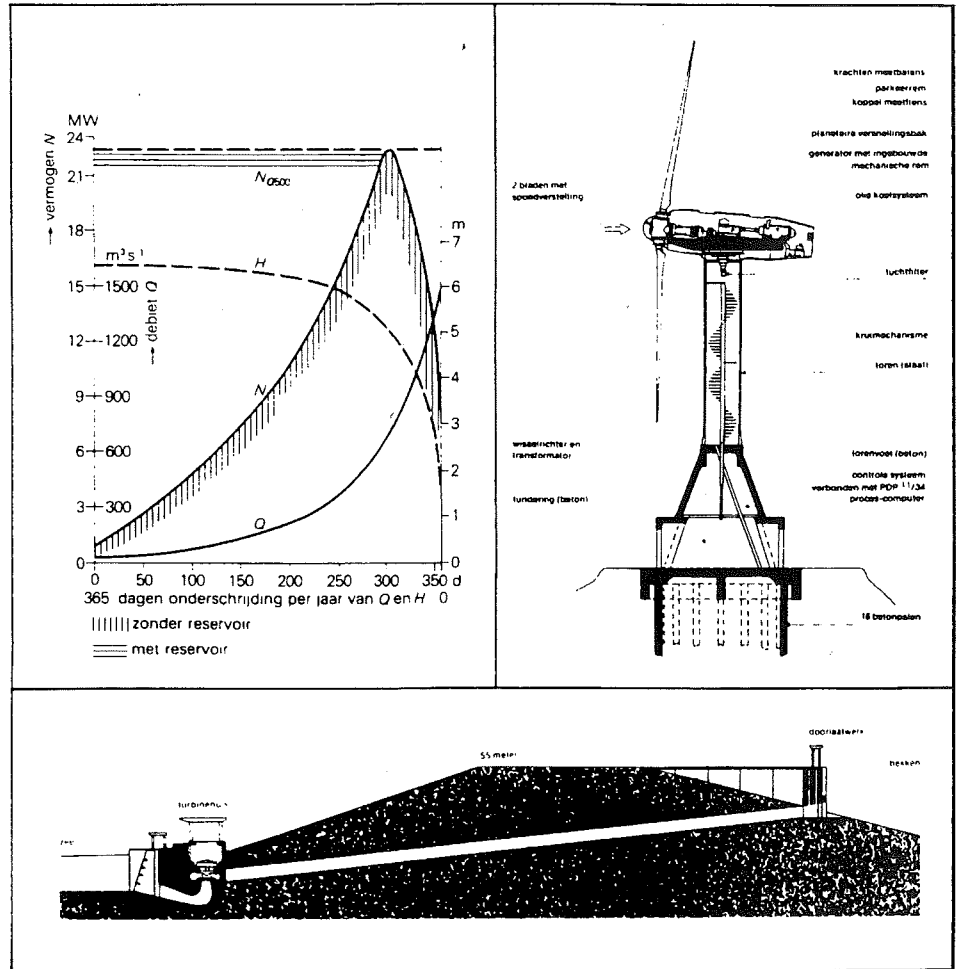


Energiewaterbouwkunde

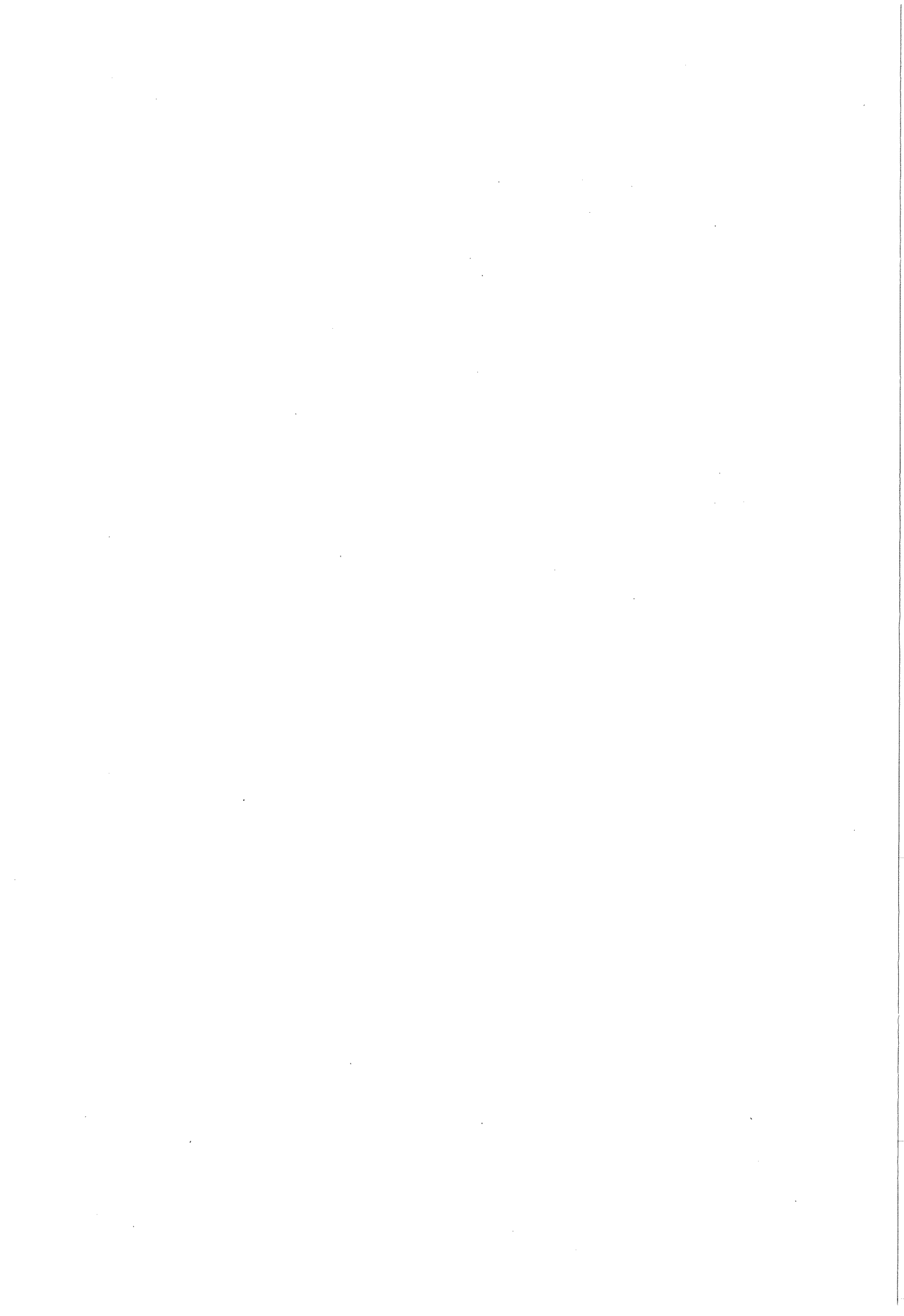
Maart 1997

Ir. J. van Duivendijk



Energiewaterbouwkunde

Technische Universiteit Delft
Faculteit der Civiele Techniek



INHOUDSOPGAVE

ENIGE GEBRUIKTE AFKORTINGEN, DEFINITIES, EENHEDEN EN SYMBOLEN (IN AANVULLING OP DE TEKST)	viii
A. ALGEMEEN	1
1. INLEIDING	1
2. MULTI-FUNCTIONELE ASPECTEN EN AANVERWANTE VAKGEBIEDEN	3
2.1 Multi-functionele aspecten	3
2.2 Aanverwante vakgebieden	4
3. VRAAG EN AANBOD VAN ELECTRICITEIT	6
3.1 Inleiding	6
3.2 De behoefte aan energie	7
3.3 Toepassingsgebieden van energiesoorten	9
3.4 Energiebronnen	10
3.5 Planning van de electriciteitsvoorziening	11
3.6 Opslag van energie	13
3.7 Literatuur	14
B. ENERGIEBRON I: RIVIERWATER	15
4. WATERKRACHTPROJECTEN: ALGEMEEN, SITUERING EN ONDERDELEN	15
4.1 Enige basisbegrippen en definities	15
4.1.1 Basisbegrippen	15
4.1.2 Definities	16
4.2 De haalbaarheid van een waterkrachtproject	16
4.3 Situering van een waterkrachtproject	18
4.4 Onderdelen van een waterkrachtproject	21
4.5 Literatuur	26
5. HYDROLOGIE EN STUWMEERBEHEER	27
5.1 Inleiding	27
5.2 Waterkracht potentieel	28
5.3 Ontwerpafvoer	32
5.4 Stuwmeerbeheer	35
5.5 Literatuur	37

6.	RIVIERCENTRALES	38
6.1	Inleiding	38
6.2	Situering van riviercentrales	39
6.3	Waterbouwkundige werken: type en lay-out	42
6.4	Ontwerp van centrales	43
6.5	Sediment afvoer	50
6.6	De dijken langs het stuwpand	51
6.7	Literatuur	52
7.	AANVOERLEIDINGEN	53
7.1	Inleiding	53
7.2	Ontwerpproces	53
7.3	Ontwerp van de open leiding en de leiding onder druk	58
7.4	Ontwerp van de drukleiding	61
7.5	Bijkomende werken en regelmechanismen	68
	7.5.1 Algemeen	68
	7.5.2 Inlaatsluis	68
	7.5.3 Grindvang	68
	7.5.4 Zuiveringsbak of zandvang	71
	7.5.5 Stuwpeil	71
	7.5.6 Vergaarkom (met opvangbak)	71
	7.5.7 Compensatie bekken	73
	7.5.8 Drukstoot en bufferschacht	73
7.6	Literatuur	76
8.	OVERLATEN EN AFLAATWERKEN BIJ RESERVOIRS	78
8.1	Inleiding	78
8.2	Overlaten: functie en bedrijfsvoering	78
8.3	Overlaten: situering en ontwerp	79
8.4	Aflaatwerken en aftapwerken	89
8.5	Ontwerpafvoer en veiligheid	91
8.6	Literatuur	94
9.	STUWDAMMEN VAN LOSKORRELIG MATERIAAL	97
9.1	Algemeen	97
9.2	Onderzoek van fundering en beschikbare bouwmaterialen	99
9.3	Ontwerp van gronddammen	103
	9.3.1 Algemeen	103
	9.3.2 Ontwerpcriteria	104
	9.3.3 Ontwerp van de fundering	105
	9.3.4 Ontwerp van het damlichaam	108
9.4	Ontwerp van rotsdammen	109
9.5	Literatuur	112

10.	STUWDAMMEN (STUWMUREN) VAN BETON	115
10.1	Algemeen	115
10.2	Gewichtsdam	116
10.3	Boogdammen	121
10.4	Steunbeerdam	128
10.5	Literatuur	129
11.	FUNDEREN VAN STUWDAMMEN OP ROTS	132
11.1	Inleiding	132
11.2	Eigenschappen van gesteenten	133
	11.2.1 Druksterkte	133
	11.2.2 Schuifsterkte	134
	11.2.3 Elasticiteitsmodulus van gesteenten	134
	11.2.4 Vervormingsmodules	136
	11.2.5 Tectonische spanningen	137
11.3	Veld en laboratorium onderzoek	137
11.4	Afschuiving	137
11.5	Doorlatendheid	140
11.6	Funderingsverbetering	141
	11.6.1 Verdichting d.m.v. injecties	141
	11.6.2 Ondoorlatendheid d.m.v. injectie	141
	11.6.3 Drainage	143
11.7	Meetapparatuur	143
11.8	Literatuur	143
12.	WATERTURBINES	145
12.1	Indeling en werking van turbines	145
12.2	Grootschalige energie opwekking	145
12.3	Verandering van de vorm bij het Francis schoepenrad bij toenemend toerental (lager doorvoerdebiet)	148
12.4	Verticaal en horizontaal opgestelde turbines	150
12.5	De keuze van het turbine type	153
12.6	De keuze van het turbinetoerental en de waaierdiameter	155
12.7	Toerental- en vermogensregeling van turbines	157
12.8	Kavitatie en diepteligging	159
12.9	Pompturbines	160
	12.9.1 Ontwikkeling	160
	12.9.2 De regelbaarheid van pompturbines	163
	12.9.3 Uitvoeringsvoorbeelden	164
12.10	Literatuur	164

13.	AFSLUITMIDDELEN BIJ WATERKRACHTWERKEN	166
13.1	Inleiding	166
13.2	Soorten afsluitmiddelen en hun toepassing	168
13.3	Vlakke schuif (hefdeur)	169
13.4	Wielschuif	172
13.5	Segmentschuif	173
13.6	Cylinderschuif	177
13.7	Diverse andere schuiven	178
13.8	Rubberstuw	179
13.9	Literatuur	179
	VOORBEELDEN VAN PROJECTEN	181
14.	KAINJI DAM IN NIGERIA	181
14.1	Inleiding	181
14.2	Dam locatie	182
14.3	Fundering, bouwmaterialen en damtypen	182
14.4	Lay-out	183
14.5	Funderingsverbetering	184
14.6	Grond/rotsdammen	184
14.7	Betondammen	185
14.8	Overlaat	185
14.9	Centrale	186
14.10	Uitvoering	187
14.11	Literatuur	188
15.	OPAC EN PAC	189
15.1	Inleiding	189
15.2	OPAC	190
	15.2.1 Principe, situatie	190
	15.2.2 Milieu effecten	192
	15.2.3 Eisen gesteld door de electriciteitsproducent	192
	15.2.4 Kenmerken van een OPAC	192
15.3	PAC	197
	15.3.1 Principe, situaties	197
	15.3.2 Milieu, planologie en veiligheid	198
	15.3.3 Eisen gesteld door de electriciteitsproducent	199
	15.3.4 Kenmerken van een PAC	199
15.4	Literatuur	206
	15.4.1 OPAC	206
	15.4.2 PAC	207

16.	RIVIERCENTRALES IN NEDERLAND	208
16.1	Inleiding	208
16.2	Waterkracht in de Maas	209
16.3	Pijlercentrale te Hagestein	213
16.4	Riviercentrale te Maurik (stuw bij Amerongen)	215
	16.4.1 Grondgegevens	215
	16.4.2 Rivierafvoer	215
	16.4.3 Ontwerp van de riviercentrale	216
	16.4.3.1 Turbine keuze en opgesteld vermogen	216
	16.4.3.2 Voorontwerp	218
	16.4.3.3 Fysisch modelonderzoek	220
	16.4.3.4 Detailontwerp	221
16.5	Literatuur	221
17.	KLEINSCHALIGE WATERKRACHT IN NEDERLAND	222
17.1	Definities	222
17.2	Randvoorwaarden	222
17.3	Locaties voor SHP	224
17.4	Locaties voor pompturbines	225
17.5	Mogelijkheden voor toepassing van minicentrales	226
17.6	Berekening van het waterkrachtpotentieel	226
	17.6.1 Algemeen	226
	17.6.2 Theoretisch potentieel	227
	17.6.3 Technisch potentieel	227
	17.6.4 Technisch-financieel potentieel	229
17.7	Technisch-financieel optimum	229
17.8	Kosten-baten analyse	231
17.9	Constructieve- en waterbouwkundige aspecten (een voorbeeld)	232
17.10	Literatuur	234
18.	ECONOMIE VAN WATERKRACHT	235
18.1	Inleiding	235
18.2	Economische evaluatie van energie opslagsysteem in Nederland	236
18.3	Economische evaluatie van een multi-functioneel project (M'Jara Dam, Marokko)	243
18.4	Economie riviercentrale Maurik	246
18.5	Economie van minicentrales in Nederland	247
18.6	Literatuur	249

C.	ENERGIEBRON II: KOLEN, OLIE, GAS	250
19.	KOELWATER SYSTEMEN BIJ THERMISCHE CENTRALES	250
19.1	Inleiding	251
19.2	Eisen en randvoorwaarden	251
19.3	Onderdelen van het koelwatersysteem	253
19.3.1	Algemeen	253
19.3.2	Inlaatwerk	253
19.3.3	Pompgebouw	255
19.3.4	Afsluiters	257
19.3.5	Persleidingen	257
19.3.6	Condensor met afsluiter	257
19.3.7	Afvoerleiding	258
19.3.8	Uitstroomwerk	259
19.3.9	Recirculatie	259
19.3.10	Koeltoren	259
19.4	Slotopmerkingen	260
19.5	Literatuur	260
D.	ENERGIEBRON III: WIND	261
20.	HET FUNDEREN VAN WINDMOLENS	261
20.1	Inleiding	261
20.2	Principes en ontwerpparameters	261
20.3	De Nederlandse situatie	265
20.3.1	Locatie	265
20.3.2	Geïnstalleerd vermogen	265
20.3.3	Propellor diameters	266
20.4	Statische en dynamische belastingen op de mast en de fundering	266
20.4.1	Algemeen	266
20.4.2	Statische ontwerpbelasting	267
20.4.3	Keuze van de mast	270
20.4.4	Berekening van de fundering	271
20.5	De dynamische controleberekening	272
20.6	Vermoeiingsaspecten	275
20.6.1	De belastingen	275
20.6.2	De detaillering	276
20.7	Natte locaties	277
20.7.1	Toegankelijkheid	277
20.7.2	Wind	278
20.7.3	Golven en stroom	278
20.8	Literatuur	280

E.	ENERGIEBRON IV: HET WATER IN DE ZEE	282
21.	INLEIDING	282
	21.1 Algemeen	282
	21.2 Literatuur	283
22.	GETIJCENTRALES	284
	22.1 Principes	284
	22.2 Systemen voor getijcentrales	285
	22.3 Situering van getijcentrales	289
	22.4 Ontwerp van getijcentrales	290
	22.5 Plannen voor projecten elders in de wereld	292
	22.5.1 Canada, Bay of Fundy	292
	22.5.2 Groot Brittannië, Severn	293
	22.5.3 Korea, India	293
	22.5.4 Andere projecten	293
	22.6 Literatuur	293
23.	ENERGIE UIT GOLVEN	295
	23.1 Principes	295
	23.1.1 Golftheorie	295
	23.1.2 Beschikbare golfenergie	295
	23.2 Systemen voor golfenergie conversie	297
	23.3 Situatie van golfenergie centrales	302
	23.4 Ontwerp van golfenergie centrales	303
	23.5 Literatuur	304
24.	OTEC CENTRALES	305
	24.1 Principes	305
	24.2 Systemen voor OTEC centrales	305
	24.3 Situering van OTEC centrales	306
	24.4 Ontwerp van OTEC centrales	308
	24.5 Literatuur	309
25.	VOORBEELD VAN EEN GETIJCENTRALE: LA RANCE	311
	25.1 Inleiding	311
	25.2 Waterbouwkundige aspecten	311
	25.3 Bedrijfsvoering	313
	25.4 Literatuur	316
	VERANTWOORDING T.A.V. ILLUSTRATIES	318

ENIGE GEBRUIKTE AFKORTINGEN, DEFINITIES, EENHEDEN EN SYMBOLEN (IN AANVULLING OP DE TEKST)

a. Afkortingen

ICOLD	International Commission on Large Dams
PATO	Stichting Postdoctoraal Onderwijs in de Civiele Techniek
wkw	waterkrachtcentrale
WPDC	Water Power and Dam Construction (maandblad)

b. Definities

- Momentaan vermogen (debiet, valhoogte) is het geleverd vermogen (debiet, enz.) op enigerlei ogenblik tijdens bedrijf (P_m , Q_m , H_m).
- Momentaan rendement (η_m) van een turbine is de verhouding tussen het op enigerlei ogenblik geleverd vermogen aan de uitgaande as van de turbine en het theoretisch vermogen gecorrigeerd voor hydraulische verliezen.
- Q_x is de afvoer die x dagen per jaar wordt overschreden (dus Q_{25} , Q_{50} , Q_{100} enz.).
- Q_A is het uitbouwdebiet van een riviercentrale, d.w.z. de totale waterafvoer door de turbines bij de nominale Q_T (met bijbehorende H) die voor elk van de turbines is vastgesteld.

c. Eenheden

- Inhoud van een stuwmeer in hm^3 (= miljoen m^3) of km^3 (= miljard m^3), soms in acrefeet (= 1233,52 m^3).
- Vermogen in watt (W), kilowatt (kW) of megawatt (MW). 1 MW is één miljoen watt, 1 watt = 1 J/s = 1 N.m/s
soms in "pk" (1 pk = 0,7355 kW) of in UK Horsepower "HP" (1 HP = 0,7457 kW).
- Energie in joules (J), kWh, MWh of GWh
1 GWh = 1 miljoen kWh = duizend MWh.
1 joule (J) = 1 N.m.
1 kWh = $3,6 \times 10^6$ J = 3,6 MJ
- Kracht in newton N, kN
- Spanning in pascal (Pa), kPa of MPa
1 Pa = 1 N/m²
- Tijd in seconden (s), uren (h). Voor technisch gebruik is doorgaans voldoende nauwkeurig: 1 jaar = 365 dagen = 8760 uren = $31,536 \times 10^6$ seconden.
Men wordt verder verwezen naar de "Glossary and conversion factors" bij de Coastal engineering dictaten f4 / f7 / f5.

d. Symbolen

- [23.4] Verwijzing naar een onder nr. [23.4] genoteerd document in hst. 23, laatste paragraaf.
- (23.4) Verwijzing naar hst. 23, paragraaf 23.4

A. ALGEMEEN

1. INLEIDING

Bij energiewaterbouwkunde moet men denken aan ontwerp en uitvoering van waterbouwkundige werken in het kader van de opwekking en het transport van energie.

De bronnen waaruit in de huidige samenleving energie kan worden gewonnen zijn de volgende:

- fossiele brandstoffen: kolen, olie, aardgas, turf, uraan
- rivierwater
- zonnestraling
- brandhout
- wind
- zeewater (getij, golf, temperatuurverschil, dichtheidsverschil)
- aardwarmte

Waterbouwkundige werken zal men bij sommige energiebronnen nodig hebben als hieruit de energievorm electriciteit wordt gewonnen of wanneer deze laatste wordt getransporteerd.

In deze colleges concentreren wij ons op de energiebronnen:

- i. rivierwater (waterkracht)
- ii. kolen, olie, gas
- iii. wind
- iv. zeewater.

De belangstelling zal hoofdzakelijk uitgaan naar de opwekking van waterkracht uit rivieren omdat hier uit de aard der zaak een groot aantal waterbouwkundige werken voor nodig zijn.

Genoemd worden in dit verband: stuwdammen (gebouwd van loskorrelig materiaal of van beton), overlagen en doorlaten in reservoirs, transportleidingen en waterkrachtcentrales.

De waterbouwkundige werken die nodig zijn bij het opwekken van energie uit kolen, olie en gas kunnen ook omvangrijk zijn. Men denke in dit verband aan: toegangsschachten bij mijnbouw, kolenhavens bij centrales en olie- en gaswinning op zee (offshore). Deze laatste onderwerpen worden echter elders reeds behandeld. Bij dit college wordt daarom alleen de koelwatersystemen bij thermische centrales besproken.

Bij de derde genoemde energiebron (wind) bestaat het waterbouwkundige aspect uit de fundering en constructie van de onderbouw van windturbines gesitueerd in het water of aan de kust,

Tenslotte zal er aandacht worden besteed aan de energiebron zeewater. Energie opwekking kan hierbij in principe plaatsvinden (a) uit het getij, (b) uit golven, (c) uit het verschil in temperatuur en in dichtheid van zeewater op verschillende diepten.

Naast behandeling van de theorie en van toegepaste principes bij waterbouwkundige werken t.b.v. energie opwekking is plaats ingeruimd voor een meer grondige bespreking van enkele ontworpen projecten in Nederland en in het buitenland. Sommige hiervan zijn ook gebouwd (gemarkt met R). Genoemd worden in dit verband:

- Kainji waterkrachtcentrale in Noord Nigeria (R);
- Pomp-accumulatiecentrale in Nederland (PAC);
- Ondergrondse pomp-accumulatiecentrale in Nederland (OPAC);
- Riviercentrales in Nederland: Hagestein, Maurik (R);
- Kleinschalige waterkracht in Nederland;
- Getijdencentrale La Rance, Frankrijk (R).

Aangezien waterbouwkundige werken t.b.v. energie-opwekking in veel gevallen zijn gesitueerd in het buitenland in een omgeving die in elk opzicht volkomen verschilt van de Nederlandse, zal bijzondere aandacht worden besteed aan typisch niet Nederlandse facetten zoals:

- multi-functionele aspecten van werken;
- fundering van kunstwerken op rots;
- economie van multi-purpose reservoir systemen;
- gebrek aan gegevens.

Waterbouwkundige aspecten bij energie opwekking die elders, zij het in ander verband, in colleges reeds aan de orde komen, worden niet besproken.

De omvang van de kennis en ervaring betreffende vakgebieden als grote dammen en waterkracht is internationaal zeer groot. De behandelde stof in dit collegedictaat kan dan ook nooit meer zijn dan een inleiding tot het onderwerp. Bij het samenstellen van dit dictaat is dan ook geprobeerd om de student:

- de principes en systemen uit te leggen die aan de energiewaterbouwkundige werken ten grondslag liggen;
- de weg te wijzen naar de bestaande handboeken, congres bijdragen en tijdschrift artikelen.

Dit collegedictaat f20 vervangt het dammen gedeelte van het irrigatie dictaat 19^{II} (reservoirs), voorts de verouderde waterkracht dictaten f.20 en f.21. Het is een volledige herziening van het voorlopige dictaat energiewaterbouwkunde f.20b (1983).

2. MULTI-FUNCTIONELE ASPECTEN EN AANVERWANTE VAKGEBIEDEN

2.1 Multi-functionele aspecten

Hoewel natuurlijk bij veel waterbouwkundige projecten multi-functionele aspecten een rol spelen, zijn die vooral bij reservoir systemen dikwijls zeer uitgesproken. Zo kan de opslag van water in een stuwmeer de volgende positieve gevolgen hebben voor de gemeenschap:

- opwekking van electriciteit d.m.v. waterkracht;
- rivierafvoerregulering met als gevolg minder overstromingen en betere mogelijkheden voor de scheepvaart;
- beschikbaarheid van drinkwater gedurende het gehele jaar van voldoende kwaliteit en kwantiteit;
- recreatie;
- beschikbaarheid van water voor landbouwkundige doeleinden in het droge seizoen;
- oeververbinding t.b.v. het verkeer.

Vanzelfsprekend zullen bij een bepaald project niet alle genoemde aspecten in gelijke mate een rol spelen. Voor sommige aspecten kan uitvoering van het project zelfs uitgesproken negatief zijn. Door middel van milieu effect rapportage moet dit dan worden onderzocht*). Belangrijk is echter dat men vanaf het begin van de studies zoveel mogelijk rekening houdt met de multi-functionele aspecten. Immers, daardoor zal de uitvoering van het project gemakkelijker te aanvaarden zijn voor de gemeenschap en zal ook de economische haalbaarheid minder moeilijk aan te tonen zijn.

In veel gevallen zijn doeleinden met elkaar in strijd:

- Het gebruik van het stuwmeer voor wateropslag om overstromingen te voorkomen vereist dat het (ten dele) leeg staat op het moment dat er een hoogwatergolf aankomt. Er is dan een risico dat het niet vol is aan het einde van het regenseizoen. De landbouw wil juist het stuwmeer zo vroeg mogelijk vol hebben om dat risico niet te lopen.
- Opslag van water t.b.v. de landbouw strookt wellicht niet met de wensen van de electriciteitsmaatschappij die juist water wil aflat in de natte koude wintermaanden t.b.v. de electriciteitsvoorziening.

De ontwerper zal in zulke gevallen moeten streven naar een optimale oplossing. Hierbij spelen zowel vormgeving van het ontwerp (ontwerp criteria) als regels voor de toekomstige bedrijfsvoering een rol.

*) Overigens komt wegens tijdgebrek het belangrijke aspect 'milieu effecten' nauwelijks of niet in dit technische dictaat aan de orde. Men wordt hiervoor verwezen naar de Technische Bulletins nrs. 35, 37, 50, 65 en 66 van ICOLD.

Het bovenstaande betekent dat de waterbouwkundige werken die een rol spelen bij energie-opwekking niet alleen zullen worden besproken met het oog op het laatste genoemde aspect maar ook met het oog op het gebruik t.b.v. drinkwatervoorziening, irrigatie, scheepvaart en dergelijke.

2.2 Aanverwante vakgebieden

Energiewaterbouwkunde wordt in dit college vooral besproken in hoofdlijnen. Het gaat meer om het algemene beeld, de onderlinge relatie van de vele facetten die een rol spelen dan om het constructieve detail.

Bij energiewaterbouwkunde spelen een groot aantal parameters een rol. Als men op basis van gegeven omstandigheden aan elk van de parameters een waarde toekent, komt men tot een ontwerp voor een project.

Het "waarderen" van deze parameters geschiedt met inachtnaam van de specifieke omstandigheden en de kennis van een aantal op diverse plaatsen aan de T.U. Delft en elders gedoceerde vakken. Tot goed begrip van het bovenstaande worden deze vakken in algemene zin (dus niet toegespitst op daadwerkelijk gegeven colleges) genoemd.

Bij deze opsomming kan onderscheid worden gemaakt tussen:

- typische civieltechnische vakken
- andere technische vakgebieden
- niet-technische vakgebieden

Civieltechnische vakken zijn:

- hydrologie en waterhuishouding
- grondwaterstroming
- topografie en fotogrammetrie
- grondmechanica
- vloeistofmechanica
- dijksbouw
- rivierwaterbouwkunde en morfologie
- gesteente mechanica
- beton- en staalconstructies

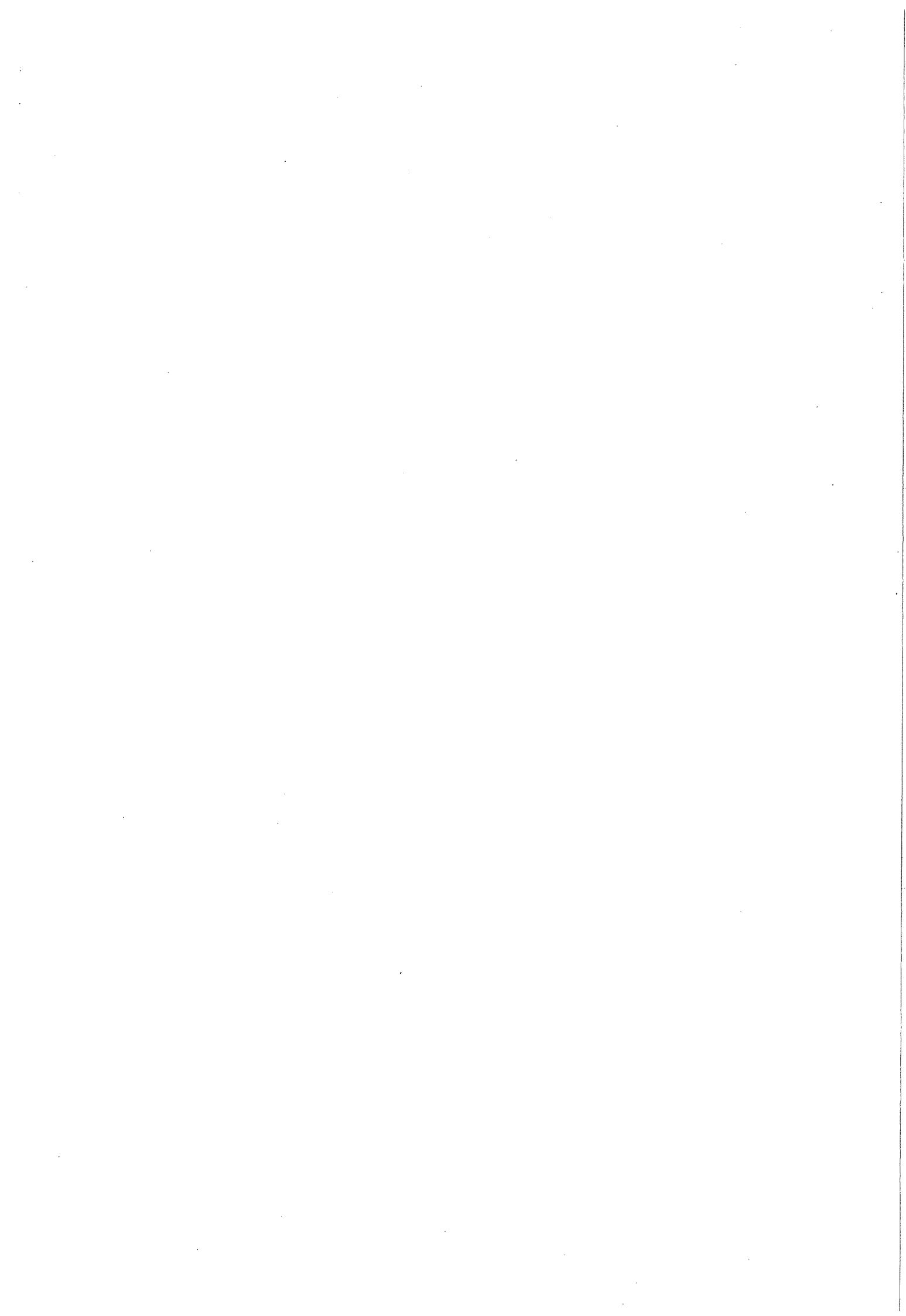
Andere technische vakgebieden zijn;

- werktuigbouwkunde (afsluiters, hefinrichting van afsluittmiddelen, turbines);
- instrumentatie;
- elektrische machines (generatoren) en hulpapparaten (transformatoren, motoren, regel en schakelinrichting).

Niet-technische vakgebieden zijn:

- economie
- milieu
- demografie
- landbouw
- visserij
- geologie

Alhoewel in het kader van dit college dus slechts summier op constructieve details kan worden ingegaan, zal wel steeds op specifieke constructieve kenmerken worden gewezen en zal worden aangegeven wat de moeilijkheden zijn bij ontwerp en uitvoering. Tenslotte zal elk hoofdstuk worden besloten met een literatuurlijst.



3. VRAAG EN AANBOD VAN ELECTRICITEIT¹⁾3.1 Inleiding

De bedoeling van dit inleidende hoofdstuk is om een indruk te geven van het verbruik van energie in het algemeen, de bronnen waaruit we deze energie kunnen putten en het aandeel dat electriciteit en wel met name die uit waterkracht, hierin op dit moment vervult.

Electriciteit is een product dat niet meer weg te denken is uit de wereldeconomie. Zo blijkt het belang van electriciteit bijvoorbeeld uit het feit dat het verbruik (of de hoeveelheid geproduceerde electriciteit) per capita wordt genomen als maatstaf van de ontwikkeling van een land.

Men eist van electriciteit dat zij op elk willekeurig tijdstip in de gewenste hoeveelheid beschikbaar is. Te weinig electriciteit of te veel heeft invloed op de economie.

Electriciteit is slechts één van de vele energievormen. Anderen zijn warmte, licht, beweging.

Electriciteit is in feite een tussenvorm van energie die als directe energiebron voor de andere drie kan worden gebruikt. Het voordeel van deze vorm van energie is dat hij eenvoudig transporteerbaar is, eenvoudig om te zetten is in een andere energievorm en tenslotte opzichzelf bijzonder milieuvriendelijk is.

Zoals gezegd is electriciteit een tussenvorm van energie. Energiebronnen werden reeds genoemd in Hoofdstuk 1*).

Tabel 3.1: Verdeling van het brandstoffenpakket ten behoeve van electriciteitsproductie in 1980 (in %)

	KOLEN	OLIE	AARDGAS/OVERIGE	WATERKRACHT	KERNENERGIE
BR DUITSLAND	56,4	5,0	18,6	5,7	14,3
FRANKRIJK	21,2	18,3	2,6	31,1	26,8
ITALIE	9,2	56,4	6,2	26,8	1,4
NEDERLAND	11,7	40,8	40,4	-	7,1
BELGIE	24,4	35,5	13,3	1,7	25,1
ENGELAND	76,4	9,9	0,2	1,8	11,7
ZWITSERLAND	conventioneel		2,0	69,6	28,4
OOSTENRIJK	conventioneel		29,4	70,6	-
WEST-EUROPA	38	20	7	23	12
OOST-EUROPA ⁿ⁾	77	10	8	3	2
USSR	33	23	29	12	3
NOORD-AMERIKA	48	9	13	19	11

n) excl. USSR

Bron: Eurostat

- 1) Bij de samenstelling van dit hoofdstuk is voornamelijk gebruik gemaakt van de PATO bijdragen genoemd in para. 3.7
- *) In feite is het verschil tussen energiebronnen en -vormen niet zo strak. Men zou kunnen poneren dat alleen zonne-straling en zwaartekracht energiebronnen zijn.

Het aandeel van de verschillende energiebronnen in het energieverbruik is verschillend van land tot land. In Tabel 3.1 is de verdeling van het energieverbruik (primair) over de verschillende bronnen aangegeven (in procenten) voor een aantal landen in 1980. Opvallend is het aandeel van waterkracht voor de electriciteitsproductie in landen als Zwitserland en Oostenrijk.

In Tabel 3.2 is de energie balans voor 1980 voor de Nederlandse situatie weergegeven. Electriciteit is hier duidelijk als energievorm in de minderheid tegenover het direct gebruik van gas en olie in huishouding en industrie.

Tabel 3.2: **Energiebalans 1980 in %**

winning		48
invoer		52
beschikbaar		100
uitvoer	51	
beschikbaar binnenland		49
bunkering	5	
voorraad mutaties	1	
productie niet energiedragers	1	
bruto binnenlands verbruik		42
energiebedrijven	9	
finale verbruik		34 (100)
industrie	15 (44)	
w.v.		
metaal	3 (7)	
chemie	9 (27)	
voedings-en		
genotmiddelen	1 (4)	
overige	2 (6)	
transport	5 (15)	
huishoudens	9 (27)	
overige	5 (14)	

(in % van finale verbruik)

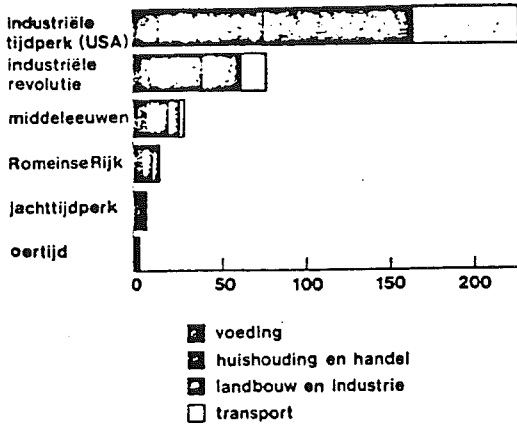
bron: CBS

3.2 De behoefte aan energie

Het energieprobleem is in wezen een probleem van de mens. Het is dan ook de moeite waard aandacht te schenken aan het verband tussen de energie consumptie van de mens door de eeuwen heen en de groei van de wereldbevolking.

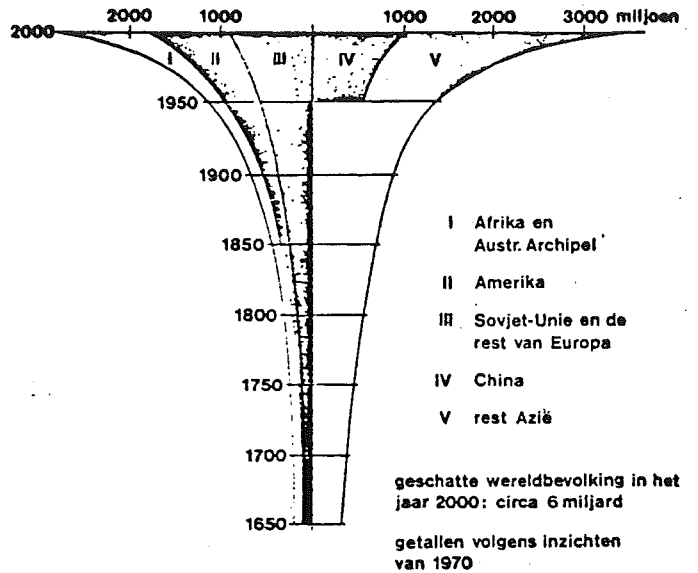
Fig. 3.1 toont het energieverbruik in de loop der tijden. Het bovengenoemde verband blijkt duidelijk als men deze figuur vergelijkt met figuren 3.2, 3.3 en 3.4. De grafieken dateren uit de periode 1970 - 1980. De huidige verwachtingen t.a.v. de omvang van de wereldbevolking na het jaar 2000 zullen lager zijn dan die uit 1980 maar dat de bevolking zal blijven toenemen staat vast.

Figuur 3.1: Energieverbruik in de loop der tijden (per hoofd en per dag in 1000 kcal)

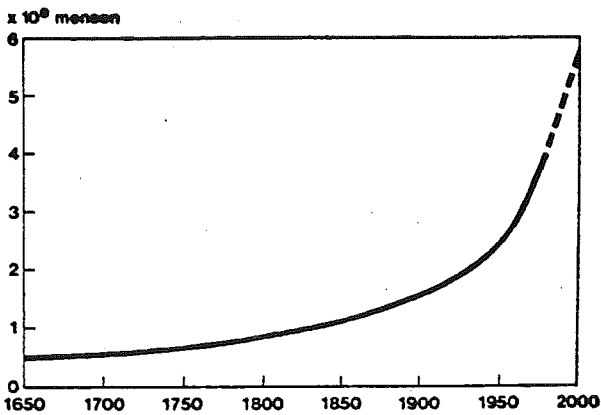


bron: Brown Boverl "Weichenstellen" 1976

Figuur 3.2: Verloop van de wereldbevolking van 1650 tot 2000



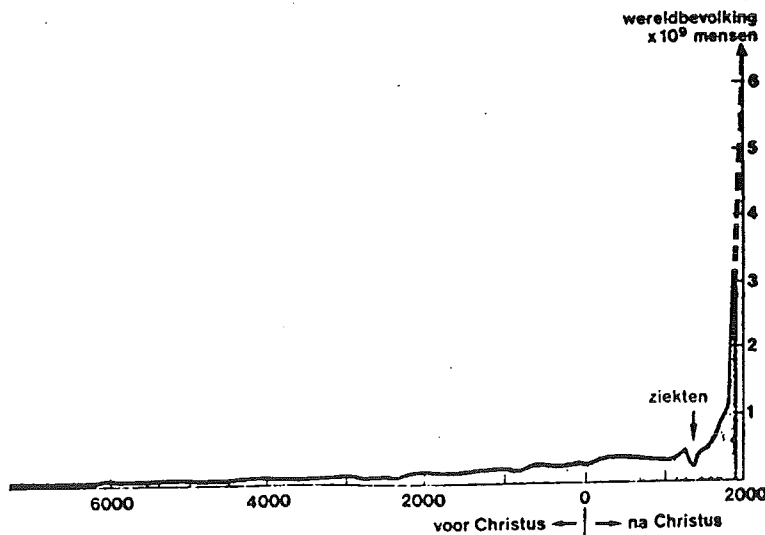
bron: Wereldatlas uitgegeven door Reader's Digest B.V.



bron: Ondermeer: VN en World Bank; World Development Report 1980

Figuur 3.3: Ontwikkeling wereldbevolking vanaf 1650

Figuur 3.4: Ontwikkeling wereldbevolking



bron: Unser Leben, Heute und Morgen; VWEW 1981

Het product van energieverbruik per capita en het aantal inwoners geeft bij benadering de hoeveelheid benodigde energie aan. Uiteraard speelt bij een prognose van het toekomstige energieverbruik de verwachte ontwikkeling van een land een rol. In dit verband is tabel 3.3 veelzeggend: momenteel gebruikt 82% van de wereldbevolking slechts 46% van de wereldwijd opgewekte energie.

