

DÆMNINGER

HYDRAULISKE OG ANLÆGSTEKNISKE ASPEKTER

Seminar afholdt på Danmarks tekniske Højskole

26. februar 1986



DANSK VANDBYGNINGSTEKNISK SELSKAB

DANISH SOCIETY OF HYDRAULIC ENGINEERING

v/ H. F. Burcharth, AUC, Sohngårdsholmsvej 57, 9000 Aalborg. Tlf. 08 - 142333

FORORD

Nærværende indlæg hidrører fra et seminar afholdt den 26. februar 1986 på Danmarks Tekniske Højskole om emnet

Dæmninger, Hydrauliske og Anlægstekniske Aspekter.

Arrangør var Dansk Vandbygningsteknisk Selskab i samarbejde med Dansk National Komité for Store Dæmninger.

En tak skal hermed bringes til alle der ved indlæg, skriftlige bidrag eller ved deltagelse i diskussionen har medvirket til denne orientering om et vigtigt område indenfor det vandbygningstekniske område.



Helge Gravesen

Sekretær i Dansk Vandbygningsteknisk Selskab

INDHOLDSFORTEGNELSE

1. OVERSIGT OVER OVERLØBSBYGVÆRKER
Civ.ing. Rasmus Wiuff (Cowi)
2. LUFT I DÆMNINGSOVERLØB
Civ.ing. Rasmus Wiuff (Cowi)
3. INNNTAK, TAPPESYSTEMER
Docent Torkild Carstens (NHL, Norge)
4. ISPROBLEMER
Docent Torkild Carstens (NHL, Norge)
5. PERMAFROST, DÆMNINGER
Civ.ing. Niels Uhre (N & R)
6. LÆKAGESPORING PÅ SVENSKKE KRAFTVÆRKS DÆMNINGER UDFØRT VED
HJÆLP AF RADIOAKTIVE SPORSTOFFER
Civ.ing. Erik Mørch (Isotopcentralen)
7. DAMS IN ICELAND
Underdir. Páll Ólafsson (Landsvirkjun, Iceland)
8. DÆMNINGER PÅ FÆRØERNE
Civ.ing. Carl Abrahamsen (H & S)
9. MEDIUM SIZE DAMS IN ZIMBABWE
Akademiing. Henrik Mai (Dangroup)

Deltagerliste for VBS's seminar den 26. februar 1986 vedr. DÆMNINGER,
HYDRAULISKE OG ANLÆGSTEKNISKE ASPEKTER.

Geoteknisk Institut, Maglebjergvej 1, 2800 Lyngby.	Poul Larsen P. Bjerregård Hansen
A/S Dansk Geoteknik, Granskoven 6, 2600 Glostrup.	1 person
Odense havnevæsen, Londongade 1, 5000 Odense C.	Henrik Jennings K.E. Simonsen
A/S Dansk Geoteknik, Granskoven 6, 2600 Glostrup.	5 personer
Grønlands Tekniske Organisation, Hauser Pl. 20, 1127 København K.	A. Eichstedt Nielsen, J. Raae Andersen Peter Rummel Erichsen
Viemose & Spile A/S, Frederikssundsvej 194, 2700 Brønshøj.	Ingar Nielsen Ernst Kolding Arne Østmoe
Kystinspektoratet, Højbovej 1, 7620 Lemvig.	1 person
ISVA, bygning 115, Danmarks tekniske Højskole, 2800 Lyngby.	Per Tryde Fl. Bo Pedersen
COWiconsult Rådgivende Ingeniører A/S, Teknikerbyen 45, 2830 Virum.	1 person
Jan Lorange, Worsaaesvej 13, 4.tv., 1972 København V.	
Rambøll & Hannemann Rådgivende Ingeniører A/S, Gøteborg Allé 12, 8200 Århus N.	Bjarne Mathisen
Topsøe-Jensen & Schrøder A/S, Bjerringbrovej 110, 2610 Rødovre.	J. Brødsgaard
Højgaard & Schultz A/S, Jægersborg Allé 4, 2920 Charlottenlund.	Hilmar Jacobsen Lis Bodilsen
S E V, Elkraftselskabet, Postbox 319, 3800 Torshavn, Færøerne.	Elias Davidsen Jegvan Johansen
Rambøll og Hannemann Rådgivende ingeniører A/S, Teknikerbyen 38, 2830 Virum.	O. Bundgård Nielsen N.J. Jensen Karsten Gorm Nielsen
Nielsen & Rauschenberger Rådgivende Ingeni- ører A/S, Teknikerbyen 19, 2830 Virum.	1 person

Højgaard & Schultz A/S (Elselskabet SEV),
Jægersborg Allé 4, 2920 Charlottenlund.

Leinuer Guttesen

COWIconsult Rådg. Ingeniører A/S,
Teknikerbyen 45, 2830 Virum.

Søren Degn Eskelsen
Ole Damgaard Larsen

H. Hoffmann & Sønner A/S,
Edwin Rahrs Vej 88, 8220 Brabrand.

Tage Krogsgaard
Troels Rasmussen

E. Pihl & Søn A/S,
Lundtoftevej 5, 2800 Lyngby.

Direktør Langvad

Foredragsholdere: Civ.ing. Rasmus Wiuff (Cowi)
Docent Torkild Carstens (Vassdrags og Havnelaboratoriet, Trond-
Civ.ing. Niels Uhre (N&R) heim)
Civ.ing. Erik Mørch (Isotopcentralen)
Underdir. Páll Ólafsson (Landsvirkjun, Islands Nationale Krafts-
værks Organisation)
Civ.ing. Carl Abrahamsen (H&S)
Civ.ing. Henrik May (N&R)

Bestyrelse: H.F. Burcharth
H. Gravesen
Hans Kjær
A. Hasle Nielsen
P. Tryde
Gudik Gudiksen

OVERSIGT OVER OVERLØBSBYGVÆRKER

af

Civ.ing. Rasmus Wiuff, Cowi Consult A/S

OVERLØBSBYGVERKER

1. AFLASTNINGSBYGVERKER

- TYPER
- VIRKEMÅDE

2. FLOMVANDRING

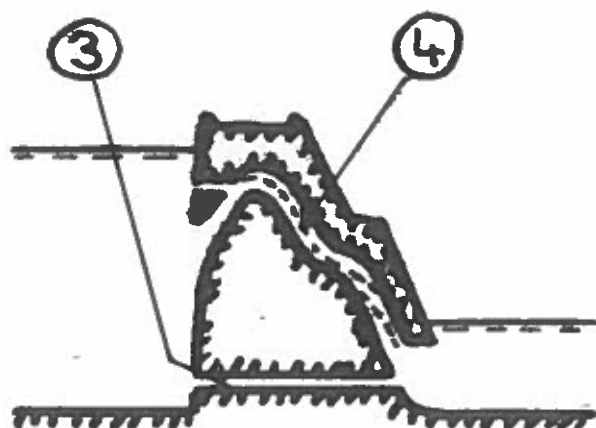
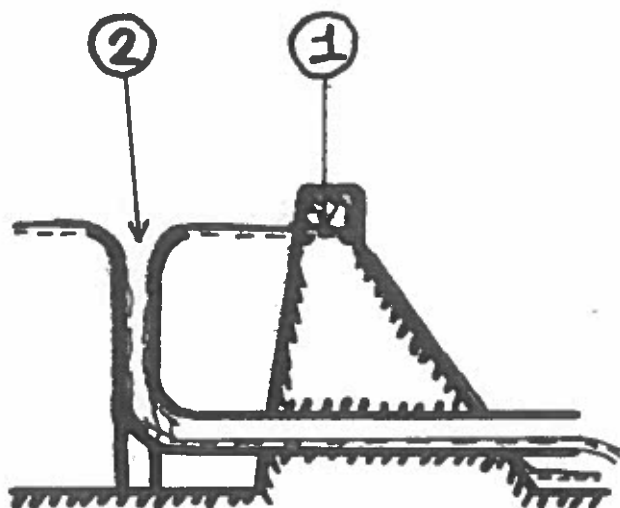
3. VANDETS VEJ

- OVERLØBET
- VANDVEJEN NEDSTRØMS
- UDLØBET

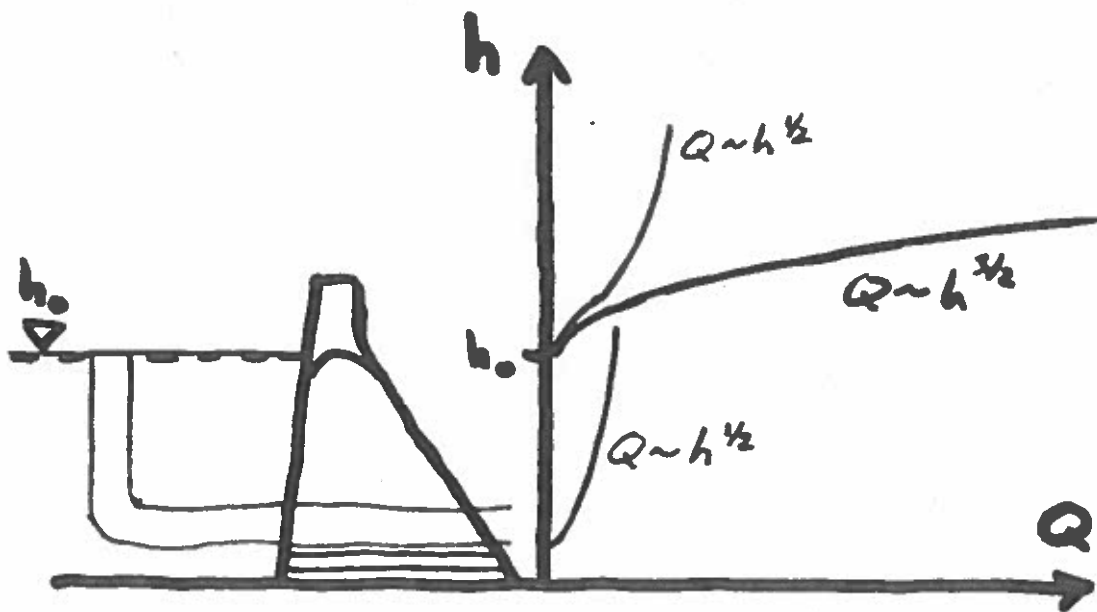
4. LUFT I OVERLØBSBYGVERKER

AFLASTNINGSBYGVERKER

- ① OVERLØBSBYGVERKER
- ② INDTAGSTÅRNE
- ③ GRUNDSLUSER
- ④ HÆVERTER



AFLASTNINGSBYGVÆRKER, VIRKEMÅDE :

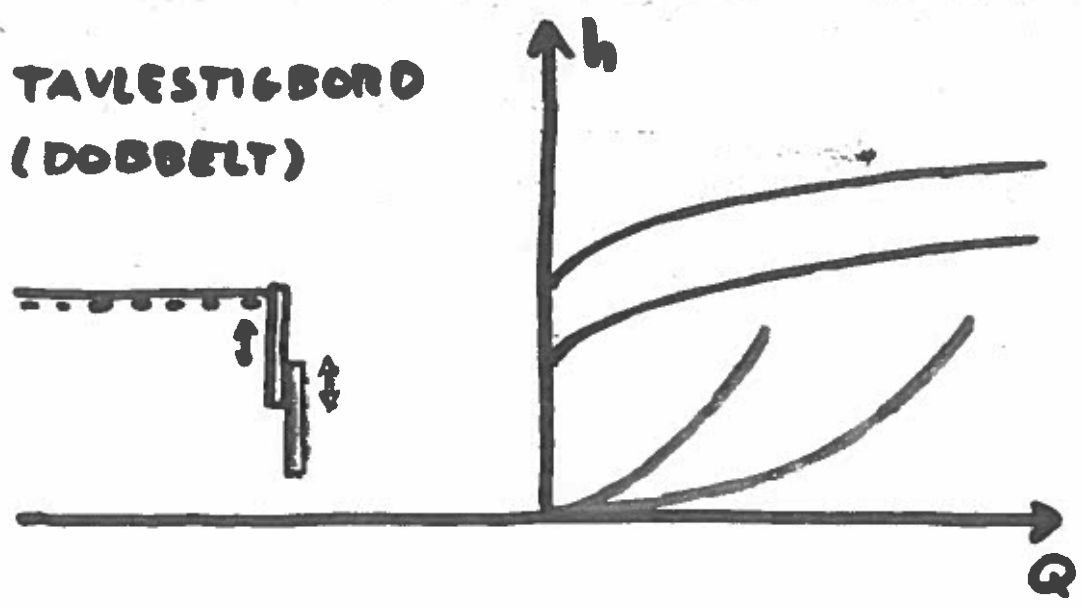


- OVERLØBSBYGVÆRK
- INDTAGSTÅRN
- GRUNDSLUSE

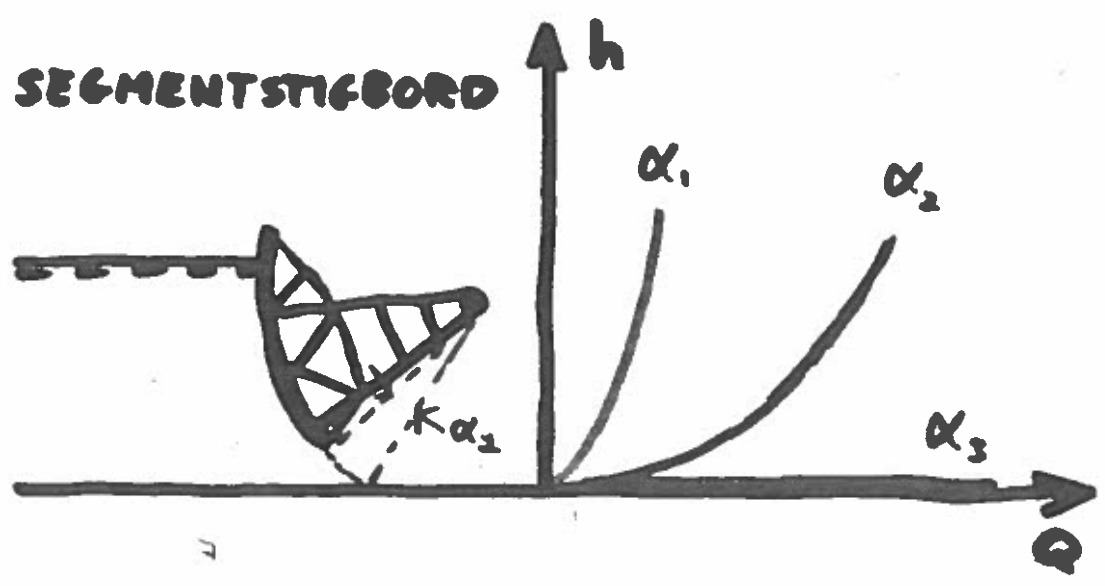
HÆVERT : "ON-OFF"

BEVÆGELIGE STEMMEVÆRKER

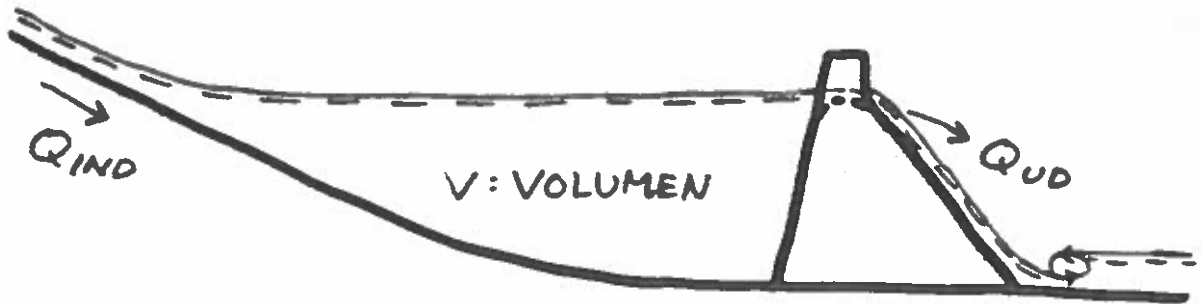
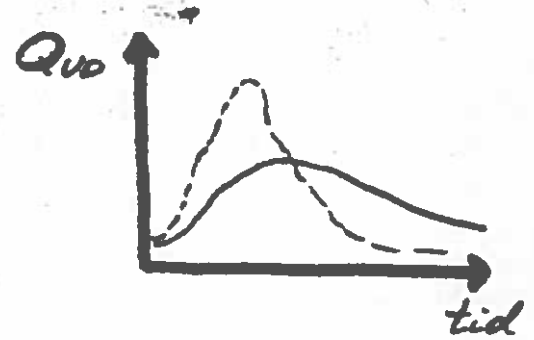
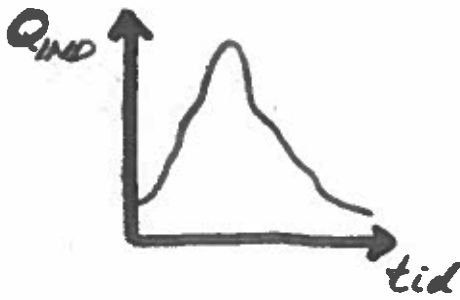
TAVLESTIGBORD
(DOBBELT)



SEGMENTSTIGBORD

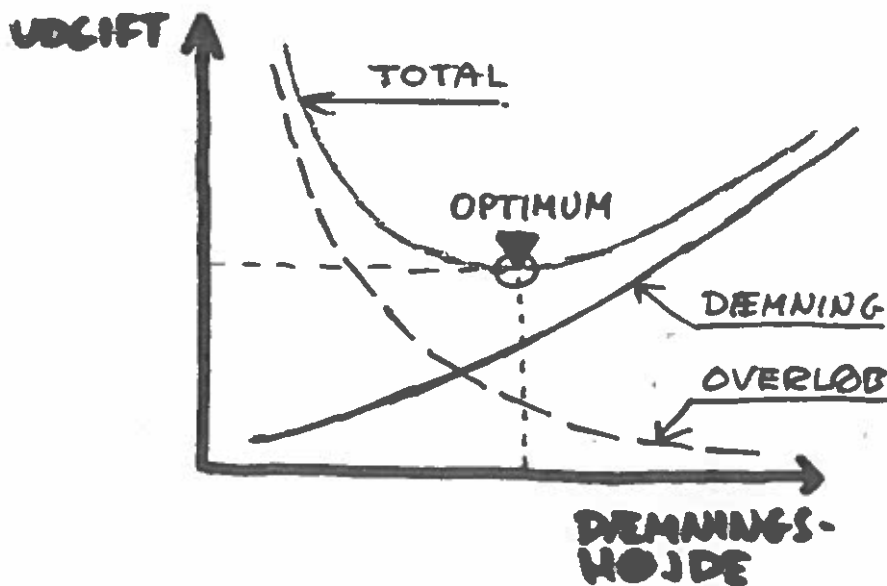


FLOM VANDRING:

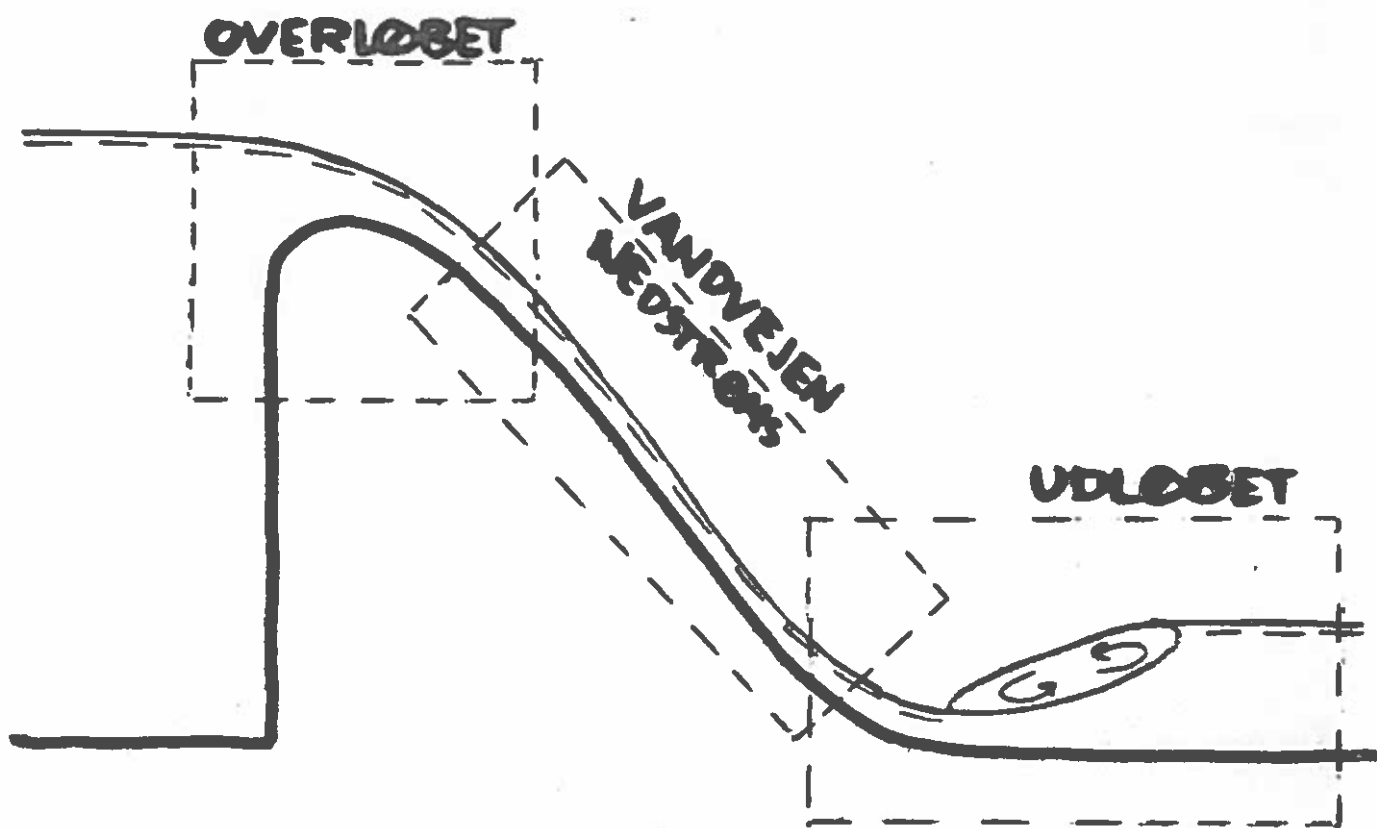


RESERVOIRLIGNINGEN:

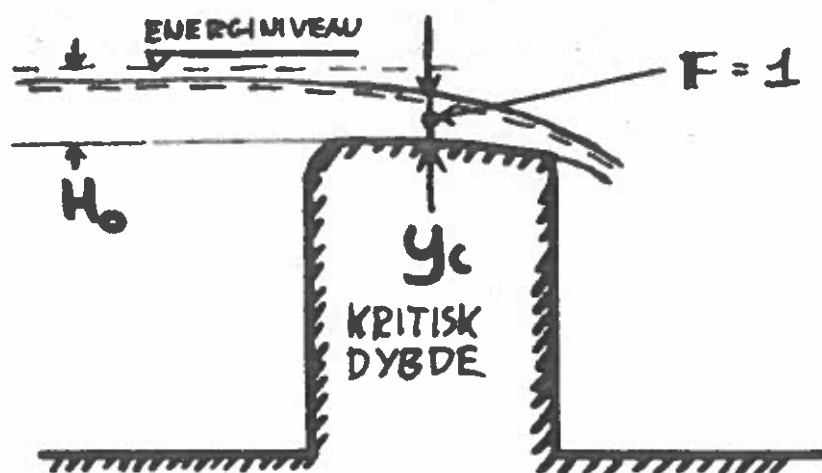
$$\frac{dV}{dt} = Q_{IND} - Q_{UD}$$



VANDETS VEJ:



OVERLØB MED BRED KRONE:



$$y_c = \frac{2}{3} H_0 \quad (1)$$

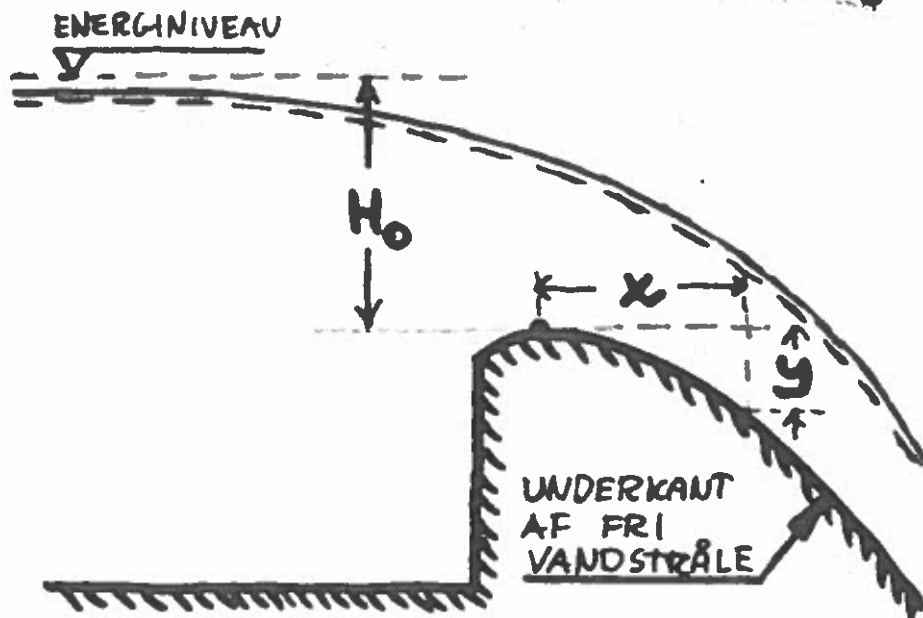
$$F_c = \frac{V_c}{\sqrt{g y_c}} = 1 \quad (2)$$

$$Q = V_c B y_c \quad (3)$$

$$\Rightarrow Q = 1,7 B H_0^{3/2}$$

$$Q = C B H_0^{3/2}$$

OGEE (KARNIS) PROFIL :



$$\frac{y}{H_0} = -k \left(\frac{x}{H_0} \right)^n$$

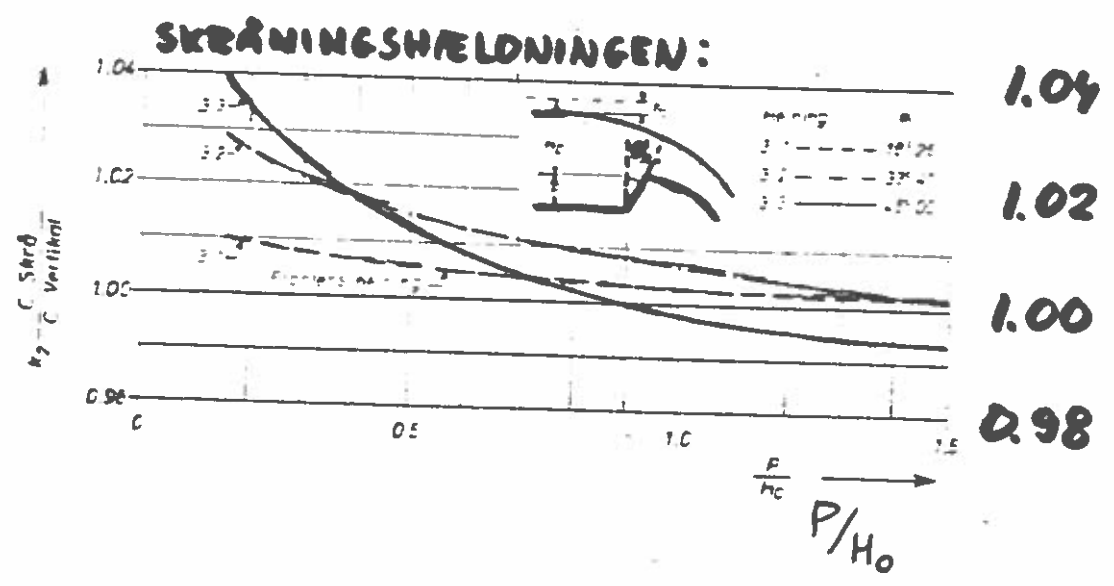
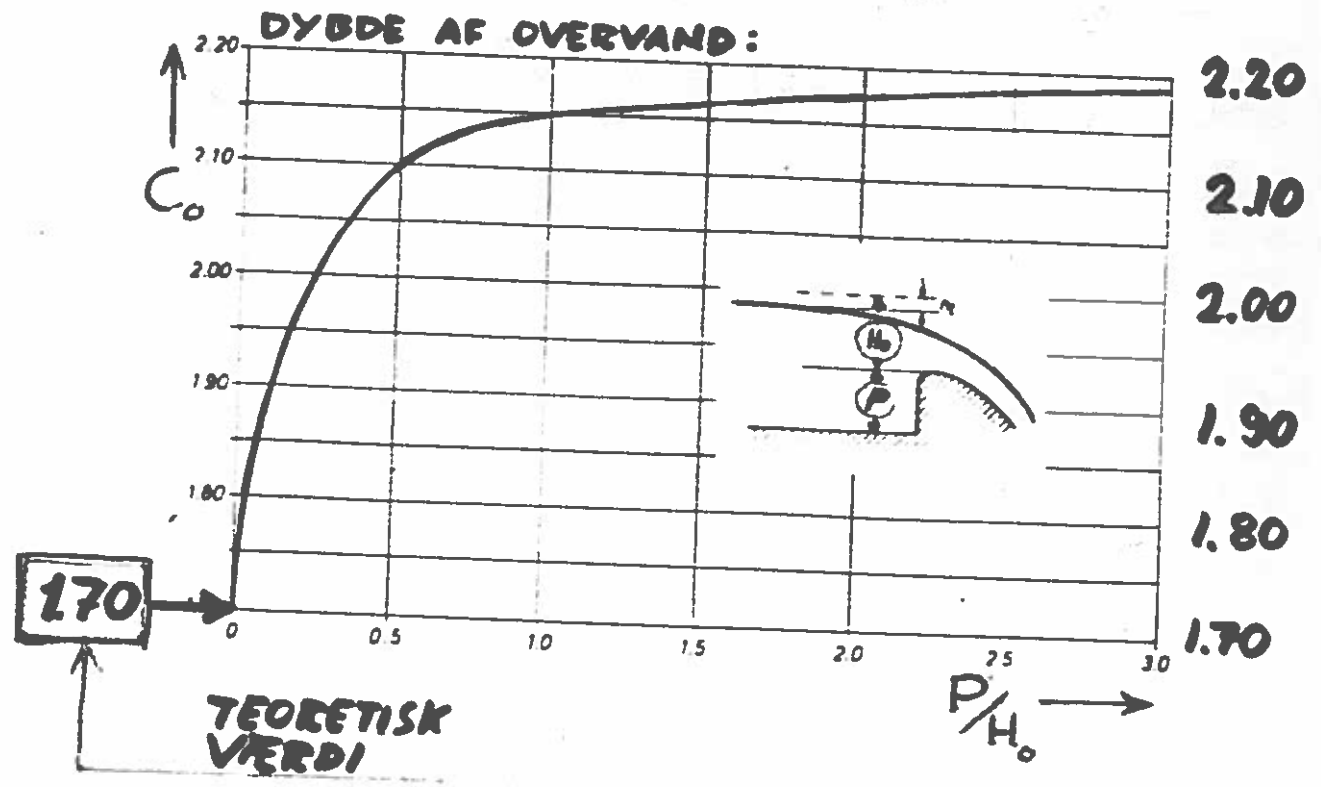
K OG N AFHÆNGER AF :

- HÆLNING AF OPSTRØMS FRONT
- TILLØBETS HASTIGHEDSHØJDE

$$k \sim 0,5 \quad n \sim 1,8$$

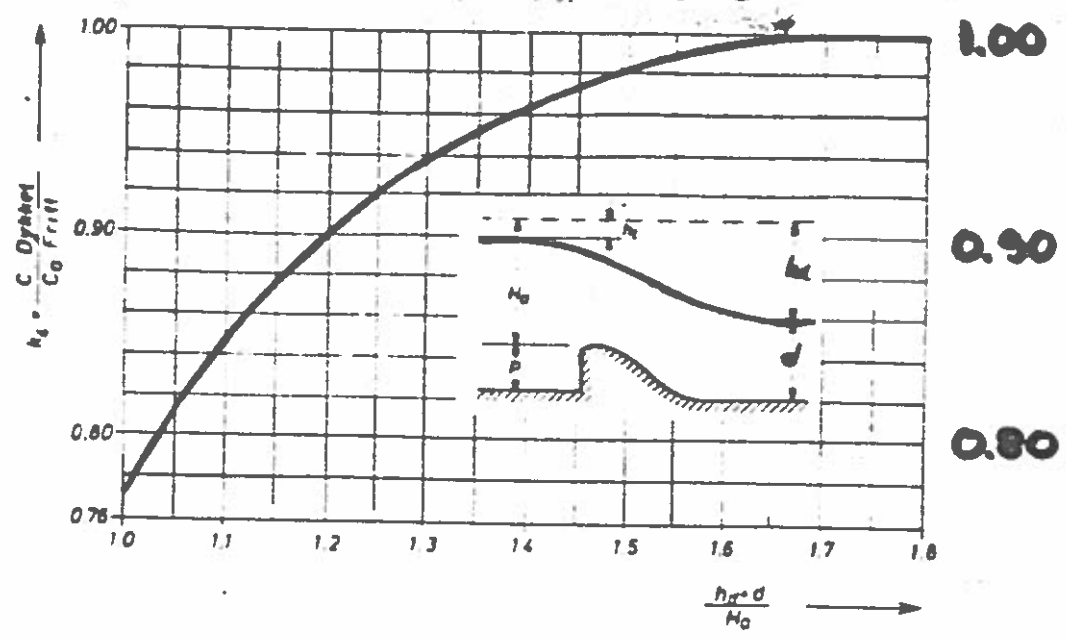
OVERLØBS KOEFFICIENTER

BASISFORMEL : $Q = C_o B H_o^{3/2}$

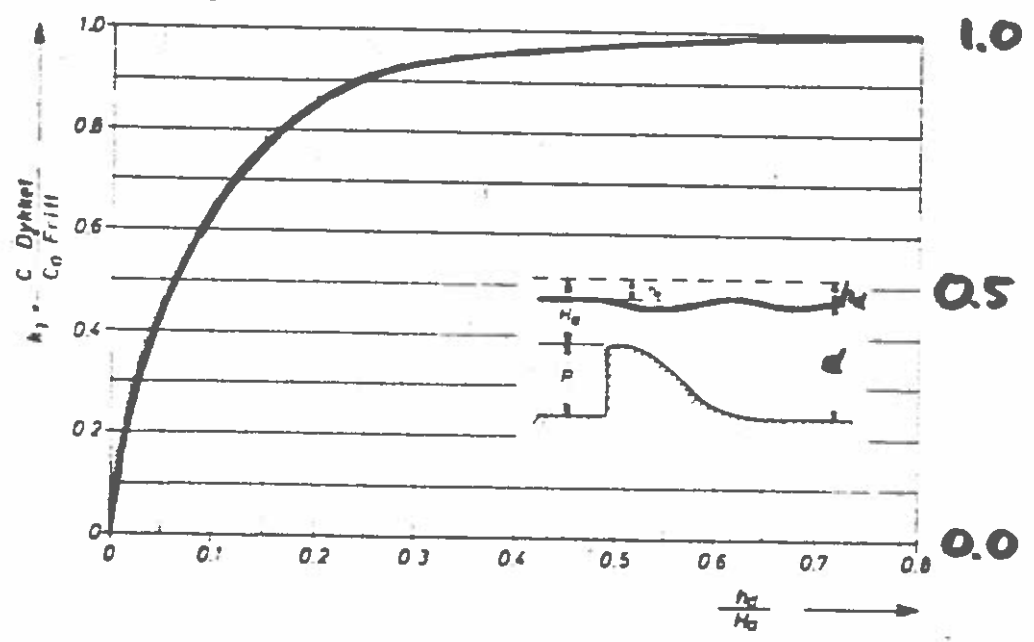


OVERLØBSKOEFFICIENTER, FORTSAT

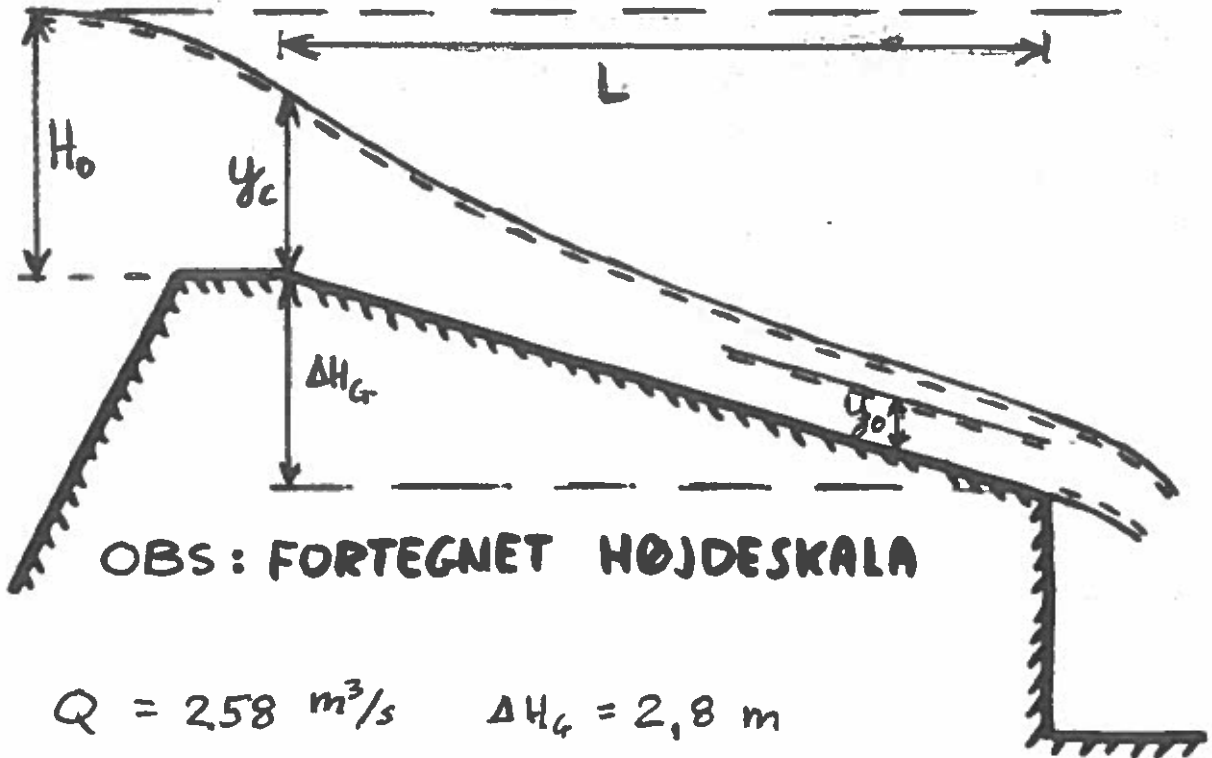
NEDSTRØMS BUNDMIVEAU:



UNDERVANDET:



STEJL AFLOBRENDE (CHUTE):



OBS: FORTEGNET HØJDESKALA

$$Q = 258 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\Delta H_G = 2,8 \text{ m}$$

$$B = 23 \text{ m}$$

MANNINGFORMLEN:

$$I_0 = 7 \%$$

$$V = M y^{2/3} I_0^{1/2}$$

$$L = 40 \text{ m}$$

NATURLIG DYBDE: $y_0 = \left(\frac{Q/B}{M \sqrt{I_0}} \right)^{3/5} = \underline{0,68 \text{ m}}, \underline{V = 16,4 \text{ m/s}}$

FRIKTIONSLOS:

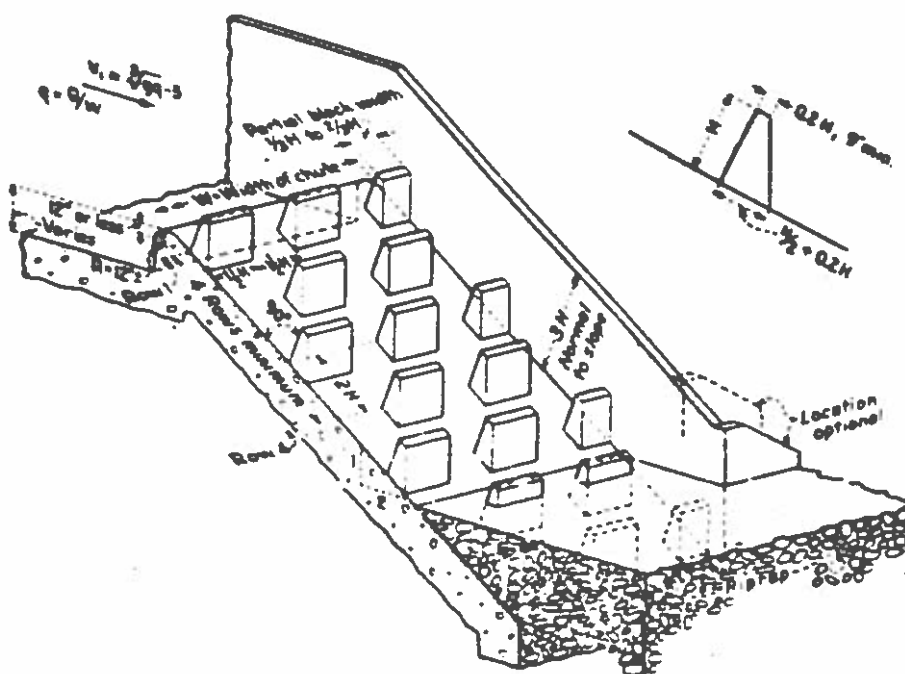
$$H_0 + \Delta H_G = y + \frac{(Q/B)^2}{2gy^2} \Rightarrow \underline{y = 1,11 \text{ m}}, \underline{V = 10,1 \text{ m/s}}$$

MAKSIMALT ENERGITAB: $I = \frac{V^2}{M^2 y^{1/3}} = 0,013 \Rightarrow \Delta H_f = 0,55 \text{ m}$
 $< 2,80 \text{ m}$

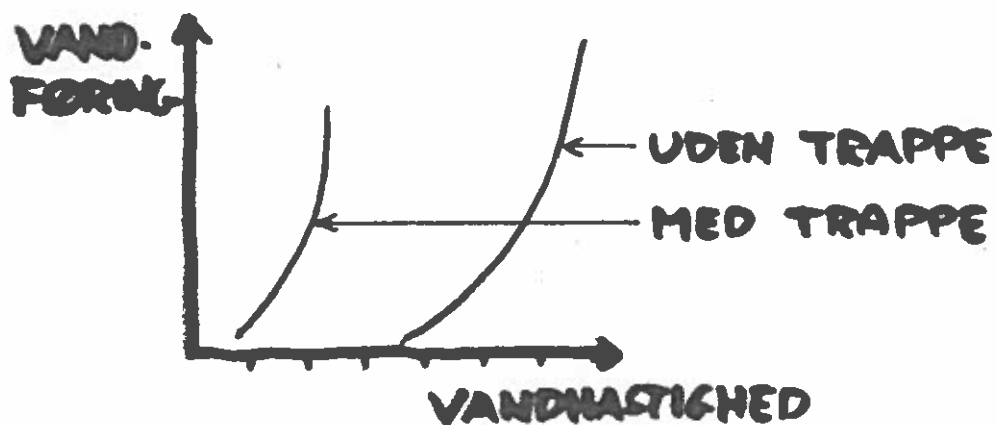
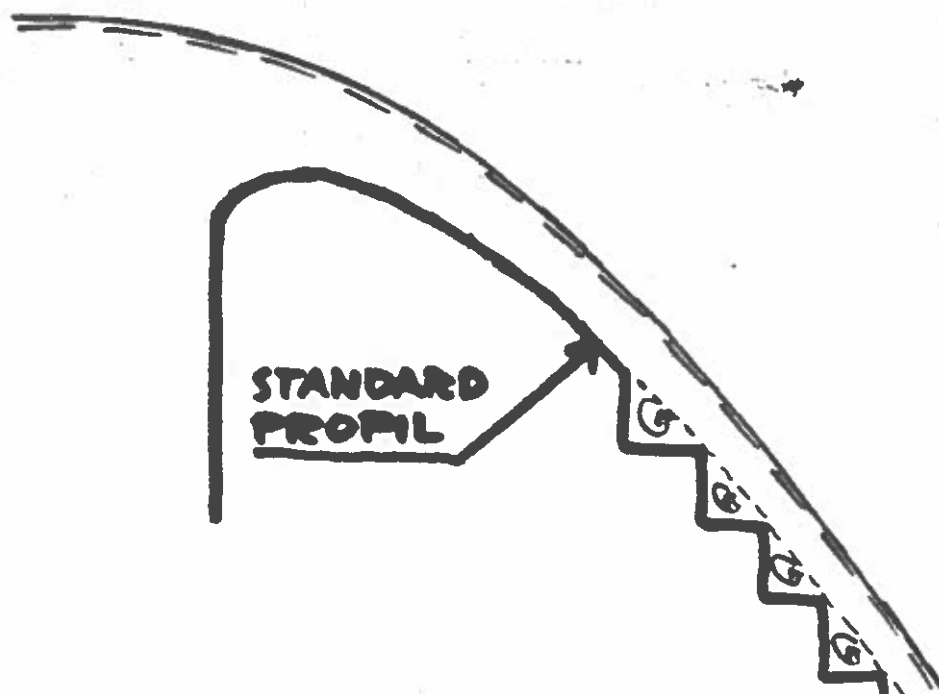
MAKSIMAL HASTIGHED: $V_{\text{max}} = \underline{10 \text{ m/s}}$

OVERLØBSRENDE MED FORTANDINGER :

EKSEMPEL :

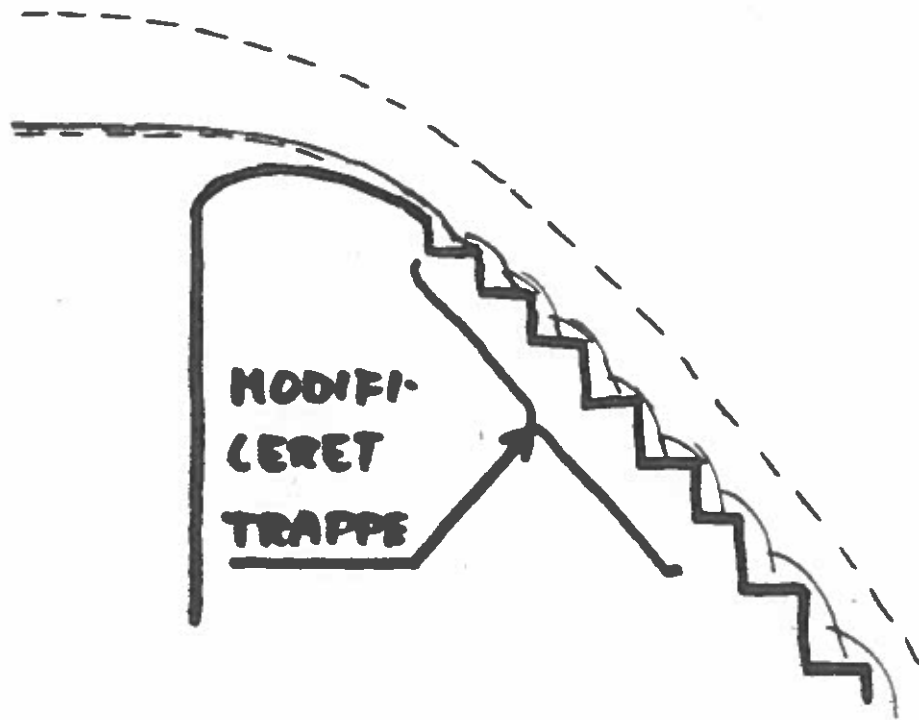
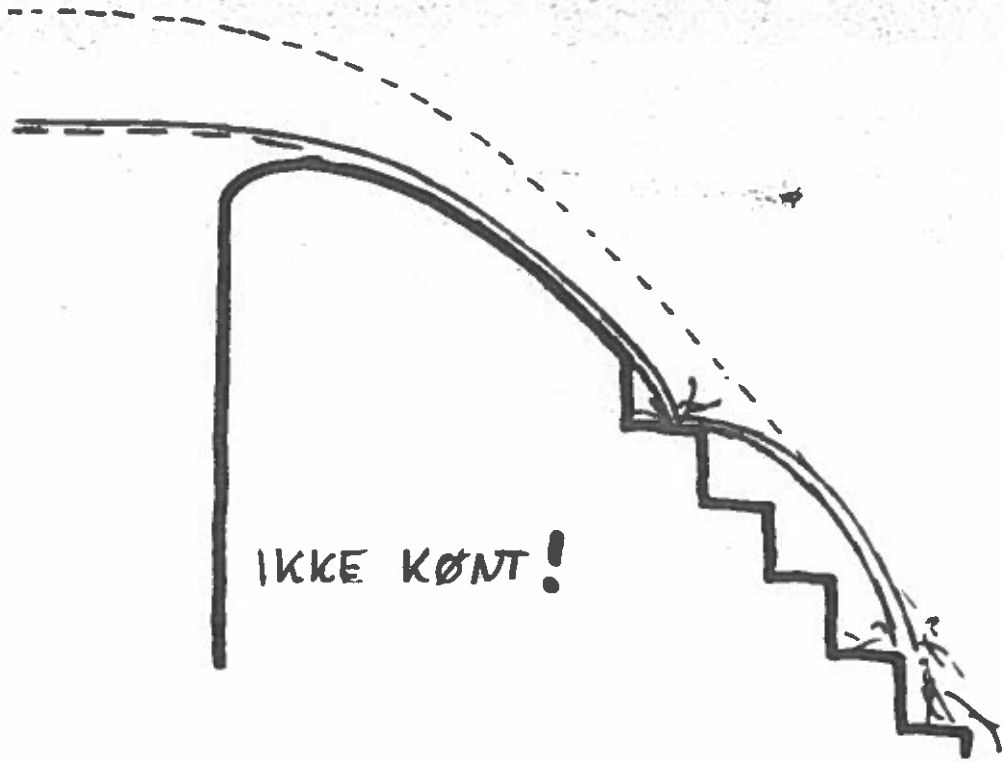


TRAPPE OVERLØB:

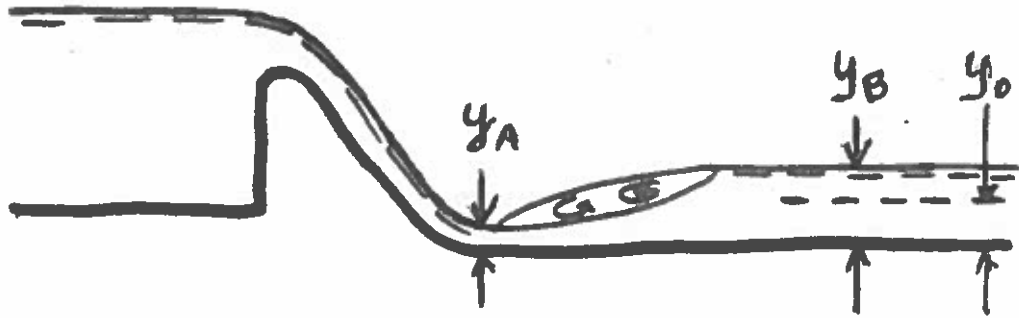


REDUKTION : CA $\frac{1}{3}$ (HASTIGHED)
 CA $\frac{1}{10}$ (HASTIGHED²)

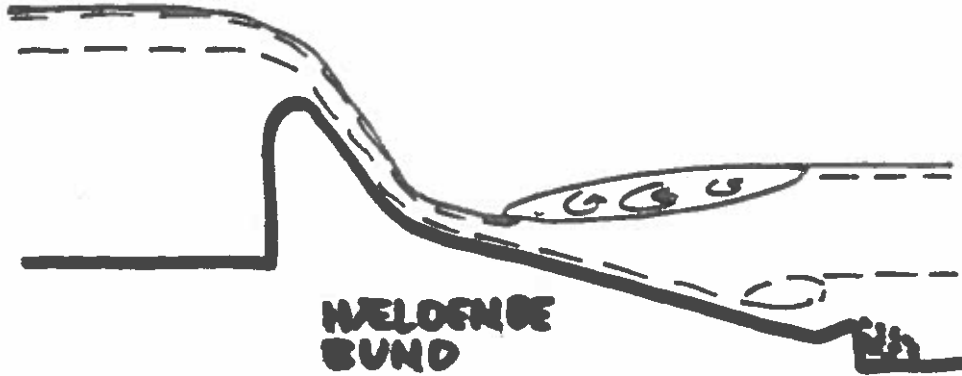
SMÅ VANDFØRINGER:



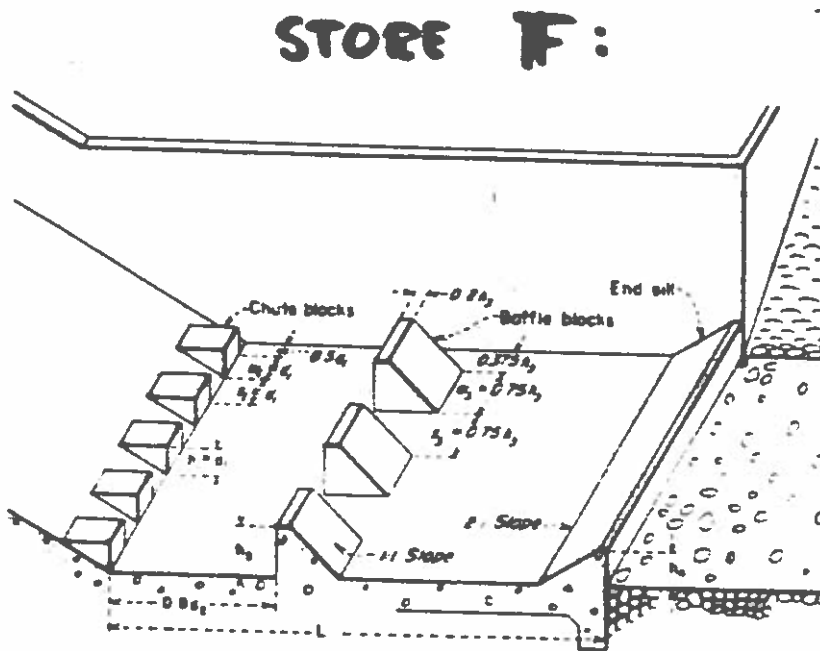
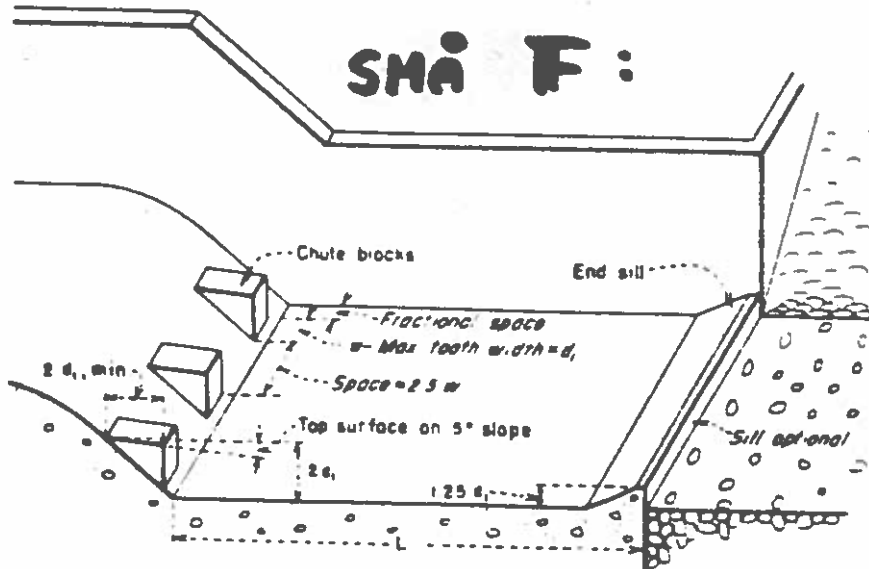
STYRTLEJE MED HYDRAULISK SPRING:



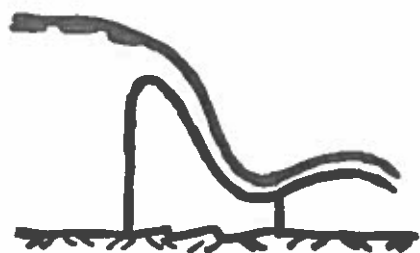
$$\frac{y_B}{y_A} = \frac{1}{2} (\sqrt{1 + 8F_A^2} - 1)$$



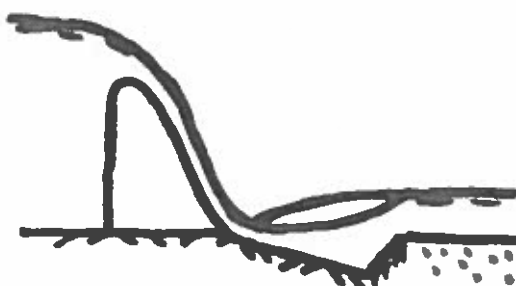
UDFØRNING AF STYRTLEJER:



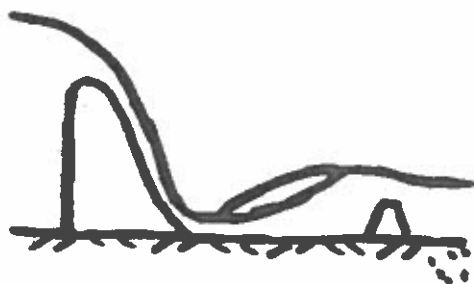
EKSEMPLER PÅ STYRTLEJER



$y_0 < y_B$
FAST BUND



$y_0 < y_B$
LØS BUND

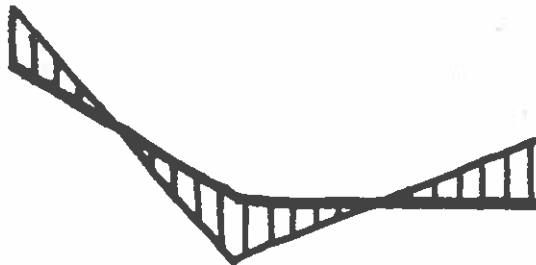
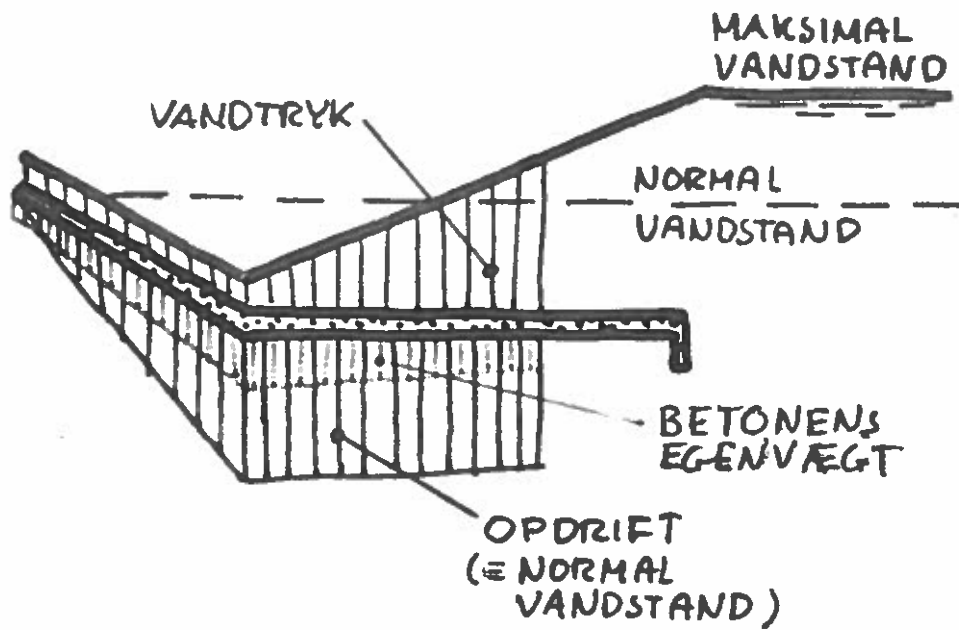


$y_0 < y_B$
LØS BUND



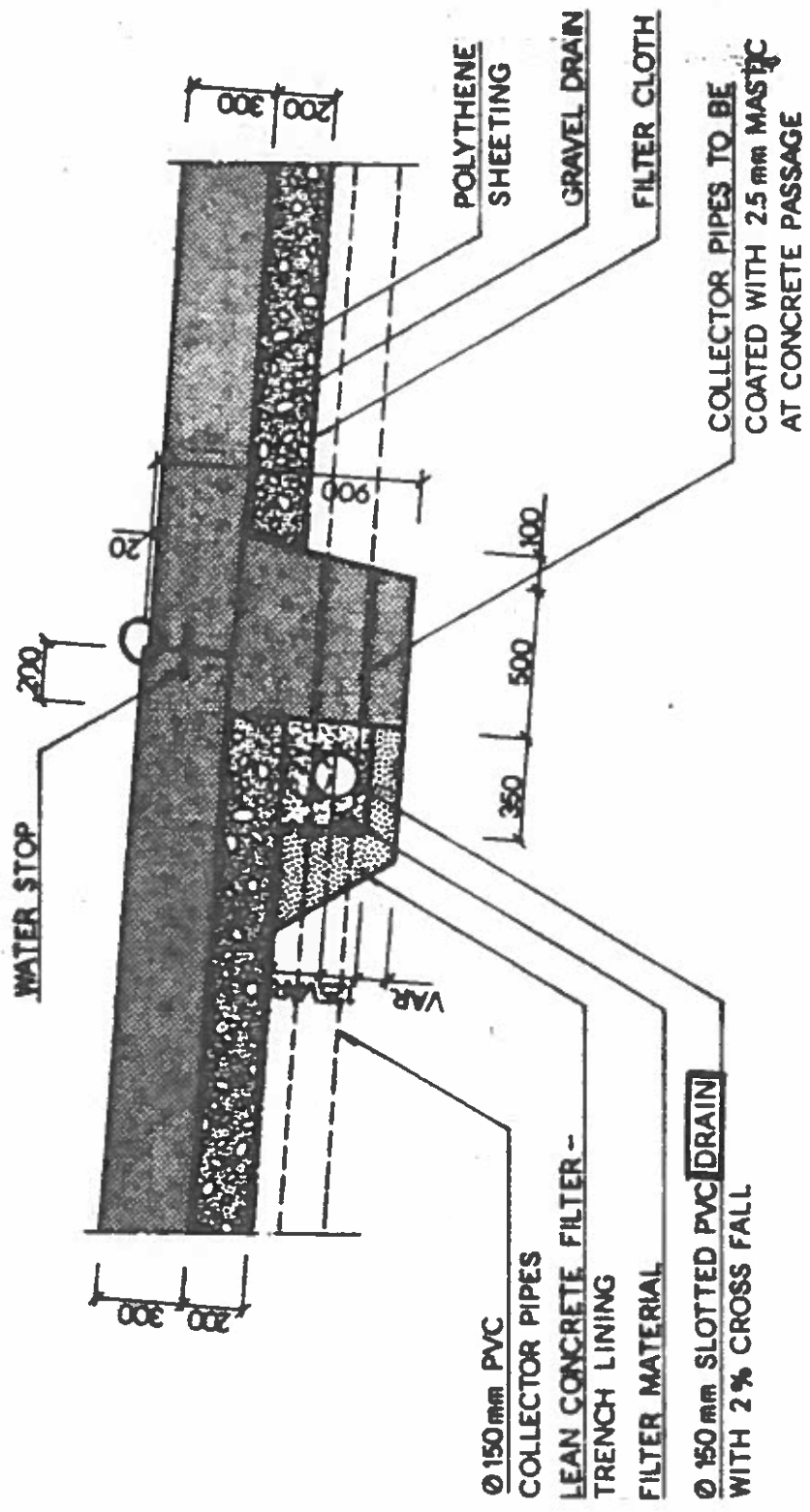
$y_0 > y_B$
LØS BUND

KRÆFTER PÅ STYRTLEJETS BUND :



RESULTERENDE TRYKFORDELING

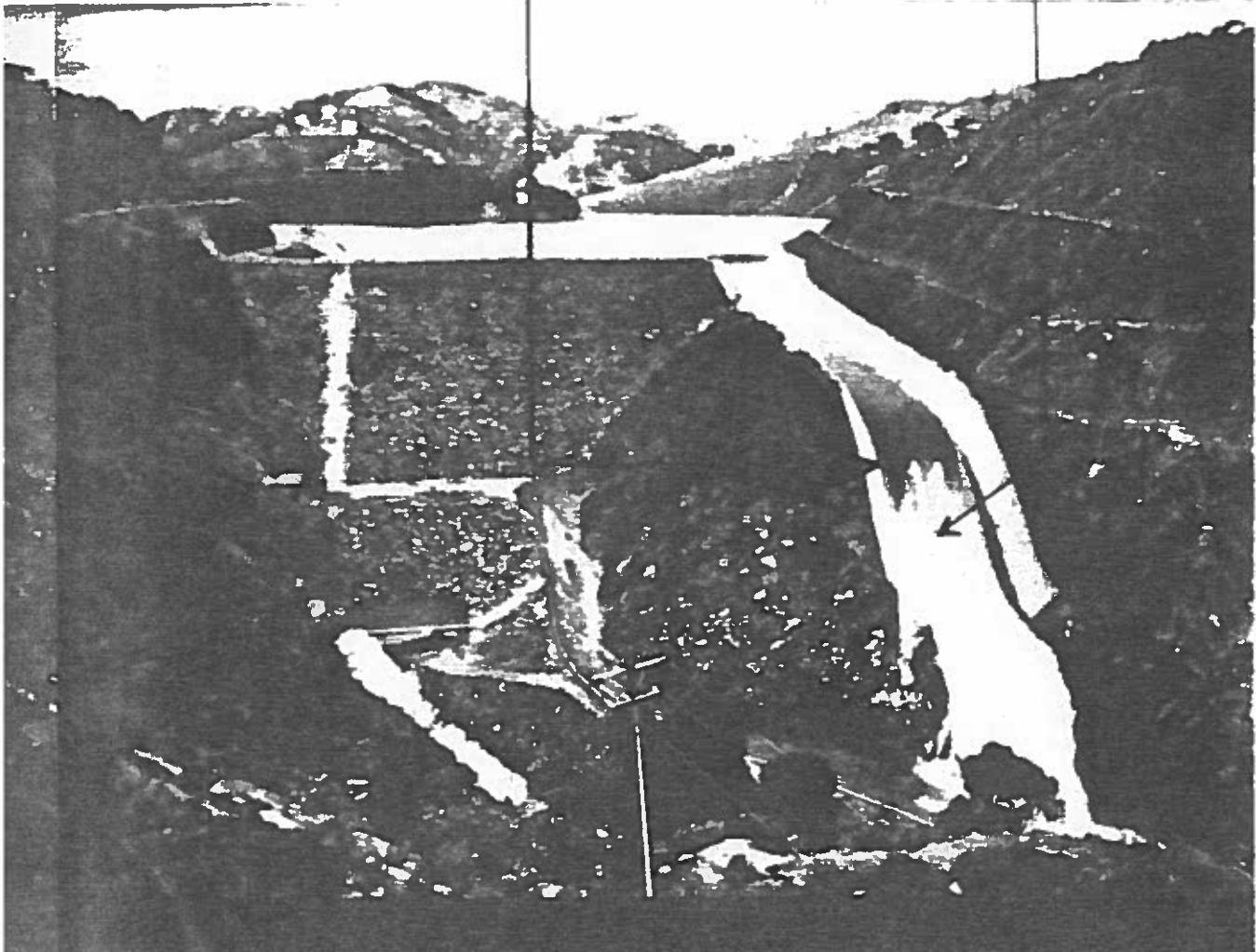
BUNDPLADE I STEJL AFLOBSRENDE



LUFTINDBLANDING I OVERLØBSBYGVÆRKER

HVIDT VAND

KRITISKE PUNKT



LUFT I DÆMNINGSOVERLØB

af

RASMUS WIUFF

Cowiconsult, Rådgivende Ingeniører A/S

**Seminar på DTH onsdag 26. februar 1986:
Dæmninger, hydrauliske og anlægs-
tekniske aspekter.**

Arrangører:

**Dansk Vandbygningsteknisk Selskab og
Den Danske National Komite for Store
Dæmninger**

INDHOLDSFORTEGNELSE

1. FORORD

 2. LUFT I DÆMNINGSOVERLØB
 - 2.1 Indledning
 - 2.2 Kvalitativ beskrivelse af luftindblandingen
 - 2.3 Begyndende luftindblanding
 - 2.4 Luftkoncentrationen nedstrøms det kritiske punkt
 - 2.5 Vanddybder og fribord
 - 2.5 Hydraulisk spring

 3. LITTERATUR
-

1. FORORD

Mange dæmningsulykker skyldes overløb med utilstrækkelig kapacitet eller fejlagtig konstruktion. Rigelig overløbskapacitet er af afgørende betydning for jord- og stenfyldsdæmninger, hvor overskyl af dæmningskronen kan få katastrofale følger. Betondæmninger vil derimod ofte kunne modstå mindre overskyl.

En vejledning i korrekt dimensionering og projektering af overløbsbygværker kan ikke gives på nogle få sider, som er rammen for nærværende indlæg. I stedet er det derfor valgt at give en ret detaljeret gennemgang af et enkelt emne af betydning for dimensioneringen af overløbsbygværker, nemlig luftindblandingen.

Som hjælp til interesserede er der endvidere bagest i notatet givet en litteraturliste over håndbøger, tidsskrifter m.m., som alle mere eller mindre drejer sig om overløbsbygværker.

2. LUFT I DÆMNINGSOVERLØB

2.1 Indledning

Luftindblanding i rindende vand giver forbedrede iltforhold og er derfor et gode i naturlige vandløb. Ved passage af vandbygningstekniske anlæg med store fald kan luftindblandingen blive meget voldsom. I visse tilfælde er luftindblandingen tilstræbt, f.eks. i iltningstrapper på rensningsanlæg. Normalt er luftindblandingen dog en ulempe, som kan give anledning til alvorlige problemer.

De alvorligste problemer kan opstå i lukkede ledninger, hvor utilstrækkelig lufttilgang (ventilation) ved lukker kan give anledning til kavitation og deraf følgende sammenbrud. Herudover vil kapaciteten af en lukket ledning med kraftig lufttransport være væsentlig mindre end tilsvarende luftfri lednings kapacitet.

Også i åbne ledninger kan luftindblanding give anledning til problemer, idet bl.a. vanddybden vil påvirkes af luftindholdet.

Falvey (se litteraturlisten, kapitel 3) har i 1980 udgivet en rapport, hvor forskellige former for luftindblanding i hydrauliske konstruktioner er beskrevet. Falveys rapport omhandler:

1. Luft-vand strømninger i åbne ledninger.
2. Luft-vand strømninger i lukkede ledninger.
3. Luftindblanding i fritfaldsstråler.

Den følgende gennemgang af luft-vand strømninger i overløb bygger i stor udstrækning på Falveys rapport. Gennemgangen er suppleret med en række eksempler på brug af teorien.

2.2 Kvalitativ beskrivelse af luftindblandingen

Fig. 1 viser de forskellige strømningområder i et overløb med luftindblanding. Fire områder kan identificeres:

Område 1 : Ingen luftindblanding

Område 1 adskilles fra område 2 i det "kritiske punkt", som er det sted, hvor det turbulente grænselag startende ved overløbskronen når op til vandoverfladen. Nedstrøms dette punkt er der luftindblanding, hvilket kan ses som "hvidt vand".

Område 2 : Luftindblanding i den øvre del af vandet.

Område 3 : Luftindblanding over hele vanddybden. Koncentrationen af luft afhænger af afstanden.

Område 4 : Luftindblanding over hele vanddybden. Koncentrationen af luft afhænger ikke af afstanden.

På fig. 1 er endvidere vist en detalje af luftindblandingen i område 2, hvor der i den nedre del af vandet stadig er en luftfri zone. Også her kan der skelnes 4 områder eller zoner:

Zone 1 : Flyvende dråber uden kontakt med hovedstrømmen.

Zone 2 : Tilfældige overfladebølger, som under brydning indblander luft.

Zone 3 : Luftbobler diffunderer ned i vandet.

Zone 4 : Luftfri

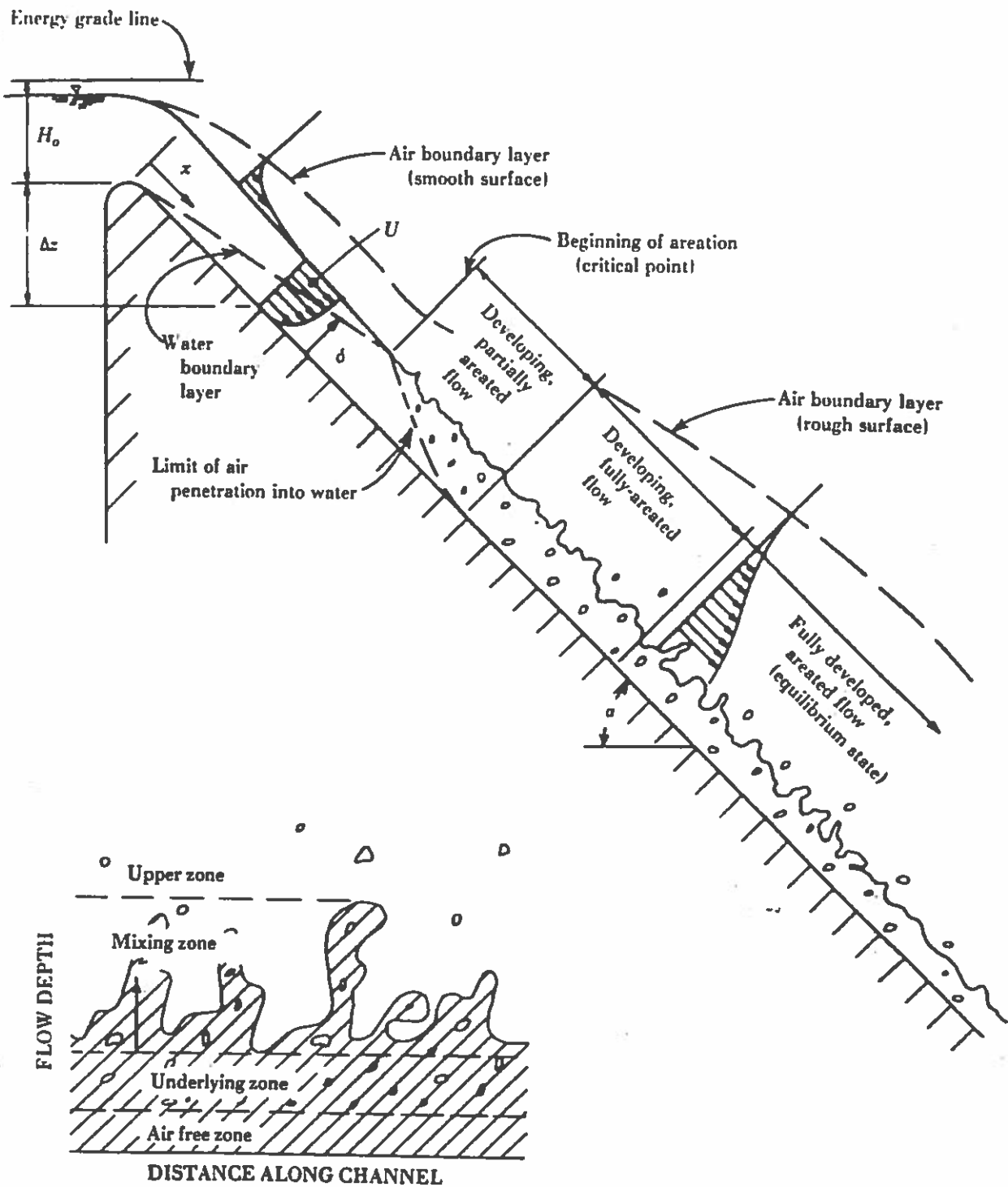


Fig. 1 - Luftindblanding i overløb

Zonerne 1, 2 og 3 haves ikke alene i område 2, men også i områderne 3 og 4, hvor den luftfri zone mangler.

Normalt tages der ved projekteringen af bygværker ikke hensyn til den øverste zone (nr. 1) med fri dråber. Mængden af dråber kan dog blive så stor, at der dannes en generende tåge.

Viden om bølgehøjderne i zone 2 er vigtig set ud fra et dimensionerings synspunkt. Desværre er viden herom endnu sparsom, hvorfor man i praksis må anvende lidt primitive metoder, jfr. afsnit 2.5.

Luftindholdet i zone 3 medfører ændringer af dybden og hastigheden set i forhold til en luftfri strømning. Denne ændring kan fastlægges med rimelig nøjagtighed, hvilket vises i afsnit 2.5.

Den turbulente diffusion af luftbobler ned gennem vandet i zone 3 modsvares i ligevægtsområde (område 4) af en ligeså stor og modsatrettet transport. Denne opadgående transport skyldes opdriften på luftboblerne. Situationen er næsten et spejlbillede af ligevægtstilstanden i et vandløb med faste partikler i suspension. Der er dog især to væsentlige forskelle:

- Luftboblernes størrelse og form og dermed opdriften påvirkes af strømningsforholdene. Størrelse og form af partikler i suspension påvirkes ikke af strømningsforholdene.
- Skillefladen mellem vand og luft er ubestemt på grund af kraftig bølgeuro. Skillefladen mellem vand og sediment, som ikke er i suspension, er normalt rimelig veldefineret.

2.3 Begyndende luftindblanding

Afstanden L_c fra overløbskronen til det kritiske punkt, d.v.s. det sted hvor luftindblandingen begynder, afhænger af vandføringen, bundhældningen, bundruheden m.m.

Fig. 2 viser resultatet af en forenklet beregning gældende for en plan, stejl afløbsrende (chute) med et Manningtal $M = 77 (= 0,013^{-1})$, d.v.s. svarende til en plan betonoverflade.

Eksempel A

Afstanden fra overløbskronen til det kritiske punkt ønskes bestemt for følgende situation:

$$Q = 258 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$B = 23 \text{ m}$$

$$I_0 = 6\%$$

$$q = 258/23 = 11,2 \text{ m}^2/\text{s}$$

Af fig. 2 fås

$$L_c = \text{Ca. } 150 \text{ m}$$

Denne længde svarer til et fald på $0,06 \cdot 150 = 9 \text{ m}$. Er afløbsrenden kortere end 150 m kan der altså ses bort fra luftindblanding.

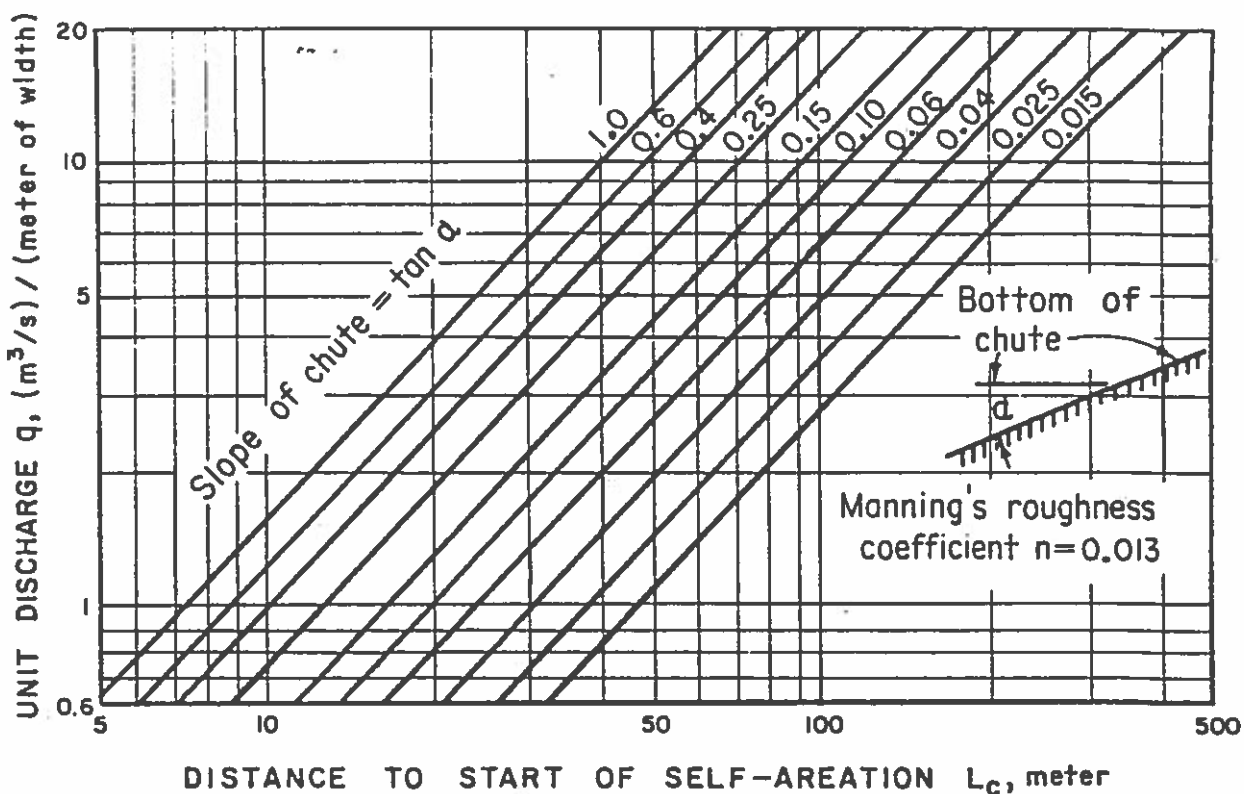


Fig. 2 - Afstand fra overløbskronen til det kritiske punkt, d.v.s. det sted hvor luftindblandingen begynder.

2.4 Luftkoncentrationen nedstrøms det kritiske punkt

Koncentrationen af luft i vandet nedstrøms det kritiske punkt vil øges fra nul til en konstant værdi, såfremt afløbsrenden har konstant hældning.

Middelkoncentrationen af luft \bar{C} defineres således:

$$\bar{C} = \frac{Q_a}{Q_a + Q_w} = \frac{\beta}{1 + \beta} \quad (1)$$

hvor

Q_a = Transport af luft, m^3/s

Q_w = Vandføring, m^3/s

$\beta = Q_a/Q_w$ (relativ lufttransport) (2)

Middelkoncentrationen \bar{C} afhænger primært af følgende to dimensionsløse tal:

$$\text{Froudes tal} \quad : F = \frac{V}{\sqrt{gd}} \quad (3)$$

$$\text{Modificeret Weber tal} : M = \frac{F}{\sqrt{\sin\alpha} W} \quad (4)$$

I ovenstående udtryk er

$$W = \frac{V}{\sqrt{\sigma/\rho} d} : \text{Webers tal} \quad (5)$$

α = Bundhældningsvinklen

V = Vandhastigheden, m/s

d = Vanddybden, m

g = Tyngdeaccelerationen (= 9,81 m/s²)

σ = Overfladespændingen (= ca. 0,074 N/m)

ρ = Vands densitet (= ca. 1000 kg/m³)

Fig. 3 viser middelkoncentrationen \bar{C} 's afhængighed af F og M . Den i figuren viste effektive dybde y_e kan for brede afløbsrender erstattes af vanddybden d , som findes på basis af sædvanlige hydrauliske beregninger uden hensyntagen til luftindblanding.

- g = gravitational constant
 V = mean flow velocity
 W = weber number = $V/(\sigma/\rho y_e)^{1/2}$
 y_e = effective depth
 α = angle chute invert makes with horizontal
 ρ = density of water
 σ = interfacial surface tension

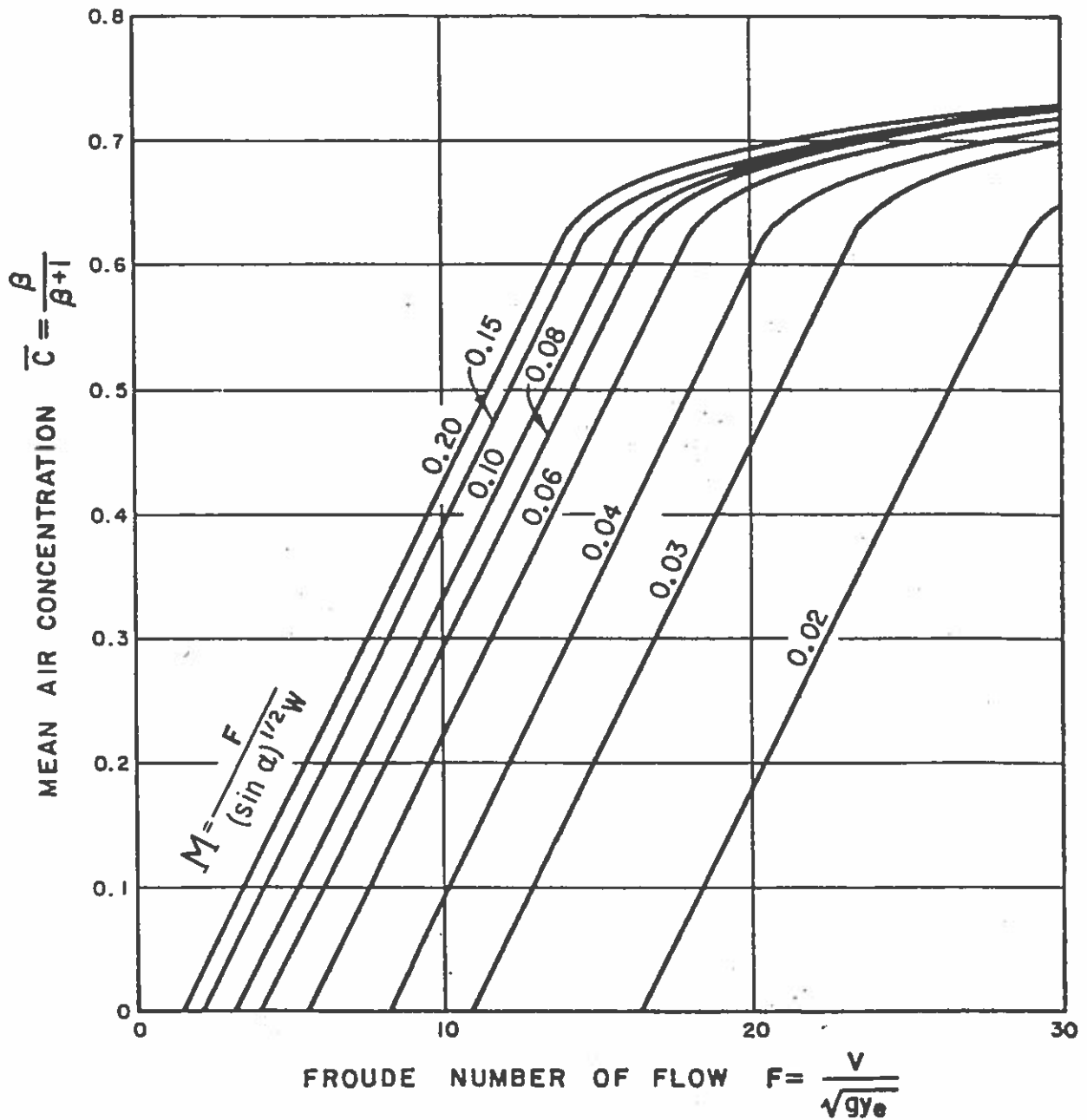


Fig. 3 - Middelkoncentrationens afhængighed af Froudes tal, Webers tal samt bundhældningen.

Eksempel B

Middelkoncentrationen svarende til naturlig dybde for følgende situation ønskes bestemt:

$$Q = 20 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$B = 15 \text{ m}$$

$$I_0 = \sin \alpha = 0,32$$

$$M = 100 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$$

Vi får:

$$q = 20/15 = 1,33 \text{ m}^2/\text{s}$$

$$d_0 = \left(\frac{1,33}{100 \cdot 0,32} \right)^{3/5} = 0,106 \text{ m} \quad (\text{naturlig dybde})$$

$$V = 1,33/0,106 = 12,6 \text{ m/s} \quad (\text{vandhastighed})$$

$$F = \frac{12,6}{9,81 \cdot 0,106} = 12,3 \quad (\text{Froudes tal})$$

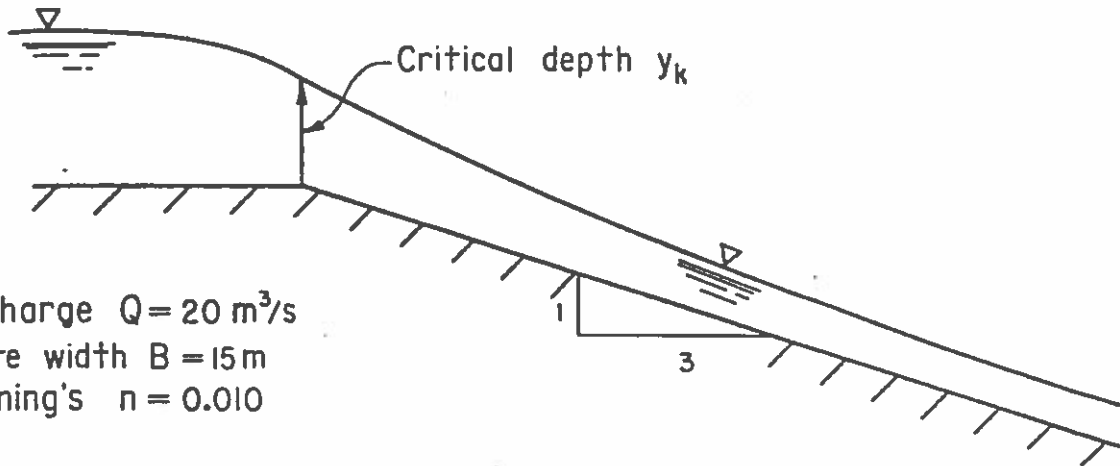
$$W = \frac{12,6}{0,074/1000 \cdot 0,106} = 476 \quad (\text{Webers tal})$$

$$M = \frac{F}{\sqrt{\sin \alpha} W} = \frac{12,3}{0,32 \cdot 476} = 0,046 \quad (\text{Modificeret Weber tal})$$

Af fig. 3 fås dernæst : $\bar{C} = 0,27$

$\bar{C} = 0,27$ svarer til $\beta = 0,37$. Den maksimale lufttransport udgør altså:
 $0,37 \cdot 20 = 7,4 \text{ m}^3/\text{s}$.

I fig. 4 er for samme eksempel vist den relative lufttransport (β) langs hele afløbsrenden. Luftindblandingen ses at begynde knap 20 m fra indløbet.



Discharge $Q = 20 \text{ m}^3/\text{s}$
 Chute width $B = 15 \text{ m}$
 Manning's $n = 0.010$

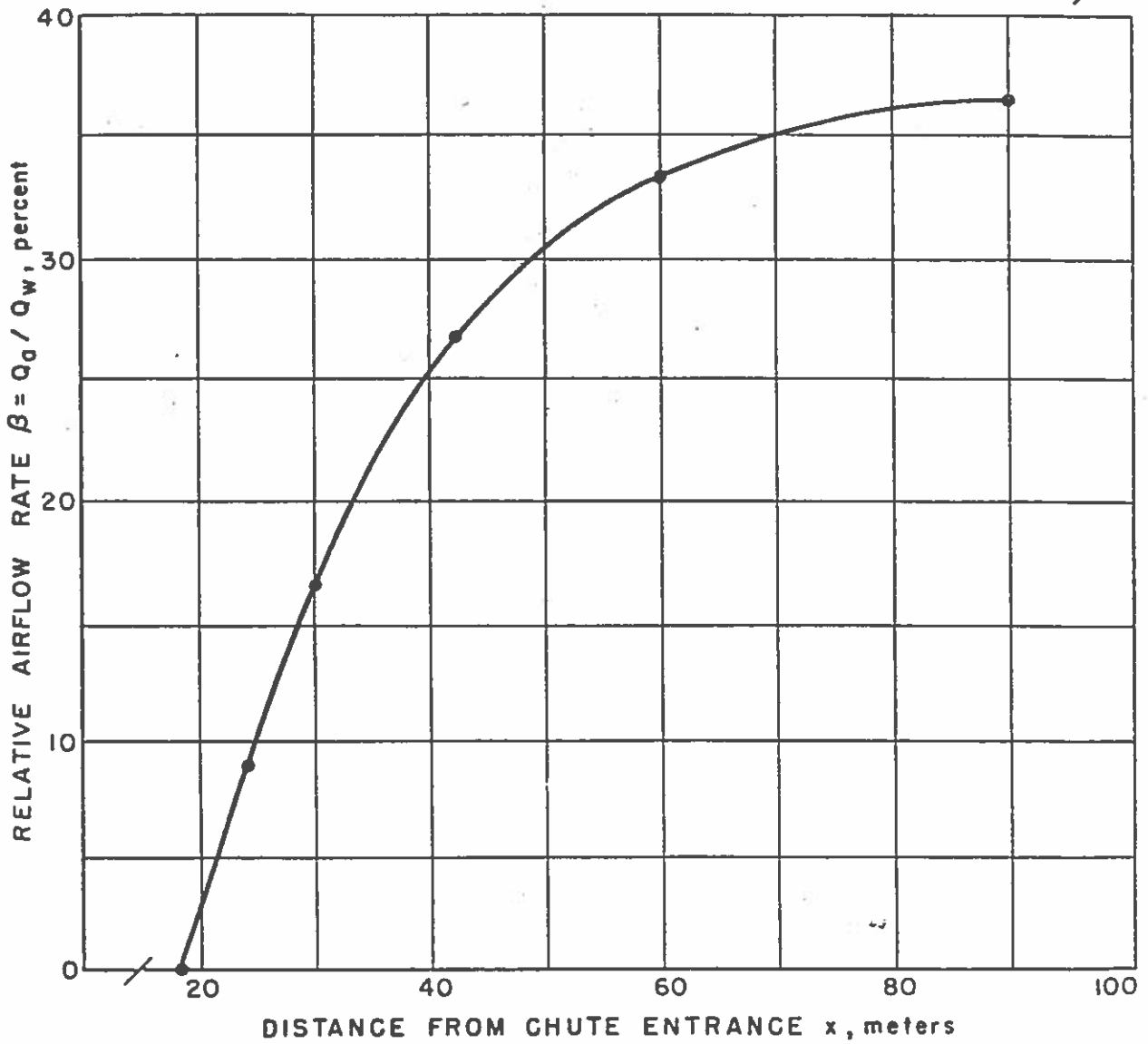


Fig. 4 - Relativ lufttransport i stejl afløbsrende, eksempel B

2.5 Vanddybder og fribord

Ved koncentrationer mindre end ca. 25% (β mindre end ca. 0,33) vil vandhastigheden stort set være upåvirket af luftindblandingen. Bruttovanddybden (bulk flow depth) kan derfor findes af følgende simple udtryk:

$$d_b = \frac{1}{1 - \bar{c}} d = (1 + \beta) d \quad (6)$$

d er middelvanddybden svarende til luftfri strømning. Ved koncentrationer større end ca. 25% vil vandhastigheden blive større end den tilsvarende vandhastighed i luftfri strømning. Heraf følger, at den sande middelvanddybde \bar{d} må blive mindre.

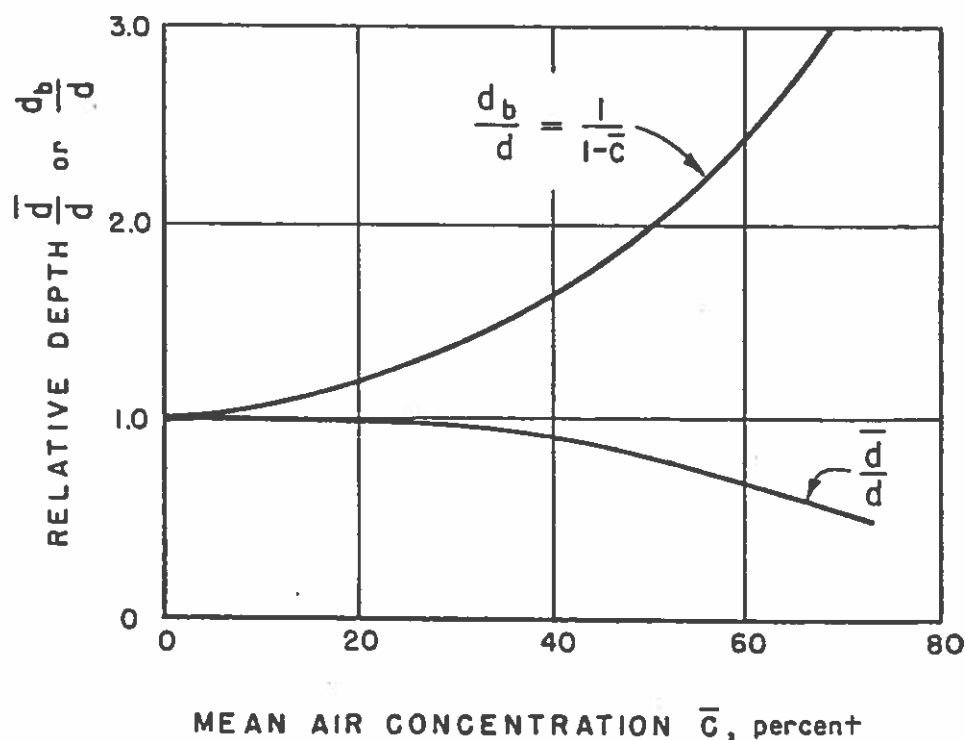


Fig. 5 - Bruttovanddybden d_b og den sande middelvanddybde \bar{d} som funktion af middelkoncentrationen \bar{c} .

Ved den sande middelvanddybde \bar{d} forstås vanddybden i den aktuelle strømning frigjort for luft. I fig. 5 er vist, hvorledes d_b og \bar{d} afhænger af middelkoncentrationen \bar{C} . Ved koncentrationer større end ca. 25% må det formodes, at anvendelse af \bar{d} i stedet for d i ligning (6) giver et bedre skøn for bruttovanddybden. Det skal imidlertid erindres, at vandoverfladens beliggenhed i situationer med stort luftindhold er dårligt bestemt på grund af bølgerne, jfr. omtalen i afsnit 2.2. Ved fastlæggelsen af nødvendig sidehøjde i overløbet må det derfor anbefales at anvende ligning (6) direkte.

I fig. 6 er vist et eksempel på de her omtalte dybder i en situation med $\bar{C} = 0,6$. Den sande middelhøjde \bar{d} er ca. 0,67 gange d . Fig. 6 viser med tydelighed den aktuelle strømnings urolige karakter.

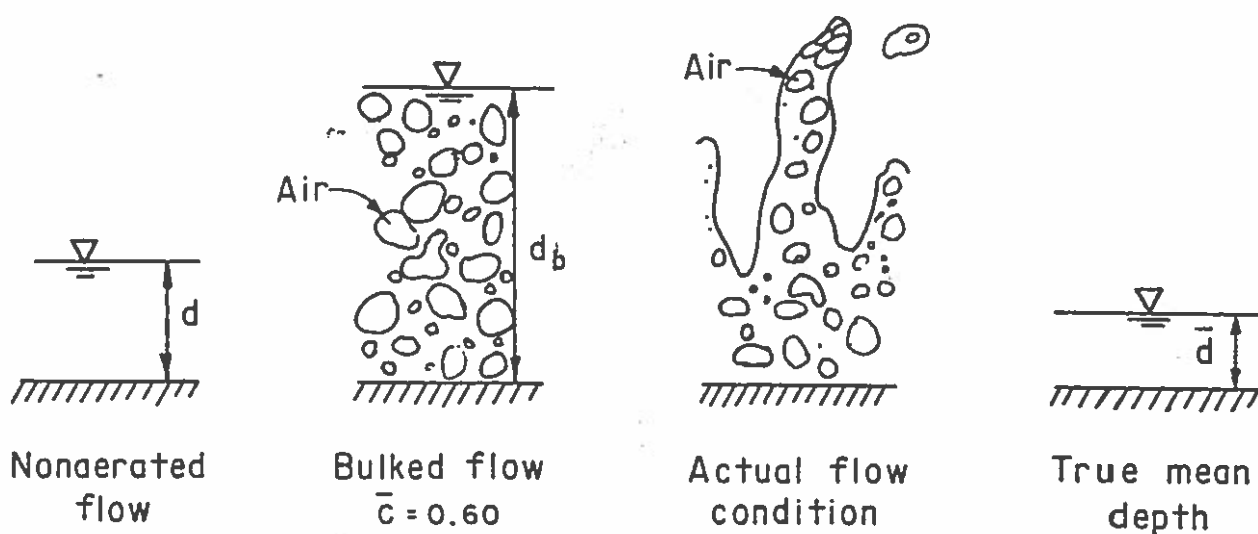


Fig. 6 - Eksempel på dybdeforholdene i en situation med $\bar{C} = 60\%$

Fribordets størrelse kan findes på grundlag af en ligning angivet i "Design of small Dams" (se litteraturlisten, kapitel 3). Omskrevet til SI-enheder lyder denne ligning:

$$f = 0,6 + 0,04 V \sqrt[3]{d} \quad (7)$$

Ligning (7) er udviklet til brug for overløb ved små dæmninger, hvor luftindblandingen ofte vil være af mindre betydning. Såfremt ligning (7) anvendes i forbindelse med bruttovanddybden, ligning (6), skulle der imidlertid være god sikkerhed mod overskyl også i overløbsbygværker med stor luftindblanding.

Eksempel C

Den nødvendige sidehøjde i en stejl afløbsrende med de i eksempel B angivne karakteristika ønskes fastlagt.

Bruttovanddybden bliver ifølge ligning (6):

$$d_b = (1 + 0,37) \cdot 0,106 = 0,145 \text{ m}$$

Fribordet bliver ifølge ligning (7):

$$f = 0,6 + 0,04 \cdot 12,6 \sqrt[3]{0,145} = 0,86 \text{ m}$$

$$\text{Nødvendig sidehøjde : } 0,145 + 0,86 = 1,00 \text{ m}$$

Uden hensyntagen til luftindblanding ville man få følgende nødvendig sidehøjde:

$$0,106 + 0,6 + 0,04 \cdot 12,6 \sqrt[3]{0,106} = 0,94 \text{ m}$$

Vi ser, at i dette eksempel medfører den moderate luftindblanding kun en beskedent øgning af sidehøjden i forhold til situationen uden luftindblanding.

2.6 Hydraulisk spring

Såfremt strømmingen fra et overløb afsluttes med et hydraulisk spring i et styrtleje, skal der ved beregningen af de korresponderende dybder tages hensyn til luftindblandingen. Dette kan gøres ved at anvende bruttovanddybden i det sædvanlige udtryk for korresponderende dybder:

$$d_k = 0,5 (\sqrt{1 + 8F_b^2} - 1) d_b \quad (8)$$

hvor

d_k = Nedstrøms vanddybde

d_b = Opstrøms bruttovanddybde

F_b = Opstrøms Froudes tal beregnet på grundlag af opstrøms bruttovanddybde.

Nedstrøms det hydrauliske spring vil indholdet af luft mindskes med voksende afstand fra springet.

Eksempel D

Den korresponderende dybde svarende til den i eksempel B omtalte strømning ønskes fastlagt.

$$d_b = (1 + 0,37) \cdot 0,106 = 0,145 \text{ m}$$

$$F_b = \frac{12,6}{\sqrt{9,81 \cdot 0,145}} = 10,6$$

Indsættelse i ligning (8) giver:

$$d_k = 0,5(\sqrt{1 + 8 \cdot 10,6^2} - 1) 0,145 = 2,09 \text{ m}$$

Uden hensyntagen til luftindblanding fås:

$$d_k = 0,5(\sqrt{1 + 8 \cdot 12,3^2} - 1) 0,106 = 1,79 \text{ m}$$

Luftindblandingen medfører altså en større korresponderende dybde, hvilket bl.a. kan have betydning for fastlæggelsen af nødvendig tærskel- og sidehøjde i styrtlejet.

3. LITTERATUR

Der findes i dag en omfattende litteratur om overløbsbygværker. Nedenstående litteraturliste må derfor ikke betragtes som udtømmende, den er alene en mulig indgang til emnet. Af litteraturlistens titler fremgår, at overløbsbygværker som regel er beskrevet i tilknytning til mere omfattende emner, primært dæmninger.

Danske lærebøger

Engelund, F.A og Pedersen, Fl., Bo, "Hydraulik", Den private Ingeniørfond, Danmarks tekniske Højskole, 1978.

Mandrup Andersen, V. og Engelund, F.A. "Vandbygning I, Kulturteknik og Dæmninger", Den private Ingeniørfond, Danmarks tekniske Højskole, 1971.

Håndbøger

Davis, C.V. and Sorensen, K.E., "Handbook of Applied Hydraulics", McGraw-Hill Book Company, 1970.

"Design of Small Dams", United States Department of the Interior, Bureau of Reclamation, 1973.

Golzé, A.R., "Handbook of Dam Engineering", Van Nostrand Reinhold Company, 1977.

Thomas, H.H., "The Engineering of Large Dams", Part I and II, John Wiley and Sons, 1976.

Detaleemner

Falvey, H. T. "Air-water flow in hydraulic structures", United States Department of the Interior, Engineering Monograph No. 41, 1980.

I samme serie:

"Hydraulic Design of Stilling Basins and Energy Dissipators",
Monograph No. 25.

"Hydraulic Model Studies for Morrow Point Dam", Monograph No. 37.

Normer, Vejledninger

"Forskrifter for Dammer", Norges vassdrags- og elektrisitetsvesen.
Universitetsforlaget, 1981.

Tidsskrifter

"Journal of Hydraulic Engineering", American Society of Civil Engineers, USA. 12 numre pr. år.

"International Water Power and Dam Construction", Sutton, Surrey, England, 12 numre pr. år.

INNTAK, TAPPESYSTEMER

FOREDRAG FOR DANSK VANDBYGNINGSTEKNISK SELSKAB'S

SEMINAR OM DEMNINGER

VED DANMARKS TEKNISKE HØISKOLE 26 FEBRUAR 1986

**Torkild Carstens
Norsk hydroteknisk laboratorium
Trondheim, Norge**

uønskede tilstandene som er listet i tabell 2 oppstår nemlig mye lettere når f.eks. store vertikale hvirvler transporterer både luft og overflatevann ned til inntaket.

En vurdering av problemer ved bekk-, elve- og magasininntak er presentert i tabell 3.

Tabell 3: Inntaksproblemer

type	sedim.	drivgods	is	luft	hvirvling	
bekk	3	2	2	3	0	3 - stort
elv	2	2	3	1	2	2 - middels
magasin	0	1	1	1	1	1 - lite
						0 - ubetydelig

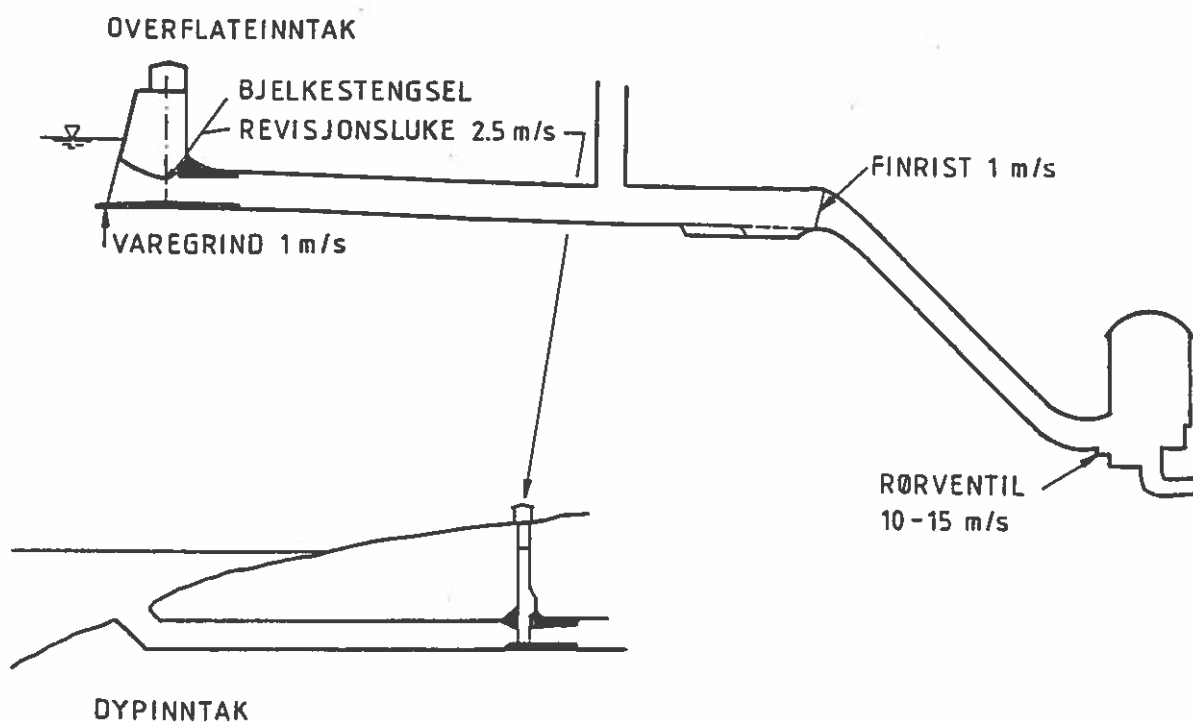


Fig. 1.

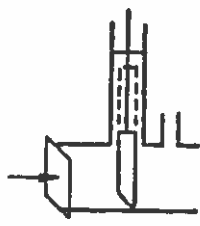
Inntakssystemer

Om vi tenker oss at vi tar et gjennomsnitt av et stort antall inntakssystemer og tegner opp resultatet vil det bli omtrent som på fig. 1 og bestå av:

1. Varegrind med hastighet 1 m/s på bruttotverrsnittet.
Grovryst med åpning 10 cm for tunnelinntak, finrist for direkteinntak.
2. Konvergens til bjelkestengsel eller revisjonsluke med $V = 2,5$ m/s
3. Videre konvergens til luketverrsnitt med $V = 3 - 5$ m/s
4. Divergens til tunneltverrsnitt med $V = 1 - 1,5$ m/s
5. Steinfeld
6. Finvaregrind med åpning 2,5 cm, $V = 1$ m/s
7. Trykksjakt med $V = 5 - 10$ m/s
8. Rørventil med $V = 10 - 15$ m/s
9. Tilløp turbintromme $V = 15$ m/s

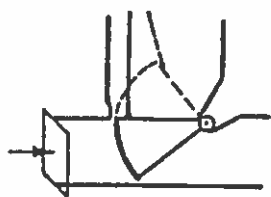
Et direkteinntak har ikke med punktene 4 - 6.

Disse dimensjonene er ikke tilfeldige, men er resultatet av tallrike mer eller mindre eksakte økonomiske vurderinger. Bildet er såpass klart at noen vesentlige avvik ikke bør foreslås uten at de er nøye begrunnet. Størst variasjon er det i luketyper og -utforminger (fig. 2).

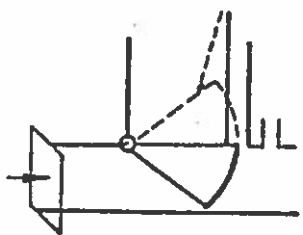


PLANLUKE

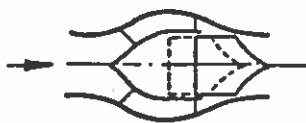
(rulle-eller-glide)



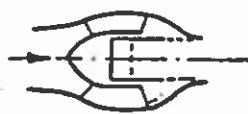
SEGMENTLUKE



SNUDD SEGMENTLUKE

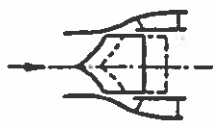


NÅLEVENTIL



"TUBE VALVE"

(innvendig ringsleid)

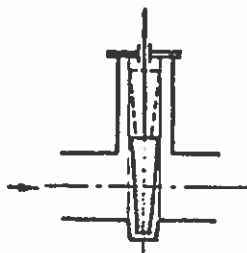


HULSTRÅLEVENTIL

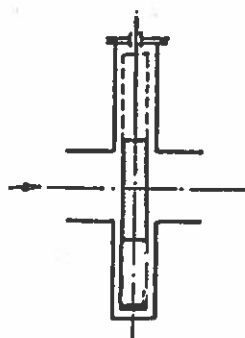


KONUSVENTIL

(ringsleid utvendig)



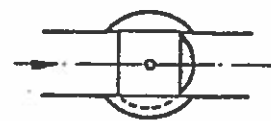
SLUSEVENTIL



"RING-FOLLOWER GATE"



SPJELDVENTIL



KULEVENTIL

Fig. 2. Prinsippskisse av forskjellige typer luker og ventiler.

Utforming av inntak

De hensyn som er nevnt ovenfor, blir best ivaretatt om inntaket legges dypt. Likevel ser vi omtrent aldri at et kraftverksinntak plasseres i punkt a på fig. 3, slik det kunne synes naturlig. I stedet velges løsninger som antydnet med inntak i punkt b. Arsaken er at et bokstavelig talt mer tungtveiende argument kommer inn, nemlig vekten av luka.

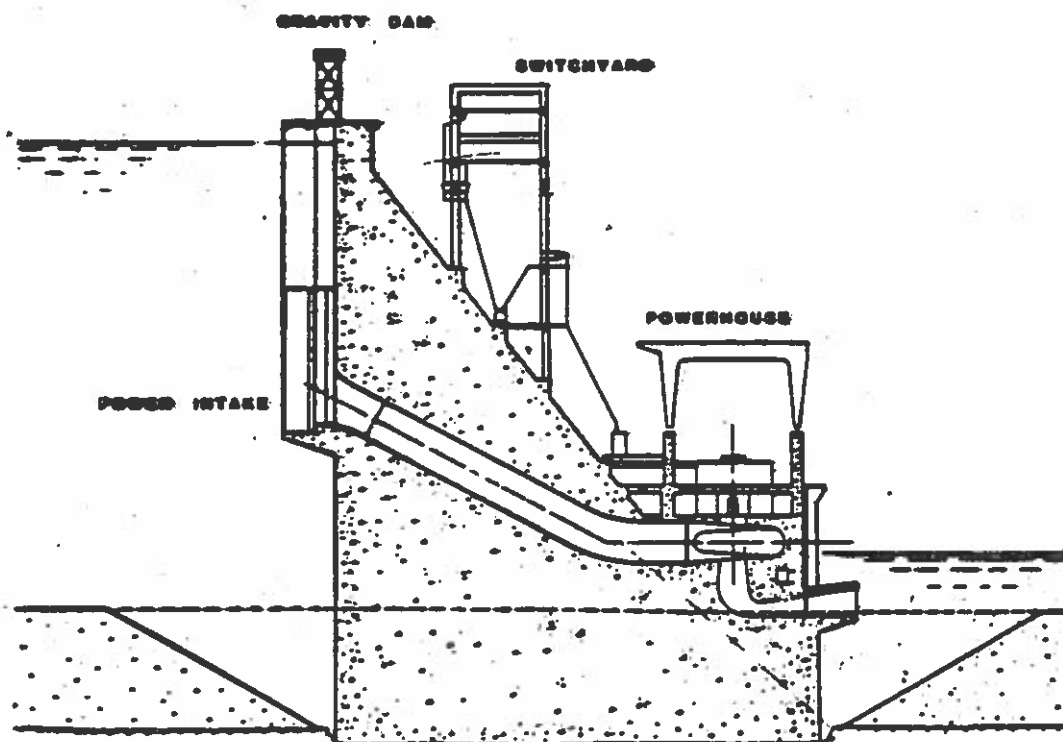


Fig. 3. Lavest mulig trykk på luka.

Lavest mulig trykk. De fleste inntaksluker blir dimensjonert for å tåle ensidig vanntrykk. Dette er nødvendig for å unngå katastrofer om det skulle oppstå lekkasje i f.eks. turbinrør eller -hus. Inntaket løftes derfor så høyt opp som mulig, dvs øvre kant er såvidt dykket når vannstanden er lavest (LRV).

