

NORSK INSTITUTT FOR VANNFORSKNING

Blindern

O-149/72

EN VURDERING AV TIDEVANNSSUTSKIFTNING

I SMÅBÅTHAVN, LÆRDAL

Saksbehandler:       Sivilingeniør B. Bjerkeng

Oppdrag mottatt:     25/8-1972

Rapport avsluttet:   14/9-1972

## INNHold

	Side
1. PROBLEMSTILLINGEN	3
2. TEORETISK GRUNNLAG	3
3. BEREGNINGSMETODE	4
4. GEOMETRISK BESKRIVELSE AV BASSENGSYSTEMET	5
5. ANDRE TALLSTØRRELSER	6
6. BEREGNINGER	7
7. KONKLUSJONER	7
8. DRØFTING AV BEREGNINGENE	7
Tabell 1. Beregning av høydetap for systemet uten innsnevring	9
Tabell 2. Høydetapet over innsnevringen	9
Figur 1. Prosjektert småbåthavn i Lærdalsøyri	10
Figur 2. Kanaltverrsnitt for bro eller veifylling over kanal II, tre alternativer	11
LITTERATUR	12

## 1. PROBLEMSTILLINGEN

I reguleringsplan for Lærdalsøyri, utarbeidet av firma Fredrik B. Falkenberg A/S, Bergen, inngår oppmudring av en småbåthavn, i form av en 6-800 m lang kanal, av bredde 10-15 m, og med 3 utvidelser av opptil 100 m bredde som de egentlig havnebassengene (kfr. fig. 1). En bro over kanalen inn til innerste basseng er planlagt med en betydelig innsnevring av kanaltverrsnittet, av økonomiske grunner (kfr. fig. 2).

I en viss tid fremover må en regne med innsiving av kloakkvann til et slikt basseng gjennom grunnen, inntil alle avløp blir samlet i en hovedkloakk, og utskiftningsforholdene i båthavnene ønskes derfor vurdert. Av spesiell interesse er spørsmålet om den prosjekterte innsnevringen har noen betydning for utskiftningen.

Båthavnens dybde, ca. 1,5 m, og tidevannsamplituden, ca. 0,5 m, tilsier at tidevannsstrømmene vil bli den dominerende utskiftningsmekanismen.

## 2. TEORETISK GRUNNLAG

Tidevannsstrømmene i den planlagte båthavnen må betraktes som drevet av tidevannsvariasjonene i fjorden utenfor. Positiv og negativ høydeforskjell mellom fjorden og bassenget setter opp en trykkgradient som driver tidevannet ved å balansere mot friksjonskreftene. Resultatet er at vannstandsvariasjonene inne i bassenget med en viss dempning og forsinkelse følger variasjonene ute i fjorden.

Friksjonstapet uttrykkes ved Mannings formel:

$$\Delta h = \frac{n^2 V^2}{R^{4/3}} \cdot L \quad (1)$$

Her gis høydeforskjellen  $\Delta h$  over en lengde  $L$  av en kanal med uniformt tverrsnitt, hvor:

$n$  = det inverse av Mannings tall ( $M$ )

$V$  = vannets strømningshastighet

$R = F/P$  = hydraulisk radius med  $F$  = tverrsnittsareal

$P$  = våt del av tverrsnittets omkrets

Mannings formel gjelder egentlig bare for stasjonær strøm gjennom en uniform kanal, men anvendes i praksis også for langsomt varierende strømmer gjennom naturlige systemer, med gode resultater (GLENNE OG SIMENSEN 1963).

### 3. BEREGNINGSMETODE

Mannings formel kan benyttes i forbindelse med en differensiell kontinuitetsligning for å gi tidsforløpet for strøm og vannstand. Ved først å beregne en øvre grense for  $\Delta h$  kan en imidlertid se om en slik analyse har noen interesse.

Kanalen deles for dette formål langs sin lengdeakse ( $x$ ) i en rekke segmenter, Mannings formel anvendes på hvert segment, og de beregnede  $\Delta h$ -verdier summeres innover i systemet.