Tabel 3.3

	aandeel in wereldbevolking in procenten	aandeel in wereldenergie- verbruik in procenten
Afrika, Azië, Australië, Zuid-Amerika	51	13
Oost-Europa, China, USSR	31	33
te zamen	82	46
West-Europa	9	18
Noord-Amerika	6	31
Japan	3	5

Bij verdere ontwikkeling én groei van de wereldbevolking zal de behoefte aan energie dan ook blijven stijgen. Hierbij is van belang dat in sommige regio's of landen de ontwikkeling sneller toeneemt dan elders. Zo zal de behoefte aan energie in Oost en Zuid-Oost Azië sterker groeien dan op andere plaatsen in de wereld.

3.3 Toepassingsgebieden van energiesoorten

Van de in Hoofdstuk 1 genoemde energiebronnen is lang niet elke bron in de huidige maatschappij op elke plaats even goed toepasbaar.

Zo maakt men bij de sector wegtransport en in de luchtvaart in principe alleen gebruik van vloeibare brandstof. Bij railtransport van zowel vloeibare brandstof als electriciteit.

In het kort komt het er op neer dat de keuze van de gebruikte energievorm afhangt van de mogelijkheden, het doel, het gemak en de kosten.

Iedereen maakt voor verlichting gebruik van electriciteit (als er tenminste een electriciteitsnet aanwezig is). Bij verwarming zal men eerder aan olie of gas denken.

Directe toepassing van water- en windkracht heeft weinig betekenis. Men zal deze energiebronnen dan ook altijd eerst omzetten in electriciteit.

Het voordeel van electriciteit t.a.v. andere energievormen werd reeds in paragraaf 3.1 aangegeven.

3.4 Energiebronnen

Juist omdat de fossiele delfstoffen als energiebronnen niet onuitputtelijk zijn (het is "kapitaal" dat opdraakt) zal men zich wenden tot de energiebronnen die niet opraken: zonnestraling, wind, zee (getij-, golf-, temperatuurverschil) en aardwarmte. Het is hierbij de energiebron zonnestraling die de hydrologische kringloop "aandrijft". De hydrologische kringloop leidt tot een verhoging van de potentiële energie van het water. Deze "waterkracht" wordt dan vervolgens omgezet in electriciteit. Momenteel bedraagt het aandeel van waterkracht in het totale wereldwijde energieverbruik slechts enkele procenten. Dat hoeft echter niet zo te blijven.

Tabel 3.4: Waterkrachtpotentieel in de wereld (1978):
Verdeling over regio's

	Bevolking in 1979 (milj. inw.)	Aanwezig potentieel TWh	Geïnstalleerd Waterkracht Potentieel		Totale elec- tricitets productie TWh	Waarvan water- kracht in %	
			TWh	in % v. aanwezig pot.			in % v. het we reld pot.
(1) OESO	750	2.100	1.063	50 %	10,95%	4.946	21,4%
(2) USSR, India, Mexico, Brazilië, Joegoslavië	1.100	2.100	348	16,5%	3,55%	1.530	22,6%
(3) Overige landen	2.250	5.600	253	3,7%	2,50%	1.231	16 %
	4.100	9.800	1.664		17 %	7.617	21,7%

Bron: I²-Bouwkunde en Civiele techniek - no. 2 - 1986

Blijkens Tabel 3.4 was tot 1978 nog slechts 17% van het totale waterkrachtpotentieel in de wereld benut.

Men mag verwachten dat op langere termijn vooral in de ontwikkelingslanden waterkracht een rol zal gaan spelen. Tot nu toe is die rol gering. De tabel laat zien dat in de "overige" landen (d.w.z. de ontwikkelingslanden) slechts 16% van de electriciteit uit waterkracht wordt gehaald terwijl maar 3,7% van het aanwezig potentieel wordt benut.

Zelfs als men rekening houdt met alle bezwaren die de ontwikkeling van waterkracht in de weg staan, mag men er toch wel vanuit gaan dat het aandeel van waterkracht in de electriciteitsproductie in de ontwikkelingslanden zal verdubbelen. Rekening houdend met een toename van het electriciteitsgebruik betekent dit dat het geïnstalleerd vermogen zal verdrievoudigen (d.w.z. stijgen van 3,7 tot 10% van het aanwezig potentieel).

Een dergelijke rooskleurige benadering kan nog niet worden gegeven voor de ontwikkeling van de andere "inkomen" energiebronnen. In feite staat het gebruik van de zonnestraling, van de wind en van de zee als energiebron nog in de kinderschoenen. Echter juist omdat men hier nog aan het begin van een ontwikkeling staat, zal in de volgende hoofdstukken ook aandacht aan de waterbouwkundige aspecten van de energie-opwekking uit die energiebronnen worden besteed.

3.5 Planning van de electriciteitsvoorziening

Door hen die enthousiast zijn over het gebruik van waterkracht, wind of getij als energiebron wordt wel eens vergeten dat electriciteitsproductie, afkomstig van die bronnen, moet passen in een nationaal, regionaal of internationaal systeem van electriciteitsvoorziening.

Alvorens hier nader op in te gaan, moeten eerst enkele veel voorkomende begrippen worden genoemd.

Het belasting diagram van een elektrische centrale is de grafische voorstelling van het vermogen dat de centrale in de tijd afgeeft. Dit vermogen noemt men de belasting van de centrale en het wordt uitgedrukt in kW of MW.

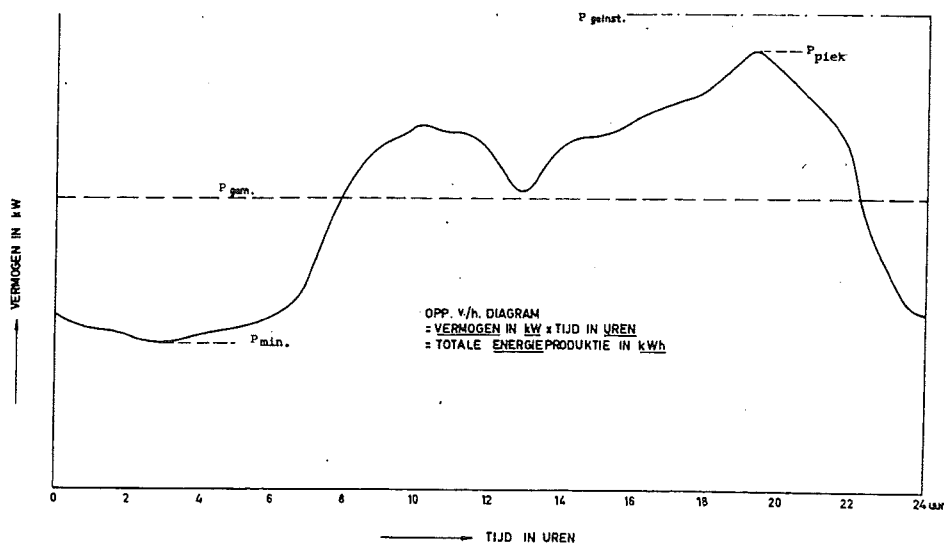
Een belasting diagram kan men opstellen voor een kenmerkende periode (dag, week, maand, jaar) en/of voor een bepaalde streek of land. Figuur 3.5 toont een dagbelasting diagram. Het vermogen (in kW) wordt aangegeven door de ordinaten, de geleverde energie (in kWh) gedurende de dag wordt voorgesteld door het oppervlak tussen kromme en abscis.

Men onderscheidt voorts piekvermogen, gemiddeld vermogen en min. vermogen.

Daarnaast spreekt men, afgaande op de vorm van het belasting diagram, van basislast en pieklast. De basislast is dan het vermogen dat praktisch continu moet worden geleverd terwijl de pieklast (of piekbelasting) slechts gedurende korte tijd moet kunnen worden geleverd (met als maximum vermogen het eerder genoemde piekvermogen minus basislast).

Een centrale (of eenheid) die draait in basislast zal meestal een kolen- of kerncentrale zijn. Een centrale die gemakkelijk kan worden stil gezet en gestart, gebruikt men voor piekbelastingen. Zo'n centrale gebruikt als energiebron olie, gas of waterkracht.

Figuur 3.5: Voorbeeld van een etmaal belasting diagram



In paragraaf 3.1 werden reeds de eisen genoemd die men aan electriciteit stelt. In verband hiermee is een evenwichtige samenstelling van een energie-productiepark nu en in de toekomst van groot belang.

Bij de term "productiepark" moet men dan denken aan een aantal verspreid gesitueerde productiemiddelen (lees: centrales) die elk op hun eigen manier aan de productie bijdragen.

Bij de planning van het in de toekomst vereiste productievermogen alsmede van de optimale samenstelling van het toekomstige productiepark maakt men in Nederland gebruik van verschillende probabilistische methoden. Volstaan wordt hier met te wijzen op de toetsing van drie criteria:

- kans dat belasting groter is dan verwacht;
- kans dat het totaal aan beschikbare productiemiddelen niet beschikbaar is;
- kans dat de verwachte hoeveelheid energie niet kan worden geleverd op het gewenste tijdstip.

Men bepaalt bij voorkeur de tweede genoemde kans (zgn. "loss of capacity" methode), omdat hiervoor meer betrouwbare gegevens beschikbaar zijn dan voor de andere methoden.

Men vergelijkt nu de kansdichtheid-functies van belasting en beschikbaar vermogen en komt zo op basis van een toelaatbaar niveau van de kans op onvermogen tot een gewenste omvang van het pakket productiemiddelen.

Bij de samenstelling van het productiepark spelen uiteraard ook de productiekosten van het systeem een rol. Het is mogelijk om met behulp van simulatietechnieken tot een optimale samenstelling van het productiepark te komen.

In het kader van dit college zou het te ver voeren om hier dieper op in te gaan. Van belang is echter de wijze waarop de inzet en het gebruik van energiebronnen als water, wind en getij wordt beoordeeld door de electriciteits-producent.

Wij gaan er hierbij vanuit dat hij naast de genoemde bronnen kan kiezen uit de energiebronnen kolen, gas, olie en kernsplitsing.

Bij de genoemde beoordeling zijn de volgende punten van belang:

- kosten van de te leveren energie;
- kansen op niet beschikbaar zijn van de energiebron;
- regelbaarheid en geschiktheid voor start-stop bedrijf van de eenheid;
- kosteneffect van het gebruik als regelende centrale of als start-stop eenheid.

Bij zowel wind als water (en in mindere mate bij getij) is zonder opslag van energie de kans (te) groot dat zij niet op het juiste tijdstip beschikbaar zijn om de energie te leveren die volgt uit het geïnstalleerd vermogen.

De KEMA heeft onderzocht hoeveel MW windvermogen (zonder opslag) maximaal tot het nederlandse electriciteitsnet zou mogen worden toegelaten. Zij gaat er hierbij vanuit (bij gebrek aan betere gegevens) dat het windvermogen binnen enkele minuten in zijn geheel kan wegvallen.

De overige eenheden in het net moeten dit dan snel kunnen opvangen. Rekening houdend met de koppeling aan het Europese net kwam men in eerste instantie tot een maximum van 1000 MW toelaatbaar windvermogen. Inmiddels wordt reeds 1.200 - 1.600 MW genoemd [18.1]

Dit getal berust op de mogelijke opvang van het weggevallen vermogen door andere eenheden. Van belang is echter ook de snelheid waarmee de uitgangssituatie kan worden hersteld. In feite gaat het dan om de opregelsnelheid van het thermisch productievermogen. 's Nachts zou men naast 1000 MW windvermogen in totaal 7400 tot 7900 MW thermisch vermogen in bedrijf kunnen houden.

Kritische situaties kunnen ontstaan als het windvermogen gelijktijdig met de sterkste stijging van de belasting wegvalt. Gebeurt dit bijvoorbeeld om 6 uur geleidelijk met een snelheid van 35 à 45 MW per minuut (dus in ca. 30 minuten), dan zou de regelsnelheid van het draaiende vermogen juist voldoende zijn om de belastingstijging en het wegvallen van het windvermogen nog op te vangen. Als de wind sneller zou wegvallen, zou de opregelsnelheid van het thermische productiepark niet meer voldoende zijn.

3.6 Opslag van energie

In het algemeen kan worden gesteld dat een belasting patroon beter kan worden gevolgd door opslag van energie bij lage belasting en afname hiervan bij hoge belasting. Dat betekent echter nog niet dat zo'n opslagsysteem in alle gevallen economische voordelen biedt t.a.v. een situatie zonder opslagsysteem. Zo leidt opslag van elektrische energie in Nederland in principe tot het volgende:

- a. hoger verbruik van primaire energie;
- b. betere benutting basislastvermogen;
- c. brandstofkostenbesparing;
- d. vergroting van de regelmogelijkheden bij de bedrijfsvoering;
- e. verlaging van het op te stellen thermisch productievermogen.

Het hogere gebruik van primaire energie is te wijten aan het energieverlies dat optreedt in een opslagsysteem (lees in het kader van dit college: pompaccumulatie-centrale). Weliswaar is er een besparing in het thermische productiepark maar die weegt niet op tegen het rendement van de opslagcyclus dat nooit hoger is dan 85%, 95%.

Een betere benutting van het basislastvermogen is mogelijk bij ruime toepassing van kolen en/of kernenergiecentrales. Die situatie bestaat in Nederland echter nu niet. Gezien de bezwaren die men heeft tegen beide types centrales uit oogpunt van respectievelijk milieu en veiligheid zal de huidige situatie niet snel veranderen.

Brandstofkostenbesparing is dan ook niet meer te verwachten van kolen/kernenergie versus olie/gas maar wel bij gebruik van de energiebronnen water en wind.

De regelmogelijkheid bij de bedrijfsvoering neemt zeker toe bij opslag van water. Waterturbines kunnen namelijk snel in en uit bedrijf worden genomen en in korte tijd tot veel vermogen worden uitgeregeld.

Verlaging van het tenminste vereiste thermische productievermogen is in principe mogelijk en is een functie van vermogen, capaciteit en beschikbaarheid van het opslagsysteem.

Ook hierbij spelen echter de andere eerder genoemde factoren een belangrijke rol. Toepassing van een opslagsysteem in een situatie met overwegend olie/gas gestookte centrales heeft geen enkele zin. Een opslagsysteem voor windenergie kan echter aantrekkelijk zijn. De verwachte ontwikkeling van de olie- en gasprijs versus de kosten van het opslagsysteem en van de energie-opwekking zijn dan maatgevend voor de economie van het geheel.

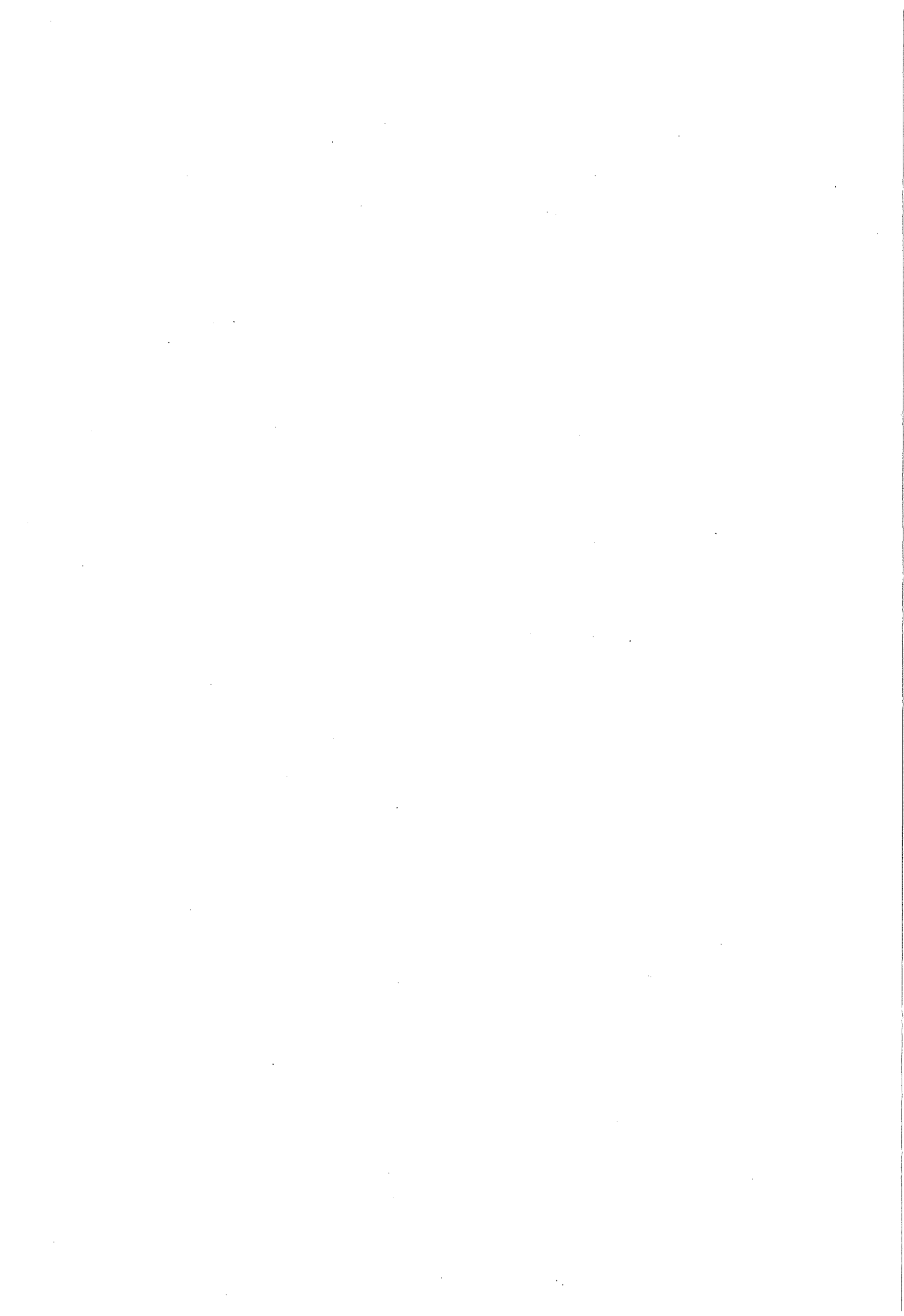
Tenslotte wordt er voor de duidelijkheid nog op gewezen dat er diverse soorten opslagsystemen zijn:

- pomp-accumulatiesystemen die gebruikmaken van water (PAC en OPAC);
- druklucht-accumulatiecentrales (DAG, S-PAC).

In dit college wordt uitsluitend aandacht besteed aan de opslag van water.

3.7 Literatuur

- [3.1] Ir. N. Halberg "Systeemanalyse in de Electriciteitsvoorziening", PATO cursus Energiewaterbouw 1982.
- [3.2] Ir. K. Wassenaar "Electriciteitsverbruik", PATO cursus Energiewaterbouw 1982.
- [3.3] Ir. J. van Duivendijk "Nederland hoopt op marktaandeel bij stuwdammenbouw", I², Bouwkunde en Civiele Techniek, no. 2, februari 1986.



B. ENERGIEBRON I: RIVIERWATER4. WATERKRACHTPROJECTEN: ALGEMEEN, SITUERING EN ONDERDELEN4.1 Enige basisbegrippen en definities4.1.1 Basisbegrippen

Waterkracht kan worden gewonnen uit een water debiet Q (in m^3/s) dat over een hoogte (valhoogte, verval, drukhoogte) H_{BR} (in m) kan vallen.

Het vrijkomende (bruto) vermogen zal dan zijn:

$$\rho \cdot g \cdot Q \cdot H_{BR} \text{ (in N.m/s, d.w.z. in W).}$$

Dit is echter niet het werkelijke vermogen dat aan de gebruiker ter beschikking komt. De volgende verliezen verminderen het bruto vermogen:

- a. Wrijvings en andere verliezen in het systeem voor aan- en afvoer van water naar het waterkrachtwerk (wkw). Men kan deze verliezen uitdrukken in hoogteverliezen Z_1, Z_2, Z_3, \dots met als totaal ΣZ . De netto valhoogte is dan $H_n = H_{BR} - \Sigma Z$.
- b. Hydraulische en mechanische verliezen in de turbine: deze verliezen drukt men uit in een coëfficiënt $\eta_T (< 1)$ die men het rendement van de turbine noemt.
- c. Mechanische en elektrische verliezen in de generator: als bij de turbine drukt men die uit in het generator rendement η_g .

Het effectieve vermogen is dan:

- aan de turbine as:

$$P_T = \rho \cdot g \cdot Q \cdot H_n \cdot \eta_T \text{ (in W)}$$

- af generator klemmen:

$$P_g = \rho \cdot g \cdot Q \cdot H_n \cdot \eta_T \cdot \eta_g \text{ (in W).}$$

Als men om één of andere reden het geleverde vermogen aan de turbine as wil uitdrukken in pk dient men te bedenken dat $1 \text{ pk} = 0,736 \text{ kW} = 736 \text{ W}$.

Een wkw met een vermogen P (in W) produceert gedurende een periode T (in seconden s) een energie E (in J).

Voorbeeld: Bij een wkw gaat $180 \text{ m}^3/\text{s}$ door twee turbines die elk bij de berekende netto valhoogte H_n van 40 m een rendement van 0,88 hebben. Bij rivierwater zal voorts $\rho = 1.000 \text{ kg/m}^3$, terwijl $g = 9,81 \text{ m/s}^2$. Bij een bedrijfstijd van 5 uur is dan de aan de as van de turbine geleverde energie:

$$\begin{aligned} E_T &= P_T \cdot T \\ &= \rho \cdot g \cdot Q \cdot H_n \cdot \eta_T \cdot T \\ &= 1.000 \times 9,81 \times 180 \times 40 \times 0,88 \times 5 \times 3.600 \text{ Ws} \\ &= 9,81 \times 180 \times 40 \times 0,88 \times 5 \text{ kWh} \\ &= 310.780,8 \text{ kWh} = 0,31 \text{ GWh} \end{aligned}$$

Bij $\eta_g = 0,96$ zal
 $E_g = 0,30 \text{ GWh}$.

Bij benadering stelt men wel dat $Q \text{ m}^3/\text{s}$ bij een netto valhoogte H_n een vermogen P_g levert van $8 \cdot Q \cdot H_n \cdot \text{kW}$

4.1.2 Definities

- Het bedrijfsvermogen is het totaal aan leverbaar vermogen van alle geïnstalleerde turbine eenheden, dus exclusief de reserve.
- Het opgestelde (of geïnstalleerde) vermogen $P_{\text{geïnst.}}$ is alle opgestelde vermogen dus inclusief reserve.
- De belastingsfactor is de verhouding $\frac{P_{\text{gem.}}}{P_{\text{piek}}}$.
- De capaciteitsfactor is de verhouding $\frac{P_{\text{gem.}}}{P_{\text{geïnst.}}}$.

Bij het belastingdiagram van Fig. 3.5 zijn belastings- en capaciteitsfactor respectievelijk 0,67 en 0,615.

- Gegarandeerd vermogen (in MW) is het vermogen dat (bij een wkw) (b.v.) 98% van de tijd gegarandeerd leverbaar is. Men onderscheidt gegarandeerd piekvermogen en gegarandeerd basis lastvermogen.
- Gegarandeerde energie productie (in GWh) is de energie productie voor een gegeven periode (b.v. een week).
- Niet-gegarandeerde energie productie (in GWh) is de energie productie boven de gegarandeerde energie productie die (bij een wkw) kan worden geleverd afhankelijk van de beschikbaarheid van water en verval.

4.2 De haalbaarheid van een waterkrachtproject

De situering en omvang (Engels: siting en sizing) van waterkrachtwerken is meestal alleen na grondige studie vast te stellen. Dit is te wijten aan een aantal factoren die hierna stuk voor stuk in het kort zullen worden besproken.

De studies worden bovendien nog aanzienlijk ingewikkelder als er sprake is van een multi-functioneel project. een aantal aspecten van dergelijke projecten worden behandeld in de hoofdstukken 2, 5 en 18.

In dit hoofdstuk worden slechts de aspecten behandeld die van belang zijn voor de ontwikkeling van waterkracht. Het zal overigens duidelijk zijn dat het merendeel van deze aspecten ook belangrijk is bij multi-functionele ontwikkeling van water voorkomens.

Er wordt vanuit gegaan dat in het betrokken land of de regio de vraag naar electriciteit op dat moment en voor de toekomst binnen ruime of nauwe grenzen bekend is. Behalve het vermogen (MW) en de gewenste productie (GWh) over het jaar zal dan ook bekend zijn of de voorkeur wordt gegeven aan productie van basislast-, piek- of "opslag"-energie.

Gegeven de gewenste productie kan men nu nagaan hoe aan de vraag kan worden voldaan. Men doet dit in eerste instantie aan de hand van zeer globale bureaustudies en verkenningen. Indien deze positief uitvallen, zal men een ontwikkelingsplan opstellen (pre-feasibility study) dat de mogelijkheden inventariseert voor bouw van waterkrachtcentrales in een bepaalde regio. Voor elke mogelijke waterkrachtcentrale bepaalt men hierbij globaal:

- kenmerkende technische bijzonderheden
- bouwkosten en bouwschema
- te installeren vermogen
- energie-opbrengsten
- milieu effecten

Het is mogelijk om aan de hand van deze gegevens na te gaan welke centrale het meest in aanmerking komt om als eerste te worden gebouwd. Hierbij zal men niet alleen kosten en baten tegenover elkaar afwegen maar ook:

- de vraag naar electriciteit in relatie tot de te verwachten opbrengst van een specifieke centrale
- de financieringsmogelijkheden
- de technische levensduur
- de mogelijke multi-functionele aspecten
- de milieu-effecten

Als men eenmaal besloten heeft welke centrale als eerste in aanmerking komt voor realisatie, zal men een volledige haalbaarheidsstudie uitvoeren met bijbehorend uitgebreid veldonderzoek. De haalbaarheidsstudie voor het inmiddels welomschreven project (Eng.: full feasibility study) moet aan lokale bestuurders, politici, financiers, technici een voldoende nauwkeurig antwoord geven op alle mogelijke vragen verband houdend met:

- economische haalbaarheid
- noodzakelijke investeringen
- technische haalbaarheid (basis gegevens, ontwerp, uitvoeringsmogelijkheden, bouwtijd, bouwkosten, bedrijfsvoering en onderhoud)
- neveneffecten

In het navolgende wordt alleen ingegaan op de studies betrekking hebbend op de technische haalbaarheid. De economische, socio-economische en ecologische haalbaarheid blijft in dit hoofdstuk dus buiten beschouwing.

4.3 Situering van een waterkrachtproject

Voor de situering van een waterkrachtwerk zijn van belang:

- de hoeveelheid toestromend water als functie van de tijd vanuit het bovenstroomse gelegen stroomgebied;
- de mogelijkheden voor wateropslag;
- het verval dat benut kan worden;
- de kosten die gepaard gaan met realisatie van mogelijkheden ad (b) en benutting van het verval ad (c);

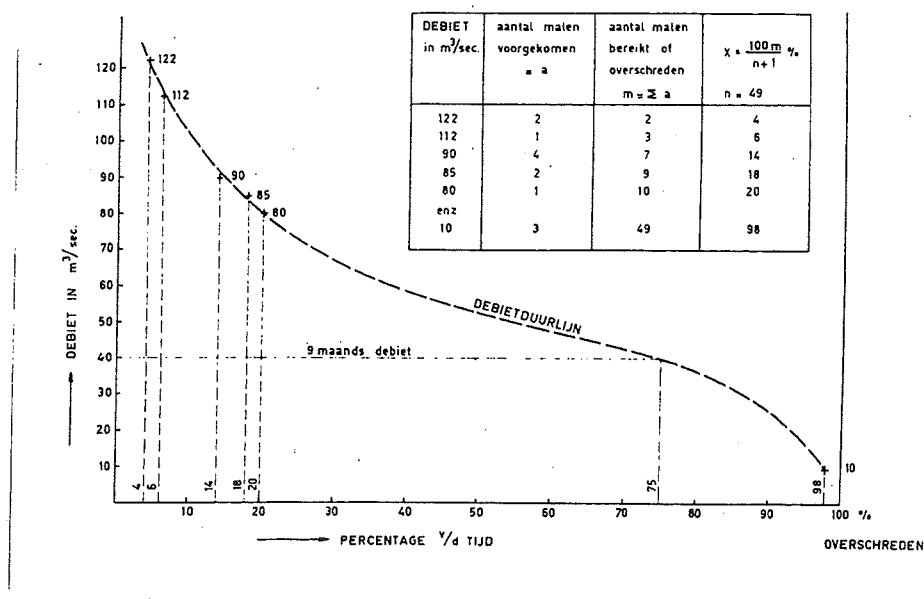
Simpel gezegd:

- Hoe meer water, hoe meer energie;
- hoe groter het verval, hoe meer energie;
- hoe groter de opslag, hoe eenvoudiger de bedrijfsvoering en hoe groter het gegarandeerd vermogen;
- hoe groter (hoger, langer) de dam en de capaciteit van de centrale, hoe hoger de bouwkosten.

Het is dan aan de civiel ingenieur om de verschillende technische mogelijkheden te onderzoeken en via een globaal antwoord met veel alternatieven, gevolgd door een beperkt aantal alternatieve bijna optimale projecten, uiteindelijk te komen tot een optimale technische oplossing.*)

De hoeveelheid toestromend water (ad a.) voor een locatie wordt vastgesteld m.b.v. hydrologische methoden (Hst. 5). Bij voorkeur worden de hydrologische gegevens gepresenteerd als afvoerduurlijnen met over- en onderschrijdingskansen. (Fig. 4.1)

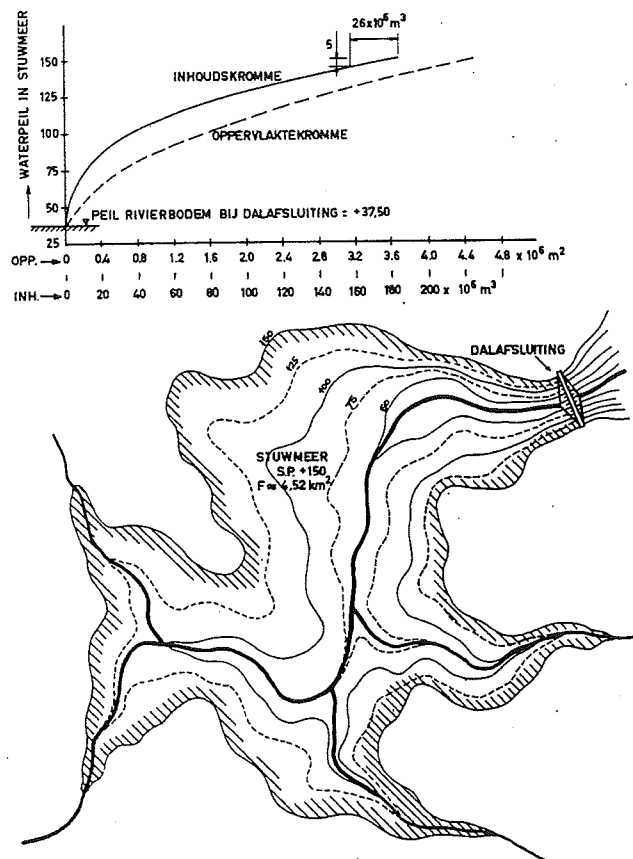
Figuur 4.1: **Constructie van de debietduurlijn uit een reeks waarnemingen**



*) Overigens kan die optimale oplossing alleen maar worden vastgesteld d.m.v. een kosten/baten analyse (Hst. 18)

De mogelijkheden van wateropslag (ad b) stelt men vast aan de hand van topografische kaarten met hoogtelijnen en van luchtfoto's. Gegeven een voorlopig vastgestelde damlocatie kunnen oppervlakte- en inhoudskrommen worden getekend voor een stuwmeer als functie van de waterdiepte. (Fig. 4.2)

Figuur 4.2: Constructie van de inhoudskromme van een stuwmeer (reservoir)



Op basis van de voorlopig vastgestelde damlocatie en eerder genoemde topografische kaarten kan een derde kromme (ad c) worden getekend die het verband aangeeft tussen verval (dus het hoogteverschil tussen max. peil in het stuwmeer en benedenwaterstand) en volume van de stuwdam(men), uitgevoerd in beton of in een loskorrelig materiaal, die nodig zou (den) zijn om dit verval te kunnen creëren.

Men is nu in het bezit van een groot aantal grafieken voor verschillende damlocaties. Aan de hand hiervan en van klimatologische, geologische, morfologische, landbouwkundige en demografische gegevens kunnen nu worden getoetst voor elke bouwlocatie:

- de te verwachten instroming van water in relatie tot het volume van het stuwmeer;
- de te verwachten verdamping bij verschillende scenario's van peilwisseling in het stuwmeer;
- de verwachte gemiddelde jaarlijkse energie-opbrengst;
- de geologische aspecten van een stuwmeerlocatie, zoals: aardbevingen, lekverliezen, aardverschuivingen, beschikbare bouwmaterialen, minimale damprofielen (aarde en/of rots), funderingsmogelijkheden;
- de sedimentafvoer en de hieruit volgende verwachte opslibbing van het stuwmeer;
- de globale bouwkosten van een waterkrachtwerk met bijbehorende werken bij verschillende stuwdamhoogten;
- de direct te meten negatieve effecten bij realisatie van het project zoals: verlies van landbouwgronden, verplaatsing van bevolkingsconcentraties, opnieuw te bouwen infrastructuurle voorzieningen (spoorlijnen, wegen, openbare gebouwen enz.);
- de mogelijke multi-functionele aspecten, zoals irrigatie, scheepvaart, bestrijding van overstromingen, enz.;
- de ecologische effecten als gevolg van de creatie van een stuwmeer en van rivierregulering.

Toetsing van bovenstaande aspecten geeft al spoedig aan welke bouwlocaties interessant zijn voor verder onderzoek en welke vervallen mogelijk zijn op die locaties.

Anderzijds kan het ook zijn dat men een ander concept moet gaan bedenken. Het voorgaande impliceert immers met zoveel woorden dat er een behoorlijke hoeveelheid water is die direct bovenstrooms van de plaats van energie-opwekking in een te bouwen stuwmeer van voldoende omvang kan worden opgeslagen.

In werkelijkheid is dat niet altijd het geval. Generaliserend kan men stellen dat boven in de bergen de stroomgebieden klein en dus de waterhoeveelheden gering zijn, de vervallen groot en de stuwmeren klein maar diep. Daarentegen zullen meer benedenstrooms in de laagvlakte de waterhoeveelheden en de sedimentaanvoer groot zijn, de vervallen klein en de stuwmeren uitgestrekt en ondiep.

De ontwerpers van waterkrachtwerken hebben zich aan deze situatie aangepast zoals uit de volgende voorbeelden blijkt:

- Bij een relatief klein stuwmeer hoog in de bergen (nuttige inhoud 225 hm^3) dat voornamelijk door smeltende sneeuw wordt gevoed, laat men het water achter de 180 m hoge dam eerst door lange en (ten dele) steile tunnels of drukleidingen stromen (totaal hoogteverschil 805 m, debiet $45 \text{ m}^3/\text{s}$) om een hogere energieproductie te krijgen. Energieproductie 634 GWh, geïnstalleerd vermogen 128 MW, (Voorbeeld: Emosson, Zwitserland-Frankrijk).

- Omdat een groot stuwmeer (1.000 hm³ netto) kan worden gevormd maar het bijbehorende stroomgebied klein is, besluit men d.m.v. een kleine dam met stuwmeertje (47 hm³) in een naburige rivier water via een tunnel (20 m³/s) uit het stroomgebied van de laatste naar het grote stuwmeer te brengen (Sebou, Marokko).
- Omdat in de vrij steile rivier de Salzach, stromend door een nauw dal, geen plaats is voor een stuwmeer tapt men het water af d.m.v. een (beweegbare) stuw, leidt dit door een zandvang en via een 17 km lange tunnel (diameter 5,5 m) naar een dagvergaarkom (1,57 hm³) en vandaar door een 830 m lange druktunnel naar een 150 m lager gelegen waterkrachtcentrale (Q = 108 m³/s, 120 MW) die aan de rivier de Salzach grenst. Benedenstrooms van de centrale is de situatie als vanouds, alleen de rivierafvoer heeft een ander verloop: het dagelijkse maximale debiet concentreert zich in de piekuren. Bij hoge rivierafvoeren is er niets veranderd, want de tunnel kan die hoge afvoeren niet verwerken. Overigens was de rivier al in vrij sterke mate gereguleerd door bovenstrooms gelegen stuwmeren (Voorbeeld: Schwarzach, Oostenrijk).
- Twee aan elkaar grenzende stuwmeren hebben stuwpeilen van respectievelijk 2036 m en 1672 m. Waterkracht wordt onder andere ontleend aan transport van water van het hoge naar het lage stuwmeer. De energie-opwekking geschiedt echter aan het einde van een lange tunnel direct benedenstrooms van het lage stuwmeer. Op deze wijze is het nu ook mogelijk om met behulp van pompen het water weer terug te pompen van het lage naar het hoge stuwmeer ten tijde van een energiesurplus in de daluren. De jaaropbrengst van het waterkrachtproject werd hiermee verhoogd van 627 GWh naar 827 GWh. (Glockner - Kaprun, Oostenrijk).

Bovenstaande voorbeelden illustreren de variatie in mogelijkheden om waterkracht te winnen. Het zijn in hoofdzaak de geologie, plaatselijke hydrologie (dus de beschikbare waterhoeveelheid) en topografie (wateropslag, verval) die de mogelijkheden bepalen. In hoeverre men dan het beschikbare water tot de laatste druppel benut alsmede het grootst mogelijke verval gebruikt, hangt af van de vergelijking van de kosten van bouw en exploitatie van het wkw met die om op andere wijze (b.v. thermisch) energie te produceren.

4.4 Onderdelen van een waterkrachtproject

Van oudsher maakt men onderscheid tussen:

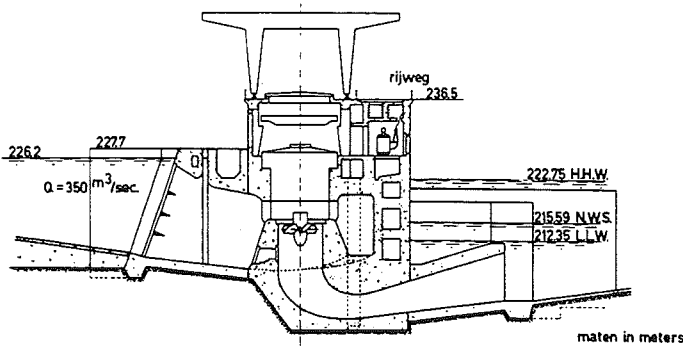
- lagedruk waterkrachtwerken met een verval < 15 m;
- middeldruk waterkrachtwerken met een verval van 15 - 50 m;
- hogedruk waterkrachtwerken met een verval > 50 m.

Op zichzelf is deze onderverdeling tamelijk arbitrair. De grenzen tussen de drie typen waterkrachtwerken zijn niet scherp te trekken.

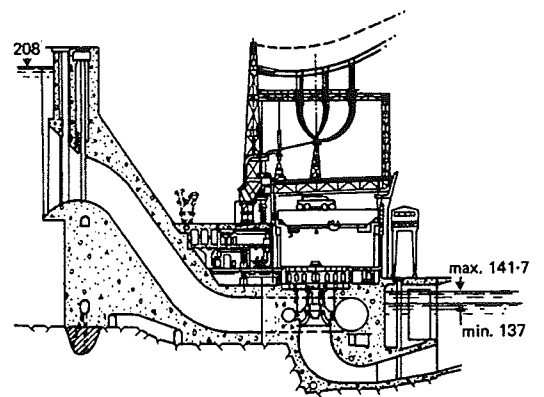
In het verleden was dat echter anders:

- Bij lagedrukwerken vormen stuw(dam) en centrale één geheel en de turbine was van het Kaplan type (Fig. 4.3);
- Bij middeldrukwerken was er sprake van een stuwdam met aan de voet hiervan een centrale waarin Francis turbines waren geplaatst (Fig. 4.4);
- Bij hogedrukwerken werd het water aangevoerd door een drukleiding en de turbines in een centrale ver van het inlaatwerk waren van het type Pelton (Fig 4.5).