Økonomisk dimensjonering. Når energiproduksjon er formålet, vil en for de fleste konstruksjonsdeler kunne gjennomføre en kostnadsoptimalisering. Utgangspunktet er det samme som ved alle optimaliseringsberegninger, nemlig en tapsfunksjon. I dette tilfellet krever tapsfunk-

sjonen kjennskap til

energitapet i strømmingen
vedlikeholdskostander
levetid

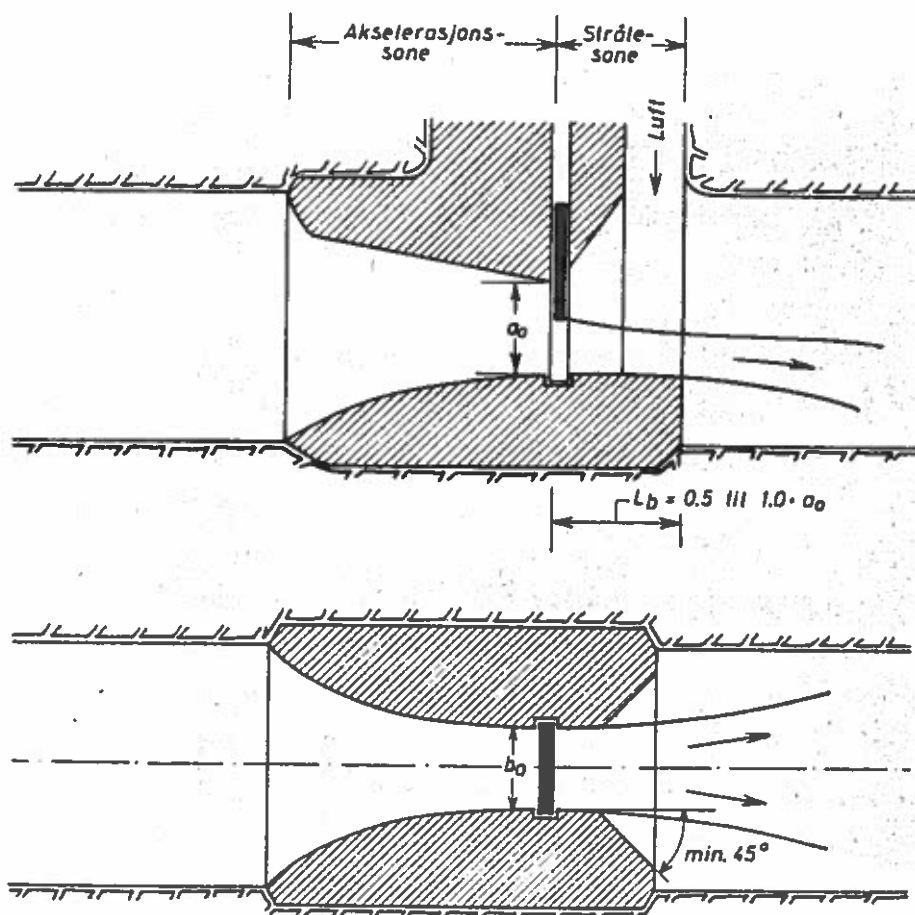


Fig. 4. Lukeparti.

Energitalpet vurderes enklest som summen av tre ledd,

$$E_t = k(V^2/2g) + [(fL/4R)(V^2/2g)] + [(V_{\max} - V)/2g]^2 \quad (1)$$

der det første skyldes akselerasjon, det andre friksjon og det tredje retardasjon. Tapet gjennom en kort lukepropp vil f.eks. være (fig. 4):

$$E_t = (V^2/2g) \{ k + (fL/4R) + [(A/A_L - 1)^2] \} \quad (2)$$

0,1 < 0,1 > 1

For $d = 25 \text{ mm}$ er $\tau_{0_{kr}} = 25 \text{ N/m}^2$. Minste tenkelige verdier er $M = 30$ og $R = 1 \text{ m}$ som gir $V < 1,5 \text{ m/s}$ for å tilfredsstille $\tau_0 < \tau_{0_{kr}}$. Dette er et krav som alltid er oppfylt.

Men selv mindre stein vil ikke sveve høyt over bunnen, så det er ikke nødvendig å dekke hele tunneltverrsnittet med rister. Det burde være nok med et steinfang i form av en grop med en lav grind nedstrøms.

På samme måte vil lette gjenstander flyte opp og legge seg i utsprenge nisjer i tunneltaket. Også her kan en lav "grind" som stikker ned fra taket, gjøre nytte.

Vedlikeholdet krever i de fleste tilfelle ekstra stengeorganer for tørrlegging av tappeluken. De kalles revisjonsluker og er enklere enn de lukene som brukes i den daglige driften. Betjeningen er gjerne manuell, og ofte stenges inntaket med enkle bjelker som settes en etter en i slisser i sidene.

Bjelkestengsel og manuelt betjente revisjonsluker forutsetter at hastigheten ikke er for stor. En vanlig verdi er $V < 2,5 \text{ m/s}$.

Det er ikke vanlig å bygge bjelkestengsel foran varegrindene. Men pilarene trekkes oftest noe fram slik at en kan legge an bjelker mot dem om det skulle bli nødvendig med tørrlegging.

Levetid

Spørsmålet om levetid er først og fremst knyttet til muligheten for a) vibrasjoner som kan forårsake tretthetsbrudd og b) kavitasjon og annen slitasje som tærer bort materialet.

Strømningsinduserte vibrasjoner skyldes hvirvelavløsning som gir periodiske endringer i strømkreftene. Når konstruksjonen har egensvingeperioder som eksiteres av strømmingen, er det fare på ferde. Spesielt utsatt er krumme render med hvirvelavløsning, fordi separasjonspunktet flytter seg. Men plane luker vil også vibrere om de er lette nok eller har for lav dempning, f.eks. er rulleluker mer utsatt enn glideluker.

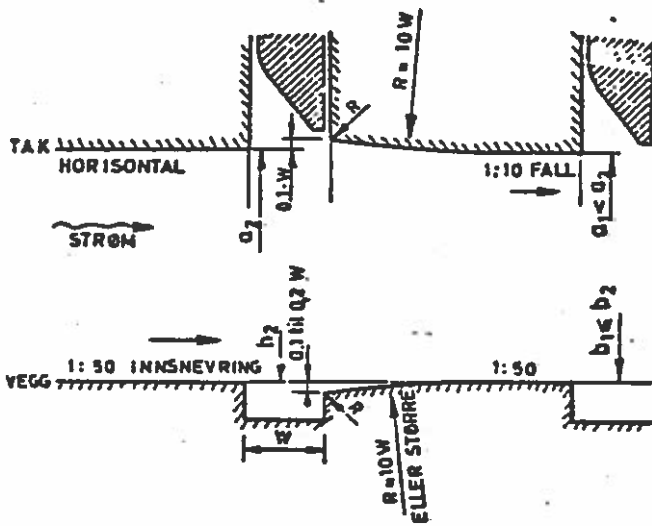
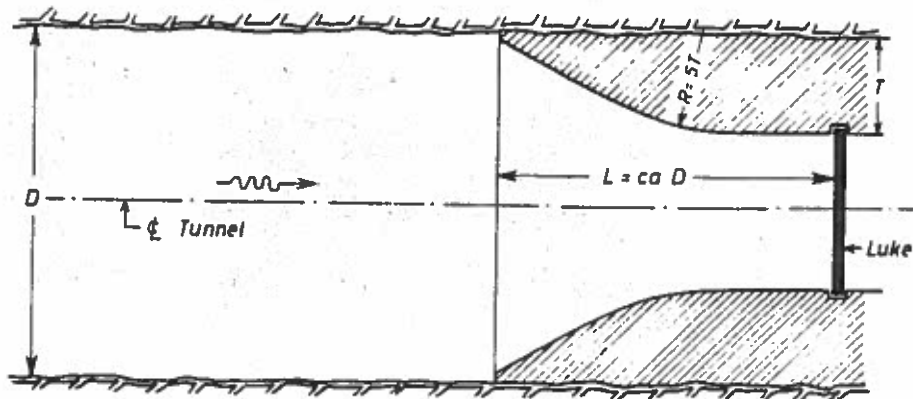
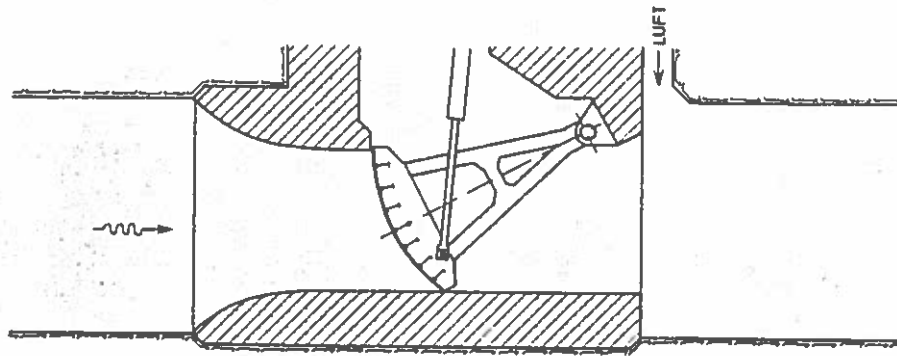
En hyppig årsak til vibrasjoner er nedstrøms dykking av luka på grunn av den valsen som danner seg her. Dykking forhindres ved riktig dimensjonering av nedstrøms tunnel og ved rikelig lufttilførsel (fig. 5).

Kavitasjon er også knyttet til hvirvelsjikt, særlig ved store hastigheter. Områder like nedstrøms av lukeføringer er særlig utsatt og blir derfor ofte kledd med stålplater. Men slike platekasser må utføres skikkelig om de skal være til noen hjelp. Fremfor alt må vibrasjoner unngås.

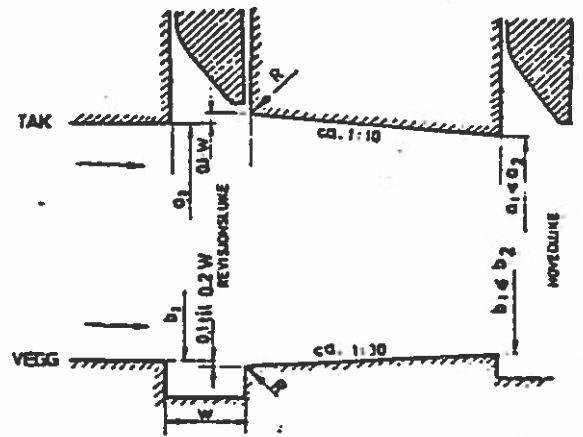
Ved høye trykk og hastigheter er skader ikke til å unngå, og konstruksjonene vil ha en begrenset levetid. Problemene melder seg ved trykk over 50 m, og det er viktig å unngå uheldige lukestillinger. Bunn-tappeløp er bygd med trykk over 300 m på luka, men slike luker vil ha meget kort levetid og bør bare brukes i nødsfall.

Når en kaviterende strøm er sedimentførende, øker slitasjen sterkt. Ved et magasininntak er denne kombinasjonen av kavitasjon og abrasjon uvanlig, men ved elveinntak er muligheten ofte til stede.

Eksempler på konstruksjonsdetaljer er vist i fig. 6. Der energitapet ikke betyr noe, avsluttes en lukepropp med en vinkel $>45^{\circ}$ for å unngå ustabil avløsning. Der energitap skal unngås, bør vinkelen ikke være større enn $3-4^{\circ}$.



A. KRUMME FLATER.



B. RETTE FLATER

Fig. 6. Utforming av lukeparti.

Lagtapping

Kunstige magasiner fører til endringer ikke bare i vassføring, men også av vanntemperatur og andre parametre for vannkvalitet. Slike endringer av naturlige tilstander kan reduseres ved dobbeltinntak som kan trekke henholdsvis overflate- og bunnvann. Det vanligste kravet til kvalitetskontroll er at inntaket skal kunne temperaturregulere vannstrømmen av hensyn til laksefiskers gytevandring.

To-dimensionalt sluk. Når det tappes q m³/s m gjennom en smal sliss fra et magasin med lineær tetthetsgradient dp/dz , blir tykkelsen av tappelaget (fig. 7):

$$\delta = a_2 (q/N)^{1/2} \quad (3)$$

der $N = [(q/\rho)(dp/dz)]^{1/2}$ er Brunt-Väisälä-frekvensen, som er et mål for sjiktningen, og a_2 en empirisk koeffisient. Tallverdier er:

$$a_2 = \begin{cases} 6,4 & \text{midlere dyp} \\ 4,5 & \text{bunn/overflate} \end{cases}$$

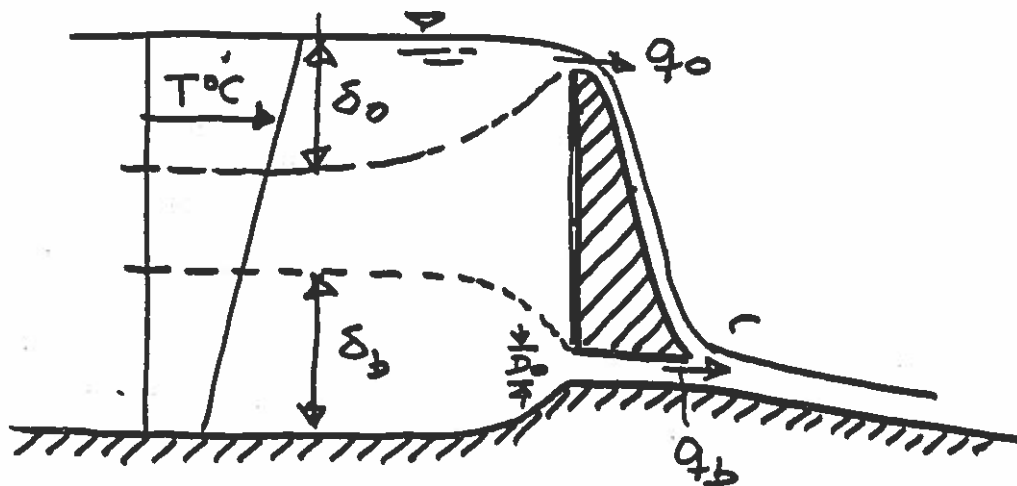


Fig. 7. Lagtapping (temperaturregulering).

Tre-dimensionalt sluk. En lukeåpning med høyde $D_0 \ll (q/N)^{1/2}$ og bredde $B_0 \ll B_r$ gir lagtykkelsen:

$$\delta = a_3 (q/N)^{2/3} D_0^{-1/3} \quad (4)$$

$$a_3 = \begin{cases} 1,18 \text{ midlere dyp} \\ 0,74 \text{ bunn/overflate} \end{cases}$$

Lukebredden D_0 er forutsatt liten i forhold til magasinbredden.

Resultatene (3) og (4) er gyldige så lenge strømmingen i magasinet er "underkritisk", dvs

$$q/Nd^2 < 1/\pi \quad (5)$$

eller

$$V/Nd/\pi < 1 \quad (6)$$

Nevneren er fasehastigheten $c = Nd/\pi$ for lange indre bølger slik at (6) tilsvarer den velkjente betingelsen

$$Fr = V/c < 1 \quad (7)$$

for underkritisk strømming. I åpne kanaler er $c = \sqrt{gd}$ fasehastigheten for lange overflatebølger.

Bekkeinntak

De fleste kraftverk får nå tilløp ikke bare fra hovedmagasinet, men også fra mindre nedslagsfelt gjennom bekkeinntak med sjakter ned til hovedtunnelen (fig. 8). Slike bekkeinntak kan imidlertid føre med seg mange problemer som antydnet i tabell 3.

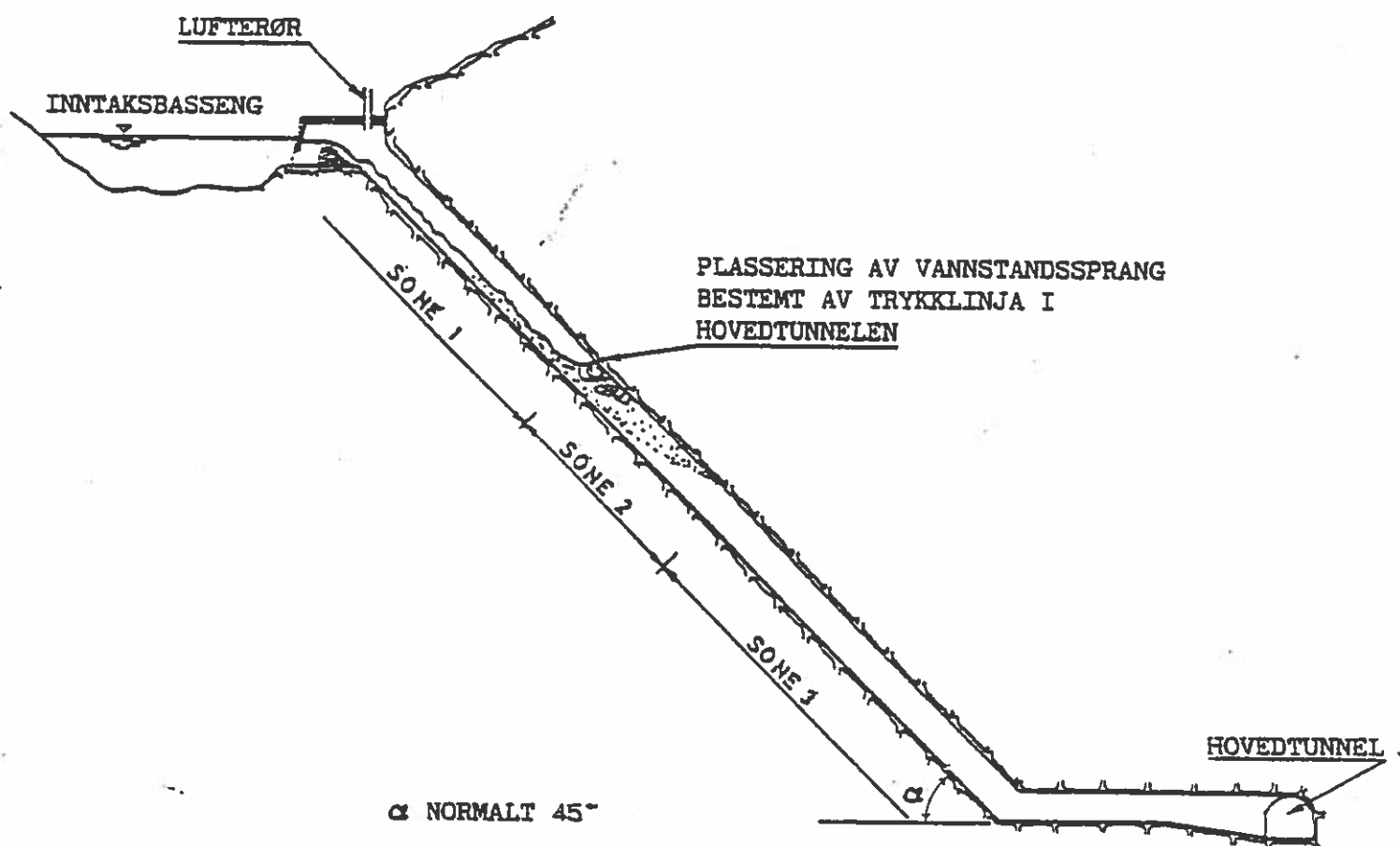


Fig. 8. Typisk bekkeinntak.

Luftmedrivning. I friskeilsdelen av skråsjakta river vannstrømmen med en luftmengde $Q_L = \beta Q$ der β lett kan oppnå verdier på f.eks. 0,3-0,5. Det meste av Q_L unnviker langs hengen i den vannfylte delen av sjakta og resirkulerer (fig. 9). Men noe luft blir revet med inn i hovedtunnelen, der den skilles ut i luftlommer langs hengen, særlig i høybrekk. Disse luftlommene har vært årsak til voldsomme utblåsninger når de plutselig unnviker gjennom skråsjakt og bekkeinntak.

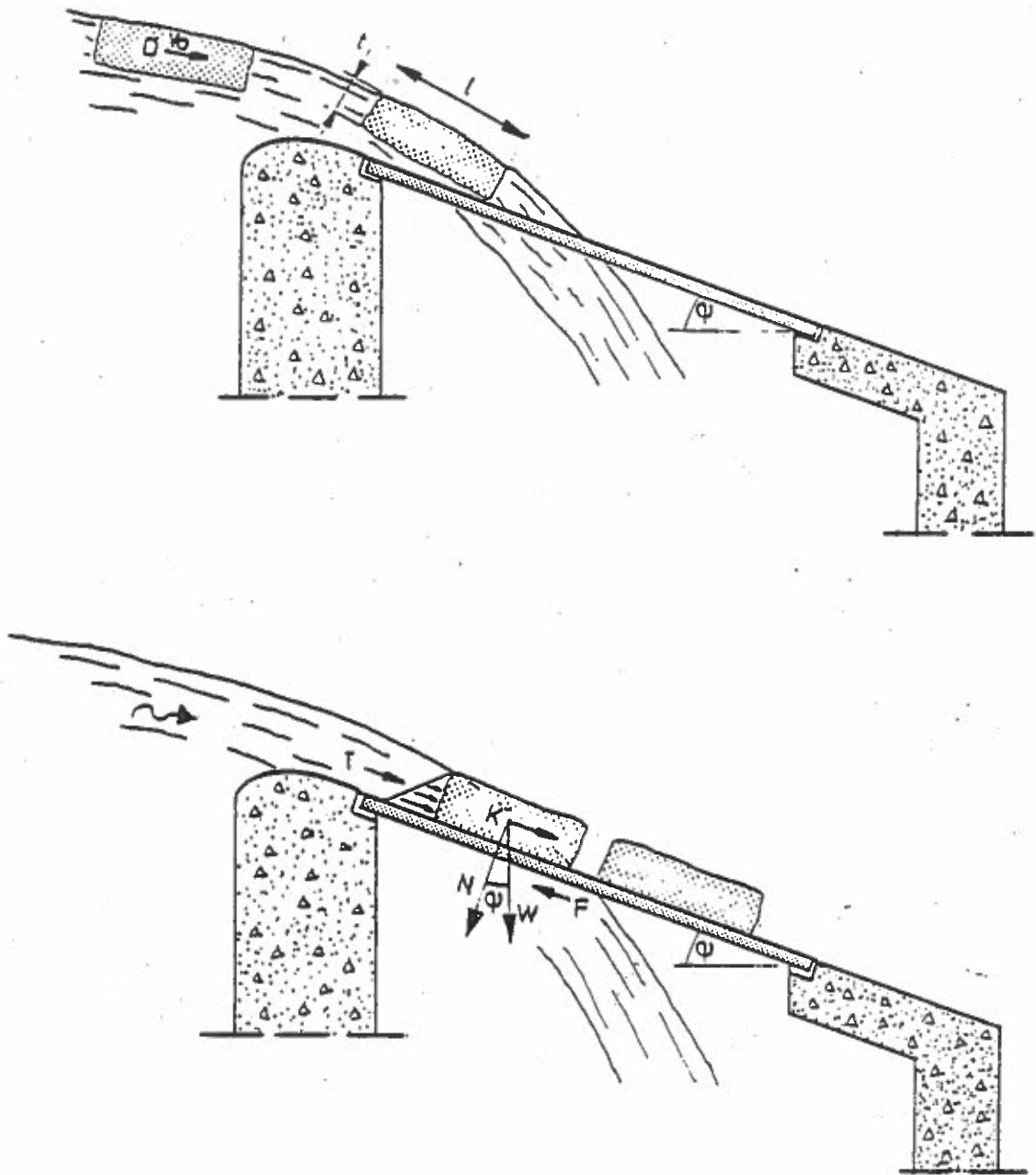


Fig. 12. Selvrensende bunninntak.

ISPROBLEMER

FOREDRAG FOR DANSK VANDBYGNINGSTEKNISK SELSKAB'S

SEMINAR OM DEMNINGER

VED DANMARKS TEKNISKE HØISKOLE 26 FEBRUAR 1986

Torkild Carstens
Norsk hydroteknisk laboratorium
Trondheim, Norge

ISPROBLEMER

Is påfører våre konstruksjoner en naturalast som de må kunne stå imot uten å skades alvorlig eller for ofte. Dette har vist seg å være et mindre problem enn vi kunne vente, ettersom kald is har stor fasthet. Det er tydeligvis mange mekanismer som motvirker et fullt istrykk og begrenser islasten.

Det er utvilsomt driftsproblemer på grunn av is som dominerer. Praktisk talt alle kraftverk i kalde strøk får før eller siden driftsforstyrrelser som skyldes is. Det mest alvorlige er blokkering av inntaket.

Hvor alvorlig en slik blokkering og stans av kraftverket er, avhenger av mulighetene for import og av kostnadene ved reserveaggregater som kan produsere nødstrøm. I prinsippet krever konstruktøren en kurve som den på fig. 1 der returintervall for strømstans av ulik varighet er gitt. Et slikt kriterium for akseptable forstyrrelser gir mulighet for valg av inntak.

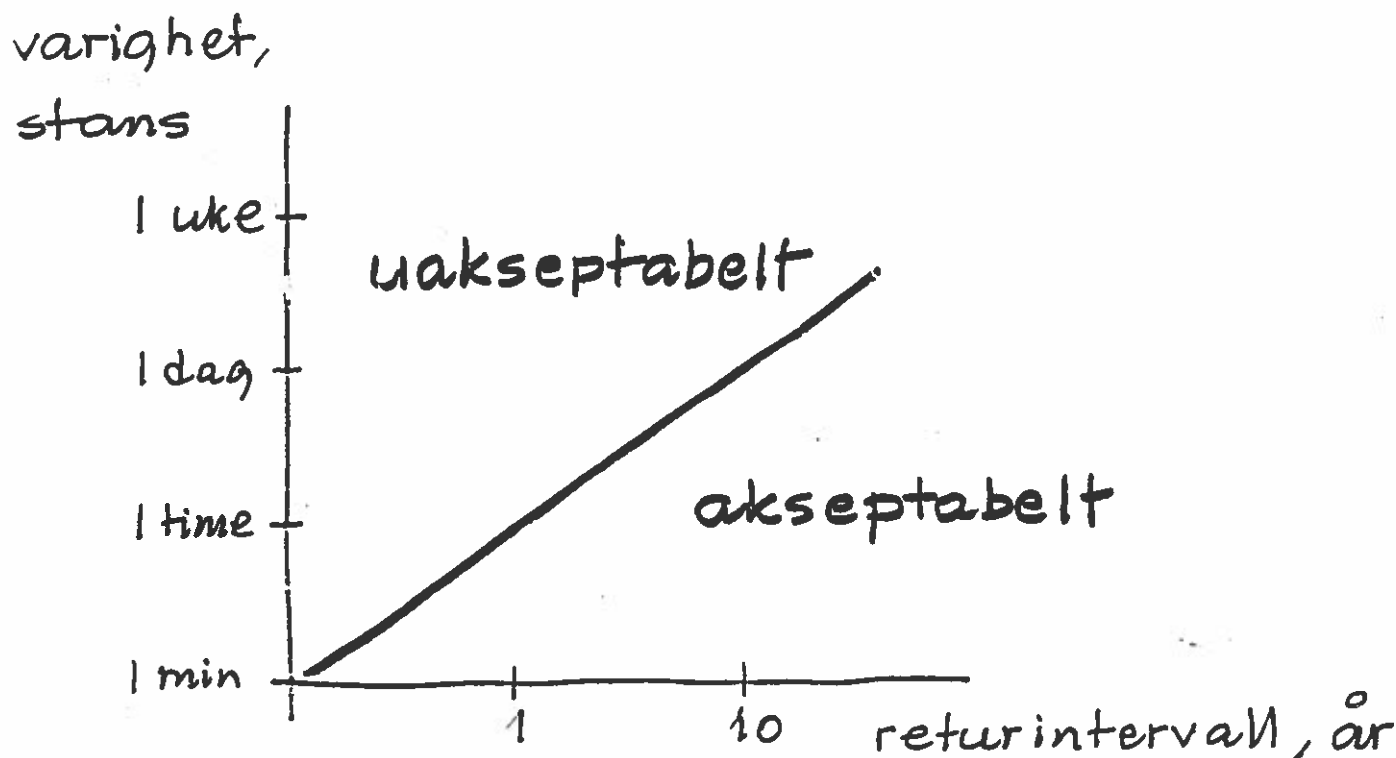


Fig. 1. Kriterium for dimensjonering.

Underlaget for kriteriet vil være en vurdering av hva driftsstanser koster. Disse kostnadene kan f.eks. se ut som på fig. 2, der forskjellen mellom vanlig forbruk og smelteverk er illustrert. Etter en viss tid går kostnadene til det siste i været fordi smeltene størkner. Tapsfunksjonen for vanlig forbruk kan antas linear

$$K = aE + bt$$

der E er effektytelsen. Tallverdier for koeffisientene vil variere og kan f.eks. være $a = 5 - 10 \text{ kr/kWh}$, $b = 0,5 - 1 \text{ kr/kWh}$.

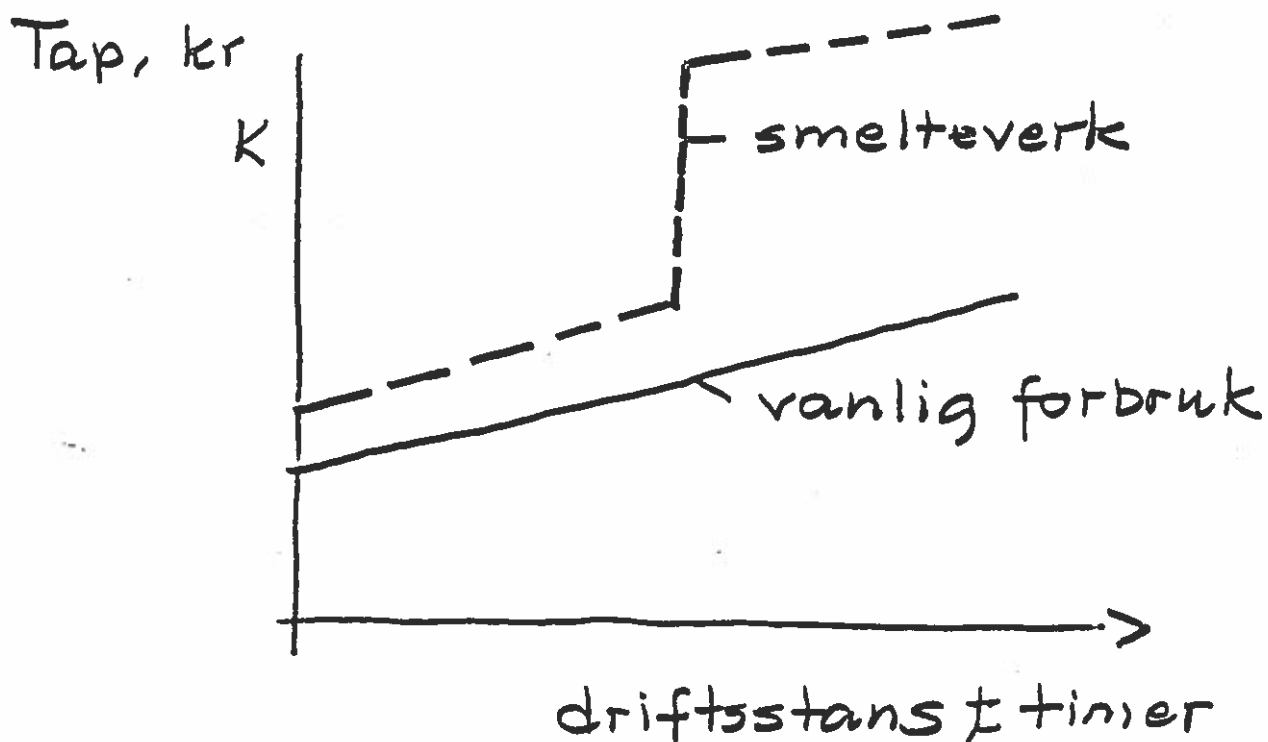


Fig. 2. Tapsfunksjoner.

Istyper

I et magasin forekommer flere istyper. De viktigste er (fig. 3):

Isflak fra et oppsprukket isdekke.

Skrugarder som er resultatet av sammenpressede og sammenfrosne isflak.

Kalvis der breer når ned i magasinet.

Sarr som er frittstående enkeltkrystaller eller skyer og banker av enkeltkrystaller i inngrep med hverandre eller sammenfrosset.

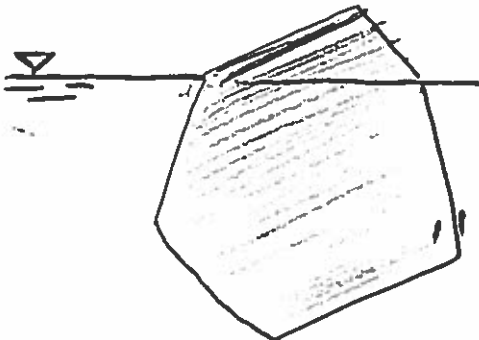
Alle disse typene kan blokkere et inntak, men det er det siste slaget som lager de største og vanligste problemene.



isflak



skrugarder



kalvis



sarr
sørpeis

Fig. 3. Istyper som kan skape problemer.

Vertikalstrømmer

En selvsagt forholdsregel er at overflatelagene som vil kunne føre mye is, ikke slippes rett inn. Dette unngås som nevnt foran ved å dykke inntaket en meter eller to. Følgelig vil is bare kunne nå ned til inntaket om den blir transportert ned av en vertikal strømkomponent.

Slike strømmer har fire årsaker:

- selve inntaksstrømmen
- vinddreven sirkulasjon
- hvirvler
- turbulens

Selv om isen like ved inntaket blir liggende i vannspeilet, kan det litt etter litt samles opp så mye is at den når ned til inntaket og legger seg på ristene. Betingelsen for nedrivning av et isflak som støter mot et isdekke med tykkelse h er (fig. 4):

$$Fr = V/\sqrt{gy_1} < [(1 \cdot (h/y_1))][2(h/y_1)][1 - (e_{is}/e)]^{1/2} \quad (1)$$

Største verdi $Fr = 0,17$ fås for $h/y_1 = 1/3$ slik at

$h/y_1 < 1/3$ isen stopper

$h/h_1 > 1/3$ isen dras under

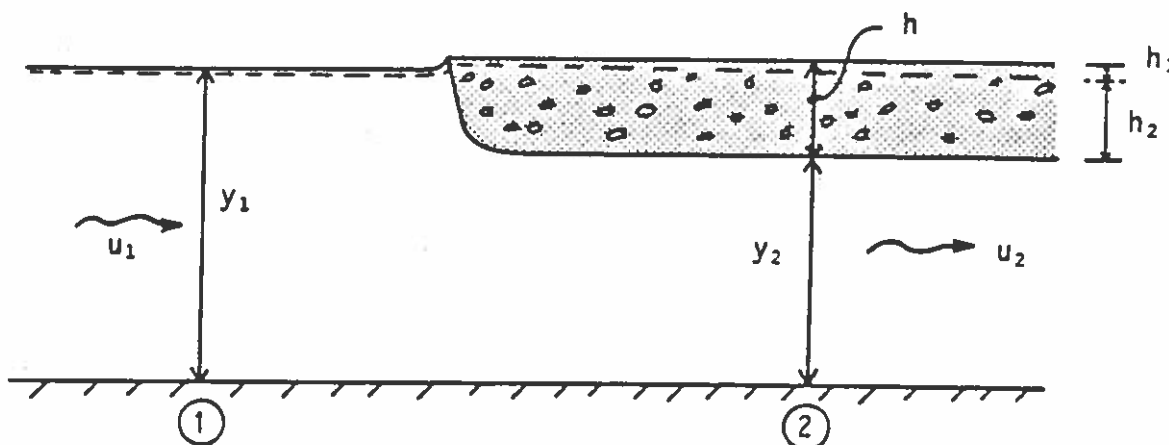


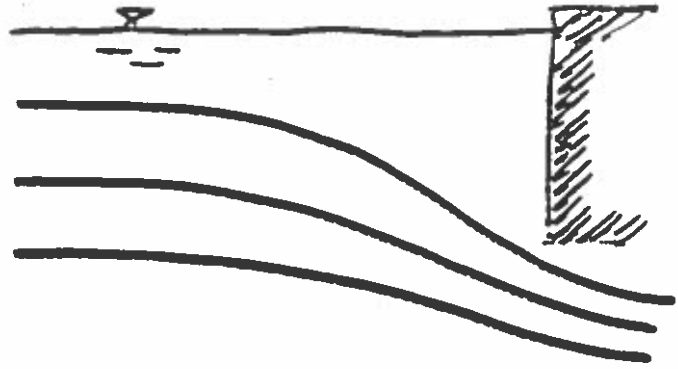
Fig. 4.

Empiriske resultater gir noe lavere "kritiske" Froudetall, med $Fr = 0,1$ som laveste verdi.

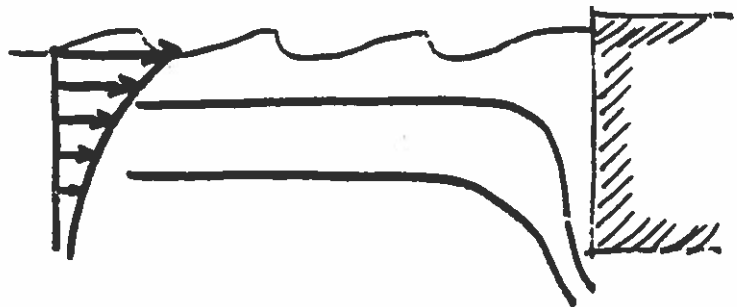
Intuitivt ville vi vel vente at flakstørrelsen skulle ha betydning for nedrivningen, men observasjonene tyder på at størrelsen har lite å si så lenge flakene er små sammenliknet med vanddybden. Men en rask kontroll av (1) viser at det er i elver og ikke i magasiner at flak dras under isen.

Det er sarr og ikke flak som utgjør den største trusselen for inntakene. Særlig farlig er kombinasjonen sarr og underkjølt vann som lett finner veien til inntaket og fryser på ristene. Både sarr og underkjølt vann blandes inn i de øvre vannlag ved turbulens. Begge deler transporteres lett ned gjennom hvirvler til inntaket eller ved den vinddrevne sirkulasjonen som tvinges ned ved dammen (fig. 5).

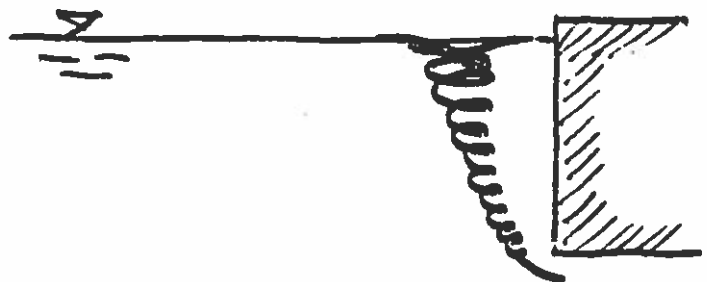
Inntaks-
strøm



Vinddrevet
strøm



Hvirvel



Turbulens



Fig. 5. Vertikalstrøm.

Underkjølt vann

At underkjølt vann virkelig utgjøre en alvorlig trussel vil et lite regnestykke illustrere:

Vann med underkjøling T_u °C som fryser, produserer en ismengde pr tidsenhet

$$\dot{M} = \rho c Q T_u / L \quad (2)$$

ρ - tetthet t/m³

c - spesifikk varme = 4,2 J/g °C

L - smeltevarme = 333 J/g

Q - vassføring m³/s

T - underkjøling °C

Vi antar at isen fordeler seg over grindtverrsnittet A med gjennomsnittstykkelsen δ og tettheten ρ_{is} og at oppsamlingsgraden er n :

$$n \dot{M} = \rho_{is} A \delta \dot{V}$$

eller

$$\delta = n(\rho/\rho_{is})(C/L)VT_u \quad (3)$$

der V er gjennomsnittshastigheten på bruttotverrsnittet, vanligvis valgt lik 1 m/s.

For isveksten på riststavene vil oppsamlingsgraden n være 1. Tettheten av sarr på ristene kan sammenliknes med største snøtetthet som er 0,5. Disse verdiene gir

$$\delta = 1(1/0,5)(4,2/333)1 T_u = 0,025 T_u \text{ m/s} \quad (4)$$

En typisk verdi for underkjøling i forbindelse med ising på varegrinder er en eller noen få hundredels °C. $T_u = 0,01$ °C i (4) gir

$$\delta = 1,5 \text{ cm/min}$$

Det går derfor ikke mange minutter før hver riststav har samlet en ustabil issøyle på oppstrømskanten. Det neste som skjer, er at to slike sarrsøyler roterer mot hverandre og lager bru over åpningen mellom stavene som antydnet på fig. 6. Dermed er tverrsnittet stengt.

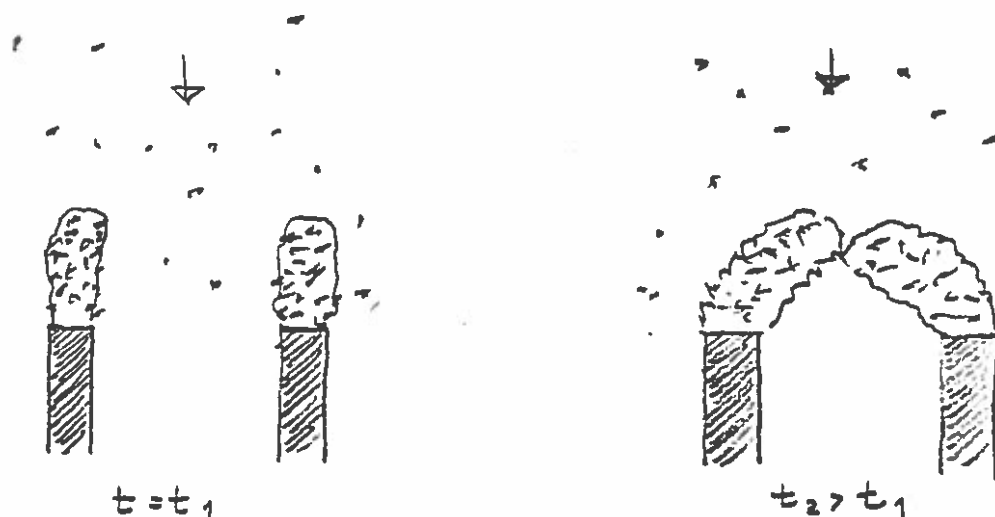


Fig. 6. Sarr på riststavene.

Denne prosessen forutsetter at sarrdannelsen for det meste skjer oppstrøms og at stavene samler den isen som ville passert stavtverrsnittet. Det viser seg at oppsamlingen skjer raskest når vannet fortsatt er underkjølt idet ristene passeres. Dette skyldes at noe is fryser ut direkte på stavene og gir god heft (aktivt sarr). De ismengdene som kan fryse fast, er begrenset av varmeoverføringen fra staven til vannstrømmen.

$$Q_n = C_h \rho c Q T_u \quad (5)$$

$$(6)$$

der Stantontallet $C_h = Nu/RePr$ er av størrelsesorden 10^{-3} . ($Nu = (\delta/\lambda T_u) Q_n$, $Re = V\delta/\nu$, $Pr = \nu/(\lambda/\rho c)$) Dette gir en tilvekst på stavssidene av størrelsesorden 10^{-5} cm/s. For å tette en riståpning på 5 cm vil denne prosessen kreve 1,5 døgn.

Det er altså oppfangingen av svevende iskrystaller som er farligst og ikke frysing på ristene. Dette forklarer hvorfor oppvarming av riststaver er såpass virkningsløst.

Ved å senke inntaket senker vi også frysepunktet, som avtar med trykket p :

$$T_f = -0,0075^{\circ}\text{C/atm}$$

En dykking på 13 m vil gi en reduksjon av frysepunktet på $0,01^{\circ}\text{C}$. På tross av trykkvirkningen er det observert frysing av varegrinder på 22 m dyp. I dette spesielle tilfellet må underkjølingen ha vært minst $0,03^{\circ}\text{C}$.

ISTRYKK PÅ DAMMER

De land som har forskrifter eller retningslinjer for istrykk mot konstruksjoner, anbefaler grunnverdier av istrykk i området

$$p = 150 - 200 \text{ kN/m} \quad (7)$$

Som nevnt innledningsvis er disse verdiene små sammenliknet med isfasthet målt i såvel laboratorium som felt. Men målingene er gjort på små prøvestykker eller lokalt i et isdekke og omfatter ikke den integrerte kraften fra store isdekke mot store kontaktflater. Her ligger sannsynligvis forklaringen på at de lave verdiene (7) ser ut til å være tilstrekkelige. At de er for høye og bør reduseres er derimot vanskelig å hevde - kfr følgende uttalelse av LEGGET & GOLD 1966:

"It has often been suggested that because of lack of information design loads have been excessive, but there is little factual information to justify these claims other than satisfactory performance."

Inntrenging

Mens alle andre faktorer fører til reduksjon av p , vil inntrenging i is eller det motsatte, is som knuser seg forbi en konstruksjon, føre til spenningskonsentrasjoner. Fremspringende pilarer eller frittstående peler er særlig utsatt for konsentrert islast fordi bruddflatene p m eksponent bredde blir større enn for en to-dimensjonal dam f.eks.

Fig. 7 etter AFANASEV angir en multiplikasjonsfaktor C_i som gir istrykket

$$p = C \sigma_c, \quad C = C_i C_f C_k \quad (8)$$

Multiplikasjonsfaktoren er produktet av faktorer for

inntrenging: $1 < C_i < 3$
 form: $0,8 < C < 1$
 kontakt: $0,5 < C_k < 0,9$

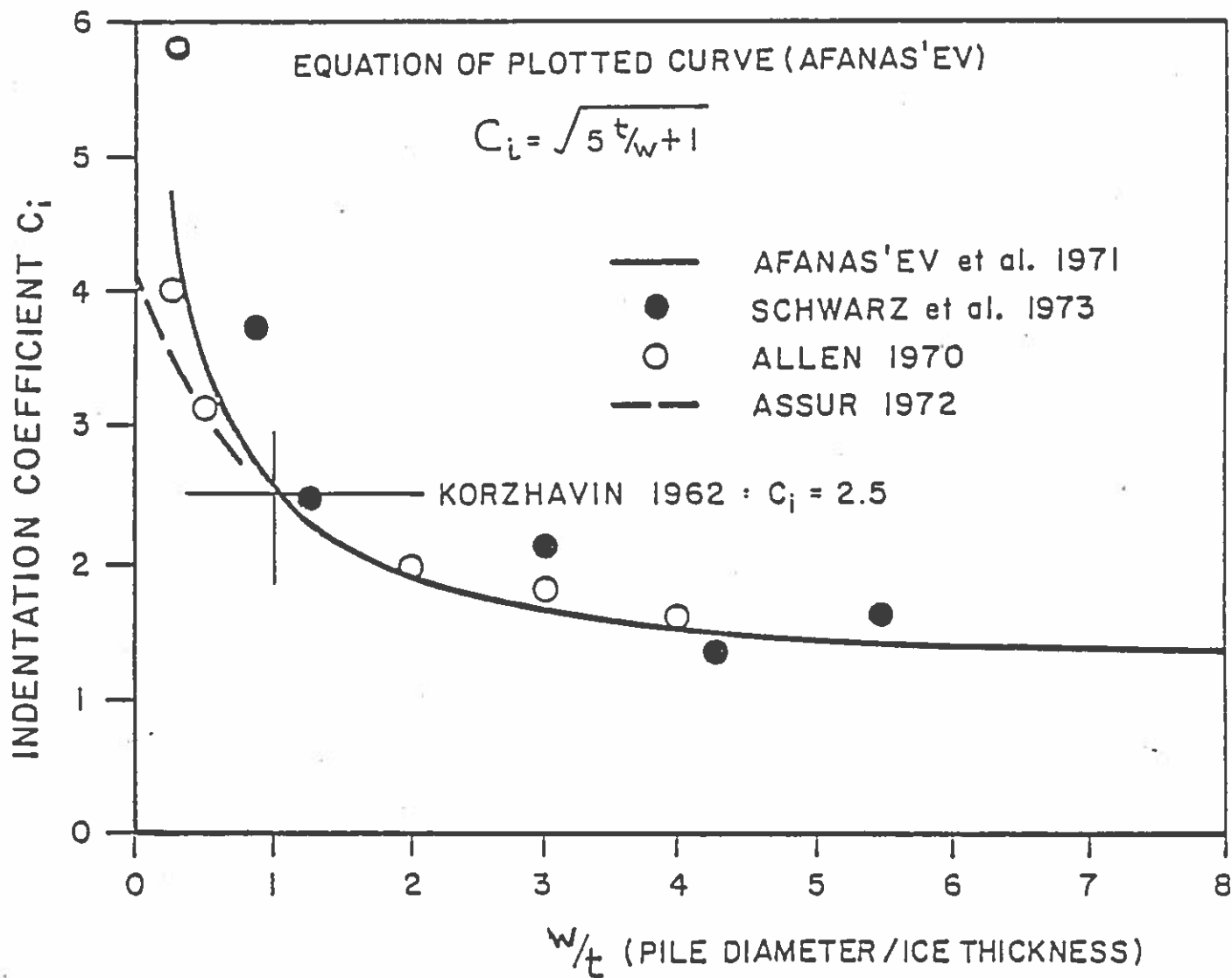


Fig. 7. Inntrengingsfaktoren.

Tabell 1 gir noen eksempler som er hentet fra "Ice effects on bridges" (Roads and Transportation Association of Canada, 1980).

Comparison of Lowest and Highest Design
Pressures Yielded by 1978 Canadian and
1975 USSR Standards

Assumed pier geometry : vertical nose, semi-circular
in plan

Ratio w/t (Width/Thickness)	CAN3-S6-M78			SNIP 11-57-75		
	Ice Strength kPa	Multiplier for w/t	Design Pressure kPa	Ice Strength kPa	Combined Multiplier ¹	Design Pressure kPa
<u>Lowest ice strengths, freshwater ice</u>						
1	700	1.3	910	440	2.25	990
2	"	1.0	700	"	2.0	880
3	"	0.9	630	"	1.8	790
5	"	0.8	560	"	1.5	660
<u>Highest ice strengths, freshwater ice</u>						
1	2800	1.3	3640	1470	2.25	3310
2	"	1.0	2800	"	2.0	2940
3	"	0.9	2520	"	1.8	2650
5	"	0.8	2240	"	1.5	2200

¹ Combined multiplier includes factor of 0.9 for semi-circular pier nose.

Skrå pilarer

En vanlig utførelse er å gi pilarenes oppstrømskant en helning som fører til at isen brekker i stedet for å knuses. Bøyningsfastheten for is er lav, og et bøyningsbrudd gir en reduksjon av horisontalkraften.

På grunn av friksjon kreves en forholdsvis stor vinkel α med vertikalen for å sikre bøyningsbrudd ($\alpha > 30^0$).

Sidekrefter

Frittstående peler kan få ensidig istrykk fra alle sider og må dimensjoneres deretter. Men sidekrefter må også vurderes for pilarer, som lett blir lange og sårbare om de lages skrå for å fremtvinge bøyningsbrudd.

Istykkelse

STEFAN's formel gir istykkelsen

$$t = 0,035 \alpha \sqrt{S} \quad (\text{m}) \quad (9)$$

I følge MICHEL er

$\alpha = 0,8$	snøfri innsjøis
0,5 - 0,7	snødekt innsjøis
0,4 - 0,5	stor elv
0,2 - 0,4	liten elv

S - frostmengde i graddager

Det kan være klokt å ta for seg de lastsituasjoner som kan opptre og vurdere om høyere istrykk likevel er sannsynlig. De vanligste tilfellene er

isdrift pga vind og/eller strøm

varmeutvidelse

adhesjon av isdekker med vertikalbevegelser pga vannstandsendringer

Disse eksitasjonene gir deformasjonshastigheter ϵ over et bredt område. Knusingsfastheten σ_c er en funksjon av ϵ som vist på fig. 8 for kald is $T = -10^{\circ}\text{C}$.

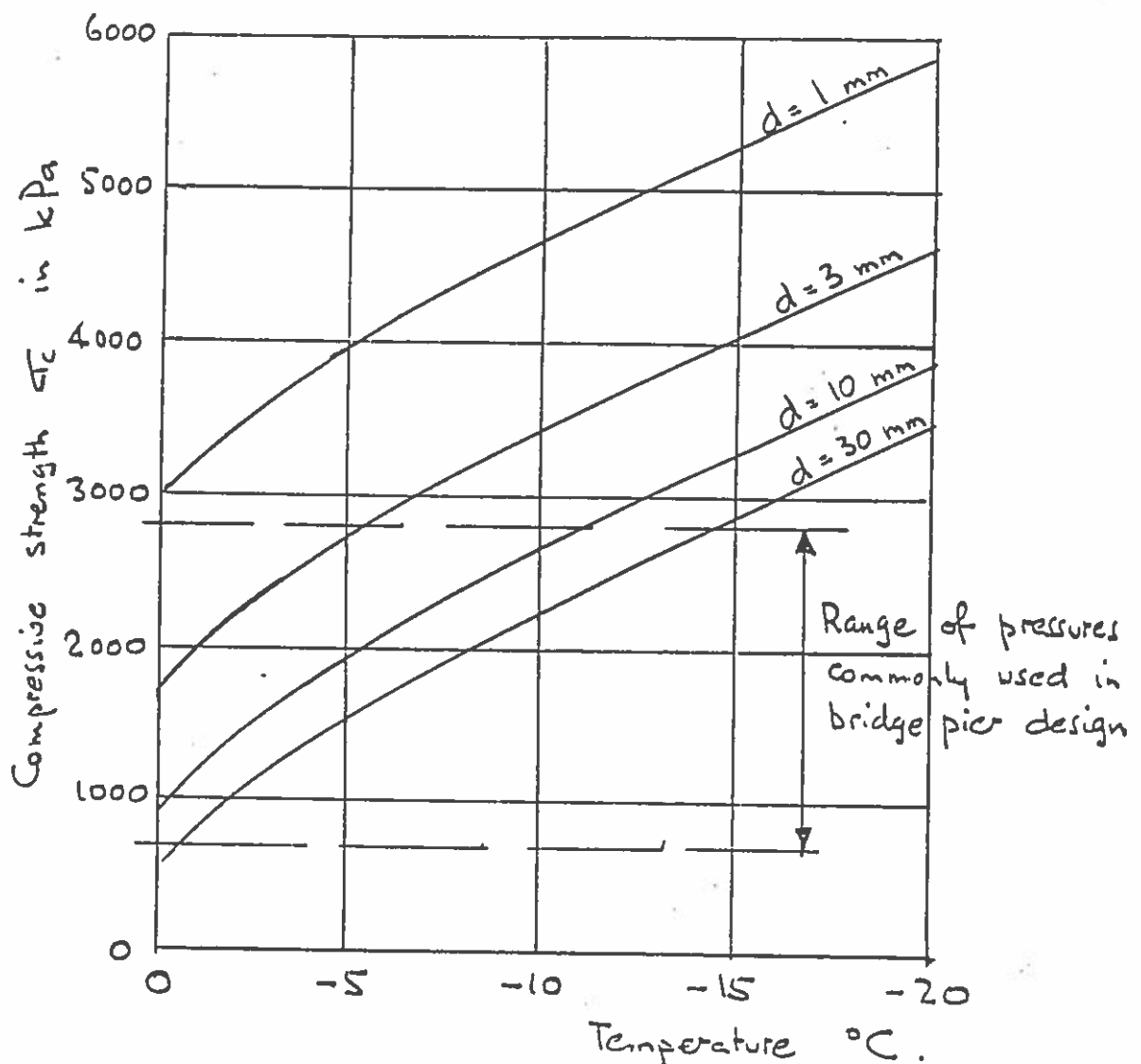


Fig. 8. Knusingsfasthet for ferskvannsis.

Men σ_c er også en funksjon av temperatur T og krystallstørrelse d.
For elastisk is anbefaler MICHEL 1978 formelen

$$\sigma_c = 94(1/\sqrt{d} + 3T^0) \quad (10)$$

som er vist på fig. 9.

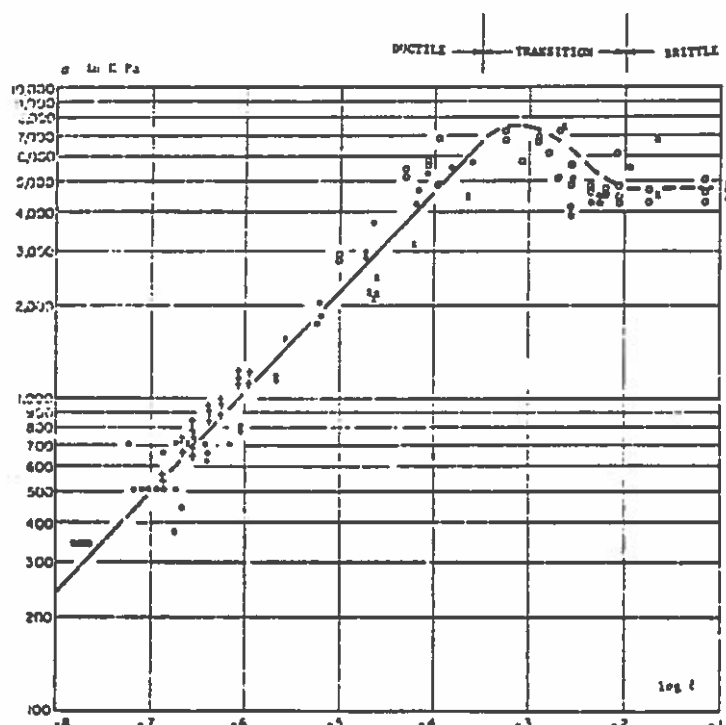


Fig. 9. Knusingsfasthet som funksjon av deformasjonshastighet.

Isen når sin største styrke ca 50% over $- (10) -$ ved en noe langsommere deformasjonshastighet som tillater en viss flyting. Ved lavere verdier av $\dot{\epsilon}$ avtar knusingsfastheten betydelig.

Fastfrysing av luker

Det er ofte et krav at lukene på damkrona holdes isfrie og operative til enhver tid. Dette gjennomføres lett ved to enkle tiltak, nemlig

- a) varmekabler langs lukeføringene eller lukekanten som hindrer luka i å fryse fast i dammen,
- b) boblerør langs dammen under luka for å hindre luka i å fryse fast i isen.

Det skal bare meget beskjedne energitilførsler til for å sikre lukene mot frysing. Utslipp av litt luft fra et perforert rør opphengt på dammen f.eks. 10 m under luka vil vanligvis holde en åpen råk foran luka hele vinteren. Dykking og luftmengde bør vurderes slik at magasinets varmemengde over røret ikke blir brukt opp før vinteren er omme. Hensynet til eventuelle temperaturkrav nedstrøms tilsier også en varsom pumping.

Med en råk foran luka vil en også være sikret mot termisk istrykk, som kan gi store krefter.

PERMAFROST, DÆMNINGER

af

Civ.ing. Niels Uhre, Nielsen & Rauschenberger

PERMAFROST / DÆMNINGER

RESUME

Normalt siger vi, at vi har permafrost dér, hvor jordens temperatur altid er under 0°C . Principielt skulle så vandet i jorden være is, men det er ikke givetvis tilfældet. Jorden kan f.eks. være saltholdig og derfor have lavere frysepunkt.

Vi vil i regelen have permafrost i jorden, når luftens årsmiddeltemperatur er under 0°C . På figur 1 er årsmiddelen vist et stykke under 0°C , og temperaturen i jorden stiger med dybden svarende til den geotermiske gradient, og vi når et punkt med temperatur 0, hvor permafrosten hører op. Foroven ser vi, at jordens temperatur svinger mellem en minimums- og en maximumsindhyllingskurve. I det øverste jordlag tør jorden op i nogle få måneder af året.