En øvre grense for  $\Delta h$  i hvert segment finnes ved å bruke en øvre grense for  $n$  og  $V$  og en nedre grense for  $R$  ved innsetting i ligning (1).

Vannstanden  $h$  i fjorden er i hovedsak gitt som:

$$h - h_0 = H \cos(\omega t + \phi) \quad (2)$$

hvor

$h_0$  = midlere vannstand

$H$  = tidevannsamplituden

$\omega$  = tidevannsfrekvensen

Som funksjoner av  $x$  vil  $H$  avta,  $\omega$  være konstant, og  $h_0$  og  $\phi$  øke innover i kanalen.

For gitt  $x$  - verdi defineres:

$A$  = vannflatens areal innenfor  $x$ .

$F_{\min}$  = kanaltverrsnittets areal i x, ved vannstand  $h_0 - H$

$P_{\min}$  = våt del av tverrsnittets omkrets ved vannstand  $h_0 - H$ ,

hvor  $h_0 - H$  må være en nedre grense for laveste vannstand innover i kanalen.

$$V_{\phi} = \frac{\omega \cdot A \cdot H}{F_{\min}} \quad (3)$$

er da en øvre grense for hastigheten over tverrsnittet, og

$$R_N = F_{\min} / P_{\min} \quad (4)$$

er en nedre grense for den hydrauliske radius hvis tverrsnittets omkrets ikke noe sted er konkav utover.

For n velges maksimalverdi iflg. litteraturen (avsnitt 5).

$V_{\phi}$  og  $R_N$  blir funksjoner av x. Ved å ta maksimalverdi av  $V_{\phi}$  og minimalverdi av  $R_N$  innenfor et segment, og innsette det i (1) sammen med maks. verdi for n og den riktige verdi for lengden L, blir  $\Delta h$  en absolutt øvre grense for trykktapet over segmentet.

#### 4. GEOMETRISK BESKRIVELSE AV BASSENGSYSTEMET

Bassengsystemet beskrives ut fra tegning 577-7, tilsendt av Fredrik B. Falkenberg A/S. Så lenge kloakk føres til båthavnen, vil sjølinjen gå ved broen for den nye E-68, iflg. gitte opplysninger, og bare systemet innenfor dette punktet tas med i beregningene. (Kfr. fig. 1).

Fra sjøen fører Kanal I, 10-20 m bred og 50 m lang, inn til Ytre båthavn, som er et basseng av 185 m's lengde, og med bredde jevnt økende fra 20 til 105 m. Herfra fører Kanal II, 15 m bred, i 300 m lengde inn til Indre båthavn, som er et rektangulært basseng med bredde 50 m og lengde 120 m.

Over kanal II, 100 m fra ytre båthavn, planlegges en bro eller veifylling. Tre aktuelle alternativer er gitt i tegninger fra Fredrik B. Falkenberg A/S (kfr. fig. 2).

Alt. A, tegning 577-5: Veifylling, kanalen ledes gjennom et ARMCO rør.  
Ved midlere vannstand er dybden i senter 1,5 m, og vannspeilets  
bredde er 6,5 m.

Alt. B, tegning 577-6: Bro, avstand mellom brokarene 7,5 m, midlere  
dyp 1,5 m.

Alt. C, tegning 577-8: Veifylling, kanalen ledes gjennom 2 ARMCO rør.  
Ved midlere vannstand er dybden i senter av hvert rør 1,5 m, og  
vannspeilets bredde er 5,5 m i hvert rør.

Tidevannsamplituden er i tegningene gitt med  $H = 0,7$  m.

Broens eller veifyllingens bredde, dvs. innsnevringens lengde langs kanalen,  
er 7 m.

For bassengene og kanal I antas rektangulære tverrsnitt, med bredder gitt  
ovenfor. Midlere vanddyb er over alt minst  $\bar{d} = 1,5$  m, og med  $H = 0,7$  m som  
maksimal tidevannsamplitude blir minste forekommende dyp  $d_{\min} = 0,8$  m.  
Ut fra dette beregnes  $F_{\min}$  og  $P_{\min}$ .

I kanal II er tverrsnittet trapezformet, med bunnbredde 15 m, og  $40^\circ$   
helning på sidekantene, dybden er som for det øvrige systemet.