Figuur 4.3: Doorsnede over centrale

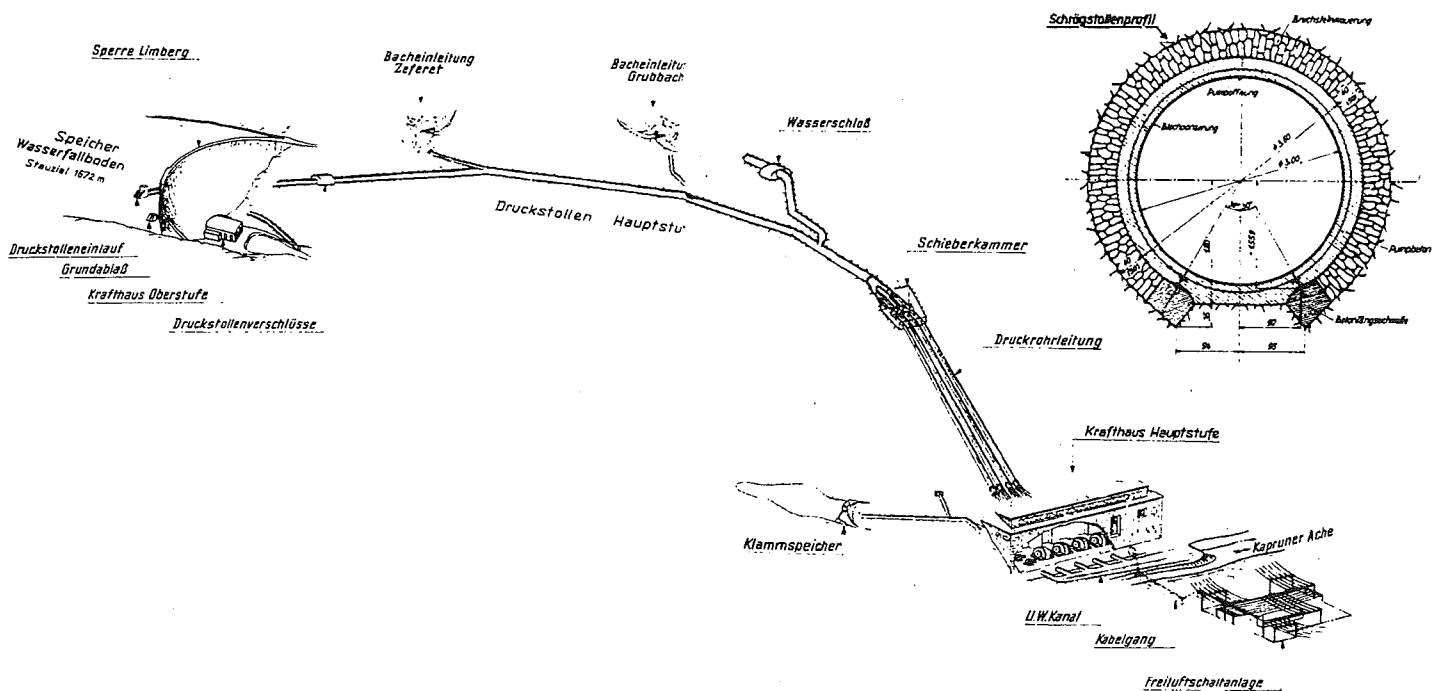


Figuur 4.4



Overgenomen van Tekeningen uit WATER POWER juni 1956 pag. 20 en 21

Figuur 4.5: Overzicht van het wkw Kaprun-Hauptstufe



De verdeling heeft in zoverre nog zin dat hij duidelijk maakt dat bij ontwerp van een lagedrukwerk diverse ontwerp parameters andere waarden hebben dan bij een hogedrukwerk. Er is echter duidelijk sprake van een breed overgangsgebied en de grenzen waarbij men, bijvoorbeeld, overgaat van een bepaald type turbine op een ander zijn niet in het algemeen vast te stellen. Mosonyi, in zijn standaard werk "Wasserkraftwerke" [4.1], noemt twaalf verschillende algemene kenmerken die een waterkrachtwerk typeren. De kenmerken zijn aangepast aan de huidige stand van de techniek en in Tabel 4.1 samengevoegd. Zij geven een algemene globale indruk van de mogelijke onderlinge verschillen tussen de drie typen waterkrachtwerken en beslist niet meer.

Tabel 4.1: Algemene kenmerken van waterkrachtwerken
(tussen haakjes de weinig voorkomende situaties)

Ontwerp parameters	Lage druk H _{max} < 15 m	Middel druk H _{max} = 15-50 m	Hoge druk H _{max} > 50 m
1. Topografie:	vlak (heuvelachtig)	heuvelachtig (bergachtig)	bergachtig (heuvelachtig)
2. Variërende watertoevoer direct van invloed op energieproductie:	ja	ja/nee	nee
3. Grondslag op bouwlocatie:	voornamelijk loskorrelig (sedimenten)	varieert	stollingsgesteente afzettingsteente
4. Voor opstuwning van het water gebruikt men meestal:	beweegbare stuw in rivierbed	stuwdam in een vallei met overlaat in de vallei	dalafsluiting d.m.v. stuwdam
5. Wijze van watertoevoer naar centrale:	inlaatwerken en riviercentrale	inlaatwerken, soms riviercentrale	inlaatwerken, of drukleiding (centrale zelden aan voet van de dam)
6. Onderdelen van centrale:	inlaatwerk + centrale (gecombineerd)	inlaatwerk of instroomkanaal, drukleiding, centrale (onderdelen gecombineerd, soms apart)	waterslot of instroomkanaal, drukleiding, centrale (onderdelen apart, soms gecombineerd)
7. Type turbines:	Bulb, Straflo, Kaplan (Francis)	Francis Kaplan	Francis Pelton
8. Afmetingen van de eenheden:	groot	gemiddeld	klein
9. Aard van de wateropslag:	in stuwpond (geen berging), dagvergaarkom	dag- of weekvergaarkom	alle mogelijkheden komen voor
10. Energieproductie:	sterk variërend en onderbroken (afh. van rivierdebiet)	kleinere variaties, gegarandeerde energieproductie	geen variaties, productie richt zich naar de vraag
11. Type te leveren energie:	basisbelasting	basisbelasting	basisbelasting of piekbelasting

De tabel latend voor wat zij is, kan men bij waterkrachtwerken de volgende drie hoofdonderdelen onderscheiden:

- stuwmeer (stuwwand, vergaarbekken, dag- of weekreservoir, meerjaren stuwmeer);
- aanvoerleiding van stuwmeer naar centrale;
- centrale.

Afhankelijk van de locale situatie zijn er bijkomende werken zoals scheepvaartsluizen, hout- en vispassen, compensatiebekken.

De volgende grondwerken/kunstwerken kunnen voorkomen bij elk van de genoemde hoofdonderdelen:

a. Bij een stuwmeer of vergaarbekken:

- stuwdam opgebouwd van grond, gesteente of beton;
- stuw in rivier (vast of beweegbaar);
- overlaat (hoofdoverlaat, hulpoverlaat, noodoverlaat);
- doorlaat in de stuwdam (spuileiding, spui-uitlaat, aflat inrichting, leegloopleiding, aftapinrichting).

b. Bij een aanvoerleiding van stuwmeer of stuwwand naar centrale:

- inlaatwerken (aflaattoren, oppervlakte inlaat, onderwaterinlaat);
- zandvang, grindvang;
- aanvoerkanaal of -tunnel (toevoerkanaal, omloopkanaal, c.q. -tunnel);
- vergaarkom;
- bufferschacht, stijgschacht, waterslot;
- drukschacht of drukleiding;
- afsluiterhuis;

c. Bij een waterkrachtcentrale

- centralegebouw met de machinehal (waarin turbine/generator eenheden), montage en demontagehal, transformatorenruimte, bedieningspanelen
- transformator en schakelstation
- afvoerkanaal of afvoertunnel
- bijkomende installaties zoals pompen, compressoren

Afhankelijk van het dominant zijn van één der genoemde onderdelen en/of de wijze van exploiteren, spreekt men van:

- reservoir centrales (reservoirwerk);
- riviercentrales;
- aftapwerken;
- pompaccumulatiecentrales.

Het is niet mogelijk om in het kader van dit college deze types diepgaand of zelfs maar globaal te behandelen. Gekozen is voor bespreking van de meest voorkomende onderdelen:

- Hst. 6: Riviercentrales;
- Hst. 7: Aanvoerleidingen;
- Hst. 8: Overlaten en aflatwerken bij reservoirs;
- Hst. 9: Stuwdammen van loskorrelig materiaal;
- Hst. 10: Stuwdammen (stuwmuur) van beton;
- Hst. 11: Funderen van stuwdammen op rots;
- Hst. 12: Waterturbines;
- Hst. 13: Afsluitmiddelen bij waterkrachtwerken.

De hoofdstukken 14 t/m 17 zullen worden gewijd aan bespreking van ontworpen en (soms ook) gebouwde waterkrachtprojecten. Hierbij zullen tevens de kenmerken van de niet behandelde typen:

- reservoir centrales (Hst. 14)
- accumulatie werken (Hst. 15)

globaal de revue passeren.

4.5 Literatuur

- [4.1] E. Mosonyi, "Wasserkraftwerke", Band I en II, Budapest 1959.
(ook vertaald in het Engels als: Vol. I, Low-Head Power Plants, 2nd edition 1963 en Vol. II, High-Head Power Plants, 2nd edition 1965).
- [4.2] H.H. Thomas, "The Engineering of Large Dams", Part I and II, John Wiley and Sons, London 1976.
- [4.3] U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation, "Design of Small Dams", 2nd edition Ed. Revised Reprint 1977.
- [4.4] Proceedings of ICOLD Congresses and Technical ICOLD Bulletins (published by ICOLD Secretariat, Paris).
- [4.5] Monthly International Technical Magazine, "Water Power and Dam Construction", (Quadrant House, Sutton, Surrey, U.K.).
- [4.6] "Engels-Nederlandse Lijst van woorden en termen in gebruik bij de bouw van stuwdammen en aanverwante werken", Nederlands Nationaal Comité (NETHCOLD van ICOLD, 1989).
- [4.7] U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation "Design of Gravity Dams", 1976.

5. HYDROLOGIE EN STUWMEERBEHEER

5.1 Inleiding

De hydrologie behoort samen met de geologie en de topografie tot de basiswetenschappen die gebruikt worden bij het ontwerpen en bouwen van een waterkrachtwerk.

Daarnaast is kennis omtrent de hydrologie van een stroomgebied ook noodzakelijk bij het ontwerpen van de koelwater circulatie voor een thermische centrale (hoofdstuk 19 van dit dictaat).

In de colleges hydrologie (f 15) wordt uitgebreid ingegaan op de metingen en berekeningsmethoden die in de hydrologie gangbaar zijn en de verschillende grafische uitbeeldingen die doorgaans voor de verschillende parameters worden gepresenteerd.

In dit hoofdstuk wordt in grote lijnen aangegeven hoe de kennis van de hydrologie wordt gebruikt bij het ontwerpen van een waterkrachtwerk, en wel:

- bij de bepaling van het te installeren vermogen en de energie opbrengst;
- bij de bepaling van het aantal turbines;
- bij het bepalen van de afmetingen van de overlaat;
- bij het stuwmeerbeheer.

De gemiddelde afvoer van een stroomgebied gelegen bovenstrooms van een waterkrachtwerk moet worden bepaald m.b.v. historische gegevens van dat stroomgebied en van andere al dan niet aanliggende stroomgebieden. Die gemiddelde afvoer is maatgevend voor, of althans bepaalt tot op zekere hoogte, de energie opbrengst.

De lage rivierafvoeren zijn een maat voor de gewenste omvang van het stuwmeer en dus voor het stuwpeil.

De gemeten hoge rivierafvoeren alsmede de met een bepaalde frequentie berekende (maar niet waargenomen) extreem hoge rivierafvoeren tenslotte bepalen de afmetingen van de overlaat in een stuwdam.

Meer en betere hydrologische gegevens leiden tot lagere bouwkosten, een betere economie van het project en grotere veiligheid. Gebrek aan hydrologische gegevens of onbetrouwbaarheid daarvan leidt tot conservatieve damontwerpen en dikwijls ook tot verrassende overschrijdingen van afvoeren met catastrofale gevolgen voor overlaat en dam (die hier niet op waren berekend) en tot lagere energie opbrengsten dan voorzien.

Een damontwerper is geen hydroloog maar hij is wel verantwoordelijk voor de afweging van de bovengenoemde factoren. Een absoluut veilige dam bestaat niet en zou trouwens ook onbetaalbaar worden. Het doel is een redelijk veilige dam met een energie opbrengst die zorgvuldig is berekend op basis van voldoende hydrologische gegevens. Op het begrip "veilig" wordt verder ingegaan bij de dimensionering van overlatten (Hoofdstuk 8).

Hoe komt men nu aan de gewenste hydrologische gegevens?
Er zijn verschillende gevallen te onderscheiden:

- a. Er zijn over een langdurige periode (zeg 50 - 100 jaar) gegevens verzameld van klimaat, regenval, rivier afvoeren en rivier waterstanden. In dit geval kan men volstaan met een grondige controle van die gegevens d.m.v. regenval/afvoer correlaties, correlaties van peilschaalwaarnemingen, op dezelfde rivier en correlaties van berekende hydrologische parameters met die van andere stroomgebieden.
- b. Er zijn slechts over een korte periode (zeg 5 - 20 jaar) gegevens verzameld. In dit geval moet de ontwerper onmiddellijk bij het begin van de studies laten installeren: een weerstation (meerdere bij grote stroomgebieden), regenmeters op diverse plaatsen in het stroomgebied, peilschalen in de hoofd- en zijrivieren, meetstations om de afvoer te meten op strategische plaatsen. Omdat er meestal wel 5 - 10 jaar verloopt na het begin van de studie voor men een waterkrachtwerk gaat bouwen (en nog eens 5 jaar voor het waterkrachtwerk operationeel is), is dit de gelegenheid om alsnog het hydrologische gegevensbestand aan te vullen. Belangrijk is hierbij vooral de betrouwbaarheid van de gegevens. Het is beter om nu wat meer geld uit te geven aan hydrologische meetapparatuur en automatische peilschalen dan aan bureaustudies. Anders blijft men dan toch met een onvolledige onbetrouwbaar gegevensbestand zitten.

5.2 Waterkracht potentieel

Het waterkracht potentieel van een damlocatie op een rivier is afhankelijk van de wateraanvoer, de mogelijkheid van opslag van water (stuwmeer), de valhoogte en de verdamping. Alle vier genoemde parameters variëren in de tijd en zijn bovendien voor een deel onderling van elkaar afhankelijk.

De hydroloog zal in eerste instantie met behulp van maandgegevens¹⁾ de wateraanvoer in de tijd nagaan. Een voorbeeld van een dergelijke wateraanvoer is gegeven in tabel 5.1. Er is hierbij nog geen rekening gehouden met verdamping. Het gaat hierbij zowel om gemiddelde maandafvoeren als om maandafvoeren die in negen van de tien gevallen worden overschreden.

Tabel 5.1: Gemiddelde maandelijkse en jaarlijkse afvoeren bij Onitsha (rivier de Niger)

	monthly averages (m ³ /s)												annual average m ³ /s.	annual total m ³ x10 ⁹
	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D		
without Kainji.	2598	2377	2240	1921	1749	2670	5236	10049	17366	20900	9157	3365	6636	210
with Kainji	2982	2759	2337	2142	2291	3339	5840	10111	16228	19273	8863	3464	6636	210
20%	2266	2097	1776	1628	1741	2538	4438	7684	12333	14647	6736	2633	5050	159,5

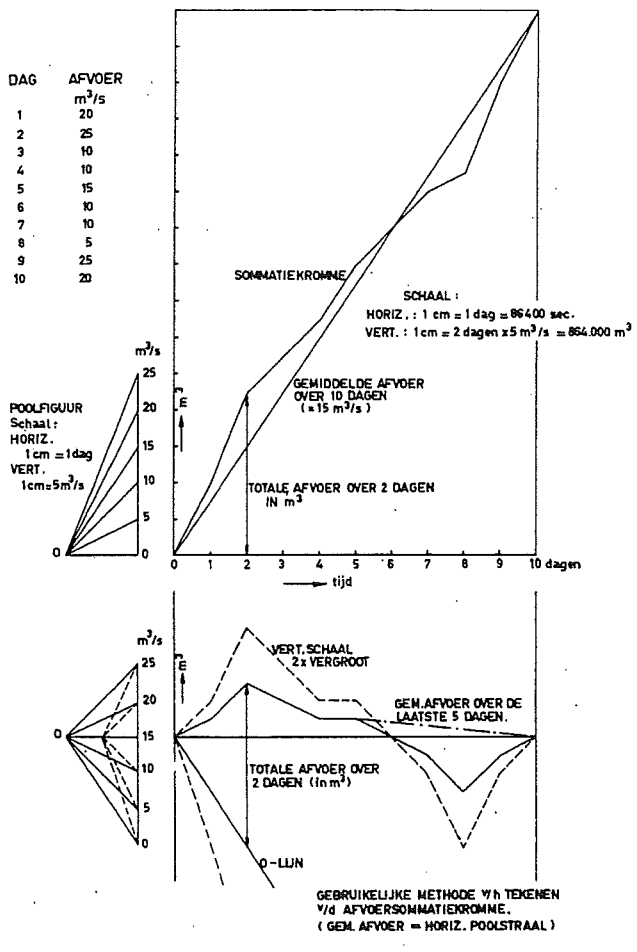
¹⁾ In een later stadium zal hij voor meer verfijnde berekeningen week-, dag- of zelfs urregegevens gebruiken.

Stel nu dat in een hypothetisch geval bij het begin van het natte seizoen een stuwmeer bij een reservoirwerk is gezakt tot op het minimale peil.

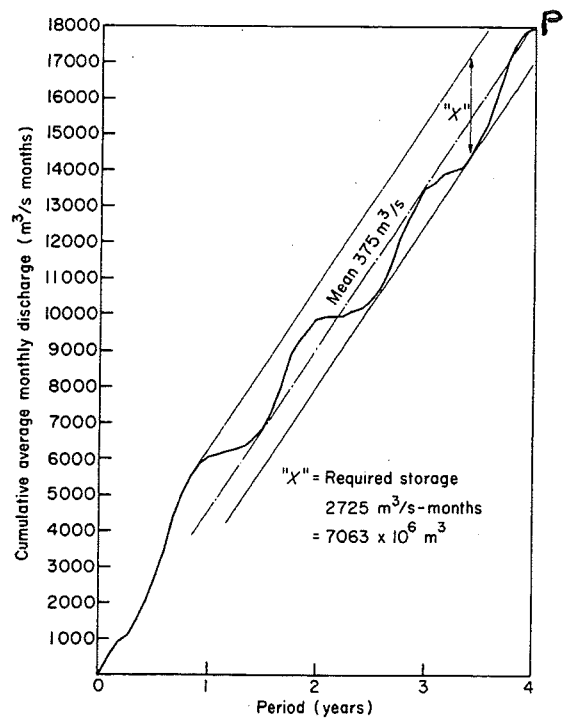
Men kan nu een kromme tekenen die de totale wateraanvoer in de tijd aangeeft (Fig. 5.2). Dat is de zgn. afvoer sommatie kromme. De grafische wijze van constructie is afgebeeld in Fig. 5.1. Stel men wil d.m.v. een constant doorvoerdebiet al het water door de turbines voeren. De lijn OP in Fig. 5.2 geeft dan de cumulatieve doorvoer aan voor een periode van vier jaren.

De afstand X is dan een maat voor de hoeveelheid water die bij deze gemiddelde waterdoorvoer in het stuwmeer moet worden opgeslagen.

Figuur 5.1: Constructie van de afvoersommatiekromme



Figuur 5.2: Afvoersommatiekromme

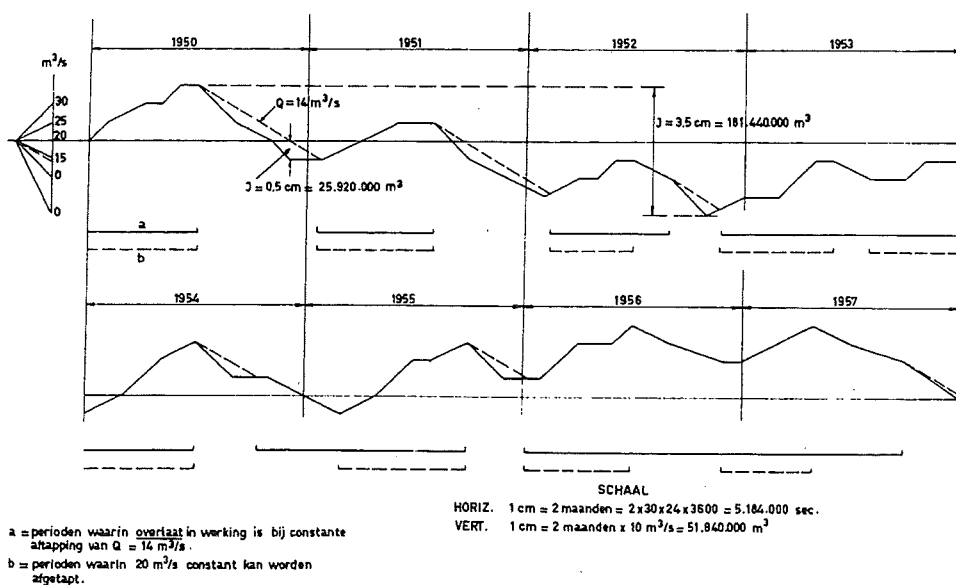


Heeft het stuwmeer een kleinere opslag dan de gewenste en/of is het constante doorvoerdebiet door de turbines kleiner dan wat zou volgen uit de gemiddelde wateraanvoer, dan zal (afgezien van verdampings- en lekverliezen) water ongebruikt het stuwmeer weer verlaten via de overlaat of doorlaat in de dam.

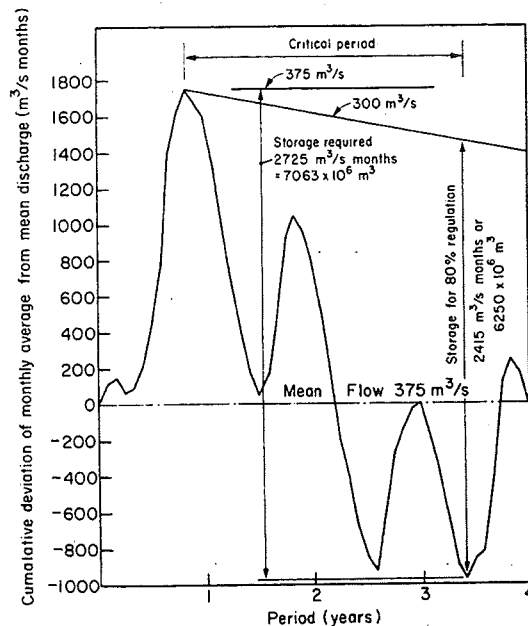
Een stuwmeer kan te klein zijn omdat de topografie geen groter stuwmeer mogelijk maakt of omdat bebouwing en industrie rond het stuwmeer geen hoger stuwpeil toelaten.

Afgezien van wateropslag voor andere gebruikers zal elk stuwmeer een laagste peil hebben waar beneden geen energie door de turbines zal worden opgewekt. De opslagruimte in het stuwmeer beneden dat peil staat bekend als "dead storage" (onnutte watervoorraad). Tussen genoemd laagste peil en het normale stuwpeil bevindt zich dan de nuttige watervoorraad (live storage). Als alle wateraanvoer in het stuwmeer kan worden geborgen bij gemiddelde doorvoer spreekt men van 100% rivierregulering. In het geval van Fig. 5.2 betekent dit een nuttige watervoorraad van 7.063 hm^3 . Dat is 60% van de gemiddelde jaarafvoer. Men kan nu de afvoer sommatie kromme van Fig. 5.1 ook tekenen met de gemiddelde afvoer als abscis. Een uitgewerkt voorbeeld vindt men in Fig. 5.3. De afvoer sommatie kromme van Fig. 5.2 is op soortgelijke wijze vertaald in Fig. 5.4. Men ziet dat voor een regulering van 80% de berging 6.250 hm^3 is, dat is 54% van de gemiddelde jaarafvoer.

Figuur 5.3: Bepaling van het voor een reservoirwerk te benutten debiet met behulp van de afvoersommatiekromme



Figuur 5.4: Afvoersommatie t.o.v. lijn van gemiddelde afvoer



De mate van regulering van een rivier kan benedenstrooms van het stuwmeer van belang zijn voor de scheepvaart en ook bij hoogwaterbeheersing. Voor waterkracht bepaalt de regulering de bedrijfstijd van de turbines. In het betrokken geval is constant 80% van het gemiddelde debiet ter beschikking voor energieopwekking, d.w.z. $300 \text{ m}^3/\text{s}$.

Stel nu dat de maximale turbine doorvoer $75 \text{ m}^3/\text{s}$ is. Men kan dan vier turbines plaatsen die het gehele jaar door draaien (tenzij de jaarlijkse gemiddeld afvoer minder is dan $300 \text{ m}^3/\text{s}$). In praktijk zal men meer turbines plaatsen dan vier, enerzijds, omdat men reserve turbine capaciteit wil hebben en anderszijds, omdat het de moeite waard kan zijn (lees: baten overtreffen de kosten) extra turbines te installeren die slechts een deel van de tijd draaien. Deze turbines laat men dan draaien als het stuwmeer vol is en de wateraanvoer het constante doorvoerdebiet van $300 \text{ m}^3/\text{s}$ overtreft.

Het waterkracht potentieel is behalve van de turbine doorvoer ΣQ_T een functie van de netto valhoogte H_n . Die valhoogte is op zijn beurt afhankelijk van de opgeslagen waterhoeveelheid in het stuwmeer. Bij een te klein stuwmeer is de situatie in zoverre ideaal dat gedurende een deel van het jaar de valhoogte maximaal blijft.

Bij een riviercentrale speelt de wateropslag nagenoeg geen rol. Er is hier sprake van een constante valhoogte en het aantal turbines wordt bepaald rekening houdende met:

- de afvoerduurlijn (Fig. 4.1);
- de investerings- en exploitatiekosten;
- de verkoopprijs van de energie.

In de praktijk is gebleken dat veelal bij centrales die geen deel uitmaken van een koppelnet de afvoer die 75% van de tijd wordt overschreden kan worden genomen als basis voor de turbine doorvoer en dus voor het te installeren turbinevermogen. Bij centrales gekoppeld aan thermische centrales kan men 50% of soms zelfs 15 - 30% nemen als basis voor het te installeren vermogen.

5.3 Ontwerpafvoer

De maximale afvoer die als maat wordt gebruikt voor het ontwerp van de totale overlaat/doorlaat capaciteit van een stuwdam complex noemt men de ontwerpafvoer.

De keuze van de ontwerpafvoer hangt nauw samen met de volgende factoren:

- het in het stuwmeer binnenstromende rivierwater in tijden van hoge opperwaterafvoer (totaal volume, vorm van de afvoerkromme, periodiciteit, maximale afvoer);
- vorm en inhoud van het stuwmeer, water opslagmogelijkheid ten tijde van hoge opperwaterafvoeren;
- schade die ontstaat bij (a) overschrijden van het stuwpeil in het stuwmeer en (b) het aflaten van grote waterhoeveelheden;
- kans op beschadiging of bezwijken van de stuwdam bij het overschrijden van het stuwpeil alsmede de schade benedenstrooms van de dam bij het bezwijken daarvan;
- kosten verbonden aan een grotere of meer bedrijfszekere overlaatcapaciteit;
- betrouwbaarheid van de hydrologische gegevens;
- kans op het niet volgen van de bedieningsvoorschriften door het bedienend personeel of op het niet functioneren van een automatisch bestuurd overlaat.

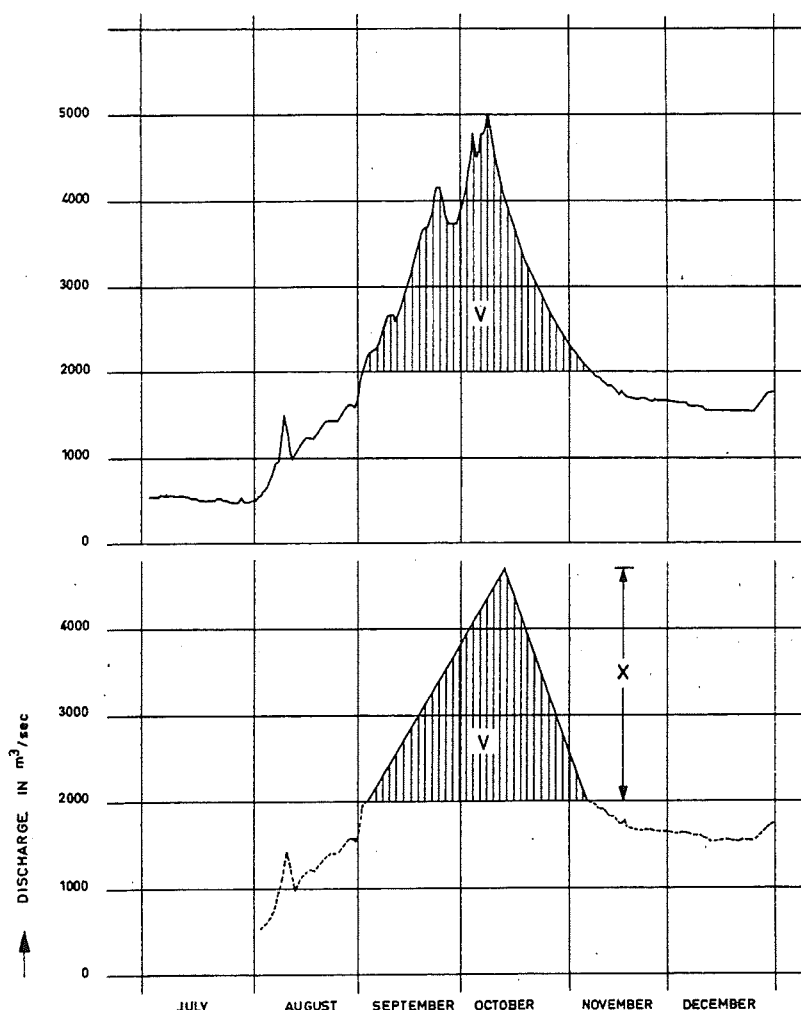
Bij schade moet men zowel denken aan verlies van mensenlevens als aan materiële schade. Uit het bovenstaande blijkt dat de bepaling van een ontwerpafvoer in feite moet worden gedaan op basis van een risico analyse en dat probabilistische ontwerpmethoden op zijn plaats zijn.

Tot dat inzicht zijn inmiddels een aantal landen gekomen. Er is echter zeker nog geen sprake van algemeen aanvaarde ontwerpregels. In verband hiermee wordt volstaan met het aangeven van een aantal algemeen gebruikelijke regels bij de vaststelling van de ontwerpafvoer.

Met behulp van in de hydrologie en bij stuwmeerbeheersing ontwikkelde methoden bepaalt men achtereenvolgens:

- de frequentie kromme voor de hoogwater afvoeren;
- de vorm van de hoogwatergolf bij weinig frequente hoogwaterafvoeren (Fig. 5.5);
- de vervorming van deze hoogwatergolf bij doorstroming van het stuwmeer.

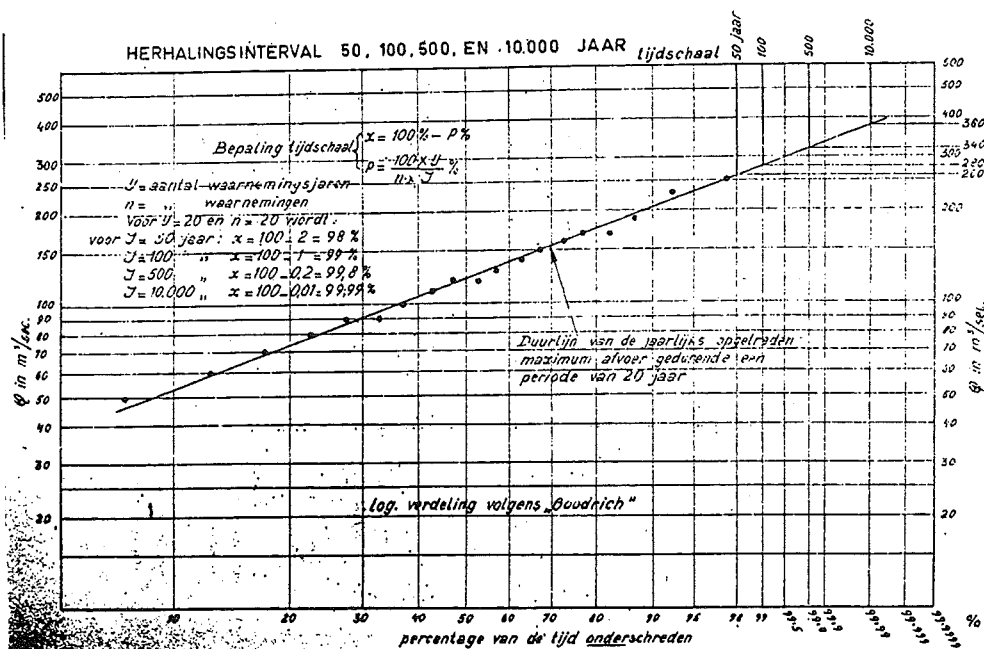
Figuur 5.5: Schematisering van afvoerverloop



Bij het laatste speelt het waterpeil in het stuwmeer een grote rol (beginpeil, mate van stijging daarna). Men weet nu hoe snel het water stijgt en welk peil ter plaatse van de overlaat wordt bereikt als functie van een bepaalde (synthetische) hoogwatergolf en een zeker waterpeil bij het begin van de hoogwaterafvoer in het stuwmeer.

Als frequentie kromme van de hoogwaterafvoeren vindt men doorgaans een kromme zoals afgebeeld in Fig. 5.6. De kromme nadert tot een asymptoot: de PMF (probable maximum flood). Het is mogelijk om die PMF bij benadering te bepalen. In 1973 werd in de USA aanbevolen om aan de PMF een arbitrair vastgestelde frequentie van 10^{-4} per jaar toe te kennen. In Groot Britannië daarentegen neemt men aan dat 0.50 PMF een frequentie van 10^{-4} heeft. Hoe het ook zij, het is mogelijk de frequentie kromme te trekken tussen de waargenomen waarden en de PMF.

Figuur 5.6: Bepaling van de te verwachten maximum afvoer



Een voorbeeld van een ontwerpafvoer is afgebeeld in Fig. 5.7. Men berekende dat een 1/10.000 jaarafvoer een piek zou hebben van $9.500 m^3/s$. Het volume van de hoogwatergolf boven $2.000 m^3/s$ is dan $46 km^3$. De hoogwatergolf duurt 163 dagen.

Op basis van dit gegeven kan men nu met één van de gebruikelijke methoden (zie collegedictaat f 15) de ontwerp hoogwatergolf door het stuwmeer en over de overlaat leiden. Het uitgangspunt is dan dat de waterstand in het stuwmeer een bepaalde waarde niet mag overschrijden. Dit uitgangspunt bepaalt de gewenste maximale overlaatcapaciteit. De maximale overlaatcapaciteit is dus afhankelijk van:

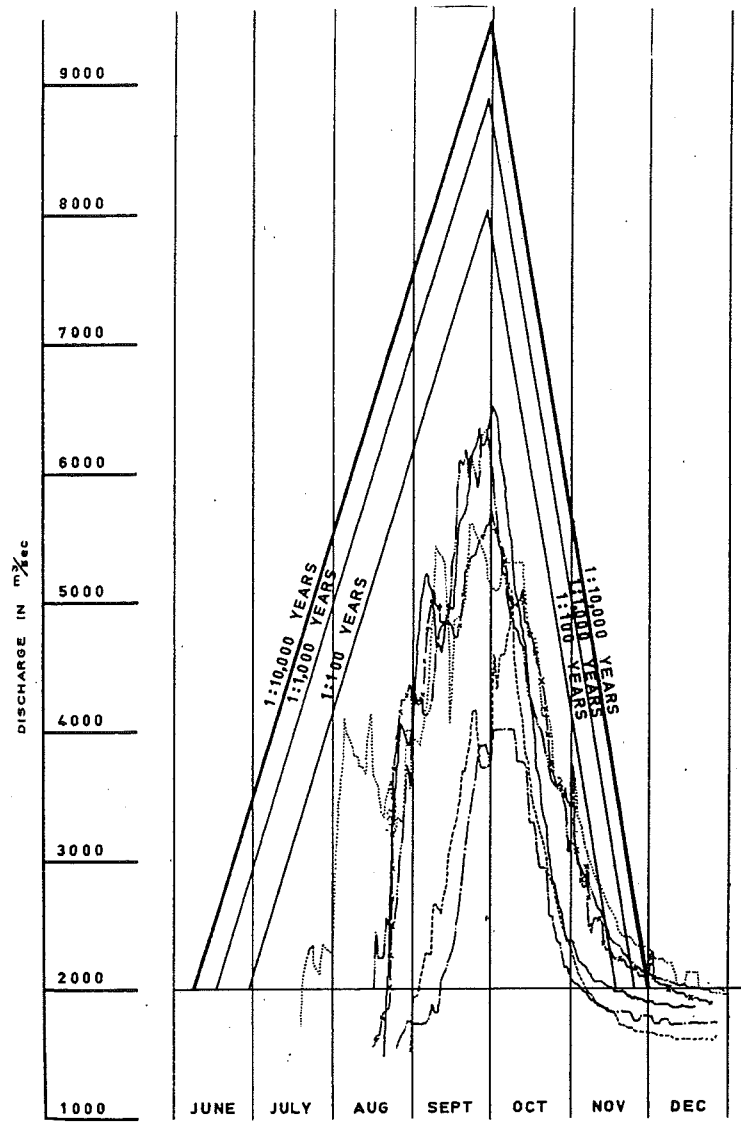
- maximum afvoer, vorm en tijdsduur van de hoogwatergolf;
- eventuele uitdemping van de hoogwatergolf in het stuwmeer;
- bergingscapaciteit in stuwmeer ten tijde van het hoogwater.

De maximaal toelaatbare waterstand in het stuwmeer wordt bepaald uit de hoogte die beschikbaar is tussen normaal stuwmeer peil en de kruinhoogte van de dam. Deze waking (freeboard) is bedoeld voor:

- opstuwning boven normaal stuwmeerpeil t.g.v. ontwerpafvoer (als hierboven genoemd);
- seiches;
- opwaaiing;
- golven;
- golfploop.

Het hangt dus af van de waarden die voor de laatste vier aspecten gelden tijdens de ontwerpafvoer welk maximaal stuwmeer peil acceptabel is. Men zie verder Hoofdstuk 8 "overlaten en aflatwerken bij reservoirs".

Figuur 5.7: Bepaling ontwerp afvoer voor Kainji Dam



5.4 Stuwmeer beheer

De wijze van beheer van een stuwmeer wordt enerzijds bepaald door de wateraanvoer en anderzijds door de functie(s) van het stuwmeer.

Het opslaan van water in een stuwmeer kan men doen om velerlei redenen:

- t.b.v. drinkwatervoorziening of irrigatie (het gaat hier dus om consumptie van het water);
- om de potentiële energie in het water te benutten;
- om de rivier(en) benedenstrooms te reguleren t.b.v. scheepvaart;
- hoogwaterbeheersing;
- recreatie.

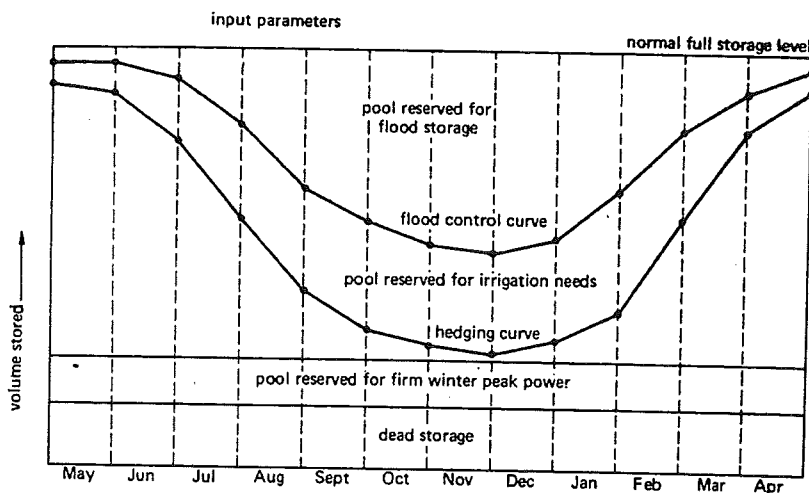
Als een stuwmeer verschillende functies heeft, kan dat leiden tot tegenstrijdige eisen aan het beheer:

- de energieproducent wil het stuwmeer bij het begin van het natte seizoen zo snel mogelijk vol hebben en de inhoud gedeeltelijk over het jaar verdeeld laten wegstromen onder gelijktijdige opwekking van energie;
- de landbouwer wil alleen in bepaalde seizoenen water afnemen maar dan wel zoveel als hij nodig heeft;
- de dijkbeheerder benedenstrooms van de dam wil in het natte seizoen het stuwmeer zo lang mogelijk leeghouden om hoogwatergolven te kunnen bergen.

Een voorbeeld van het tegemoet komen aan dergelijke tegenstrijdige eisen was het voorgesteld beheer [5.12] voor het M'Jara stuwmeer in Marokko. Men suggereerde:

- vergroot voor een optimum gebruik de nuttige inhoud van het stuwmeer met 25% tot 2.600 - 2.700 hm³;
- gebruik de opslagruimte voor water voor (a) landbouw, (b) voorkomen overstroming op basis van variërende gebruikskrommen (Fig. 5.8);
- reserveer in de winter een waterschijf in het reservoir voor gegarandeerd piekvermogen;
- verhoog de afvoercapaciteit van de rivier benedenstrooms van de dam d.m.v. bedijkingen. Dat is goedkoper dan het reservoir nog groter te maken dan nu is voorzien.

Figuur 5.8: Grafieken t.b.v. multi-functioneel reservoir beheer op de rivieren Sebou-Inaouène



5.5 LiteratuurProceedings ICOLDNinth Congress 1967 (Istanbul), Vol. II, Q-33

- [5.1] R-12 O. Pfafstetter, "Floods for spillways design".
- [5.2] R-13 H. Maksoud ed. al., "Hydrology of spillway design floods for Brazilian river basins with limited data".
- [5.3] R-24 O. Bayar, "Keban Dam..... Spillway design flood".
- [5.4] R-26 R. Sabljak, "Influence de la forme de l'hydrogramme de crue sur la capacité de l'évacuateur".
- [5.5] R-35 F.H. Lyra ed. al., "Inflow design, Furnas Reservoir".
- [5.6] R-51 J.M. Jordaan, "Some aspects of the hydrological design considerations of the Orange River Project".