I en overgangszone, hvor årsmiddelen ligger mellem 0 og -5°C , vil der ofte være tale om diskontinuerte permafrostforhold (figur 2).

I Grønland har vi permafrost ca. fra Holsteinsborg og nordpå. For godt 25 år siden byggede vi en dæmning i Jakobshavn. En ambursendæmning af beton funderet på fjeld. Beton som byggemateriale og fjeld som fundering skulle være noget nær det enkleste at have med at gøre i permafrostområder. Det gik da også udmærket (den står endnu), men der opstod et problem.

Der lakkede en lille smule vand ind under dæmningen, nogle få liter i minuttet. Vandtabet havde ingen betydning, men det dannede is på luft-siden, der byggede op til et isbjerg og truede nogle forsyningsledninger.

Når reservoiret er fyldt med vand (figur 3), hvor kun den øverste meter fryser til is, stiger årsmiddelen til over 0°C , og der sker optøning gradvis i de kommende år i fjeldrevnerne. - Vi måtte enten tøj op med damp i borede huller én gang for alle, eller injicere på ny hvert år. Vi valgte først at injicere, dernæst at lede vandet længere bort underjordisk, inden det kom frem og frøs i overfladen.

Undergrunden i Long Spruce, Manitoba, Canada (figur 4) bestod af silt-holdig jord med isindhold. Når dæmningen blev lagt ovenpå, og jorden tøede op, var der risiko for flydning. Dette blev hindret ved at anbringe lodrette sanddræn, som kunne føre vandet bort, efterhånden som islinserne langsomt tøede op.

Den største erfaring om dæmninger på permafrost findes i Rusland. Her er ca. 10 mio km² med permafrost (som Europa!), og den ældst kendte dæmning blev bygget i 1792. En lang række spændende forsøg blev gjort i begyndelsen af vort århundrede. Først i 50'erne fik man succes med permafrost-dæmningerne, og så tog byggeriet rigtigt fart.

På figur 5 er vist tre principper

- a) hvor der er kontinuert permafrost (årsmiddel $< -5^{\circ}\text{C}$)
- b) hvor optøningen når langt ind i dæmningen og nødvendiggør en tæt kerne
- c) hvor optøningen når igennem og nødvendiggør dræning.

De termiske forhold og dermed faserne optøet/frossen ændrer sig hele tiden, fra man begynder at bygge, og til man mange år ind i fremtiden når den stabile tilstand. Man siger, at det tager ca. 100 år, inden den stabile tilstand vil være nået, og inden da er der måske sket klimaændringer, eller projektet er blevet uinteressant.

De følgende skitser stammer fra en russisk lærebog.

Figur 6 viser en række af dobbeltrør til frysning af jordkerne. Her sættes på en permanent frossen kerne. Der benyttes kunstig tilbagefrysning ved hjælp af en række dobbeltrør, hvorigennem pumpes kold luft. Der kræves en speciel teknik for at undgå isafsætning i rørene, som erved lukkes.

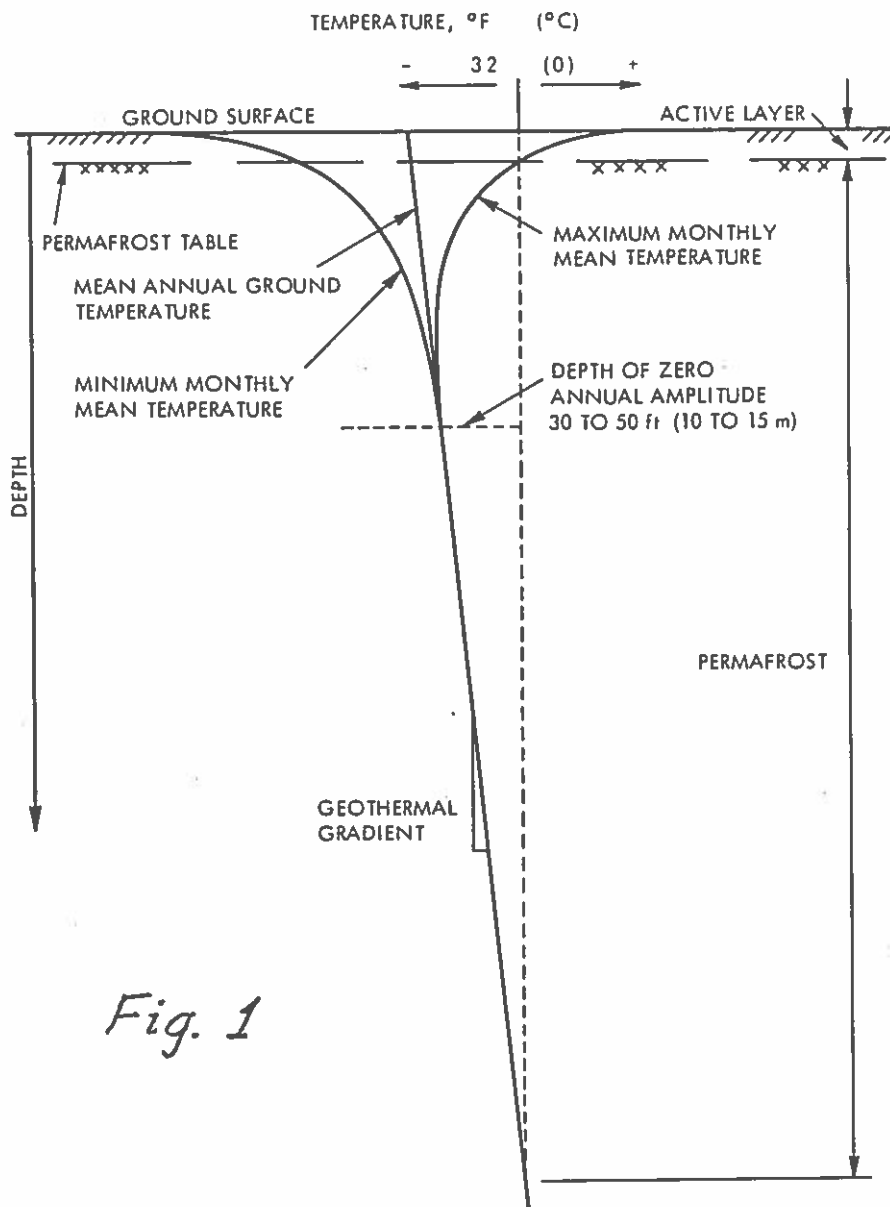
Flood Control Irelyakh River (figur 7) viser en tætningsvæg af træspuns, tjærepap, plankebeskyttelse. Omgives af sand, der kan optage bevægelserne. Der fyldes til med frosne jordklumper på begge sider.

Cross Section Vilyui River (figur 8) er en ret høj dæmning på fjeld. Udformet efter kendte principper for dæmninger. Men under ekstremt kolde forhold (-30°C). Cross Section Kolyma River (figur 9) er over 100 m høj og bygget på fjeld efter kendte principper, men også under meget strenge kuldegrader.

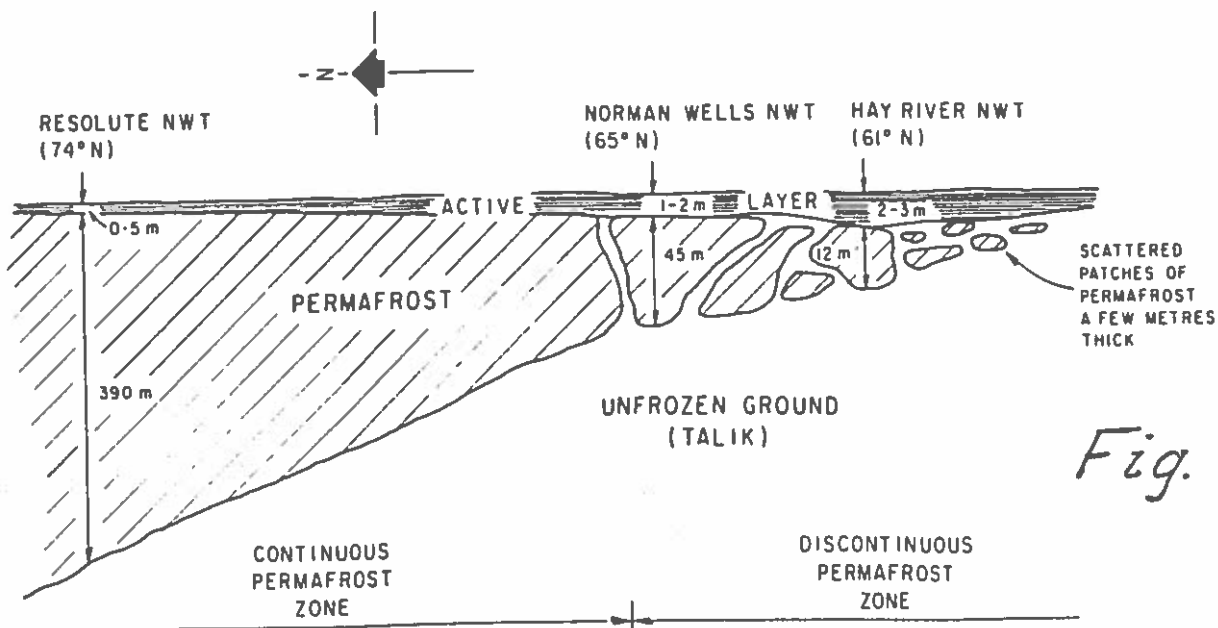
Bygningen af sidstnævnte to dæmninger kan ikke udføres på normal måde. Sommertiden med plusgrader er kort, måske 2-3 måneder. Man må indstille sig på at arbejde hele året, helt ned til de -30°C . Alle maskiner skal være indrettet på at fungere under denne kulde. Man skubber den optøede overjord i moræneforekomsterne sammen i store bunker i sommertiden. De afdækkes med is-skum, når vinteren sætter ind (figur 10). Den udførte del af dæmningen holdes ligeledes afdækket med isolerende isskum, så den ikke fryser.

Når der skal udlægges et nyt lag jord, fjernes isskummet. Der vandes med saltvand (figur 11) og tromles, hvorefter der igen afdækkes med isskum. Udlægning af tætningsjord opstrøms (figur 12) udføres om vinteren. Der skæres en rende i isen langs dæmningsfoden. Næste bræmme udlægges gennem en ny rende længere borte fra dæmningsfoden.

Afsluttende kan nævnes, at man i dag har mange stærke værktøjer at tage i anvendelse, når dæmninger i permafrostegne skal projekteres. Geoteknisk er der mulighed for at beskrive og beregne jordens opførsel og egenskaber, når den er optøet, når den lægges ud, og når den fryser. Termisk er der ved hjælp af tredimensionale edb-modeller mulighed for at beregne, hvorledes temperaturen successivt ændrer sig under udførelse og drift af dæmningen.



Typical ground temperature regime in permafrost.



Typical vertical distribution and thickness of permafrost.

JAK årsmiddel $\sim -3^{\circ}\text{C}$

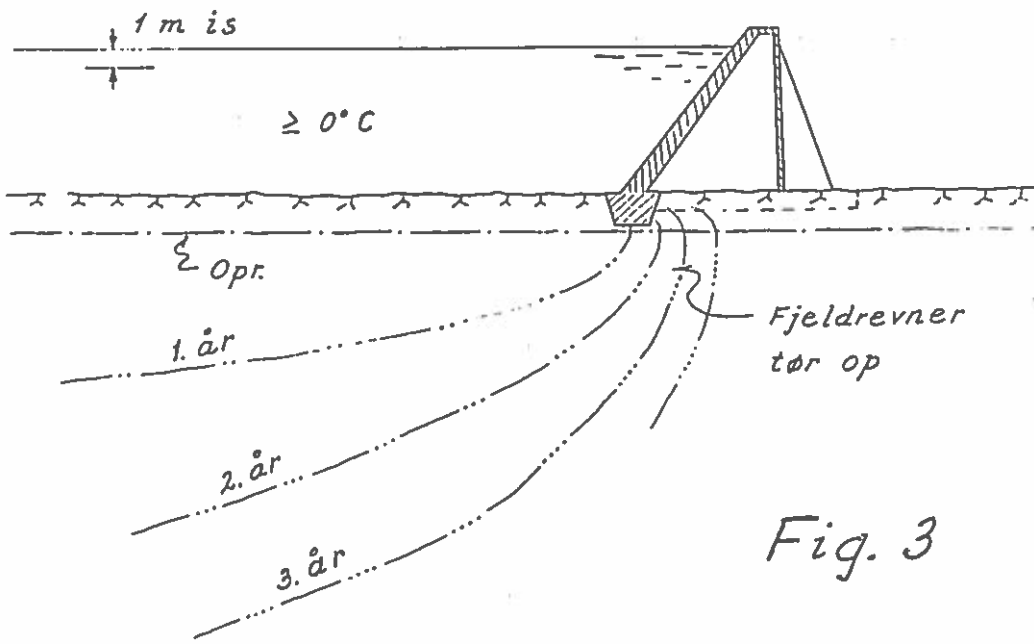
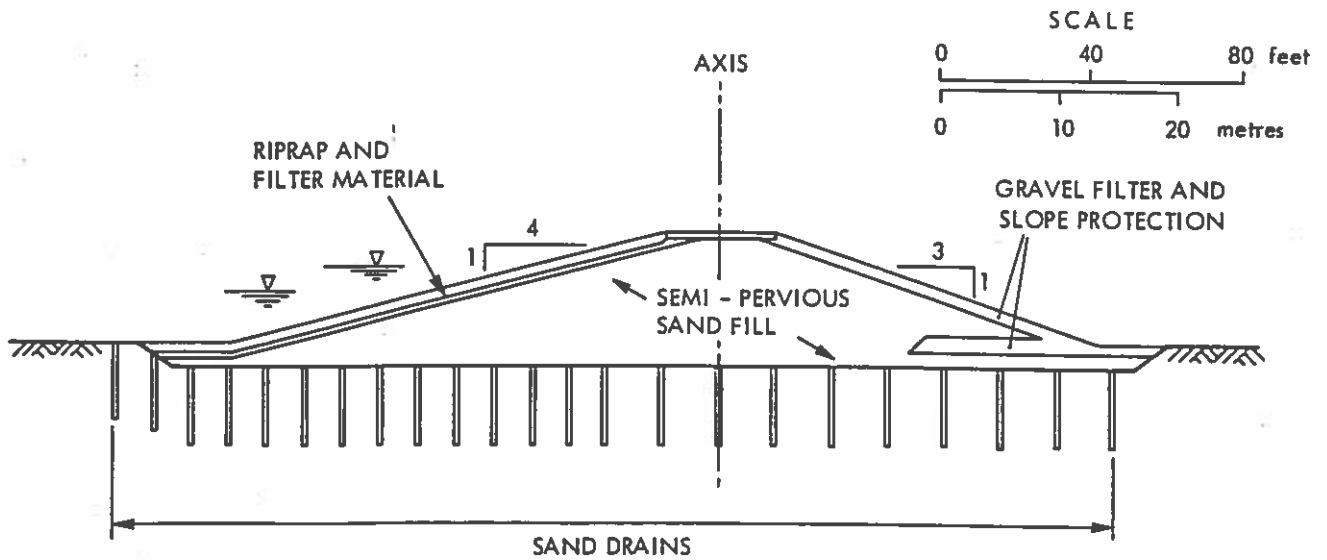


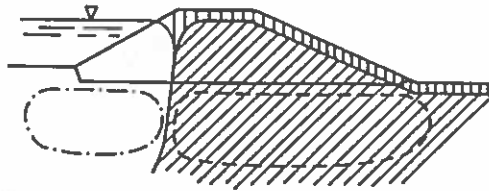
Fig. 3



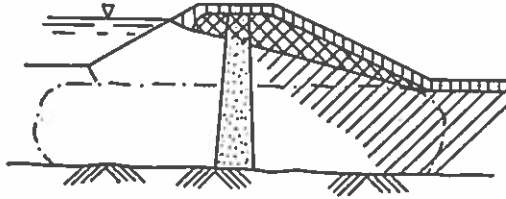
Dyke section at Long Spruce Generating Station, Manitoba.

Fig. 4

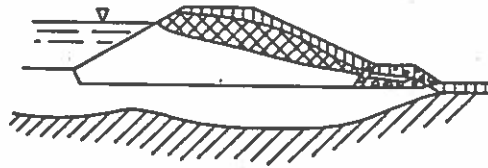
(a) IMPERVIOUS - FROZEN











(b) IMPERVIOUS - THAWED



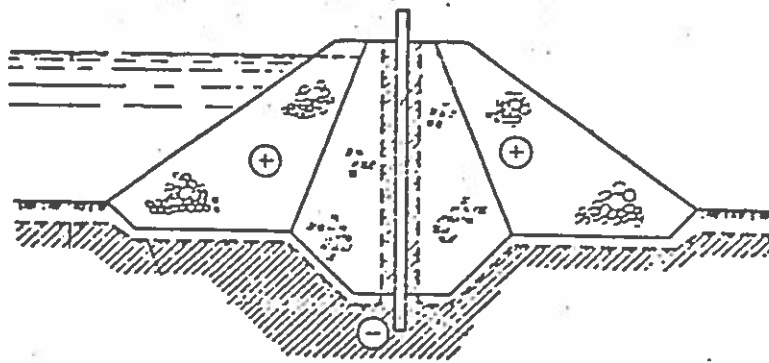
(c) PERVIOUS - THAWED



- | | | | |
|---|---|---|--|
|  | PERMANENTLY THAWED SOIL |  | COMPETENT BEARING STRATA |
|  | PERENNIALY FROZEN SOIL (PERMAFROST) |  | ZONE IN WHICH NATURAL TALIKS MUST BE FROZEN |
|  | SEASONALLY FROZEN AND THAWED ZONE |  | ZONE TO BE PRETHAWED AND COMPACTED OR EXCAVATED AND BACKFILLED |
|  | PERENNIALY FROZEN OR POTENTIAL FROST HEAVE ZONE WITH WATER INFLOW |  | IMPERMEABLE CORE |

Thermal regimes of dams on permafrost.

Fig. 5



Række af dobbellrør
til frysning af jordkerne

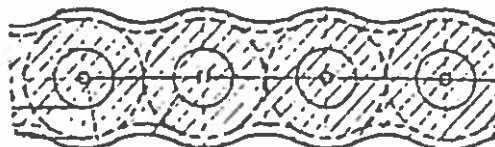
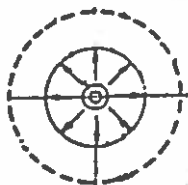
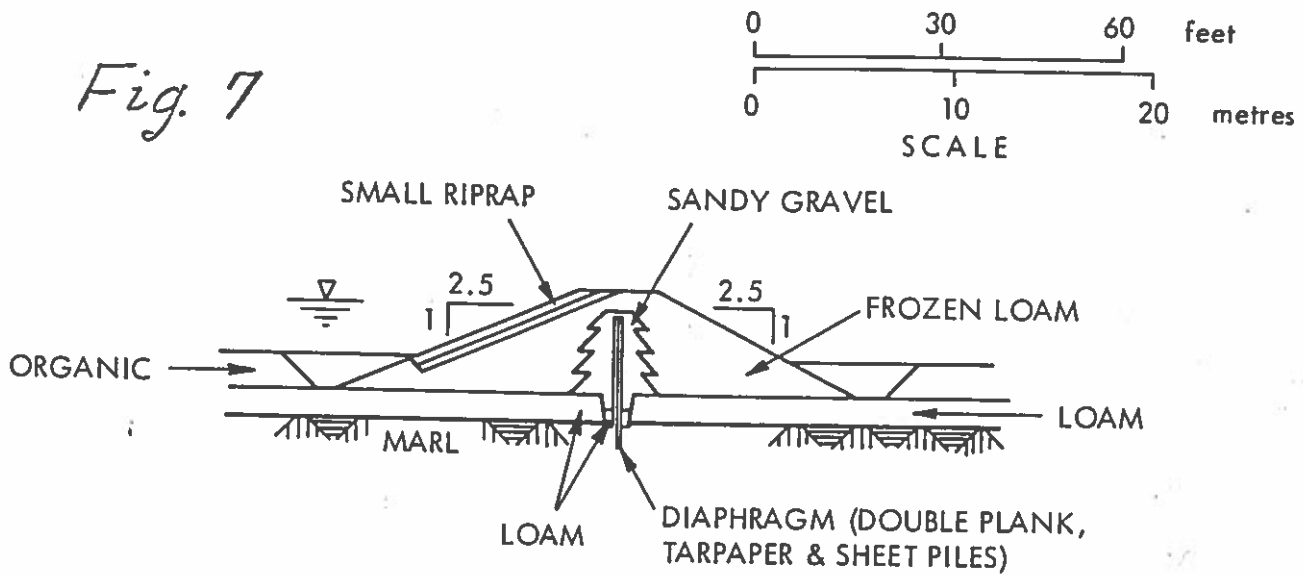
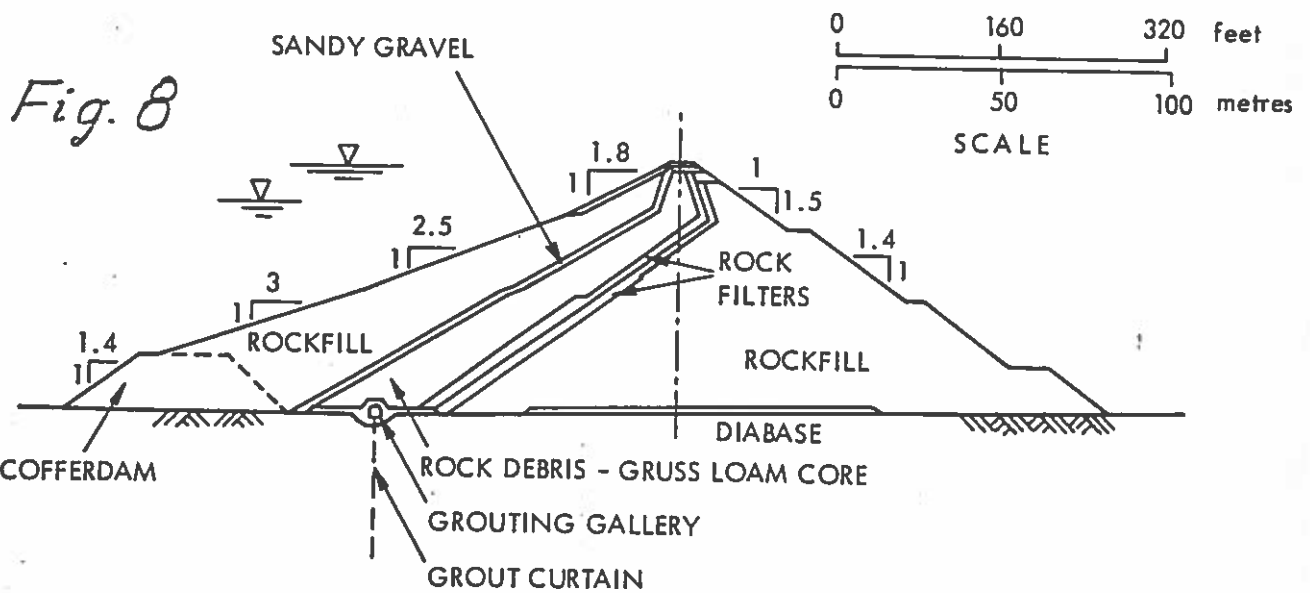


Fig. 6

Fig. 7



Flood control dam on Irelyakh River, U.S.S.R. (After Biyanov 1970b).



Cross section of dam on Vilyui River, U.S.S.R. (After Batenchuk et al. 1968).

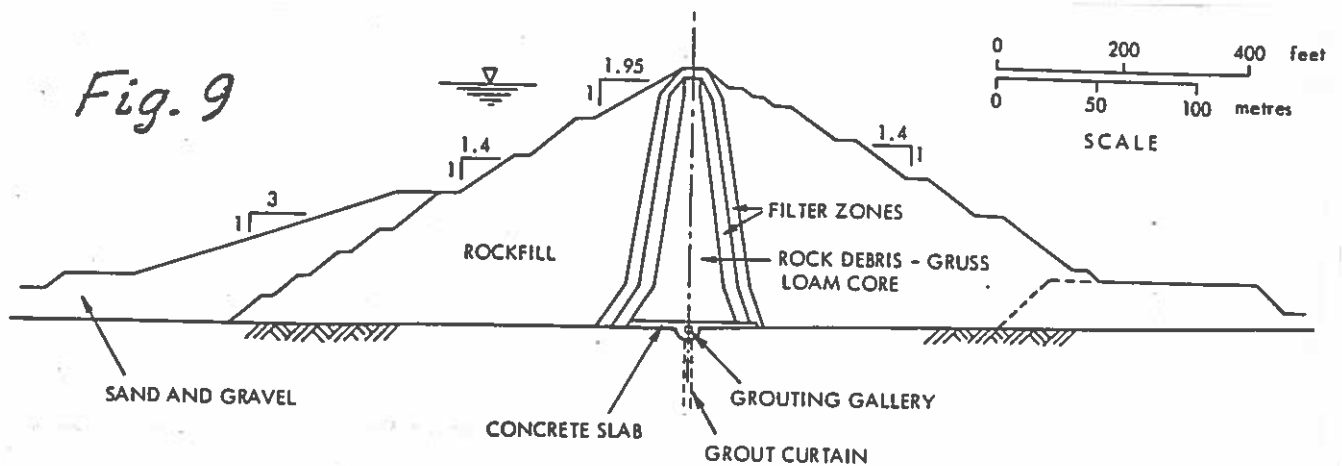


FIG. 9.9 Cross section of dam on Kolyma River, U.S.S.R. (After Evdokimov et al. 1973).

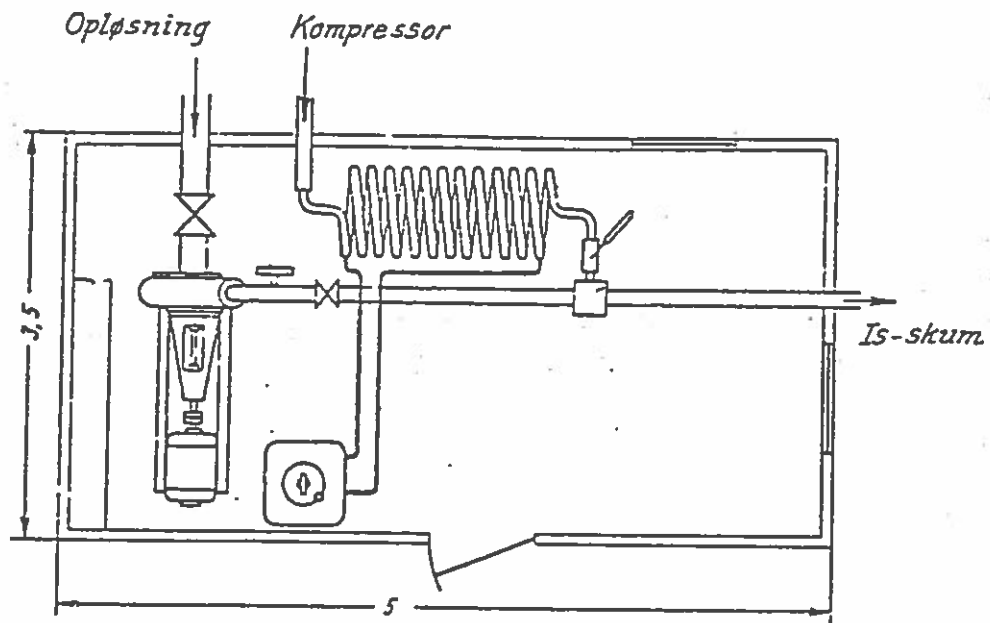


Fig. 10

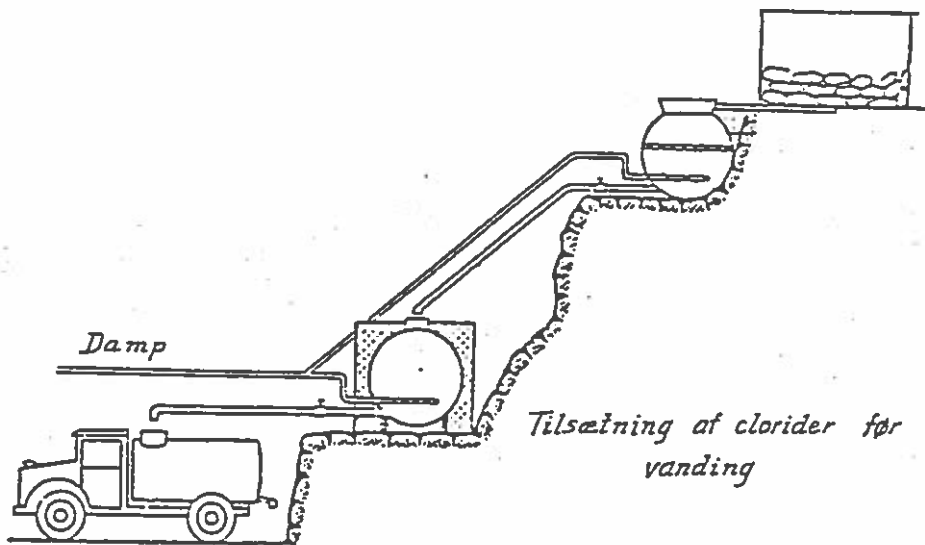
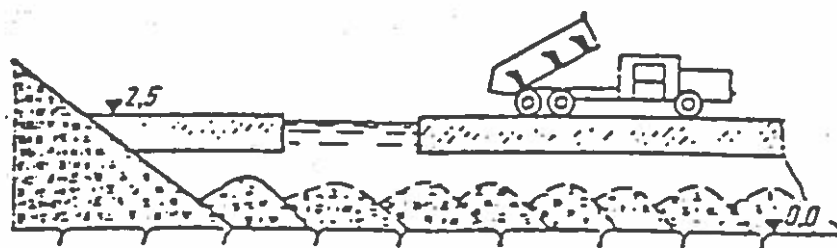


Fig. 11



Udlægning tætningsjord opstrøms

Fig. 12

LÆKAGESPORING PÅ SVENSKKE KRAFTVÆRKS DÆMNINGER
UDFØRT VED HJÆLP AF RADIOAKTIVE SPORSTOFFER

af

Civ.ing. Erik Mørch, Isotopcentralen

civ. ing. Erik Mørch
ISOTOPCENTRALEN
Skelbækgade 2
1717 København V

LÆKAGESPORING PÅ SVENSKKE KRAFTVÆRKS DÆMNINGER
UDFØRT VED HJÆLP AF RADIOAKTIVE SPORSTOFFER.

INDLEDNING

Isotopcentralen udførte i 1983-1984 lækagesporinger på to dæmningskonstruktioner i Luleelvdalen i Nord sverige. Luleelven er den elv, som er mest udbygget. I alt 14 kraftværker med en total effekt på godt og vel 4000 MW leverer ca. 15 % af Sveriges totale el-forsyning. Værkerne er af stærkt varierende størrelse, fra ca. 20 MW op til ca. 950 MW og med faldhøjder mellem ca. 6 og 60 m.

Øverst i systemet ligger Suorva dæmningen, som er et system af jorddæmninger i indtil 60 m højde, som i området mellem fjeldhøjderne lige syd for Kebnekaise opstemmer omkring 6 milliarder m³ vand. I denne dæmning opstod i efteråret 1983 pludselig en lækage som blev konstateret dels ved udtrængning af en vandstrøm, ca. 3-4 m³ pr. minut ved foden af dæmningen, dels ved sætninger på dæmningskronen. Ved hjælp af radioaktivt sporstof lykkedes det Isotopcentralen at lokalisere lækagevandets vej gennem dæmningsens tætte kerne, hvorefter en tætning kunne udføres.

Ca. 50 km fra udløbet af luleelven ligger Vittjärv kraftstation, hvor vandet er stemmet ca. 6 m op ved hjælp af en dæmning, som er udført som en betonkonstruktion i kombination med jordfyld og naturligt aflejret materiale. Her havde en mindre gennemstømning gennem en længere periode medført en begyndende sætning af en del af betonkonstruktionen. Også her lykkedes det at kortlægge vandets vej gennem konstruktionen ved hjælp af radioaktivt sporstof.

Radioaktive sporstoffer anvendes rutinemæssigt til at undersøge bevægelse af strømmende medier i industrielle procesanlæg, til

undersøgelse af grundvandsstrømning og til undersøgelse af strømningsforhold i recipienter. Den mest udbredte anvendelse er imidlertid den, som finder sted på hospitaler hvor blodgennemstrømning i forskellige organer kan undersøges ved hjælp af indsprøjtning af radioaktive isotoper.

Generelt har radioaktive isotoper som sporstoffer den fordel, at koncentrationen kan måles kontinuerligt in situ og med stor følsomhed.

Strømningsforholdene i et system kan beskrives ved forskellige parametre, hvoraf to vigtige er opholdstid og dispersion. Disse to parametre kan bestemmes på grundlag af en momentan injektion af sporstof til indløbet af systemet og en kontinuerlig registrering af koncentrationsforløbet ved udløbet.

Jo længere væk vi kommer fra injektionsstedet desto længere opholdstid og desto større dispersion. I de omtalte dæmningsundersøgelser er vurderingen en lidt anden omend principielt den samme. I begge tilfælde var vandets udtrængningsområde kendt, men ikke stedet, hvor det trængte ind. Sporingstekniken bestod her af en systematisk injektion af sporstof i boringer udført opstrøms udtrængningsstedet. Jo tættere injektionen lå i forhold til det strømmende vand desto kortere opholdstid (transporttid) og tilsvarende mindre dispersion. I visse tilfælde kunne denne vurdering suppleres med en sporstofbalance til vurdering af strømningebilledet.

RADIOAKTIVE SPORSTOFFER

De radioaktive isotoper, som kan anvendes som sporstoffer leveres oftest fra RISØ, hvor de dannes ved bestråling af egnede grundstoffer i en atomreaktor. Af helsefysiske grunde benyttes normalt isotoper med relativt kort halveringstid, normalt kun indtil nogle få døgn. Dette medfører at levering sker i en stor og tung blyafskærmet transportkasse, og at levering skal ske med højst et par dages mellemrum.

En anden leveringsmulighed, som har vist sig meget hensigtsmæssig især ved undersøgelse af relativt korte tidsforløb, er en såkaldt

isotopgenerator. Den består af en lille blyafskærmning med en ampul indeholdende en moderisotop som med lang halveringstid henfalder til en datterisotop med kort halveringstid. Ved dømningsundersøgelserne er anvendt en generator hvor moderisotopen er Tin 113 med en halveringstid på 115 døgn. Den er kemisk fast bundet til et stof i ampullen, men henfaldsproduktet, Indium 113m kan udvaskes i vandig opløsning fra generatoren. In-113m har halveringstiden 100 minutter.

Sådanne generatorer anvendes rutinemæssigt på hospitalet til undersøgelse af blodgennemstrømning i f. eks hjernen. Det er egentlig tankevækkende, at den mængde radioaktivt materiale, som blev anvendt til injektion i en 60 m høj jorddæmning ikke var større end den mængde, som normalt anvendes ved undersøgelse af en patient på et hospital.

Sporstoffet udsender gammastråling med middelstor gennemtrængningsevne, og koncentrationen kan derfor måles simpelt ved at neddykke en følsom radioaktivitetsdetektor i det strømmende vand. Detektoren er forbundet til et registrerende måleinstrument.

Måling af radioaktiv stråling består i en tælling af de enkelte detekterede strålingskvanter og der kan derfor opnås en stor målefølsomhed ved at foretage en digital registrering baseret på relativt lange "tællingstider".

Den naturlige baggrundsstråling sætter en grænse for hvor små mængder af det tilsatte sporstof, der kan måles, men ved passende afskærmning af detektoren kan man ofte foretage en væsentlig reduktion af baggrundsstrålingens bidrag til måleværdien. Hvis detektoren kan omgives af ca. 1 m vand, er dette normalt afskærmning nok. Ved Suorva var vanddybden kun 20-30 cm ved målestedet, og samtidig var baggrundsstrålingen fra klippegrunden relativt høj. Den maksimalt registrerede sporstofkoncentration svarede til kun 5 % forøgelse af stråleniveauet ved den uafskærmede detektor. Imidlertid lykkedes det at sænke baggrunden til 1/10 ved at anbringe 5 cm blyafskærmning mellem detektoren og klippegrunden, således at det maksimale nettosignal blev ca. 50 % over "baggrunden".

SUORVA DÆMNINGEN.

Samtidig med lækagevandets udtrængning ved dæmningsfoden var der konstateret mindre sætninger i et område af dæmningsens krone. Der var derfor begrundet mistanke om, at en lækage gennem dæmningsens tætte kerne skulle søges under dette område.

Dæmningens konstruktion er skematisk vist på fig. 1. Det var planen, at indkredse lækagen ved hjælp af tilsætninger af radioaktivt sporstof i boringer udført ned i drænlaget på dæmningsens opstrøms side. I nærheden af et lækagested i kernen vil der i drænlaget være en strømning hen mod dette sted. Jo tættere sporstoffet doseres ved dette sted, desto hurtige og mere koncentreret vil det nå frem til lækagestrømmen.

I begyndelsen blev injektionerne af radioaktivt sporstof foretaget med 2 m interval i dybden i en boring, som blev foretaget centralt i sætningsområdet. Injektionerne blev foretaget ved at bore ned til den pågældende dybde, holde sporstofopløsningen ned i borerøret og spule efter med ca. 500 l vand (50-100 l pr. min). Da transporttiden frem til målestedet og dispersionen ikke var kendt, blev det besluttet i dette første rør at foretage tilsætningerne med 1 times mellemrum i området fra vandoverfladen og ned til ca. 20 m under overfladen. Det viste sig, at der kunne registreres sporstof fra flere af disse injektioner, men på grund af en stor udbredelse i tid af sporstofskyerne, kunne de ikke med tilstrækkelig sikkerhed adskilles fra hinanden. Det kunne dog konkluderes, at lækageområdet sandsynligvis lå ca. 6 m under vandoverfladen. Transporttiden fra boring til målestedet blev fundet til ca. 4 timer, beregnet som sporstofs skyens tyngdepunkt, og spredningen i tiden fra skyens start til slut var ca. 2,5 timer.

For at få en sikker adskillelse ved målestedet af de enkelte injektioner, blev de efterfølgende derfor foretaget med 2.5 - 3 timers interval og udført i et 2 x 2 m netværk omkring den første boring i dybder indtil 12-16 m under vandoverfladen. Efter knapt 50 doseringer af sporstof var der fundet et område på ca. 4 x 4 m, inden for hvilket sporstoffet nåede mest koncentreret og hurtigst frem til målestedet (skyens tyngdepunkt lå ca. 3 3/4 - 4 timer efter dosering). Et eksempel

på en registreret sporstofkoncentrationskurve er vist i fig. 2 og en skematisk oversigt over alle resultaterne er vist i fig. 3.

Der blev herefter udført 4 boringer, som lå midt mellem tatkærnen og den første række i det formodede lækageområde. Afstanden mellem disse boringer var 1 m, og det samme var afstanden i dybden mellem doseringerne af radioaktivt sporstof. Målingerne viste, at lækagevandets strømning koncentrerede sig omkring et ca. 1 x 1 m område i en dybde ca. 4 m under vandoverfladen.

Man begyndte umiddelbart herefter et tætningsarbejde ved injektion af bentonit og cement i kærnen i dette område.

Sporingsarbejdet såvel som tætningsarbejdet var stærkt generet af det tiltagende hårde vintervejr (-10 grader, stærk blæst, snestorm), men det lykkedes at spore lækagen i løbet af 7 døgn og at tætte den tilstrækkeligt i de følgende dage. I den efterfølgende sommerperiode blev der udført et stort antal injektioner til yderligere sikring af kærnen i det område, hvor lækagen var påvist.

VITTJÆRV DÆMNINGEN.

Ståningshøjden ved denne dæmning er kun ca. 6 m og konstruktionen er en kombination af jordfyld og betonkonstruktion. I hovedtræk er der udført en lodret udstøbning i en gravet rende i det sedimenterede og sprækkede lag fra elvbunden og et stykke ned i det underliggende bjerg. Fra denne lodrette "mur" er der støbt en betonplade, som 10 m nedstrøms indgår i dæmningskonstruktionen af beton, som her er funderet på det fast aflejrede materiale i elvbunden.

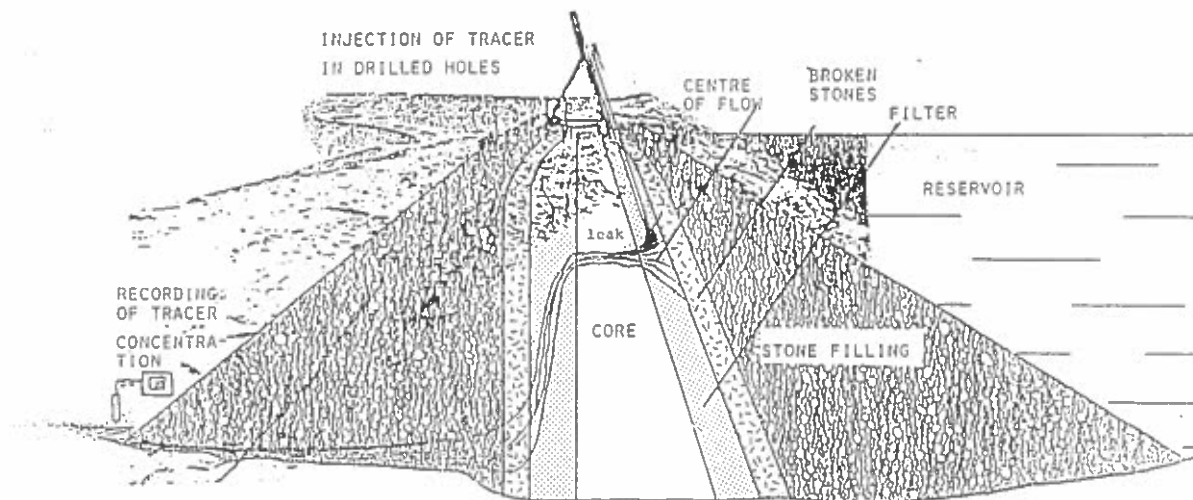
Gennem flere år var der konstateret udtrængning af lækagevand på dæmnings nedstrøms side i et område såvel over som under vandet. 6 steder i dette strømnede vand blev der anbragt radioaktivitetsdetektorer forbundet til registrerende måleinstrumenter, hvorefter der blev udført et stort antal injektioner af radioaktivt sporstof i boringer, som først blev udført i den del af dæmning, som ligger over vandet.

På denne måde blev lækagevandets vej gennem konstruktionen kortlagt i området nedstrøms den vandrette betonplade. Herefter blev der fra pontoner i elven udført sporstofinjektioner i elvbunden på opstrømsiden af den lodrette betonmur i et stort område ud for et muligt gennemtrængningssted. Det kunne tilsidst udelukkes, at lækagen skyldtes en fejl i denne del af konstruktionen.

Ved hjælp af dykkere blev der så foretaget antal 50 mm gennemboringer af den vandrette betonplade på 6 m dybde umiddelbart opstrøms dæmningen. På grund af differenstrykket over denne plade, var det et kompliceret arbejde, hvor der umiddelbart efter borets gennembrud blev anbragt en tæt prop i hullet. Proppen var udformet som en ekspansionsprop med en central rørgennemføring. Til dette rør blev sluttet et slange, som blev ført ind til dæmningen og hvorigennem nedspuling af radioaktivt sporstof kunne foretages.

Det lykkedes på denne måde systematisk at følge vandstrømmen i konstruktionen frem til en lækage helt inde ved den ene bred. Vandet strømmede over 50 m under betonpladen på langs af dæmningen.

Dette sporingsarbejde blev udført i flere perioder i 1983-1984. Det blev påbegyndt sensommeren 83 og afbrudt på grund af arbejdet ved Suorva. Det blev derefter genoptaget og afsluttet i 1984.



SUORVA DAM

fig 1, Tværsnit af Suorva dæmningen

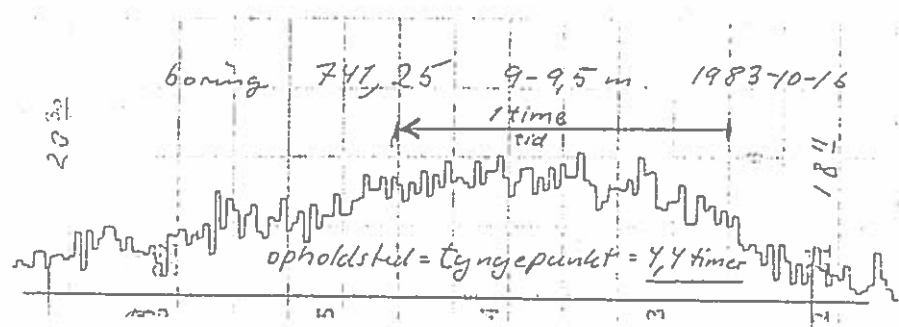


fig 2. Registreret sporstof koncentrationskurve

Oversigt over resultater fra yderste række boringer.

Registreret sporstof:

Signaturer

— svagt, udbredt
 (tydeligt, men udbredt
 ^ tydeligt ret koncentreret
 ^ mest koncentreret
 de anførte tal angiver skønnet transporttid frem til målestedet

Boring	744	743	742	741	740,5	740	739,5	dybde m
								6
				4 (4 1/4 (4 (7
					4 (8
	> 5 (~ 5 (~ 4,5 (4 (4 (4 1/2 (4 (9
					3 3/4 ▲		4 (10
	> 5 (~ 5 (~ 4,5 (3 3/4 (3 3/4 (4 1/4 (4 (11
					4 (4 (4 (12
	> 5 (~ 5 (~ 4,5 (3 3/4 (4 (4 1/2 (4,5 (13
							5 (14
						~ 5 (15
						~ 5 (16
								17
								18
						> 5 (19
								20

fig 3. Skematisk oversigt over måleresultater, Suorva.



LANDSVIRKJUN

THE NATIONAL POWER COMPANY

REYKJAVÍK, ICELAND

DAMS IN ICELAND

February 1986

Páll Ólafsson
Head of Construction Department

February 1986

DAMS IN ICELAND

1. INTRODUCTION

Dam building in Iceland appears to be almost as old as the settlement of the country. The first written account of dam construction in Iceland is found in the Sagas in connection with the establishment of Althing the old Icelandic parliament in the year 930 A.D. According to the Sagas it was decided to divert the river Öxará into the parliamentary area. The first known Icelandic dam was thus apparently built to provide a aesthetically more pleasing environment for our first members of parliament and perhaps also to provide convenient water supply and sanitary facilities.

From the 10th century until beginning of this century little evidence on dam construction can be found. The use of water wheels and water mills never became wide spread in Iceland like in many other European countries. It is first with introduction of electricity and construction of hydroelectric facilities, that dam building developes.

It is convenient to divide the development of dambuilding in Iceland into two eras:

1. Early projects 1915-1965
2. Major dams constructed after 1965

Each era has it's own characteristics and technology. Here we will deal only briefly with the dams built during the first period and show some examples of design and construction of these dams. The main emphasis will be on dams constructed after 1965 which are all located in the Thjórsá-Tungnaá basin in south central Iceland.

2. EARLY PROJECTS 1915-1965

In the beginning of this period two river diversion projects were executed which, compared with the techniques and equipment available at that time, were major undertakings. Location of

these two projects is shown on Figure 1. The Markarfljót project was started in 1910 and the purpose of the work, was land reclamation. In 1933-34 a major effort took place, when a 2000m long dike was constructed by hand tools only and up to 200 men worked on this construction. The project was not finished until 1946 .

The other major river diversion project that took place during this period was the Flóa and Skeið irrigation project. Glacial water from Hvítá and Thjórsá rivers, rich of suspended materials, were diverted through canals across the flat lowlands for irrigation and fertilizing purposes. Only small inlet dams and minor dikes had to be built. Work on this project started in 1917, and here the first mechanical excavator in Iceland was employed in 1919. Remarkable about this project are the quantities excavated by hand. For instance in the summer of 1917 during a work period of 4 to 5 months 45.500 m³ were excavated.

Except for these projects all dams constructed during this period were for local hydroelectric power production, most of them were small concrete gravity dams.

First generating of electricity by waterpower in Iceland took place in the town of Hafnarfjörður 1904. However, the use of electricity developed slowly and it is not until 1921 that the first hydroelectric plant for the town of Reykjavík was inaugurated by King Christian X of Denmark and Iceland. This plant is in the river Elliðaár which flows through the middle of the town and happens also to be one of the best salmon catching rivers in Iceland. The river is dammed with a low concrete dam and the water diverted along a wooden penstock to the plant. This beautiful plant is still in operation and the 3 MW capacity is today sufficient for the street lights of Reykjavík.

The demand for electricity increased rapidly in the forties and larger hydroelectric plants had to be constructed to provide power for the two main population centers in Iceland, Reykjavík and Akureyri. At the same time many minihydro stations were erected all over the country to supply villages and farms with electricity.

In the following sections of this chapter a brief descriptions of the two most important hydropower developments that were realized during the period from 1915 to 1965 are presented. A short description of the Skeiðfoss dam is also included since this dam is the largest dam built during this period and the

first dam in Iceland that was classified as a large dam according to ICOLD specification.

2.1 Sog projects

The river Sog is the natural outlet of Thingvallavatn, Iceland's largest lake of 83 km². The total catchment area is approximately 1200 km². However, the total surface inflow to lake Thingvallavatn is only of the order of few cubic meters pr. sec. Most of the inflow to lake Thingvallavatn is groundwater, which leads to a very uniform discharge pattern thus minimizing the need for storage volume. The average flow of the Sog river is 80 m³/sec.

In the period 1936-1959 three power plants were constructed on the river. Location and layout is shown on Figure 2. Two of these plants, the Ljósafoss Plant, 15 MW, which has been in operation since 1938, and the Írafoss Plant, 48 MW, in operation since 1953 are basically run of river plants. Small concrete dams provide intake ponds for the plants. Associated with construction of the third plant Steingrímsstöð, 26 MW, in operation since 1959, is a small concrete dam with regulating gates that permits approximately 1,0 m seasonal fluctuation of the waterlevel in Thingvallavatn lake. No special problems arose during construction of these dams, but ice accumulation has occasionally disturbed the operation of the stations during winter time. The Sog plants were built jointly by the City of Reykjavík and the State of Iceland.

2.2 Laxá projects

The Laxá projects, shown on Figure 3, were built by the town of Akureyri and the State of Iceland for electric power supply to Akureyri and north-eastern Iceland. The Laxá river originates in Mývatn, Iceland's third largest lake of 36 km². The river flows along the narrow Laxá valley which is the site of the power development. The average discharge is about 35 m³/sec. The bottom of the valley is covered by a 2000 years old lavaflow originating within the lake Mývatn area.

The first power plant Laxá I, 5 MW, was built during the years 1938-1939. A low concrete gravity dam with spillway

provides a small intake pond and a wooden penstock leads the water to the station.

The second plant Laxá II, 9 MW, was built during 1950-1953. The dam is a concrete gravity dam about 10 m high at the maximum section and has some interesting features worth describing in details. It is founded on the young lava covering the valley bottom. At both margins the lava overflowed loose scree material from the valley sides. On the west side difficulties were encountered during the construction of the dam. Leakage occurred at the contact between the lava and the underlying loose material. In this area the excavation for the dam reached some 5 m below the river bed. Grout tubes were left in the dam concrete in case grouting would become necessary. Some leakage was observed during the first months of operation but it disappeared within a year.

Figure 4 shows a plan view and some cross sections of the Laxá II dam. The crest length of the dam is 110 m. On the west side there is a 35 m long overflow weir and next to it is a gated spillway with a radial overflow gate. The dam is provided with a bottom outlet and icesluicing gate with a vertical gate that slides down. The intake is on the east side of the dam and is separated from the main pond by an intake wall thus creating a separate intake pond. In the intake pond there is a bottom outlet and wooden bulkhead overflow.

It is clear from the above description that the dam is unusually well equipped as regards spillways and outlets. The reason is that the Laxá river is notorious for slush ice and sand bedload. The design of the dam was the first major attempt in Iceland to tackle these problems with sluicing and flushing facilities.

The last power station, Laxá III, 9 MW, was finished to its present stage in 1973. In the original design a relatively high dam to alliviate the ice and sand problems was foreseen. However, because of environmental concerns the plans to build the dam had to be abandoned. The underground powerhouse was designed for two turbines but only one was installed.

2.3 The Skeiðfoss dam

The first large dam according to ICOLD classification built in Iceland was completed in 1945. This dam is a part of the Skeiðfoss project in North Iceland intended to provide the town of Siglufjörður with electricity. The town of Siglufjörður and the State of Iceland jointly built and own the plant.

The dam is 20,5 m high with a crest length 114 m. Thereof are 24 m cutoff walls, 50 m gravity dams and the remaining 40 m and highest section consists of a buttress dam. Figure 5 shows location, longitudinal section and characteristic cross sections. Total amount of concrete used in the dam was approx. 5600 m³. For the buttress plates 360 kg/m³ of cement was used but for other parts of the dam 280-300 kg/m³ were used. The east abutment was founded on moraine and 3-4 m deep concrete cut off wall was made for seepage control. The rest of the dam was founded on a low quality basaltic rock or breccia with a shallow cut-off wall under the gravity part of the dam.

The contract for the work was signed in 1942 and work started the same year at the site with construction of access roads. The main part of the construction work did not take place until 1944, mainly because of the World War II. By this reason there was a shortage of steel and timber and the penstock leading from the dam to the powerhouse was built of reinforced concrete.

2.4 Final comments on the 1915-1965 period

In addition to these three mentioned projects, a number of small dams in connection with hydroelectric projects were executed during this period in other parts of the country of which the most important are: 1) Andakill project 7,9 MW in West-Iceland. 2) Mjólká project 8,1 MW in Northwest-Iceland which is the only high pressure power plant in the country with 500 m head. 3) Thverá project 1,7 MW in North-Iceland with the only archdam in Iceland 11 m high. 4) Grímsá project 2,8 MW in East-Iceland. The dams for these projects are of little interest and will not be described further.

The Sog and Laxá hydropower projects are located at the outlets of the Thingvallavatn lake and Mývatn lake, the largest and most beautiful lakes in Iceland. These lakes

are both in lava fields rich of beautiful rock formations and the surroundings display an immense beauty. The ecologic life in and on the lakes is unique, they are both rich of trout and the bird life at Mývatn has a special attraction. Development of power plants on the rivers has fortunately not disturbed these conditions. For this a credit has to be given to the designing engineers considering that these plants are built before the environmental concern of today had emerged.

By the end of this period Iceland had become fully electrified, mostly by hydroelectric power, including 85% of farms with access to electricity from local networks. Seasonal shortage had to be met with dieselgenerators as the local power stations were not interconnected. Installed capacity 1965 was 123 MW in hydroelectric power plants and 48 MW in fossile plants with the yearly electricity production about 700 Gwh.

3. MAJOR DAMS CONSTRUCTED AFTER 1965

Iceland has considerable resources of hydro and geothermal power. It is estimated that the easily harnessable hydropower is approximately 30.000 Gwh and the geothermal is about 20.000 Gwh.

In the early seventies the Government of Iceland therefore made plans to promote power-intensive industries. For this purpose larger hydroelectric projects had to be provided. Master plan studies had shown that the most feasible and economical projects could be developed in the Thjórsá-Tungnaá basin in South Central Iceland. Figure 6 shows a general map of the basin.

Landsvirkjun, (The National Power Company), was established in 1965. The company was in the beginning owned by the State of Iceland and the City of Reykjavík and later (1983) the Town of Akureyri joined as an owner. The main objective of Landsvirkjun is to construct and operate power plants and main transmission lines and to sell electric power wholesale to local utilities and industrial firms. The first major project constructed by the company was the 210 MW power plant in the Thjórsá river at Búrfell.

Ideas about the development of the Thjórsá-Tungnaá basin are not new. In 1918 the Norwegian engineer Sætersmoen made some initial studies of the area and presented ideas for the

construction of several hydropower plants and among these are plans that are in many ways similar to those that were finally used when development started in the 1960os. Sætersmoen foresaw the use of the lake Thórisvatn as a major storage reservoir in the basin. In the fifties planning work was resumed and since that time masterplans for the basin have been periodically updated and modified.

Figure 7 show a schematic cross section through the Thjórsá-Tungnaá basin. In the World Register of Dams 1985 there are listed 10 large dams constructed in the basin since 1965. Figure 8 shows the main characteristic of the dams.

Below the main features of these dams will be discussed with emphasis on the special problems that are associated with design and construction of dams on glacial rivers and young lavafloes. Before continuing a brief summary will be given on the hydrology and geology of the basin.

3.1 Hydrology of the Thjórsá-Tungnaá basin

Two main rivers, Thjórsá and Tungnaá rivers, form the Thjórsá-Tungnaá basin (see Figure 6). Both of these are glacial in origin, Thjórsá originating from the Hofsjökull glacier, and Tungnaá from the Vatnajökull glacier which is the largest glacier in Europe 8.300 km². A third glacial river is present in the basin, the Kaldakvísl river also originating from the Vatnajökull glacier. These three river join in the basin and only Thjórsá river leaves it. The total catchment area is 6.400 km² and the annual mean precipitation is approximately 1500 mm. A characteristic of these glacial rivers is an uneven flowpattern. Winterflow is far less than summerflow and thus large reservoirs are needed for flow management. In winter formation of sludge and bottom ice is frequent especially where the riverbeds are wide and shallow, which occasionally leads to damming of the rivers and dangerous step-bursts. In summer especially they carry a heavy load of sand, silt and suspended materials.

The following table shows the main flow characteristics of the above three main rivers in the Thjórsá-Tungnaá basin in m³/sec.

	Thjórsá	Tungnaá	Kaldakvísl
Average flow	312	176	31
Typical winter flow	150	90	17
Typical summer flow	450	200	40
Max. recorded flow	1470	513	383

The above values were evaluated for the period 1950-1980. The flow in Tungnaá is recorded below the confluence with Kaldakvísl, and the flow in Thjórsá is recorded below the confluence with the other two rivers. The values have been corrected for the influence of river flow management by the development of the basin. The maximum recorded flow is the maximum daily average recorded during the above period, it is not the maximum peak value of flow.

The eastern part of the basin consists of highly permeable bedrock and therefore almost all precipitation is carried away as groundwaterflow towards Tungnaá river. In the western and northern parts of the basin the bedrock is less permeable and there several small tributaries join the Thjórsá river.

