sjelden tilfelle, men ligning (19) kan brukes som et overslag.

Ligning (19) antyder at bølgehastigheten til en monoklin bølge er en funksjon av forholdet mellom vannføring og strømningsareal. Det kan vises at ved små endringer i vannstand, så er bølgefarten gitt av:

$$V_b = dQ/dA \quad (20)$$

Dersom Mannings formel settes inn i (20) får vi uttrykt bølgehastigheten med hastigheten på vannet. Dette gir:

$V_b = 1{,}67\,(V_1 + V_2)/2$ for vid rektangulær kanal (21)
$V_b = 1{,}33\,(V_1 + V_2)/2$ for trekantformet kanal (22)
$V_b = 1{,}44\,(V_1 + V_2)/2$ for vid parabolsk kanal (23)

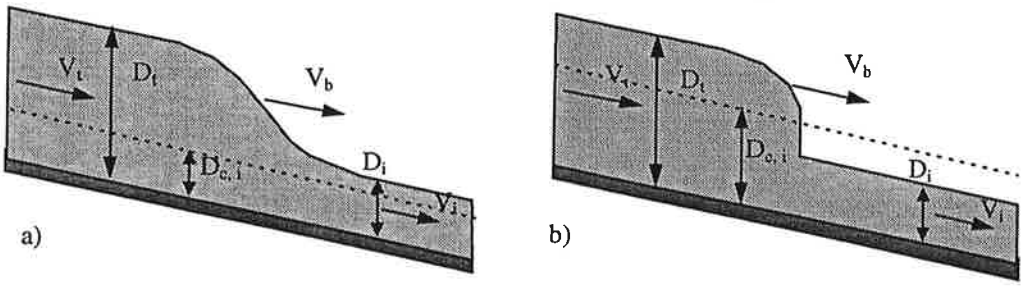
Med utgangspunkt i det ovenfor kan man finne den dynamiske ligningen for en monoklinal bølge:

$$(I_b - I_e) = \partial D/\partial x \cdot (1 - Q_0^2/(gA^2D_H)) \quad (24)$$

D_H er hydraulisk dybde definert som $D_H = A/T$ der T er elvebredden ved vannspeilet. Ligningen er sammenlignbar med ligning (10). For en person som følger bølgen forandrer ikke profilet seg med tiden og derfor er tidsleddet borte. For denne personen fortoner bølgen seg som stasjonær varierende strøm og vi ser at ligning (24) faktisk beskriver det dersom Q_0 erstattes med Q. Ligning (24) løses som for en vanlig vannlinjeberegning. Med utgangspunkt i ligning (24) kan man vise, Chow (1973), at en bølge vil bli så bratt at den bryter dersom initialdybden, D_i, er mindre enn den kritiske initialvannstand $D_{c,i}$:

Bølgen bryter når: $D_i < D_{c,i}$, der $D_{c,i} = [(Q_0/B)^2/g]^{1/3} = [((V_b - V_t)D_t)^2/g]^{1/3}$ (25)

V_b er bølgehastigheten gitt av ligning (19) og B er bredden av en bred kanal. Situasjonen er illustrert i Figur 4-4. Denne ligningen forteller oss når vi kan forvente at en i utgangspunktet slak bølge vil utvikle seg til en brytende bølge. Dersom bølgen i utgangspunktet er så bratt at den nærmest bryter vil ligning (25) fortelle oss om initialdybden er slik at den vil fortsette med det eller flate ut. Ligning (25) er benyttet på forsøksdataene fra Løvoll (1996) og gir svært god overensstemmelse med observasjonene. D.v.s. at ligning (25) klarer å forutsi om en bølge vil bryte eller ikke.



Figur 4-4. Bølgeprofiler for monoklin bølge når: a) $D_i > D_{c,i}$ b) $D_i \leq D_{c,i}$, Chow (1973).

For å finne profilet til den monoklinale bølgen løses den dynamiske ligningen (24) numerisk (som ved en vanlig vannlinjeberegning). For enkle tverrsnittsformer kan dette gjøres i et regneark. Chow (1973) fant en analytisk løsning for en bred kanal og profilet er gitt av:

$$x = \frac{D_t}{I_b}\left\{ z + \frac{1}{3-2G}\ln[1-z] - \frac{(G-1)^2(2G+1)}{6-4G}\ln\left[z^2 - (G^2-1)z + (G-1)^2\right] - \frac{(G-1)^2\left((2G+1)(G+1)-4\right)}{(6-4G)\sqrt{(G+1)^2-4}}\ln\left[\frac{2z-(G^2-1)-(G-1)\sqrt{(G+1)^2-4}}{2z-(G^2-1)+(G-1)\sqrt{(G+1)^2-4}}\right]\right\} + C_1 \quad (26)$$

der $G = (1-(D_i/D_t)^{3/2})/(1-D_i/D_t)$
$z = D/D_t$
C_1 er en konstant som kan bestemmes fra betingelsen om at $x = 0$ for $D = (D_i+D_t)/2$

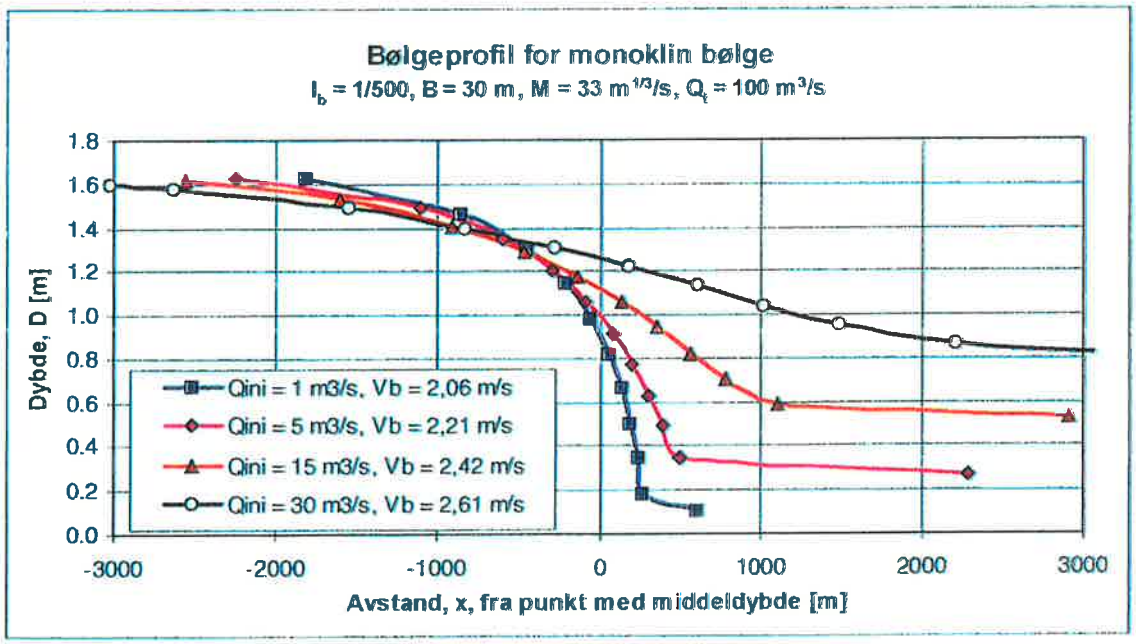
For en gitt initialsituasjon, D_i, og ettersituasjon, D_t, kan vi nå beregne profilet $x = f(D)$ for hvilken som helst monoklin bølge. Ligning (26) forutsetter bred kanal. Denne ligningen kan være nyttig for å få et bilde av hvor bratt bølgen kan bli. På bakgrunn av det kan man vurdere om bølgen stiger for raskt og tiltak må til, eller om vi har en akseptabel strømning.

Ligning (26) er benyttet på samme eksempel som det i Tabell 2-1. Profilet er beregnet for 4 ulike initialvannføringer og de resulterende profilene er vist i Figur 4-5. Vi ser her at initialvannstanden er av svært stor betydning for bølgeprofilet. Profilene vist i Figur 4-5 er uavhengig av tiden da dette er profilene som vil utvikle seg dersom bølge får renne uforstyrret av tverrsnittsendringer til likevekt er nådd. Dette profilet er et konservativt anslag da bølgen dempes dersom den blir forstyrret av tverrsnittsendringer.

Hvor fort vansstandsstigningen skjer for de ulike initialvannføringer finnes fra kurvene i figuren. For en initialvannføring på 1 m^3/s får man at vannstanden stiger fra 0,2 m til 0,95 m i løpet av $t = \Delta x/V_b$ = 250 m / 2,06 m/s = 121 s. Dette gir en vannstandsstigning på 0,75m·3600s/t / 121 s = 22,3 m per time. Vannstandsstigningen per time er dermed gitt av:

$$\Delta D/\Delta t = 3600 \cdot V_b \cdot \Delta D/\Delta x \qquad [\text{m/time}]$$

For en initialvannføring på 5, 15 og 30 m^3/s får man en vannstandsstigning på henholdsvis 11,9, 4,4 og 1,9 m per time. Dette illustrerer betydningen av initialvannføringen.



Figur 4-5. Betydningen av initialvannstand på bølgeprofilet.