Eleventh Congress 1973 (Madrid), Vol. II, Q-41

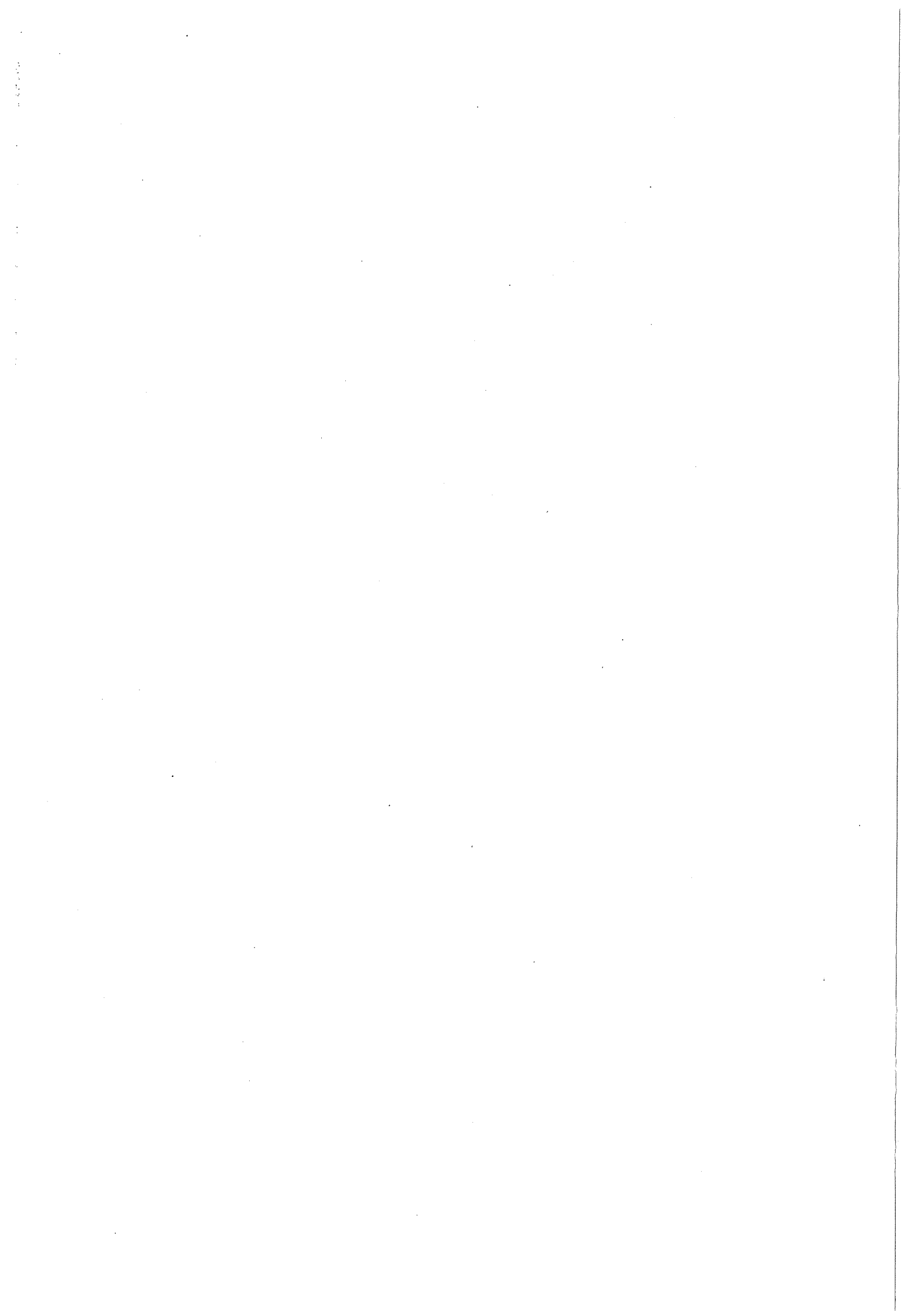
- [5.7] R-8 J. Duffaut ed. al., "Détermination des crues de projet".
- [5.8] R-11 L. Rundgren, "Design floods and accepted risk of failure".
- [5.9] R-14 A.V. Hiemstra, "Runhydrographs for the sizing of dam spillways and minimum required reservoir capacities".
- [5.10] R-65 L.F.F. Alfonso ed. al., "Crues de projet dans les différents réservoirs de la vallée du Tage".
- [5.11] R-70 G.N. Alexander, "Estimation of the 10 000 year flood".

Water Power and Dam Construction

- [5.12] M. Sbihi and R.A. Buning, "Practical Applications of systems analysis in reservoir sizing", WPDC, Oct. 1976.

T.U. Delft

- [5.13] Prof. Dr. Ir. J.C. van Dam, "Collegedictaat Hydrologie f 15", T.U. Delft, September 1986.



6. RIVIERCENTRALES

6.1 Inleiding

In paragraaf 4.4 van Hst. 4 werden de elf kenmerken van lage druk waterkrachtwerken opgesomd (tabel 4.1).

Riviercentrales zijn lage drukwerken (verval tot 15 m, soms tot 20-25 m) en zij voldoen dan ook meestal grotendeels aan de genoemde kenmerken.

Riviercentrales worden meestal gebouwd in combinatie met scheepvaartsluizen. De opstuwning van de rivier ter plaatse van de centrale heeft dan dus een tweeledig doel:

- energieproductie uit waterkracht
- scheepvaart d.m.v. rivierkanalisatie.

Daarnaast kan een rivierstuw van belang zijn voor de recreatie (zeilen en zwemmen in het stuwpan), de waterhuishouding (aftap van irrigatiewater) of voor beperking van zoutopdringing vanuit zee.

Het Engelse woord voor riviercentrale is "run-of-river power plant" en dit geeft uitstekend aan dat de energieproductie direct afhankelijk is van de hoeveelheid aangevoerd water. Er is namelijk in het ondiepe lange smalle stuwpan nauwelijks mogelijkheid tot opslag van water tenzij men het stuwpeil en daarmee de valhoogte telkens drastisch wil verlagen. Dit laatste komt noch de energieproductie noch de scheepvaart ten goede. In sommige gevallen is er echter wel sprake van een dagvergaar-kom.

Riviercentrales zijn er in de laatste 100 jaar vele gebouwd in Midden-Europa, Duitsland, Oostenrijk, Zwitserland, Frankrijk, België en zelfs recent in Nederland (zie hoofdstuk 16). Men vindt ze ook in de USA en Brazilië.

Na de Tweede Wereldoorlog zijn de meeste riviercentrales gebouwd in Oostenrijk en in mindere mate in Zwitserland, Frankrijk en België.

De nieuwe ontwikkelingen (toepassing van bulbturbines, relatief simpel standaardontwerp) vindt men dan ook in de centrales in Frankrijk (Rhône kanalisatie) en Oostenrijk (Donau centrales).

Hoe belangrijk een serie riviercentrales kan zijn voor de energieproductie ziet men in Oostenrijk: In dat land werd tussen 1980 en 1985 68 - 72% van de electriciteitsproductie opgewekt uit waterkracht. De waterkracht kwam voor 2/3 uit riviercentrales. Cijfers voor 1983 waren:

Energiebron	%	Energieproductie in TWh
Riviercentrales	50	21,3
Reservoircentrales	11,8	9,3
Thermisch	28,2	12
Totaal	100	42,6

Bron: [6.1]

Er waren in 1985 in Oostenrijk in totaal 56 riviercentrales in bedrijf met een individueel geïnstalleerd vermogen van tenminste 10 MW. Het totale geïnstalleerde vermogen op 7 rivieren was 3685 MW. [6.1]

6.2 Situering van riviercentrales

Belangrijk uitgangspunt bij de situering van riviercentrales is het aanwezige waterkracht potentieel. Men drukt dit wel uit voor ongestuwde rivieren in het aantal beschikbare kW per rivierkm uitgaande van een rivierafvoer die 182 dagen per jaar (is 50% van de tijd) wordt overschreden (Q50).

Voorbeeld:

Bij een Q50 = 126 m³/s (gemiddelde over een reeks van jaren) en een verval van 38,47 m over 27,8 km is dus:

$P_{Q50} = 9.8 \cdot Q_{50} \cdot H = 9.8 \cdot 126 \cdot 38,47 = 47.500 \text{ kW}$ en dat is 1.708 kW per km.

Op deze wijze kan men het waterkrachtpotentieel van rivierge-deelten onderling vergelijken en een eerste selectie maken van mogelijke bouwlocaties.

Een volgende stap is dan de keuze van de stuwhoogte. De hoogte hiervan wordt uiteraard in belangrijke mate bepaald door de topografie, de bebouwing van de rivieroeveren en het verlies van vruchtbare landbouwgrond in de uiterwaarden.

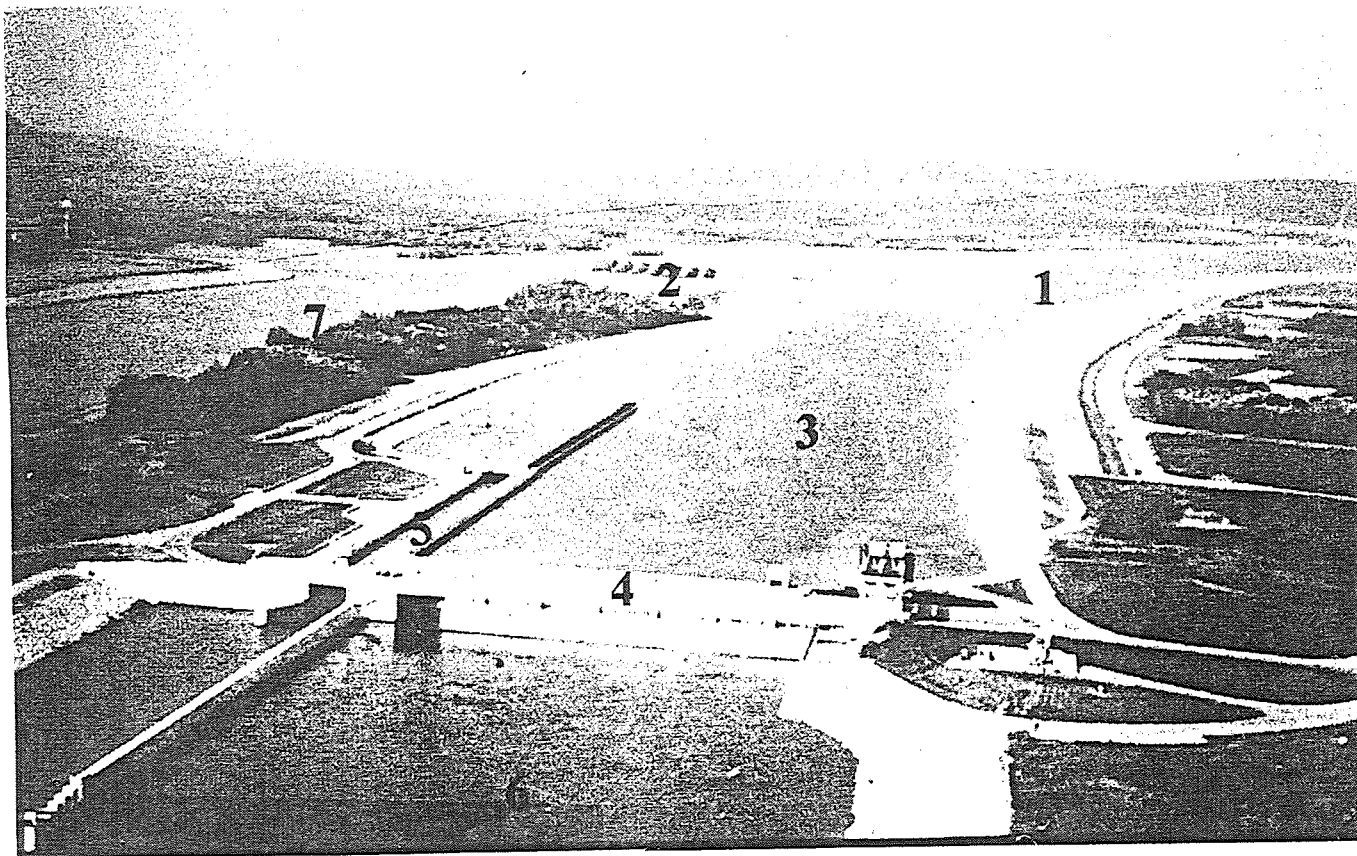
Voor energie-opwekking zal men een zo hoog mogelijk stuwpeil willen hebben terwijl de scheepvaart (bij een multi-functioneel project) in elk geval een minimum eis heeft t.a.v. de vaardiepte. Men streeft ernaar het stuwpeil te leggen boven de hoogst bekende waterstand (zeg met frequentie 1 x per 100 jaar) om het aantal dagen zonder energieproductie te kunnen beperken.*)

In het verleden zijn veel riviercentrales gebouwd in een lateraal kanaal. Men kon hiervoor verschillende redenen aanvoeren:

- de centrale liep zo minder gevaar om door ijs te worden beschadigd;
- d.m.v. een zandvang bij de ingang van het lateraal kanaal kon men de centrale en het omloopkanaal behoeden tegen de gevolgen van hoge sedimentaanvoer;
- men had een groter verval ter beschikking dan kan worden verkregen bij een centrale ter plaatse van de opstuwing in de rivier;
- de scheepvaart benedenstrooms van de rivierstuw zou te weinig vaardiepte hebben en behoefde een lateraal kanaal.

Voorbeeld: Rhône, Caderousse (Fig. 6.1)

*) Men wil namelijk het zogenaamde volledige strijken van de stuwen alleen bij hoge uitzondering toelaten. De afvoer zal dus bijna altijd plaatsvinden door de turbine en onder of over de stuwkleppen



(Photo Studios Villeurbannais.

Typical lay-out of a section development scheme

- | | |
|-----------------|-------------------------|
| 1 Reservoir | 5 Lock |
| 2 Dam | 6 Tail race |
| 3 Headrace | 7 The by-passed section |
| 4 Power station | |

Figuur 6.1: De Riviercentrale bij Caderousse (Frankrijk)

In het algemeen kan men zeggen dat in het verleden centrales in een lateraal kanaal werden gebouwd bij rivieren met veel verhang en weinig afvoer. De centrales werden echter in het rivierbed gesitueerd bij rivieren met weinig verhang en veel afvoer.

Hoe het ook zij, men zal goede redenen moeten aanvoeren om een riviercentrale in een lateraal kanaal te plaatsen, want het is duidelijk kostenverhogend. Behalve het grondwerk en oeverbekleding van het kanaal zijn er immers onteigeningskosten, kosten van bruggen e.d.

De meest optimale locatie van de centrale in een lateraal kanaal kan worden bepaald aan de hand van vergelijking van kosten van aanleg van bovenpand en afvoerkanaal bij verschillende locaties.

Vermeldenswaard is dat in een aantal gevallen in het verleden de centrale in het lateraal kanaal werd geplaatst zonder dat een stuw in de rivier werd gebouwd.

Zoals bij rivierstuwen gebruikelijk is, zal men ook bij de bouw van riviercentrales in de rivier (dus niet in een lateraal kanaal) in veel gevallen de stuw, schutsluizen en centrale bouwen in de uiterwaard of in een dode rivierarm om kostbare bouwputten in de stromende rivier te vermijden.

Na gereedkomen van de werken wordt de rivier omgeleid.

Bij de plannen voor de bouw van riviercentrales zal men tegenwoordig praktisch altijd uitgaan van een serie centrales langs een riviergedeelte. Behalve uit oogpunt van rivierkanalisatie (scheepvaart) heeft dit voordelen uit economisch, bouwtechnisch en beheerstechnisch oogpunt.

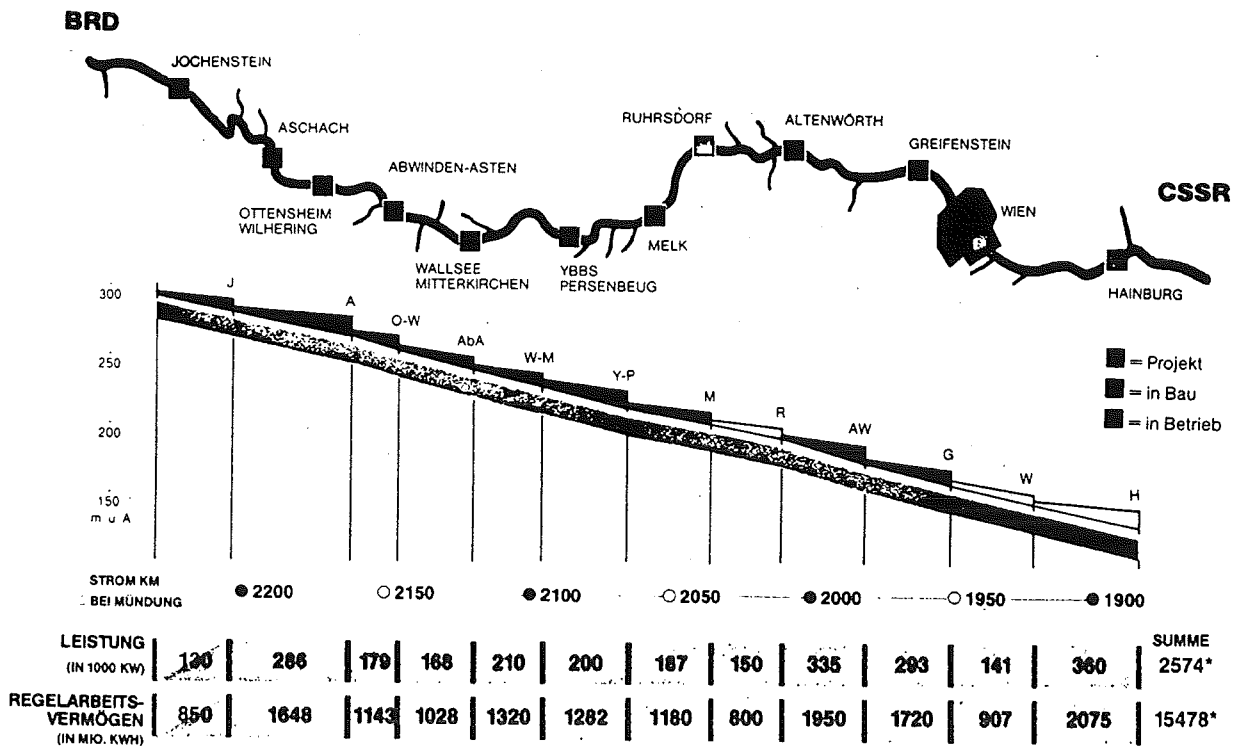
Economie: Men investeert in relatief kleine centrales en volgt zodoende de stijgende energievraag op de voet.

Bouwtechnisch: Men komt door steeds verder gaande optimalisatie en ervaring (opgedaan bij reeds gebouwde centrales) tot een steeds meer uitgekend ontwerp en kan bovendien de meest recente technologie toepassen.

Beheerstechnisch: Een dienst bouwt en beheert een serie centrales die tesamen een groot energie potentieel hebben. De ervaring opgedaan bij ontwerp en bouw gaat niet verloren.

Het ontwikkelingsplan voor de centrales in de Donau is in Fig. 6.2 afgebeeld.

Figuur 6.2: Plan voor ontwikkeling van waterkracht centrales in de Donau (1984)



* MIT 1/2 ANTEIL VON JOCHENSTEIN

6.3 Waterbouwkundige werken: type en lay-out

Bij de bouw van een riviercentrale kunnen de volgende werken voorkomen:

- vaste of beweegbare stuw met overlaat;
- scheepvaartsluizen met bijkomende werken;
- centrale met bijkomende werken;
- bijkomende werken zoals vistrappen, visliften, spoelstuizen, zandvang, bruggen, oeververdedigingen en dijken langs het stuwpan.

In het kader van dit college wordt alleen kort ingegaan op zandvang en dijken langs het stuwpan en uitgebreider op de centrale.

Bij de lay-out van de werken moet men zich realiseren dat over de volle breedte van het rivierbed (winterbed, al dan niet verplaatst) moeten worden gesitueerd: stuw, centrale, scheepvaartsluizen en vistrappen.

Men is om die reden wel overgegaan tot een combinatie van stuw en centrale en kwam zo tot de pijler-centrales en overstroombare centrales (zie par. 6.4).

Als wij ons hier beperken tot de drie hoofdelementen (stuw, centrale en scheepvaartsluizen) is het volgende van belang voor de lay-out:

- de scheepvaart mag zowel bij in- als uitvaart geen hinder ondervinden van dwarsstromen;
- een aaneengesloten centralecomplex verdient de voorkeur*);
- de plaats van stuw en centrale ten opzichte van elkaar in het rivierbed hangt af van: de plaatselijke situatie, sedimenttransport, het uitbouwdebiet in relatie tot de afvoer over/onder de al dan niet gestreken stuw, de verwachte ijsafvoer;
- de toestroming naar de centrale en afstroming na het passeren van de turbines moet aan hoge eisen voldoen om energieverlies en ongunstige belastingtoestanden/trillingen bij de turbines te voorkomen.

*) Bij uitzondering wordt de centrale wel gesplitst in twee delen ter weerszijden van de stuw:

- bij een grensrivier (voorbeeld De IJzeren Poort centrale in de Donau);
- bij een betrekkelijk nauw recht riviergedeelte. (Ybbs -Persenbeug) waar men de ijsafvoer in het midden van de rivier wil hebben.

Fig. 6.3 toont verschillen in lay-out bij een aantal centrales op de rivier de Donau in Oostenrijk.

Figuur 6.3

Power station	Jochenstein	Aschach	Ottensheim-Wihering	Abwinden-Asten	Wallisee-Mitterkirchen	Ybbs-Persenbeug	Melk	Altenwörth	Greifenstein	Hainburg
Owner	DKJ	DoKW	DoKW	DoKW	DoKW	DoKW	DoKW	DoKW	DoKW	DoKW
Operation since	1955	1963	1973	1979	1968	1957	1982	1976	1984	Projekt
Stationing km	2 203,3	2 162,7	2 146,7	2 119,5	2 093,6	2 060,4	2 038,0	1 979,8	1 949,2	1 883,1
Storage level m	290,3	280,0	264,0	251,0	240,0	226,20	214,0	193,5	177,0	152,0
Flow Q_{mean} m ³ /s	1 430	1 450	1 450	1 600	1 730	1 750	1 807	1 830	1 882	1 915
Flow Q_{max} m ³ /s	8 900	8 900	8 900	9 500	11 100	11 100	11 170	11 170	10 750	10 300
Flow Q_{rated} m ³ /s	1 750	2 000	2 250	2 475	2 600	2 100	2 700	2 750	3 150	3 150
Head H_{mean} m	10,20	15,30	10,70	9,30	10,90	11,0	8,4	14,80	12,6	15,17
Capacity (MC) MW	(132) 66	286	179	168	210	200	187	335	293	360
Energy (AAE) GWh	(850) 425	1 648	1 143	1 028	1 320	1 282	1 180	1 950	1 720	2 075
Layout										
Spillway/Weir										
Bays x width m	6 x 24	5 x 24	5 x 24	5 x 24	6 x 24	5 x 30	6 x 24	6 x 24	6 x 24	6 x 24
Pier width/height m	5-6/31	7,10/41	7,50/37	6,0/37	7,50/37	7,50/34	6,0/31	7,0/37	6,0/31	7,0/37
$Q_{max,100}$ m ³ /s	8 900	8 900	5 940	8 450	8 600	11 100	11 170	9 785	8 650	8 850
Gates	Dpl.-Haken	Dpl.-Haken	Dpl.-Haken	Segm. + Klappe	Dpl.-Haken	Dpl.-Haken	Segm. + Klappe	Segm. + Klappe	Segm. + Klappe	Segm. + Klappe
Powerhouse										
Construction, type	hoch	mittel	nieder	nieder	nieder	mittel	nieder	nieder	nieder	nieder
max height m	52	53	39	40	42	42	39	46	44	49
Turbines, number and type	5 Kaplan	4 Kaplan	9 Kaplan	9 Kaplan	6 Kaplan	6 Kaplan	9 Kaplan	9 Kaplan	9 Kaplan	9 Kaplan
Backwater area										
Length km	27	40	16	27	26	33	22	32	31	44
Overflow flood m ³ /s	-	-	2 960	1 050	2 500	-	-	1 385	2 100	1 550

6.4 Ontwerp van centrales

Als het stuwpeil en de plaats van de centrale is vastgesteld op de rivier (N.B. nog niet de lay-out, want die hangt samen met het ontwerp) dient men een beslissing te nemen omtrent:

- het type centrale
- het type turbine
- aantal en afmetingen van de turbines

ad a: het type centrale

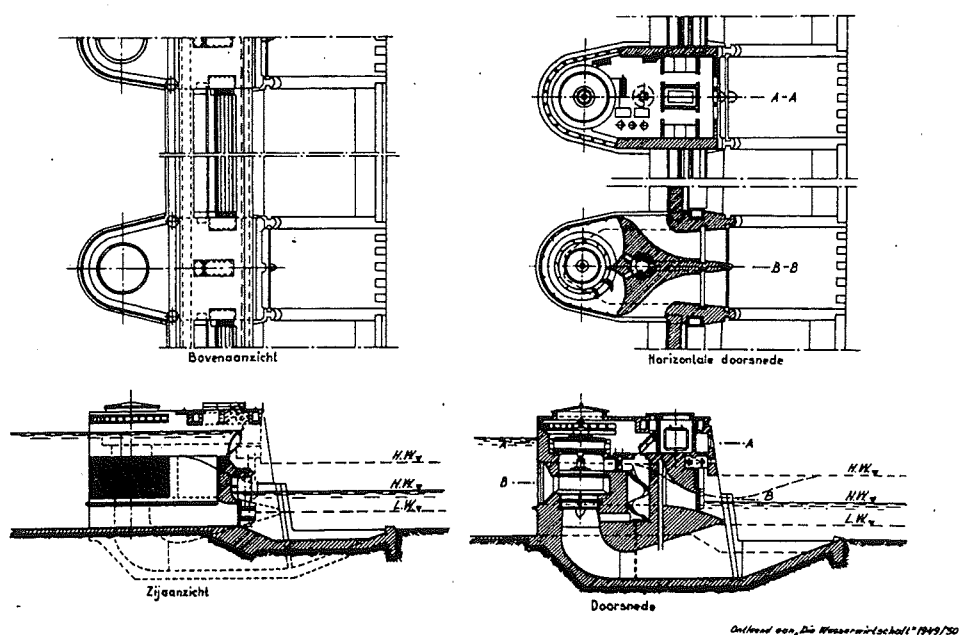
Bij het type centrale heeft men de keuze uit het conventionele type, de pijlercentrale en de overstroombare centrale.

Bij het conventionele type zijn turbine eenheden aaneengesloten naast elkaar geplaatst. Dit is het meest toegepaste type en wordt hierna besproken.

De pijler centrale (Fig. 6.4) werd in het verleden nog al eens toegepast om te besparen op de totale lengte (in dwarsrichting op de rivierafvoer) van stuw en centrale complex. Dit voordeel wordt echter weer te niet gedaan door diverse nadelen, zoals:

- de extra brede pijler is gevoelig voor ijsopstuwing;
- de centrale bestaat uit een aantal verspreid opgestelde eenheden;
- bij grote afvoer onder, over of door de stuw treedt verlaging van het stuwpeil op ter plaatse van de turbine inlaten van de pijlers.

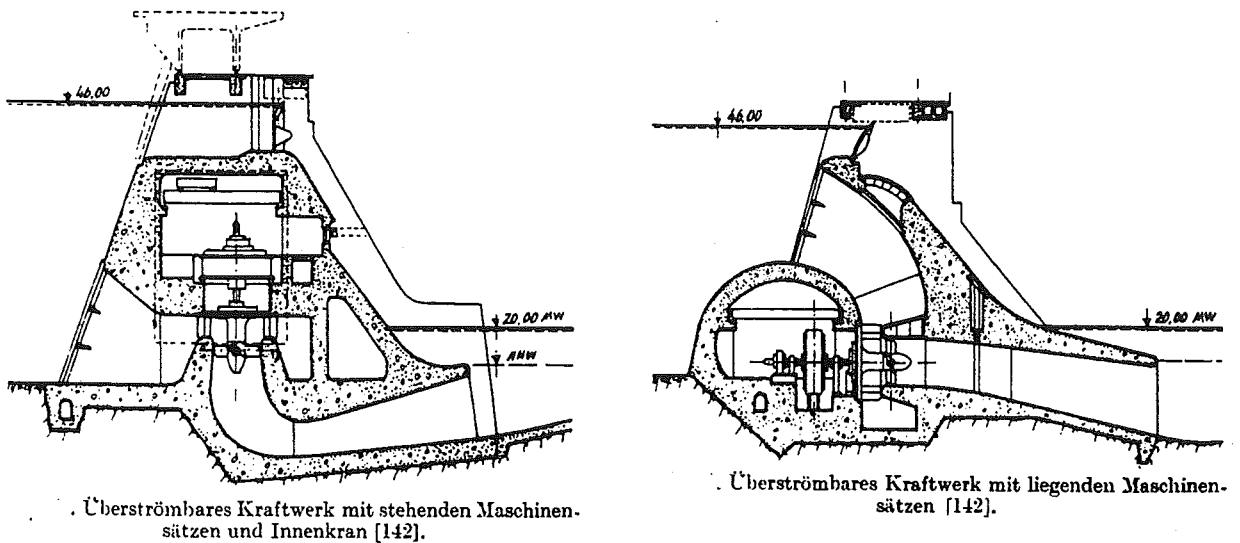
Figuur 6.4: Voorbeeld van een pijler-centrale



Bij de overstroombare (ook wel genoemd: overkoepelde) centrale (Fig. 6.5) combineert men als het ware stuw, overlaat en centrale in één bouwwerk. De waterafvoer geschiedt normaal door de turbines en door laaggelegen doorlaten die tussen de turbines in liggen. Alleen bij hoge rivierafvoeren wordt de overlaat gebruikt. Omdat bij rivieren met veel sediment afvoer het transport van sediment juist plaatsvindt bij hoge rivier afvoer komt de overstroombare centrale alleen in aanmerking voor rivieren met weinig sediment transport.

Waterloopkundig gezien lijken overstroombare centrales ideaal alhoewel niet is onderzocht in hoeverre de overstromende waterschijf de turbine afvoer nadelig beïnvloedt.

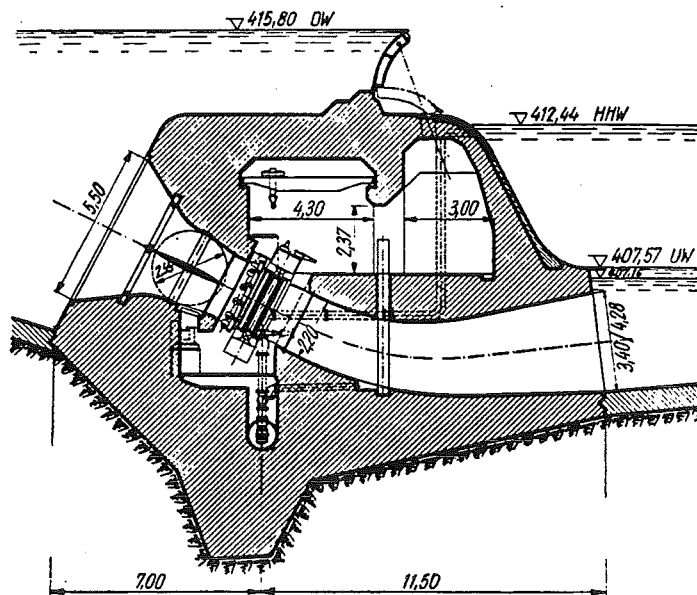
Figuur 6.5: Overkoepelde Centrales



Overgenomen uit: Press: „Wasserkraftwerke“ (1954)

Als groot nadeel zag men in het verleden bij deze centrales de geringe beschikbare constructie hoogte. De huidige toepassing van bulb en Straflo turbines zou dit nadeel echter kunnen opheffen. Voorzover bekend zijn er echter gedurende de afgelopen dertig jaren geen centrales van dit type meer gebouwd. Vermeldenswaard is dat het principe van de Straflo turbine reeds in 1951 in de overstroombare centrale Rott-Freilassing werd toegepast (Fig. 6.6).

Figuur 6.6: Wkw Rott-Freilassing: De eerste toegepaste turbine van het "Straflo" type



ad b: het type turbine

In het verleden paste men in riviercentrales meestal Kaplan turbines toe en soms Francis-, propellor of cross-flow turbines (zie Hoofdstuk 12). In de afgelopen twintig jaren is de bulb turbine verder ontwikkeld en deze wordt meer en meer toegepast terwijl ook de eerste Straflo turbines zijn geplaatst (Andenne centrale in de Maas, België). Men kan zonder overdrijving zeggen dat alle nieuwe riviercentrales met bulb of Straflo turbines zullen worden uitgerust.

De bulb turbine is in feite een liggende Kaplan turbine. Zowel bulb als Kaplan turbines hebben het voordeel dat zij door bijstelling van de loopschoepen beter in staat zijn om verandering in valhoogte of wateraanvoer te volgen (lees: beter rendement hebben) dan Francis, propellor of Straflo turbine. Deze laatste drie types lenen zich dus vooral voor projecten met weinig variatie in valhoogte en waterdoorvoer per turbine.

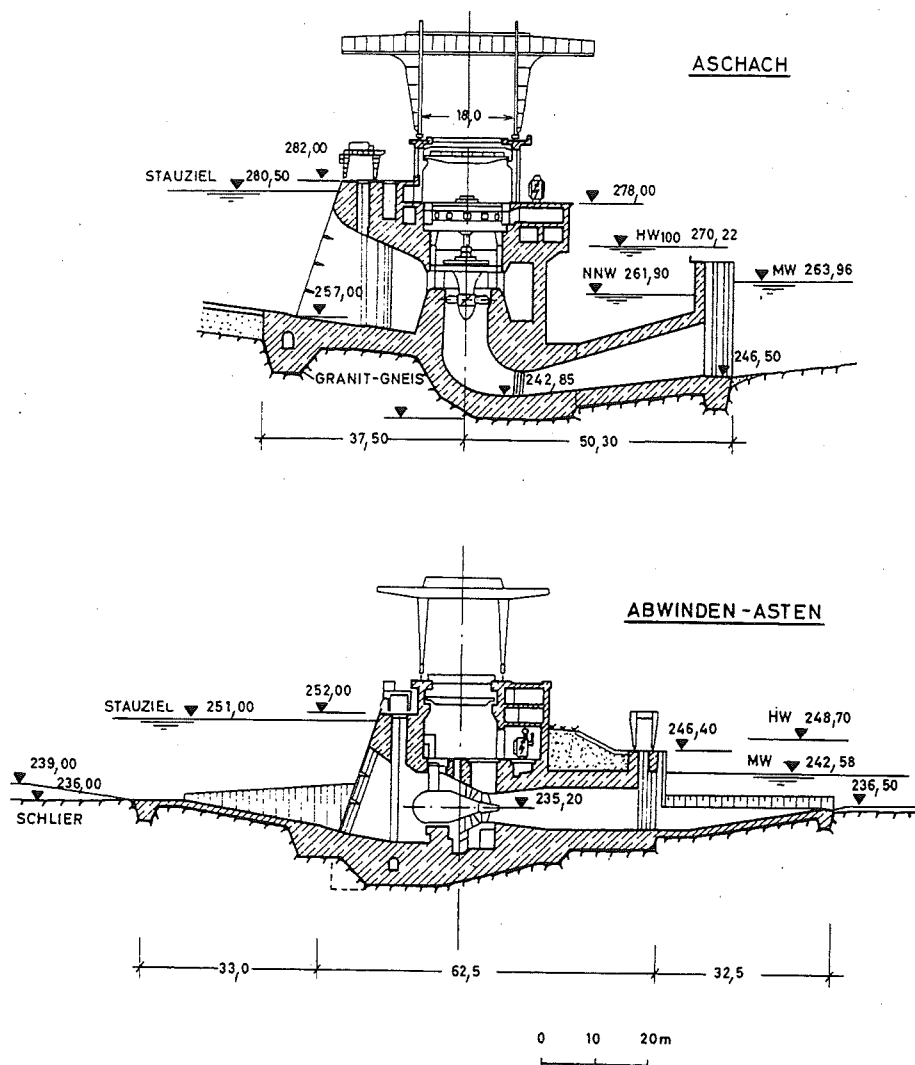
Gegeven de afvoerdurlijn en de valhoogte is het mogelijk een turbine type te kiezen.

De besparingen in lengte van de centrale (in stroomrichting en diepteligging) en daarmee in beton/staal hoeveelheden en bouwkosten bij bulb/Straflo turbines t.o.v. Kaplan turbines worden duidelijk geïllustreerd in Tabel 6.1 die vergelijkende cijfers geeft voor drie centrales in de Maas in België [6.5] en in Fig. 6.7.

Tabel 6.1: **Vergelijking van riviercentrales op de rivier de Maas in België met vergelijkbare valhoogte maar met verschillende types turbines**

POWER STATION.	YVOZ-RAMET	AMPSIN-NEUVILLE	ANDENNE
Unit type	Kaplan vertical	Bulb	Straflo
Commissioning date	1954	1965	1980
Length m.	43.7	31.3	25
Excavation volume m ³	67,700	18,400	8,500
Infrastructure concrete volume m ³	18,700	5,000	3,000
Superstructure concrete volume m ³	3,000	600	440
Number of units	3	4	3
Maximum output (total) kW	10,800	9,700	10,200
Rated head m.	4.5	4.2	4.69
Speed rpm	75	97.5/750	107.14
<u>INSTALLATION BY A.C.E.C.</u>			

Figuur 6.7: Doorsneden over Donau riviercentrales



ad c: aantal en afmeting van turbines

Eerstens moet worden vastgesteld dat het de voorkeur verdient om alle in een centrale te plaatsen turbines gelijk te maken. Tweedens wordt opgemerkt dat het in principe mogelijk is om het moment van plaatsing van turbines te laten afhangen van de ontwikkeling van de vraag naar energie. In zo'n geval voert men wel alle civieltechnische werken uit voor de centrale maar plaatst niet onmiddellijk alle turbines.

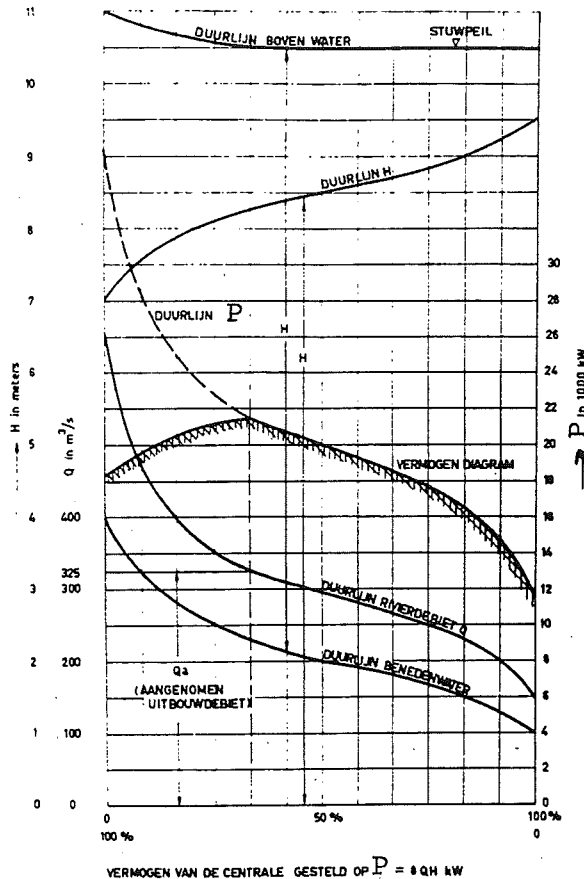
De beslissing omtrent het aantal en de afmetingen van de individuele turbines hangt nauw samen met de volgende factoren:

- de afvoerduurlijn;
- de valhoogteduurlijn;
- de relatie tussen de kosten van de turbine, zijn rendement en de turbine capaciteit;
- de kosten van civieltechnische werken behorend bij verschillende turbine afmetingen.

Men noemt de maximale door de turbines te voeren rivierafvoer het uitbouwdebiet Q_A . De nominale afvoer bij een gespecificeerde netto valhoogte H_N door één turbine heet turbine capaciteit Q_T (in m^3/s).

De invloed van afvoerduurlijn en valhoogteduurlijn wordt geïllustreerd aan de hand van Fig. 6.8.

Figuur 6.8: Globale bepaling van het vermogen
Diagram van een rivierwerk



De valhoogte H is, bij verwaarlozing van stromingsverliezen, het verschil tussen het stuwpeil (duurlijn bovenwater) en peil beneden water (duurlijn benedenwater). Naast beide peil duurlijnen zijn de afvoerduurlijn Q en valhoogte duurlijn H afgebeeld. Men kan nu op basis van de benaderingsformule $P_G = 8 Q \cdot H$ (kW) een vijfde kromme in de grafiek tekenen: de duurlijn N . Deze lijn bereikt zijn maximum bij 100% benutting van de rivierafvoer: Q is dan $650 m^3/s$, H is $11 - 4 = 7$ m en dus is $P_G = 8 \cdot 650 \cdot 7 = 36.400$ kW. In werkelijkheid wordt de afvoer slechts benut tot Q_{33} (dus een afvoer die 33% van de tijd wordt overschreden). Het bijbehorende maximale vermogen is dan $8 Q \cdot H = 8 \times 325 \times 8,25 = 21.450$ kW.

Het aangenomen uitbouwdebiet $Q_A = Q_{33} = 325 m^3/s$. Men kan nu voor verschillende uitbouwdebieten Q_A (Q_{20} , Q_{25} , Q_{30} , Q_{40}) het bijbehorende vermogen berekenen en het aantal turbines bij een aangenomen Q_T .