With the completion of the Thórisvatn project in 1972 the Kaldakvísl river was diverted to lake Thórisvatn and an outlet from the lake constructed, thus creating a 1000 G1 reservoir for winter storage. In 1981-1985 the development of the Kvíslaveita project has increased the inflow to lake Thórisvatn by diverting several small tributaries to Thjórsá to the lake.

3.2 Geology of the basin

Figure 9 shows a geological map of Iceland. The Thjorsá-Tungnaá basin lies a little west of the eastern Neovolcanic Zone in Iceland. This zone is the surface continuation of the Mid-Atlantic Ridge that forms the spreading center between the American and European plates. Geological map of the Thjorsá-Tungnaá basin is shown on Figure 10. The basin is characterized by young volcanic rocks that lie unconformably on top of the older rock formations exposed to the west. The young rock formation consists of basically two types of basaltic rocks:

- 1) Moberg
- 2) Postglacial lavaflovs.

Moberg is formed by subglacial fissure eruptions during the Pleistocene period. It forms typically ridge structure that are 3-10 km long and less than 1 km across. The moberg is fragmented basaltic rock which contains tuff, pillow lavas, cubejointed basalt fragments and almost any combination there of.

Postglacial lavaflovs originate from fissure eruptions within the Neovolcanic Zone. In the basin 10 separate flows have been identified, the youngest being about 2500 years old. The tops and the bottoms of the lavas are usually very scoriaceous and therefore highly permeable. The individual lavas are separated by interbeds, which are thin (0-5 m) sedimentary layers of sand, volcanic ash and loess.

The lavas have piled up against the moberg ridges which have formed barriers for the flow of the lavas through the basin. The lavas would pile up against the moberg ridges and overtop or bypass them thus gradually burying the ridges.

The lavaflovs have probably drastically altered the river courses in the area. The rivers tend to flow along the lava margins. The moberg ridges have not proven to be permanent obstacles to the rivers which have managed to cut deep canyons through. It is the closure of these canyons by dams that has provided head for energy production in the area.

3.3 The Búrfell dam

The Búrfell dam was completed in 1969 as a part of the Búrfell project which was the first major project in the Thjórsá-Tungnaá basin. Figure 11 shows the project layout.

The dam is an earth and rockfill dike constructed with a sloping core. Figure 12 shows typical cross sections of the dike. Since Búrfell project was the first major development scheme, extensive studies of construction materials were carried out. According to the initial plans moraine was to be used as the impervious sealing element for the dike, but suitable moraine could not be found in

sufficient quantities. It was therefore decided to utilize topsoil which in Iceland is a loess material. A suitable borrow area was located approx. 15 km from the project site. For filters river gravels were used, and rockfill was obtained from required excavations within the project.

Foundation treatment was of mainly two types: Under the eastern part of the dam, founded on lava and under the middle section founded on the old bedrock (Figure 11), 5 m deep consolidation grouting and 10 m deep curtain grouting was performed. The western part of the dike was also placed on a postglacial lava, but in this area a slurry trench was excavated through the lava and underlying interbed down to the bedrock below to provide a positive cut-off. This was done by blasting and excavating with a large dragline shovel.

An unusual feature of the Búrfell dike is the diversion intake structure. This structure was designed to prevent ice and sand from the river from entering the intake reservoir and passing these materials downstream via the ice sluice canal.

The Búrfell power plant has presently been in operation for 16 years. During this time some problems with ice have occurred almost every winter. However, the ice sluicing facilities have performed satisfactorily and only once has ice jamming at the intake completely shut down the plant. The amount of water required for the sluicing has been considerable, sometimes up to 40 m³/sek.

The sand sluicing has been successful in removing a large portion of the river bedload. However, mainly because of large quantities of suspended materials it was necessary in 1973 to start dredging of sand from the intake reservoir, to maintain flow to the power plant during the winter. Until now the dredge has operated every year during the period when the reservoir is free of ice and the average quantity of material pumped up to now is approx. 800.000 m³/year. The quantity is expected to decrease with time because of the Sultartangi dam upstream of Búrfell. The sand sluices in the intake structure were inspected for the first time in 1979. Extensive repairs had to be performed because of erosion of concrete in sluices. Repairs were made using steelfibre reinforced concrete and rubber mats. No inspection has taken place since the repairs were made.

3.4 The Thórisvatn project

Construction of the Thórisvatn reservoir project started in 1970 and was completed in 1972. Three dams are utilized to form the Thórisvatn storage reservoir and the natural waterlevel of the lake was thereby raised by 6.0 m to maximum elevation 577.

The Thórisós and Kaldakvísl dams are at the north end of the lake. The Kaldakvísl dam diverts the river Kaldakvísl into the Thórisvatn storage reservoir through the Kaldakvísl canal. The Thórisós dam is in the former outlet from lake Thórisvatn. Figure 13 shows a plan view of the dams. The Vatnsfell dam is a 33 m high concrete gravity dam founded on moberg in the outlet canal from Thórisvatn lake. It is a control structure with regulating gates. The canal is extended 500 m into the lake. The excavation of the canal into the lake proved to be extremely difficult due to unusual hydrogeological conditions, the discussion of which is beyond the scope of this paper.

The Thórisós dam

The Thórisós Dam is an earth and rockfill dam founded on a postglacial lava but the abutments are founded on tillite. The core material is morain borrowed in the vicinity. Filters are alluvial gravels from the nearby Kaldakvísl river. Shell materials and wave protection materials were obtained from the excavation of the Kaldakvísl canal which is excavated through a basaltic andesite formation. Figure 14 shows a typical cross section through this dam.

Heavy seepage was expected through the postglacial lava foundation. For seepage control a slurry trench was excavated down through the lava and underlying interbed. Extreme construction difficulties were encountered during the excavation and filling of the trench. The slurry trench was excavated in two stages: First drilling, blasting and excavation was done to a depth of 8 m. Then to provide a working platform for the equipment this trench was backfilled with gravel. The drilling of the lower part of the trench was then performed down through the fill by an overburden drill and the underlying lava loaded with explosives through the casings and blasted. A trench through the filter and the underlying lava and

interbed was then excavated and backfilled with slurry, a mix of moraine and Bentonite. The main equipment used for this operation was a 180 t dragline and a 50 t hydraulic backhoe.

The Kaldakvísl dam

Figure 15 shows a cross section of the dam. The dam is an earth and rockfill dam with a gated bottom outlet and a broad concrete overflow weir. The dam is founded on old basaltic bedrock. The core material is moraine borrowed in the vicinity, as were the alluvial gravel filters. Shell material was obtained from the bottom outlet canal and from the Kaldakvísl canal. Some alluvial gravel was also used. Consolidation grouting and an approximately 15 m deep grout curtain were made for seepage control.

Both the Kaldakvísl- and the Thórisós Dams have been in operation since 1972. The initial total seepage from the area was 1,5 m³/sec but has now reduced to 0.7 m³/sec as a result of the sealing effect of the suspended sediments in the glacial water. In 1972 a sinkhole appeared in the upstream face of the Thórisós dam. The cause of this was determined to be a washout of core material. The sinkhole was filled and no problems have occurred since this in the operation of the two dams.

3.5 The Sigalda dam

The Sigalda hydropower plant, 150 MW, was the second major project built by Landsvirkjun in the basin. Construction took place in 1974-1977. Figure 16 shows a plan view of the project. The dam's design is distinctly different from that of other dams in the area. The sealing element is an impervious upstream asphalt facing instead of the more conventional earthfill core. During the exploration phase extensive search for suitable core material took place. Both moraine and clay-silt materials were considered, but economical borrow areas could not be located in the vicinity.

The Dam is founded on two postglacial lava flows, and the right abutment ties in with the Sigalda ridge which consists of morberg. This ridge has functioned as a barrier both for lavas originating from the neovolcanic zone east

of the area and for the Tungnaá river thus forming a lake behind the ridge. The river however managed to cut a deep canyon through the ridge, and the old lake was drained. With construction of the dam the canyon was closed again and the old lake restored. The Sigalda reservoir therefore occupies the site of an old prehistoric lake and thick layers of clay-silt are in the reservoir area, covering and infilling the lavas.

The two dams that had been constructed on postglacial lavafloes in the Thjórsá-Tungnaá basin were the Búrfell dam and the Thórisós dam. In both of those dams the solution that had been opted for was a cut off by a slurry trench to reduce the seepage most of which was concentrated in the high permeability bottom scoria of the lava. This solution was unfeasible at the Sigalda damsite. In Sigalda the foundation consisted of a sequence of 3-4 lavas which made it virtually impossible to reach down to the underlying relatively impermeable moberg with a slurry trench.

It was decided to take advantage of the sediments of the prehistoric lake by tying the upstream impervious asphalt facing of the dam to the natural surface sealing element of the reservoir site.

The asphalt facing of the dam was tied to a concrete toe-wall, which was placed on the lava with little blasting or trenching, and the sealing of the reservoir bottom upstream of the toe-wall was restored by blanket of clay-silt material tying into the undisturbed natural sealing. In order to prevent short-path leakage a grout curtain was extended through the toe-wall generally 12 meters into the lava.

The grouting pressures used were 5-10 kg/cm² and the grout absorption reached an average of 1400 kg of solids per meter of borehole. A good closure of the grout curtain could not be achieved and therefore for further sealing blanket upstream of the dam was extended.

The bottom outlet was constructed in the old river channel and a concrete overflow spillway at the south end of dam was provided. An ice retaining structure was placed upstream of the spillway.

During excavation for the dam no particular problems were encountered. A few large silt and clay filled cavities

encountered. A few large silt and clay filled cavities were found and these were cleaned up by backhoes and filled in with concrete.

The dam fill material was moberg excavated from the headrace canal and a good balance existed between the quantities of excavated materials and the fill material.

Placing of the upstream asphalt membrane was considered to be a major challenge under the harsh weather conditions at the site. However, placing of the membrane proceeded without major difficulties and was completed on time. The paved surface of the dam was approximately 53.000 m². The asphalt membrane was placed in two layers. A 6-8 cm thick binder layer was placed on the compacted earthfill slope. On top of that a 10-12 cm thick impervious layer was placed. Finally a coat of mastic 0,5-2 mm was applied.

First test impounding of the reservoir took place in late 1976 and then a high piezometric level in the left abutment of the dam and heavy leakage was observed. During 1976 to 1984 extensive sealing of the reservoir bottom took place. This was accompanied by considerable research on groundwater behaviour in the area such as measurements of groundwater levels, temperature, chemistry, turbidity, and surveys conducted by radioactive isotopes and colour dyes measurements, side scan zonars and boomers. Based on the results of this work decisions regarding the sealing works were made.

The sealing work consisted of extensive blanket construction and filling in of sinkholes along the southern shore of the reservoir to seal off a highly permeable lava margin in this area. This operation gave good results. During two summer seasons a bottom dump barge was operated on the reservoir in an attempt to reduce the underseepage at the dam. The barge dumped sandy material to provide filter for the suspended material of the turbid glacial reservoir water. Although the initial sealing effect was moderate, it is believed that with time the barge operation will have very beneficial effect.

Figure 17 shows a cross section of the dam near the left abutment during the first impounding in 1976 and shows the same cross section in 1986 with full reservoir after several modifications had taken place as results of test impoundings. The total leakage from the reservoir area is now approximately 25 m³/s, but had been expected to be about 10-15 m³/s.

The asphalt membrane has functioned well. So far no damage related to ice has been noticed. Narrow cracks have formed mainly on daily or construction joints. Underwater inspection by divers has revealed no evidence of crack leakage. Uniform layer of mud is found to cover the upstream face below the lowest operational level of the reservoir. Above waterlevel the cracks have been regularly repaired, but this is a minor maintenance.

3.6 The Hrauneyjafoss dam

The third hydroelectric plant constructed in the basin is the 210 MW Hrauneyjafoss station constructed in 1979-1981. Figure 18 shows a plan view of the Hrauneyjafoss dam. The dam is founded on a postglacial lava except for the right abutment which is founded on moberg. For flood control a gated spillway is provided and the dam contains an emergency fuseplug separated from the rest of the damfill by concrete walls.

The difficulties experienced during the filling of the reservoir in Sigalda led to some alterations in the original design of the Hrauneyjafoss dam shown on Figure 19. First of all a more pessimistic view of the engineering properties of the postglacial lava flows was taken. Therefore more intensive geological investigation of the lava foundation in Hrauneyjafoss took place. This revealed that the lava was a much more complicated formation than had been assumed hitherto. In large areas the lava consisted of scoria and there the solid part of the lava with the characteristic columnar jointing appeared to be missing. Reasoning that the scoria areas within the lava might be extensive and that considerable reservoir leakage could take place, it was decided to build the dam with a plug in for an upstream blanket. The decision regarding the extent of the blanketing was then postponed pending results of test impoundings of the reservoir.

The grout curtain under the dam extends from the right abutment to approximately station 1600. As a result from experience obtained in Sigalda grouting pressures were greatly reduced down to 1-2 kg/cm². The curtain grouting was extended down through the scoria layer of the top lava through the intermediate sediment layer and to the top scoria of the underlying lava found at 20-25 m depth.

Figure 20 shows "as built" sections of the Hrauneyjafoss dam. These sections show that besides providing an upstream plug for a possible upstream blanket the dam cross section was also modified in other ways: The core configuration was changed to improve the constructability of the core trench. Complete excavation of the overburden under the downstream shell took place except in areas where the dam is low, and the extent of the blasted core trench was limited.

The initial plan was to obtain core material from the excavation of the diversion canal. Moraine was known to overlay the pillowlava forming the ridge through which the canal was excavated. However, the moraine in the canal excavation proved to be very hard and could not be broken down sufficiently for use as core material even with heavy landfill compactors. It was therefore necessary to search for core material outside required excavation and a suitable borrow area was found in the vicinity.

Filtermaterial was borrowed from the banks of a nearby river, Kaldakvisl, and no processing of the alluvial sandy gravels was necessary. Shell material used was pillowlava from the excavation of the diversion canal. Most of the wave protection material came from the excavation of the core trench.

The major problem in the construction of the Hrauneyjafoss dam was encountered in the excavation and foundation preparation for the dam. The lava surface proved to be much more irregular than anticipated. In places thick scoria extended almost down through the lava and no solid lava could be found to place the core on. In other places cavities were found under thin lava crust and elsewhere cylindrical pseudocraters formed chimney like cavities down through the lava. To obtain a suitable surface to place the dam fill on it was necessary to pour approximately 5000 m³ of levelling concrete in the core trench.

In spite of these difficult conditions the reservoir leakage has been within the limits predicted and the only operational problem has been some shoreline formation in the wave protection which requires maintenance.

3.7 The Sultartangi dam

The Sultartangi dam was constructed in 1982-1983. Location of the dam and a plan view are shown on Figure 21. The main purpose with construction of the dam was to provide additional storage and accumulate sludge ice from upstream. Thereby the amount of water required for ice sluicing at the downstream Búrfell plant was reduced and the energy production of the plant increased during winter. The dam will later become a part of the future Sultartangi power station.

Typical cross sections of the dam are shown on Figure 22. The dam is almost exclusively founded on a postglacial lava. Only the right abutment which is furthest to the west is founded on the old bedrock. As the cross sections show the eastern part of the dam is a homogeneous body constructed mainly of river gravel found in the area and without a special sealing element. The spillway structure is a simple overflow weir formed by a concrete wall with retaining walls on each side. Safety fuseplug is also provided.

The western part of the dam with Type A section has a sloping core which is tied to a core trench upstream of the dam toe. Curtain and consolidation grouting was made in the core trench. The reason for this unusual position of the sealing element was twofold. Firstly, to ensure that the grouting works would not delay work on the damfill. Secondly, it might become desirable in connection with a power plant construction in the future at this site to reduce the underseepage although during an initial operation of the dam a considerable underseepage can be tolerated. An upstream location of the core trench is obviously an advantage in this case.

For core material both moraine and loess were utilized. Alluvial gravels were used as filters and also partly as shell materials. The remaining shell materials consisted of pillow lava obtained by ripping from the moberg formations in the vicinity.

During construction several problems were encountered. Perhaps the most difficult of these was the dewatering of the core trench. Another problem was encountered at the margin of the postglacial lava near the right abutment where soft sediments were found underlying the lava on top of the old bedrock. These sediments were partly peat, so

it was necessary to blast through the thin lava shell and remove the sediments to prevent possible settlement of the dam. This involved difficult dewatering problem and in the end the sediments were excavated under water and the refill placed by dumping into water.

Finally, securing fill materials with the right gradation proved to be considerable problem. However all materials could be secured without processing, but hauldistances were longer than anticipated.

The Sultartangi dam has been in operation since 1982 without particular problems.

3.8 The Kvíslaveita project

The purpose of the Kvíslaveita project shown on Figure 23 is to divert water from the Thjórsá watershed into lake Thórisvatn for increased storage. The project is presently not completed. The uppermost dam of the project will not be constructed until the power demand increases. Altogether 11 dams have been built in the project, the largest being about 300.000 m³ in volume. These are all earth and rockfill dams and a typical cross section is shown on Figure 24.

The geological conditions in the Kvíslaveita project are somewhat different from the conditions further downstream. The area is covered with thick deposits of moraine and the bedrock is only exposed in the areas where the moraine has been eroded away. The bedrock consists mainly of basalt and sandstone.

The dams are therefore mainly founded on moraine and only the highest sections are founded on rock. In the moraine a shallow core trench was generally excavated, and the bottom compacted under the fill. Where rock was exposed grouting was done and standard foundation preparation made. The sandstone in the area is fractured and the cracks are narrow hence they could not be sealed with standard cement grout and chemical grout(SIROC) was used.

Moraine was used as core material and in some cases even moraine excavated from the core trenches. Filtermaterial and shell material were obtained from old sand and gravel terraces. Blasted rockfill from canal excavation was placed as shell material and as wave protection on two

dams. For other dams quarried rock and to some extent stones, gathered by skimming the moraine surface with a rock rake, were used for wave protection. The grain size distribution of the material obtained from the old sand and gravel terraces was unfavourable. When this material was underlying the wave protection material it was necessary to separate these by heavy woven filter fabric to meet the filter criteria. A lighter fabric was used to separate the shell from the toe drains.

During construction no particular problems arose, and so far no problems in operation have been encountered

4. FINAL REMARKS

The large dams built in Iceland during the last 20 years are on glacial rivers and located near the eastern volcanic active zone of Iceland. The famous volcano Hekla is in the vicinity and has erupted 3 times during this period, but without harming the projects.

Most of the dams have been designed using the conventional pseudo-static approach for evaluating seismic safety. Due to possible earthquakes of magnitude up to 7 on the Richter scale in the southern seismic zone (see Figure 9) a reevaluation is in progress using modern dynamic methods.

The reservoir and dams are placed mostly on rather pervious postglacial lavas and above a brief description of solutions to the difficult foundation and seepage problems has been presented. It is interesting to note the changes in the dambuilding during this period and how experience gained at one site has been utilized for improvement on the design of the succeeding dams.

Intensive instrumentation has been provided for monitoring of the larger dams (Sigalda, Hrauneyjafos, Sultartangi and Kvislaveita). The groundwater levels at the damsites are measured regularly, the piezometer levels in the dams are automatically recorded, and an alarm system gives a warning in case of any abnormal changes. Precision levelling and survey of lateral movements is regularly performed.

The construction of the dams in the Thjórsá-Tungnaá basin has been necessary to meet the expansion of the hydro-electric power system in Iceland during the last 2 decades. Today

Landsvirkjun supplies the entire country with highvoltage electric power through interconnected transmission lines. By the end of 1985 installed capacity in Landsvirkjun's hydroelectric power plants was 682 MW and electricity production was 3500 Gwh thereof 1900 Gwh for power intensive industries.

Presently only about 12% of the economical hydropower potential of Iceland has been harnesses. It can therefore be reasonably assumed that several additional dams will be built in Iceland in the years to come.

REFERENCES

- Flygering P., Pálmason, P.R., Willey C.K.,
Slurry Trench Cutoffs through lava and
underlying Interbeds, Quest. No. 44, pp. 1-18.
Twelfth International
Congress on large Dams, ICOLD 1976.
- Jónsson, S., Sogsvirkjunin. Virkjun Ljósafoss 1935-1937.
TVFí., 1938
(The Sog project - Ljósafoss Plant 1935-1937
Journal of the Icelandic Engineering Society
1938).
- Langvad, K., Skeiðfossvirkjun TVFí 1945
(The Skeiðfoss Project. Journal of the
Icelandic Engineering Society 1945).
- Ólafsson, P., Kleiner, D.G., Pálmason, P.R.,
Design and Foundation Treatment for Control of Seepage
Under Hrauneyjafoss Earth and Rockfill Dam. Quest. No.
58. pp. 1385-1414.
Fifteenth International Congress on Large Dams
ICOLD 1985.
- Ólafsson, P., Pálmason, P.R., Thordarson, S.,
Instrumentation and Monitoring of Hrauneyjafoss
Dam Foundation.
Quest. No. 56 pp. 1555-1564.
Fifteenth International Congress on Large Dams
ICOLD 1985.
- Saemundsson, K., Outline of The geology of Iceland,
Jökull 29
pp. 7-28, 1978.
- Thorláksson, R., Laxá Kraftverk.
Teknisk ukeblad s. 433-446, 1955.
(The Laxa Project, Technical weekly Magazine in
Norway, pp. 433-446, 1955).

- Thorláksson, R., Ólafsson, P., Jóhannesson, P.,
The Sigalda Asphalt-Faced Rock-fill Dam.
World Dams Today '77 pp. 218-224.
The Japan Dam Foundation 1977.
- Thoroddsen S., Virkjun Laxár S.-Thing. 1949-1953
(Laxá II), Handrit, 1954.
(The Laxa II Project 1949-1953, "Manuscript 1954).
- Zoega, G., Skeiðaáveita TVFí 1923.
(The Skeida Irrigation Project, Journal of the
Icelandic Engineering Society 1923).

LIST OF CONTENTS

- Figure 1. Markarfljót and Flói-Skeið projects
- 2. Sog hydropower stations
- 3. Laxá hydropower stations
- 4. Laxá (II) plant dam
- 5. Skeiðfossvirkjun dam
- 6. General map of the Thjórsá-Tungnaá basin
- 7. Thjórsá-Tungnaá basin development
- 8. Large dams in the Thjórsá-Tungnaá basin
- 9. Geology of Iceland
- 10. Geological map of the Thjórsá-Tungnaá basin
- 11. Búrfell project
- 12. Búrfell dam
- 13. Thórisós and Kaldakvísl dams, plan view
- 14. Thórisós dam cross section
- 15. Kaldakvísl dam section
- 16. Sigalda project
- 17. Sigalda dam section
- 18. Hrauneyjafoss project
- 19. Hrauneyjafoss project, dam section, tender drwg.
- 20. Hrauneyjafoss dam
- 21. Plan view of Sultartangi dam
- 22. Sultartangi dam cross section
- 23. Kvíslaveita project
- 24. Kvíslaveita project, typical section of dam

MARKARFLJÓT AND FLÓI-SKEIÐ PROJECTS



LOCATION MAP

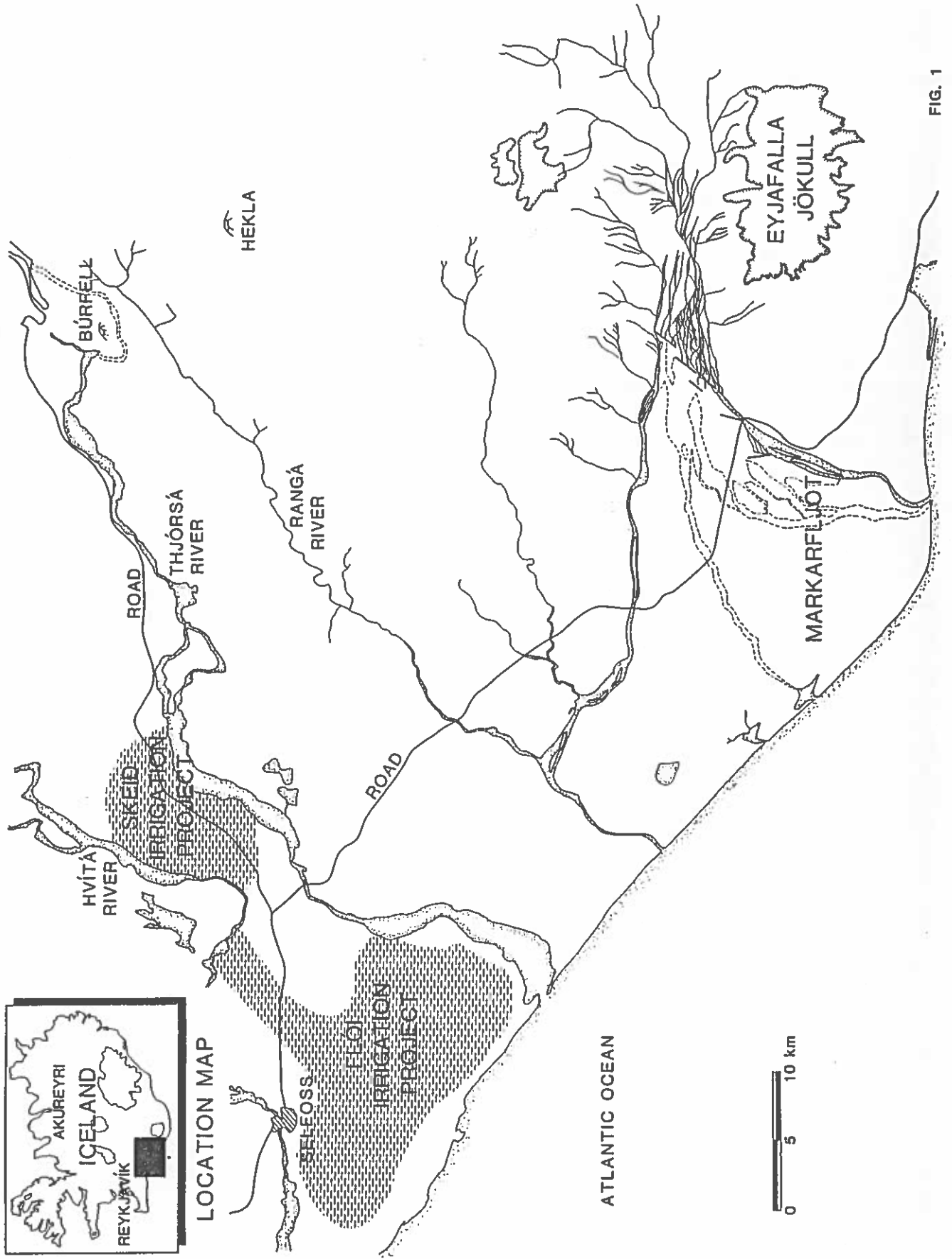


FIG. 1

SOG HYDROPOWER STATIONS



LOCATION MAP

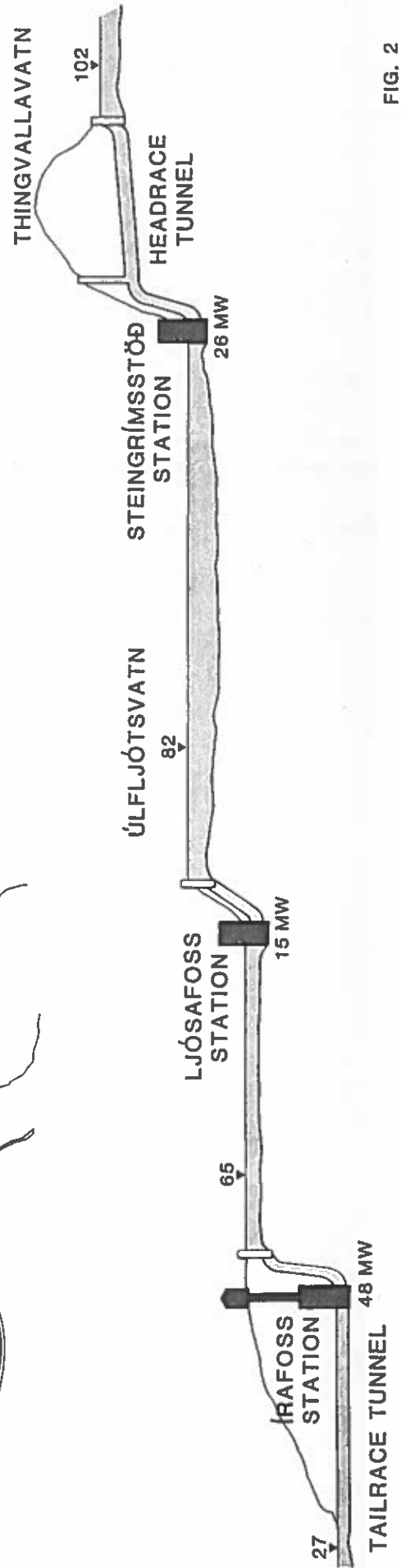
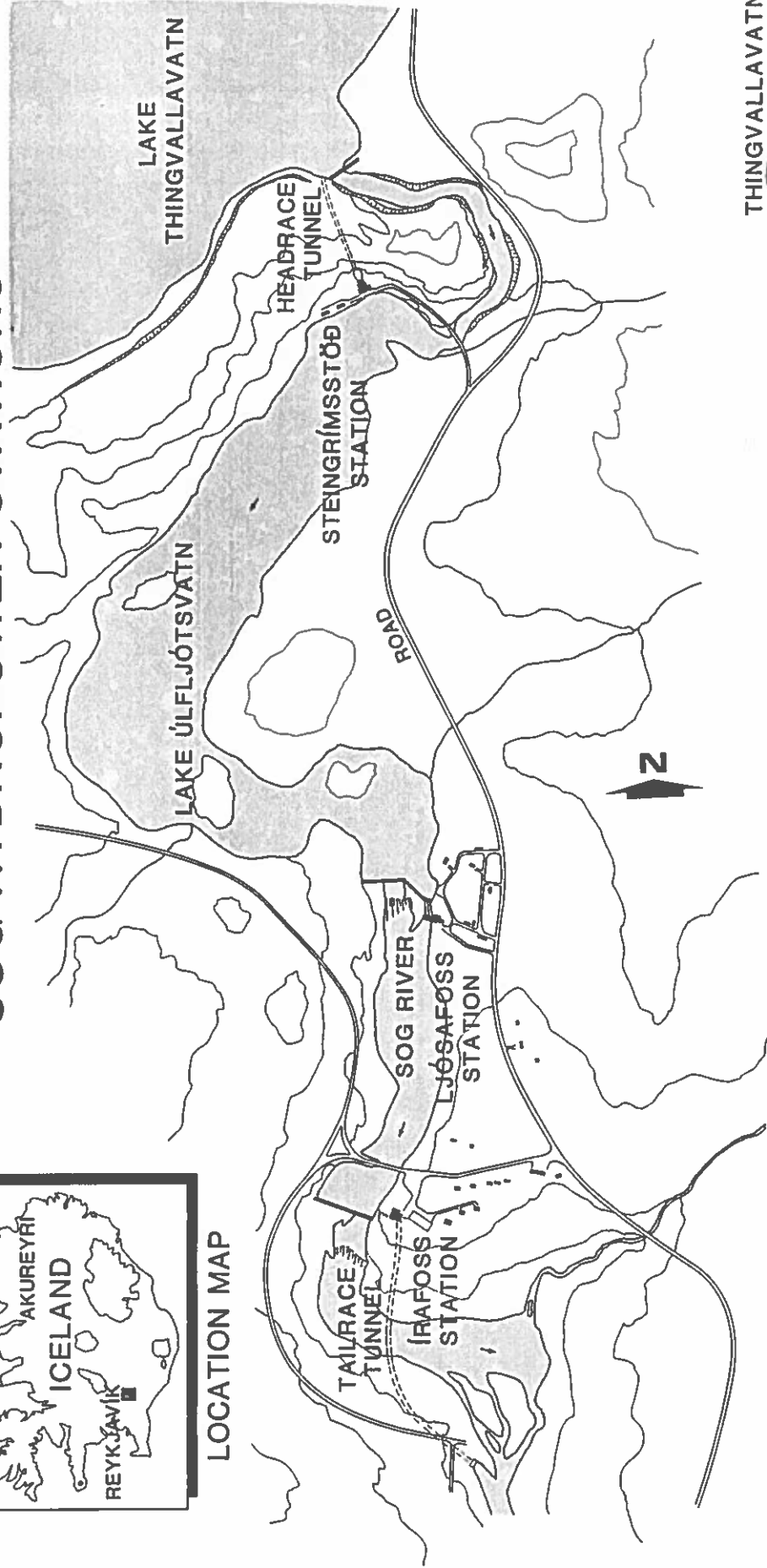


FIG. 2

LAXÁ HYDROPOWER STATIONS

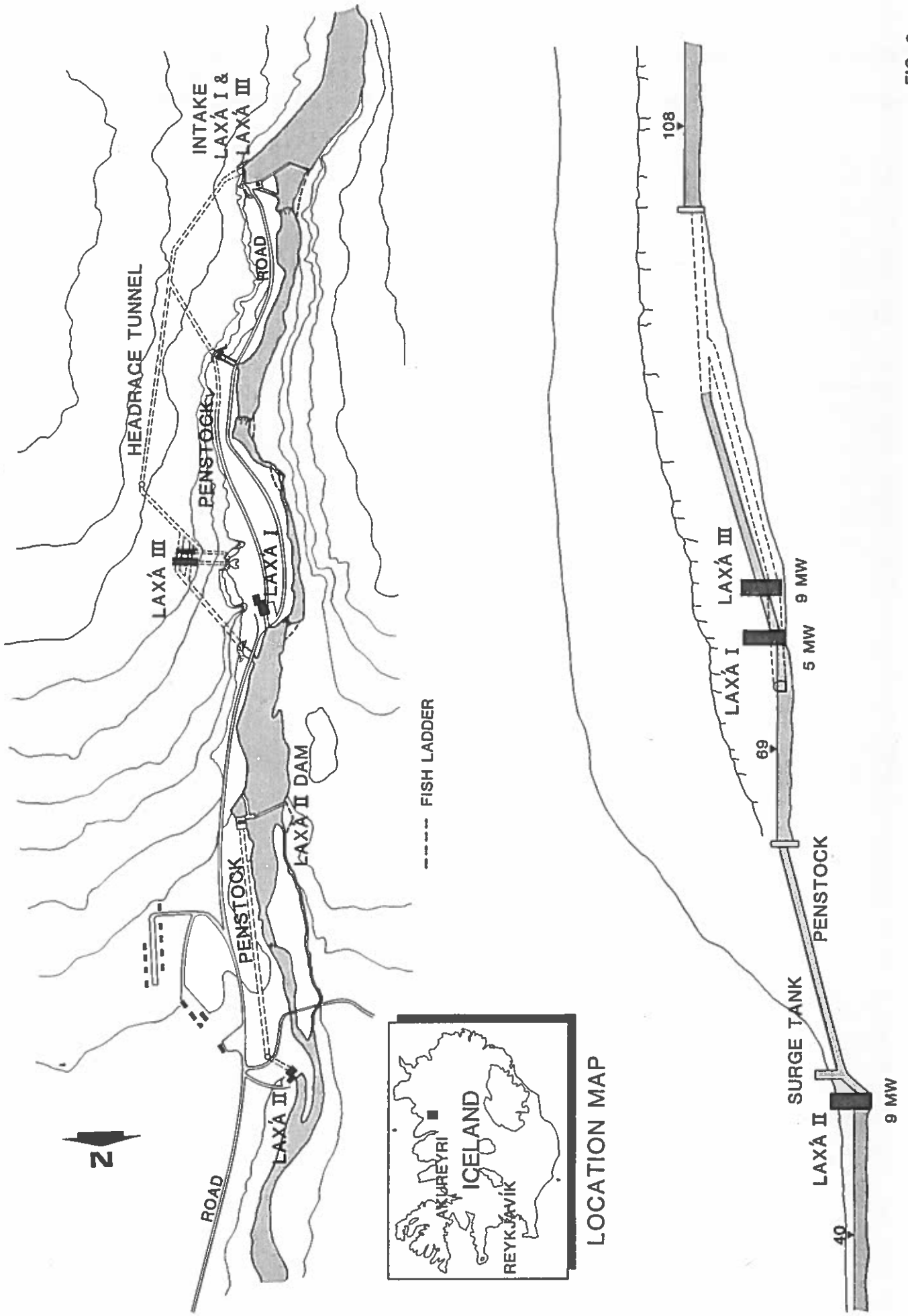


FIG. 3

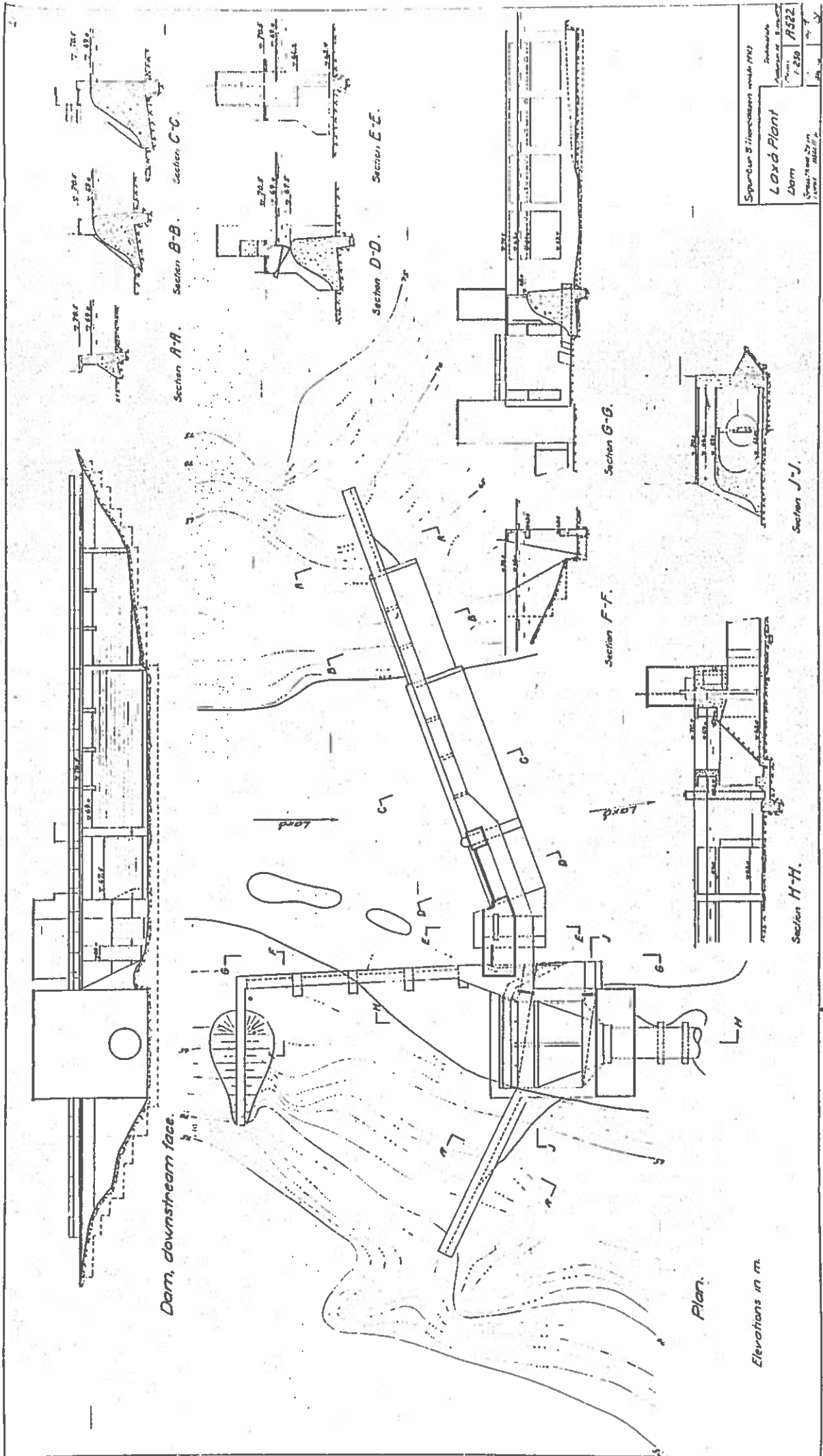


FIG. 4

SKEIÐFOSSVIRKJUN DAM

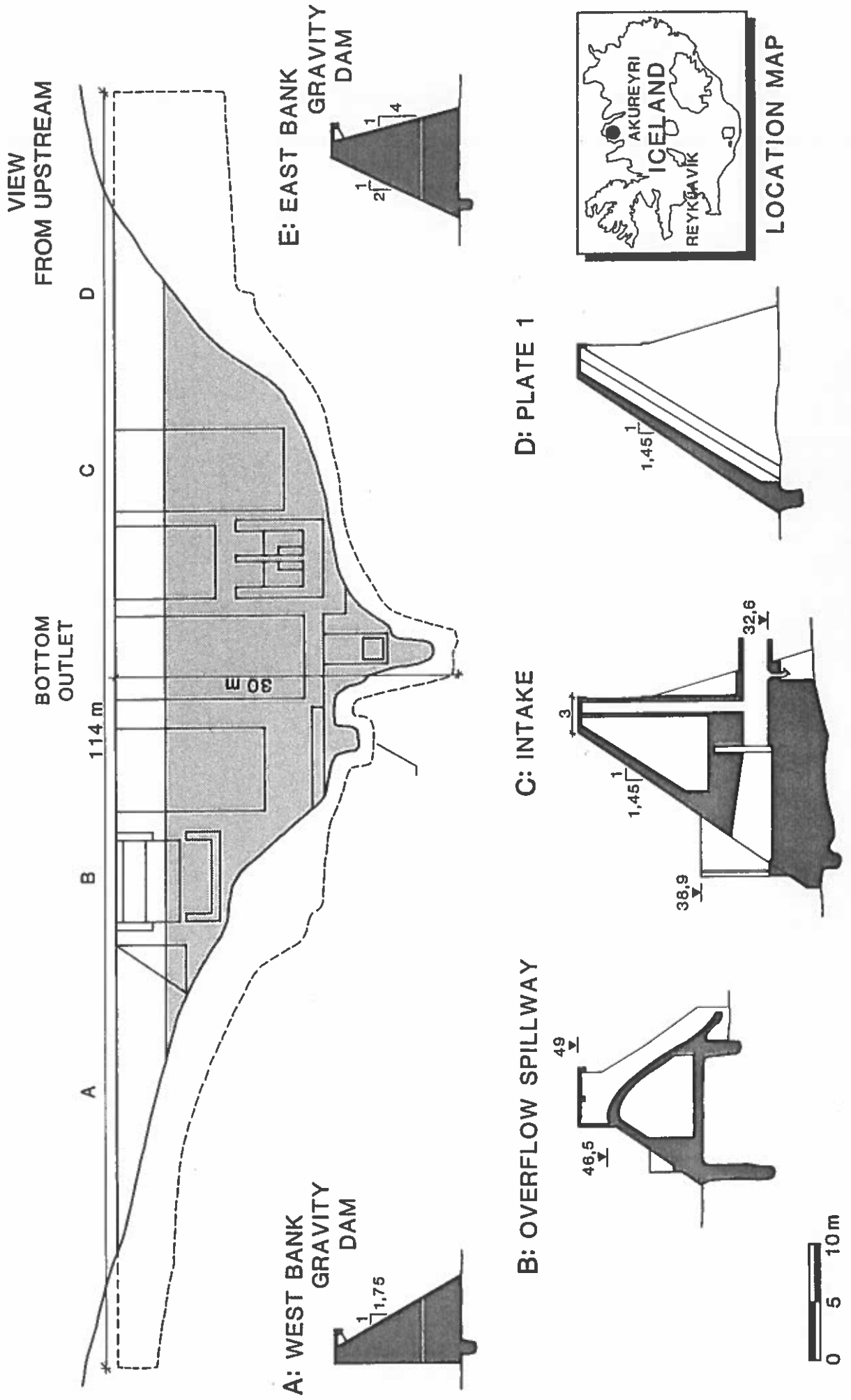


FIG. 5

GENERAL MAP OF THE THJÓRSÁ-TUNGNAÁ BASIN

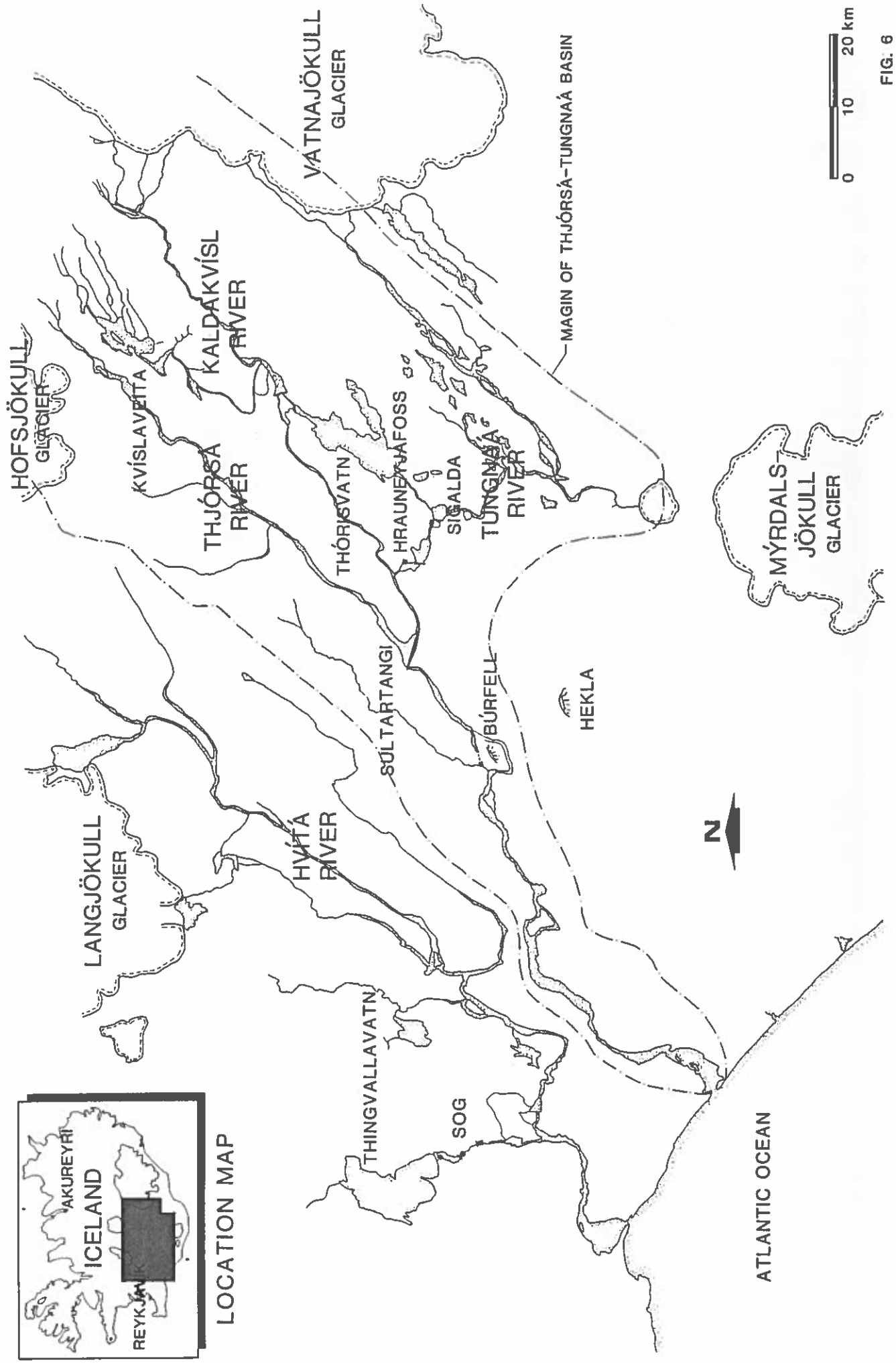


FIG. 6

THJÓRSÁ-TUNGNAÁ BASIN DEVELOPMENT

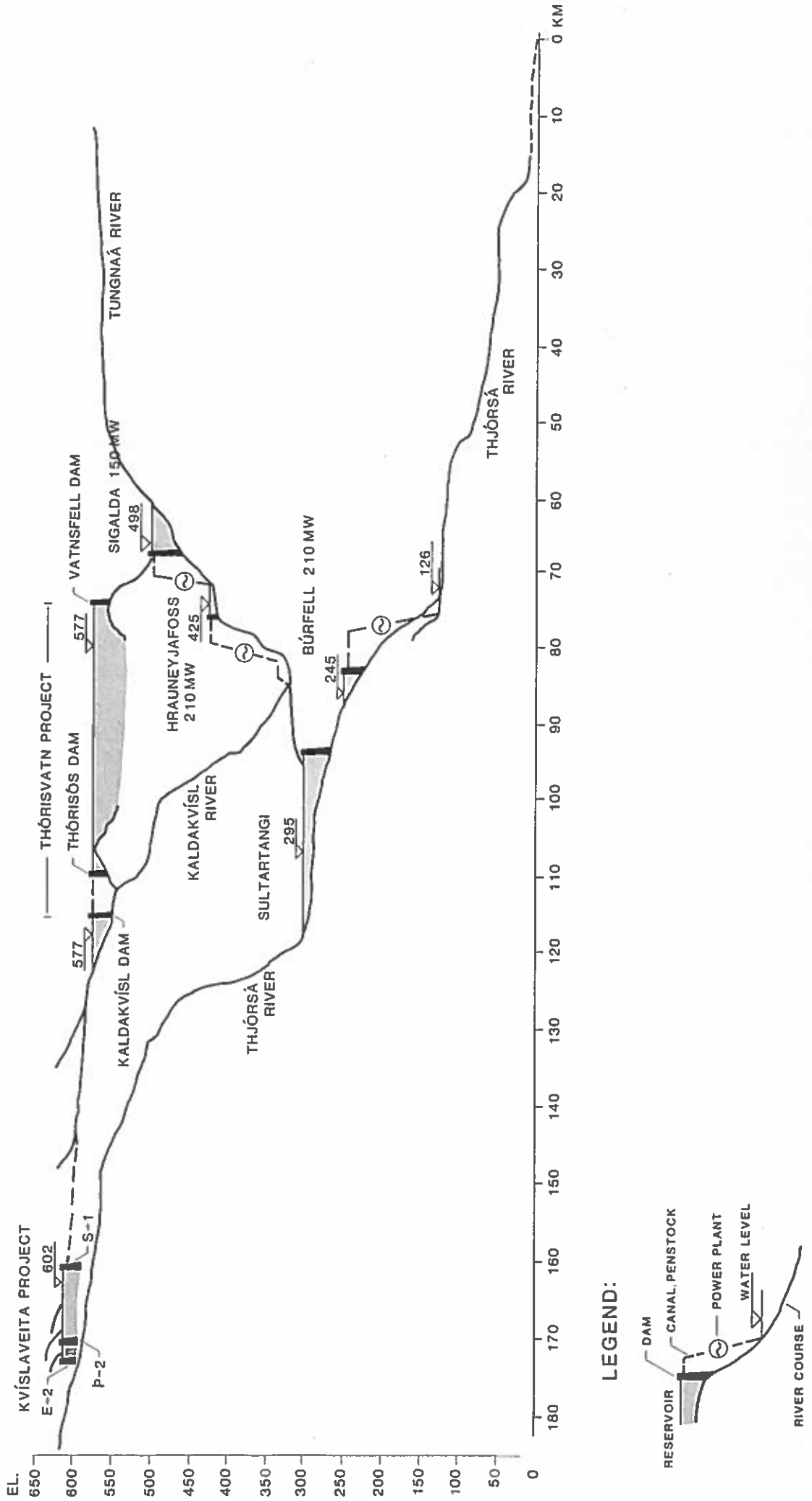


FIG. 7

LARGE DAMS IN THE THJÓRSÁ - TUNGNAÁ BASIN

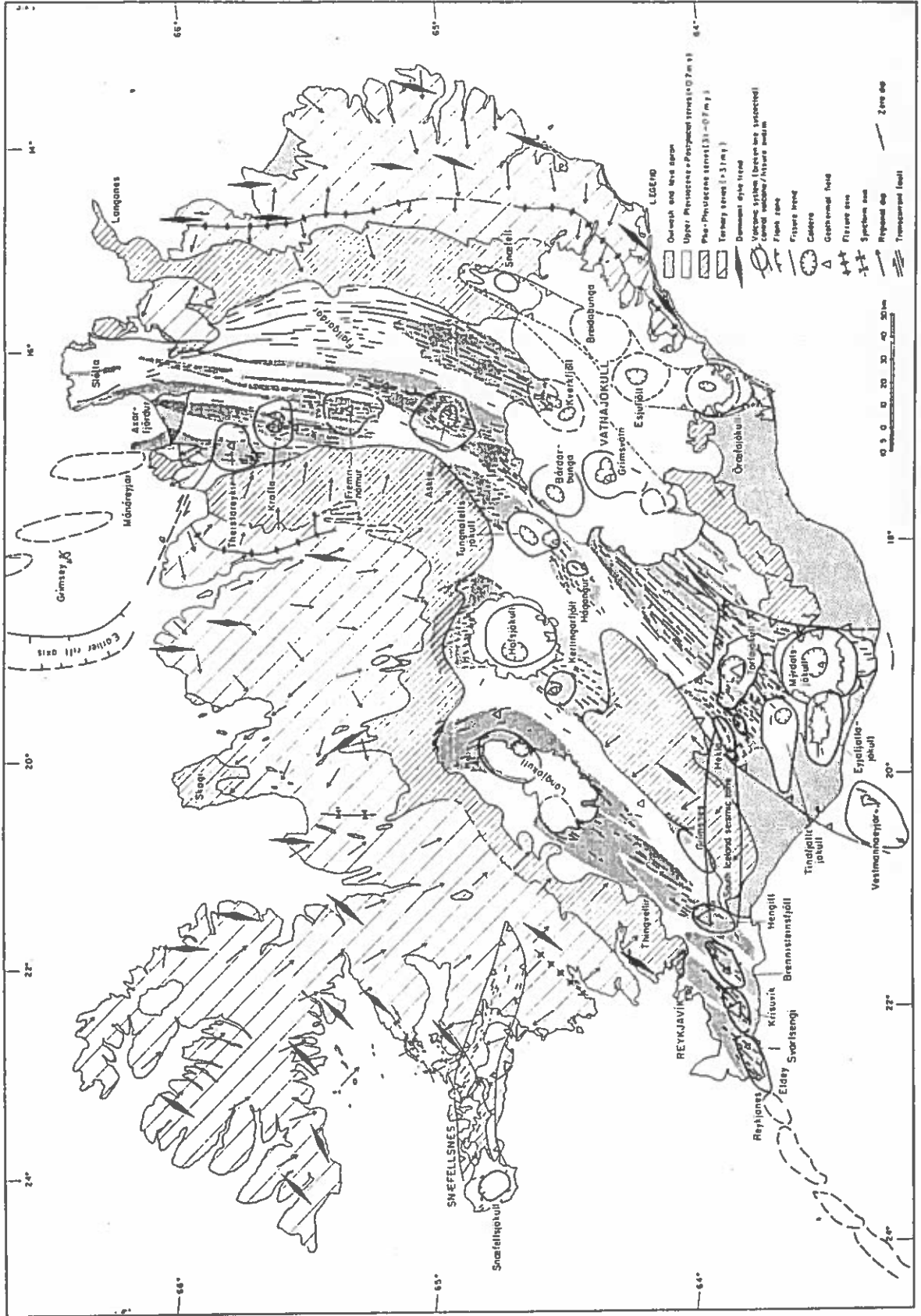
NAME OF PROJECT	NAME OF DAM	YEAR OF COMPLETION	RIVER	TYPE	POSITION AND NATURE OF SEALING ELEMENT	FOUNDATION	HEIGHT ABOVE LOWEST FOUNDATION (m)	LENGTH OF CHREST OF DAM (m)	VOLUME CON-TENT OF DAM (10 ³ m ³)	RESERVE I G R L.
BÚRFELL PROJECT	BÚRFELL DAM	1969	THJÓRSÁ	ER	ie	LAVA/BEDROCK	33	5.880	900	7
THÓRISVATN PROJECT	THÓRISÓDAM	1972	THÓRISÓD	ER	ie	LAVA/BEDROCK	33	1.125	544	1000
	KALDAKVÍSL DAM	1972	KALDAKVÍSL	ER	ie	BEDROCK	24	1.200	350	
	VATNSFELL DAM	1972	DIVERSION CANAL	CG		MÓBERG	33	30	6	
SIGALDA PROJECT	SIGALDA DAM	1977	TUNGNAÁ	ER	af	LAVA	44,4	932	1.300	140
HRAUNEYJAFOSS PROJECT	HRAUNEYJAFOSS DAM	1981	TUNGNAÁ	ER	ie	LAVA	15	3000	725	33
	SULTARTANGI DAM	1983	TUNGNAÁ	ER	ie	LAVA	22	6.100	1.900	50
KVÍSLAVEITA PROJECT	DAM E-2	1983	EYVINDARVERSKVÍSL	TE	ie	BEDROCK/MORAINE	20	730	300	150
	DAM S-1	1983	SVARTÁ	TE	ie	BEDROCK/MORAINE	16	1.540	240	150
	DAM TH-2	1983	THUFU KVISL	TE	ie	BEDROCK/MORAINE	20	430	230	150