For innsnevringen (alt. A, B, C) tas  $F_{\min}$  og  $P_{\min}$  direkte fra de refererte  
tegninger ved måling.

På grunnlag av dette kan alle relevante geometriske størrelser bestemmes.

## 5. ANDRE TALLSTØRRELSER

Tidevannsfrekvensen er

$$\omega = \frac{2\pi}{T}$$

med tidevannsperiode  $T = 12,5$  t, dvs.  $\omega = 1,4 \cdot 10^{-4} \text{ s}^{-1}$

Det inverse Mannings tall  $n$  har for naturlige kanaler (GLENNE og SIMENSEN, 1963, ENGELUND 1969) verdien  $0,03-0,05 \text{ s/m}^{1/3}$ . Som maksimalverdi brukes  $n = 0,05 \text{ s/m}^{1/3}$ .

## 6. BEREGNINGER

Først beregnes høydetapet for bassengsystemet uten noen innsnevring på kanal II. Dette er gjort ved å dele systemet i 6 segmenter. Resultatet er gitt i tabell 1, det totale høydetapet viser seg å bli mindre enn 3,1 cm.  
=====

For selve innsnevringen beregnes deretter  $\Delta h$  på tilsvarende måte, for alle tre alternativer. Resultatet er gitt i tabell 2, høydetapet blir mindre enn 0,3 cm uansett valg av alternativ.  
=====

Øvre grense for høydeforskjellen gjennom hele systemet med innsnevring er da 3,4 cm.  
=====

## 7. KONKLUSJONER

1. Som øvre grense for høydetapet er beregnet 3,4 cm, av en total tidevannsamplitude på 70 cm. Dempningskoeffisienten blir større enn 0,95, dvs. ingen praktisk merkbar dempning. Vannstandsvariasjonene i bassengene vil følge variasjonene ute i fjorden meget nøyaktig. Noen grundigere analyse er ikke av interesse.

2. Innsnevringen er uvesentlig for dempningen, både absolutt og relativt til andre deler av systemet. Andre hensyn må bli avgjørende for valg av alternativ.

## 8. DRØFTING AV BEREGNINGENE

Den ytterste kanalen på tegning 577-7 er neglisjert, da den ikke er aktuell så lenge kloakkvann fremdeles infiltreres i grunnen. Selv medregnet denne kanalen vil imidlertid 6 cm være en øvre grense for høydetapet, dvs. fremdeles neglisjerbar dempning.

Et visst tilleggstep til det beregnede kan tenkes ved dissipasjon av kinetisk energi. En øvre grense for høydetapet tilsvarer at all kinetisk energi ved maksimal-hastigheter går tapt i turbulens, dvs.

$$\Delta h = \frac{v^2}{g}$$

Dette vil si 0,8 cm i kanal I, og 0,7 cm i innsnevringene. Heller ikke dette kan rokke vesentlig ved konklusjonene.

Det er ikke tatt hensyn til kontraksjonskoeffisienter i innsnevringen. Det er således forutsatt at brokar/røråpning utføres med avrundede kanter, slik at kontraksjon unngås.



Tabell 1. Beregning av høydetap for systemet uten innsnevring.

Segmentnr. k	Segment- grense x (m)	$V_{\phi\max}$ (m/s)	$R_{N\min}$ (m)	$\Delta h_k$ (m)	$\frac{k}{\sum_{i \neq 1}} \Delta h_i$
Kanal I	1	0,28	0,69	0,017	0,017
	50				
Ytre båthavn	( 2 (	0,14	0,74	0,006	0,023
	( 3 (	0,05	0,77	0,0005	0,024
	( 4 235	0,028	0,78	0,0002	0,024
Kanal II	5	0,08	0,73	0,007	0,031
	530				
Indre	6	0,015	0,77	0,0001	0,031
	650				

Tabell 2. Høydetapet over innsnevringen

$$A = 9 \cdot 10^3 \text{ m}^2$$

$$L = 7 \text{ m}$$

Alternativ	$F_{\min}$ (m <sup>2</sup> )	$P_{\min}$ (m)	$V_{\phi}$ (m/s)	$R_{\min}$ (m)	$\Delta h$ (m)
A	3,5	6,5	0,26	0,54	0,0026
B	6	9,1	0,15	0,66	0,00068
C	6	10,6	0,15	0,54	0,00088