Men streeft naar een aantal turbines dat op jaarbasis de minimale gekapitaliseerde kosten (investering, exploitatie, onderhoud) geeft per opgewekte kWh. Hierbij is aangenomen dat de electriciteits producent geen onderscheid maakt tussen gegarandeerd en niet gegarandeerd vermogen en voor elke geleverde kWh dezelfde prijs wil betalen.

Hoewel dus bij een groter geïnstalleerd vermogen meer water wordt doorgevoerd en dus meer kWh worden opgewekt, zullen vanaf een zeker punt de kosten sneller stijgen dan het aantal geproduceerde kWh aan baten zal opbrengen.

Men kan op dat punt stoppen waarbij dus de kWh tegen de minimale kosten worden geproduceerd. Het is echter ook mogelijk door te gaan bij een stijgende kostprijs per kWh tot deze gelijk is aan de verkoopprijs.

De berekeningen kunnen worden verfijnd door rekening te houden met het turbinerendement dat immers varieert met de valhoogte H (zie [4.1], blz. 114).

Tabel 6.2 illustreert de neiging om een steeds groter uitbouwdebiet te nemen.

Tabel 6.2

w.k.w.	rivier	land	jaar van voltooiing	aantal dagen dat Q aanwezig is	percentage van de tijd dat Q aanwezig is
Rheinfelden	Rijn	Zwitserland	1891	310	85
Laufenburg	"	"	1914	220	60
Birsfelden	"	"	1955	125	34
Aschach	Donau	Oostenrijk	1964	60	16,5

Zonder dat nu eenvoudige richtlijnen kunnen worden gegeven voor de turbine keuze kan wel worden gesteld dat:

- grotere turbines meer efficiënt zijn dan kleinere;
- grotere turbines relatief duurdere civieltechnische werken vergen (vooral veroorzaakt door aanleg diepte);
- aantal en individuele capaciteit van de turbines in een centrale zodanig moet zijn dat de afvoerduurlijn min of meer kan worden gevolgd;
- een niet kunnen voldoen aan de ontwerpvalhoogte en/of van de ontwerp capaciteit van een turbine Q_T leidt tot minder grote of grote rendements verliezen afhankelijk van het type. Sterke wisselingen in het stuwpeil en in de doorvoer per turbine moeten dus zoveel mogelijk worden voorkomen;
- een klein aantal grote turbines qua rendement een vermindering in rivierafvoer slechter volgt dan een groot aantal kleine turbines.

Als op basis van valhoogteduurlijn en uitbouwdebiet het aantal turbines is vastgesteld, alsmede de individuele turbine capaciteit Q_T , is ook het vermogen van de turbine bekend en kan door aannahme van het specifieke toerental n_q uit de vergelijking gegeven in par. 12.5 (Hst 12) het bedrijfstoerental n berekend worden.

Nagegaan moet dan worden of geen kavitatie kan optreden (zie Hoofdstuk 12). Het optreden hiervan hangt echter weer nauw samen met vorm en hoogteligging van de zuigbuis. Deze vorm kan voor lagedrukcentrales alleen met behulp van modelonderzoek worden vastgesteld. Het is echter mogelijk om met gegevens afkomstig uit de technische literatuur een voorontwerp te maken. [4.1]

Heeft men eenmaal het type centrale alsmede type, aantal en afmetingen van de turbines vastgesteld, dan kan het voorontwerp worden gemaakt. Het is algemeen gebruik om de afmetingen en randvoorwaarden volgend uit de turbinekeuze door een turbine leverancier te laten vaststellen.

De hoofdafmetingen van een turbine eenheid staan dan vast. De civieltechnische ontwerper is dan nog verantwoordelijk voor:

- de constructieve vormgeving van turbine fundatie, inlaat en zuigbuis;
- beton of stalen bekleding van inlaat en zuigbuis;
- vuilrooster (eventueel met mech. roosterreiniger);
- loopkraan;
- turbine hal met werkplaatsen, controle kamer en bijkomende apparatuur;
- schuiven, kleppen, schotbalken;
- ontvangbed en stortebed;
- vormgeving van toevoerkanaal en afvoerkanaal van de centrale in relatie tot het stuwcomplex.

Aanwijzingen voor het ontwerp van deze onderdelen kan men vinden in de technische literatuur of in andere collegedictaten van de Faculteit Civiele Techniek.

6.5 Sediment afvoer

Uiteraard is het niet gewenst dat rolstenen, grind, zand door de turbines worden gevoerd. Doorvoer van silt en klei in suspensie is echter niet te voorkomen en brengt ook niet of nauwelijks schade toe aan machinedelen en het turbinebedrijf.

Van oudsher heeft men ingenieuze constructies verzonnen en ontworpen om rolstenen, grind en grof zand op te vangen bovenstrooms van de centrale.

Deze standaardconstructies voldoen aan hun functie zolang het door de rivier meegevoerde materiaal zich grotendeels over de bodem verplaatst dan wel ander grof zwevend materiaal (zand) d.m.v. lokale stroomverlamming tot bezinking kan worden gedwongen.

De problemen ontstaan echter:

- bij grote aanvoer van grind, rolstenen die de grindvang opvullen en niet tijdig worden afgevoerd;
- bij grote concentratie van grof zwevend transport dat niet neerslaat en door de turbines wordt gevoerd;
- bij neerslaan van sedimenten op niet gewenste plaatsen, bijvoorbeeld bovenstrooms in het stuwband.

Alleen een nauwkeurige inventarisatie van het sediment transport van de rivier t.pl.v. een te bouwen centrale en een analyse van wat gebeurt na inbedrijfstelling van de centrale kan inzicht geven in te nemen maatregelen. In veel gevallen zal modelonderzoek nodig zijn.

Het zonder meer overnemen van elders toegepaste constructies heeft geen enkele zin als men niets weet omtrent het sediment transport op die plaats en de werking van de aldaar genomen maatregelen.

6.6 De dijken langs het stuwpand

De dijken langs het stuwpand hebben in wezen dezelfde functie als rivierdijken die ook een hoge waterstand moeten kunnen keren. De situatie is echter in zoverre verschillend dat:

- bij stuwen de dijken practisch continu een hoge (= stuwpeil) waterstand moeten keren terwijl zo'n waterstand bij bandijken met een lagere frequentie voorkomt en dan nog maar gedurende enkele uren of dagen per jaar;
- wisselingen in stuwpeil zeer snel kunnen optreden (strijken van de stuwen).

Beide factoren zijn van groot belang bij de geotechnische berekeningen van de waterkering.

Het grondverzet in dijken langs een stuwpand is aanzienlijk en daardoor zijn de bouwkosten hoog. Er is een neiging dit aspect te veronachtzamen en zich bij optimalisatie van het ontwerp te beperken tot de centrale.

Om de bouwkosten te beperken zal men de dijken bij voorkeur bouwen van ter plaatse aanwezige grond (zand, klei, silt, leem). Een goed geotechnisch vooronderzoek alsmede een geotechnisch georiënteerd ontwerp is op zijn plaats.

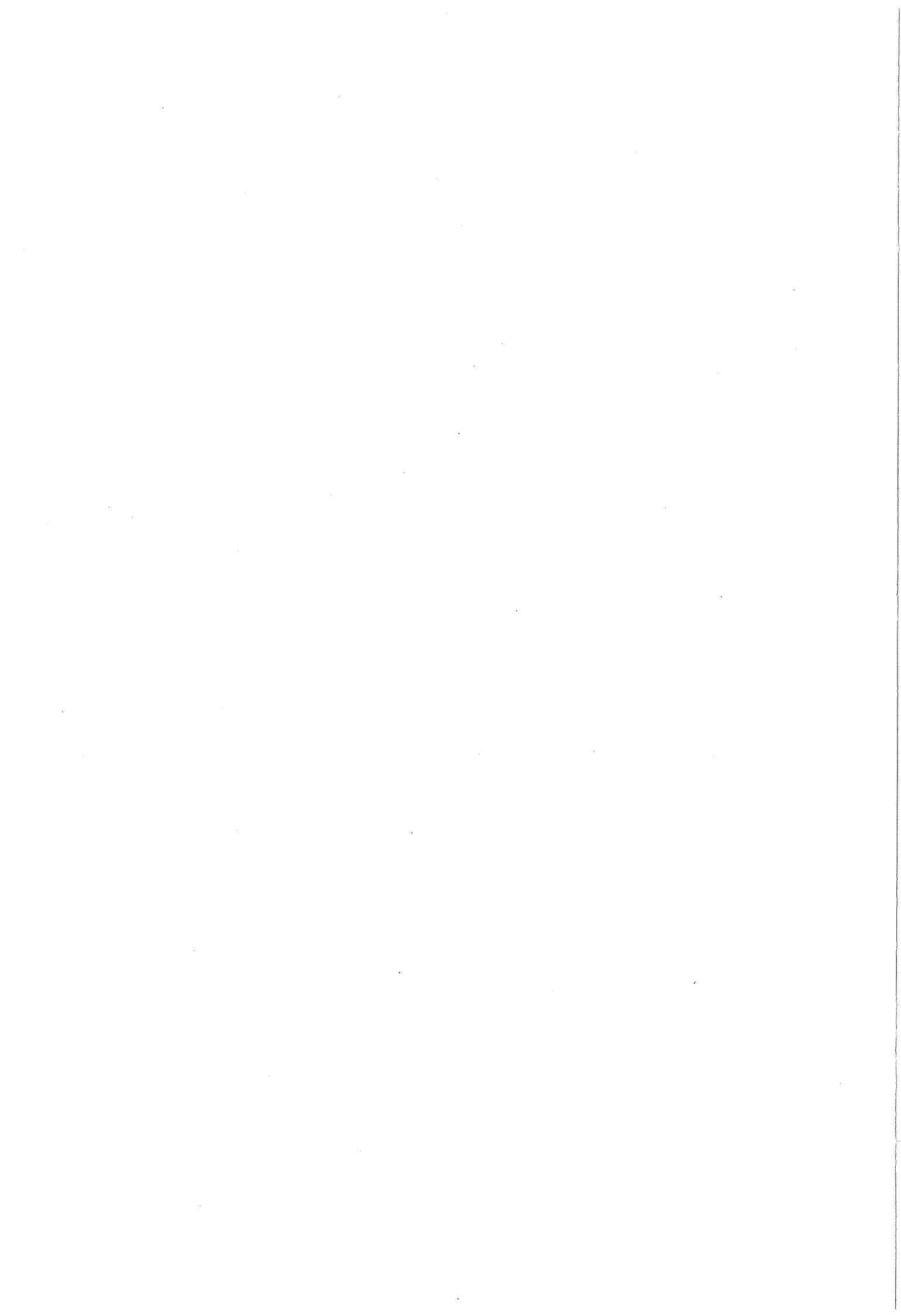
In veel gevallen zullen de dijken langs het stuwpand gebouwd worden tussen uiterwaard en stuwpand. De periodieke overstrooming van de uiterwaarden kan echter om ecologische redenen gewenst zijn. Het is dan mogelijk om in de dijken overstroombare gedeelten (overlaten) te bouwen waarmee dit kan worden bereikt.

6.7 Literatuur

- [6.1] Austrian National Committee on Large Dams, "Hydropower schemes and Large Dams in Austria", 1985.
- [6.2] French National Committee on Large Dams, "Dams in France", Lausanne, June 1985.

Water Power and Dam Construction:

- [6.3] D.P. Sharma ed.al., "Selecting installed capacity for a run-of-river plant", March 1980.
- [6.4] G. Weber, "Exploiting the Rhine above Lake Constance", May 1981.
- [6.5] X. Coumans, "Economics of Straflo units for run-of-river stations", May 1981.
- [6.6] P.R. Gingold "The optimum size of small run-of-river plants", November 1981.
- [6.7] Y.Y. Diamant ed. al., "Computer optimization for run-of-river energy", November 1983.
- [6.8] J. Gruner, "Automation of a chain of run-of-river power stations", September 1986.
- [6.9] G. Wedam ed. al. "Low-head Hydro on the Austrian Danube", November 1986.
- [6.10] H. Kraus ed. al. "The standardization and layout of the River Mürz cascade scheme", July 1988.



7. AANVOERLEIDINGEN

7.1 Inleiding

Bij veel waterkrachtcentrales wordt het water voor de turbines aangevoerd vanaf meer of minder ver gelegen aftappunten. Het aftappunt kan zijn:

- een inlaatwerk in een rivier bij een stuw
- een aflaatoren in een stuwmeer
- een laaggelegen doorlaat in een stuwdam
- een rooster in een bergbeek

De verschillende elementen waaruit een aanvoerleiding zal bestaan werden reeds genoemd in paragraaf 4.4 onder (b).

Verschillende combinaties van elementen tesamen een aanvoerleiding vormend voor een bepaald wkw worden getoond in Fig. 7.1.

Het zal van de lokale omstandigheden afhangen of alle getoonde elementen ook daadwerkelijk nodig zijn. In Fig. 7.2 zijn als voorbeeld van een leidingstelsel schematisch de aanvoerleidingen voor het wkw Göschenen afgebeeld.

7.2 Ontwerpproces

Ook bij het ontwerp van aanvoerleidingen speelt, zoals bij veel civieltechnische werken, iteratie een rol. Omdat er zoveel parameters zijn die bovendien niet altijd onderling onafhankelijk zijn, zal men enkele malen opnieuw moeten beginnen. Uiteraard komt hierbij de geroutineerde ontwerper sneller tot een redelijk of zelfs optimaal resultaat dan de beginner.

Het probleem is om een hoeveelheid water (met variaties naar boven en naar beneden) van punt P naar een iets lager gelegen punt Q te vervoeren tegen de laagst mogelijke kosten.

Bij kosten moet men hierbij denken aan:

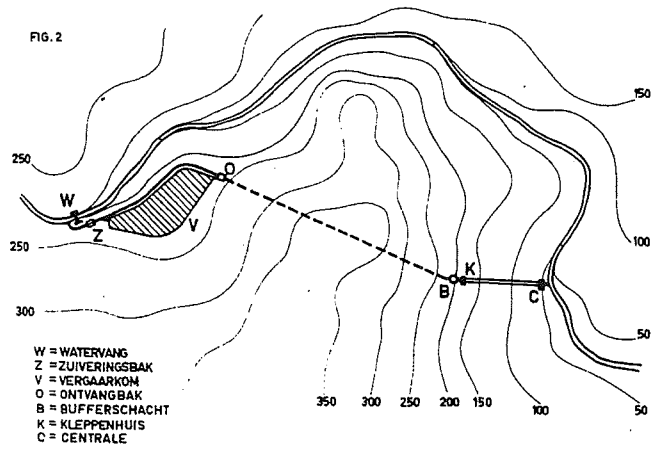
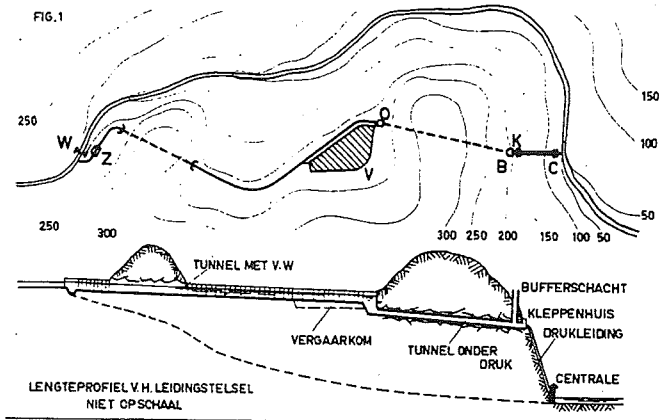
- bouwkosten, onderhouds- en exploitatiekosten;
- verlies aan valhoogte uitgedrukt in niet gerealiseerde opbrengsten van verloren kwh.

(a) Stap 1 : alternatieve voorontwerpen

Men zal gegevens moeten hebben van het terrein tussen P en Q en wel omtrent:

- geologie
- geotechniek
- topografie
- geo-hydrologie
- hydrologie

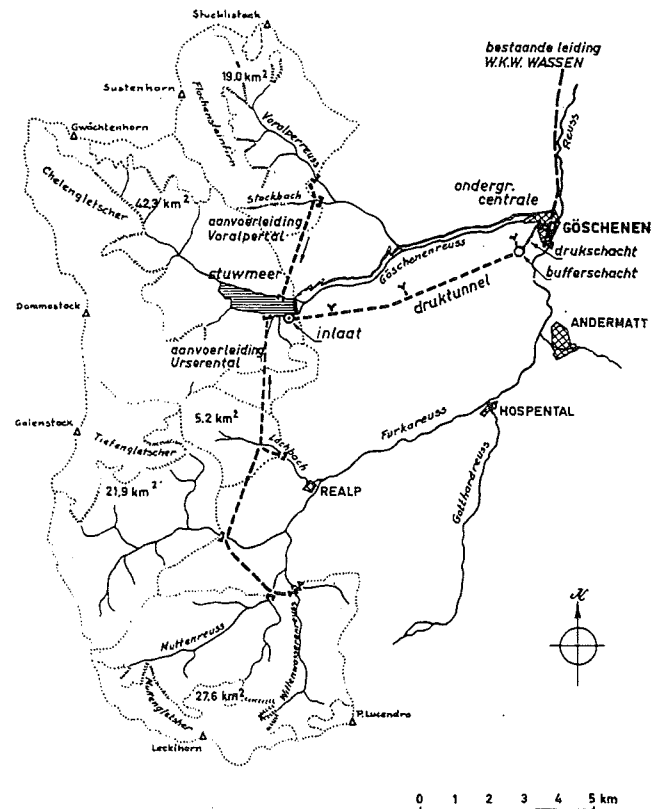
VOORBEELDEN VAN DE SITUATIE VAN EEN VERGAARKOM VAN EEN AFTAPWERK OP GROTE AFSTAND VAN HET BEGIN VAN DE DRUKLEIDING.



Figuur 7.1

Figuur 7.2

W.K.W. GÖSCHENEN



Met deze gegevens bepaalt men een aantal voorlopige tracé's (Fig. 7.3). Bij aanvoerleidingen onderscheidt men normaal een gedeelte dat zoveel mogelijk de hoogtelijnen volgt (een zgn. tranche leiding of een gesloten leiding) met weinig verhang en een steil gedeelte onmiddellijk bovenstrooms van de centrale. De leiding in het steile gedeelte staat onder middelhoge of hoge druk en is dus gesloten. Men tracht die zgn. drukleiding zo kort mogelijk houden want hij is duur en door de grote stroomsnelheden zijn de wrijvingsverliezen groot. Bij de vaststelling van de tracé's speelt het verhang een rol omdat het (mede) de snelheid bepaalt. Enerzijds dient de snelheid zodanig te zijn dat geen sedimentatie optreedt ($V = 1,5$ à $1,75$ m/s) anderzijds mag de snelheid bij onbeklede leidingen of in tunnels niet hoger zijn dan $V = 2$ m/s om erosie door de schurende werking van het zand te beperken. Als geen zandtransport plaatsvindt streeft men bij open leidingen normaal naar $V = 0,90$ à $1,25$ m/s. In tunnels (zonder zandtransport) naar 2 à 3 m/s. Bij drukleidingen gaat men tot 4-6 m/s (gew. beton) en soms tot 6-8 m/s (staal). Als minimale snelheid ter voorkoming van plantengroei neemt men $V = 0,75$ m/s.

Gegeven een tracé en het te vervoeren debiet (met fluctuaties) kan men de afmetingen van de leiding vaststellen en de ligging in het hellende terrein (zie Figuur 7.4). De afmetingen, geologische en geo-technische omstandigheden alsmede de topografie bepalen tesamen wat voor soort leiding men ontwerpt:

- (i) - een open leiding, al dan niet bekleed (Fig. 7.4-a);
- (ii) - een gesloten leiding met vrije waterspiegel (Fig. 7.4-c);
- (iii) - een tunnel met vrije waterspiegel (Fig. 7.5);
- (iv) - een gesloten leiding (Fig. 7.6-a) of (al dan niet beklede) tunnel onder lage druk (Fig. 7.6-c);
- (v) - een leiding onder hoge druk (drukleiding of druk-schacht) (Fig. 7.6-b of 7.6-d).

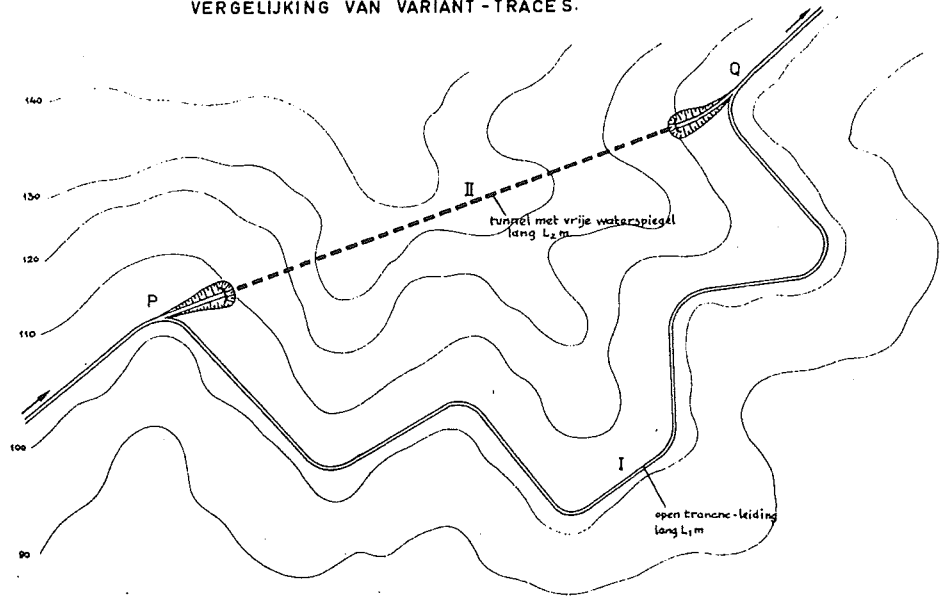
De mogelijkheden genummerd (i) tot en met (iv) betreffen in feite zes verschillende oplossingen voor een tranche leiding. Meestal is de keuze hieruit niet zonder meer te maken en zal men naast de al eerder genoemde alternatieve tracé's ook verschillende soorten leidingen moeten uitwerken.

(b) Stap 2 Bijkomende werken.

Behalve de eigenlijke leiding(en) omvat de aanvoerleiding als geheel (het leidingstelsel) een aantal bijkomende werken en regelmechanismen zoals:

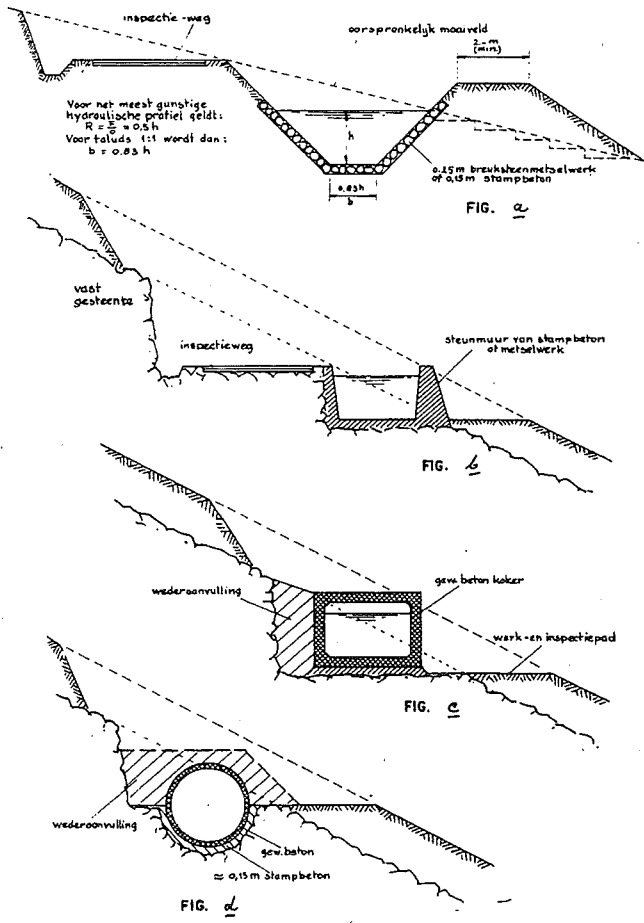
- watervang (stuw in rivier, inlaattoren enz.)
- zuiveringsbak (zandvang, grindvang)
- ontvangbak
- vergaarkom
- bufferschacht
- schuiven, afsluiters, besturingsorganen

VERGELIJKING VAN VARIANT-TRACE'S.



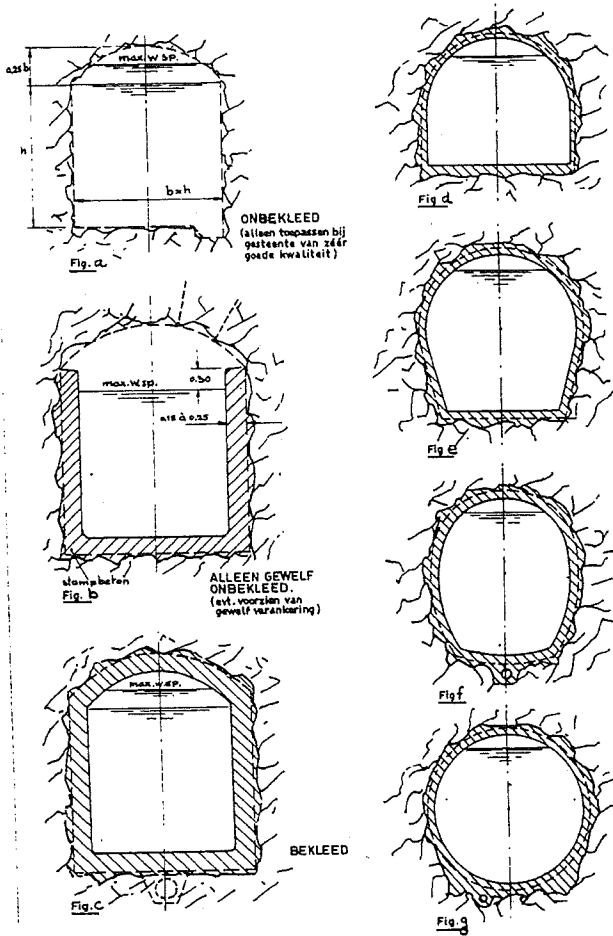
Figuur 7.3

TYPEN VAN TRANCHE-LEIDINGEN

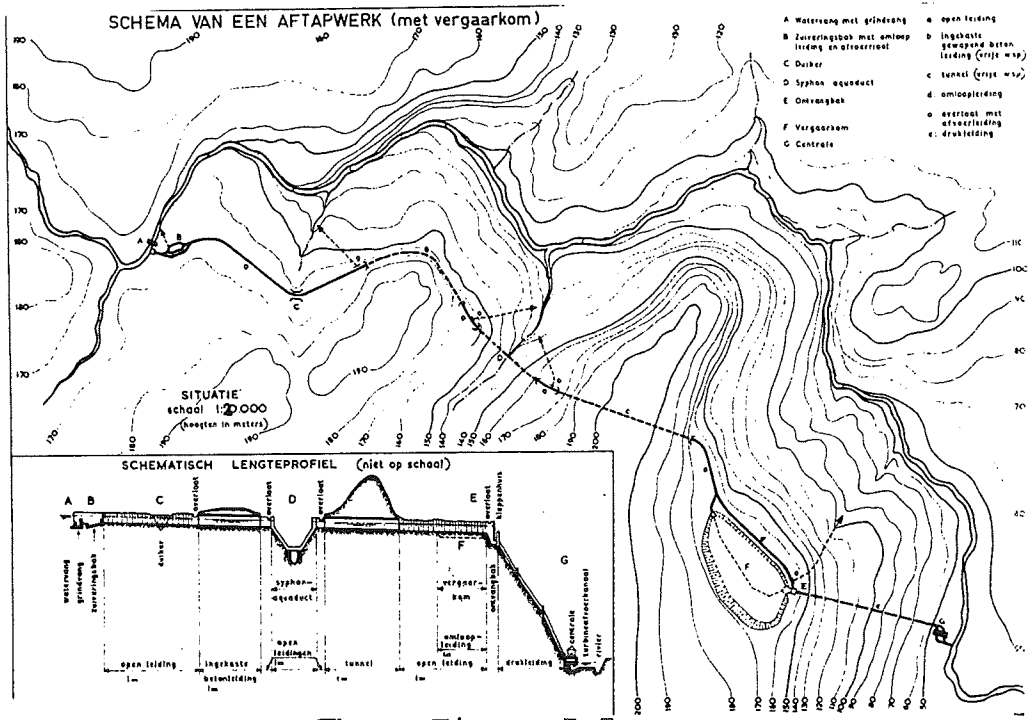
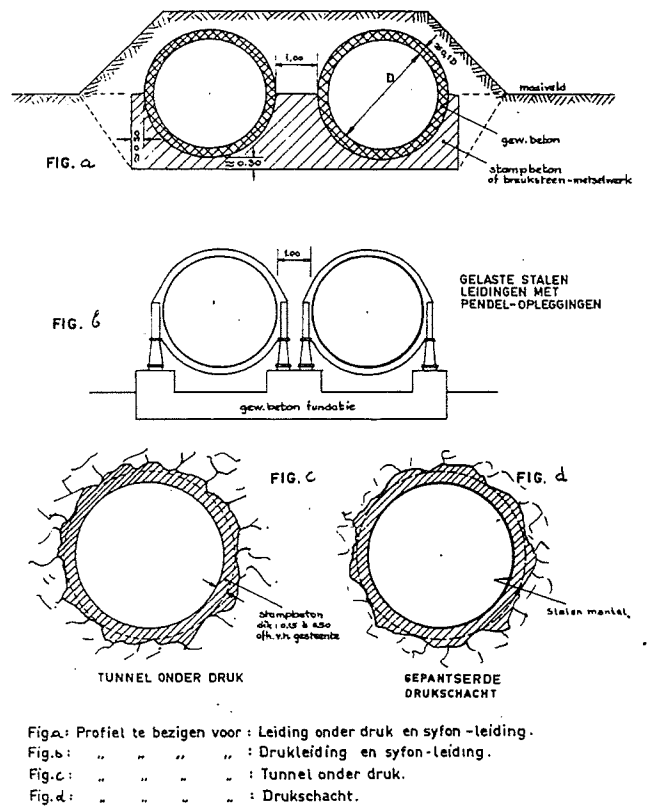


Figuur 7.4

Figuur 7.5
TYPEN VAN TUNNELS MET VRIJE WATERSPIEGEL.



Figuur 7.6
PROFIELEN VOOR LEIDINGEN ONDER DRUK.



Figuur 7.7

Deze elementen worden als onderdeel van het ontwerp proces zeer globaal bepaald in afmetingen, lokatie en constructie zodat in stap 3 bouw-, onderhouds- en exploitatiekosten kunnen worden geschat. Zie voorts paragraaf 7.5 voor nadere technische bijzonderheden.

(c) Stap 3 Kostenvergelijkingen

Voor elke variant, gekenmerkt door tracé en soort leiding worden voor het gehele stelsel met alle verschillende elementen globaal vastgesteld:

- bouwkosten A
- gekapitaliseerde waarde O_k van jaarlijks onderhoud en exploitatie (neem als rentevoet 8% en 12% bij een economische levensduur van 30 jaar)
- gekapitaliseerde waarde E_k van het energieverlies als gevolg van het drukverlies h in het gehele leidingstelsel.

De som $S = A + O_k + E_k$ bepaalt men voor elke variant. De twee of drie varianten met de kleinste S worden dan verder uitgewerkt.

7.3 Ontwerp van de open leiding en de leiding onder druk

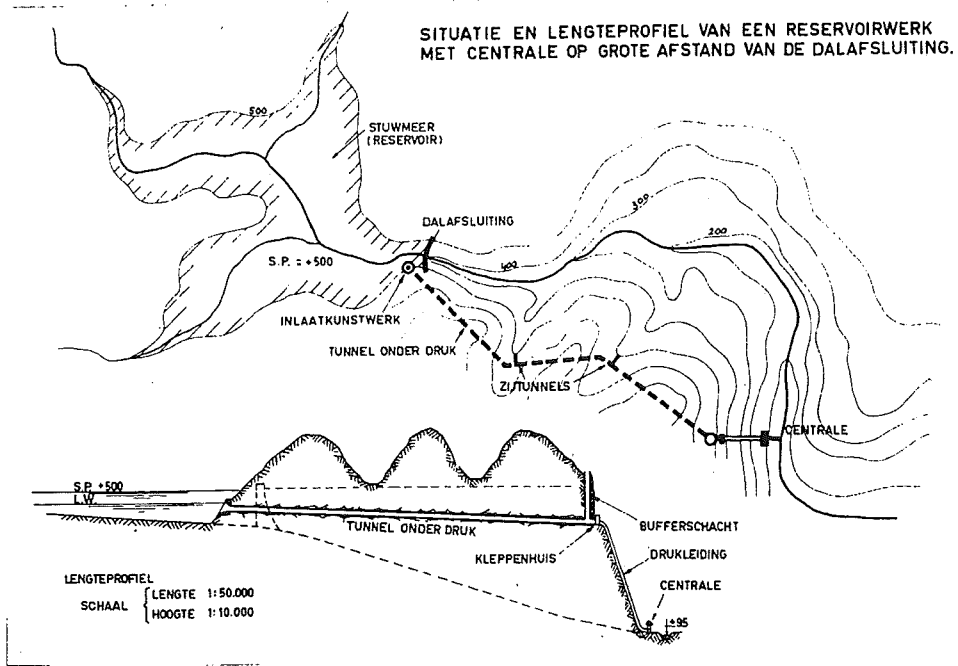
Leidingen kunnen worden onderscheiden:

- in hydraulische zin: leidingen met vrije waterspiegel en energielijn evenwijdig aan de bodem of gesloten leidingen met geringe inwendige overdruk en energielijn niet evenwijdig aan de bodem;
- naar hun voorkomen: open of gesloten leidingen
- naar hun constructie: natuurlijk (waterloop, tunnel) en kunstmatig (beton, staal, metselwerk).

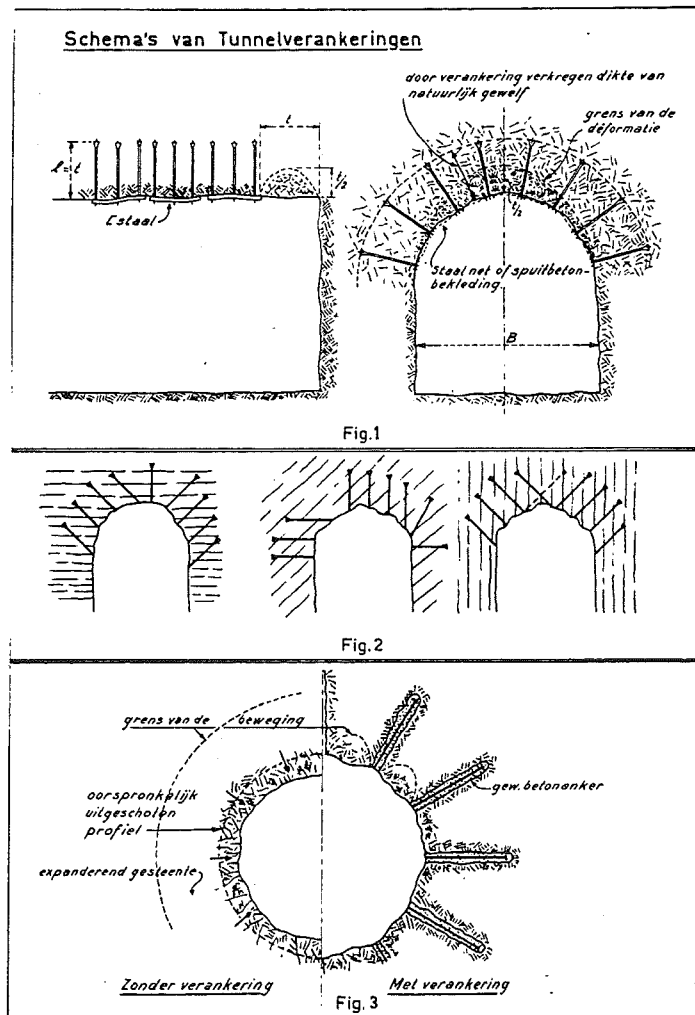
Bij het traceren streeft men naar:

- zo kort mogelijke lengte: bouwkosten alsmede het verlies in valhoogte kunnen minder zijn;
- zo min mogelijk kunstwerken (kruisingen met wegen, waterlopen, rivierdalen)
- veilige ligging i.v.m. bedrijfsstoringen, d.w.z. terreinen met afschuivingsgevaar en steile terreinen (erosie, blokkeren van leiding door erosie puin) zal men vermijden.

In vlak terrein past men bij voorkeur tranche leidingen met vrije waterspiegel toe. Bij meer geaccidenteerd terrein komt een combinatie van open en gesloten leiding of tunnels (al dan niet onder druk) in aanmerking (Fig. 7.7). In steil en/of ontoegankelijk terrein worden alleen gesloten leidingen of tunnels toegepast. (Fig. 7.8).



Figuur 7.8



Figuur 7.9

Bij de bepaling van het dwarsprofiel van een leiding gelden de volgende overwegingen:

- bij variërende Q moet de bijbehorende stroomsnelheid geen erosie (onbeklede leiding) of bezinking (zand of slibrijk water) ten gevolge hebben;
- een groter profiel betekent minder wrijvingsverlies maar meer grondwerk of rotsontgraving (tunnel) en bij beklede kanalen hogere bouwkosten (materiaal, arbeid).

De goedkoopste leiding in aanleg is ongetwijfeld de onbeklede tranche leiding maar er worden dan wel hoge eisen gesteld aan de snelheid die maar weinig mag variëren, omdat anders erosie of aanslibbing plaatsvindt. De toelaatbare snelheid in een onbekleed kanaal is lager naarmate de grondsoort fijnkorreliger is en minder cohesief.

In het algemeen gesproken is een snelheid van 0,50-0,80 m/s voldoende om afzetting of erosie van klei en slib te voorkomen. Bij stroomsnelheden van meer dan 1,2 m/s past men wel een steenbezetting toe. Deze is echter vrij duur in aanleg en onderhoud en de wandruwheid is groot (vergelijk: $k = 90$ bij gladde beton en $k = 50$ bij steenbezetting). Een tussenoplossing is om de steenbezetting alleen plaatselijk bij kwetsbare taluds toe te passen.

De beklede tranche leiding past men toe (a) om lekverliezen te voorkomen, (b) in sterk erosiegevoelig materiaal. Men laat grotere stroomsnelheden toe (tot 1,75 m/s) maar zal dan de wanden zo glad mogelijk afwerken en een hydraulisch gunstig profiel kiezen om wrijvingsverliezen te beperken. Bij hoge waterspiegel zal men een drainage filter achter de wanden en onder de vloer aanbrengen. Als bekledingsmateriaal komen zowel bepleisterd breuksteen metselwerk als glad afgemaakt gewapend of ongewapend beton in aanmerking.

Als de dwarshelling van het terrein te groot wordt of de tranche leiding te lang, kan men overgaan op een overdekte tranche leiding of tunnel, beiden met vrije waterspiegel (Zie Fig. 7.4 en 7.5). Bij de tunnel met vrije waterspiegel (Fig. 7.5) zijn verschillende profielen mogelijk afhankelijk van de kwaliteit van het gesteente en eventuele uitwendige rots- of waterdrukken.

Door middel van rotsankers en spuitbeton kan men gewelven van rots tunnels stabiel maken (Fig. 7.9). Een volgende stap is de gesloten leiding onder lage druk. Een dergelijke leiding, uitgevoerd als ingekaste tranche leiding (Fig. 7.4 (c)), past men bijvoorbeeld toe tussen vergaarkom en bufferschacht als de vergaarkom op grote afstand van het begin van de drukleiding is gesitueerd of als syphonleiding bij een dalkruising (Fig. 7.7).

In het eerste geval kan ook een tunnel onder druk (d.w.z. een druktunnel) worden toegepast (Fig. 7.6 (c)). Een dergelijke druktunnel heeft veelal een cirkelvormig profiel en een bekleding van stampbeton of gewapend beton.

Hoewel er in deze paragraaf uitsluitend sprake is van lagedruk-leidingen wordt er op gewezen dat men bij gewapende betonleidingen kan gaan tot een inwendige waterdruk van 30 tot 50 m waterkolom.

De figuren 7.10 en 7.11 geven een overzicht van de energieverliezen die men mag verwachten bij de aanvoerleidingen resp. van een aftapwerk en van een reservoirwerk.

7.4 Ontwerp van de drukleiding

Volgens afspraak verstaat men onder een drukleiding bij een wkw een leiding onder hoge druk die onder groot verhang naar de centrale voert. De drukleiding kan worden uitgevoerd als:

- een stalen (of voorgespannen betonnen) drukleiding bij (in het algemeen) bovengrondse centrales;
- een drukschacht bij ondergrondse centrales.

De drukschacht is meestal een loodrecht of onder steil verhang gebouwde tunnel, al dan niet bekleed, met cirkelvormige doorsnede (Fig. 7.12).

Bij een bekleding wordt de waterdruk ten dele door de bekleding en ten dele door het gesteente opgenomen. Hierdoor kan de bekledingsdikte worden verminderd. Toepassing vindt ook plaats bij bovengrondse centrales gesitueerd aan de voet van een steil oprijzend rotsmassief (Fig. 7.13). Bij gesteente van zeer goede kwaliteit [7.8] hoeft men geen bekleding toe te passen. In Noorwegen is men gegaan tot statische drukken van 1.000 m waterkolom.

Drukleidingen al dan niet voorzien van een stalen mantel kunnen ook deel uitmaken van de betonnen stuwdam met aan de voet daarvan de centrale (Fig. 7.14).

Het zou in het kader van deze colleges te ver voeren om in te gaan op de vele aspecten die bij de tracé- en profiel keuze een rol spelen, zoals:

- staalsoort;
- verbindingen van de buizen;
- bedrijfsvoorzieningen (ventielen, afsluiters, mangaten, vul en leegloopleiding, druk- en debietmeters, beveiligings- en bedrijfsorganen);
- verdeelleiding nabij de centrale;
- montage en beproeving.