ER: EARTH AND ROCKFILL ie: INTERNAL, EARTHFILL

CG: CONCRETE GRAVITY af: ASPHALT FACING

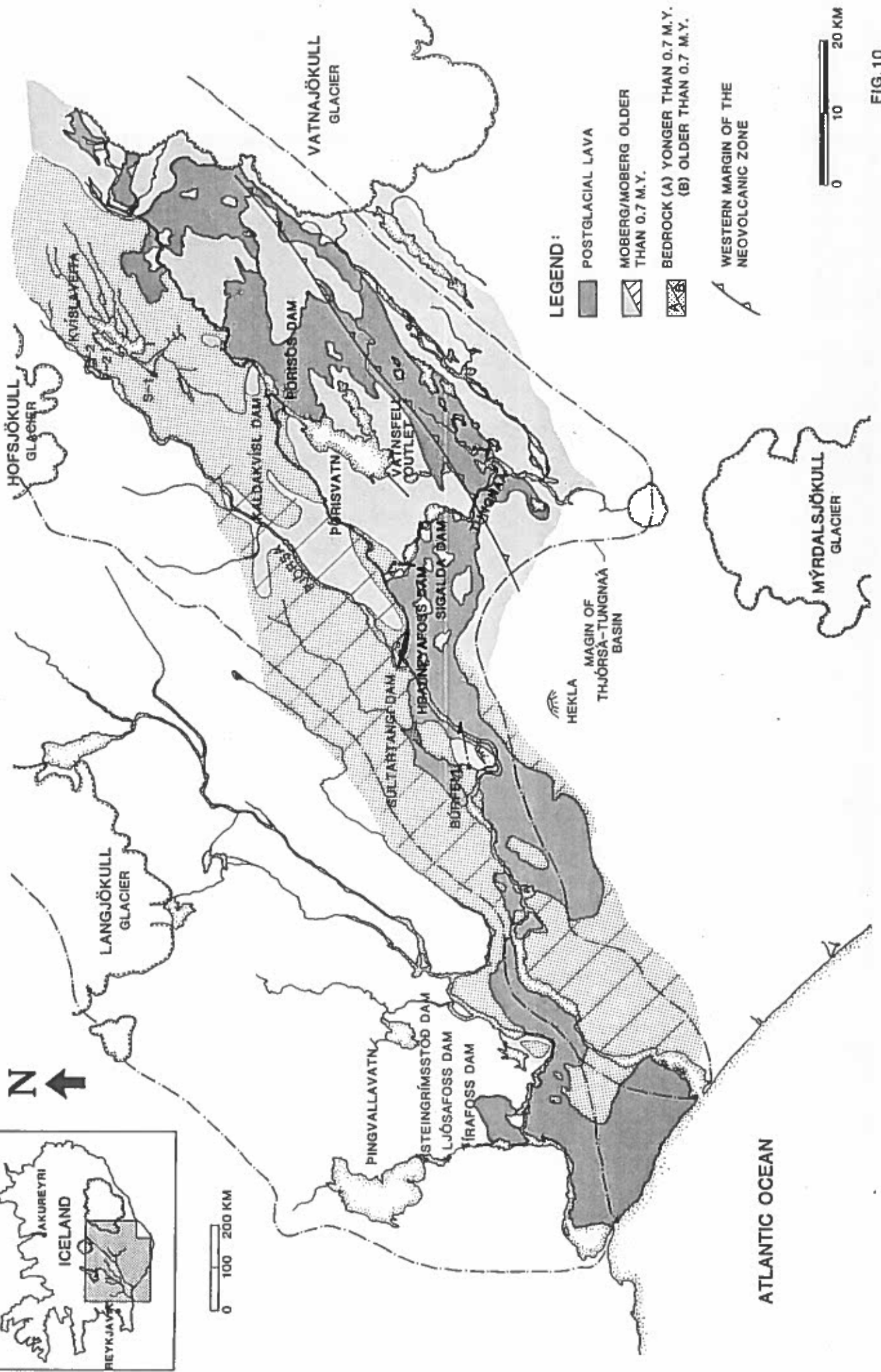
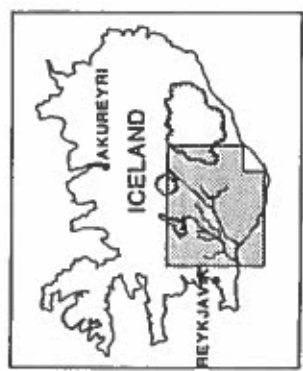
TE: EARTHFILL

GEOLOGY OF ICELAND



F 1610

GEOLOGICAL MAP OF THE THJÓRSÁ-TUNGNAÁ BASIN



LEGEND:





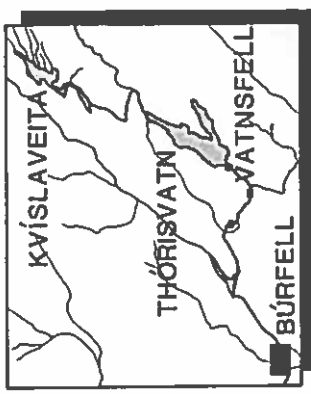
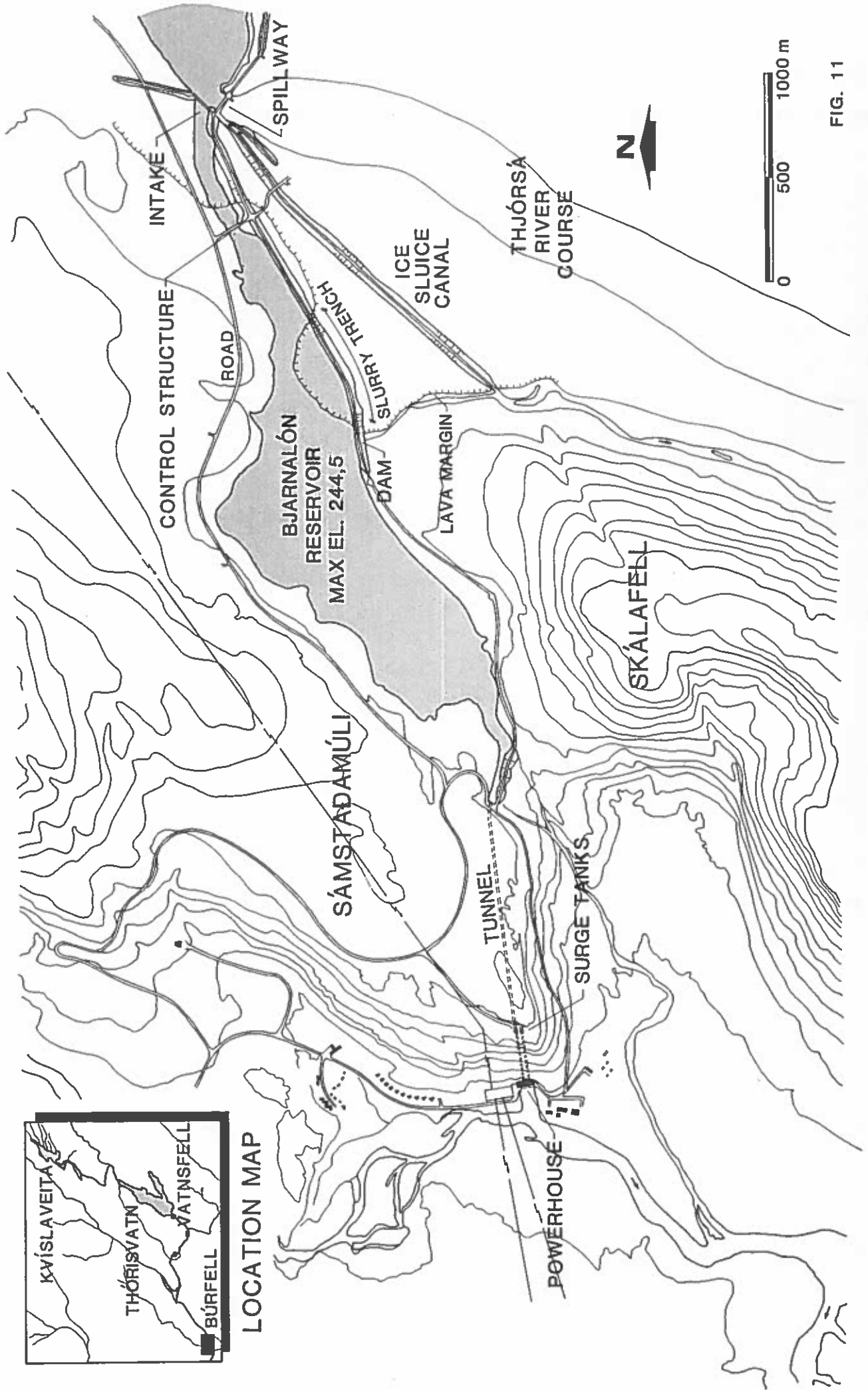
-  POSTGLACIAL LAVA
-  MOBERG/MOBERG OLDER THAN 0.7 M.Y.
-  BEDROCK (A) YOUNGER THAN 0.7 M.Y. (B) OLDER THAN 0.7 M.Y.
-  WESTERN MARGIN OF THE NEOVOLCANIC ZONE



FIG. 10

BÚRFELL PROJECT

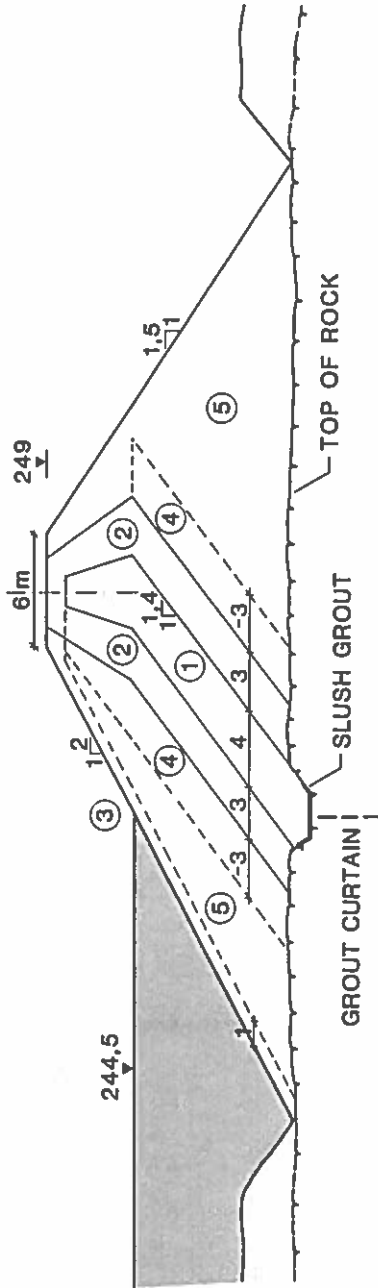


LOCATION MAP

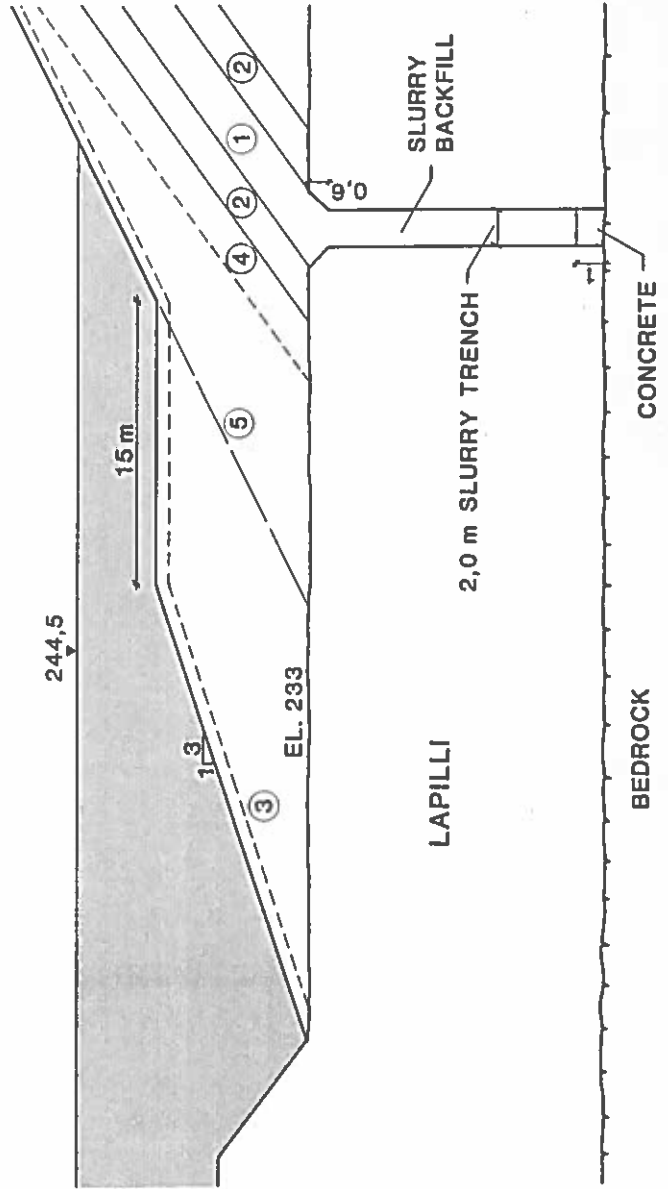
FIG. 11

BÚRFELL DAM

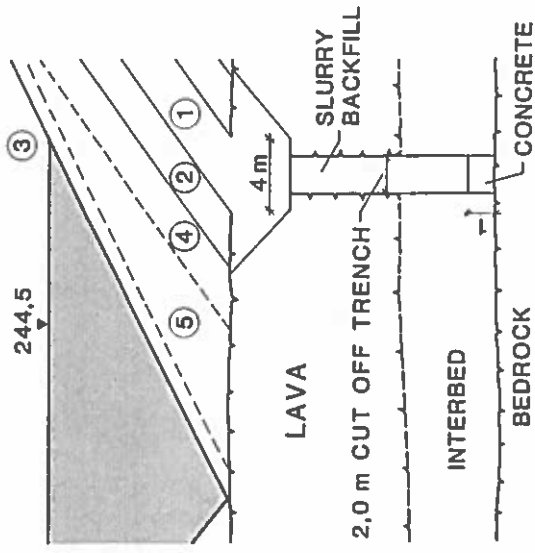
A: TYPICAL SECTION



C: SLURRY TRENCH IN LAPILLI



B: SLURRY TRENCH IN LAVA



LEGEND:

- ① CORE MATERIAL
- ② ALLUVIAL FILTER MATERIAL
- ③ "OVERSIZE" ROCKFILL
- ④ RANDOM ROCKFILL
- ⑤ ROCK SPALLS

THÓRISÓS AND KALDAKVÍSL DAMS PLAN VIEW

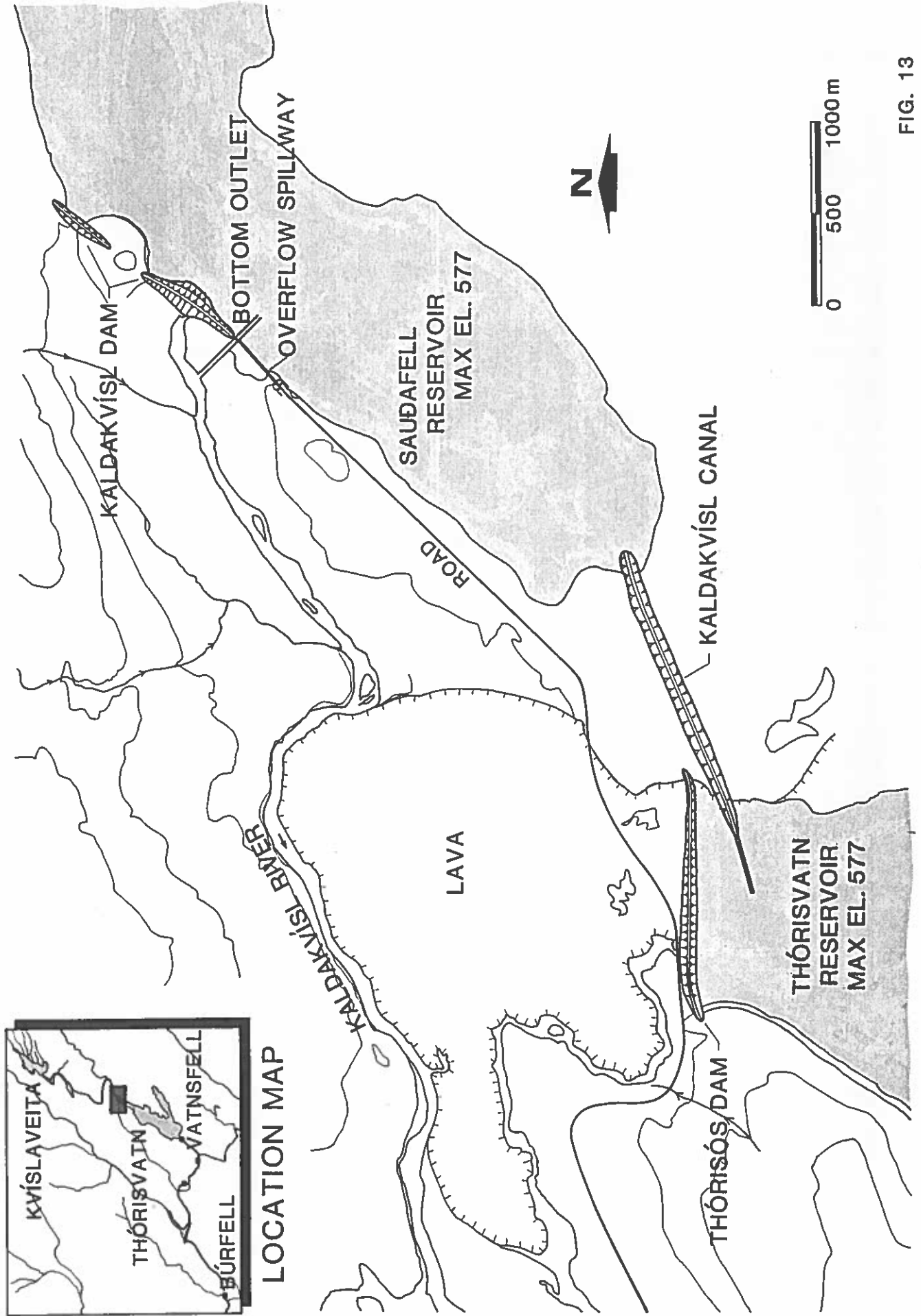
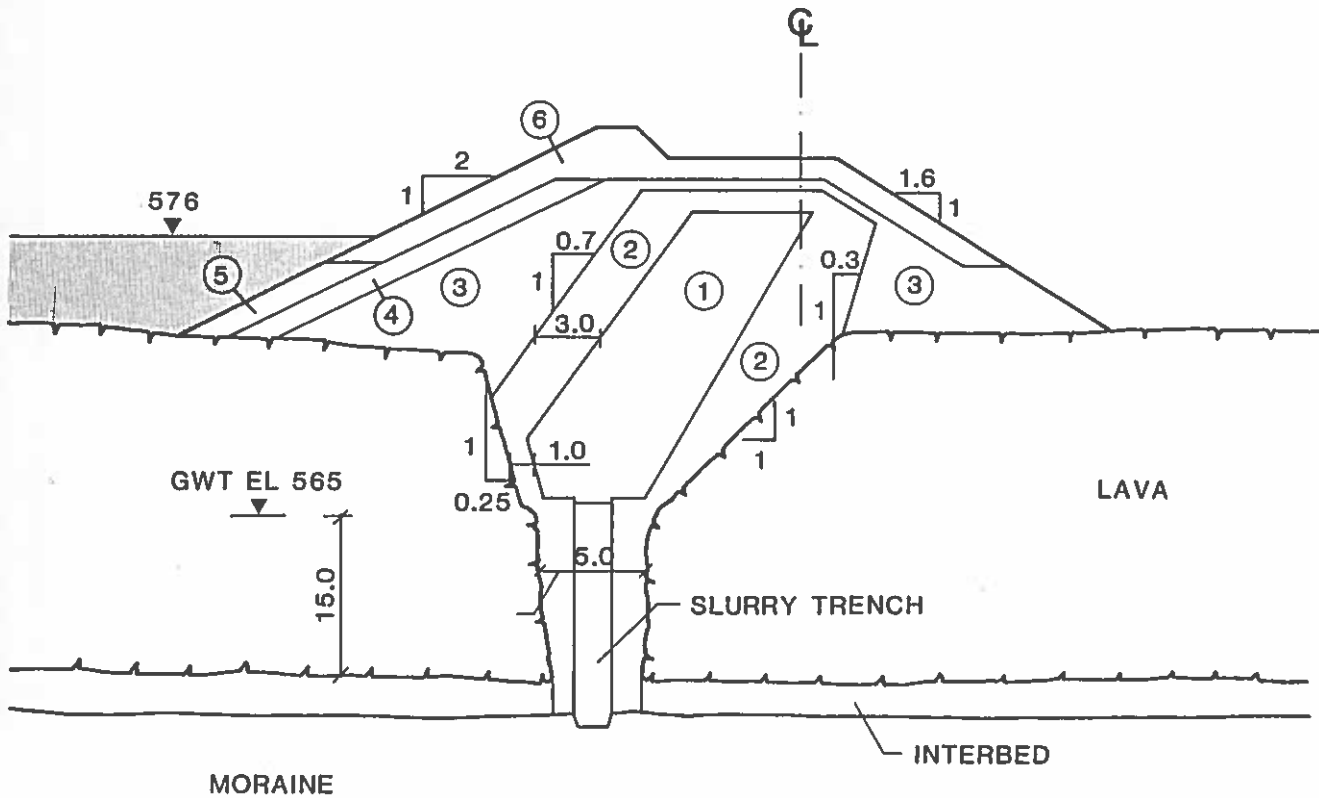


FIG. 13

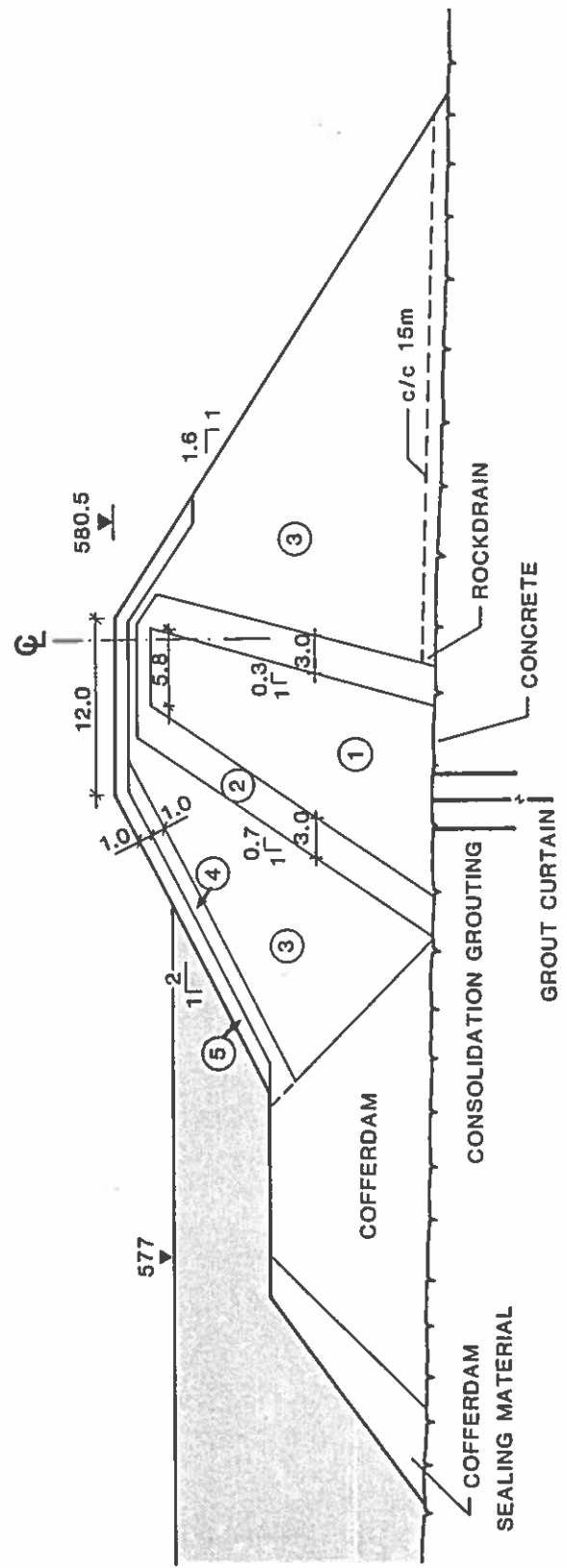
THÓRISÓS DAM CROSS SECTION



LEGEND:

- | | |
|-------------------|--|
| ① CORE MATERIAL | ④ SHELL MATERIAL |
| ② FILTER MATERIAL | ⑤ WAVE PROTECTION $W_m \cong 200 \text{ kg}$ |
| ③ SHELL MATERIAL | ⑥ WAVE PROTECTION $W_{75} = 600 \text{ kg}$ |

KALDAKVÍSL DAM SECTION



LEGEND:

- ① CORE MATERIAL
- ② FILTER MATERIAL
- ③ SHELL MATERIAL
- ④ COARSE SHELL MATERIAL
- ⑤ WAVE PROTECTION

FIG. 15

SIGALDA PROJECT

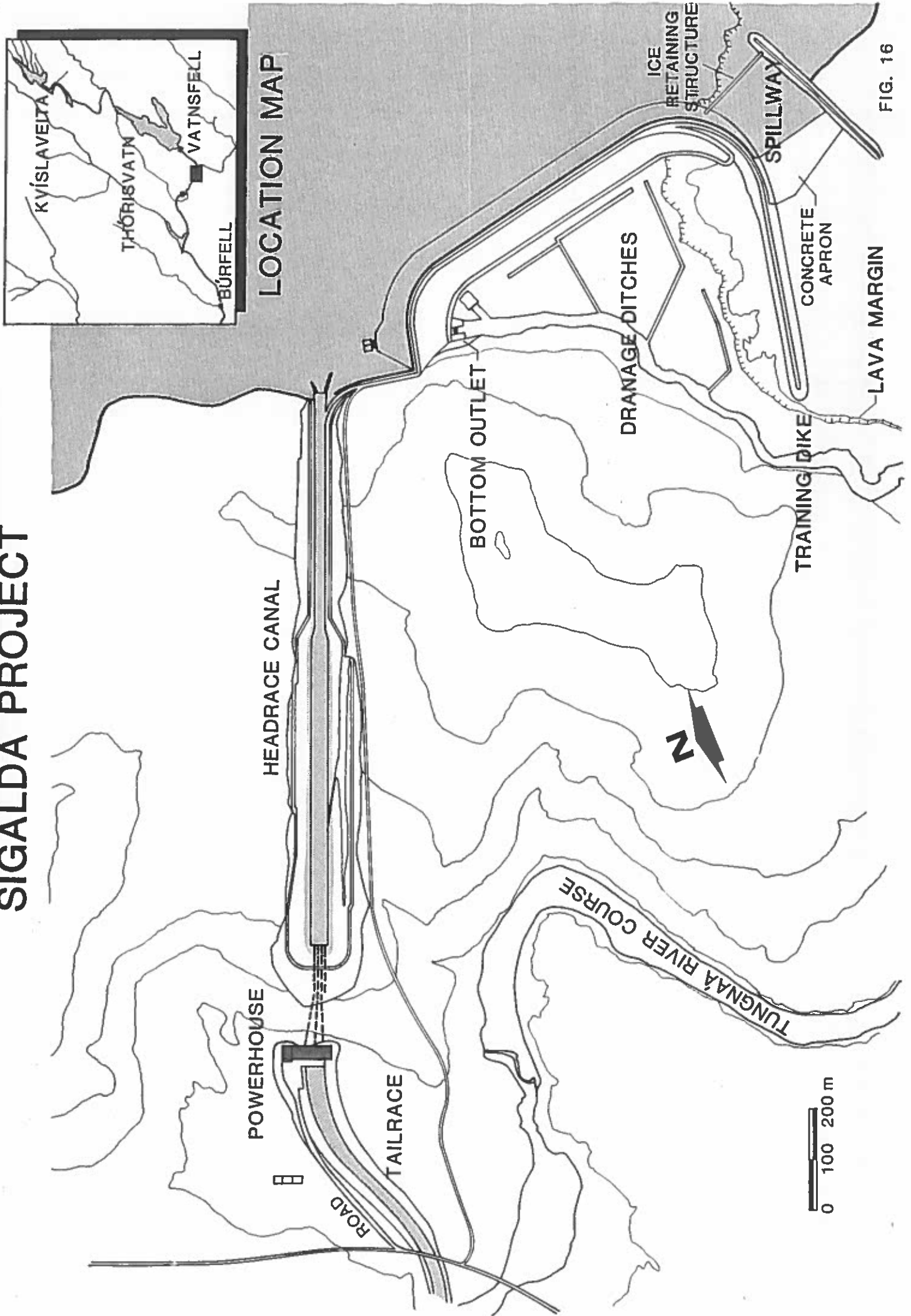
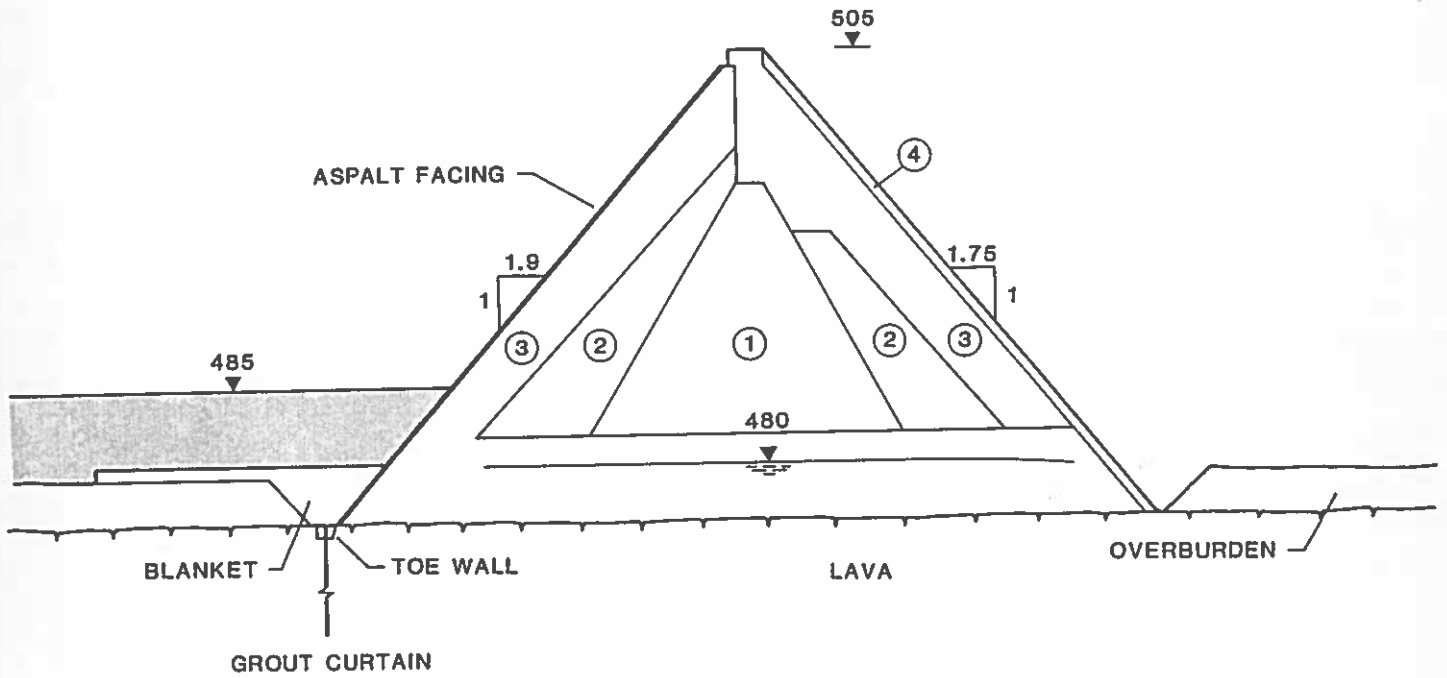


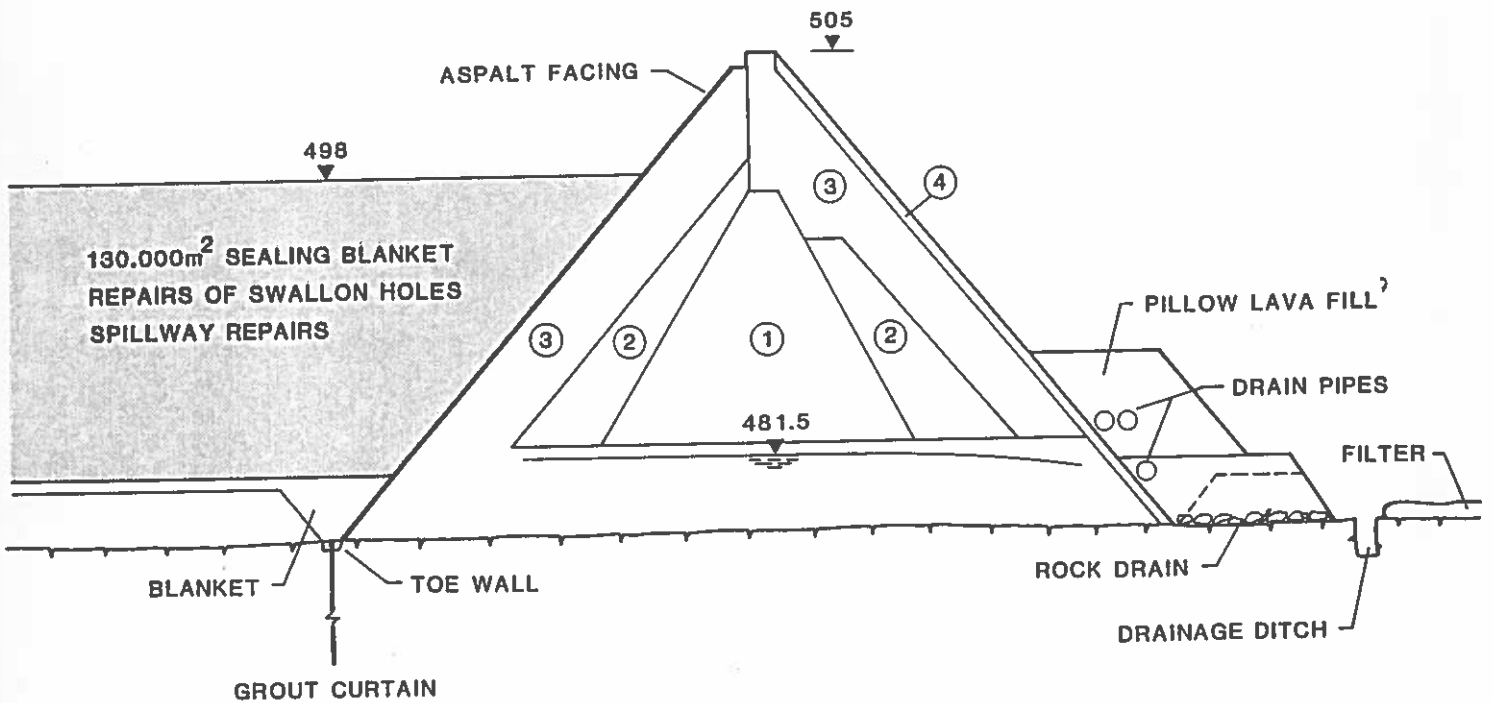
FIG. 16

SIGALDA DAM SECTION

1976



1986



LEGEND:

- ① RANDOM FILL
- ② INTERMEDIATE LAYERS
- ③ DRAIN MATERIAL
- ④ EROSION PROTECTION

HRAUNHEYJAFOSS PROJECT

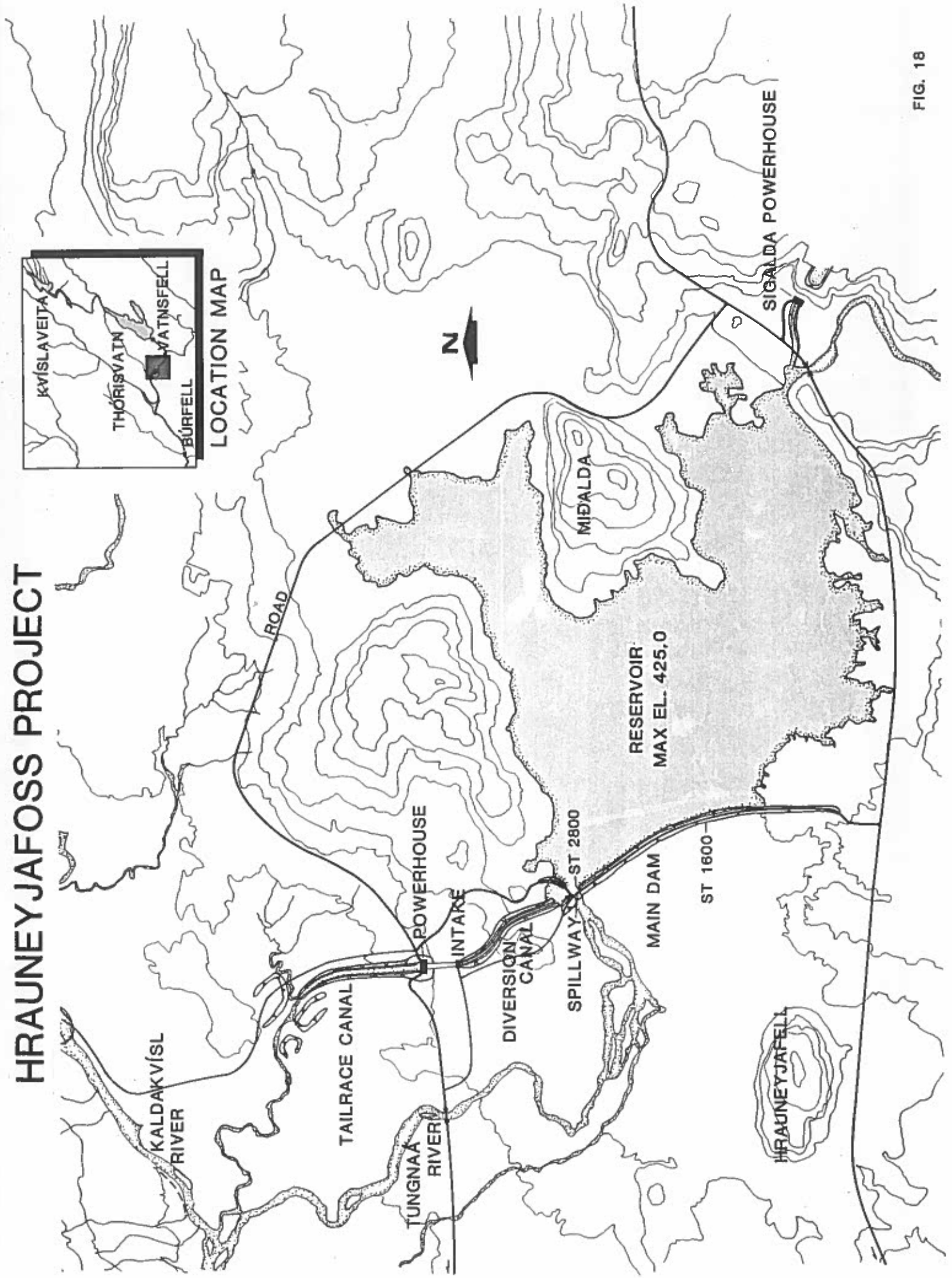


FIG. 18

HRAUNEYJAFLOSS PROJECT

DAM SECTION TENDER DRWG.

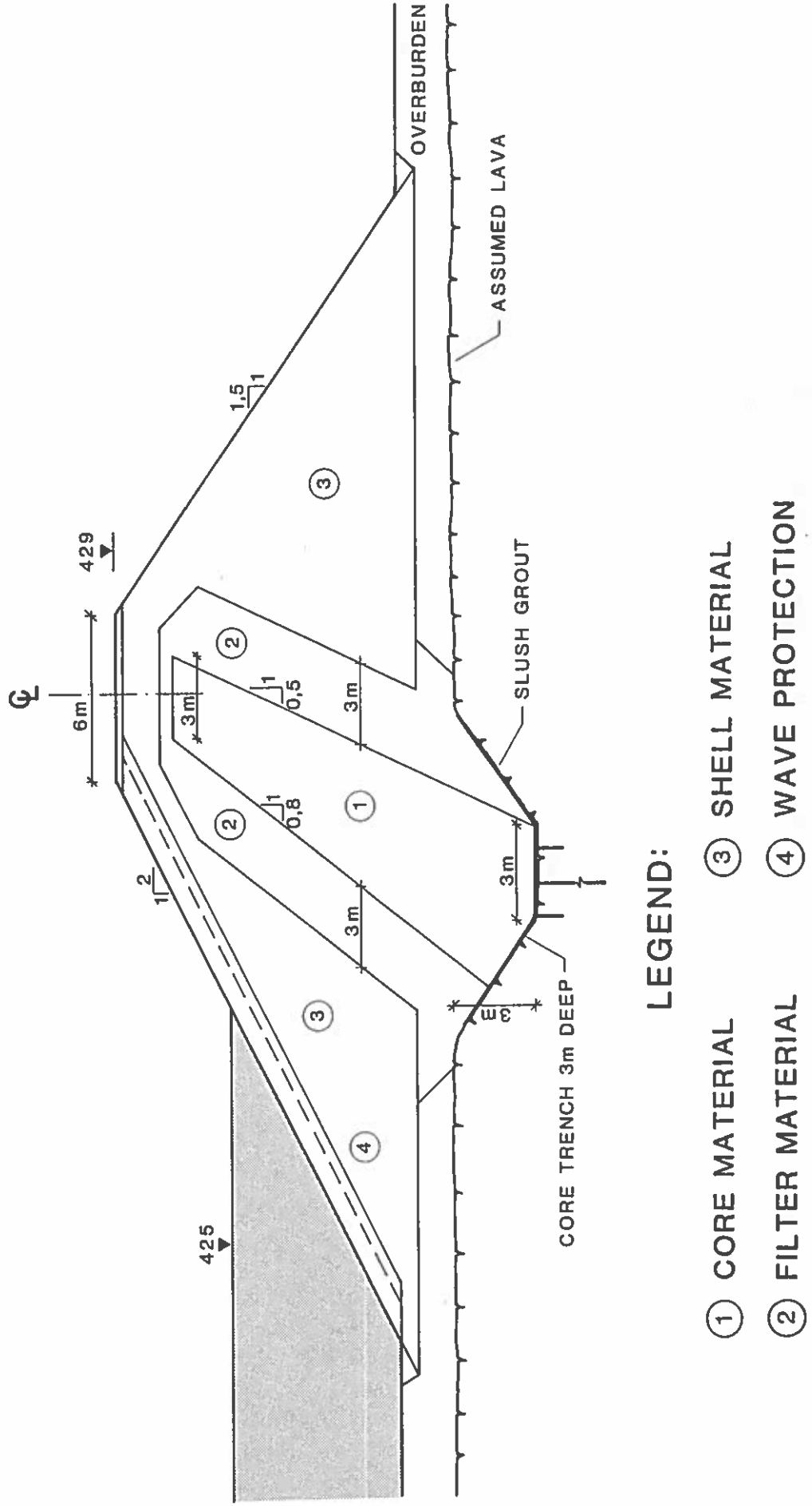
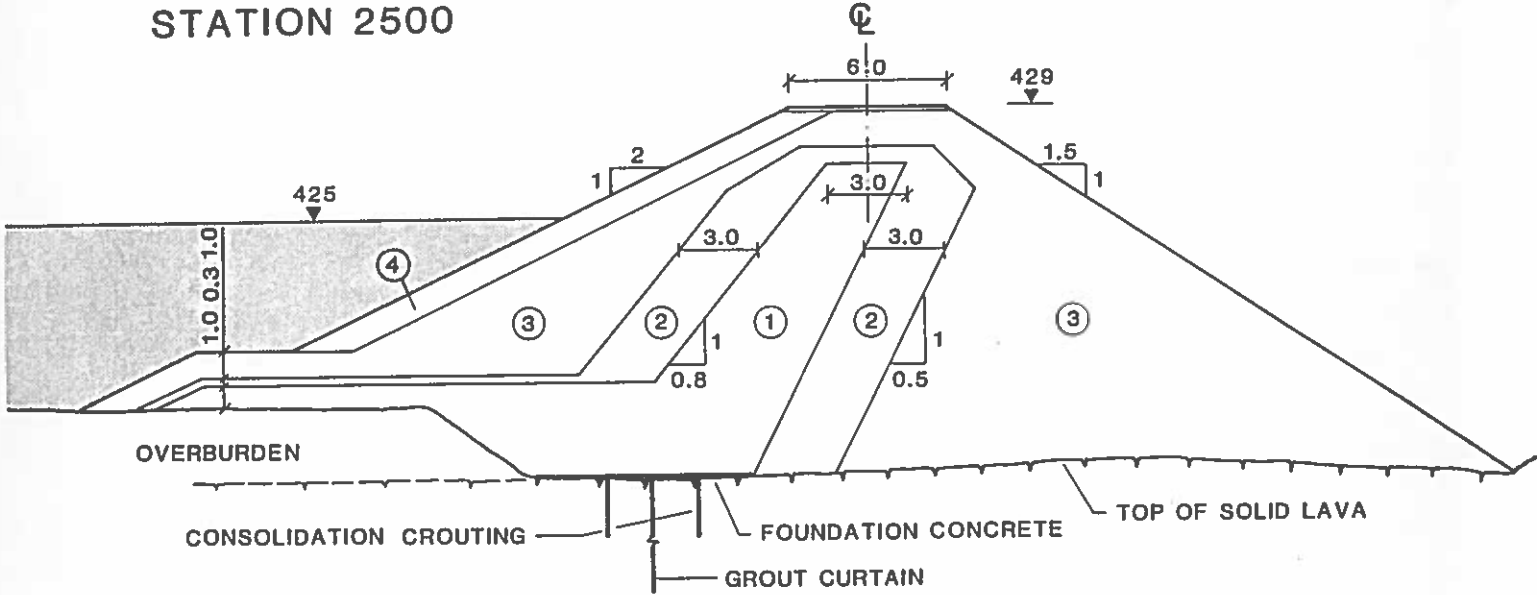


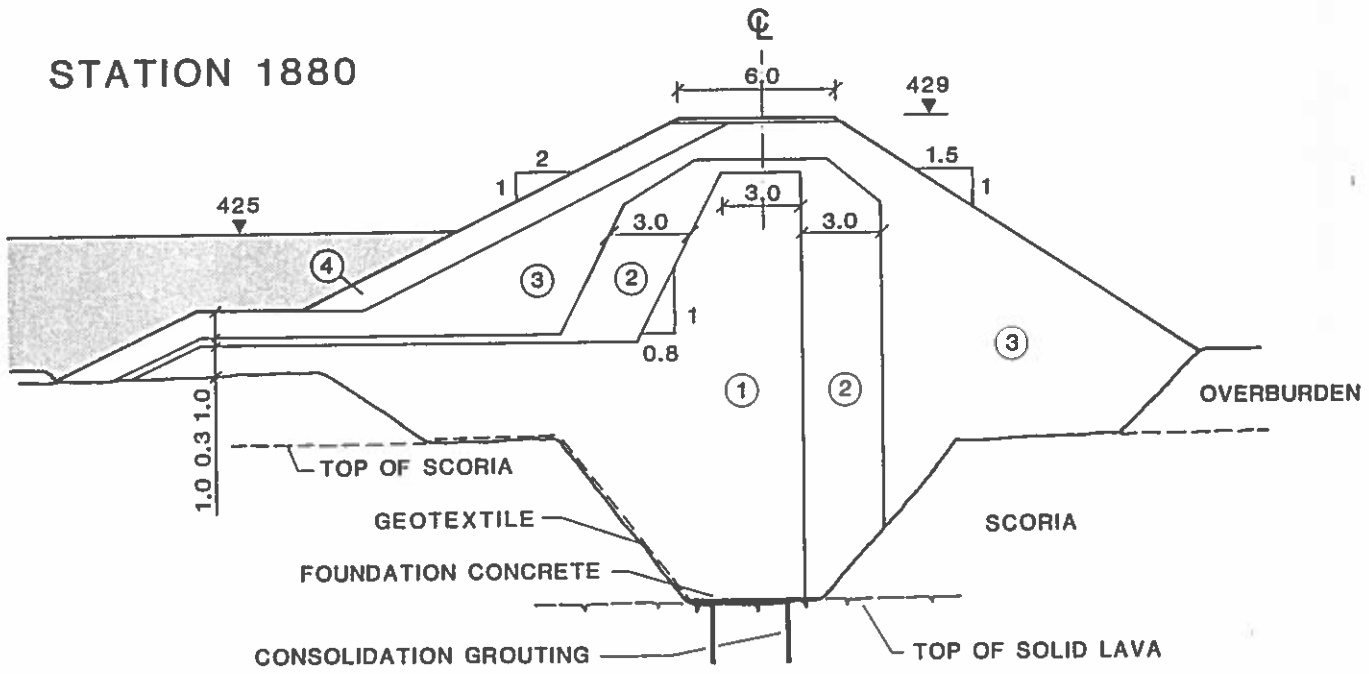
FIG. 19

HRAUNEYJAFOSS DAM

STATION 2500



STATION 1880



LEGEND:

- ① CORE MATERIAL
- ② FILTER MATERIAL
- ③ SHELL MATERIAL
- ④ WAVE PROTECTION

PLAN VIEW OF SULTARTANGI DAM

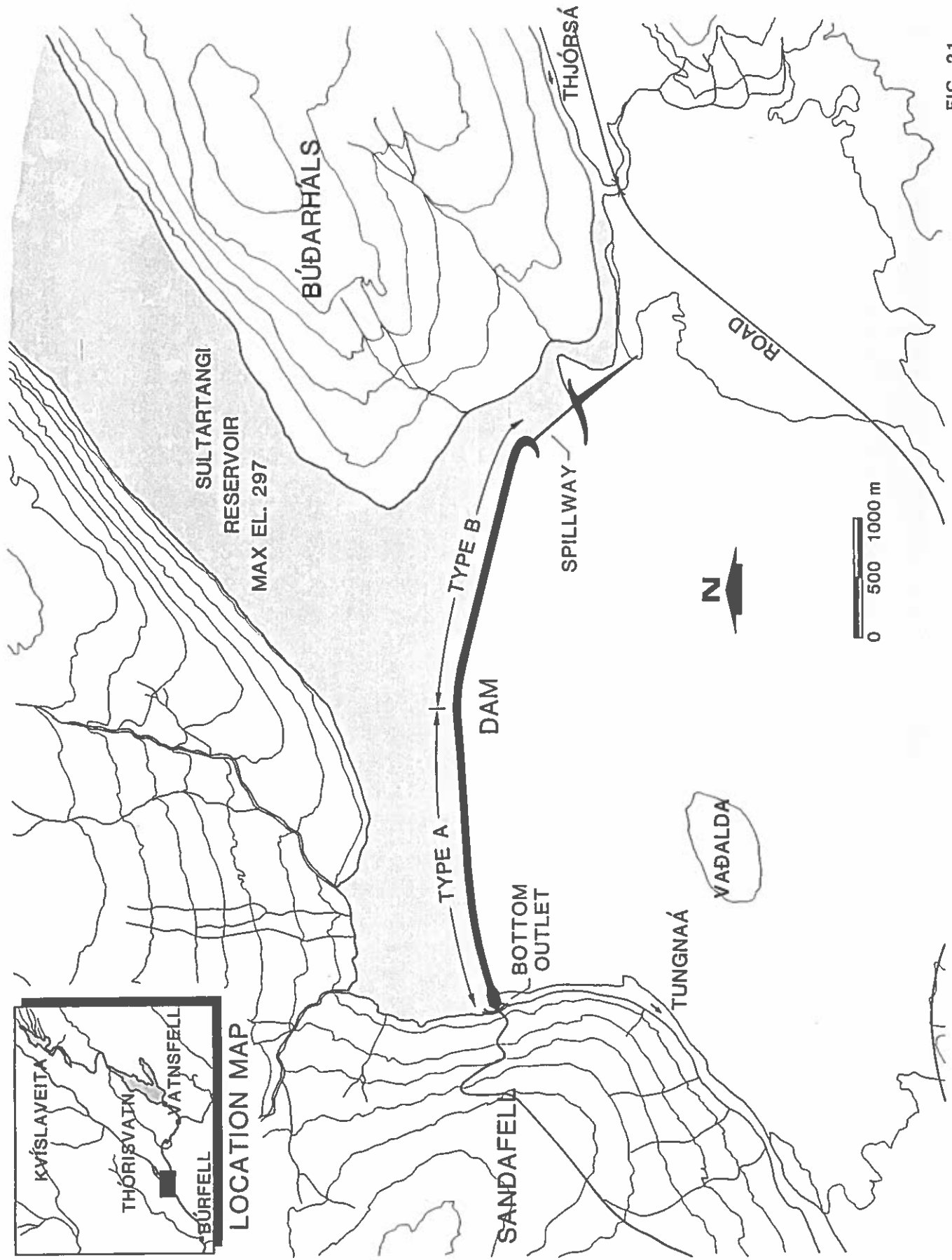
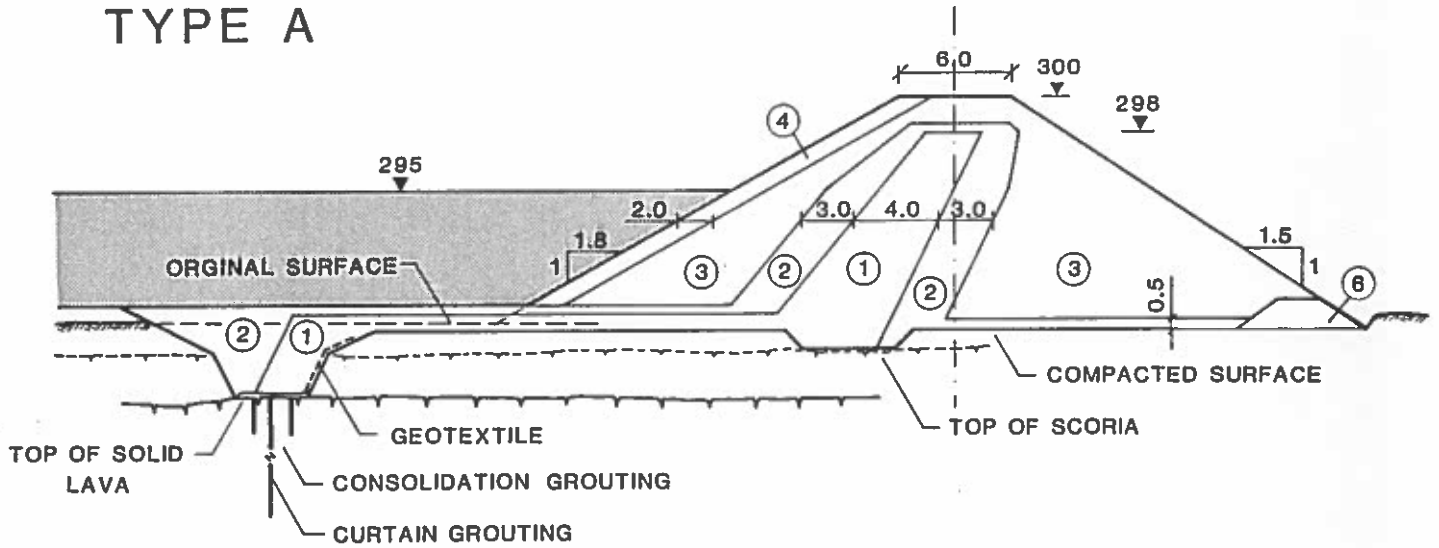


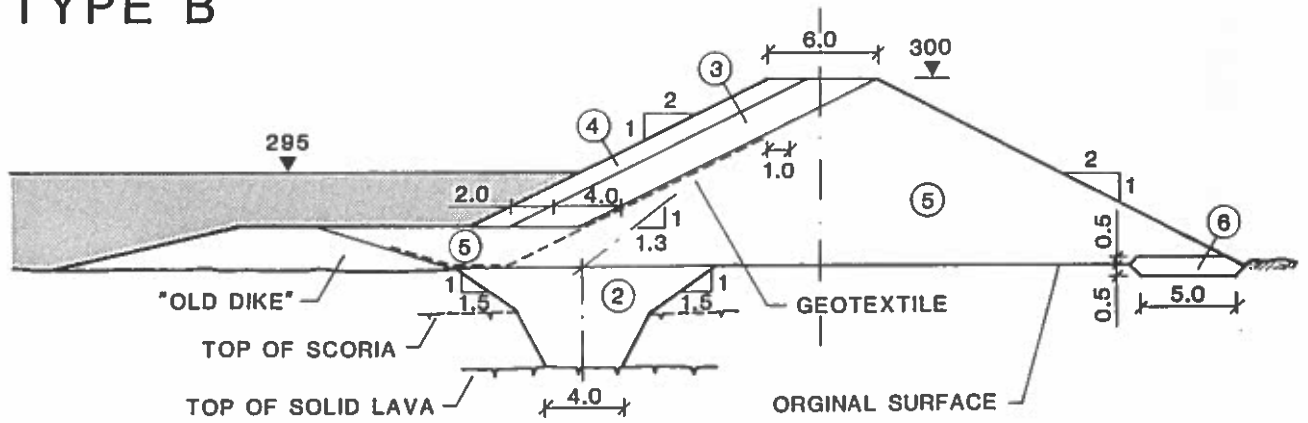
FIG. 21

SULTARTANGI DAM CROSS SECTION

TYPE A



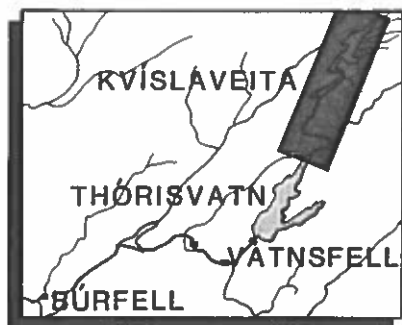
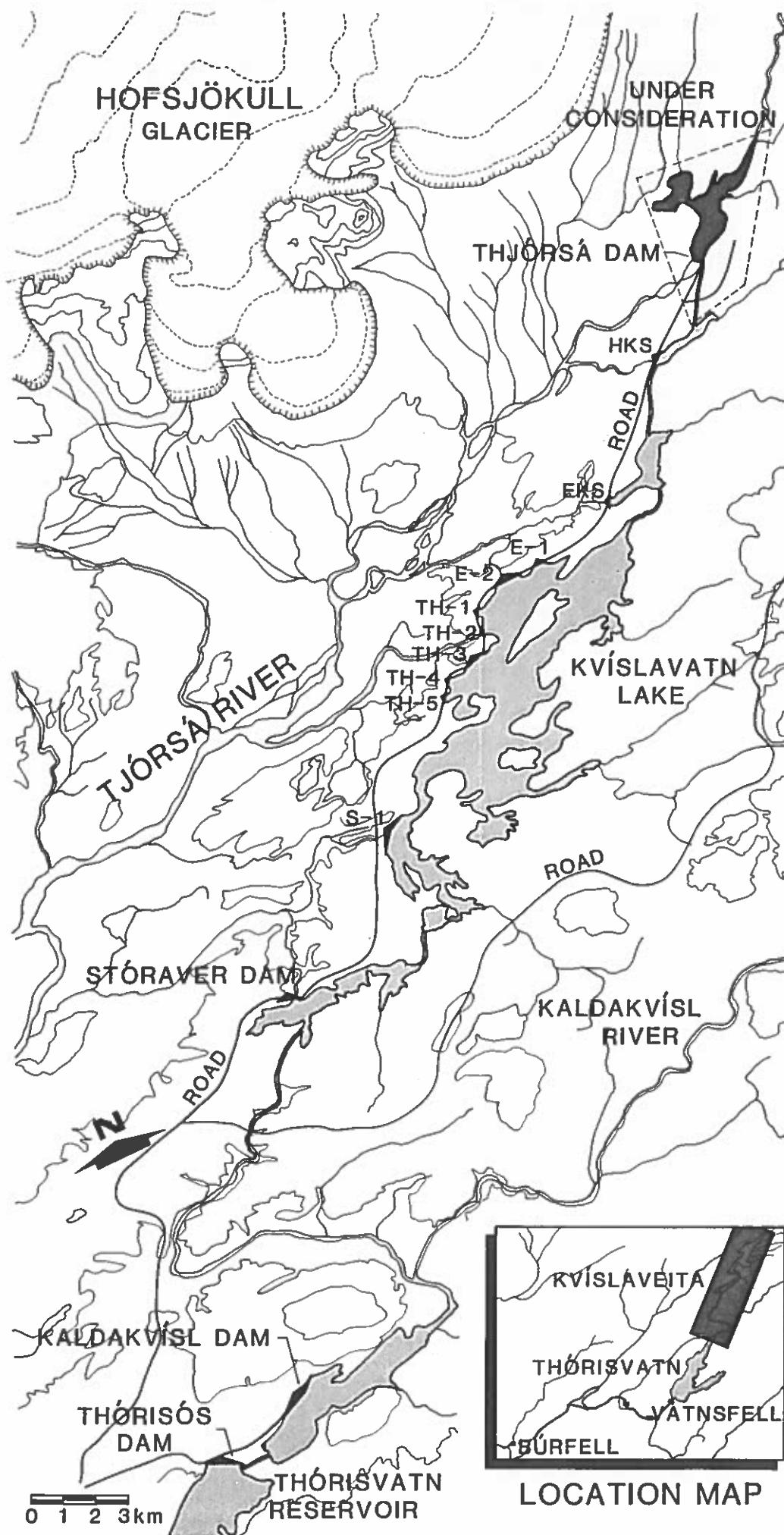
TYPE B



LEGEND:

- | | |
|--------------------|--------------------|
| ① CORE | ④ WAVE PROTECTION |
| ② FILTER | ⑤ SHELL MATERIAL 2 |
| ③ SHELL MATERIAL 1 | ⑥ TOE DRAIN |

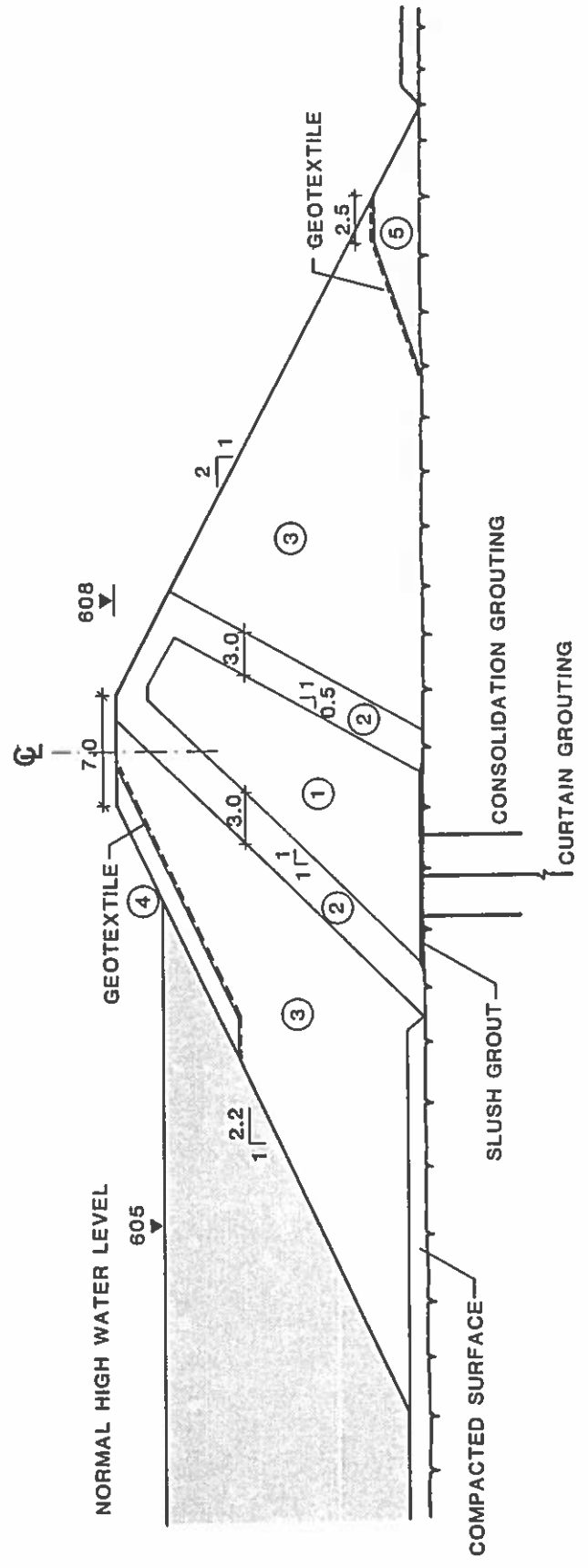
KVÍSLAVEITA PROJECT



LOCATION MAP

KVÍSLAVEITA PROJECT

TYPICAL SECTION OF DAMS



- LEGEND:**
- ① CORE MATERIAL
④ WAVE PROTECTION
 - ② FILTER MATERIAL
⑤ TOE DRAIN
 - ③ SHELL MATERIAL

FIG. 24

DÆMNINGER PÅ FÆRØERNE

af

Civ.ing. Carl Abrahamsen, (Højgaard & Schultz)

DÆMNINGER PÅ FÆRØERNE

Civilingeniør Carl A. Abrahamsen,
Højgaard & Schultz a/s.