Dersom ligning (25) benyttes for de fire bølgene vist i Figur 4-5 får man at:

$D_i < D_{c,i}$ for Q_{ini} = 1 m^3/s
$D_i = D_{c,i}$ for Q_{ini} = 5 m^3/s
$D_i > D_{c,i}$ for Q_{ini} = 15 og 30 m^3/s

Det betyr at om 100 m^3/s slippes på en initialvannføring på mindre enn 5 m^3/s så vil vi kunne få dannet en brytende bølgefront. Om dette skjer er avhengig av hvor fort de 100 m^3/s slippes, lengden og geometrien på elveløpet. For å gi svar på det må en nærmere analyse til.

4.4 Forenkling v.h.a. kinematisk bølge

Denne betraktningsmåten er svært lik den for en monoklinal bølge. Denne måten skiller seg fra den ovenfor ved at den betrakter bølgen som satt sammen av trinn med normalstrøm. Ikke kun før og etter, men også i bølgen. Hvert trinn med normalstrøm har en bølgehastighet gitt av (19). Vi får derfor ulike bølgehastigheter avhengig av hvilket trinn vi betrakter. Dette betyr at denne bølgetypen forandrer form. Med utgangspunkt i denne betraktningsmåten kan det vises, Løvoll (1996), at (10) kan omformes til:

$$I_{e,\,kin} = I_b + 1/V_b \cdot \partial D/\partial t - 1/g \cdot (1-V/V_b) \cdot \partial V/\partial t \qquad (16)$$

der V_b er gitt av (19), (20), (21), (22) eller (23).

4.5 Beregning av bølgen

4.5.1 Overslag

På bakgrunn av teorien presentert i kapittel 4 er det mulig å få en oversikt over en situasjon med en bølge i et vassdrag uten altfor mye beregninger. Parametrene α og $D_{c,i}$ er svært nyttige til å avklare situasjonen. Kjenner man de kan følgende konklusjoner trekkes:

Situasjon	Hva skjer, nærmere analyse og tiltak
1. $\alpha > 0{,}015$ og $D_i < D_{c,i}$	Bølgen vil bryte. Kan analyseres v.h.a. monokline bølgeprofiler. Denne situasjonen bør unngås. Tiltak er nødvendig.
2. $\alpha > 0{,}015$ og $D_i > D_{c,i}$	Bølgen bryter men blir slakere. Nærmere analyse er nødvendig. Benytt program for ikke-stasjonær strøm (f. eks. MIKE 11 eller DAMBRK) og monokline bølgeprofiler. Tiltak kan være nødvendig.
3. $\alpha < 0{,}015$ og $D_i < D_{c,i}$	Bølgen bryter ikke nå, men kan komme til å gjøre det. Nærmere analyse er nødvendig. Benytt program for ikke-stasjonær strøm (f. eks. MIKE 11 eller DAMBRK) og monokline bølgeprofiler. Tiltak kan være nødvendig.
4. $0{,}001 < \alpha < 0{,}015$ og $D_i > D_{c,i}$	Bølgen bryter ikke og kommer ikke til å gjøre det. Nærmere analyse er nødvendig. Benytt program for ikke-stasjonær strøm (f. eks. MIKE 11 eller DAMBRK). Tiltak kan være nødvendig m.t.p. erosjon og brå vannstandsstigning.
5. $\alpha < 0{,}001$ og $D_i > D_{c,i}$	Bølgen bryter ikke og kommer ikke til å gjøre det. Nærmere analyse unødvendig.

Tabell 4-2. Ulike situasjoner med bølge i et vassdrag.

I tilfellene 1, 2 og 3 vil det være nyttig å beregne bølgeprofilene med antakelsen om en monoklin bølge. Profilene gir et godt bilde på hvilken strømningssituasjon vi kan få. De viser om bølgen bryter og hvor krapp den er. På bakgrunn av dette kan man vurdere om tiltak eller nærmere analyse er nødvendig.

4.5.2 Detaljert beregning

I tilfeller der man slipper vann brått eller på nærmest tørt elveleie vil det være nødvendig med nærmere analyse. Disse situasjonene er gitt av punkt 1 til 4 i Tabell 4-2. For å vurdere faren for erosjon må tidsvariasjonen til energihelningen, I_e, finnes. For å vurdere faren for brå vannstandsendringer trenger man tidsvariasjonen til dybden. For å finne dette i et naturlig elveleie må man benytte program for ikke-stasjonær strøm som får tatt hensyn til elveløpets geometri. Aktuelle program er DAMBRK og MIKE 11.

For nærmere beskrivelse av disse refereres det til manualene for det enkelte program. Da disse programmene løser ligningene (9) og (10) er de begrenset til situasjoner med gradvis varierende ikke-stasjonær strøm. D.v.s. vi ikke kan stole på resultatene i situasjoner med tørt elveleie og en svært bratt bølge, punkt 1 i Tabell 4-2. For situasjonen i punkt 2 kan programmene benyttes da bølgen utvikler seg fra en brytende bølge til en slakere bølge. Man må være klar over at i denne situasjonen vil programmene gi en utflating av bølgen noe raskere enn i virkeligheten (numerisk diffusjon).

For vurdering av situasjonen under punkt i Tabell 4-2 kan monokline bølgeprofiler beregnes.

5. EFFEKTER AV BØLGER I VASSDRAG

5.1 Erosjon i elvebunn og sider

Påkjenningen på et elveløp er gitt av skjærspenningen $\tau = \gamma R I_e$ som er proporsjonal med kritisk steinstørrelse. I en naturlig flom vil hydraulisk radius, R, være stor p.g.a. stor dybde, mens I_e er forholdsvis liten. Under en bølge, skapt f. eks. av kraftverksregulering, vil I_e være stor p.g.a. svært raske vannføringsendringer, mens R kan være forholdsvis liten. Det er derfor ikke gitt at bølger skapt av kraftverk gir økt erosjon - men de kan gjøre det. Det kommer først og fremst an på om elven har så store flommer at det er etablert et skikkelig dekklag.

Størrelsen på energihelningen, I_e, er ikke bare avhengig av vannføringens tidsvariasjon, men også av endring i dybde og hastighet i strømretningen, se ligning (10). I tilfeller med stasjonær strøm og slake bølger (naturlige flommer) er leddene som går på endring i strømningsretningen oftest små. I tilfeller med bratte bølger kan disse (dvs. $\partial D/\partial x$ og $V/g \cdot \partial D/\partial x$) bli betydelige. Dette kommer av at undervannet ikke er etablert. Det kan være at bølgen renner inn i en stor kulp som det tar tid å fylle opp, eller et bredt parti med stor normaldybde som det tar tid å få etablert. I disse tilfellene kan man få en betydelig lokal erosjon. Fordi undervannet ikke er etablert kan man få vannstandssprang som ellers ikke opptrer på disse stedene.

I avløpskanalen til Theun Hinboun kraftverk (se kapittel 7.1) kan dette problemet oppstå. Før kanalen kommer tilbake i elven utvider den seg til et fordrøyningsbasseng. Dette bassenget tar det lang tid å fylle. Når bølgen kommer inn i bassenget er der ikke noe undervann og strømmen går derfor over til overkritisk strømning. Resultatet er at et vannstandssprang oppstår. Dette gjør at størrelsen på nødvendig plastringsstein øker betydelig.

Som vi har sett av eksemplene i Tabell 2-1 og diskutert ovenfor kan energihelningen I_e avvike betydelig fra bunnhelningen, I_b. Det bør derfor sjekkes om en bølge fra et kraftverk kan gi erosjonsproblemer. Dette gjøres som omtalt i kapittel 2 og 4. Eksempler på anvendelse av formlene og aktuelt beregningsverktøy er vist i kapittel 7.

5.2 Endrede vannføringsforhold

Som vi ser av bildet i avsnitt 1.1 kan vassdragsreguleringer gi svært brå vannføringsøkninger. I dette tilfellet er bølgen forårsaket av åpning av flomløpsluker. Selve åpningen tok noen minutter slik at økningen i vannføring var gradvis. Men etter å ha strømmet gjennom en tørr avløpskanal på ca. 2 km, hadde bølgen utviklet en brytende front. Det er klart at en slik bølge representerer en stor fare for folk i vassdraget og må unngås.

Selv bølger som er mye slakere enn den på bildet vil kunne representere en fare for folk. Det bør derfor stilles krav til hvor fort man kan tillate at vannstanden stiger i en elv som følge av kraftverkskjøringer. Det bør også stilles krav til varsling eller inngjerding. Disse kravene kan

differensieres i forhold til beliggenheten av det berørte elveløp. Noen av de berørte elvestrekningene er korte og avsides, mens andre er benyttet til rekreasjon. De bør også sees i forhold til de naturlige vannstandsvariasjoner i vassdraget.

Hvilke krav som må stilles til vannføringsøkningen eller hastigheten på vannstandsstigningen i elven er vanskelig å si. For naturlige flommer vil en vannstandsstigning på 1 m i løpet av en time føles som svært fort. I forbindelse med effektkjøring, som kanskje pågår kun i 4 timer, vil vannstandsstigninger skje mye raskere enn det om ikke tiltak treffes. Ved effektkjøring bør derfor disse forholdene vurderes. Det er trolig ikke nok å si at folk må være forsiktige. De vil oppholde seg i vassdraget likevel.