De wijze van berekening van een stalen drukleiding op ankerblokken is schematisch weergegeven in Fig. 7.15. Uiteraard geeft dit schema niet meer aan dan de hoofdlijnen van de berekening.

De voornaamste punten van de berekening worden in het kort gememoreerd:

(a) snelheden

De minimaal toelaatbare snelheid in een horizontale stalen leiding is 0,8 m/s. Bij dalende en stijgende leidingen is die min. toelaatbare snelheid respectievelijk lager of hoger.

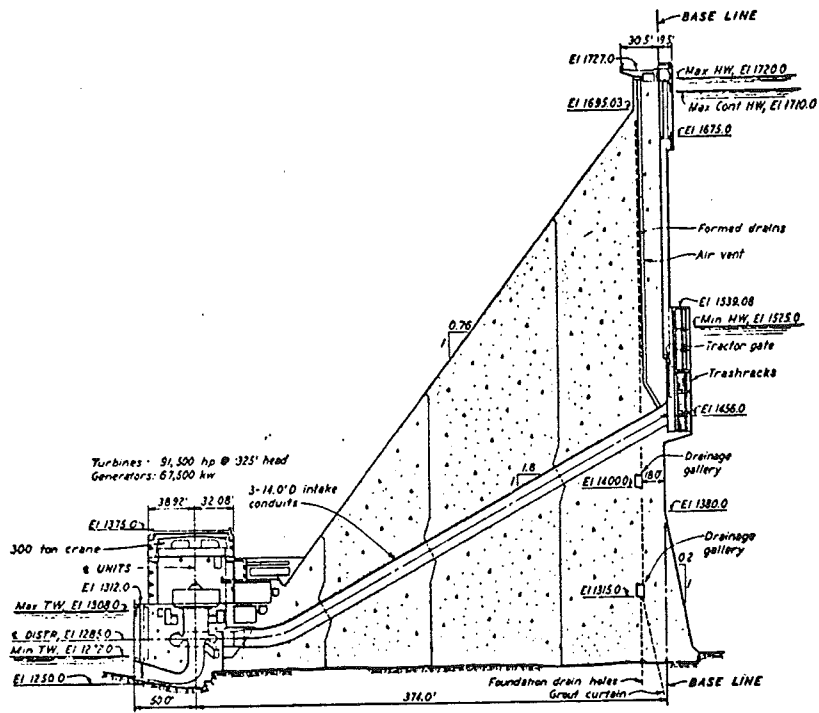
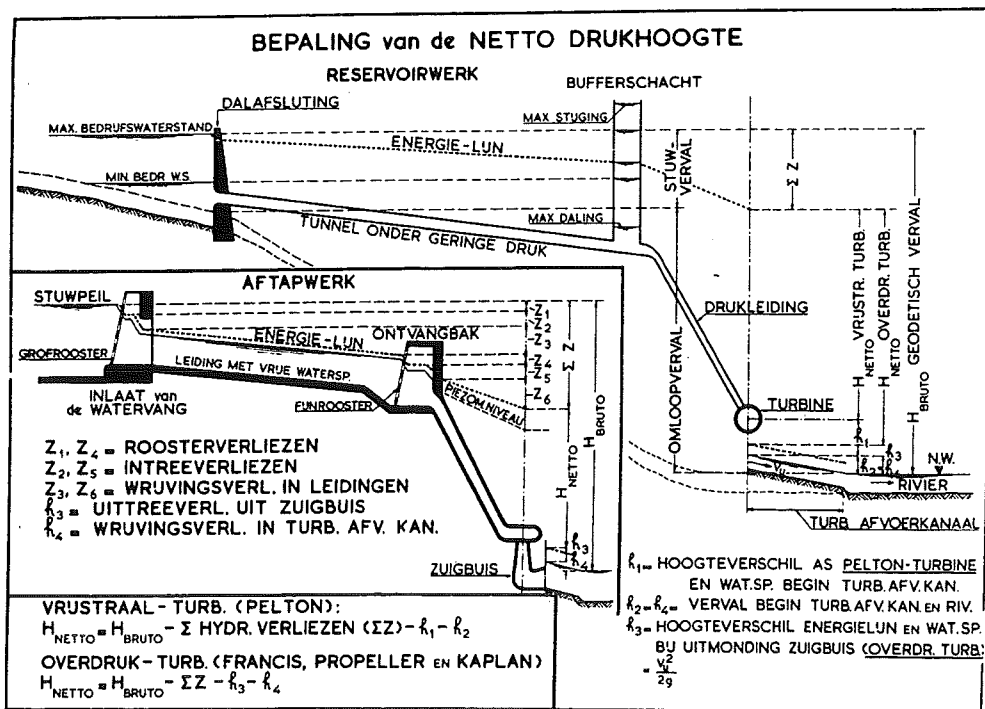


Fig.

: Overgenomen uit: J.J.Doland, Hydro Power Engineering

Figuur 7.14: Stalen drukleiding in gewichtsdam



Figuur 7.16

De maximale snelheid die in technische zin toelaatbaar is voor staal is 15 m/s (beton $V = 6$ m/s). In verband met de drukverliezen probeert men binnen de grenzen van 3 m/s en 10 m/s te ontwerpen.

(b) aantal drukleidingen en diameter

Bij de bepaling van het aantal drukleidingen overweegt men: bedrijfszekerheid, staalhoeveelheid, aanlegkosten, drukverliezen, onderhoud.

De laatste vier factoren kunnen alle in geld worden uitgedrukt. Op deze wijze kan men nu ook naast het aantal drukleidingen de meest economische diameter van de drukleiding berekenen.

(c) drukverliezen

Van belang voor de energiewinning is de netto drukhoogte H_n . Het begrip is toegelicht in Fig. 7.16. Bij een Pelton turbineⁿ wordt er iets anders onder verstaan dan bij een overdruk turbine. De verschillende soorten verliezen (roosterverlies, drukverlies, in- en uittrede verlies, bochtverlies, enz.) worden hier niet behandeld. Een overzicht van de energieverliezen vindt men in Fig. 7.10 en 7.11.

(d) Systeem van de stalen drukleiding

Naast zgn. starre leidingen en leidingen met mof-verbindingen komen beweeglijke leidingen met expansie-inrichtingen het meeste voor. De leidingen kunnen geheel of gedeeltelijk zijn ingeklemd of zogenaamd vliegend zijn gemonteerd.

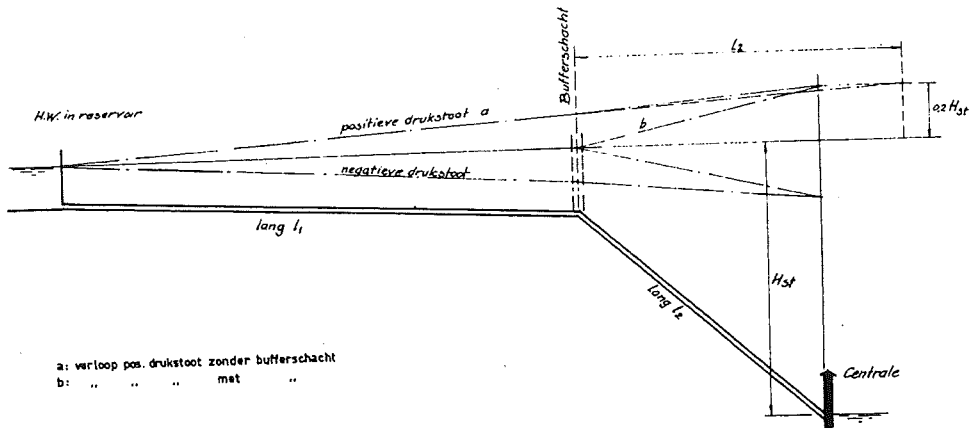
(e) Krachten

Krachten die op een drukleiding werken zijn eigen gewicht van het water, temperatuursveranderingen, middelpuntvliedende kracht van het stromende water bij een bocht, drukstoot, zie verder Fig. 7.15 voor het berekeningsschema. De drukstoot kan worden beperkt door toepassing van bufferschachten en drukregulateurs. Men rekent met 20% van de statische drukhoogte bij voorontwerpen (Fig. 7.17).

(f) Ankerblokken en steunblokken

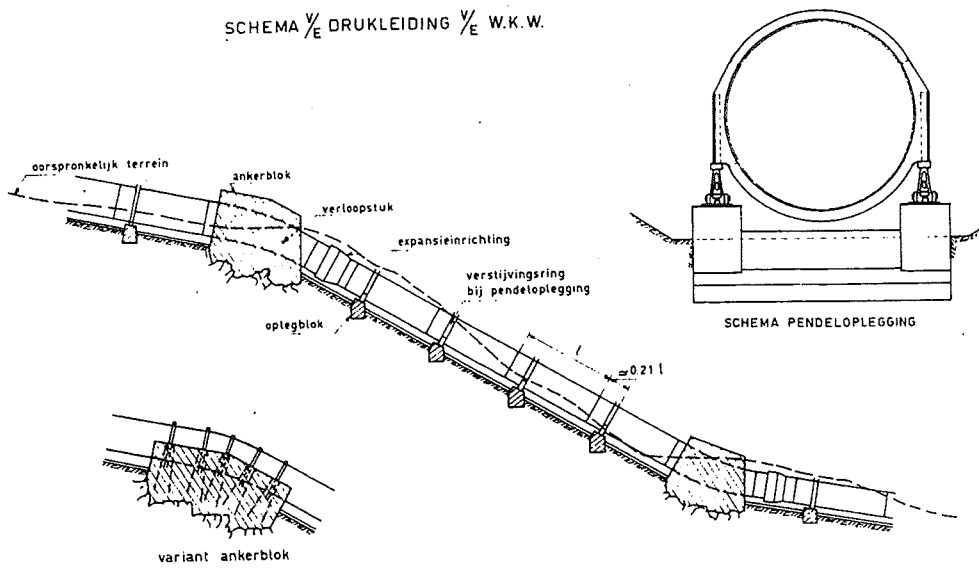
Een steile drukleiding is voor zijn verankering aan de bodem geheel afhankelijk van de ankerblokken en steunblokken. Behalve het gewicht van het ankerblok rust de geheel gevulde leiding via het ankerblok op de fundering (in hellend terrein!). Ontwerp en berekening vergen dan ook veel aandacht (Fig. 7.18).

VERLOOP V/D DRUKSTOOT IN EEN GESLOTEN LEIDINGSYSTEEM
 ZONDER EN MET BUFFERSCHACHT.
 (bij toepassing v/e drukregulateur)



Figuur 7.17

SCHEMA V/E DRUKLEIDING V/E W.K.W.



Figuur 7.18

7.5 Bijkomende Werken en regelmechanismen.

7.5.1 Algemeen

Bijkomende werken en regelmechanismen bij aanvoerleidingen werden reeds in het kort vermeld in paragraaf 7.2 (b).

Hieronder worden de voornaamste kenmerken en functies omschreven. Voor de constructieve vormgeving wordt men verwezen naar de technische literatuur. Een schematisch voorbeeld van een aftapwerk (of watervang complex) vindt men in Fig. 7.19. In het getoonde geval bestaat het complex uit een vaste stuw*) in de rivier, een inlaatsluis met grofrooster, een spuisluis, een grindvang met spoelleiding, een zuiveringsbak (=zandvang) met omloopleiding en spoelleiding en de nodige schuiven.

Dergelijke aftapwerken zullen niet veel meer worden toegepast in niet gereguleerde rivieren aangezien dan een deel van het rivierwater onbenut over de stuwdam van de watervang wordt afgevoerd. Wel past men veel aftapwerken toe in grotendeels gereguleerde rivieren terwijl een watervang in beken en rivieren toegepast wordt met het oogmerk om al het water na zuivering via een leidingstelsel naar een stuwmeer te transporteren (zie b.v. Fig. 7.20).

7.5.2 Inlaatsluis

Situering bij voorkeur even voor het einde van de holle oever van een rivierbocht. Drempelhoogte op 0,50-1,50 m (gem. 1 m) boven spuisluisvloer. De laatste ligt op het niveau van de rivierbodem ter plaatse. Door middel van periodiek spuien spoelt men de voor de inlaat neergeslagen vaste stoffen weg.

Het grofrooster voor de inlaat openingen dient om drijvend vuil tegen te houden (Fig. 7.21). In sommige rivieren kan het hierbij om enorme hoeveelheden gaan. Het verzamelen en afvoeren van het vuil is vooral een logistiek en goed te analyseren probleem.

Ondanks de drie bovengenoemde maatregelen (gunstige situering, hoge drempel in inlaatsluis, grofrooster) zal toch grind en zand door de inlaatsluis worden gevoerd.

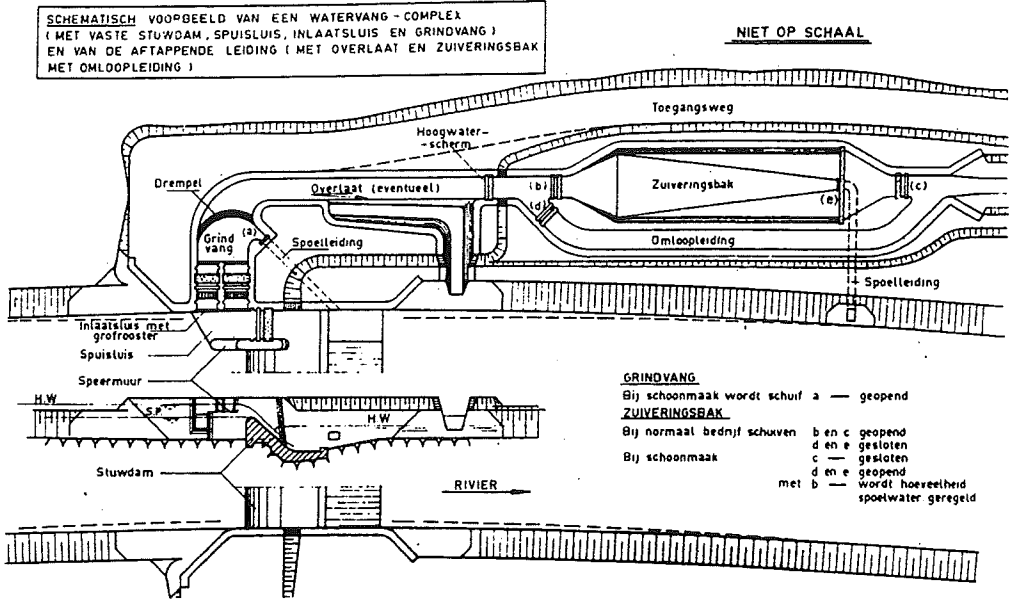
Grind en zand mogen niet in de aanvoerleiding of turbine komen (waarom?). Men plaatst daarom een grindvang en een zandvang (ook wel zuiveringsbak genoemd) tussen inlaatsluis en aanvoerleiding.

7.5.3 Grindvang

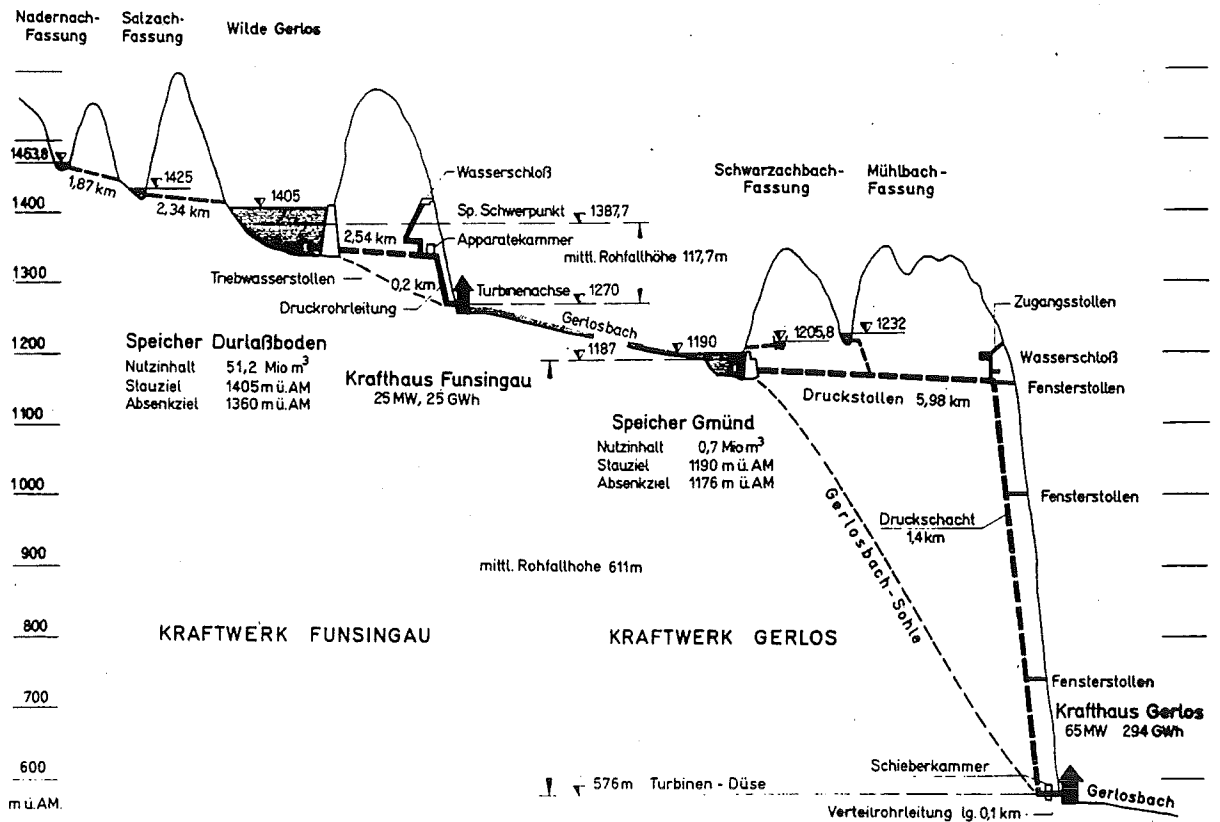
Men plaatst deze onmiddellijk achter de inlaatsluis. Door middel van een verdiepte bodem verlamt men de stroom en creëert men plaats voor tijdelijke berging van grind. D.m.v. spoelen (spoelschuif, spoelleiding) wordt het neergeslagen materiaal periodiek naar een rivier teruggevoerd.

*) De stuw is in feite een drempel. Hij dient voor opstuwning van het water, niet voor opslag.

N.B. Diepte zuiveringsbak en rivierverval zijn o.a. bepalend voor de minimum leidinglengte tussen grindvang en zuiveringsbak
 Overlaat met hoogwaterscherp slechts toe te passen indien de omstandigheden zulks noodzakelijk maken

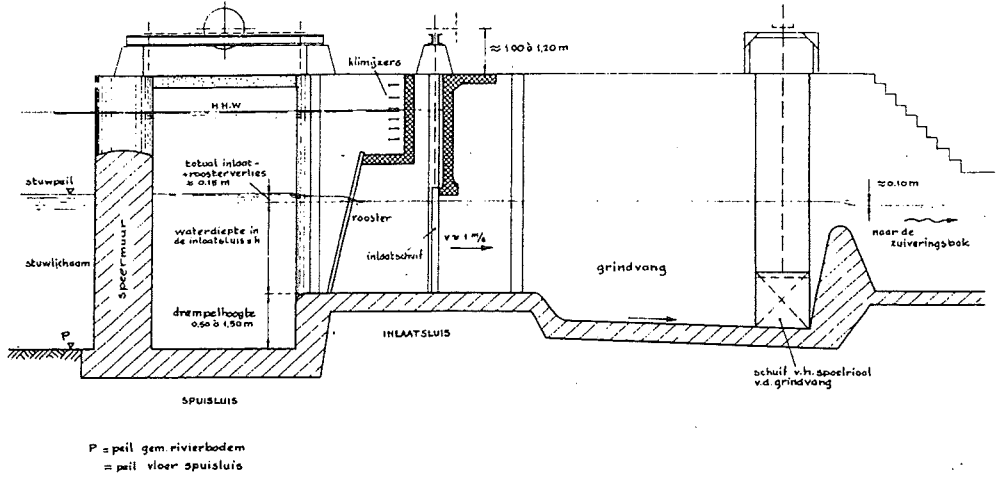


Figuur 7.19



Figuur 7.20: Schematisch lengteprofiel Gerlos werken (Oostenrijk)

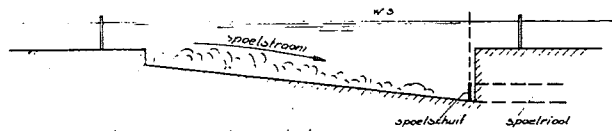
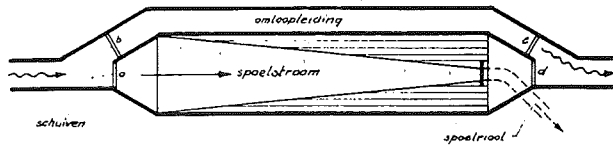
SCHEMATISCHE DOORSNEDE OVER SPUISLUIS, INLAATSLUIS EN GRINDVANG VAN EEN WATERVANG VAN EEN W.K.W.



Figuur 7.21

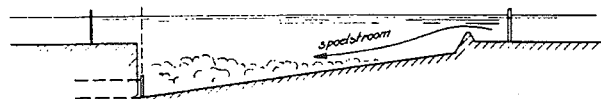
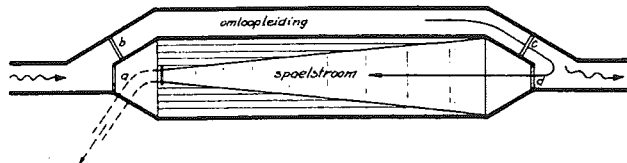
SCHEMA'S VAN EEN ZUIVERINGSBAK MET DISCONTINUE SPOELING:

a: MET MEEGAANDE SPOELRICHTING



Tijdens spoelen de schuiven b en c geheel open; d dicht, met a spoeldebiet regelen.

b: MET TEGENGESTELDE SPOELRICHTING



Tijdens spoelen de schuiven b en c geheel open; a dicht, met d spoeldebiet regelen.

Figuur 7.22

7.5.4 Zuiveringsbak of zandvang

De zuiveringsbak, gesitueerd zo dicht mogelijk achter de grindvang, dient om fijn grind en zand te doen bezinken. Het profiel is zodanig dat een watersnelheid van 0,10 à 0,30 m/s optreedt.

Men onderscheidt systemen met discontinue en met continue spoeling. Bij het eerste systeem verwijderd men door spoelen (of baggeren) van tijd tot tijd het neergeslagen zand uit de bak (Fig. 7.22). De continue spoeling wordt toegepast indien de rivier regelmatig zand en grind afvoert. Het zand bezinkt en wordt via spleten in de bodem van de zuiveringsbak in een spoelgoot geleid. In de spoelgoot zorgt een continue spoelstroom voor afvoer van het zand. Het spoeldebiet is niet voor energie-winning beschikbaar.

In Fig. 7.23 is aangegeven hoe de lengte van een zuiveringsbak kan worden bepaald in het kader van een voorproject. Bij een definitief ontwerp zal men, ook al gezien de voor elke rivier weer andere sediment aanvoer en -samenstelling, modelproeven moeten doen.

In het algemeen wordt men er trouwens voor gewaarschuwd niet te gemakkelijk in de literatuur getoonde zuiveringssystemen over te nemen. Het is namelijk nog maar de vraag of de beschreven systemen ook werken onder andere omstandigheden dan waarvoor ze aanvankelijk werden ontworpen. Ontwerpers publiceren trouwens bijna nooit over het slecht of niet functioneren van hun creaties.

7.5.5 Stuwpeil

Op de vormgeving en materiaal keuze voor de vaste stuw wordt hier niet ingegaan. Bij een voorontwerp is echter van belang het stuwpeil. Als drempelhoogte inlaatsluis in 1m boven vloer spuisluis, de inlaat en roosterverliezen 0,15m bedragen en waterdiepte in inlaat = h (verhouding waterdiepte tot sluisbreedte is 2:3), dan is stuwpeil: peil spuisluisvloer + h + 1,15 m.

7.5.6 Vergaarkom (met ontvangbak)

De centrale moet in staat zijn een wisselend vermogen af te geven. Aangezien de aanvoer van water door de aanvoerleiding min of meer constant is zal een vergaarkom moeten worden gesitueerd tussen, bij voorkeur, aanvoerleiding en drukleiding. Als dat niet mogelijk is en de vergaarkom bovenstrooms ligt van "leiding of tunnel onder druk" en drukleiding, dan moet toch nog bij de overgang naar de drukleiding een bufferschacht worden gebouwd (Fig. 7.1).

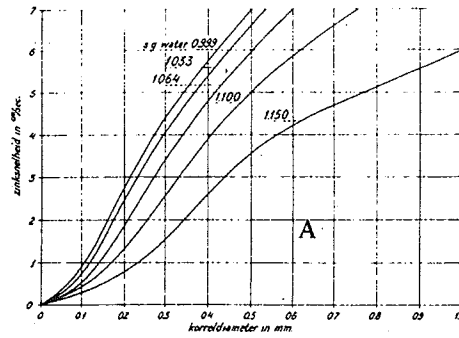
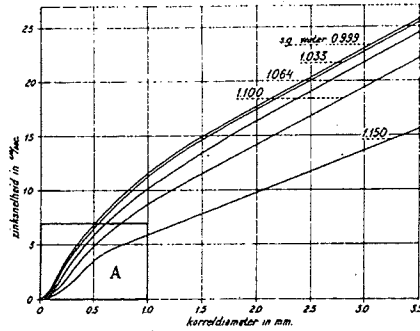
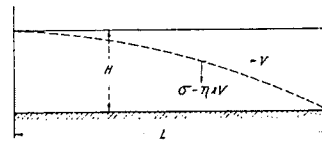
De inhoud van de vergaarkom is afhankelijk van aftapdebiet enerzijds en belasting diagram van de centrale anderzijds. Fig. 7.24 toont berekening van de inhoud van een vergaarkom voor twee eenvoudige gevallen.

Hoewel de keuze van de waterdiepte uiteraard nauw samenhangt met de topografie ter plaatse zal men hierbij proberen om de nuttige waterdiepte te beperken i.v.m. de variatie in H_p .

Bodem en taluds van een vergaarkom zullen waterdicht moeten zijn.

Berekening van de afmetingen van een zuiveringsbak voor een W.K.W.

Indien σ zinknelheid van een zandkorrel in meters/seconde in stilstaand water, dan bedraagt (volgens L. LEVIN) de zinknelheid in stromend water (snelheid V in m/sec): $\sigma - \eta \cdot V$. Bedraagt de nuttige waterdiepte in de zuiveringsbak H meter dan is $\eta = \frac{2.44}{V^2}$. De lengte L (m) van de bak moet dan bedragen: $L = \frac{H \cdot V \cdot \sigma}{\sigma - 0.132 \cdot V}$ (m)



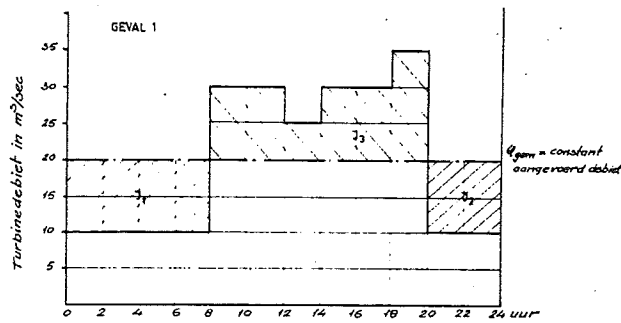
Zinknelheden in m/sec van kwartskorrels in verontreinigd, stilstaand water (volgens L. SUZDRY)

Oorspronkelijk uit: A. Schalkwijk, "HANDBOEK DER RIJSLIJDINGEN" 2e pag. 87

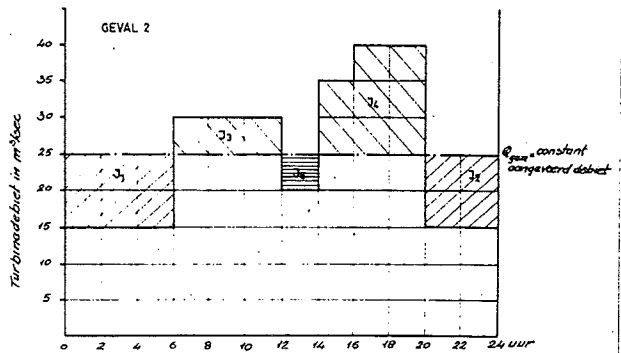
Figuur 7.23

BEPALING VAN DE INHOUD VAN EEN VERGAARKOM VOOR EEN AFTAPWERK.

(luit het in te verwerken turbine-debiten uitgedrukt dagbelasting -diagram)



Inhoud vergaarkom = $J_1 + J_2 + J_3 = 12 \times 5 \text{ m}^3/sec \times 2 \times 3600 \text{ sec.} = 432.000 \text{ m}^3$



Inhoud vergaarkom = $J_1 + J_2 + J_3 + J_4 + J_5 = 10 \times 5 \text{ m}^3/sec \times 2 \times 3600 \text{ sec.} = 360.000 \text{ m}^3$

Figuur 7.24

Speciale zorg vereist de snelle wisseling in belasting door peilvariatiën. In de meeste gevallen betekent dit dat een met grote zorg uitgevoerd drainage stelsel onder de bekleding moet worden aangelegd.

Fig. 7.25 toont een vergaarkomcomplex met vergaarkom, omloopleiding en ontvangbak. Bij normaal turbine bedrijf loopt het water door de omloop leiding. Meegevoerd slib komt via de drukleiding in de turbines. Dit fijne slib is echter doorgaans niet schadelijk. In de vergaarkom komt slib echter tot bezinking en, indien mogelijk, verwijderd men dit dan via spoelgoten. Het losmaken van het neergeslagen slib is moeilijk en kan zeer veel energie (water kanon) en arbeidskracht vergen.

De ontvangbak (Fig. 7.26) vormt de inlaat voor de drukleiding of tunnel onder druk. In de ontvangbak treft men aan:

- vulleiding
- fijnrooster
- schuiven
- overlaatinrichting (zijdelingse overlaat met vaste drempel of heveloverlaat).
- lekgoet

7.5.7 Compensatie bekken.

Een compensatie bekken benedenstrooms van de centrale is in feite ook een vergaarkom. Een compensatie bekken is nodig als het in de centrale opgewekte vermogen sterk wisselt en benedenstroomse belangen (scheepvaart, recreatie, inlaat van drinkwater) zich verzetten tegen een sterk variërende rivier afvoer (Fig. 7.27).

7.5.8 Drukstoot en bufferschacht

In aanvoerleiding systemen onder druk naar een centrale zullen bij afname of toename van het turbine debiet (door sluiten of openen van de turbine leidingschoepen) drukvariatiën optreden. Voor berekening van deze translatiegolven die als drukstoot (waterslag) wordt ervaren worden verwezen naar de literatuur.

Bij langzaam sluiten (of openen) geldt als maximum drukverhoging $h_{\max} = \frac{2vL}{gT_s}$, waarin:

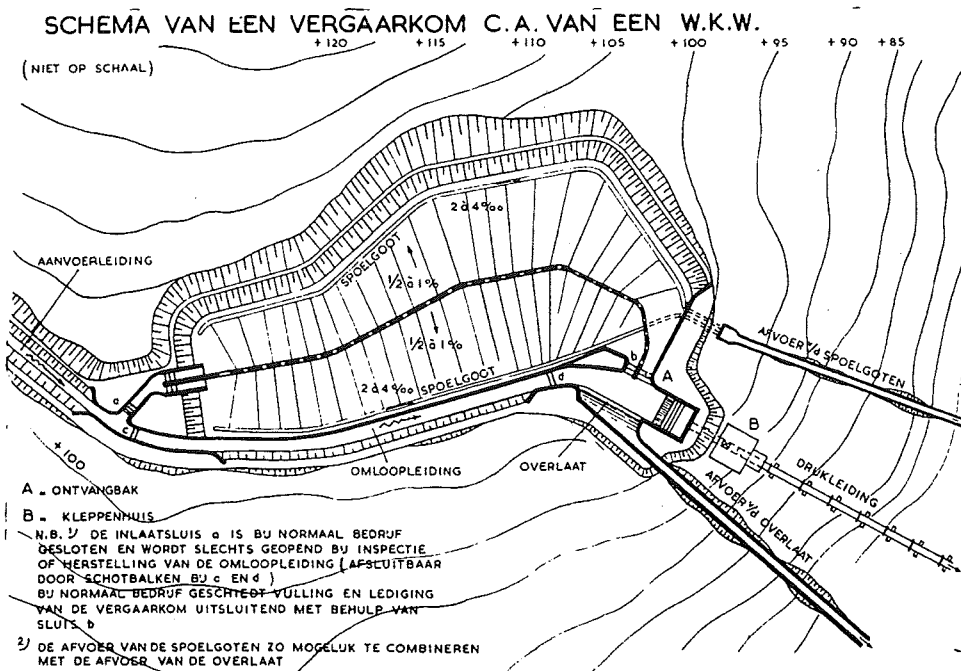
h_{\max} = maximale drukverhoging in m waterkolom

g = 9,81 m/s².

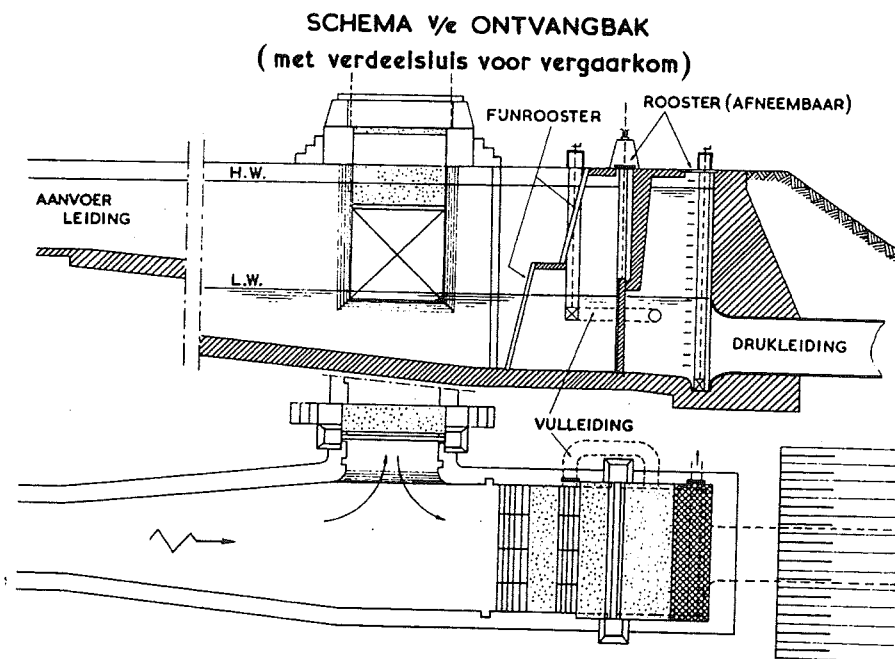
v = watersnelheid in leiding in m/s voor sluiten/openen

L = lengte van de leiding in meters

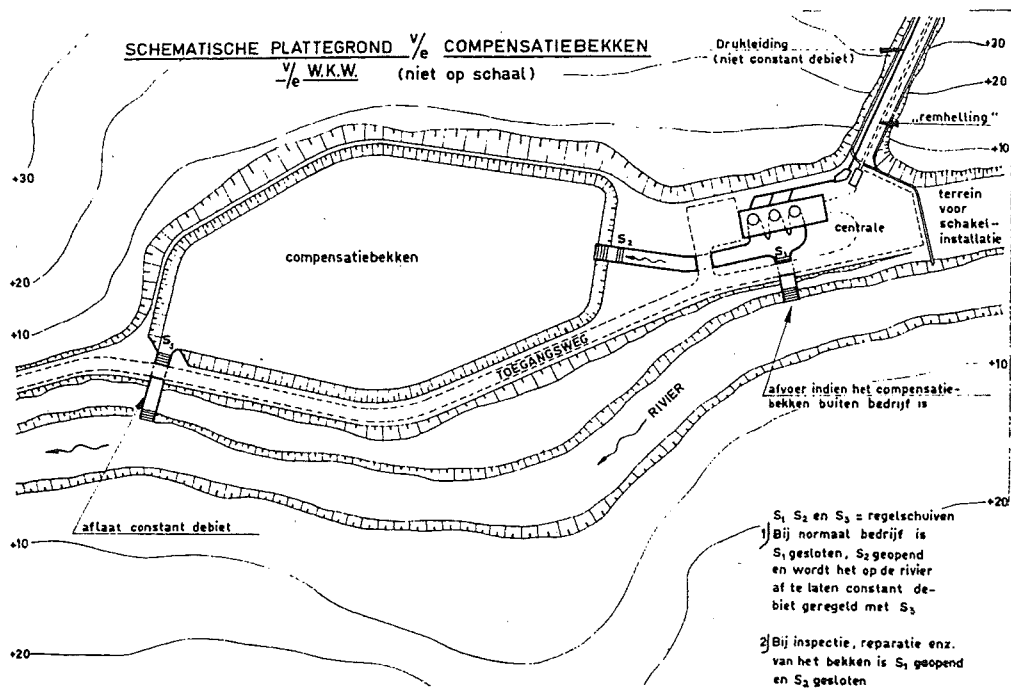
T_s = sluitings/openingstijd in seconden.



Figuur 7.25



Figuur 7.26



Figuur 7.27

Dit houdt in dat een drukverhoging zeer grote waarden zal bereiken bij lange leidingen, korte turbine sluittijden en grote watersnelheden.

De drukverhoging leidt dan tot zeer sterke en dus kostbare leidingen.

Gegeven een aanvaardbare sluittijd van de turbine leidschoepen en aanvaardbare watersnelheden in de leiding kan men ter beperking van de drukverhoging de volgende maatregelen treffen:

- toepassing van een drukregulator bij een Francis turbine;
- toepassing van een straalafbuiger bij een Pelton turbine;

Beide maatregelen treft men bij debiet vermindering (dus sluiten). Drukverhoging wordt hierdoor beperkt tot 5 à 20% van de statische drukhoogte bij de centrale.

Bij debiet vermeerdering (dus openen) werken deze systemen niet, maar de toename van de druk is in het algemeen dan niet zo groot (zie par. 7.4.(e)).

Een derde mogelijkheid is:

- toepassing van een bufferschacht.

Men bouwt de bufferschacht tussen leiding/tunnel onder druk en druktunnel en beperkt zodoende de maatgevende lengte L voor berekening van de maximale drukstoot.

Fig. 7.17 toont schematisch de invloed van een bufferschacht op verloop en omvang van de maximale drukverhoging.

Het effect van een bufferschacht is drieledig:

- reductie van de belasting variaties in een leiding/tunnel onder druk tot te verwaarlozen waarden;
- reductie van de drukstoot in de drukleiding;
- water suppletie bij plotselinge belasting toename.

Voor berekening van een bufferschacht alsmede voor de functionele vormgeving, wordt naar de technische literatuur verwezen.

7.6 Literatuur

(a) Aftapwerken

[4.1] E. Mosonyi, Wasserkraftwerke, Band I, pag. 179 ev.

(b) Drukleidingen

[7.1] J.J. Doland, Hydro Power Engineering.

[4.1] E. Mosonyi, Wasserkraftwerke, Band II, pag. 239 ev.

[7.2] E. Ciwalla, Neuere Osterreichische Druckrohrleitungen und Druckschächten (Osterr. Stahlbautagung 1955).

[7.3] USBR Eng. Monograph no 3 1960, Welded steel penstocks, design and construction.

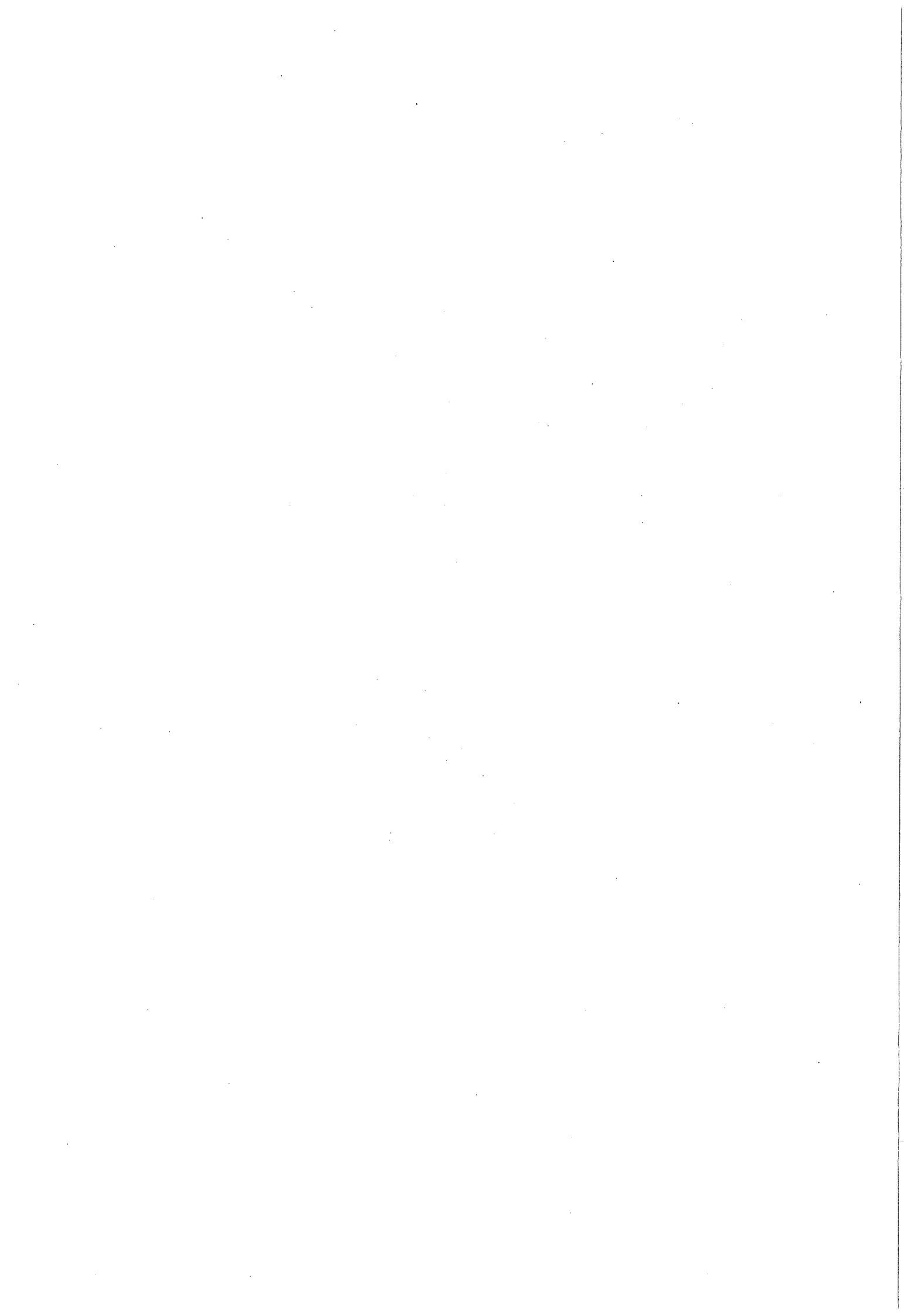
[7.4] G. Seeber, "Power Conduits for high-head plants", WPDC, June 1985.