Fig. 1

Prosjektert småbåthavn i Lærdalsøyri

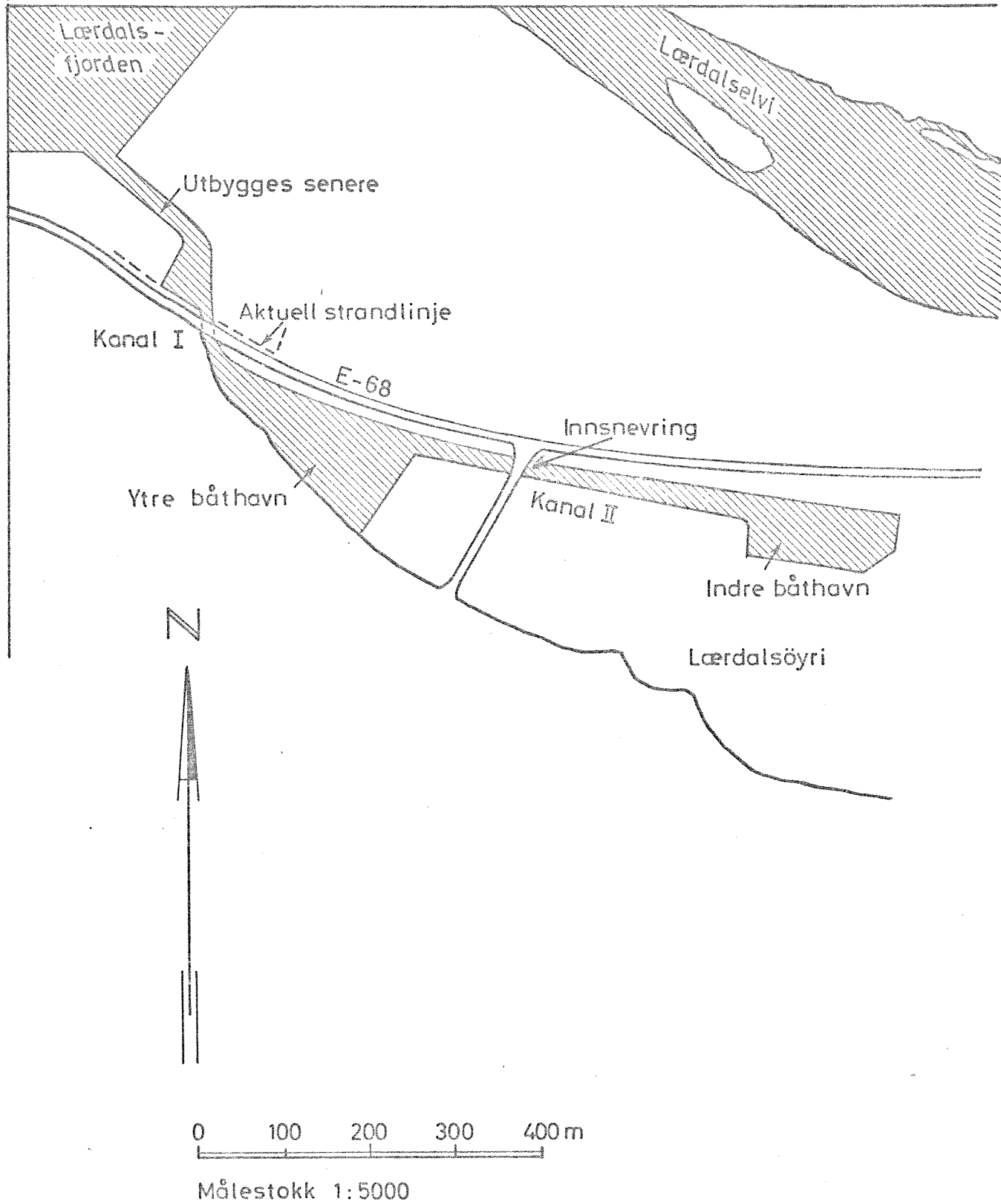
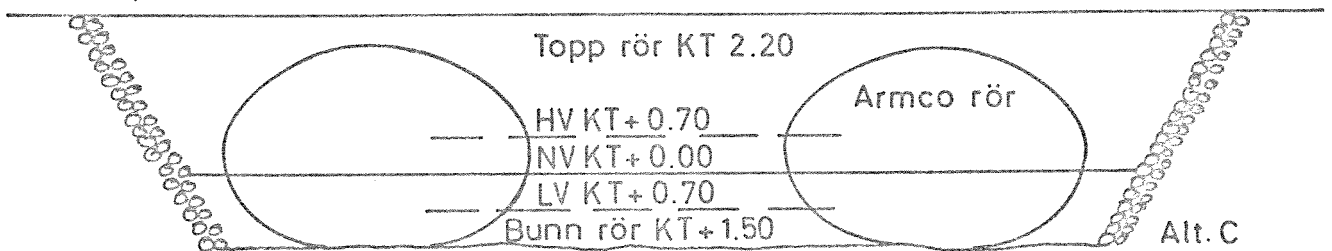
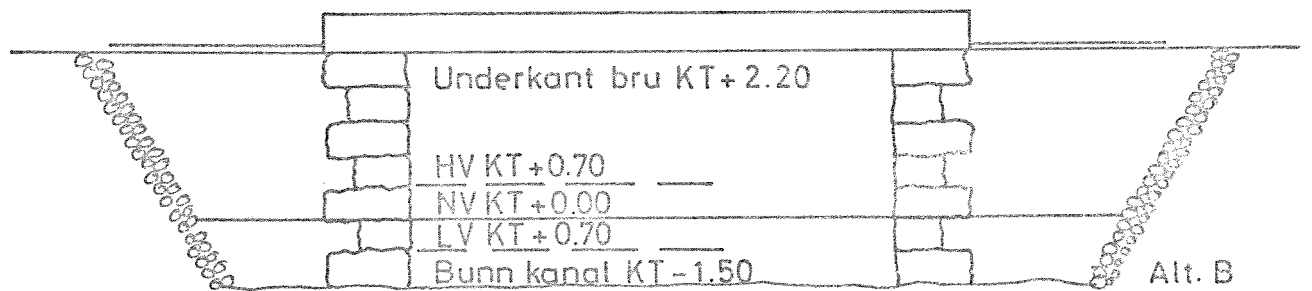
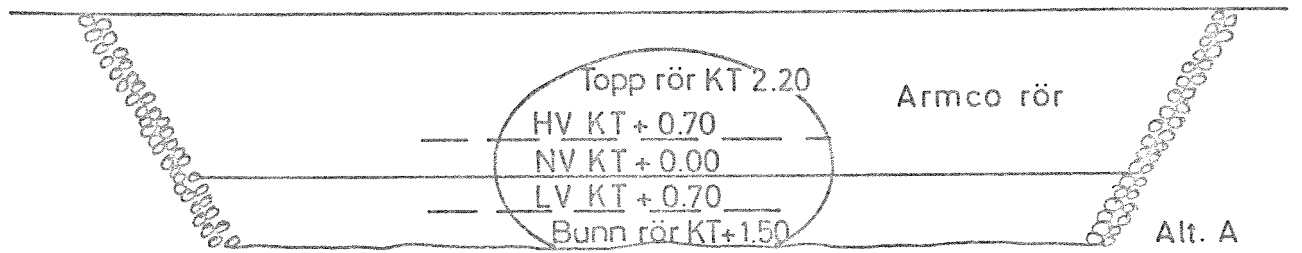


Fig. 2 Kanalverrsnitt för bro eller vertyllning över kanal II  
Iflg. tekening 577-5,6 og 8, Fredrik Falkenberg A/S



LITTERATUR

GLENNE, B.; SIMENSEN, T.:

Tidal current choking in the landlocked fjord of Nordåsvatnet.  
NIVA, 1963.

ENGELUND, F.A.:

Lærebog i hydraulik. Den private ingeniørfond, Danmarks tekniske  
højskole, 1969.