Som eksempel kan nevnes at fordrøyningsbassenget ved Theun Hinboun kraftstasjon ble dimensjonert for å holde en minimumsvannføring på 2 m^3/s og unngå vannstandsstigninger på mer enn 3 m per time. Dette kriteriet ble valgt på bagrunn av naturlige vannstandsvariasjoner i Nam Hai (elven ved utløpet av fordrøyningsbassenget).

5.3 Andre effekter

Effektkjøring av et kraftverk gir store og hyppige fluktuasjoner i vannstanden. Grunnvannet inne i elvebreddene vil forsøke å følge disse fluktuasjonene. Avhengig av massene vil de henge noe etter variasjonene i elven. Vi får dermed situasjoner med endrede poretrykksforhold. Dette kan påvirke stabiliteten til elvebreddene. Dette problemet vil også gjelde mindre inntaksmagasin. For analyse av disse situasjonene refereres det til geoteknikken og stabilitetsanalyser. Situasjonen er også omtalt i kapittel 3.

Effektkjøring om vinteren kan gi problemer. Når kraftverket står vil vannet i elven raskt kjøles ned og fryse. Når produksjonen starter igjen vil vi få enn oppbryting av isen som har lagt seg. Den gjentakne oppbrytningen og transporten av isen vil kunne skape situasjoner med erosjon i elveløpet. Dette bør undersøkes ved effektkjøring i vassdrag med isproblemer.

6. HVORDAN PÅVIRKES BØLGER I VASSDRAGET

6.1 Kraftverkets manøvrering

Av avgjørende betydning er kraftverkets manøvrering. Det er dette som setter opp en bølge i vassdraget og bestemmer initial størrelse på α. Dersom et kraftverk reguleres så raskt som mulig vil det allerede ved utløpet av kraftstasjonen ha skapt en svært bratt bølge med potensiale for erosjon. Om det virkelig blir skader og uønskede strømforhold av bølgen avhenger av de andre faktorene: initialvannstand, elveløpets geometri og massene i elveløpet. Det er de som former bølgen på dens vandring ned vassdraget. Er de gunstige vil en i utgangspunktet bratt bølge slakkes ut. Er de ugunstige kan en i utgangspunktet slak bølge bli bratt og skadelig.

6.2 Initialtilstand i elveløpet

Med tanke på skader er initialtilstanden trolig den viktigste faktor. Dersom det kommer en bølge på tørt elveløp, vil vi ha en situasjon der en i utgangspunktet slak bølge kan forandres til en bratt og kanskje brytende bølge. Det første vannet som kommer i elveløpet vil gå med til å fylle det. Det vil dessuten renne sakte p.g.a. den lave dybden. Dette gjør at vannet som kommer bak på større dybde vil kunne nå igjen det foran og etterhvert danne en brytende bølge. Denne bølgen har et svært stort erosjonspotensiale. Eksempel på dette er «flash floods». Dette er naturlige flommer som ofte oppstår i tørre strøk etter intenst regn og de utvikler en nærmest vertikal bølgefront som drar med seg mye sedimenter.

Prosessen med oppbygging av en bratt bølgefront vil ta mye lenger tid dersom det allerede er vann i elveløpet. Det første vannet som kommer vil da ikke gå med til å fylle opp elveløpet, men vil i stedet renne på den eksisterende dybden. Vannet renner dermed raskere enn på tørt elveløp og vannet bak trenger mye lenger tid for å nå igjen det foran. Etterhvert som vannet bak når igjen det foran vil vannet i mellom «merke» en trykkforskjell som kommer av dybdeforskjellen mellom bølgefront og bølgetopp. Denne trykkforskjellen vil bli forsøkt utjevnet ved at vannet i fronten får større fart. Dette motvirker oppbyggingen av en bratt front, og gitt konstant tverrsnitt i elveløpet så vil vi få en likevektssituasjon som gir oss en stabil bølge, en såkalt en monoklinal bølge. Denne er beskrevet i kapittel 4.3. Det monoklinale bølgeprofilet kan beregnes og man ser da hvor raske endringer i vannstand man får.

6.3 Elveløpets geometri

For at en i utgangspunktet slak bølge skal gå over i en brytende bølge trengs det en viss strekning med en forholdsvis uforandret tverrsnittsform. Dersom denne strekningen er kort vil det ikke være tid for dannelse av en brytende bølge. Dersom strekningen inneholder brede parti, flomsletter eller innsjøer vil disse dempe bølgen og virke mot en oppbygging av bølgen. P.g.a. dette er elveløpets geometri viktig. Effekten av dette er vanskelig å si uten nærmere beregninger. Dersom bølgen renner inn i en innsjø eller et fordrøyningsbasseng, kan det være nok med en hydrologisk routing. For å se på endringer av bølgen i elveløp med varierende tverrsnitt og flomsletter, må program for ikke-stasjonær strøm benyttes.

6.4 Tiltak for å redusere erosjon og brå vannføringsøkninger

Effektive tiltak må baseres på de faktorer som påvirker bølgen og erosjonsforholdene ellers, d.v.s. kraftverkets manøvrering, initialtilstand i elveløpet, elveløpets geometri osv. Alt dette er det mulig å endre på, men til ulik kostnad.

6.4.1 Kraftverkets manøvrering

Kraftverkets manøvrering er ofte gitt og man ønsker å ha muligheten til å regulere det så raskt som mulig. Dersom dette er mulig å endre på, er ofte det det enkleste. Dersom man utvider tiden med tomgangsvannføring (for synkronisering av anleggene), kan man få etablert den nødvendige initalvannstand i strekningen nedenfor kraftverket. Kostnaden ved dette må vurderes mot kostnaden ved f. eks. å bygge fordrøyningsmuligheter eller sikre mot erosjon.

6.4.2 Bygge fordrøyningsmuligheter

I elver med liten naturlig demping kan det være aktuelt å bygge inn fordrøyningsmuligheter. Dette kan være rene fordrøyningsbasseng eller terskler. Et fordrøyningsbasseng bygges da slik at det ved oppfylling gir en så gradvis økning i utløpet som mulig. Dette oppnås ved f. eks. overløp på ulike nivåer. Ved tapping av magasinet er det ønskelig at dette skjer så langsomt som mulig slik at det fortsatt renner noe ut når neste bølge kommer inn i bassenget. For å sikre dette kan et tappeløp være løsningen. I forbindelse med Theun Hinboun kraftverk ble et slikt basseng bygd. Dette er vist i Figur 6-1, vedlegg 2 og er nærmere omtalt i kapittel 7.1.

Figur 6-1. Fordrøyningsbasseng under bygging, Theun Hinboun - Laos.

For å dempe bølgen og samtidig sikre en initialvannstand i elven kan terskler være en god løsning. Dempingen blir mindre enn for rene fordrøyningsbasseng, men terskler sikrer en initialvannstand som gjør det vanskeligere for bølgen å bli brattere.

6.4.3 Erosjonssikring

I de deler av kanalen eller elven der bølgen gir større påkjenninger enn det som er naturlig ved flommer, bør det legges erosjonssikring. Det er viktig å se påkjenningene fra bølgen i forhold til de naturlige vannføringer. I elveløp med flommer som er betydelig større enn driftsvannføringen er det lite trolig at bølgen gir verre forhold for erosjon.

Nødvendig størrelse på erosjonssikringen finnes som omtalt ovenfor.

Bruk av erosjonssikring vil kun løse problemet knyttet til erosjon. For å unngå brå vannføringsøkninger må tiltakene ovenfor nyttes.

7. EKSEMPEL PÅ ANALYSE OG KONFLIKTLØSENDE TILTAK VED EFFEKTKJØRING

7.1 Theun-Hinboun Power Project, Laos

7.1.1 Situasjon

Theun-Hinboun er et 210 MW elvekraftverk. Det har inntak i elven Nam Theun, en av de største sideelver til Mekong i Laos. Kraftverket utnytter et fall på 240 m mellom elven Nam Theun og elven Nam Hinboun og slukeevnen er 110 m^3/s. Fra kraftstasjonen renner vannet gjennom en 3,5 km lang kanal via et fordrøyningsbasseng til elven Nam Hai. Etter 15 km i Nam Hai renner vannet inn i Nam Hinboun og til slutt inn i Mekong. En oversikt over anlegget er vist i vedlegg 1 og bilde av kraftstasjon og kanal er vist i Figur 7-1.

Figur 7-1. Theun Hinboun kraftstasjon og avløpskanal, Q = 110 m^3/s.

Kraftverket, som ble satt i drift 31.03.98, produserer kraft for eksport til Thailand. Kraftverket vil produsere for å dekke forbrukstoppene, d.v.s. effektkjøring. Den raske vannføringsøkningen som det gir, reiste tre spørsmål:

1. Gir dette problemer for dem som oppholder seg på/i Nam Hai?
2. Gir dette erosjonsproblemer i Nam Hai som har svært lav vannføring 4 måneder i året?
3. Hva er nødvendig plastring i kanalen som graves ut i sand?

7.1.2 Analyse og tiltak

1. Vannføringsforholdene i Nam Hai

For å få en oversikt over situasjonen og gi et foreløpig svar på spørsmål 1 benyttes overslagsformlene for situasjonen i Nam Hai. Etter samløpet med kanalen har Nam Hai et fall på $I_b = 0{,}0058$, et

Mannings tall på M = 34 $m^{1/3}/s$, og et tilnærmet trapesformet tverrsnitt med bunnbredde B = 15 m og sideskråning på 1v:2h. Avhengig av initialvannføringen blir forholdene som vist i Tabell 7-1.