(c) Druktunnels, bufferschachten

- [4.1] E. Mosonyi, Wasserkraftwerke Band II, pag. 70 ev.
- [7.5] A. Stucky, Druckwasserschlosser von Wasserkraftanlagen, 1962.

Water Power and Dam Construction

- [7.6] J. Golser, "Recent Developments in the New Austrian Tunneling Method (NATM)", February 1980.
- [7.7] A.M. Muirwood ed.al., "Dams and their tunnels", February-April 1980.
- [7.8] J. Bergh-Christensen ed.al., "Investigations for Norway's longest unlined pressure shaft", April 1982.
- [7.9] S. Jacobsen, "Steel linings for hydro tunnels", June 1983.
- [7.10] E. Broch, "Unlined high pressure tunnels in areas of complex topography", November 1984.
- [7.11] L.P. Gonano, "Long-term prestress in concrete-lined pressure tunnels", November 1984.
- [7.12] A.J. Schleiss, "Design of pervious pressure tunnels", May 1986.
- [7.13] F. Fahlbusch, "Determining diameters of power tunnels and pressure shafts", February 1987.
- [7.14] H. Blind ed al, "Limits for pressure tunnels without steel linings", July 1987.



8. OVERLATEN EN AFLAATWERKEN BIJ RESERVOIRS

8.1 Inleiding

De functies van overlaten (doorlaten) en aflaatwerken (aftapwerken) bij reservoirs zijn de volgende:

- verwijderen van een teveel aan water dat aanleiding zou kunnen geven tot schade aan de oevers van het reservoir of zelfs tot het bezwijken van de stuwdam;
- afvoer regulering t.b.v. scheepvaart en/of ter beperking van overstromingen;
- gecontroleerd aftappen van water voor bepaalde doeleinden (doorspoelen van kanalen en rivieren, waterkracht, drinkwatervoorziening en irrigatie);
- verwijderen van slib;
- ledigen van het reservoir.

De verschillen in functie bij een overlaat of aflaatwerk hebben geleid tot evenzovele verschillen in uitvoering. Hierbij spelen ook een rol: capaciteit, gebruiksfrequentie, plaats in de dam of reservoir oever t.o.v. de waterspiegel, bedrijfszekerheid van het afsluitorgaan.

Achtereenvolgens zullen nu een aantal verschillende typen overlaten en aflaatwerken worden behandeld. Een speciale paragraaf zal worden gewijd aan de ontwerpafvoer en de hiermee verband houdende veiligheid.

8.2 Overlaten: functie en bedrijfsvoering

Bij overlaten (spillways) stroomt het water altijd over een drempel in de open lucht uit het stuwmeer. Men maakt onderscheid tussen vaste overlaten en met schuiven uitgeruste overlaten. Bij de eerste is er geen afsluitorgaan (deur, schuif, klep, schotbalk) aanwezig en treedt de overlaat in werking op het moment dat de waterspiegel in het stuwmeer hoger komt dan de kruin van de overlaat. Bij de met schuiven uitgeruste overlaat is er altijd een afsluitorgaan aanwezig dat hetzij automatisch hetzij door mensenhand wordt geopend. De grootte van de opening kan dan veelal nog worden gevarieerd om de waterafvoer te regelen. Vanuit het oogpunt van bedrijfsvoering maakt men onderscheid tussen overlaten voor normaal gebruik, voor beperkt gebruik en voor noodgevallen.

In een reservoir vindt men altijd een overlaat voor normaal gebruik, (de hoofdoverlaat), in specifieke gevallen bovendien één voor beperkt gebruik (de hulpoverlaat) en soms één voor noodgevallen (de noodoverlaat). Eén en ander hangt af van de betrouwbaarheid van hydrologische gegevens, van de vorm van de frequentie krommen van de instromende rivierafvoer, van de topografie rondom het reservoir en de schade die een slecht of niet functioneren van de hoofdoverlaat ten gevolge zou hebben.

Een hulpoverlaat (zgn. auxiliary spillway) treedt slechts in werking of wordt slechts gebruikt voor afvoeren met lage frequentie (b.v. 1x per 10 à 100 jaar) of indien de hoofdoverlaat om wat voor reden dan ook geheel of ten dele buiten bedrijf is.

Omdat de hulpoverlaat weinig zal worden gebruikt, is hij goedkoper geconstrueerd. Dat houdt niet in dat hij zal bezwijken bij gebruik maar wel dat lichte schade bij gebruik aan benedenstroomse afvoerkanalen (uitschuring) en aan eigendommen wordt geaccepteerd.

De noodoverlaat bouwt men omdat men de hydrologische gegevens niet vertrouwt en omdat men niet te veel wil laten afhangen van de bedrijfszekerheid van de hoofd- en andere overlaten. Noodoverlaten zullen ten dele onder controle blijven door zgn. "fuse plugs" of door een vaste kruin. Bij gebruik zullen zij bijna altijd schade veroorzaken benedenstrooms. Zij dienen in de eerste plaats om het overstromen, eventueel gevolgd door bezwijken, van de stuwdam te voorkomen.

In veel gevallen bestaat de noodoverlaat uit een verlaagd gedeelte van de dam op een plaats waar de damhoogte laag is (Fig. 8.1). De noodoverlaat kan dan eventueel in zijn geheel weg eroderen zonder dat het gehele stuwmeer leegstroomt.

8.3 Overlaten: situering en ontwerp

Hoofd overlaten kunnen zijn gesitueerd in de stuwdam (Fig. 8.2) of om stuwdam en centrale worden geleid (Fig. 8.3). Zij kunnen zijn voorzien van segmentschuiven (Fig. 8.4) of van een vrij overstroombare kruin (Fig. 8.5).

Hulpoverlaten en noodoverlaten zijn dikwijls te vinden in de buurt van onbewoonde zijdalén ver verwijderd van het hoofd stuwdamcomplex met hoofdoverlaat (4 en 7 in Fig. 8.6).

Het waterloopkundig en constructief ontwerp van een overlaat wordt bepaald door de topografie, het verband met andere onderdelen van het stuwdamcomplex, de ontwerpafvoer, de waterhoogte boven de kruin, de totale valhoogte, de erosiebestendigheid van de rivierbedding benedenstrooms van de overlaat, de aanwezigheid van drijvend vuil.

Uiteraard speelde en speelt waterloopkundig onderzoek van overlaten in fysieke modellen een grote rol.

Als voorbeeld van de berekening van een overlaat worden in het kort de mogelijkheden beschreven die zijn overwogen bij het ontwerp van de overlaat in de M'Jara dam in Marokko.

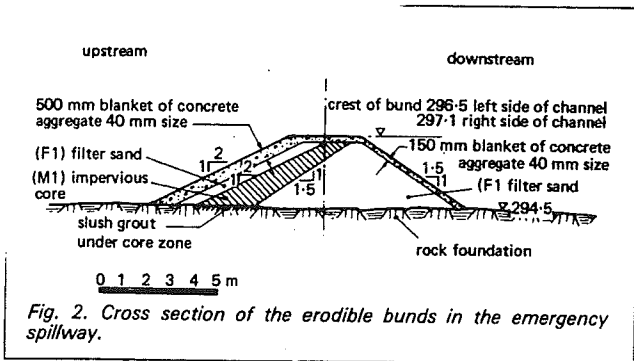
Het ontwerpdebiet van $12.000 \text{ m}^3/\text{s}$ kon men afvoeren via:

- a. een overlaat zonder schuiven van 300 à 600 m lengte;
- b. een met schuiven uitgeruste overlaat van 74 à 130 m lengte waarbij schuifhoogten mogelijk zijn van 12,15 en 18 m;
- c. in aanvulling op a of b: een bodemaflaat van 1.000 - 1.500 m^3/s ;
- d. in aanvulling op a/b en c: een noodoverlaat.

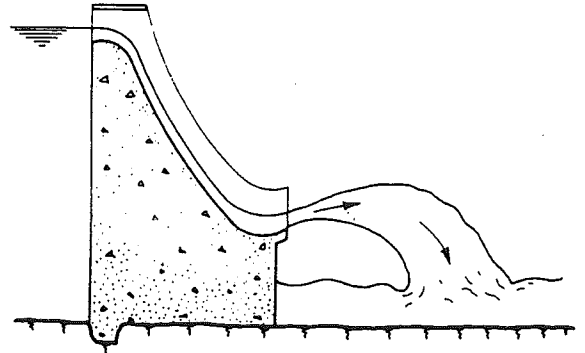
Bij de berekeningen bleek steeds bij verschillende varianten in stuwpeilen de oplossing met de hoogste segmentschuiven ($H = 18 \text{ m}$) de goedkoopste te zijn [8.20].

Omdat het aantal parameters dat een rol speelt bij het ontwerp van een overlaat zo groot is zijn zeer veel vormen mogelijk.

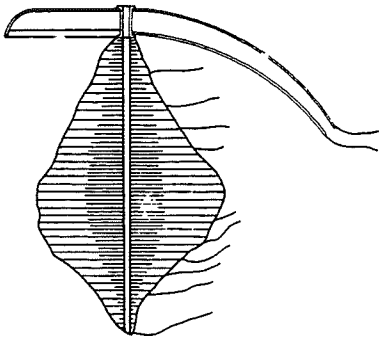
Figuur 8.1: Doorsnede over de erosiegevoelige noodoverlaat



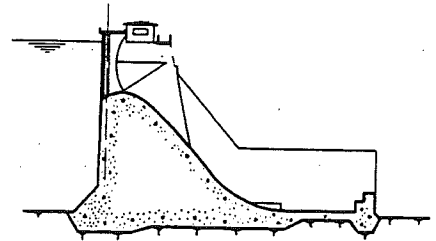
Figuur 8.2



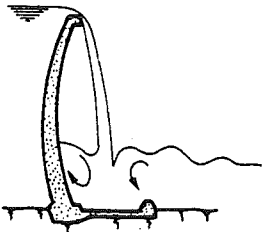
Figuur 8.3



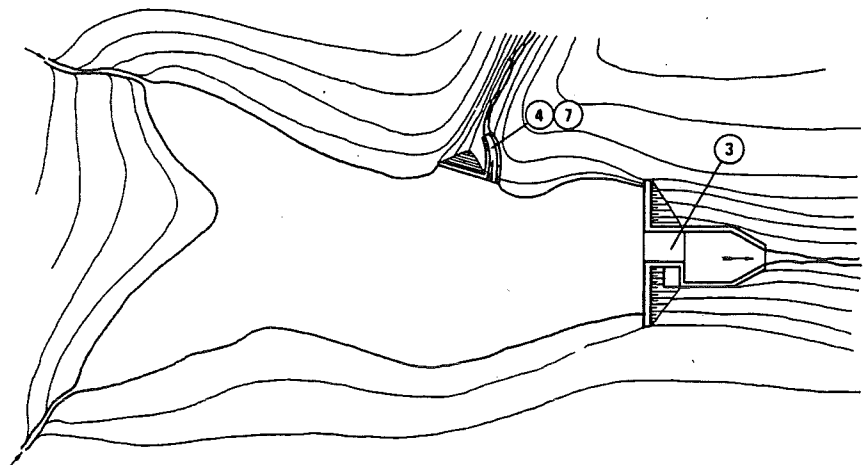
Figuur 8.4



Figuur 8.5



Figuur 8.6



Zeer in het algemeen kan men bij een overlaat onderscheid maken tussen:

- inlaatwerk met afsluitorganen;
- aflatgoot of tunnel (al dan niet in sterk hellende uitvoering);
- uitlaatwerk met energie vernietigings constructies;
- afvoerkanaal.

Het inlaatwerk kan de vorm hebben van een drempel waarop schuiven zijn geplaatst (Fig. 8.7), een toren met cirkelvormige drempel (Fig. 8.8), of een hevel. (Fig. 8.9).

Hoewel de laatste twee typen inlaatwerken veel worden toegepast (vooral bij kleinere ontwerpafvoeren, zeg tot $3.000 \text{ m}^3/\text{s}$), is het nadeel de grens van hun capaciteit. Als schacht, tunnel of hevel éénmaal zijn gevuld, neemt de afvoer met het stijgen van de waterstand in het stuwmeer nog maar weinig toe. Bij een overlaat met volledig geheven schuiven is dit niet het geval: de afvoer blijft toenemen als functie van (de overstorthoogte) $H^{3/2}$ (Fig. 8.10) en er is dus een ingebouwde veiligheid.

Afhankelijk van de boven en benedenstroomse waterstanden is er sprake van een volkomen (meestal) of onvolkomen overlaat. Bij stuwdammen is de overlaat doorgaans "kort". Bij riviercentrales kan hij ook wel "lang" zijn.

De korte overlaat over de kruin van een stuwdam krijgt een vorm die is aangepast aan de overstortende straal behorende bij de ontwerphoogte H_0 . Bij deze vorm zal men dus de ideale contractie coëfficiënt μ vinden (meestal om en nabij 0,50). Voor

$$\frac{H}{H_0} < 1$$

is μ kleiner dan 0,50 en voor

$$\frac{H}{H_0} > 1$$

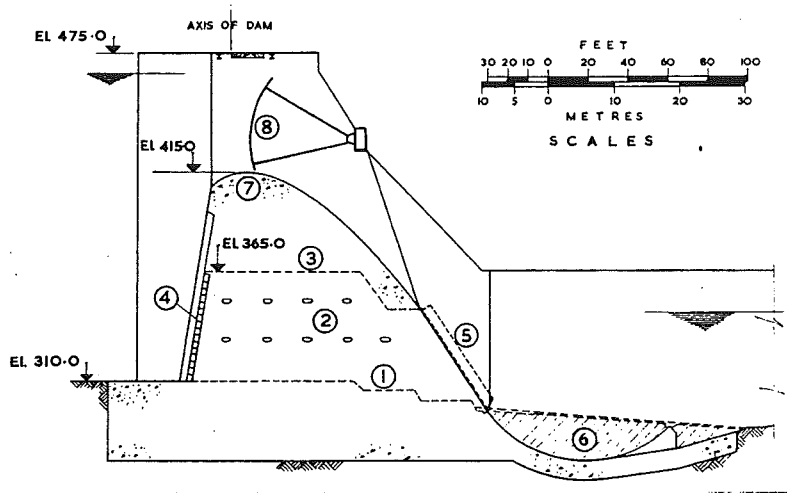
is μ groter dan 0,50 (Fig. 8.11)

Voor de afsluitorganen heeft men de keuze tussen:

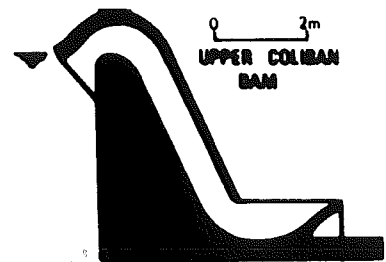
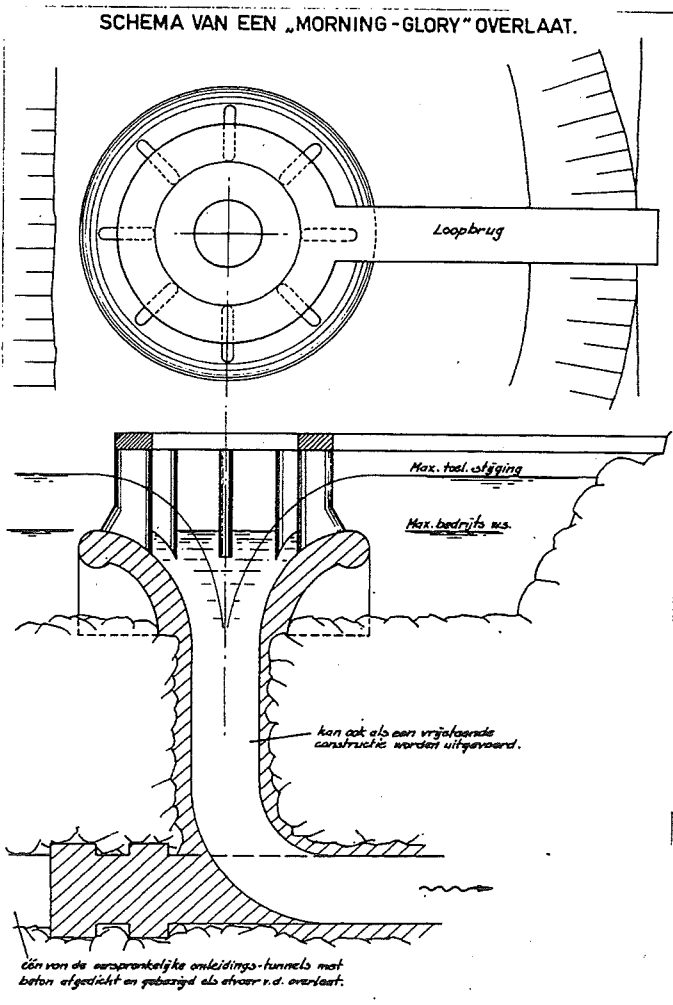
- klepschuiven
- schotbalken
- hefdeuren (wielschuiven)
- segmentschuiven, sectorschuiven.

De klepschuiven zijn in vele gevallen van het type dat automatisch wordt geopend als een bepaalde waterstand wordt overschreden. Aan een dergelijke uitvoering kleven voor- en nadelen.

Figuur 8.7

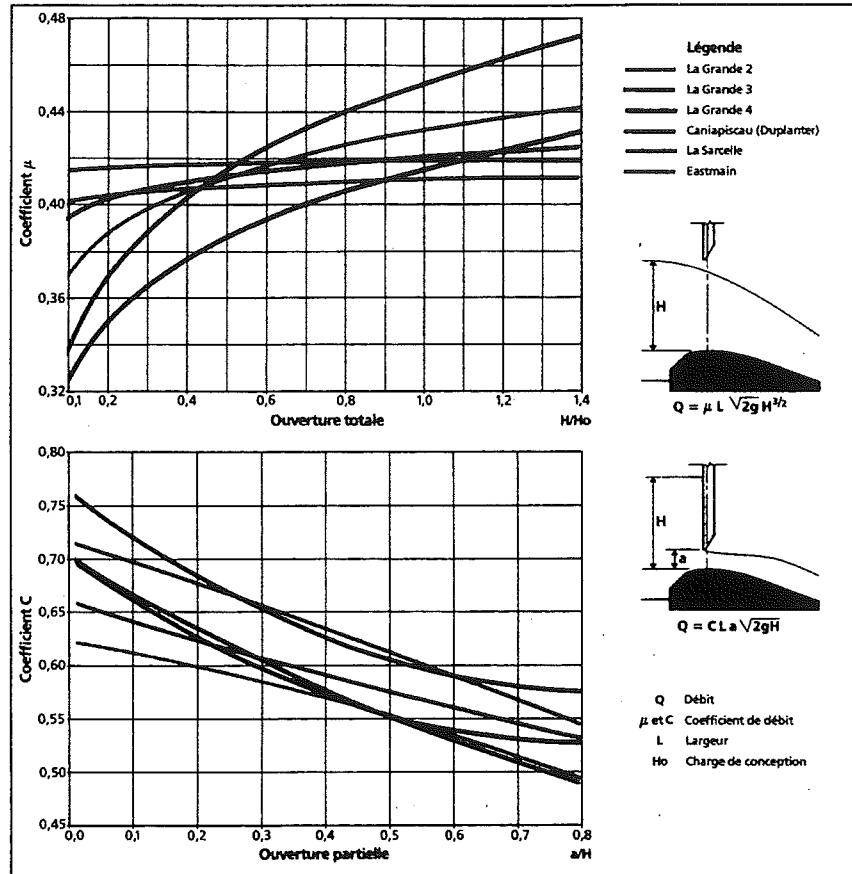


Figuur 8.8

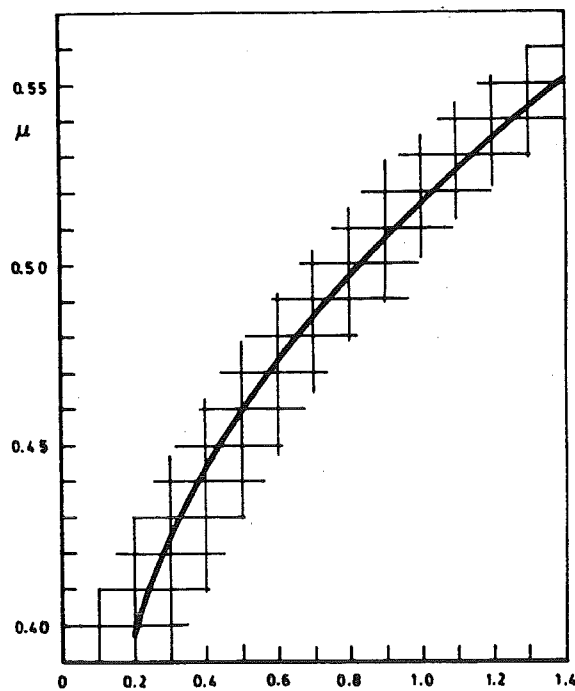


Figuur 8.9

Figuur 8.10: Contractie coëfficiënten bij overlaten van La Grande [8.23]



Figuur 8.11: Variatie in contractie coëfficiënt als functie van H/H_0



Hefdeuren of wielschuiven ziet men doorgaans toegepast als de opening niet te groot is. Uiteraard zal men bij gebruik van wielschuiven minder wrijving bij het heffen ondervinden. Het merendeel van de overlaten is echter uitgerust met segmentschuiven. Het grote voordeel bij deze schuiven is de geringe kracht die nodig is om ze te heffen.

Na het passeren van het inlaatwerk zal de overstortende straal:

- hetzij vrij in een woelkom storten (Fig. 8.12);
- hetzij het benedenstroomse vlak van de gewichtsdam volgen (met helling 2:1 of flauwer) (Fig. 8.13);
- hetzij via een flauw dan wel steil hellende aflaatgoot worden gevoerd naar een woelkom (Fig. 8.14).

Welke oplossing men hier kiest, is alweer een zaak van stuwdamprofiel, ondergrond en topografie.

Dikwijls bevindt zich aan het einde van een aflaatgoot een skijump (springschansoverlaat). De functie van de skijump is om de energievernietiging van de vrij overstortende straal op enige afstand van de dam te doen plaatsvinden (Fig. 8.2) zodat de standzekerheid van de dam niet in gevaar komt. Welke oplossing men ook kiest, het water zal gaan schieten (met snelheden van 40 - 50 m/s) en aan de afwerking van de aflaatgoot moeten hoge eisen worden gesteld t.a.v. gladheid en hydraulische vormgeving om cavitatie te voorkomen. Recent is men o.a. "tand verspreiders" gaan toepassen van grote afmetingen (Fig. 8.15) enerzijds om de toestroming naar de woelbak te richten en anderszijds voor beluchting.

In het algemeen gesproken wordt beluchting steeds meer bij aflaatgoten toegepast om grote snelheden zonder cavitatiegevaar te kunnen toelaten.

Als het overstortende water vanuit de lucht of via aflaatgoot en skisprong aankomt bij het uitlaatwerk, heeft het meestal zijn potentiële energie (valhoogte) grotendeels verloren maar er veel kinetische energie (snelheid) voor teruggekregen.

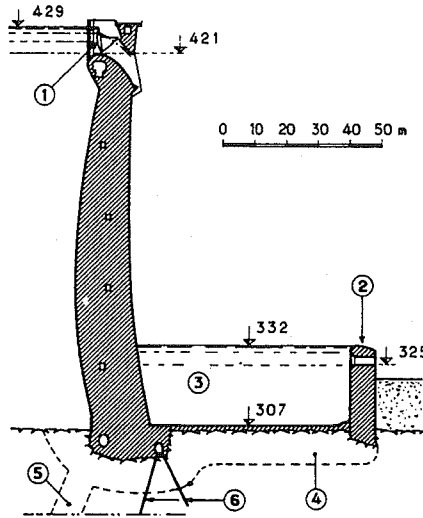
Deze energie kan worden vernietigd in een:

- woelkamer (stortbak), die zo is gevormd (rollerbucket) dat de watersprong over een zo kort mogelijke afstand tot stand komt (Fig. 8.7);
- woelkom, die in de rivierbodem is uitgegraven en van bodem- en taludbescherming is voorzien (Fig. 8.16) dan wel op natuurlijke wijze is gevormd door de vrijvallende waterstraal (Fig. 8.17).

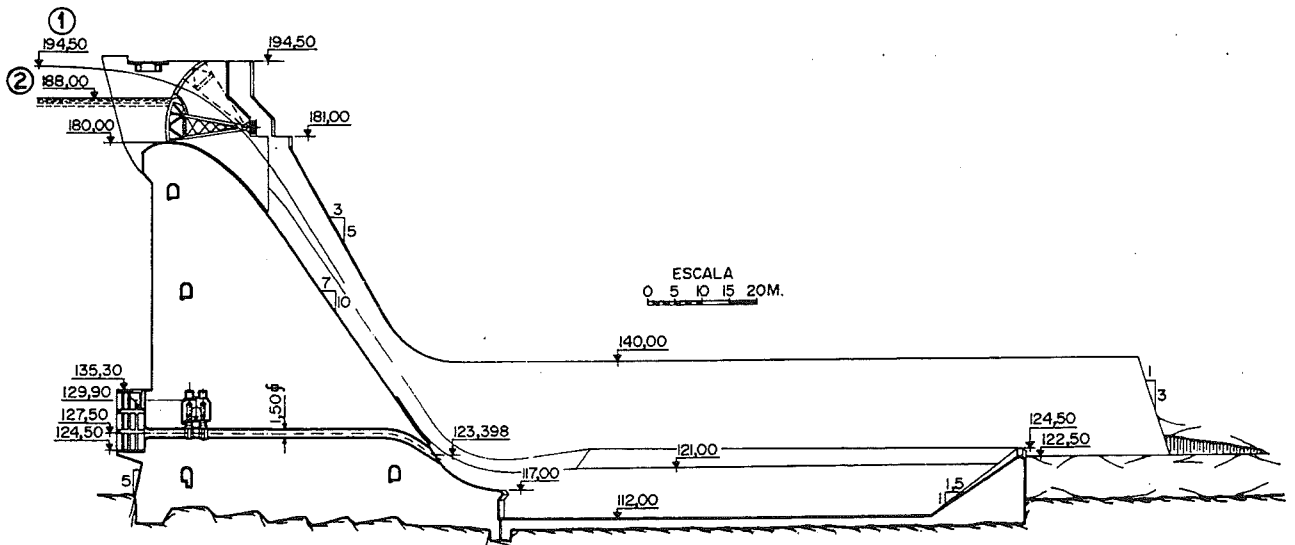
Bij een rotsachtige bodem heeft men de neiging gehad in het verleden om de woelkom zichzelf te laten vormen. Dikwijls is men hier echter toch van terug moeten komen (Fig. 8.18). Tegenwoordig zal men voor overlaten met grote capaciteit praktisch altijd modelproeven uitvoeren om tot een zo goedkoop mogelijke oplossing te komen.

Bij energie vernietiging gaat het vooral om de interactie van water en lucht (al dan niet onderweg kunstmatig toegevoerd) en veel minder om het aanbrengen van zgn. energievernietigers in de vorm van tanddempels, blok versperringen en uitdempingswanden in de woelkom of woelbak.

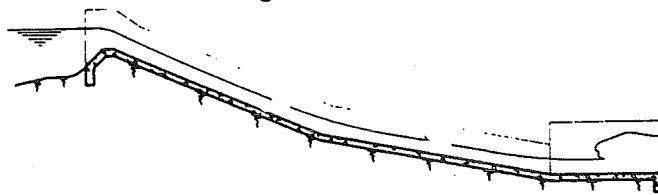
Figuur 8.12



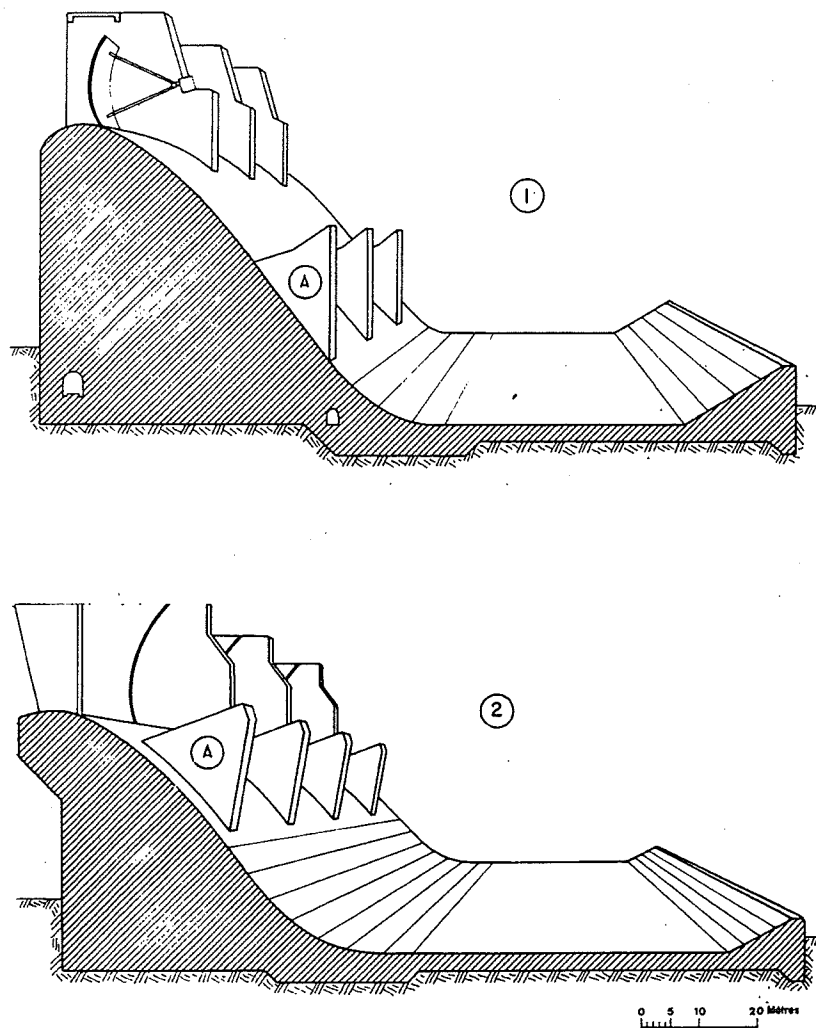
Figuur 8.13



Figuur 8.14

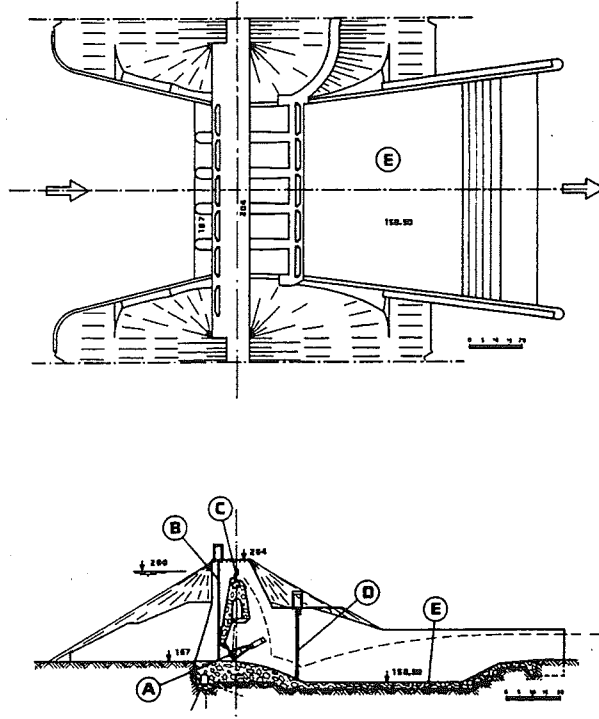


Figuur 8.15: "Tandverspreiders" van grote afmetingen bij twee overlaten

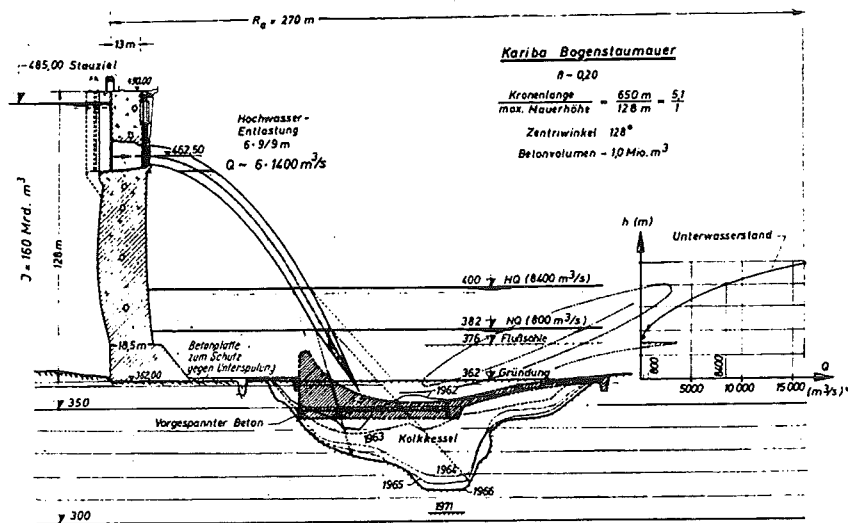


- (1) Barrage de Ilha Solteira (Brésil) : 19 pertuis $15\text{ m} \times 16\text{ m}$.
 (2) Barrage de Cedillo (Espagne) : 4 pertuis $18,30\text{ m} \times 19\text{ m}$.
 (A) Dents de dispersion.

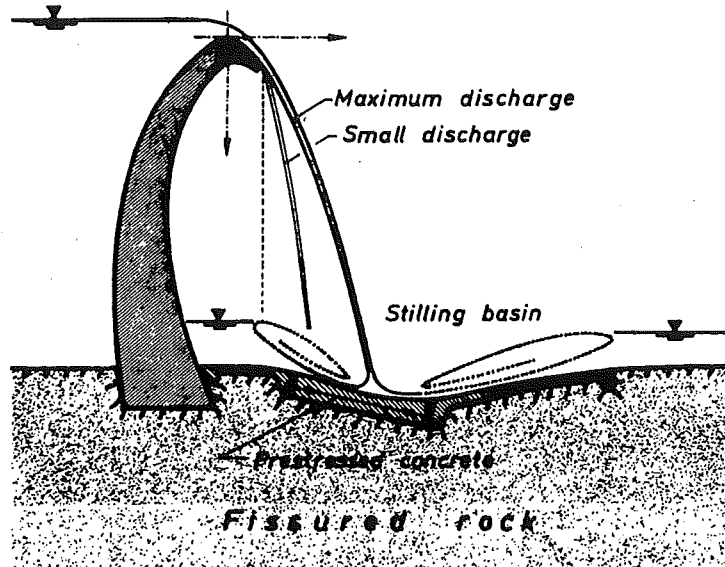
Figuur 8.16: Overlaat bij Buyo dam



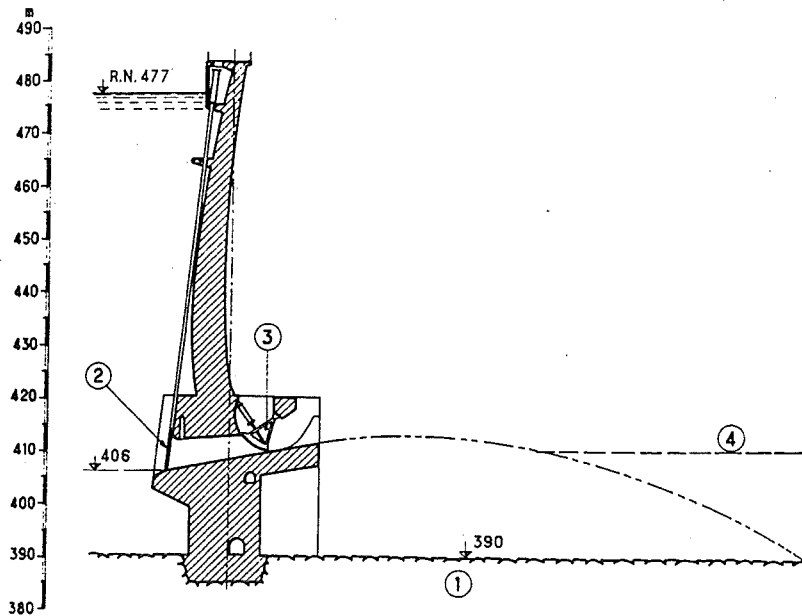
Figuur 8.17: Bodemerrosie bij de overlaat van de Kariba dam met, ingetekend, de woelbak die men (vroeger) had kunnen bouwen



Figuur 8.18



Figuur 8.19: Bodemaflaat bij Sainte Croix boogdam



- (1) Foundation rock.
 (2) Upstream gate, fixed roller type, 4 m × 7.90 m.
 (3) Downstream gate, radial type, 4 m × 4.50 m.
 (4) Water line for 1,100 m³/s discharge (2 sluices).

Bij het eerste ontwerp van de woelkom (dus voor dat men modelproeven doet) zal men vooral moeten letten op een (eventueel kunstmatig verhoogd) benedenstrooms waterpeil dat het schietende of vrij neervallende water een voldoende dik waterkussen geeft om zijn energie in kwijt te raken en over te gaan van schietend in stromend water. Na het passeren van de woelkom moet de overgebleven watersnelheid laag genoeg zijn om geen ongewenst diepe erosie van de rivierbodem (d.w.z. vorming van een tweede woelkom) ten gevolge te hebben.

De lengte van de woelkom wordt bepaald met de formule:

$$L = k \frac{h_1}{2} \left[\sqrt{1 + \frac{8v^2}{gh_1}} - 1 \right]$$

waarin:

L = lengte van de watersprong;
 v = intree snelheid woelbak;
 h_1, h_2 = hoogten in de watersprong;
 k = 5 à 6

Op de verdere hydraulische berekeningen die nodig zijn bij de vormgeving van een overlaat, wordt hier verder niet ingegaan. De boeken genoemd in de literatuurlijsten (par. 4.5 en 8.6) geven alle gewenste informatie.

8.4 Aflaatwerken en aftapwerken.

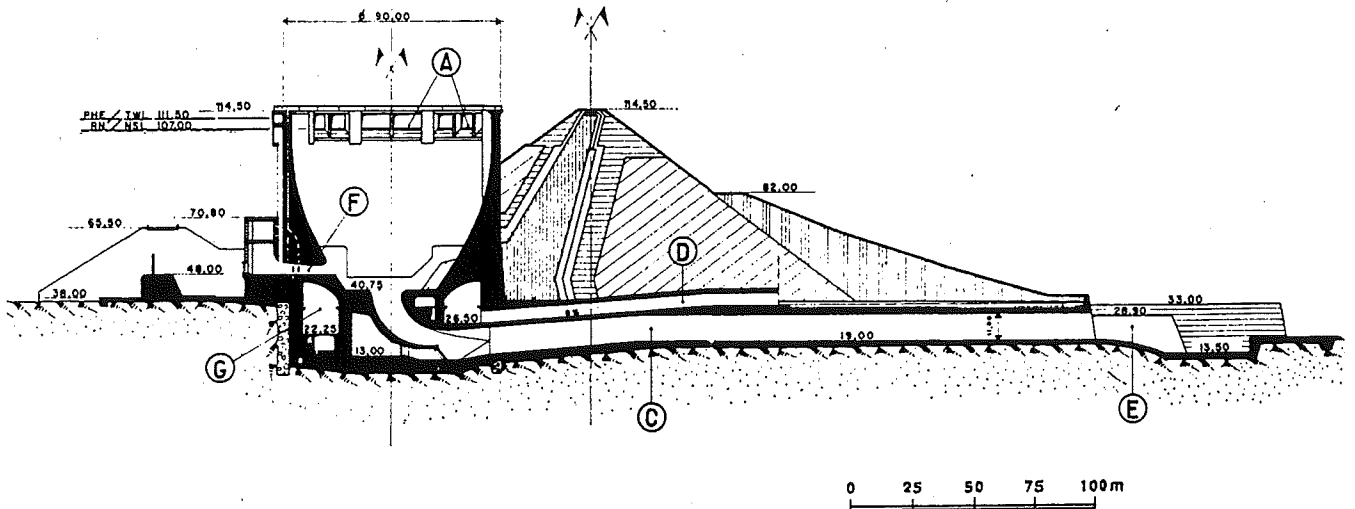
Bij aftapwerken moet men denken aan een kraan: men tapt de gewenste hoeveelheid water t.b.v. irrigatie of drinkwatervoorzieningen af uit het stuwmeer. De afgetapte hoeveelheid per uur, per dag is laag t.o.v. de totale reservoir inhoud. Bij aflaatwerken denkt men niet alleen aan "aftappen" maar ook aan het vertraagd spuien of aflaten van water of aan het aflaten van slib. Aflaatwerken kunnen dienen als reguleringsmiddel (tegen overstromingen), om inspectie van een reservoir mogelijk te maken of om de waterspiegel te verlagen voor reparatie werkzaamheden. Aflaatwerken met grote capaciteit kunnen worden gebruikt als overlaat voor algemeen of beperkt gebruik.