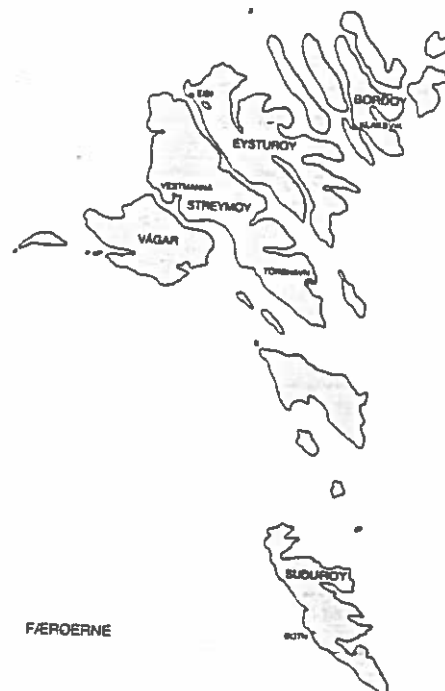


Fig 1.

1. Indledning

Der er på Færøerne siden 1951 opført 5 større dæmninger og yderligere 3 er under udførelse.

6 af dæmningerne, alle projekteret og udført af Højgaard & Schultz, er knyttet til vandkraftudbygning for elskabet SEV, der er et interkommunalt selskab, der står for elforsyningen på samtlige øer.

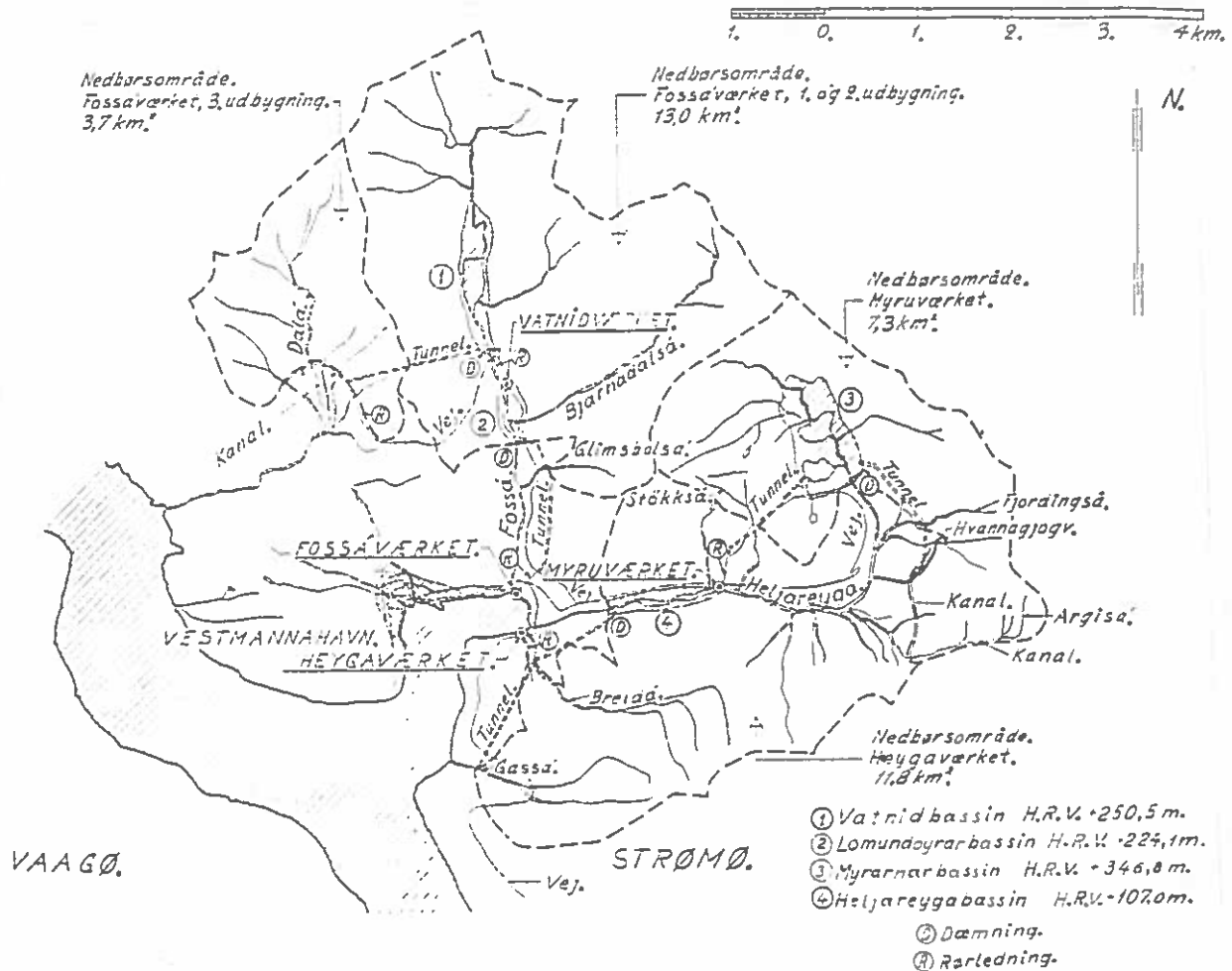
De resterende 2 dæmninger, hvoraf den ene ligeledes er udført af Højgaard & Schultz er begge knyttet til drikkevandsforsyningen til Tórshavn Kommune.

Nedenstående er givet en kortfattet omtale af 4 dæmninger af forskellig type udført for SEV i perioden 1951-1965.

Mere detaillert er omtalt 2 stenfyldsdæmninger, der er under udførelse for samme selskab. De 2 nævnte dæmninger ved Tórshavn er af samme type som sidstnævnte.

Vandkraftudbygningen har hidtil i hovedsagen været knyttet til området omkring Vestmanna. Herudover er der mindre anlæg ved Klaksvik og på Suduroy.

Vestmannaområdet er jf. fig. 2 udbygget med 3 værker Fossáverkid, Myruverkid og Heygaverkid. Den igangværende udbygning, Eidisverkid, sker ved Eidi på Eysturoy.

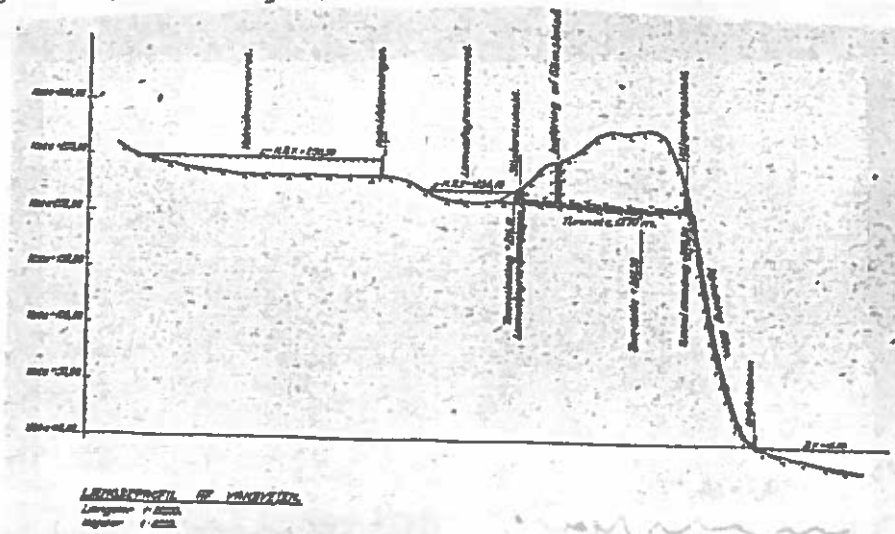


Oversigt over vandkraftanlæggene ved Vestmanna

Fig 2.

2. Fossáverkid:

Fossáverkid er opbygget med et samlebassin med tilløb fra ca. halvdelen af nedbørsområdet og et indtagsbassin, hvorfra en tunnel og en rørledning fører vandet til kraftstationen, jf. fig. 2 og 3.



Længdeprofil af vandvej

Fig 3.

I øverste dæmning er indbygget en tappeventil fjernstyret fra kraftstationen. Ved hjælp af denne holdes vandspejlet så højt i det nedre resevoir som muligt uden for stor risiko for overløb og dermed spild.

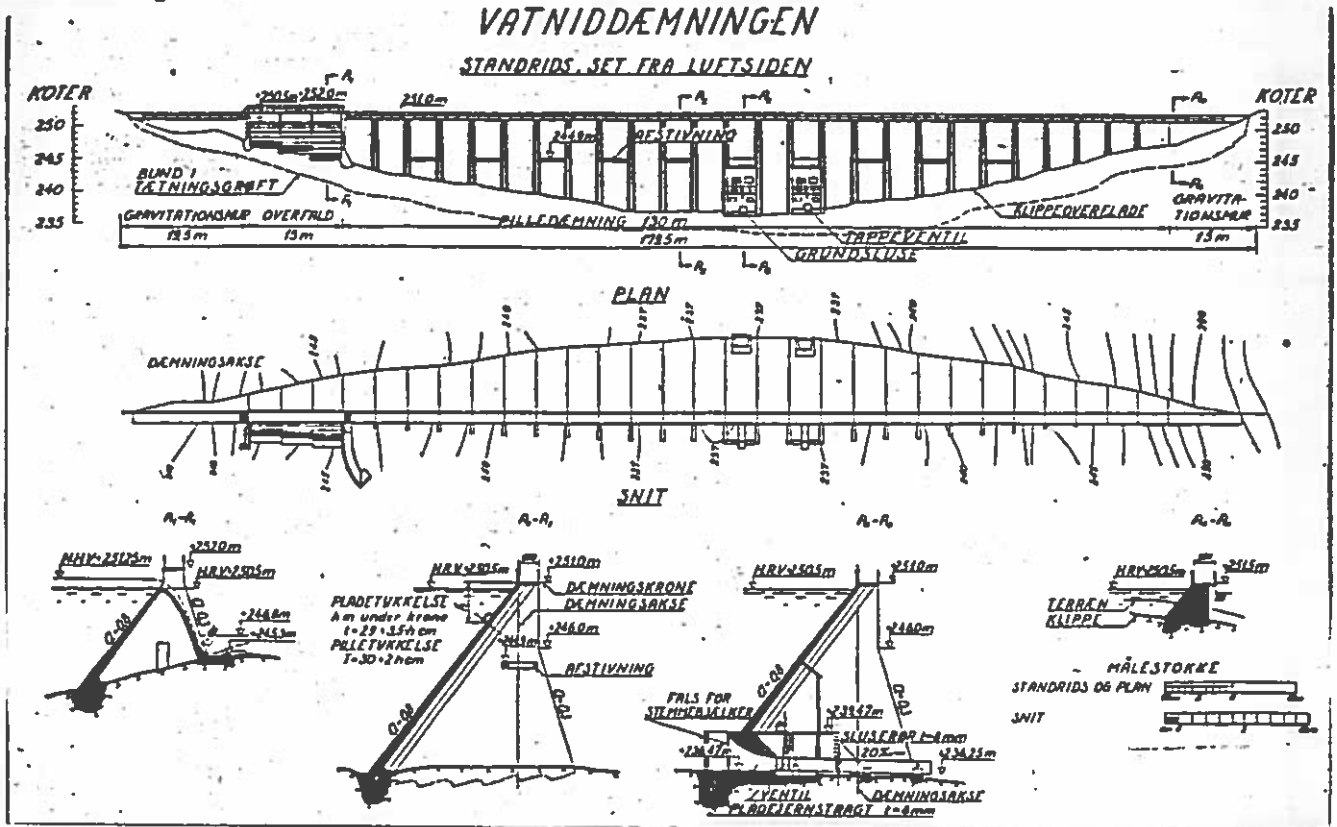


Fig 4

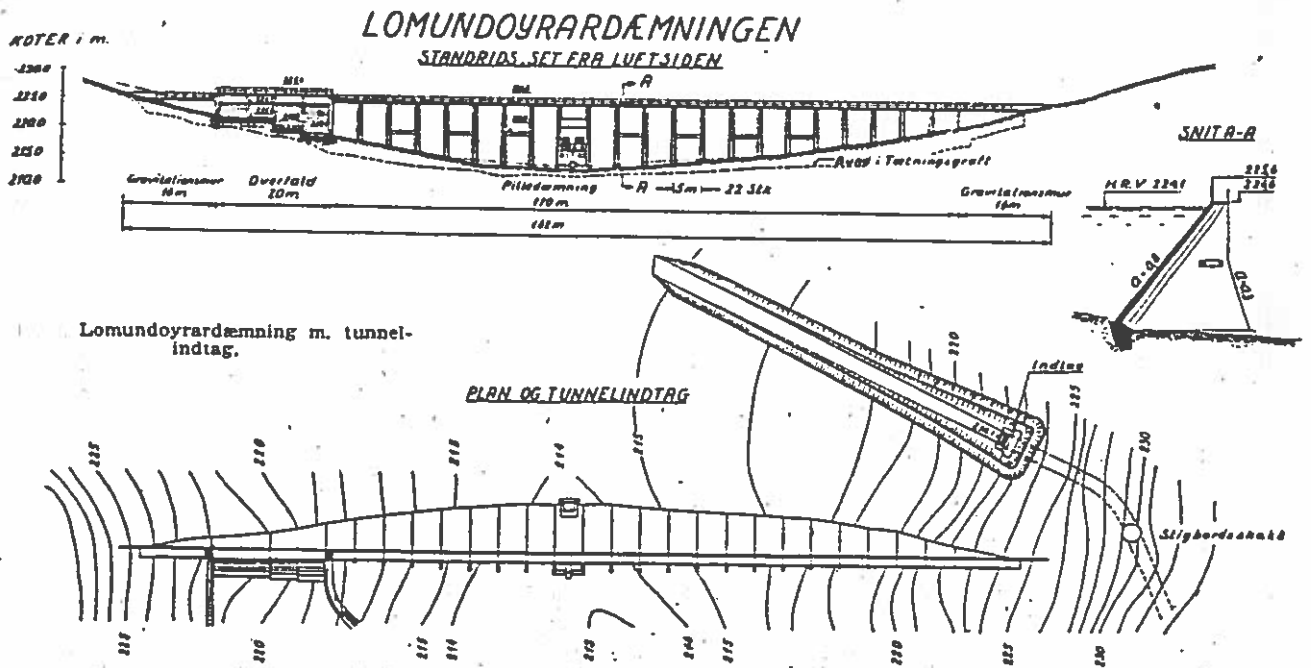


Fig 5.

De to dæmninger ved Fossåverkið jf. fig. 4,5 og 6 er opført som henholdsvis 16 m og 12 m høje jernbeton - pilledæmninger, Ambursen dæmninger, der under de givne forhold viste sig mest økonomiske, bl.a. på grund af, at arbejdskraften var billig og kunne skaffes i tilstrækkeligt omfang.

Konstruktionsprincippet er jernbetonplader frit oplagt på pillerne. Pladerne blev støbt gennemgående fra bund til top med kun et støbeskel, mellem plade og fundament. Konstruktionen er ret arbejdskraftkrævende til forskalling og armering, medens materialetforbruget er beskedent.

Dæmningerne er ved den ene ende forsynet med et overløbsbygværk med traditionel udformning med krone og bagplade afrundet efter stråleformen. Styrtelejets overflade er formet som en cirkulær cylinderflade, der tangerer bagpladens yderside og afsluttes med en betontærskel.

På fig. 6 ses tunneindtaget i form af en kanal, der går over i driftstunnelen. Ved tunnelmundingen er etableret et indtagsbygværk med grovrist og længere inde i tunnelen et stigbordsarrangement. Der har ved dette indtag været en del isproblemer hidrørende fra, at drivis har tendens til at samle sig ved tunnelmundingen.



Fig. 6 Lomundoyrar dæmningen

3. Myruverkid og Heygaverkid

De to værker er led i en tottrins udnyttelse af faldhøjden på 350 m fra Myrarnar området, jf. fig. 2 og 7.

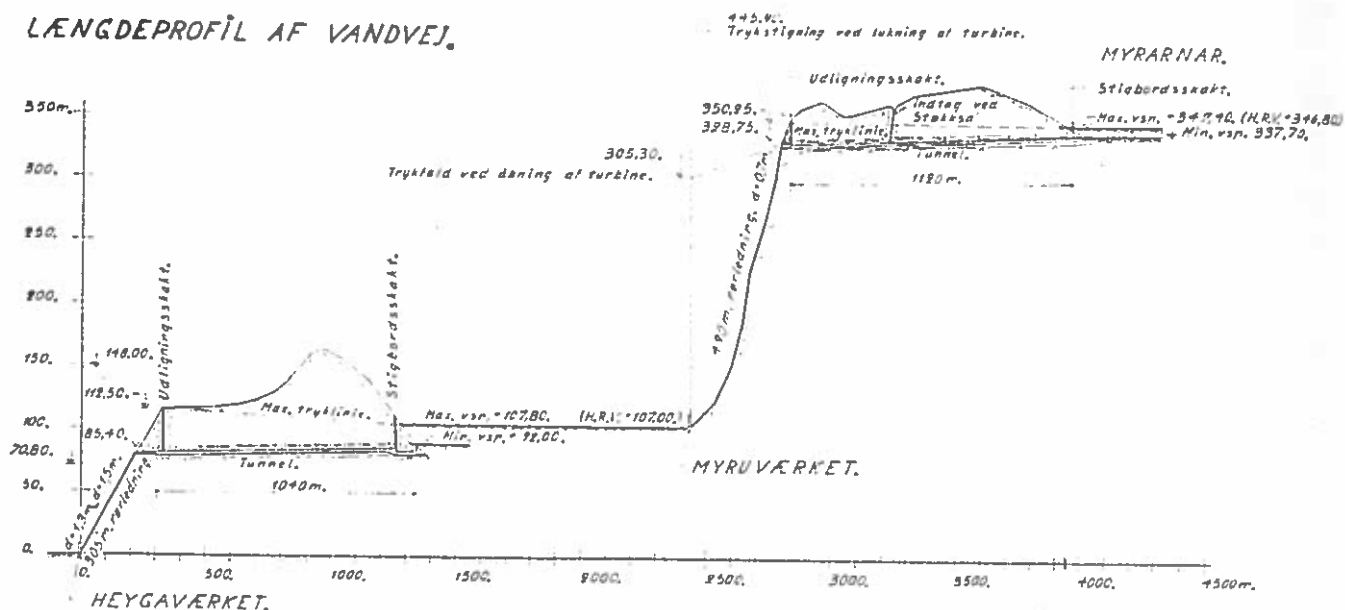


Fig. 7, længdeprofil af vandvej.

3.1 Myruverkid

Myruverkids dæmning jf. fig. 8 og 9 er udført som en 13 m høj jord og stenfyldsdæmning med en lodret tætningsvæg af jernbeton.

Følgende forhold medførte, at fylddæmningen blev foretrukket fremfor andre dæmningstyper:

- der var en betydelig - op til 4 m - jorrdækning over klippen på dæmningsstedet,
- der fandtes tilstrækkelige mængder anvendelig jordfyld på stedet,
- fra tunnelbrydningen ville der blive sten disponible til dæmningsbygning.

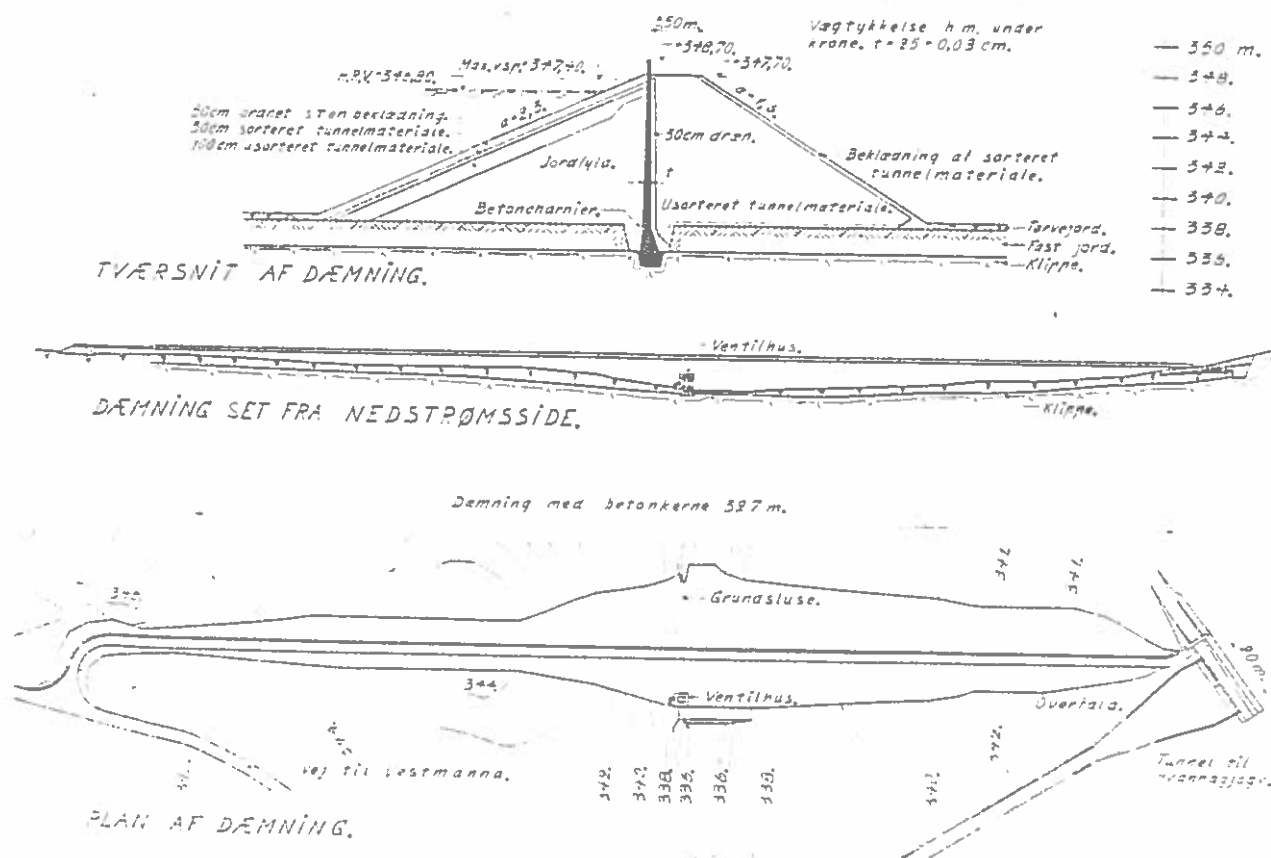


Fig 8 Myrarnardæmningen

Permeabiliteten af jorden på dæmningsstedet i naturlig lejring var så stor, at det i tætningszonen var nødvendigt at fjerne jorden helt ned til klippen.

Man valgte at udføre dæmningen med "kunstig" tætningskerne. Herved opnåedes bl.a., at afrømningen af jord på dæmningsstedet kunne reduceres til et minimum, idet man kun behøvede at afrømme i en ca. 2 m bred stribe for udførelse af "tætningsgrøften".

Jordfylden på tætningsvæggens vandside skal dels tjene til støtte for væggen og dels skabe en sekundær tætning. Jorden blev komprimeret til 95 % af standardproctortætheden, med optimalt vandindhold ca 15 %. For dæmningsens øverste 3 m var kravet vedrørende komprimering reduceret til 90 %.

Fylden på væggen luftsiden er tunnelmateriale.

Begge skrånninger er beskyttet med stenbeklædning.

Tætningsvæggen er udført som en jernbetonvæg afsluttet foroven som en 1,0 m høj brystningsmur. Forveden er den gennem et betoncharnier understøttet på fundamentet, der er ført ned i fast klippe.

Dæmningen er udstyret med en grundsluse på daltværsnittets dybeste sted, d.v.s. i elvlejet.

Overløbsbygværket, der skal tjene til bortledning af overskudsvand fra bassinet, er som vist på fig. 8 etableret øst for dæmningen i forbindelse med en kanal. Fra overløbet føres vandet ned over dalsiden i en betonklædt rende.

Tunnelindtag og stigbordsanordning er samlet i et fælles bygværk. Foran indtaget findes et bevægeligt risteværk, der kan hejses op for rensning.



Fig 9. Myrarnardæmningen

3.2 Heygaverkid.

Heljareygadæmningen er udført som en 23 m høj lameldæmning. Følgende forhold medførte at denne dæmningstype blev foretrukket:

- god funderingsgrund og relativt ringe jorddekning (0-2 m) på dæmningsarealet gjorde anvendelse af en betondæmning nærliggende,

- en lameldæmning stiller mindre krav, hvad angår kvalificeret arbejdskraft, end de tidligere anvendte jernbetonpilledæmninger,
- omfattende tunnelsprængninger ville give tilstrækkelige stennemængder til en lameldæmning, men ville ikke kunne dække behovet til en stenfylds-dæmning.

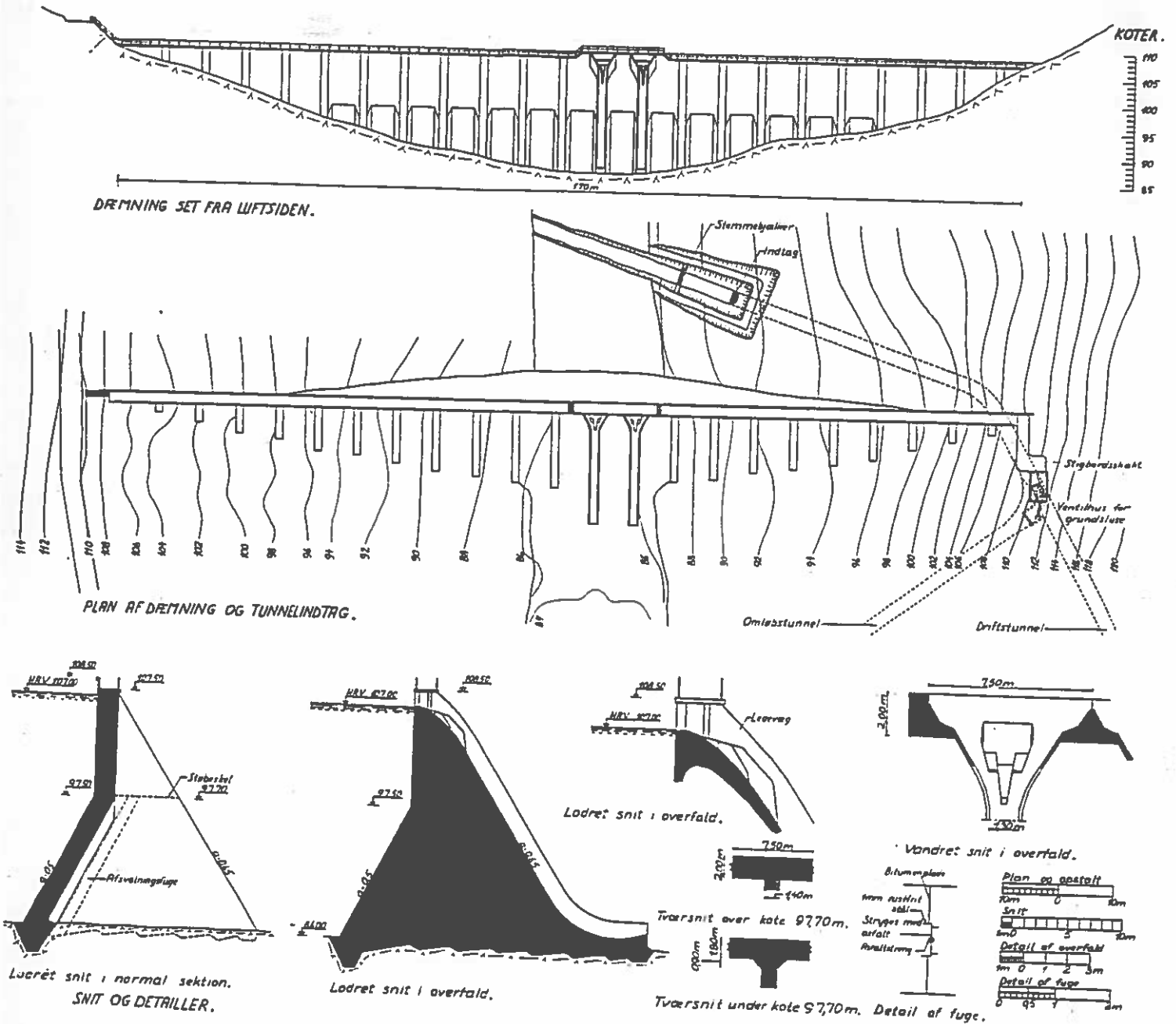


Fig. 10. Heljareygadæmningen

Dæmningen er udført med knækket frontplade og er opdelt i 7,5 m brede sektioner. På fig. 10 er dæmningen vist i plan og snit.

Dæmningen er udført med et vandret støbeskel i kote 97,70 m, over hvilken kote den enkelte sektion er udført i en sammenhængende støbning. Under kote 97,70 m er først pillekroppen støbt i 2,25 m høje sektioner. Derefter støbtes pillehovedet uafhængigt af pillekroppen, idet der med henblik på en formindskelse af spændingerne hidrørende fra varmeudvikling og svind blev efterladt en 1,0 m bred afsvalingsfuge. Efter afforskalling af pillehovedet udstøbtes afsvalingsfugen. Pillehovedet blev understøttet midlertidigt på kroppen ved hjælp af armeringsjernene samt af søjler bestående af indstøbte stålror.

Til bortledning af vandet i elven, herunder afløbet fra Myruverkid, mens dæmningen var under opførelse, etableredes en omløbstunnel. Denne bestod af de øverste ca. 100 m af driftstunnelen i forbindelse med en ca. 100 m lang sidestolle til denne.

Da tunnelen udgår fra elvbunden umiddelbart ovenfor dæmningen, var det nærliggende at udføre grundslusen i forbindelse med den etablerede sidestolle. Sidestollen blev lukket med en betonprop, i hvilken der blev monteret en 120 cm kegleskydeventil, der kan betjenes ved fjernstyring fra kraftstationen.

Overløbsbygværket overvejedes udformet efter traditionelle principper med afrundet krone og med afstrømning over en plade på dæmningen bagside. En sådan udformning ville imidlertid medføre udgifter til enten en ret omfattende pladestøbning på dæmningens bagside eller en støbt afløbskanal ned ad dalsiden bag dæmningen afhængigt af overfaldets placering på denne, og der blev derfor alternativt overvejet en løsning, i hvilken vandet efter indløb til bygværket i fuld bredde kunne samles i en smal rende på pillens bagside. Efter en økonomisk vurdering og på basis af foreløbige forsøg besluttedes det at udføre modelforsøg med henblik på en hensigtsmæssig udformning af afløbsrenderne og for bestemmelse af overløbsmængden.

På grund af den kraftige indsnævring af stålen ville der ved overgangen til den smalle rende, hvor de vandmasser, der bevæger sig langs de konvergerende sider, mødes, fremkomme en lokal opstuvning af vandet i en kam. Desuden ville der opstå et system af krydsende bølger i den snævre del af kanalen. Ved tillempling af de konvergerende sidevægges forløb og overløbets form er disse ulemper imødegået, således at der opnåedes en jævn og stabil vandbevægelse.

Med den valgte udformning blev ved forsøgene bestemt en overløbskoefficient, der med god tilnærmelse kan sættes lig 0,36 for alle vandføringer, idet der for overløbsmængden benyttes formelen $q = b \cdot h \cdot \sqrt{2gh}$.

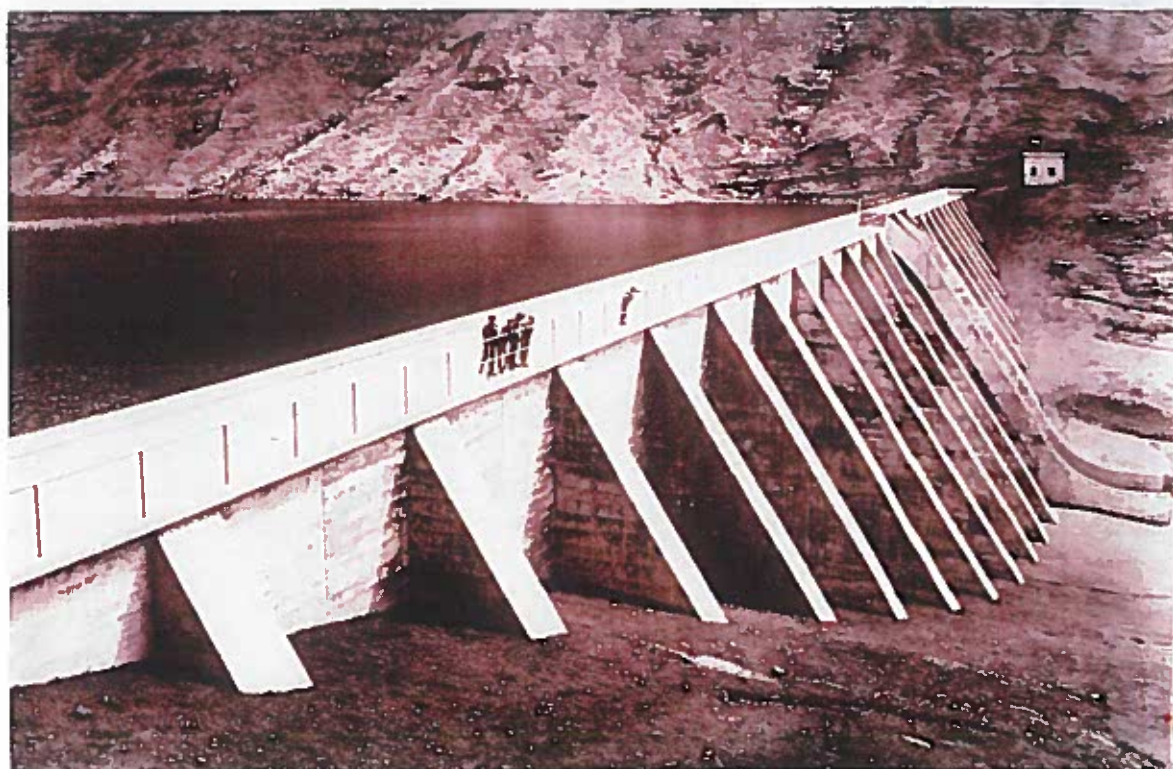


Fig. 11
Heljareygadæmningen

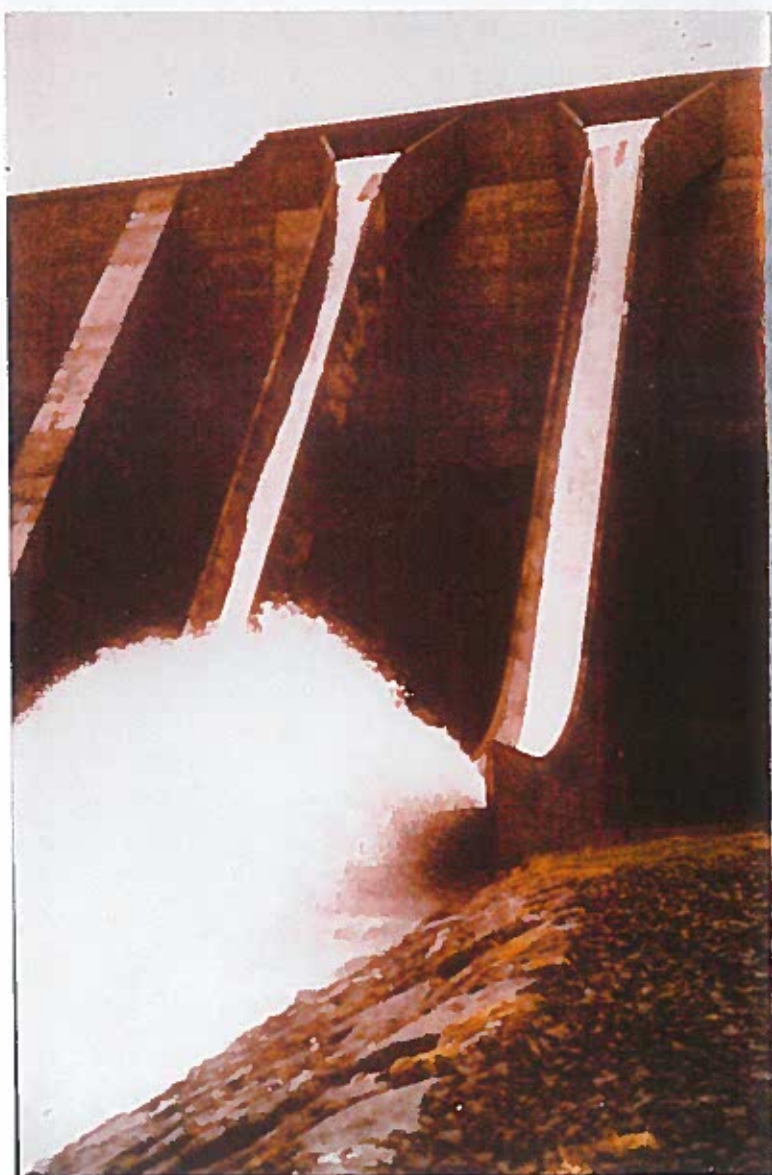


Fig. 12
Heljareygadæmningen
Overløbsbygværk

4. Eidisverkid

4.1 Oversigt over anlægget

De to sidste dæmninger, der skal omtales, opføres for SEV i forbindelse med den igangværende udbygning af Eidisverkid på Eysturoy.

Dette værk udnytter ved fuld udbygning et nedbørsområde på 62 km^2 og vil med en installeret effekt på ca. 20 MW kunne producere ca. 54 GWh/år.

I den igangværende 1. udbygning jf. fig 13 installeres 2 turbiner á 6,7 MW, og produktionen bliver 18 GWh/år.



Fig. 13. Eidisverkid. Oversigtstegning. Skraveret nedbørsområde angiver 1. udbygning

Værket er jf. fig. 14-15 bygget op omkring et resevoir etableret i forbindelse med en eksisterende sø, Eidisvatn, ved øens nordlige ende. Søen ligger i kote 130 m.

Resevoiret dannes ved bygning af to dæmninger med højde henholdsvis 22 m og 12 m, og der opnås derved en opstemning i forhold til det eksisterende vandspejl på ca 19 m. Det giver et resevoirvolumen på 16 mio m^3 vand, eller 10% af den samlede årlige afstrømning ved fuld udbygning.

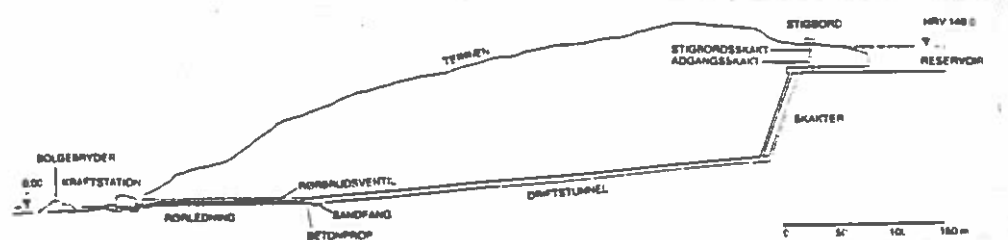


Fig. 14 Længdeprofil af driftsvandvejen

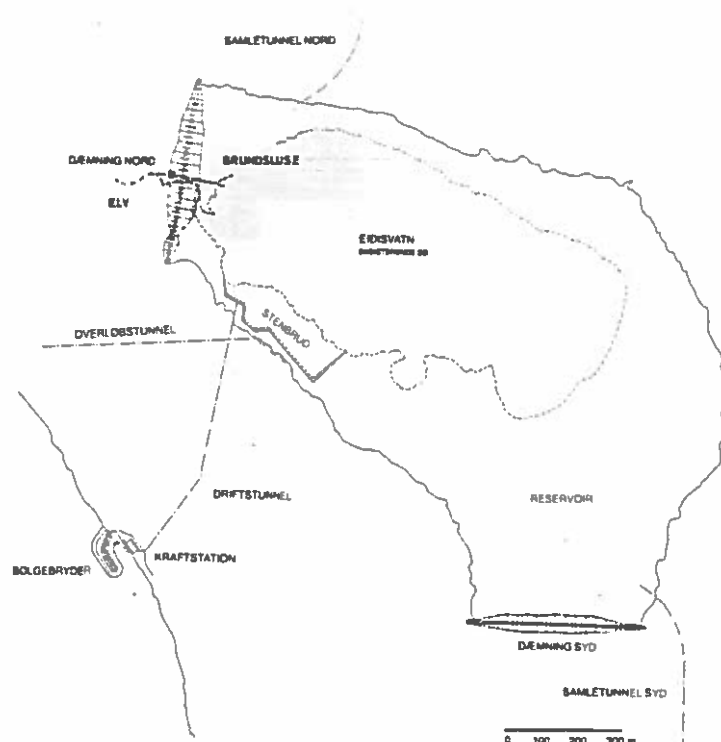


Fig. 15 Området ved
Eidisvatn

4.2 Dæmningstværsnit

4.2.1 Dæmningskrop og asfalttætning

Dæmningerne er stenfyldsdæmninger med asfalttætning på vandsiden jf. fig. 16. Stenmaterialet, i alt ca. 300.000 m³ dæmningsvolumen eller små 200.000 m³ fast fjeld, udspærges i et stenbrud, der er placeret i resevoiret. Sprængningen sker til højeste kote 145 m, hvorved opnås, at stenbruddet størstedelen af året er dækket af vand.

Dæmningerne udføres med et skråningsanlæg der på vandsiden er 1:1,7 og på luftsiden 1:1,3

Stenmaterialet fra stenbruddet har en største stenstørrelse på $d_{max} = 0,8 - 1,0$ m. Før stenudlægningen påbegyndes, afrykkes eksisterende jordlag. Udlægningen af sten sker i 1,2 - 1,4 m tykke lag, der komprimeres med en 10 t vibrationstromle.

På dæmningens vandside udføres de yderste min 2 m af stenfylden med kornstørrelse 0-300 mm udlagt i 0,6 - 0,8 m tykkelse. Herpå lægges et stenlag 15/45, der bindes i overfladen med asfaltemulsion, og der udlægges et 3 cm tykt asfaltbindelag (pulverafretning) som det direkte underlag for udlægning af asfaltbetonen.

Der er regnet udlagt 2 x 6 cm asfaltbeton med forskudte fuger.

Asfalten komprimeres med en vibrationstromle, der trækkes op ad skråningerne.

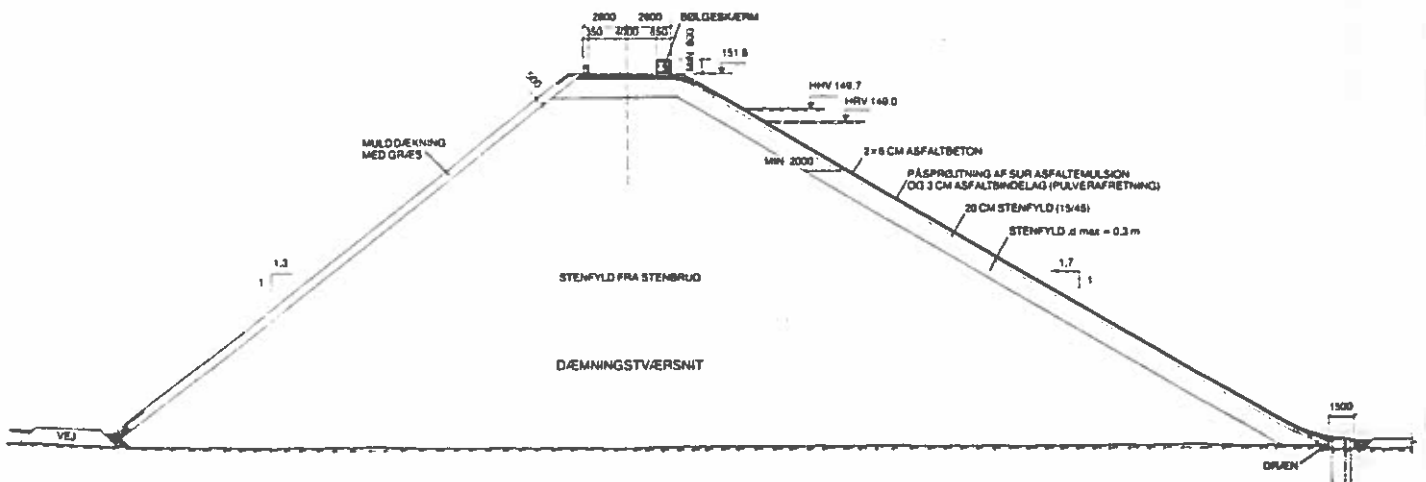


Fig 16 Dæmning Tværsnit

4.2.2 Drænsystem

Drænsystemet omfatter et langsgående dræn bag dæmningståen samt tværdræn, der fører til et samlebrøn på luftside. Drænsystemet er opdelt i 6 sektioner, således at en eventuel gennemsvivning bedre kan lokaliseres. Drænene føres til en samlebrønd, hvor der i den første tid vil blive kontinuerlig registrering af vandmængderne samtidig med, at der vil blive installeret en permanent alarm med signal til kraftstationen, hvis vandmængden overstiger en nærmere fortsat mængde.

4.2.3 Dæmningsfundament

Asfaltpladen sluttes fornedet til et betonfundament, fig. 17, hvis udformning bl.a. er dikteret af udførelsen af asfaltpladen.

Fundamentet støbes på fast fjeld, der er opnået ved afrensning af forvitret og opsprækket fjeld. I det omfang det er muligt gøres dette ad mekanisk vej, men eventuelt ved forsigtig sprængning. Hvis der sprænges for kraftigt, risikerer man at frembringe nye revner i fjeldet, som kan forringe fjeldets tæthed. Det færøske fjeld består af basalt med en lagdeling, der i hovedsagen er vandret.

Selve fundamentet støbes i sektioner á 7 m længde, idet der anvendes lavalkali-cement, der har en lavere varmeudvikling end Portland-cement, og idet der støbes forskudt (dvs. i primærudstøbninger og mellemstøbninger.)

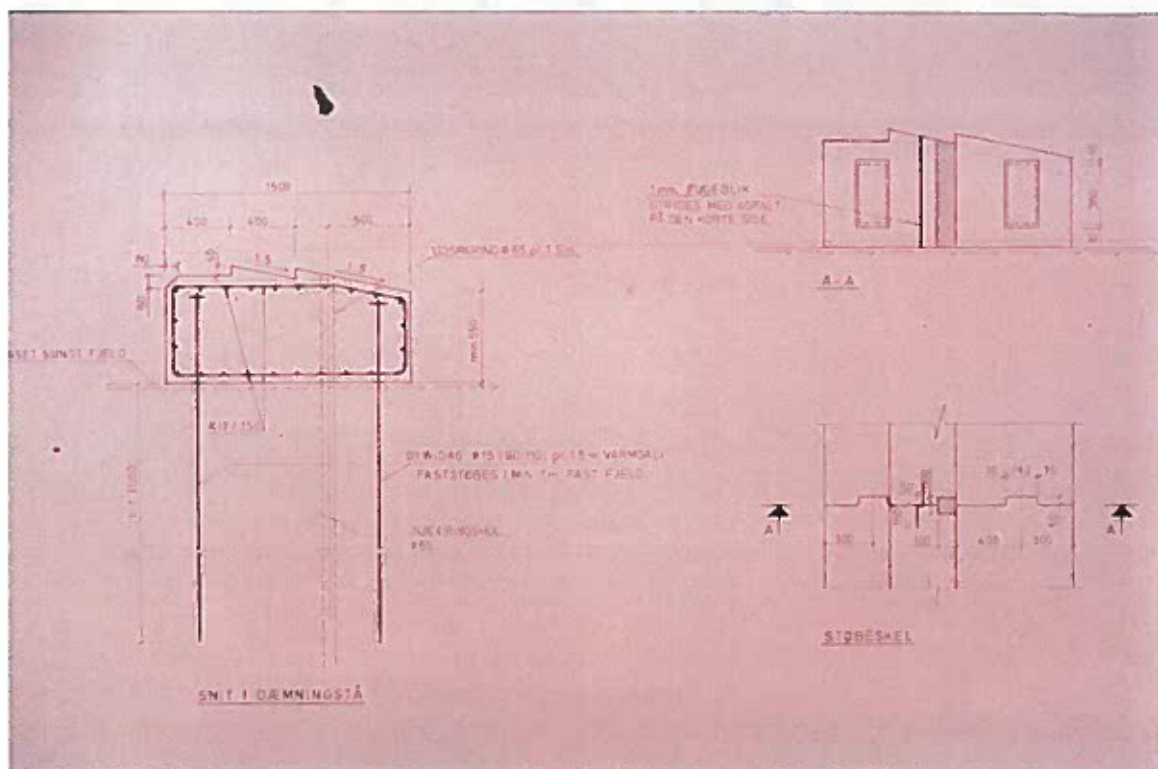


Fig. 17 Dæmningsfundament.

I fjeldet under fundamentet og mellem fundament og fjeld foretages injicering for at hindre gennemsivning.

Der udføres før fundamentsarbejdets påbegyndelse kerneboringer af hensyn til planlægningen af injiceringsarbejdet.

Ved selve injiceringen startes med en række primærhuller med ca 12 m afstand og en dybde på 10 - 15 m., evt dybere afhængig af fjeldets kvalitet. Efter injicering af primærhullerne bores sekundære huller mellem disse og så fremdeles, indtil den ønskede tæthed er opnået.

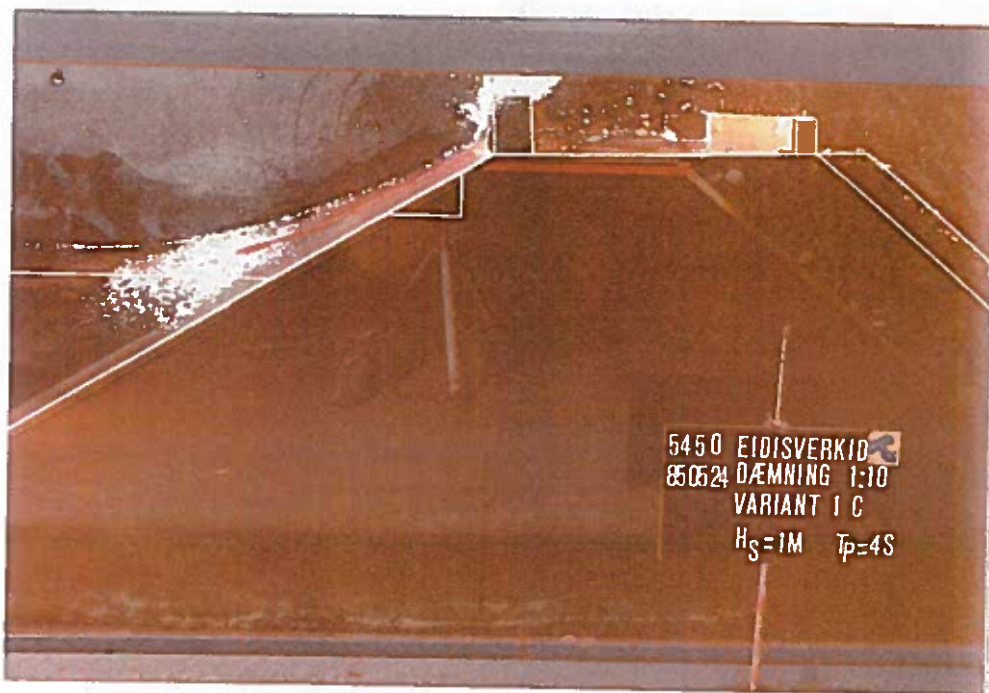
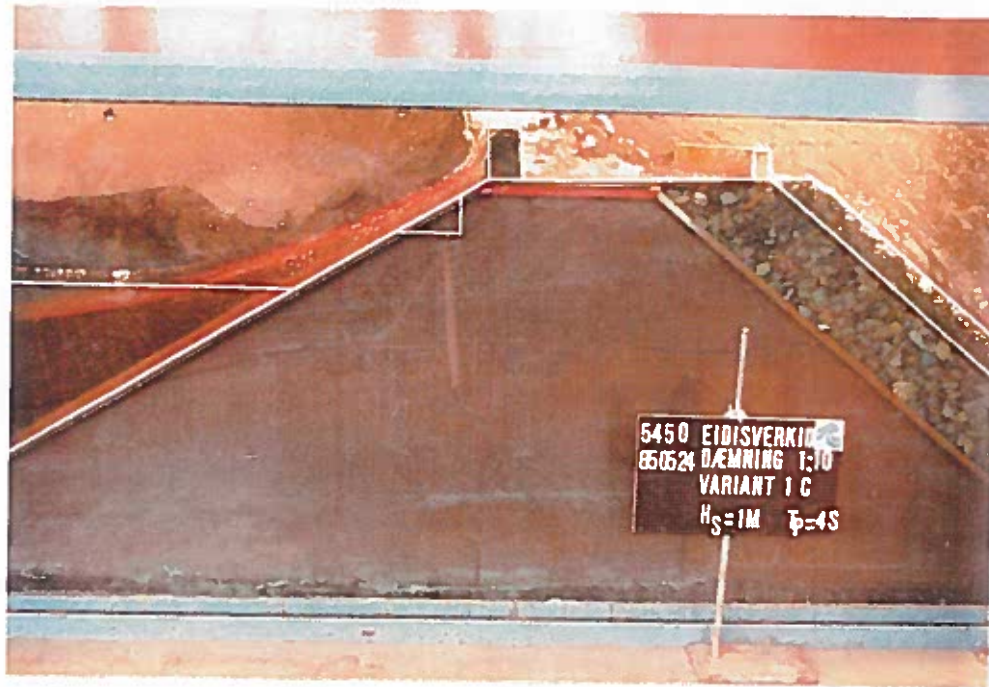
4.2.4 Dæmningskrone

Dæmningskronen er udformet således, at den kan anvendes som kørevej med asfaltbelægning. Dette betinger sammen med udførelseskravene den viste bredde.