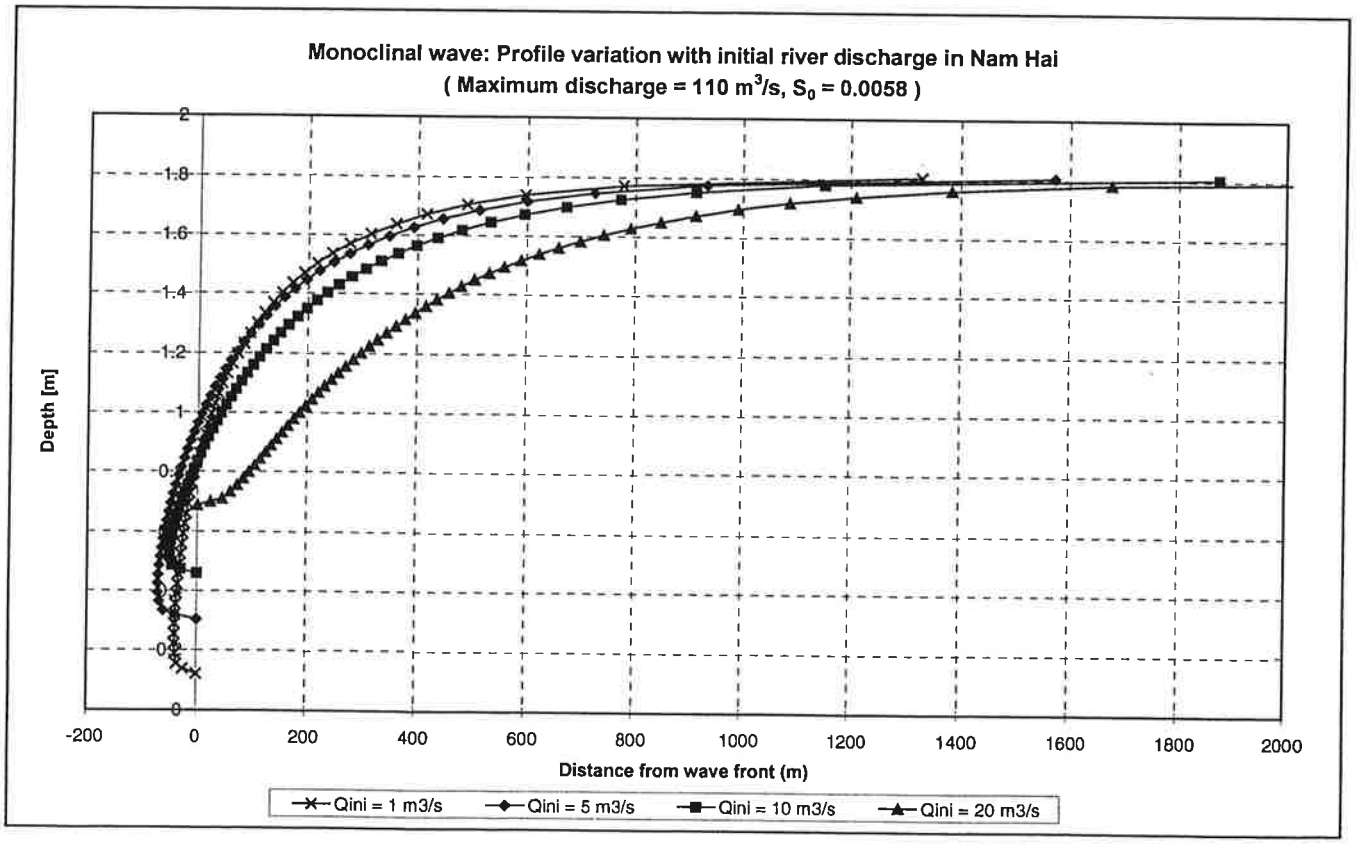
Situasjon	Q [m^3/s]	D [m]	A [m^2]	V_b [m/s]	Q_o [m^3/s]	$D_{c,i}^*$ [m]	Merknad
Før ($_i$)	1	0,11	1,7	3,5	4,9	0,19	Bryter
Før ($_i$)	5	0,29	4,5	3,7	11,5	0,34	Bryter
Før ($_i$)	10	0,44	7,0	3,8	16,7	0,44	Kritisk
Før ($_i$)	20	0,66	10,8	4,0	23,4	0,54	Bryter ikke
Etter (t)	110	1,80	33,2				
* Gjelder for bred kanal. Setter B = $B_{t,\,middel}$ for overslag.							

Tabell 7-1. Strømningsforholdene i Nam Hai.

der

$$V_b = (Q_t - Q_i)/(A_t - A_i) \quad (19)$$
$$Q_0 = (V_b - V_t)A_t \quad (17)$$
$$D_{c,i} = [(Q_0/B)^2/g]^{1/3} \quad (25)$$

Dette viser at vi ikke klarer å unngå en brytende front for initialvannføringer mindre enn 10 m^3/s, om bølgen får tid til å utvikle et profil tilsvarende det for en monoklin bølge. Bølgeprofilene, beregnet fra (24), er som vist i Figur 7-2. Vi ser at for de tre laveste initial vannføringer så får vi en brytende bølge da noe av vannet i bølgen når igjen det i fronten. Spørsmålet nå er om dette (utvikling av en monoklin brytende bølge) skjer i Nam Hai.



Figur 7-2. Monokline bølgeprofiler i Nam Hinboun.

For å finne svar på det ble blant annet programmet DAMBRK benyttet. Dette programmet får tatt hensyn til den virkelige geometrien (33 tverrprofiler ble benyttet på en 15 km lang strekning) og det virkelige tidsforløpet på kraftverksbølgen. DAMBRK bekreftet problemene.

Da det bor mange langs Nam Hai er det uakseptabelt med så raske vannstandsstigninger som Figur 7-2 viser. Det ble derfor besluttet å bygge et fordrøyningsbasseng for å sikre en initialvannføring i elven og dempe kraftverksbølgen. Dette ble oppnådd ved å bygge et basseng på 750 000 m^3 med et overløp i to trinn og et bunntappeløp. Bunntappeløpet sikrer en minstevannføring på omtrent 2 m^3/s. Kanal og fordrøyningsbasseng er vist i vedlegg 2. Med fordrøyningsbassenget blir kraftverksbølgen dempet som vist på Figur 7-3.

Volumet på fordrøyningsbassenget ble bestemt på bakgrunn av krav til stigningshastigheten på vannstanden i elven. Denne ble vurdert i forhold til de naturlige vannstandsfluktuasjoner i elven ved flom, dvs. omtrent 3 m/time. Dette er svært raskt og kommer av de spesielle nedbør og avrenningsforholdene i området.

2. Erosjonsforholdene i Nam Hai:

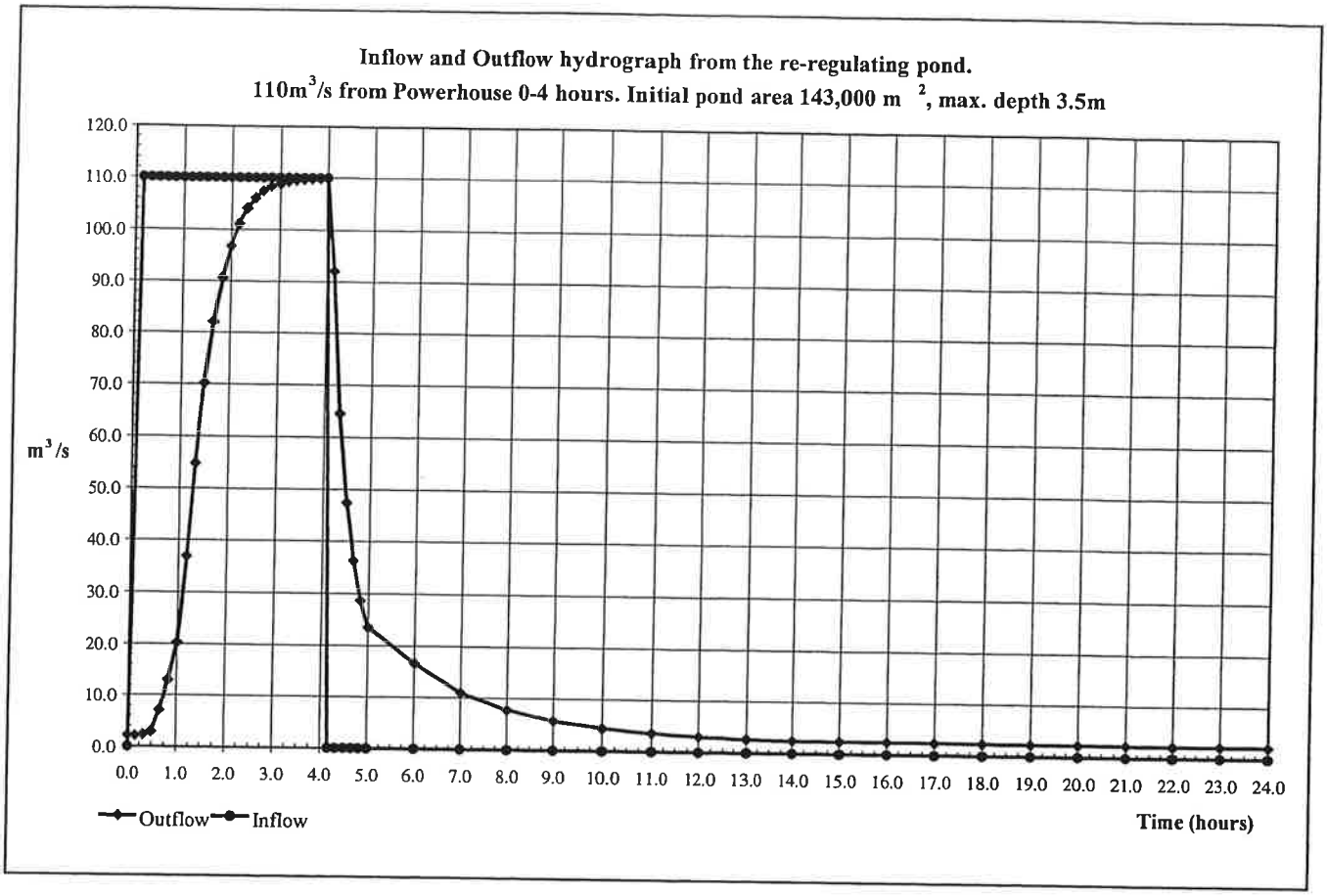
For å svare på spørsmål 2 tar en utgangspunkt i bølgeparameteren α. For situasjonen før bygging av et fordrøyningsbasseng finner man α av verdiene i Tabell 7-1 og antakelsen om at vannføringen når 110 m^3/s etter kun 3 minutter:

$$\alpha_{før} = 2/(1/1,7+110/33,2)\cdot(1,8-0,11)/(3\cdot60) = 0,0048$$

Da $\alpha > 0,001$ kan bølgen forverre erosjonsforholdene. Ved hjelp av fordrøyningsbassenget er bølgen dempet fra $\alpha_{før} = 0,0048$ til:

$$\alpha_{etter} = 2/(20/10,8+75/25,7)\cdot(1,44-0,66)/(30\cdot60) = 0,0008$$

Denne verdien er beregnet for det bratteste partiet på bølgen ut av fordrøyningsbassenget - se Figur 7-3. Faren for større erosjon p.g.a. bølgen er dermed fjernet ($\alpha_{etter} < 0,001$). Man kan derfor sjekke faren for erosjon på vanlig måte som omtalt i kapittel 3.



Figur 7-3. Inn- og utløpshydrogram ved fordrøyningsbassenget.

3. Erosjonssikring i kanalen:

I kanalen, som ligger oppstrøms fordrøyningsbassenget vil det komme svært raske bølger. Her må faren for økt erosjon sjekkes.

For å få en oversikt over situasjonen i kanalen og et foreløpig svar på spørsmål 3 benyttes overslagsformlene. Kanalen har et fall på $I_b = 0{,}0007$, et Mannings tall på $M = 36\ m^{1/3}/s$, og et trapesformet tverrsnitt med bunnbredde $B = 10$ m og sideskråning på 1v:2h. Avhengig av initialvannføringen blir forholdene som vist i Tabell 7-2.

Situasjon	Q [m^3/s]	D [m]	A [m^2]	V_b [m/s]	Q_o [m^3/s]	$D_{c,i}$ * [m]	Merknad
Før ($_i$)	0,25	0,11	1,15	1,74	1,8	0,11	Kritisk
Før ($_i$)	1	0,26	2,70	1,77	3,8	0,17	Bryter ikke
Etter (t)	110	3,70	64,1				
* Gjelder for bred kanal. Setter $B = B_{t,\,middel}$ for overslag.							

Tabell 7-2. Strømningsforholdene i kanalen.

Der

$V_b = (Q_t - Q_i)/(A_t - A_i)$ (19)

$Q_0 = (V_b - V_i)A_t$ (17)

$D_{c,i} = [(Q_0/B)^2/g]^{1/3}$ (25)

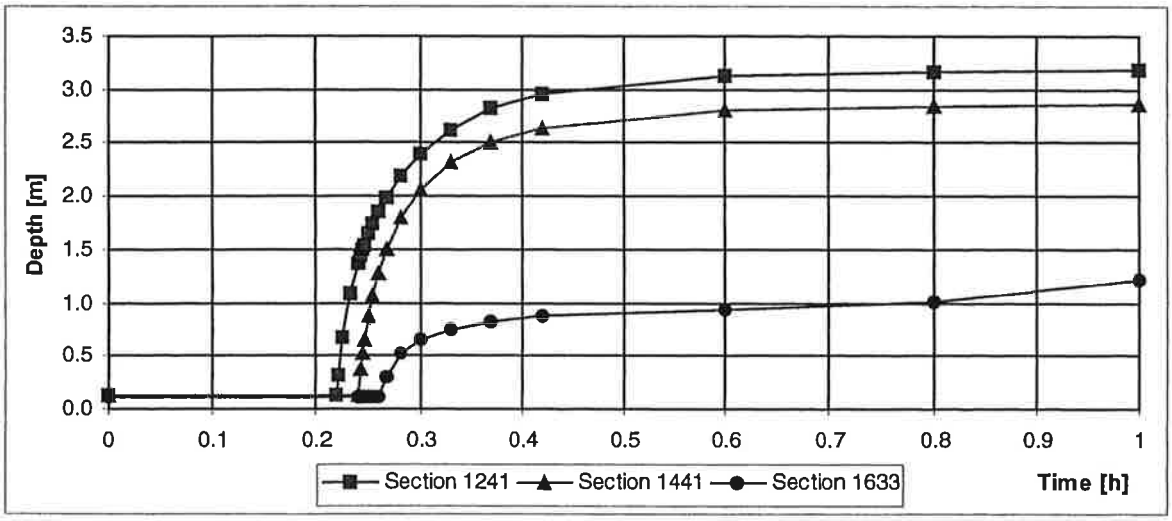
Dette viser at det er lite trolig at vi kan få en brytende bølgefront selv for lave initialvannføringer. For å svare på spørsmål 3 tar en utgangspunkt i bølgeparameteren α. For situasjonen i kanalen er α gitt av verdiene i Tabell 7-2 og antakelsen om fullt pådrag i løpet av 3 min.:

$Q_{ini} = 0{,}25$ m^3/s: $\alpha_{0,25} = 2/(0{,}25/1{,}15+110/64{,}1)\cdot(3{,}7-0{,}11)/(3\cdot60) = 0{,}0206$
$Q_{ini} = 1{,}00$ m^3/s: $\alpha_{1,0} = 2/(1/2{,}7+110/64{,}1)\cdot(3{,}7-0{,}26)/(3\cdot60) = 0{,}0183$

Dette er svært høye verdier og man må ta hensyn til bølgen ved dimensjonering av erosjonssikringen. Dersom man antar normalstrøm i kanalen er minimum plastring på bunn gitt av (2) og (3):

$$d_{60,\,bunn} = \gamma RI_b/[C\cdot(\gamma_S - \gamma)] = (1\cdot64{,}1/26{,}5\cdot0{,}0007)/[0{,}06(2{,}7-1)] = 0{,}016 \text{ m}$$

For å finne skjærspenningen p.g.a. bølgen er bølgens forplantning beregnet v.h.a. programmet DAMBRK. Det er antatt en initialvannføring på 0,3 m^3/s og at vannføringen øker til 110 m^3/s i løpet av 3 minutter. I Figur 7-4 er resultatet vist for tre tverrsnitt. Det siste tverrsnittet er i utvidelsen av kanalen og vi får derfor mye lavere vannstand inntil fordrøyningsbassenget er fylt opp.



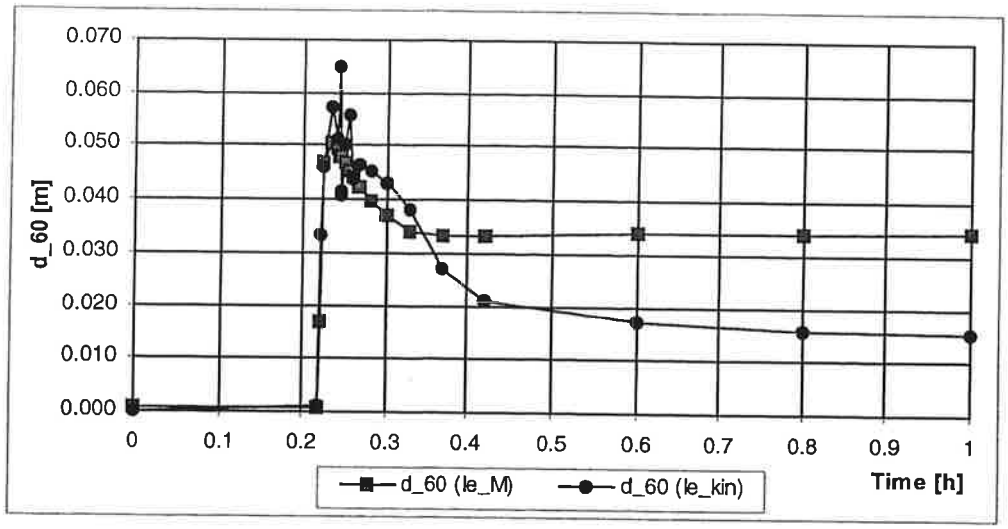
Figur 7-4. Vannstandshydrogram tre steder i kanalen (fra DAMBRK).

Med resultatene fra DAMBRK, som gir oss vannstand og hastighet som funksjon av tiden for ulike tverrsnitt i kanalen, kan vi nå beregne energihelningen I_e v.h.a. (14), (15) eller (16). Når vi har funnet I_e kan nødvendig steinstørrelse i plastringen finnes fra (2) og (3) som før.

Dette er gjort for tverrsnitt 1241 og for hvert tidsskritt er I_e beregnet fra (15) og (16). Da I_e varierer med tiden vil også beregnet steinstørrelse variere med tiden. For å unngå erosjon i løpet av bølgen må derfor maksimalverdien ($d_{60,\,bunn} = 0{,}06$ m) vist i Figur 7-5 velges som minimum plastringsstein. Denne kan også beregnes da I_e nå er kjent:

$$d_{60,\,bunn} = \gamma RI_e/[C\cdot(\gamma_S - \gamma)] = (1\cdot13{,}3/14{,}9\cdot0{,}0068)/[0{,}06(2{,}7-1)] = 0{,}06 \text{ m}$$

Dette er betydelig større enn steinstørrelsen man får fra antakelsen om stasjonær strøm ($d_{60,\,bunn} = 0{,}016$ m).



Figur 7-5. Kritisk steinstørrelse på bunn av kanalen i løpet av bølgen.

Fra Figur 7-5 ser man at for t > 0,35 time avviker beregnet $d_{60,\,bunn}$ basert på $I_{e,\,M}$ (15) fra $d_{60,\,bunn}$ basert på $I_{e,\,kin}$ (16). Etter t = 0,35 begynner vi å få stasjonære forhold i kanalen. Ligning (16) gir derfor $I_{e,\,kin} \approx I_b$ og vi får beregnet en $d_{60,\,bunn}$ som nærmer seg 0,016 m som for stasjonær uniform strøm (normalstrøm). Men selv om vi har stasjonær strøm har vi **ikke normalstrøm**. Strømmen er gradvis varierende og dette gir $I_e > I_b$. Dette gjenspeiles i $I_{e,\,M}$. Det er derfor riktig å basere seg på $I_{e,\,M}$ og ikke $I_{e,\,kin}$ for t > 0,35 time.

Denne beregningen gjelder kun for tverrsnitt 1241. Har vi en ensformet kanal er det nok å sjekke øverst og nederst i kanalen. For Theun Hinboun kanalen var det nødvendig å plukke ut flere tverrsnitt fra DAMBRK beregningen og sjekke disse. Størst stein var nødvendig ved overgangen til fordrøyningsbassenget. Her ble i tillegg kanalen gitt en svært gradvis overgang til fordrøyningsbassenget. Dette for å unngå en situasjon med vannstandssprang før fordrøyningsbassenget er fylt.

Som eksempelet viser ble det nødvendig med omfattende tiltak for å sikre tilfredsstillende strømforhold i kanalen og Nam Hai.

7.2 Tenkt norsk eksempel

Eksempelet fra Laos viser prinsippene for analyse av en situasjon med brå vannføringsendringer. En analyse av et anlegg i Norge vil følge de samme metoder som over. Med tanke på størrelse på driftsvannføring skiller anlegget i Laos seg ikke mye fra typiske norske anlegg. Fallet på elven nedstrøms kraftverket er ofte noe større i Norge. Betydningen av dette blir belyst nedenfor.

Den største forskjellen ligger i at det i Norge er mye flere vann og innsjøer. Dette gjør at man kanskje kan unngå lange elvestrekninger uten muligheter for demping. Er elvestrekningene korte nok er det mulig at man unngår oppbygging av en så bratt bølgefront som de monokline bølgeprofiler antyder. Dette forutsetter selvsagt at bølgen i utgangspunktet ikke er bratt. Hva som kan regnes som kort nok må avklares gjennom en nærmere analyse. Nedenfor er det vist hvordan man kan bruke overslagsberegningene.

7.2.1 Situasjon

For å få et tenkt norsk eksempel tas det utgangspunkt i eksempelet fra Tabell 2-1 og Figur 4-5. Vi har her en elvestrekning som får en vannføringsøkning fra 1, 5, 15 og 30 m^3/s til 100 m^3/s. Situasjonen før og etter bølgen er regnet ut fra antakelsen om normalstrøm og med I_b = 1/500, B = 30 m, M = 33

$m^{1/3}/s$. Mannings tall er beregnet utfra en antatt steinstørrelse på d_{50} = 12 cm (Stricklers formel). Situasjonen vist i Figur 4-5 er gjengitt for 4 vannføringer i Tabell 7-3.

Situasjon	Q [m^3/s]	D* [m]	V* [m/s]	V_b # [m/s]	Q_o # [m^3/s]	$D_{c,i}$ # [m]	Merknad
Før ($_i$)	1	0,10	0,32	2,06	5,4	0,15	Bryter
Før ($_i$)	5	0,27	0,62	2,21	13,1	0,27	Kritisk
Før ($_i$)	30	0,81	1,23	2,61	33,3	0,50	Bryter ikke
Etter (t)	100	1,70	1,96				
I_b = 1/500, B = 30 m, M = 33 $m^{1/3}/s$. *Beregnet vha. Mannings formel. # Beregnet fra henholdsvis ligning (19), (17) og (25).							

Tabell 7-3. Strømforholdene.

For å vurdere hvilke krav som bør stilles i denne situasjonen tas det utgangspunkt i bølgeparameteren α og parameteren for kritisk initialvannstand $D_{c,i}$. Når vi tar utgangspunkt i Tabell 7-3 forteller α parameteren hvilken situasjon man har ved kraftstasjonen. Når vi tar utgangspunkt i Figur 4-5 forteller α hvilken situasjon man kan få nedstrøms kraftstasjonen. Parameteren $D_{c,i}$ forteller om bølgen kan komme til å bryte eller ikke dersom bølgen ikke blir dempet.

For å se betydningen av brattere fall på tidsforløpet av vannstandsstigningen, er de monokline bølgeprofiler beregnet også for fall på I_b = 1/200 og I_b = 1/100. Profilene er vist i Figur 7-6.

7.2.2 Analyse og tiltak

Denne analysen prøver å finne ut av forholdene for erosjon (p.g.a. bølgen og ikke p.g.a. vannstandsfluktuasjoner), om det er fare for oppbygging av en brytende bølgefront og hvor raskt vannstandsendringene skjer.

Situasjonen ved kraftstasjonen:
Stabil steinstørrelse ved en stasjonær vannføring på 100 m^3/s finnes fra (2) og (3) og blir d_{50} = 4 - 6 cm avhengig av forholdene på stedet. Dette er betydelig mindre enn aktuell steinstørrelse (d_{50} = 12 cm) og betyr at man tåler en betydelig forverring av erosjonsforholdene for en vannføring på 100 m^3/s. Det er likevel av interesse å vite når erosjonsforholdene blir forverret p.g.a. bølgen.

For $\alpha < 0{,}001$ påvirker ikke bølgen erosjonsforholdene i elven. For å få $\alpha < 0{,}001$ for Q_i = 5 m^3/s og Q_t = 100 m^3/s må:

$$\Delta T_S \geq \frac{1}{0{,}5(V_t + V_i)} \cdot \frac{D_t - D_i}{\alpha} = \frac{1{,}7 - 0{,}27}{0{,}5(1{,}96 + 0{,}62)0{,}001} = 1108\ sek.\ \text{eller } 18{,}5\ \text{min.}$$

ΔT_S er her tiden kraftverket bruker på å øke vannføringen fra 5 m^3/s til 100 m^3/s. Vannstandsstigningen dette gir er $\Delta D/\Delta T_S$ = 1,43·3600/1108 = 4,6 m/time. Tilsvarende tall for Q_i = 1 og 30 m^3/s er ΔT_S = 1403 og 558 sek. og $\Delta D/\Delta T_S$ = 4,1 og 5,8 m/time. Dess større initialvannføringen er dess kortere kan perioden med pådrag være.

Faren for å få en brytende bølge er avhengig av hvor raskt vannføringen endres i kraftstasjonen og initialvannføringen. For å finne hvor raskt man kan manøvrere kraftverket tas det utgangspunkt i α. Når $\alpha < 0{,}015$ har man en bølge som ikke bryter. For å holde $\alpha < 0{,}015$ ved utløpet av kraftstasjonen for Q_i = 5 m^3/s må:

$\Delta T_S > 1108 \cdot 0{,}001/0{,}015$ = 74 sek. eller ca. 1 min.

Tilsvarende tall for $Q_i = 1$ og 30 m^3/s er $\Delta T_S = 94$ og 37 sek. Dette viser at man i praksis ikke får en brytende bølge ved kraftverket da tiden for pådrag normalt ikke er raskere enn 3 - 5 minutter.

Overslagene over viser at det er liten fare for erosjon og dannelse av en brytende bølge ved kraftstasjonen. De viser derimot at man kan få svært rask vannstandsstigning. Ved raskeste pådrag får man en vannstandsstigning på 1,43 m på 3-5 min. eller $\Delta D/\Delta T_S = 1{,}43 \cdot 3600/(4*60) = 21$ m/time. Dette er svært raskt og i denne situasjonen bør det derfor stilles krav til hvor raskt dette kan skje.