Kronen er forsynet med en 80 cm høj bølgeskærm af udsprængte sten og er bagtil afsluttet med en 40 cm høj stenafslutning. Denne løsning er valgt af miljømæssige grunde, idet den forventes at falde mere naturligt ind i naturen end f.eks en betonbrystning ville gøre. Ligeledes er af miljømæssige grunde luftsiden jord- og græsklædt for at falde godt ind i det græsklædte landskab.

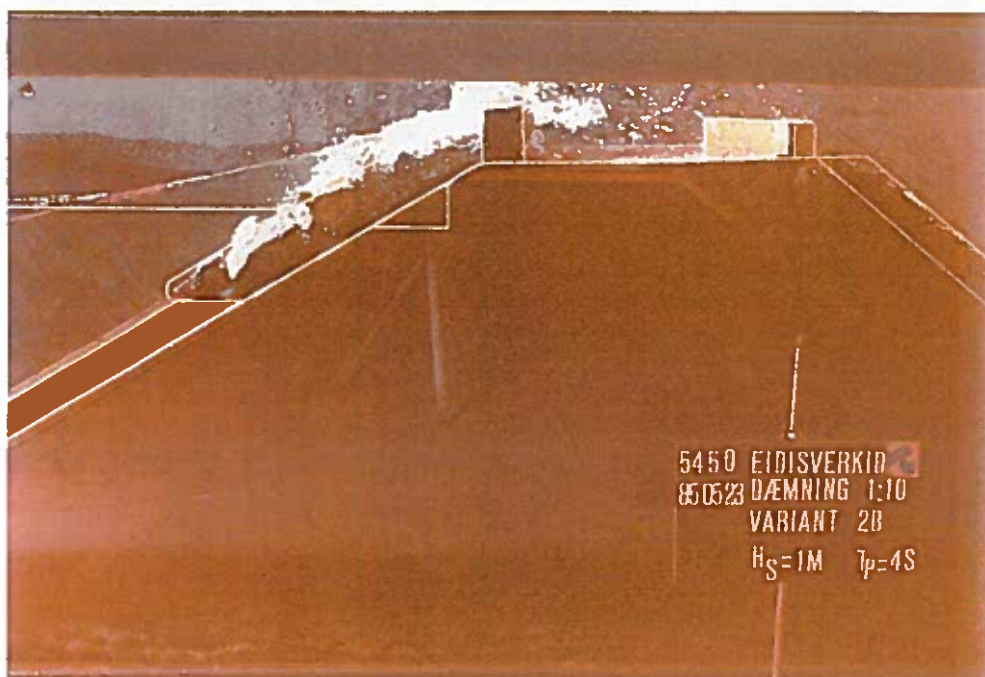
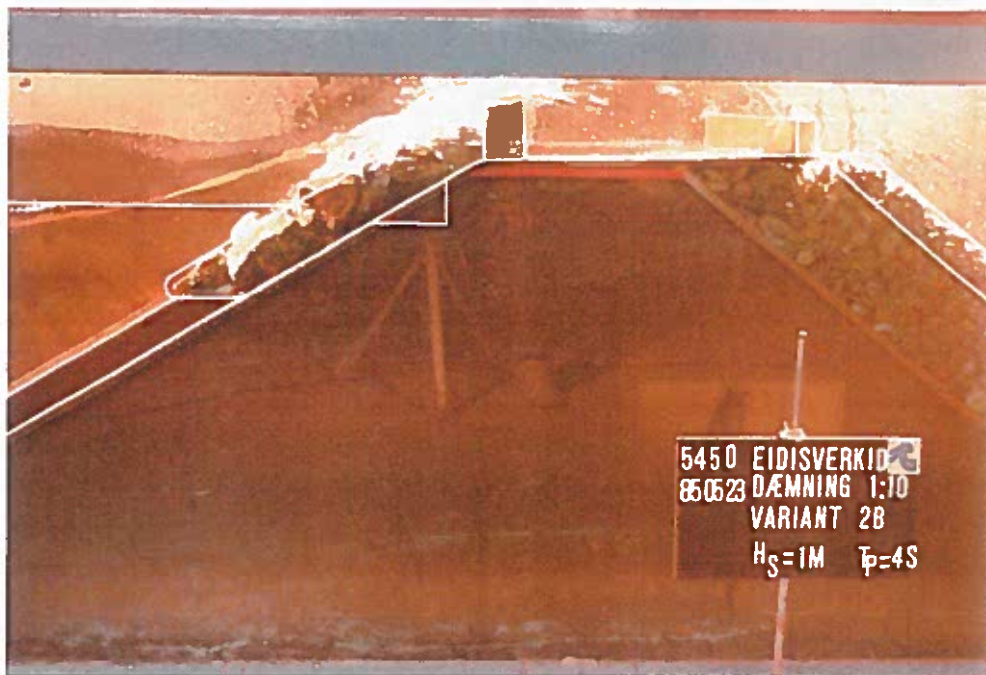
Der blev overvejet en løsning, hvor dæmningen på vandsidens øverste 4 m blev forsynet med en belægning af sten, der skulle mindske opskyllet fra bølgerne og dermed give mulighed for at reducere dæmningshøjden.

For at sammenligne de to løsninger og for at få en kontrol på den nødvendige dæmningshøjde blev udført et modelforsøg hos Dansk Hydraulisk Institut. Forsøget blev udført i målforhold 1:10 i en 60 m bred forsøgsrende, jf. fig. 18 og 19.



Variant 1C, Kronekote = 151,65 m, Vandstand = 149,70 m,
 $H_s \sim 1$ m og $T_p \sim 3,9$ s.

Fig 18. Forsøgsopstilling uden stenbelægning



Variant 2B, Kronekote = 150,40 m, Vandstand = 149,70 m,
 $H_S \sim 1$ m og $T_p \sim 3,9$ s.

Fig. 19. Forsøgsopstilling med stenbelægning

Grundlaget for forsøget var en signifikant bølgehøjde på 1.0 m beregnet ud fra et frit stræk på 1,2 km og en vindhastighed på 35 m/sec.

Forsøget viste en nødvendig kronehøjde over vandspejlet på 2,1 m udover bølgeskærmen for den valgte løsning og 1,1 m for den stenbelagte. Den mulige reduktion på 1 m gjorde, at de to løsninger økonomisk set balancerede, dvs at udgifter til stenbeklædningen svarede til besparelsen ved reducerede fyldmængder i dæmningerne. Da løsningen med stenbeklædningen vurderedes som udførelsesmæssigt mere kompliceret, valgtes den højere løsning med asfaltpladen.

Forsøget tjente tillige til kontrol på virkningen af de to stenmure. Det tillades, at bølgetoppe af vinden presses over den forreste mur, idet vandet fanges af den 4,5 m brede krone og den lavere bageste mur. Den bageste mur udføres tæt ved udstøbning mellem stenene, mens den forreste skal tillade det overskyldede vand at løbe tilbage i reservoiret. Dæmningskronen har følgende fald mod reservoiret.

4.3 Grundsluse

Den nordvestlige dæmning er, jf. fig. 15 og 20, forsynet med en grundsluse, placeret ved siden af elvløbet.

Grundslusen blev udført som den første del af dæmningsarbejdet, samtidig med jordafrømningen, mens afløbet fra søen stadig skete via elven. Dalbunden som elven løber i er meget flad, og ved en nedsprængning af grundslusen er opnået, at vandspejlet i søen i byggeperioden kan holdes sænket 1-2m afhængig af tilstrømningen.

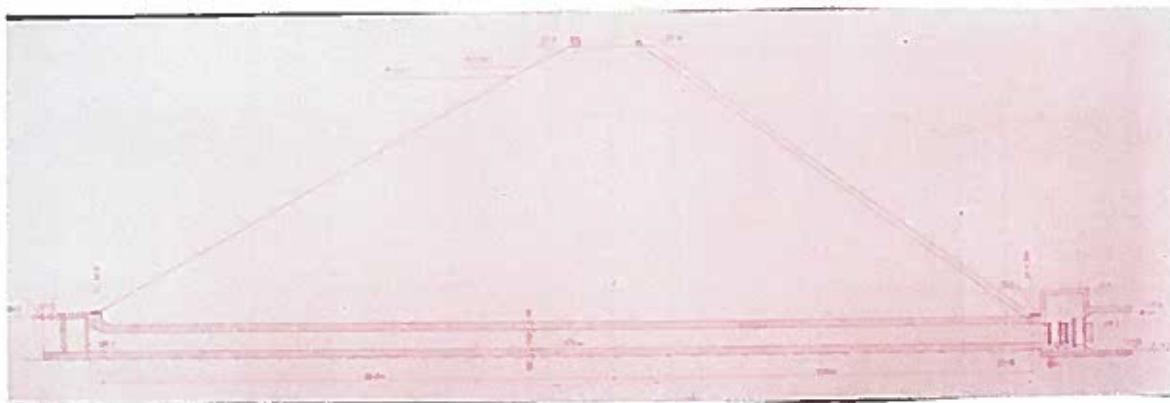


Fig. 20. Dæmningstværsnit med grundsluse

Efter støbning af grundsluse og ventilhus bortsprængtes de sidste fjeldmasser ud mod søen, og vandspejlet sænkedes. Grundsluseventilen monteres først, når man begynder at samle vand i resevoiret.

I driftssituationen tjener grundslusen til at holde vandspejlet nede i tilfælde af reparation på dæmningen eller på tunnelindtaget og kan også sammen med turbinerne tjene som en ekstra sikkerhed på overløbet. Grundslusen kan ved fuldt resevoir bortlede $25 \text{ m}^3/\text{sec}$, hvilket sammen med turbinernes $15 \text{ m}^3/\text{sec}$ ved fuld udbygning giver ialt $40 \text{ m}^3/\text{sec}$.

4.4. Overløbsbygværk

Overløbsbygværket jf. fig. 21 er projekteret som et kanaloverløb, der går over i en overløbstunnel, gennem hvilken vandet ledes udover fjeldsiden i kote ca 60 m og videre ned i fjorden.

Arsagen hertil er, at elven Breidá ikke ville være i stand til at føre de stærkt forøgede vandmængder hidrørende fra det store opland.

Fra det direkte opland er der regnet med en afstrømningsmængde på $4,5 \text{ m}^3/\text{sec.km}^2$ sv. t. $24 \text{ m}^3/\text{sec}$. Fra det opland, der hidrører fra sameltunnelerne regnes med en afstrømningsmængde på $1,5 \text{ m}^3/\text{sec.km}^2$, idet resten ledes bort ved, at "toppene" skæres af i de enkelte elvindtag. Den maksimale vandmængde bliver herved $108 \text{ m}^3/\text{sec}$, der ledes bort via overløbstunnelen.

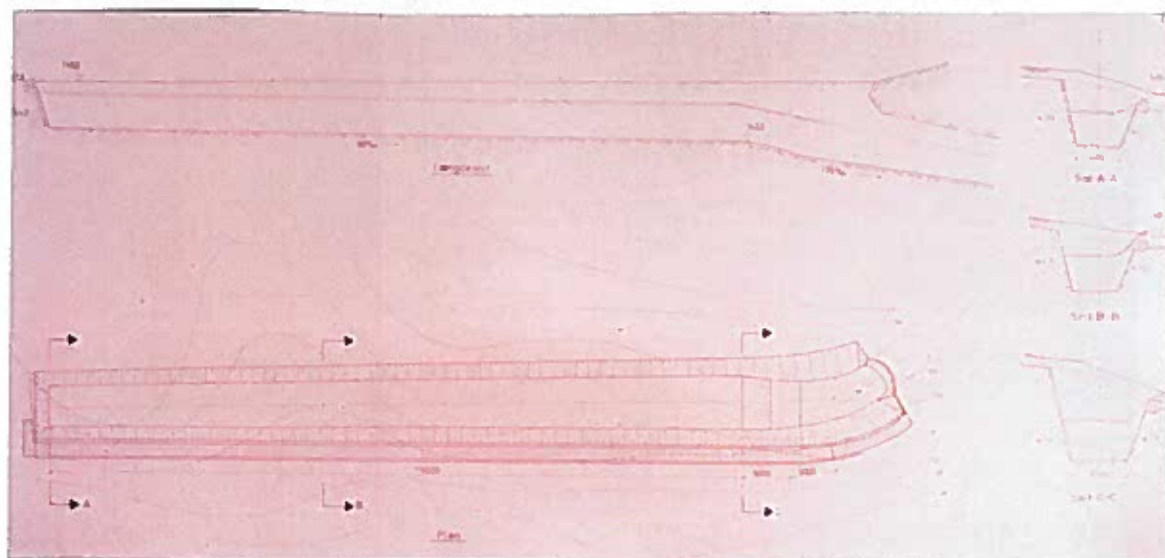


Fig. 21. Overløbsbygværk

Kanalen har en længde på 85 m og overløbshøjden bliver 0,70 m. Accelerationszonen begynder 10 m før indløbet til tunnelen og vil strække sig langt ned i tunnelen. Den naturlige dybde i tunnelen er ca $1,25 \text{ m}$ og vandhastigheden tilsvarende ca. $20 \text{ m}/\text{sec}$.

Tunnelen fores med beton i en højde af 2,50 m. Tunneltværsnittet har en bredde af 3,9 m og en højde af 4,9 m og vil aldrig blive fuldtløbende, og der vil være sikret tilstrækkeligt tværsnitsareal til luftmedrivningen. Dette er også baggrunden for at løsning- en uden betænkelighed er valgt. Lukkede overløbssystemer med fuldtløbende tværsnit undgås normalt p.g.a. risikoen for bloke- ring med tømmer, ved nedstyrtning el. lign.

4.5 Tunnelindtag

Indtaget er jf. fig. 22 forsynet med et lukke i form af en rulle- luge.

Ved tunnelmundingen er placeret en grovryst med en afstand mellem ristestængerne på 60 mm. Det er hovedsagligt græs, der samler sig på ristestængerne ved de færøske værker, idet der ikke er træ- vækst i fjeldene.

Ved indtagsmundingen kan monteres stemmebjælker til kote 131 m, hvorved opnås mulighed for udførelse af reparationsarbejder, idet vandspejlet holdes nede ved hjælp af grundslusen.

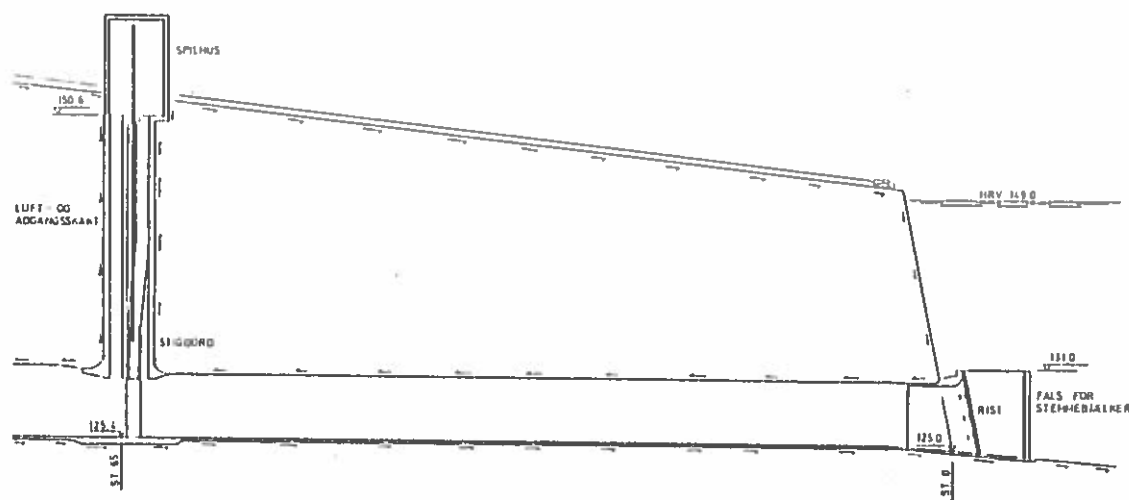


Fig. 22. Tunnelindtag

4.6 Samletunneler

På fig. 13 og 15 samletunnelerne mod nord og syd. Samletunneler- ne, ialt 35 km, udføres med en fuldprofilboremaskine, TBM, med diameter 3,35 m. Der er regnet boret ca. 700 m pr. måned og en del af stenmaterialerne herfra bruges i dæmningerne.

MEDIUM SIZE DAMS IN ZIMBABWE

by

Henrik Mai, Dangroup (N & R)

MEDIUM SIZE DAMS IN ZIMBABWE

Foredrag i Dansk Vandbygningsteknisk Selskab
d.26.feb.1986.

v. Akademiingeniør Henrik Mai,
Nielsen & Rauschenberger,
Rådgivende Ingeniører A/S

1. INDLEDNING

I 1983 indgik DANIDA en aftale med regeringen i Zimbabwe om at finansiere et projekt, der skulle omfatte feasibility study og detailprojekt for mellemstore dæmninger i Communal Land i en af Zimbabwes 7 provinser - Midlands Province.

Projektet blev i efteråret 1983 overdraget Dangroup International i samarbejde med det lokale ingeniørfirma Watermeyer, Legge, Piesold & Uhlmann, Dansk Hydraulisk Institut og Centret for Udviklingsforskning.

Projektet blev gennemført fra februar 1984 til marts 1985 af et hold på ca. 20 teknikere fra de deltagende firmaer omfattende dæmningsingeniører, geologer, hydrologer, agronomer, pedologer, irrigation ingeniører, landbrugsøkonomer og sociologer.

2. PROJEKTOMRÅDE

Zimbabwe (det tidligere Syd Rhodesia) ligger i det sydlige Afrika umiddelbart nord for den Sydafrikanske Republik. Landet dækker et område på 390.000 km² og er afgrænset af floderne Limpopo i syd, Zambezi i vest og nord og Mozambique i øst.

Geografisk er landet opdelt i High Veld mod øst med højder op til knap 2000 m, Middle Veld i den centrale del mellem 1000 og 1500 m samt Low Veld i de to floddale mod nord og syd.

Det samlede indbyggertal er knap 8 mill, hvoraf ca. 200.000 er hvide. I hovedstaden Harare (Salisbury) bor ca. 700.000 indbyggere.

De vigtigste erhverv er landbrug (majs, tobak, bomuld, te, kaffe og kvægbrug) og minedrift (asbest, krom, jern, kobber, sølv og guld).

Administrativt er landet opdelt i 7 provinser. Den centrale del, Midlands Province, udgjorde området for dette projekt.

Uden for byerne er landet opdelt i tre kategorier, Communal Lands, skov, nationalparker og safariområder samt øvrigt land, der især blev udnyttet til privat ejet kommercielt landbrug. Communal Lands er de områder, der er stillet til rådighed for den lokale befolkning. Her foregår landbruget i kooperativer eller på mindre private plots omkring landsbyerne.

Af Midlands Province's 57.000 km², udgør Communal Lands ca. 25.000 km², hovedsageligt fordelt i provinsens yderområder. Det var disse områder, der var projektets arbejdsområde.

3. FORMÅL

Projektets formål var gennem etablering af dæmninger at skabe mulighed for vandforsyning til

- Husholdning
- Kvægvanding
- Mindre overrislingsprojekter

Nødvendigheden af at foretage opmagasinering af vand skyldes den ujævne fordeling af nedbøren over året. Næsten hele nedbørsmængden, der varierer mellem 500 og 900 mm/år, falder i løbet af fem sommer måneder (november-marts).

Under naturlige forhold er det således kun muligt at dyrke en afgrøde om året, mens der med overrisling dels kan dyrkes en vinterafgrøde og dels kan opnås et bedre udbytte af sommerafgrøden ved optimal vanding.

Vandforsyning til husholdning og kvægvanding kan i visse områder etableres fra borer, men i større samfund og i områder med dårlige grundvandsforhold må man også her basere forsyningen på overfladevand ved bygning af dæmninger. (Naturlige søer forekommer ikke i Zimbabwe).

4. EKSISTERENDE OVERRISLINGSPROJEKTER

I projektområdet fandtes ca. 10 eksisterende overrislingsprojekter, der næsten alle omfatter et reservoir, der er skabt ved bygning af en jorddæmning. Kun i den østlige del, hvor flere floder er pereniale, kan man klare sig med mindre indtagsbassiner.

Alle de eksisterende projekter er baseret på "flood irrigation", hvor vandet ledes ud over jorden fra et system af kanaler i modsætning til "sprinkler irrigation", som benyttes på de kommercielle farme, hvor vandet pumpes gennem rørledninger til sprinklere. Dette giver en væsentlig bedre udnyttelse af vandet, men kræver mere teknik og bedre management.

Overrislingsprojekterne i Communal Lands består af en "medium size" jordfyldsdæmning. Med "medium size" forstås her dæmninger i størrelsen 8-15 m.

Da nedbøren ofte er meget voldsom, er det nødvendigt med et vel anlagt overløbsbygværk i forbindelse med dæmningen, og i denne forbindelse er det nødvendigt at finde en placering, hvor der er fjeld i dagen for at undgå erosion.

Fra dæmningen ledes vandet til et bassin (night storage dam) - ofte ved pumpning. Dette bassin fyldes om natten, og herfra kan der så trækkes vand om dagen til overrislingsområderne.

Dette vand fordeles gennem betonforede kanaler med simple reguleringslukker frem til vandingskanalen umiddelbart oven for den mark, der skal vandes. Ved hjælp af slanger, der bruges som hæverter, ledes vandet over i furer i marken, hvorfra det siver ned i jorden.

Hver enkelt mark anlægges svagt skrånende, således at vandet kan fordeles gennem furen, og det vand, der ikke når at sive i jorden, opsamles i afvandingsgrøfter.

Selv om denne teknik kun benytter simple hjælpemidler, kræver den en vis viden for at opnå en optimal udnyttelse af vandet, d.v.s. undgå at for meget vand løber ud i afvandringsgrøfterne.

5. PROJEKTETS GENNEMFØRELSE

Det aktuelle projekt, som gennemførtes for "Ministry of Energy and Water Resources and Development", var opdelt i tre faser.

1. Dam site identification
2. Feasibility studies (10 sites)
3. Detailed Design and tender documents (3 sites)

Dam site identification

Den første fase af projektet bestod i at lokalisere mulige dæmningssteder, der kunne opfylde de tre formål: vandforsyning til hushold, kvægvanding og overrisling. Resultatet af denne fase skulle være et katalog over de potentielle dæmningssteder opdelt i tre kategorier:

- A. Steder hvor "medium size" dæmninger kan bygges og skabe et reservoir af rimelig størrelse i forhold til flodens afstrømning men med høje anlægsomkostninger.
- B. Steder hvor dæmningen kan bygges for en rimelig omkostning, men hvor det umiddelbare benefit for området er begrænset.
- C. Steder som under pkt. B, men hvor der kan opnås et umiddelbart benefit.

Betingelser for at lokalisere sådanne dæmningssteder var rimelig gode. Hele projektområdet var dækket af ca. 70 kort i skala 1:50.000, og der fandtes luftfotos i skala 1:25.000 over det meste af området.

Inden for de knap 4 måneder, der var til rådighed for denne fase, var det imidlertid ikke muligt dels at gennemse alle samtlige flodstrækninger for mulige dæmningssteder og dels at vurdere i hvert konkret tilfælde, hvor stor benefit, der kunne opnås.

Hele området blev derfor opdelt i forskellige zoner ud fra forskellige forudsætninger, og der blev udarbejdet en række zonekort:

Geological Interpretation
 Soil Suitability and Soil Classes
 Natural Regions and Farming Systems
 Irrigation Benefit
 Estimated Catchment Runoff
 Mean Annual Rainfall
 Isolines of Average slope
 Annual Evaporation
 Mean Annual Runoff
 Soil Erosion in Communal Lands
 District and Rural Service Centres

Hvert af disse kort angav ud fra de specifikke forudsætninger egnede og mindre egnede områder, og ved at kombinere to eller flere af disse kort var det således muligt at udelukke visse mindre interessante områder. Bl.a. blev meget tyndt befolkede områder udelukket, ligesom områder med meget ufordelagtig geologi (karoo mudstones, kalahari sand og områder med alluviale aflejringer).

Ud fra de hydrologiske oplysninger blev floderne størrelse afgrænset, idet de dels skulle være store nok til at fylde et reservoir, der af størrelse svarer til et irrigation areal på 20 ha. og dels ikke var for store for et reservoir, der svarer til en middelstor dæmning.

Sidstnævnte hænger sammen med, at et lille reservoir på en stor flod meget hurtigt vil blive opfyldt af de sedimenter, som floderne fører med sig.

De relevante flodstrækninger blev derefter gennemgået ved skrivebordet ved hjælp af kort og luftfotos. Det, der først og fremmest blev set efter, var indsnævringer i flodløbene, der kunne indikere fjeldtærskler i forbindelse med bagved liggende flade områder, der kan danne et passende reservoir.

Tilstedeværelsen af fjeld i dagen er væsentlig dels af hensyn til funderingen men især af hensyn til etablering af overløbsbygværk.

Ialt 200 steder blev lokaliseret på denne måde med angivelse af skønnet størrelse af dæmning og reservoir, hydrologiske forhold ud fra oplandsstørrelse, tilstrømning, fordampning og sedimentation.

De geologiske og landbrugsmæssige forhold blev bedømt i henhold til zoneinddelingerne og dæmningens ydelse, og pris blev beregnet.

Endelig blev kategorien for dæmningsstedet bedømt dels ud fra anlægsomkostningerne pr. m³ vand og dels ud fra benefit vurderet på baggrund af landbrugszonen, områdets befolkningstæthed og kvægbestand samt afstand til nærmeste "Rural Service Center".

De 200 hundrede dæmningssteder fordelte sig med 38 i kategori C, 36 i kategori B og ca. 75 i kategori A. De resterende 50 steder blev ikke kategoriseret, idet de faldt uden for den betragtede størrelse.

Alle dæmningssteder i kategori B og C blev derefter besøgt, ialt 75 steder i løbet af en måned, de fleste i bil og til fods.

I de nordlige og sydlige distrikter blev der også anvendt helikopter - dels på grund af de lange afstande og dels af sikkerhedsmæssige årsager. (De sydlige områder ligger på grænsen til Matabeleland, hvor der på dette tidspunkt var en del træfninger mellem politi og "dissidents").

Under disse besøg blev der foretaget en grov opmåling af dæmningsstedet og en vurdering af funderingsforhold samt muligheden for etablering af overløbsbygværk.

Desuden blev området omkring dæmningsstedet vurderet med henblik på egnede lokaliteter for overrislingsområde og muligheden for at finde egnede dæmningsmaterialer.

Som afslutning på den første fase blev der udarbejdet en prioritetsliste over de besøgte dæmningssteder.

Feasibility studies

På baggrund af prioritetslisten udvalgte ministeriet 10 dæmningssteder, hvortil der skulle udarbejdes et foreløbigt projekt og feasibility study.

I denne anden fase blev der udført egentlige forundersøgelser for dæmningerne, omfattende opmåling, geoelektrik og prøvegravninger.

Materialeprøver dels for dæmningsmaterialer og dels fra landbrugsområderne blev udtaget og undersøgt på laboratorium.

Samtidig blev der udtegnet kort over reservoirerne ud fra luftfotos til bedømmelse af volumen, og der blev opstillet en hydrologisk model, der sammenknyttede de enkelte afgrøders vandbehov med tilstrømningen, reservoir-ets størrelse og ydelse (se fig 5.1 og 4.2).

Design kriterier for dæmningerne blev fastlagt i samarbejde med ministeriet, og der udarbejdedes et skitseprojekt for både dæmningen og overrislingsanlæg. For tre af dæmningerne blev der ligeledes udarbejdet et vandforsyningsprojekt til nærliggende landsbyer.

De efterfølgende feasibility studier baseret på de ovennævnte skitseprojekter og økonomiske beregninger viser, at der kan opnås en rimelig rentabilitet for 3-5 af de behandlede projekter afhængig af, hvilke afgrøde rotationer der vælges, og hvor stort område der kan udlægges til landbrug.

Den nationaløkonomiske interne rente vil således være mellem 10 og 15% for de bedste af projekterne.

Detailed Design

De tre bedste projekter blev igen udvalgt af ministeriet til den tredie og afsluttende fase.

Denne omfattede et detail projekt for både dæmning og overrislingsanlæg med tilhørende udbudsdokumenter.

For at få et mere detaljeret kendskab til områderne blev der optaget nye luftfotos i målestok 1:10.000, og på baggrund heraf blev der udtegnet kort over reservoirer og vandingsområder.

Selve dæmningsstedet blev opmålt detaljeret, og der blev udført yderligere geotekniske undersøgelser.

Insukamini Dam

Som et eksempel omtales Insukamini Dam i Lower Gweru Communal Land.

Dæmningens hoveddata fremgår af bilag 1.

Dæmningen forsyner to overrislingsområder dels 22 ha, 2,5 km nedstrøms for dæmningen og dels ca. 100 ha 11 km nedstrøms. Det første område kan forsynes via en kanal fra dæmningen til området, hvor det fordeles til de enkelte plots, der hver har en størrelse på ca. $\frac{1}{2}$ ha.

Det andet område forsynes ad det eksisterende flodnet og pumpes op fra et mindre indtagsbassin. Dette område er planlagt for "sprinkler irrigation" for at opnå den bedst mulige udnyttelse af vandet, man kan iøvrigt også udlægges til "flood irrigation" som det mindre anlæg.

Funderingsforholdene for dæmningen blev oprindelig anset for at være gode, idet der forekom fjeld i dagen (gneis) i flodløbet og på højre bred.

Tidligere undersøgelser, udført af ministeriet viste imidlertid, at der kunne forekomme "sodic soil" i overjorden. Disse dispersive lerarter er ofte forekommende i granitiske områder i Zimbabwe og har forårsaget flere brud på dæmninger, der har været opbygget af disse materialer.

Problemet består i, at kornskelettet nedbrydes, når det bliver udsat for vandtryk, hvorved partiklerne går over i en suspension, og jorden mister sin erosionsmodstand. Der vil dermed blive skabt en mulighed for en ukontrolleret gennemsvivning og dermed brud på dæmningen.

Undersøgelserne for dæmningen bestod dels af seismik langs hele dæmningsaksen og dels af to kærneboringer. Desuden blev der udført 25 prøvegravninger til 2-4 m's dybde og et antal "cone penetration tests".

Med disse undersøgelser blev der opnået et overblik over fjeldets forvitningsgrad og permeabilitet.

Eftersøgningen af jordfyld til dæmningen blev foretaget i 4 områder. Disse blev undersøgt ved prøvegravninger i 1-1,5 m's dybde i et net på 50x50 m. Der blev ialt udført 240 gravninger og udtaget 33 prøver til laboratorie forsøg for at eftervise tilstedeværelsen af de godt 220.000 m³, der skal bruges til dæmningen.

Dæmningen er opbygget af to sektioner med et mellemliggende overløbsbygværk. Ved placeringen af dette er der taget hensyn til forekomsten af fjeld i flodlejet, således at der ikke opstår problemer med erosion.

Dæmningens tværsnit er opbygget med en skrå kerne, der består af et materiale med et lerindhold på 10-30% fra et område, hvor der ikke forekommer "sodic soil".

Kærnen er foreskrevet komprimeret til 98% standard proctor, således at der kan opnås en permeabilitet på 10^{-9} m/s. Til sammenligning kan nævnes, at jorden under dæmningen har en permeabilitet på 10^{-7} m/s.

Under dæmningen udføres en tætningsgrøft til fjeld eller til tæt - ikke dispersiv jord, hvilket afgøres på stedet under udførelsen.

Arsagen til den skrå tætningskerne er manglen på tilstrækkelige mængder af egnet tætningsmateriale.

Området bag tætningskærnen er ligeledes foreskrevet komprimeret til 98% for at undgå sætningen i kærnen, men der tillades en større permeabilitet (10^{-7} m/s).

Mellem kærnen og støttefyldet er der indlagt et filter og et sanddræn, der fortsætter under den nedstrøms skulder til dæmningens tå.

For støttefyldet yderst i skuldrene tillades en mindre komprimeringsgrad, og i den nedstrøms skulder tillades endog et vist indhold af dispersiv jord, idet denne fyld ikke bliver udsat for vandtryk på grund af det afskærende dræn.

Den opstrøms side beklædes med stensætning til 1 m over øverste reguleringsgrænse. På den resterende overflade sås græs.

Ud fra en vurdering fra overfladen af fjeldets beskaffenhed omkring overløbsbygværket ansås det for muligt at udføre dette som et overløb med bred krone af "masonry", hvilket er meget anvendt i Zimbabwe. Undersøgelserne viste imidlertid, at fjeldet består af flager, og at der forekommer områder, hvor der er dybt til fjeld.

Det blev derfor besluttet at udføre overløbet med en "Ogee crest" i beton med tilhørende styrtleje som vist på bilag 3.

Hoveddata for beregning af overløbet og fribord er vist på bilag 2.

Dæmningen er designet for en 500 års flom med tillæg for bølgeopskyl. Samtidig må en 2000 års flom ikke medføre overskylning af dæmningen, dog uden tillæg for bølger.

Overløbets form er designet for 80% af 500 års flommen efter formlen vist på fig. 8.1 (efter Norske forskrifter for Dammar). For et overløb med bred krone ville overhøjden blive 0,4 m større, hvilket ville medføre en tilsvarende højere dæmning.

Styrtlejet er designet efter USBR type 2, som vist på fig. 13. Et tilsvarende bassin uden "chute blocks" og "dentated sill" ville blive 30 m langt.

For at forhindre vand fra overløbet i at løbe tilbage mod dæmningsfoden opførtes en 2,5 m høj ledemur.

Bundudtaget fra dæmningen består af et indtagstårn i beton umiddelbart opstrøms for dæmningen.

Herfra fører et \varnothing 600 mm stålør omstøbt med beton gennem dæmningen, dels til et udløb ved flodlejet for udslip af vand til det nederste overrislingsområde. Herfra fører et \varnothing 350 mm stålør under overløbet frem til kanalen, der fører vand til det øvre område.

Bundudtaget er designet, således at det kan tømme reservoiret på 11 uger fra øverste reguleringsgrænse. Men samtidig er det sikret, at nedtapningshastigheden er tilstrækkelig lille, ca. 70 mm/dag ved øvre reguleringsgrænse, således at der ikke opstår stabilitetsproblemer under hurtig nedtapning.

DISKUSSION

Spm: Det overrislede område forekommer meget lille; 120 ha er ikke meget mere end et par danske gårde, til en 18 m høj dæmning. Hvordan kan det forventes at blive rentabelt?

Svar: Der er flere ting, der må tages i betragtning. For det første er dæmningens højde optimeret under hensyntagen til den laveste anlægsomkostning pr. m^3 vand, idet der er mulighed for at udvide det overrislede areal med områder, der ligger uden for grænsen til communal lands. Dæmningen vil således kunne overrisle ialt 200-300 ha. For det andet er produktionen pr. ha væsentlig større end i Danmark. De 120 ha, der er projekteret, vil således kunne give 60 familier hver 4 plots á $\frac{1}{2}$ ha, hvilket er tilstrækkeligt til at give en minimumsindkomst.

Spm: Hvorledes kan 10.000 års flommen bestemmes med den angivne nøjagtighed?

Svar: De angivne flomvandføringer er beregnet ud fra statistiske oplysninger under hensyntagen til oplandets størrelse, regnfalds intensitet og størrelse samt årligt nedbør, efter en metode, der sædvanligvis benyttes af ministeriet i Zinbabwe.

Senere beregninger v.h.a. SCS-metoden, der også tager hensyn til karakteristiske værdier for oplandet (jordbundsforhold, vegetation m.v.) giver en væsentlig mindre flom (Routed outflow for 500 years return period: $200 m^3/s$).

Antallet af betydende cifre i tabellen er således ikke et udtryk for nøjagtigheden.

FIG. 5.1: Integrated Reservoir and Crop Irrigation Model.

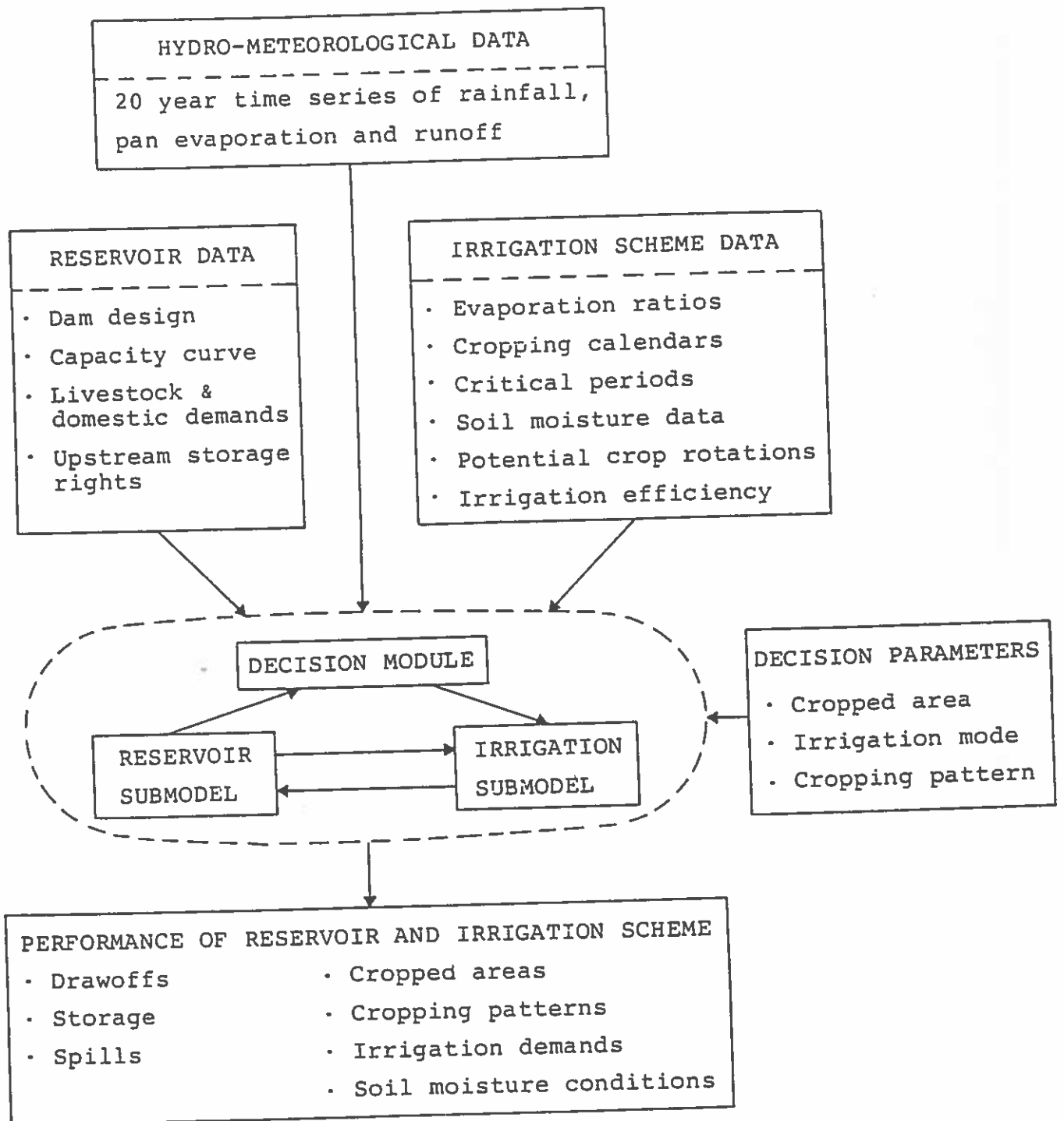
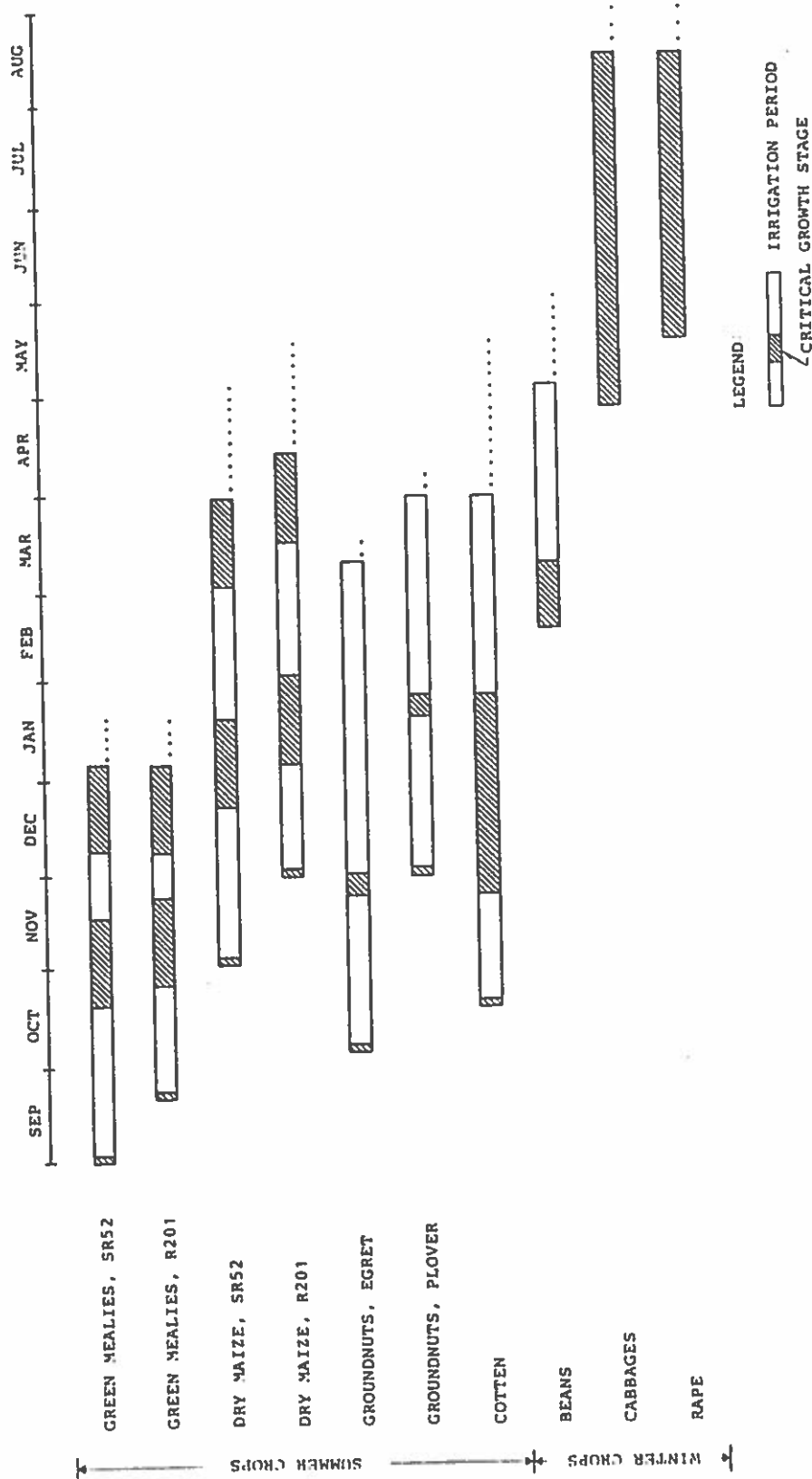


FIG. 4.2: Time Schedule of Proposed Crop Rotation.



INSUKAMINI DAM - MAIN DATA

Catchment Area	227 km ²
Mean annual rainfall	685 mm
Mean annual evaporation	1820 mm
Mean annual runoff	48 mm
Storage capacity	7850 · 10 ³ m ³
Surface area	204 ha
Storage ratio	0,70
1:500 Return period parameters	
Design flood inflow peak	840 m ³ /s
Time to peak	5,13 hours
Routed outflow	510 m ³ /s
Length of dam	844 m
Constructed height of dam	18,1 m
Length of spillway	44 m
Volume of dam wall	220 000 m ³
volume of concrete	3 270 m ³

INSUKAMINI DAM - FREEBOARD CALCULATION

ROUTED OUTFLOW PEAKS

Return period	Flood discharge	Flood level	Surcharge
Years	m ³ /s	m	m
100	350	115,45	2,45
500	510	116,09	3,09
2000	653	116,61	3,61
10000	891	117,18	4,18

WAVE HEIGHT

Wind velocity	15 m/s
Significant wave height	0,49 m
Wave uprush	1,27 m

WET FREEBOARD	3,1 m
DRY FREEBOARD	1,3 m

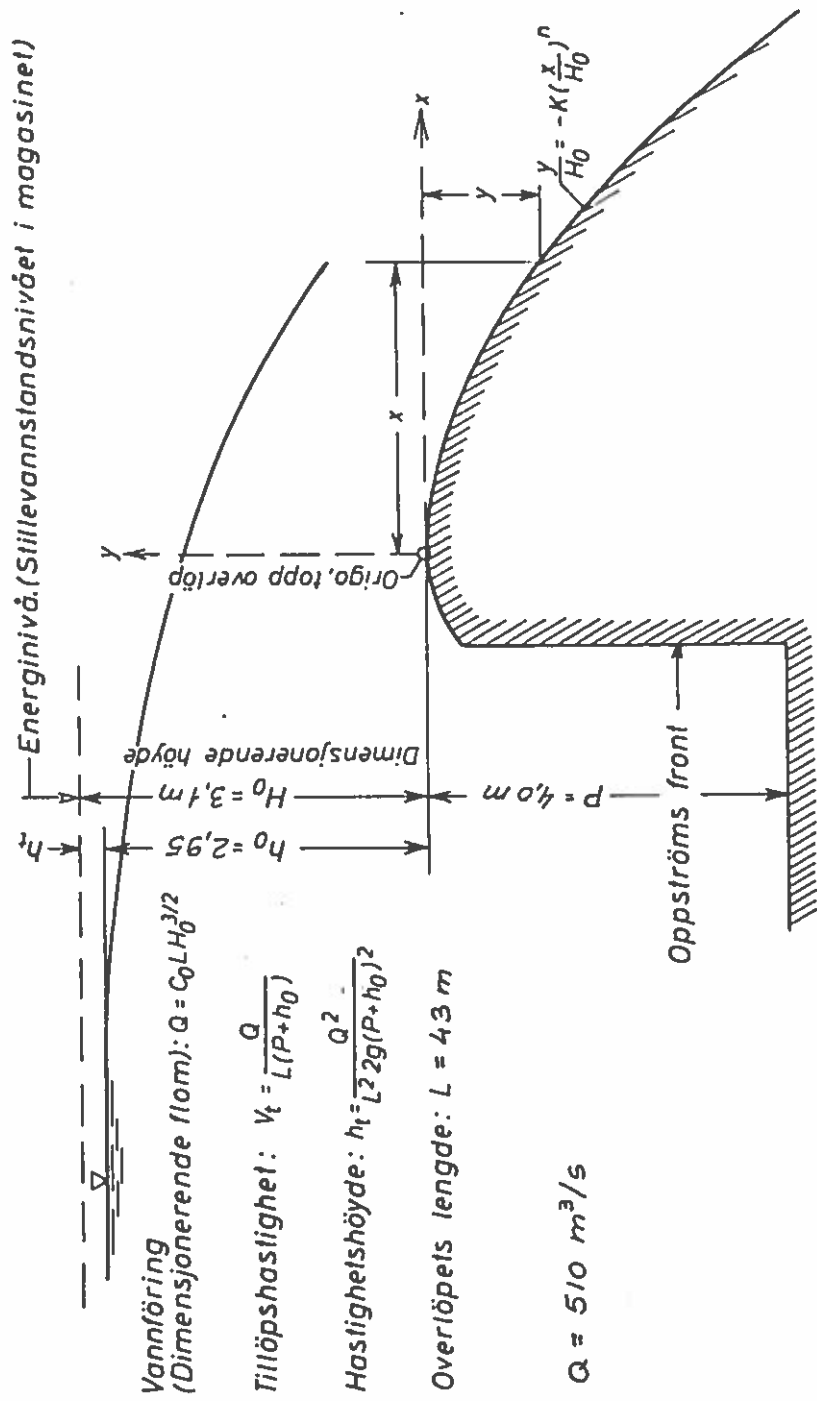
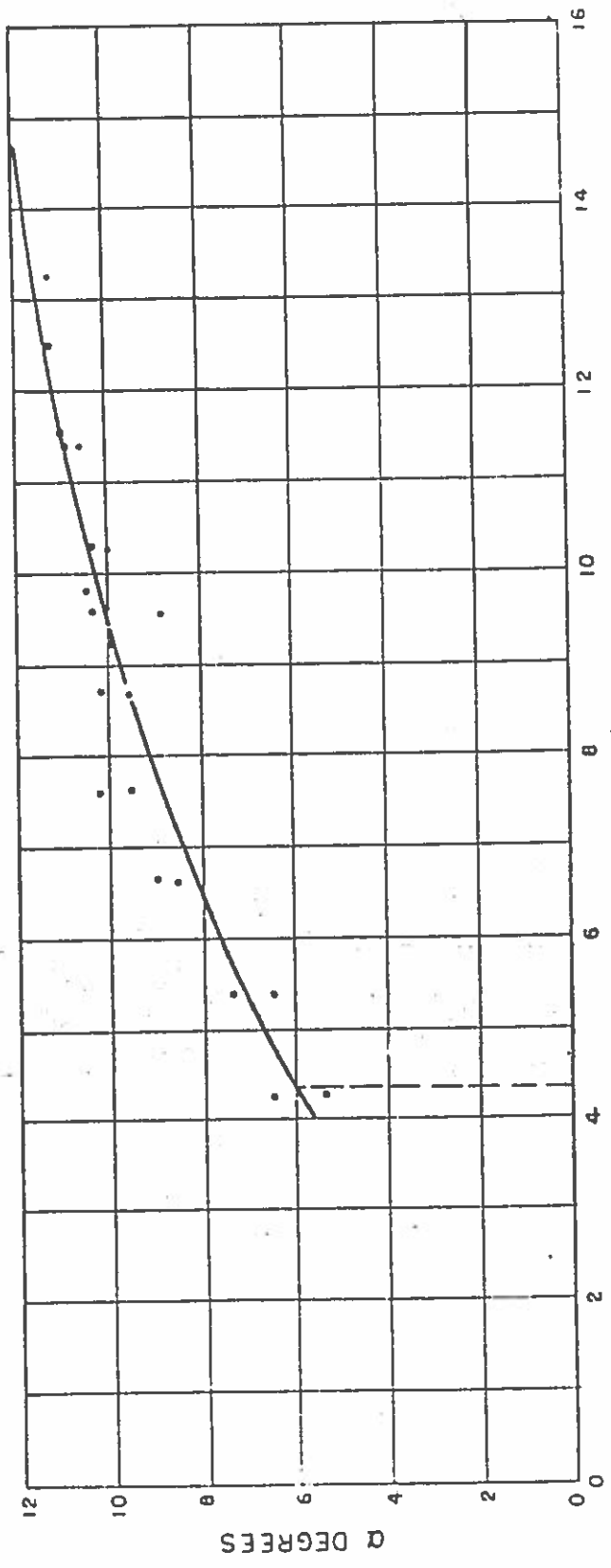
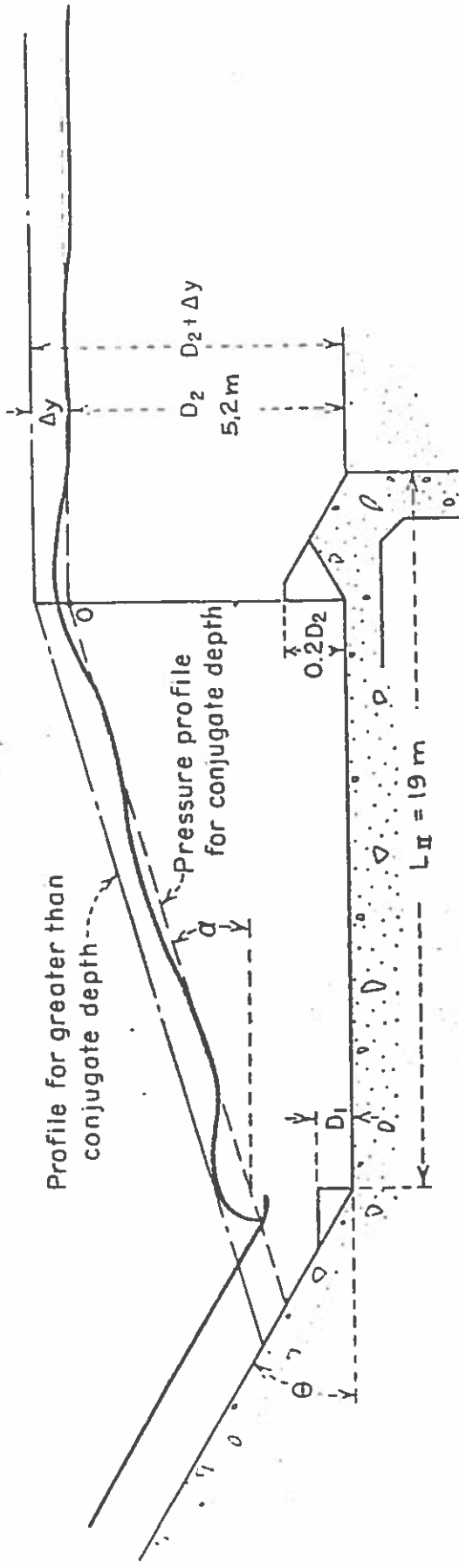


Fig. 8.1 Standard overløpsprofil. Definisjonsskisse. (Fra [1].)

Formen på overløpet ifølge dette prinsipp kan som angitt på fig. 8.1 finnes ved formelen:

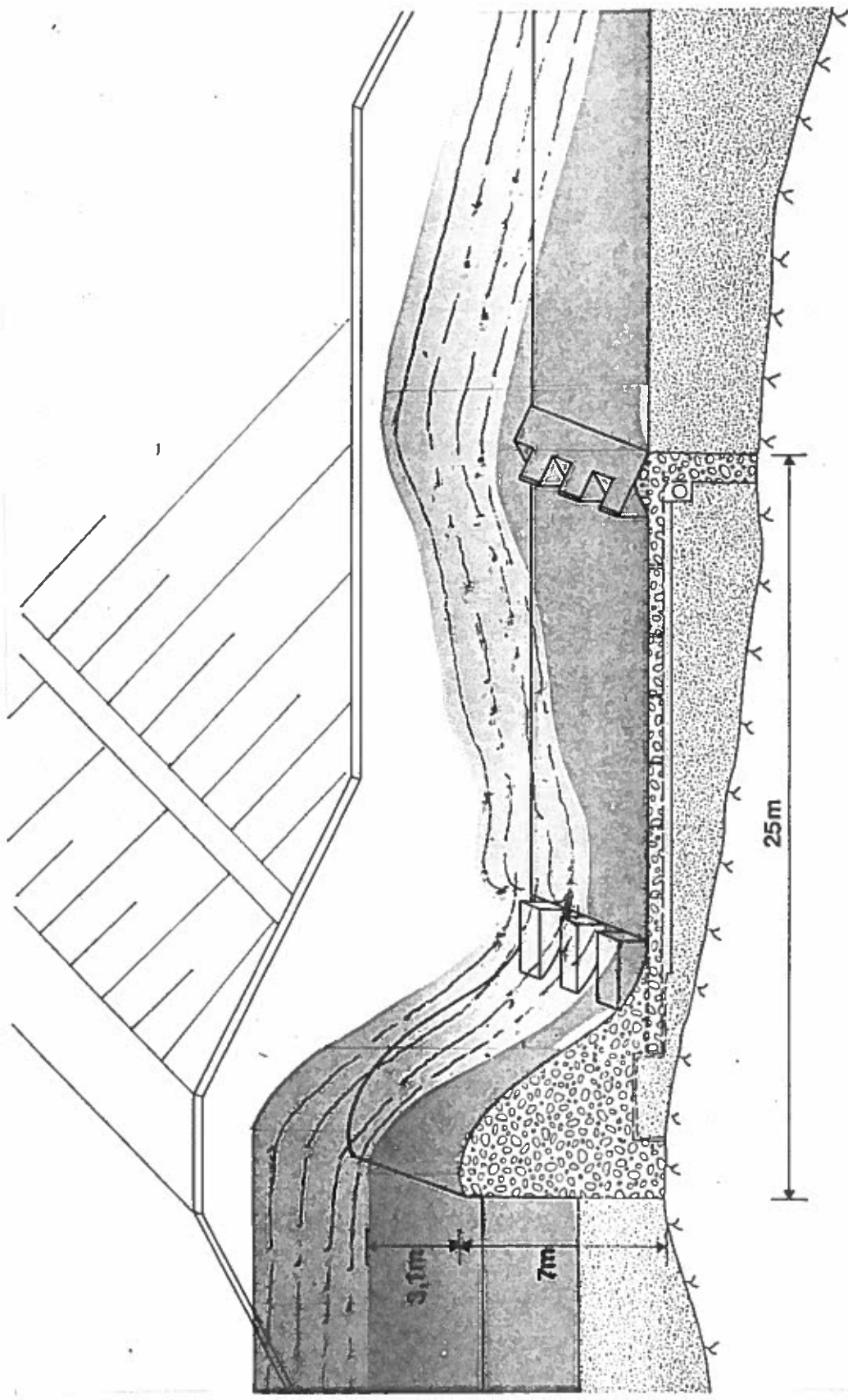
$$\frac{y}{H_0} = -K \left(\frac{x}{H_0} \right)^n \quad (8.1)$$

HYDRAULIC DESIGN OF STILLING BASINS AND ENERGY DISSIPATORS



$$F_1 = \frac{V_1}{\sqrt{gD_1}} = 4.34$$

FIGURE 13.—Approximate water surface and pressure profiles (Basin II).



**Insukamini Dam
Spilway and Stilling Basin**