Mulig situasjon nedstrøms kraftverket:
Denne vurderingen baserer seg på antakelsen om monoklin bølge. For å vurdere faren for erosjon beregnes α på bakgrunn av (1). Tiden ΔT_S finnes fra de beregnede bølgeprofiler vist i Figur 4-5 ved å dividere lengden av profilet med bølgefarten. For $Q_i = 1$ m^3/s gir dette $\alpha = (1{,}7-0{,}1)/(0{,}5 \cdot (1{,}96+0{,}32) \cdot 2000/2{,}06) = 0{,}0014$ dersom hele profilet betraktes og $\alpha = 0{,}004$ dersom profilet under D = 1m betraktes (i dette tilfellet må D_t og V_t i (1) erstattes med 1 m og tilhørende fart = 1,38 m/s). Man får med andre ord en forverring av erosjonsforholdene ($\alpha > 0{,}001$), men forutsatt en steinstørrelse på $d_{50} = 12$ cm er dette trolig ikke noe problem. For $Q_i = 5$ m^3/s får man $\alpha = 0{,}0017$ dersom profilet under D = 1m betraktes.

Tabell 7-3 viser at for initialvannføringer mindre enn $Q_i = 5$ m^3/s så kan vi få utviklet en brytende bølge ($D < D_{c,i}$). Hvor lang tid dette tar sier beregningene ikke noe om. Det er derfor vanskelig å vite om dette virkelig vil skje på den aktuelle elvestrekning. For at det skal skje trengs en viss strekning med forholdsvis ensartet tverrsnitt. Har man det, og utbygger ønsker å ha en lavere initialvannføring, bør man sjekke bølgeutviklingen ved en nærmere analyse med DAMBRK eller MIKE 11.

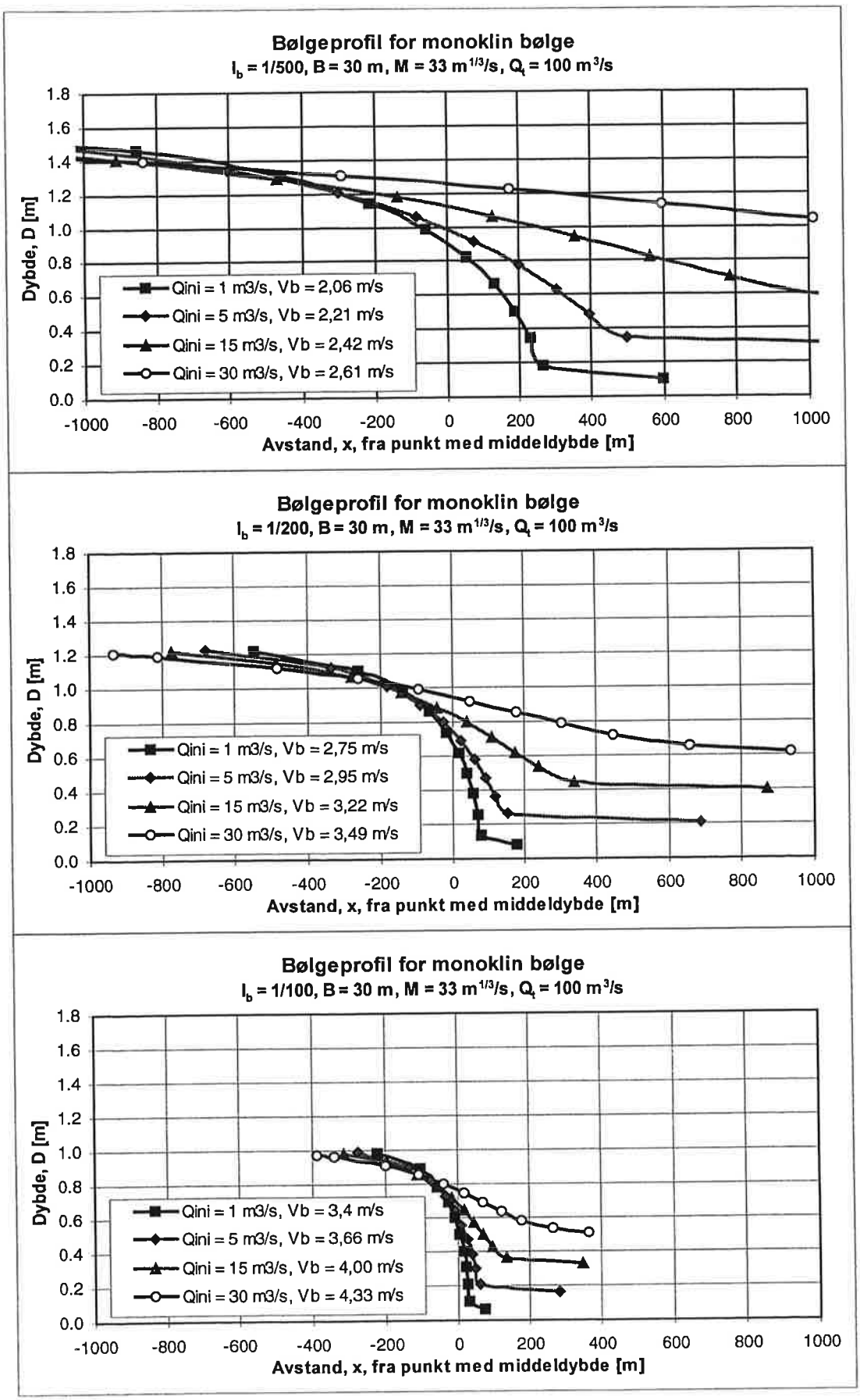
Overslagene viser at man kan få svært rask vannstandsstigning. Ved initialvannføring på 1, 5, 15 og 30 m^3/s kan man få en vannstandsstigning på henholdsvis $\Delta D/\Delta T_S = 22$, 12, 4 og 2 m/time (fra Figur 4-5). Dette er svært raskt i tilfelle $Q_i = 1$ og 5 m^3/s.

Vurderingene over viser at det er liten fare for erosjon og dannelse av en brytende bølge nedstrøms kraftstasjonen dersom initialvannføring er større enn $Q_i = 5$ m^3/s. Ved ønske om lavere initialvannføring bør det stilles krav til tiltak som demper bølgen dersom nærmere analyse viser at: 1) Elveløpet ikke demper bølgen slik at man virkelig får en brytende bølge i elven, eller 2) Man får en raskere vannstandsstigning enn ønsket.

Effekten av brattere elveløp:
Figur 7-6 viser at brattere elveløp virker ugunstig inn på bølgeprofilet. Vannstandsstigningen blir raskere både p.g.a. brattere profil og større bølgehastighet ($\Delta D/\Delta t = V_b \cdot \Delta D/\Delta x$). Brattere elver gir dermed raskere vannstandsendringer. For $I_b = 1/500$ må initialvannføringen være større enn $Q_i = 5$ m^3/s for å unngå en brytende bølge. Denne grenseverdien øker til 15 og 30 m^3/s for fall på henholdsvis $I_b = 1/200$ og 1/100. Det er derfor tydelig at brattere elveløp lettere gir oppbygging av bølgefronten.

Med tanke på erosjon er dette ugunstig. Men samtidig har man i et bratt elveløp et dekklag bestående av større stein enn i et slakt elveløp slik at den relative økningen i nødvendig steinstørrelse p.g.a. bølgen nok er mindre enn i et slakt elveløp.

Aktuelle tiltak blir som diskutert i kapittel 6.



Figur 7-6. Betydning av fall og initialvannstand på bølgeprofilet.

8. REFERANSER

Chow, V.T. (1973): "Open-Channel Hydraulics", Int. Edition, McGraw-Hill Book Company.

French, R. H. (1987): "Open-Channel Hydraulics", McGraw-Hill Book Company.

Henderson, T. M. (1966): "Open Channel Flow", Mc Millan Publishing Co.

Hey R.D., Bathurst J.C. and Thorne C.R. (1985): "Gravel-Bed Rivers", John Wiley & Sons, Great Britain.

Lysne, D.K. (1987): "Anvendt vassdrags- og kraftverkshydraulikk - Grunnlag for erosjon/erosjonssikring", EEU-kurs, Institutt for Vassbygging - NTNU, Trondheim

Løvoll, A. (1996): "Hydrodynamic forces from steep waves in rivers", Dr. ing. avhandling 1996:109, Institutt for Vassbygging - NTNU, Trondheim.

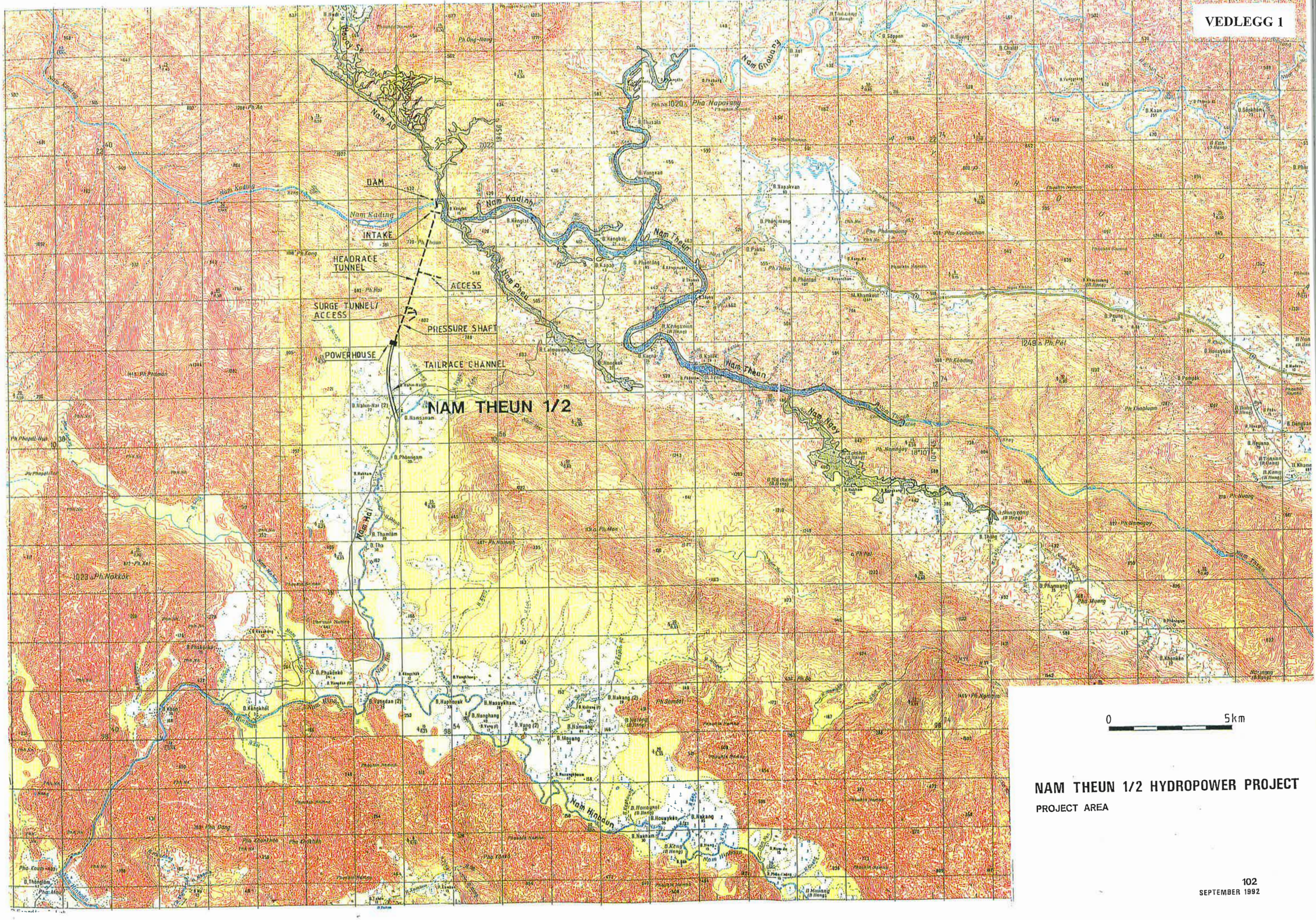
Nezu, I., Nakagawa, H., Ishida, Y., and Kadota, A. (1993): "*Bed shear stress in unsteady open channel flows*", ASCE, Conference on Hydraulic Engineering '93. Vol. 2.

Song, T. and Graf, W. H. (1996): "*Velocity and Turbulence Distribution in Unsteady Open-Channel Flows*", Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol. 122, No. 3.

Tu, H. and Graf, W. H. (1992): "*Velocity distribution in unsteady open-channel flow over gravel beds*", Journal of Hydroscience and Hydraulic Engineering, Vol. 10, No.1.

US Soil Conservation Service (1977): "*Design of open channels*", Engineering Division, Technical Release No. 25, Washington, DC.

VEDLEGG 1



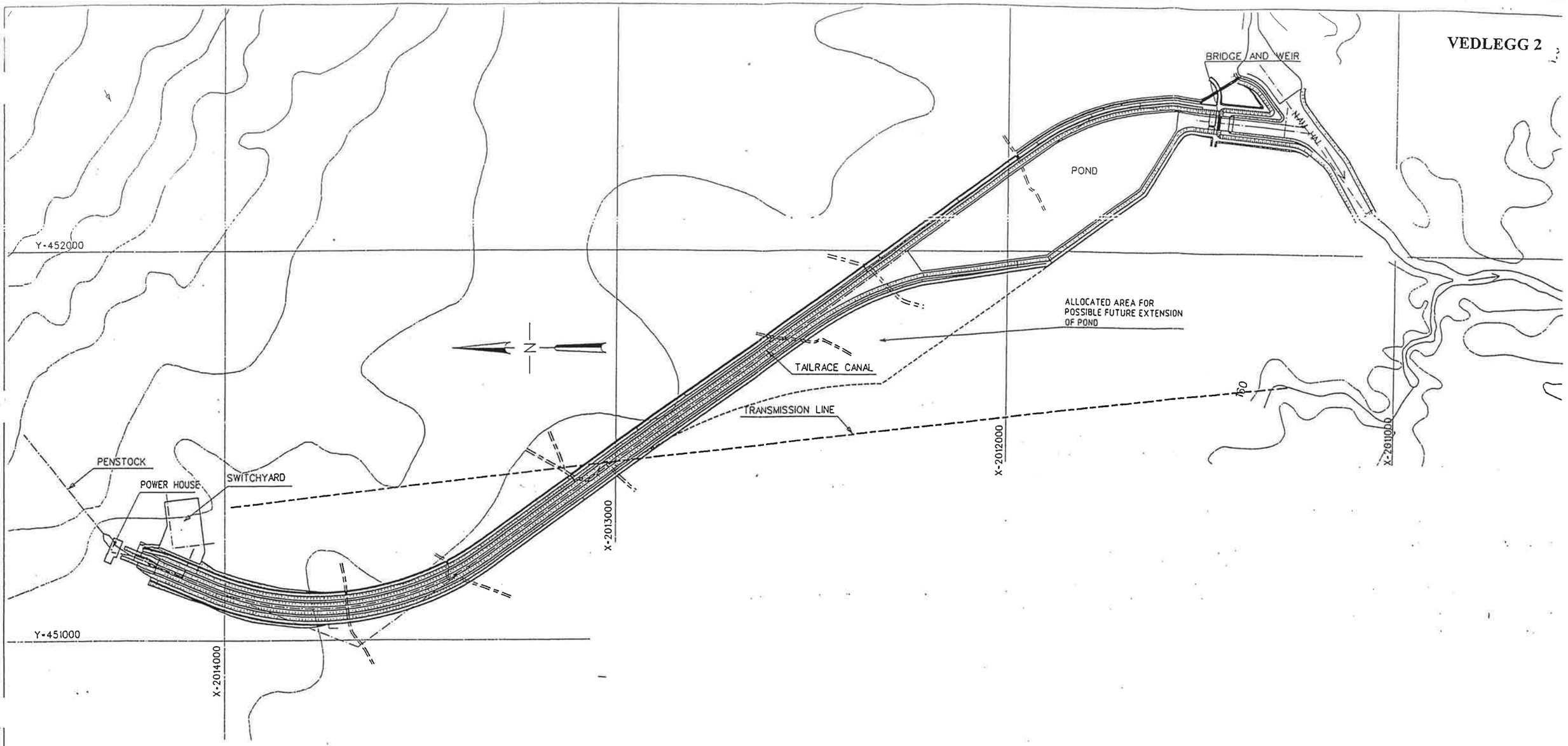
NAM THEUN 1/2 HYDROPOWER PROJECT

PROJECT AREA

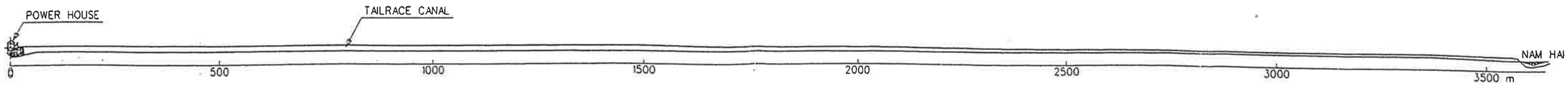
102

SEPTEMBER 1992

VEDLEGG 2



LAYOUT



LONGITUDINAL SECTION

Rev.		Sign.	Date	Appr

LAO PEOPLE'S DEMOCRATIC REPUBLIC
THEUN-HINBOUN POWER COMPANY Ltd.

THEUN-HINBOUN POWER PROJECT
TAILRACE CANAL

ARRANGEMENT

Norconsult

Scale:	1:5000
Designed: 25.10.96	
Checked:	
Approved:	
Job:	27027
Contract:	C2
Dwg. no:	6000
Rev	

Rapporter utgitt i serien Rapport fra Effektregulering – Miljøvirkninger og konfliktreduserende tiltak:

1. Analyse av frostrøykobservasjonar vinteren 1996/97 over Bandak og Våmarvatnet i Tokkevassdraget.

2. Forsøkskjøring i Vinjevatn september 1997 – virkninger på fysiske og biologiske forhold – foreløpige resultater

3. Innsamling og systematisering av erfaringsdata

4. Effektregulering – turbiditetsøkning og biologiske virkninger i sjø

5. Effektregulering – virkninger på laksefisk og bunndyr i elv, og bruk av vassdragssimulatorens habitatmodell

6. Effektkjøring og elveerosjon - analyser og tiltak

EnFO

NVE

DIREKTORATET FOR
NATURFORVALTNING

Statkraft