De functie van een aflaatwerk vereist een situering laag in de dam (Fig. 8.19). In veel gevallen is er dan ook sprake van een gesloten horizontale leiding die op de grondslag van de stuwdam is aangebracht. De stuwdam is dan een gronddam of rotsdam (Fig. 8.20). Bij een stuwdam in betonnen uitvoering heeft men meer vrijheid t.a.v. de plaatsing van de aflaatleiding.

Belangrijke onderdelen van een aflaatwerk zijn:

- inlaatwerk met afsluitorgaan en vuilrek (krooshek);
- aflaatleiding al dan niet voorzien van afsluiters;
- toegangsschacht met schuiven en hefwerktuigen;
- uitlaatwerk met afsluiters, woelkom, ontvangbed.

Figuur 8.20



Djatiluhur : coupe sur la tour et les galeries de fuite.

- (A) Seuil déversant de la tour.
- (C) Galeries de fuite.
- (D) Galerie d'accès.
- (E) Ouvrage de sortie des galeries de fuite.
- (F) Vanne d'irrigation.
- (G) Usine.

Djatiluhur : cross-section through tower and tailraces.

- (A) Tower freeflow sill.
- (C) Tailraces.
- (D) Access gallery.
- (E) Tailrace outlets.
- (F) Irrigation valve.
- (G) Powerhouse.

Ook hier is de vormgeving die wordt gekozen afhankelijk van een aantal factoren zoals:

- de hoeveelheid door te voeren water;
- de verwachte hoeveelheid drijvend, zwevend vuil;
- het wisselende waterpeil in het stuwmeer in relatie tot de gewenste aftap (hoeveelheid, kwaliteit, tijdstip);
- de noodzaak of wens tot het spuien van slib;
- de aanwezigheid van rolstenen;
- de gewenste fijnregeling van de afvoer;
- de optredende waterdrukken;
- de hoeveelheid te vernietigen energie;
- de (on)mogelijkheid het bovenstroomse inlaatwerk periodiek droog te zetten voor reparaties of onderhoud.

Belangrijk is dat de ontwerper zonder vooroordeel te werk gaat en zich goed afvraagt wat hij wil alvorens hij gaat ontwerpen. Een speciaal punt van zorg is de mogelijkheid van lekken langs de aflaatleiding. Deze lek kan ontstaan door slechte verdichting van grond rond de leiding, ongelijkmatige zettingen, lekken in de leiding, maar ook door trillingsverschijnselen. Om de kans op calamiteiten t.g.v. lekken in de leiding zo klein mogelijk te maken past men de toegangsschacht toe met afsluitmiddelen. Het gevaar voor lekken is dan beperkt tot de bovenstroomse zijde van de dam.

Bij aflaatwerken is meer nog dan bij overlaten een goed doordenken van het ontwerp en de uitvoering vereist: de meeste onderdelen zijn namelijk na inbedrijfstelling onbereikbaar geworden voor reparaties.

8.5 Ontwerpafvoer en veiligheid

In hoofdstuk 5, par. 5.3 werd beschreven welke factoren in acht worden genomen bij de bepaling van de ontwerpafvoer. Welke factoren hierbij het zwaarst wegen, is afhankelijk van de plaatselijke situatie.

Om voor een bepaald project de veiligheid vast te stellen, gaat men te werk als hierna uiteen wordt gezet.

Men evalueert de volgende parameters:

- (a) de grootte klasse van de dam;
- (b) de mate van risico waaraan men is blootgesteld bij bezwijken van de dam;
- (c) de aanbevolen ontwerpafvoer als functie van de PMF;
- (d) de toetsingsafvoer die wordt gebruikt bij het evalueren van de veiligheid van de dam;
- (e) de waakhoogte.

In het kort volgt hier nu een toelichting op het gebruik van deze parameters.

In het kort volgt hier nu een toelichting op het gebruik van deze parameters.

ad (a): Grootte van de dam

grootte klasse van de dam:	maximale kerende hoogte h in m:
klein	$5 < h < 12$
middel hoog	$12 \leq h < 30$
hoog	$h \geq 30 \text{ m}$

ad (b): Mate van risico bij bezwijken

mate van risico bij bezwijken van de dam	gevaar voor verlies van mensenlevens	gevaar voor economische schade
laag	geen	minimaal
significant	minder dan 10 doden	significant
hoog	meer dan 10 doden	groot

ad (c) en (d):

De ontwerpafvoer RDF (recommended design flood) omschrijft men als de afvoer*) die een aanbevolen retourperiode heeft met een bijbehorende hoogste overschrijding van het stuwpeil. Deze ontwerp afvoer met bijbehorende waking vormt de basis voor ontwerp van dam en overlaat.

De toetsings afvoer SEF (safety evaluation flood) is de instrumende afvoer die bij stroming door stuwmeer en overlaat belangrijke schade aan het stuwdamcomplex en omgeving zal aanbrengen maar niet tot bezwijken van dam leidt.

Combinatie van a, b, c, en d leidt dan tot de volgende tabel:

Tabel 8.1: Minimaal aanbevolen Waarden van retourperiode voor RDF en SEF als functie van damgrootte en risico van bezwijken:

afvoer	grootte klasse van de dam	mate van risico bij bezwijken		
		laag	significant	hoog
RDF	klein	20-50 jr.	100 j.	100j.
SEF		0.2 PMF	0.5 PMF	0.7 PMF
RDF	middelhoog	100 j.	100 j.	200 j.
SEF		0.5 PMF	0.7 PMF	1.0 PMF
RDF	hoog	200 j.	200 j.	200 j.
SEF		0.7 PMF	1.0 PMF	1.1 PMF

*) Om₃ misverstanden te voorkomen: dit is dus niet een debiet (m³/s) maar het volume van een hoogwatergolf.

ad (e): Waking

Een belangrijke rol bij dit alles speelt de waking. Internationaal maakt men onderscheid tussen "dry freeboard" en "wet freeboard".

Dry freeboard is de waking die overblijft na waterstandsverhoging t.g.v. de ontwerp afvoer (RDF) en bij volledig functioneren van de overlaat.

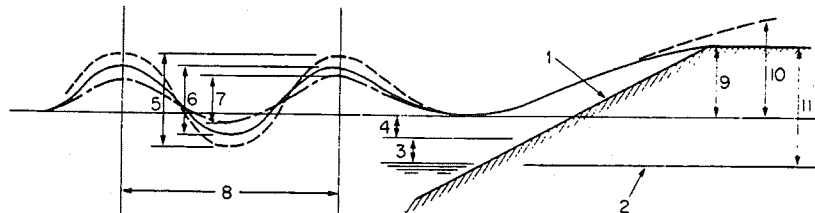
Wet freeboard is de waking tussen stuwpeil en het maximale peil t.g.v. waterstandsverhoging tijdens de ontwerp afvoer (RDF) (3 in Fig. 8.21).

Bepaling van de dry freeboard dient dan weer te geschieden door toetsing van een aantal combinaties van afvoer, opwaaiing, golven, translatiegolven en aardbevings golven.

Het bovenstaande is niet meer dan een stel algemeen toegepaste regels voor het ontwerp van een overlaat en het toetsen van de veiligheid. Als men een uitgekend ontwerp voor een overlaat wil maken kan men bij voorbeeld gebruik maken van de zgn. "zero incremental impact approach".

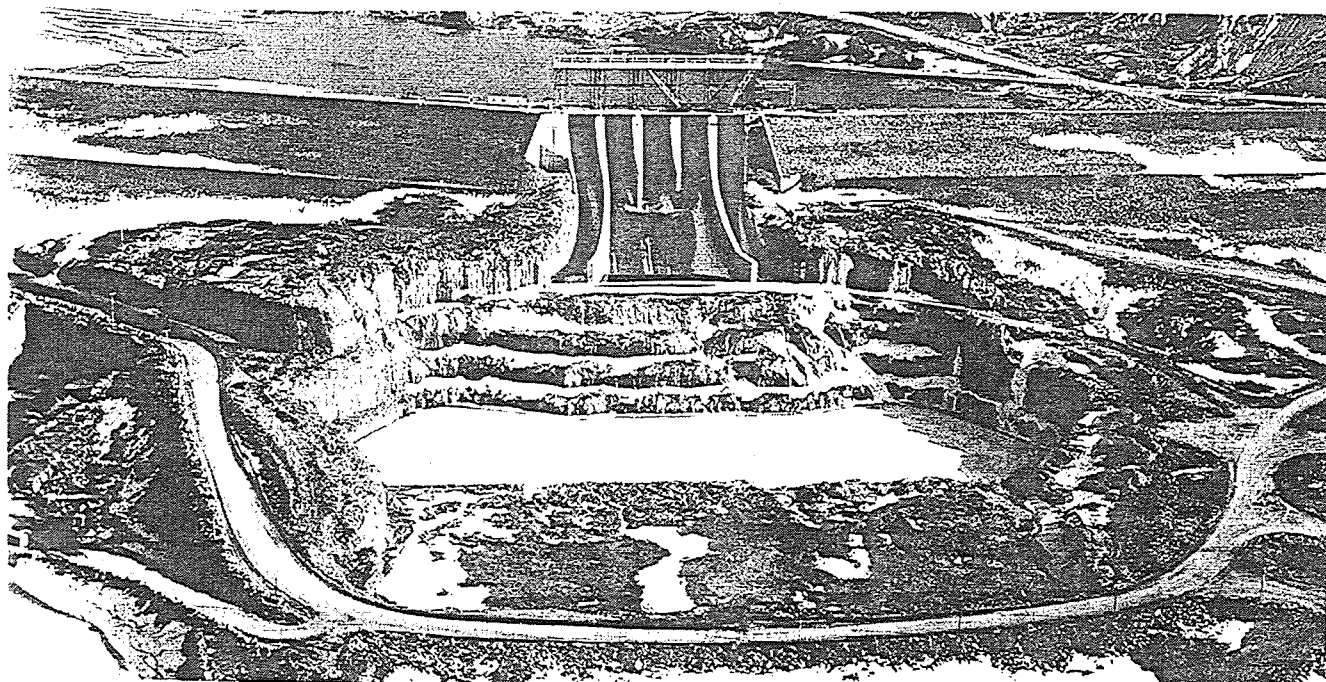
De vraag is echter of de Nederlandse ontwerper na enige aanpassing van de probabilistische ontwerp technieken toegepast bij de stormvloedkering in de Oosterschelde niet over betere methoden beschikt om tot een technisch en economisch verantwoord overlaat ontwerp te komen.

Figuur 8.21: Waking bij een stuwdam



- | | |
|---|------------------------------------|
| 1 - Embankment slope | 7 - Significant wave height, H_s |
| 2 - Still water level (full supply level) | 8 - Wave length |
| 3 - Flood surcharge | 9 - Run-up by Design Wave |
| 4 - Wind set-up plus seiche effect | 10 - Run-up by Maximum Wave |
| 5 - Maximum wave height | 11 - Freeboard |
| 6 - Design wave height | |
| | 1.0 H_s for rip rap design |
| | 1.25 H_s for freeboard |

Figuur 8.22: Overlaat en woelkom bij La Grande (Canada)



8.6 Literatuur

Algemeen

- [8.1] Criteria and practices utilized in determining the required capacity of spillways, USCOLD 1970.
- [8.2] "De La Grande Rivière Hydroelectric Complex, Phase One Development", Canada 1988, Société d'Énergie de la Baie James.
- [8.3] Interim guidelines on safety in relation to floods, SANCOLD 1986.

Voorts het eerder genoemde "Design of Small Dams" [4.3] en "Design of Gravity dams" [4.7].

Water Power and Dam Construction

- [8.4] A.C. Quintela, "Flow aeration to prevent cavitation erosion", January 1980.
- [8.5] V.N. Kulkarni ed. al., "Ski jump spillway for India's Ukai Dam", September 1981.
- [8.6] R.N.L. de S. Pinto ed.al., "Aeration at high velocity flows", February-March 1982.
- [8.7] H.T. Falvey, "Predicting cavitation in tunnel spillways", August 1982.

- [8.8] L. Eccher ed.al., "Spillway aeration of the San Roque Project", September 1982.
- [8.9] W.S. Hamilton, "Preventing cavitation damage to hydraulic structures", November-December 1983, January 1984.
- [8.10] E.T. Engels ed.al., "Design and operation of a fuse plug spillway in Swaziland", June 1985.
- [8.11] A. Alvares Ribeiro, "Concrete pillars and triaxially prestressed anchorages for large radial gates", August 1987.
- [8.12] D. Vischer, "Recent developments in spillway design", January 1988.
- [8.13] W.H. Hager, "Discharge characteristics of gated standard spillways", January 1988.
- [8.13a] WPDC. N.L. de S. Pinto, "Designing aerators for high velocity flow", July 1989.

Proceedings ICOLD

Ninth Congress, 1967 (Istanbul), Vol. II (Q-33).

- [8.14] R-6 Prof. Dr. H. Press, "The dimensioning of relief and discharge Towers".
- [8.15] R-19 A. Alveira Ribeiro ed.al., "Erosion in concrete and rock due to spillway discharges".

Eleventh Congress, 1973 (Madrid), Vol. II (Q-41).

- [8.16] R-3 F. Hartung ed.al., "Scours, stilling basins and downstream protection under free overfall jets at dams".
- [8.17] R-5 M.G. Budweg ed.al., "Combined spillway-intake dams with submerged medium head power station".
- [8.18] R-21 Y. Suzuki, "Design of a chute spillway on top of a hydro power station...".
- [8.19] R-38 A. Alveira Ribeiro ed.al., "Bed protection downstream of a big dam founded in alluvia".
- [8.20] R-41 M. Th. Radu ed.al., "Optimisation des évacuateurs d'un grand barrage en terre.....".
- [8.21] R-43 A. Carvalho Xerez ed.al., "Evacuation de crues dans les barrages à voûtes multiples".

Thirteenth Congress, 1979 (New Delhi), Vol. III (Q-50)

- [8.22] R-5 M. Mouelhi ed.al., "Evacuateur de crue du barrage de Sidi Saad".
- [8.23] R7/R8 L. Aubin ed.al., "Les évacuateurs de crue des aménagements LG1, LG2, LG3".
- [8.24] R-13 J. Lowe III ed.al., "Some experiences with high velocity flow at Tarbela Dam Project".
- [8.25] R-38 J. Post, "Quelques problemes particuliers posés par les déversoirs à grande capacité....".
- [8.26] R-61 Groupe de travail du Comité Français, "Ouvrages d'évacuation de grande capacité.

Technical Bulletins ICOLD

- no. 48 a (1984.86) River control during dam construction.
- no. 49 a (1984.86) Operation of hydraulic structures of dams.
- no. 58 (1987) Spillways for dams.
- no. 61 (1988) Dam design criteria - Philosophy of choice.
- no. 67 (1989) Sedimentation control of reservoirs.



9. STUWDAMMEN VAN LOSKORRELIG MATERIAAL

9.1 Algemeen

Als water moet worden opgeslagen met de bedoeling het later gereguleerd af te voeren t.b.v. energie-opwekking, irrigatie, scheepvaart e.d. zal een dal of riviervallei worden afgesloten (dalafsluiting) door middel van een dam. Men spreekt dan, afhankelijk van de vorm, van een stuwdam of stuwmuur.

Als een betrekkelijk lage dam in een rivier wordt geplaatst t.b.v. wateronttrekking of omleiding spreekt men van een vaste stuw of stuwdrempel. Bij dammen in de mond van rivieren en estuaria tenslotte spreekt men van afsluitdammen.

In dit hoofdstuk wordt uitsluitend gesproken over stuwdammen. Stuwdammen zullen in staat moeten zijn:

- water op stuwpeil hoogte te keren voor onbeperkte tijd;
- water op maximaal berekend peil te keren gedurende korte tijd;
- plotselinge snelle peilwisselingen te weerstaan;
- incidentele zware belastingen (zoals t.g.v. aardbevingen) te weerstaan.

Men maakt onderscheid tussen overstroombare en niet-overstroombare dammen. Overstroombare dammen zijn in feite overlaten en worden dan ook doorgaans van beton gebouwd.

Niet-overstroombare dammen zijn niet ontworpen om overstroomd te kunnen worden. Dit geeft meer mogelijkheden bij materiaal keuze maar stelt tevens hoge eisen aan reservoir beheer en hydrologische gegevens en berekeningen.

In het Internationale (ICOLD) spraakgebruik spreekt men van een kleine dam ("small dam") bij een hoogte van minder dan 15 m. Men noemt dus een dam groot ("large dam") als zijn hoogte tussen laagste punt van de fundering en kruin tenminste 15 m bedraagt. Als er echter sprake is van een lange dam (kruinlengte, langer dan 500 m) of een groot stuwmeer (inhoud meer dan 1 hm^3), een maximaal debiet van tenminste $2.000 \text{ m}^3/\text{s}$, moeilijke funderingsproblemen of een ongebruikelijk ontwerp dan spreekt men bij meer dan 10 m hoogte ook al van een grote dam.

De meest gangbare indeling van dammen is die op basis van bouw materiaal: grond, breuksteen (rots) of beton. Bij elke "soort" dam onderscheidt men dan weer verschillende typen.

a. Gronddam:

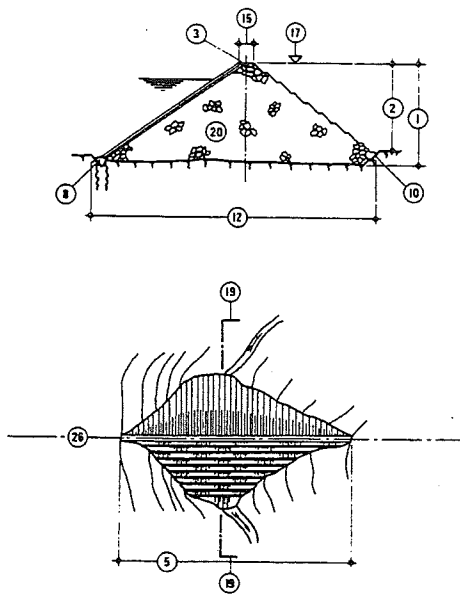
- de laagsgewijze opgebouwde dam
- de opgespoten dam (vroeger ook wel genoemd: gespoelde dam)

Het eerste type kan dan weer:

- homogeen zijn
- of - uit verschillende materialen zijn opgebouwd
- of - een relatief dunne ondoorlatende kern bezitten.

De gronddam fungeert nooit zelf als overlaat. De overlaat is ergens anders gesitueerd (b.v. op het landhoofd) of er loopt een afvoerleiding over de fundering door de gronddam. (Fig 8.20).

- b. Rotsdam (is dam van gestorte steen) (Fig. 9.1)
Men past dit type dam toe als er wel veel rots maar weinig grond (zand, klei, silt) ter beschikking is en de ondergrond niet te zettingsgevoelig is.



Figuur 9.1

- c. Betondam of stuwmuur

Bij de huidige stand van de techniek zal men alleen nog betondammen bouwen als de typen ad (a) en (b) niet in aanmerking komen. Enerzijds vereist een betondam doorgaans een rotsfundering maar anderzijds kan de combinatie stuwdam-overlaat-inlaatwerk voor een wkw goedkoper zijn bij uitvoering in beton dan een andere oplossing met functie-splitsing. De verschillende gangbare types worden behandeld in Hoofdstuk 10.

De keuze van het type dam is eerst en vooral een zaak van bouwkosten. Daarnaast kunnen andere overwegingen een rol spelen zoals:

- onzekerheid t.a.v. de fundering;
- de noodzaak het aflaten van water via de dam te doen plaatsvinden;
- slechte bereikbaarheid van de bouwplaats;
- beschikbare uitvoeringstijd;
- lengte van de werkbare periode;
- klimaat.

Bij het ontwerp van grond- en rotsdammen zijn twee punten van groot belang:

- de geologie en funderings eigenschappen van de ondergrond;
- de beschikbare bouwmaterialen.

De geologie wordt hier verder niet behandeld. In de volgende drie paragrafen van dit hoofdstuk worden achtereenvolgens behandeld:

- onderzoek van fundering en beschikbare bouwmaterialen;
- ontwerp van gronddammen;
- ontwerp van rotsdammen.

9.2 Onderzoek van fundering en beschikbare bouwmaterialen

Dit onderzoek is een combinatie van veldonderzoek, bureaustudie en laboratoriumonderzoek.

De mogelijke plaats van de dam wordt in eerste instantie vastgesteld op basis van topografie en oppervlaktegeologie. Dit kan resulteren in één of meer potentiële bouwlocaties. De verkenning geschiedt door de geotechnicus en de ingenieursgeoloog. Voor men het veld ingaat, zal men alle beschikbare gegevens moeten verzamelen en bestuderen.

De verkenning wordt vastgelegd in een rapport met schetsen.

In een volgende fase, de haalbaarheidsstudie, zal men wellicht overgaan op nader onderzoek van één of meer favoriete bouwlocaties d.m.v. boringen, sonderingen, seismisch onderzoek. Het woord "wellicht" wordt hier gebruikt omdat de kosten van een dergelijk onderzoek hoog kunnen zijn en men zal dan ook proberen zo'n grondonderzoek in een later stadium te verrichten. Een en ander hangt uiteraard af van de grootte van de dam (hoog of laag, lang of kort), de omvang van het studiebudget, de aard van de ondergrond en de kennis die men al heeft verkregen via derden.

Belangrijk is dat alle verkregen kennis zorgvuldig wordt vastgelegd voor later gebruik door achtereenvolgens ontwerper, aannemer en beheerder.

Het onderzoek naar beschikbare bouwmaterialen gaat samen met het funderingsonderzoek. Immers, enerzijds kan het zijn dat ontgravingen t.pl.v. de dam t.b.v. de woelkom voor de overlaat en wkw reeds veel geschikt bouw materiaal opleveren, terwijl, anderszijds, bij de uiteindelijke keuze van een bouwlocatie de beschikbaarheid van goed bouw materiaal de doorslag kan geven. Tenslotte is de aard van het veld- en laboratorium onderzoek bij fundering en bouwmaterialen dezelfde.

Het onderzoek naar beschikbaar bouw materiaal begint evenals bij het funderingsonderzoek met een verkenning en loopt in een aantal stappen uit op een volledig grondonderzoek t.b.v. het gedetailleerd ontwerp. Een belangrijk facet is de schatting van de beschikbare hoeveelheid van een grondsoort met bepaalde eigenschappen alsmede zijn winbaarheid. Bij dit laatste moet men denken aan: toegangswegen, grondwaterspiegel, vochtigheidsgraad, landschappelijke waarde, milieu effecten, afstand tot bouwlocatie, onteigenings- of ontgrondingskosten.

Zelfs bij een groot aantal boringen en hieruit volgende verticale laagdoorsneden om de 150 m zal men toch, afhankelijk van benodigde hoeveelheid, een veiligheidsfactor nemen t.a.v. de benodigde hoeveelheid van $1\frac{1}{2}$ à 10. Dat wil zeggen dat de berekende beschikbare hoeveelheid in het veld zelfs bij grondig onderzoek altijd nog $1\frac{1}{2}$ maal zo groot moet zijn als de benodigde hoeveelheid op basis van de ontwerptekeningen.

Naast typisch grondonderzoek t.b.v. het bouw materiaal grond in een grond dam is er het onderzoek naar gesteenten t.b.v.:

- rots in een rotsdam;
- stortsteen (rip rap) op een talud;
- toeslag materiaal voor beton;
- filters en stortebedden.

De beschikbaarheid van gesteente voor gestorte steen in rotsdammen of stortsteen op taluds is belangrijk voor het ontwerp en de beschikbare hoeveelheid moet dan ook zo nauwkeurig mogelijk worden vastgesteld.

Bij beschikbare gegevens van derden moet men vooral denken aan topografische, geologische, bodem- en geo-hydrologische kaarten. Daarnaast kunnen satelliet foto's en luchtfoto's tesamen met remote sensing technieken inzicht verschaffen.

Bij de beschrijving van grond maakt men internationaal gebruik van de "unified soil classification system". (Fig. 9.2).

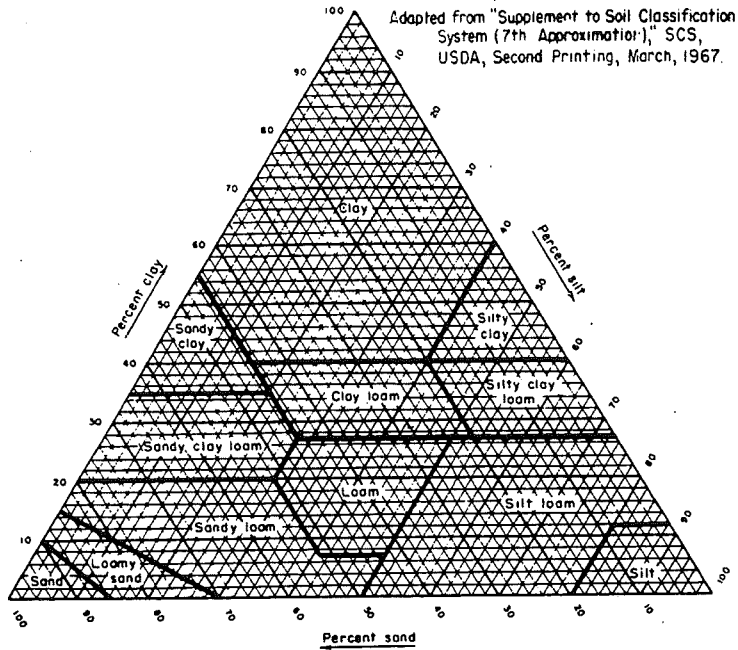
Bij het onderzoek voor kleine dammen is doorgaans geen geld voor (duur) laboratorium onderzoek en men maakt dan gebruik van gemiddelde waarden die in het verleden op basis van veel (1500) monsters zijn vastgesteld (zie tabel 9.1). Steeds zijn de gemiddelde waarde en de 90% betrouwbaarheids-grenzen aangegeven.

De beschrijving van gesteenten zal men doorgaans aan de geoloog overlaten. De damontwerper is vooral geïnteresseerd in de volgende eigenschappen van gesteenten:

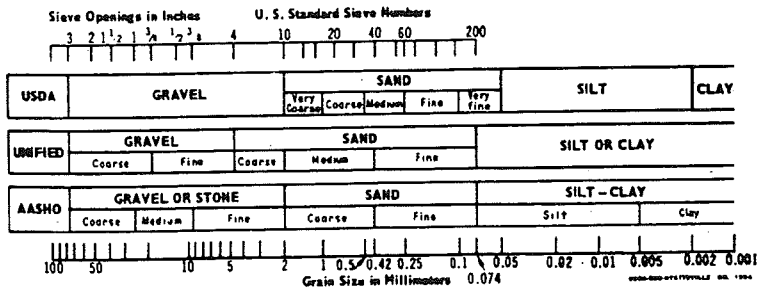
- duurzaamheid, zoals die blijkt uit de snelheid waarmee onder invloed van fysieke belasting, chemische invloeden, zonlicht, water en temperatuurswisselingen, de rots uiteindelijk uit elkaar valt tot grond;
- de mate van gelaagdheid;
- volumieke massa, poreusheid, sterkte, hardheid, taaiheid.

Een zware steensoort is b.v. basalt ($\rho = 2900 - 3200$). Andere dichte gesteenten zijn graniet, leisteen, marmer en sommige kalksteen soorten ($\rho = 2500 - 2800$). In het algemeen gesproken zijn de sterkste gesteenten het dichtst en de zwakste het meest poreus. Het meest duurzaam zijn stollingsgesteenten, kwartsiet en gneiss.

Op de methoden die worden gevolgd bij het veldonderzoek, het vastleggen van gegevens, monsternamen, proeven in het veld en in het laboratorium wordt hier verder niet op ingegaan. Men zie hiervoor b.v. [4.3].



COMPARISON OF PARTICLE-SIZE SCALES



Figuur 9.2: Indeling van grondsoorten (U.S. Soil Conservation service)

Soil classification group	Proctor compaction		Void ratio, e_v	Permeability, k , feet per year	Compressibility		Shearing strength		
	Maximum dry density in pounds per cubic foot	Optimum water content, percent			@ 20 p.s.i., percent	@ 50 p.s.i., percent	C_c p.s.i.	C_{at} p.s.i.	$\tan \phi$
GW	>119	<13.3	(*)	27,000±13,000	<1.4	(*)	(*)	(*)	>0.79
GP	>110	<12.4	(*)	64,000±34,000	<0.8	(*)	(*)	(*)	>0.74
GM	>114	<14.5	(*)	>0.3	<1.2	<3.0	(*)	(*)	>0.67
GC	>115	<14.7	(*)	>0.3	<1.2	<2.4	(*)	(*)	>0.60
SW	119±5	13.3±2.5	0.37±*	(*)	1.4±*	(*)	5.7±0.6	(*)	0.79±0.02
SP	110±2	12.4±1.0	0.50±0.03	>15.0	0.8±0.3	(*)	3.3±0.9	(*)	0.74±0.02
SM	114±1	14.5±0.4	0.48±0.02	7.5±4.8	1.2±0.1	3.0±0.4	7.4±0.9	2.9±1.0	0.67±0.02
SM-SC	119±1	12.8±0.5	0.41±0.02	0.8±0.6	1.4±0.3	2.9±1.0	7.3±3.1	2.1±0.8	0.66±0.07
SC	115±1	14.7±0.4	0.48±0.01	0.3±0.2	1.2±0.2	2.4±0.5	10.9±2.2	1.6±0.9	0.60±0.07
ML	103±1	19.2±0.7	0.63±0.02	0.59±0.23	1.5±0.2	2.6±0.3	9.7±1.6	1.3±*	0.62±0.04
ML-CL	109±2	16.8±0.7	0.54±0.03	0.13±0.07	1.0±0.2	2.2±0.0	9.2±2.4	3.2±*	0.62±0.06
CL	108±1	17.3±0.3	0.66±0.01	0.08±0.03	1.4±0.2	2.6±0.4	12.6±1.5	1.9±0.3	0.54±0.04
OL	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)
MH	82±4	36.3±3.2	1.15±0.12	0.16±0.10	2.0±1.2	3.8±0.8	10.5±4.3	2.9±1.3	0.47±0.05
CH	94±2	25.5±1.2	0.60±0.04	0.05±0.05	2.6±1.3	3.9±1.5	14.9±4.9	1.6±0.86	0.35±0.09
OH	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)

The ± entry indicates 90 percent confidence limits of the average value. * Denotes insufficient data, > is greater than, < is less than.

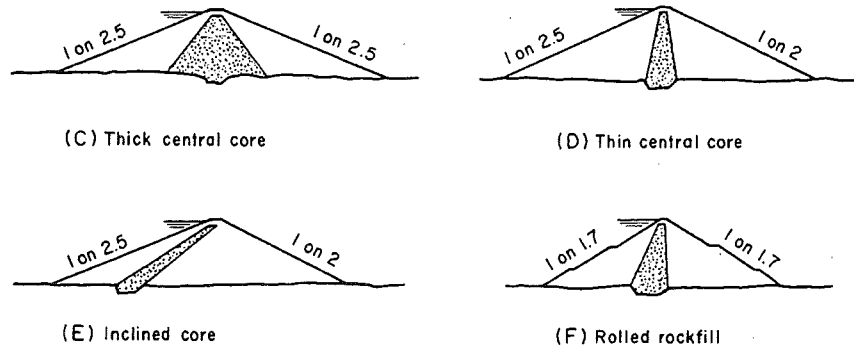
Tabel 9.1: Gemiddelde waarden voor grondeigenschappen

9.3 Ontwerp van gronddammen

9.3.1 Algemeen

In deze colleges wordt alleen de gronddam behandeld die laagsgewijze wordt opgebouwd met behulp van groot rijdend materieel zoals scrapers, bulldozers, graders, trilwalsen, dus d.m.v. droog grondverzet. Zoals reeds in paragraaf 9.1 (a) werd gesteld zijn er drie types.

Bij het type met ondoorlatende kern gaat het om een damlichaam dat uit doorlatend loskorrelig materiaal (zand, grint) bestaat. De ondoorlatende kern keert het water. De plaats van die kern in het damlichaam varieert terwijl ook het kernmateriaal kan variëren van een dunne bitumineuze zone tot een dikke (brede) klei kern (Fig. 9.3).



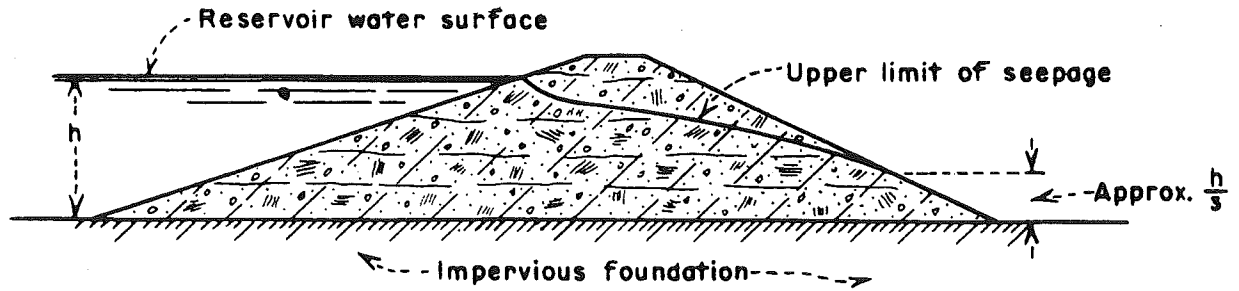
Figuur 9.3

De plaatsing van een ondoorlatende zone in de kern van de dam betekent betere bescherming van die zone maar ook noodzaak van zorgvuldige uitvoering en van overgangslagen (filter) tussen kern en grofkorrelige zones. Bij een ondoorlatende kleilaag op het talud dient de, relatief dunne, laag te worden beschermd tegen erosie, doorgroei door planten,, golfaanval, uitdroging e.d. De controle bij uitvoering en na ingebruikstelling is echter veel eenvoudiger dan bij een opgesloten kern.

Het homogene type bestaat uit één soort materiaal (excl. de talud bekleding). Het type vertoont alle kenmerken van de oude Nederlandse kleidijk langs rivieren, zoals:

- flauwe taluds;
- uittredend drainagewater aan de benedenstroomse zijde.

Als men goede drainage maatregelen neemt, is dit type volmaakt acceptabel. (Fig. 9.4).

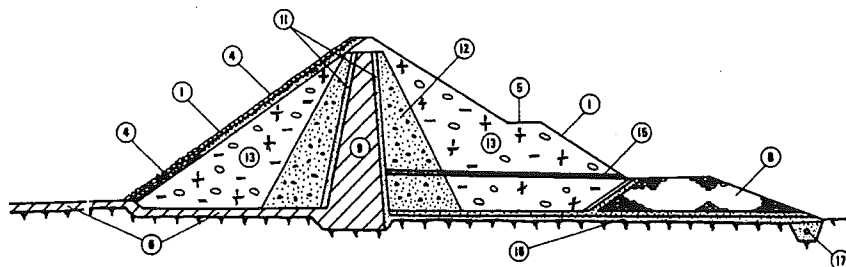


Figuur 9.4

Bij het samengestelde type is er sprake van een centrale ondoorlatende kern die wordt geflankeerd door grondlichamen van verschillende samenstelling die in elk geval meer doorlatend zijn dan de kern. Deze lichamen beschermen, steunen, omsluiten enerzijds de kern en hebben anderszijds elk een eigen functie:

- de bovenstroomse grondmassa blijft stabiel bij snelle peilverlaging in het stuwmeer;
- de benedenstroomse grondmassa dient als drain en steun van de waterkerende kern.

Dit type is de meest gewenste van de drie genoemde, omdat het goedkoper is in uitvoering (o.a. t.g.v. steilere taluds) (Fig. 9.5).



Figuur 9.5

9.3.2 Ontwerpcriteria

Een gronddam moet veilig zijn zowel tijdens uitvoering als daarna. Daartoe moet hij voldoen aan de volgende eisen:

- hoog genoeg zijn om overstroming te voorkomen tijdens de ontwerp afvoer;
- taluds moeten stabiel zijn onder alle omstandigheden;
- geen ontoelaatbaar hoge spanningen op de funderingsgrondslag uitoefenen;
- grondwaterstroming ("lek") door dam en ondergrond moet geen interne erosie ten gevolge hebben en binnen toelaatbare grenzen blijven (hoeveelheid lekwater);

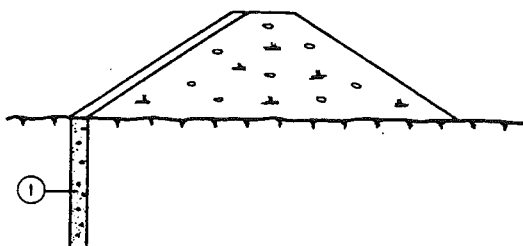
- bestand zijn tegen overslaande golven;
- bovenstrooms talud beschermd zijn tegen golfaanval; kruin en benedenstrooms talud tegen erosie door wind en regen.

9.3.3 Ontwerp van de fundering

De fundering als zodanig ontwerpt men niet. Wel is de studie en eventuele behandeling (verbetering) onderdeel van het ontwerpproces.

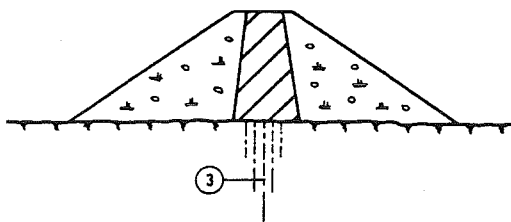
De fundering (a) moet de dam kunnen dragen onder alle omstandigheden en (b) bestand zijn tegen grondwaterstroming. Men onderscheidt fundering op (i) rots, (ii) grofkorrelig materiaal (zand, grint), (iii) fijn korrelig materiaal (silt, klei). Bij een dam door een riviervallei (dalafsluiting) kunnen alle drie voorkomen. Grof materiaal zal doorgaans doorlatend zijn. Ondoorlatend materiaal is niet altijd sterk genoeg. In beide gevallen past men grondverbetering (d.w.z. injectie) toe. Men zal in alle gevallen de humuslaag verwijderen.

Indien mogelijk graaft men de grond weg tot op de vaste rots. Wanneer geen waterdicht scherm of wand wordt toegepast, wordt in elk geval een inkassing toegepast als verbinding van damlichaam met funderingsgrondslag (Fig. 9.6).



Figuur 9.6

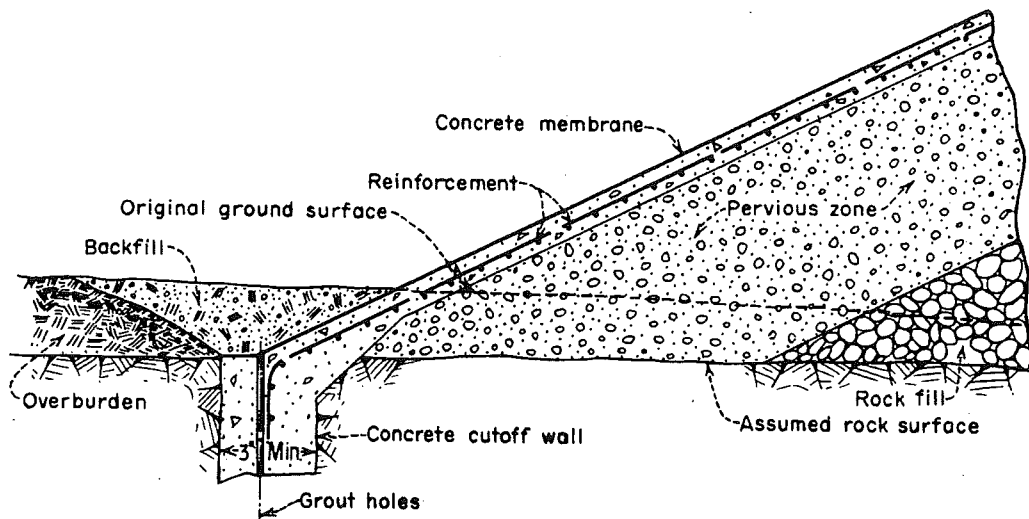
Bij funderen op rots is doorgaans belasting niet het probleem. Doorlatendheid kan echter wel excessief zijn, leidend tot "piping" zowel in fundering en damlichaam wat weer waterverlies en opdrijvende krachten ten gevolge heeft. Men past dan injectie toe met een vloeibaar afsluitend middel (b.v. cementlijm met een w/c factor van 0,10 tot 1,25). Vuistregel is om dan te injecteren tot een diepte gelijk aan het stuwmeerpeil boven het injectiepunt. Het injecteren gebeurt met één rij injectiegaten op afstanden van 3-5 m. Men spreekt van een injectiescherm (Fig. 9.7).



Figuur 9.7

Als de dam een brede breukzone kruist of een zone met gebroken rots zal men over het betrokken oppervlak injecties tot geringe diepte (zeg 3 - 10 m) toepassen. Men spreekt dan van een injectiedeken.

Soms is de bovenste laag rots zo verveerd dat eerst een betonnen injectie sloof moet worden gemaakt d.m.v. een met beton volgestorte inkassing in de rots (zeg 1 - 2,5 m diep en 1 m breed) (Fig. 9.8).



Figuur 9.8: Betonnen inkassing als sloof voor injectiescherm

Het injecteren van rots gebeurt met speciale apparatuur door in dit werk gespecialiseerde firma's.

Het waterdicht maken van zand en grint funderingen kan in principe op velerlei wijze geschieden: inkassing, damwand, diepwand, injecteren van alluviumlagen, maar ook: bovenstroomse horizontale afdichtende lagen.

Inkassingen (sleuven) worden gegraven met sleufgravers of draglines en daarna gevuld met ondoorlatend materiaal dat op dezelfde wijze wordt verdicht als het materiaal van het damlichaam.

De inkassing moet aansluiten op de ondoorlatende kern of bekleding. Meestal ligt die inkassing bovenstrooms van de as van de dam. Naar de landhoofden toe, komt de inkassing meer in de damas te liggen.

Inkassingen bij kleine dammen hebben een breedte die gelijk is aan $h-d$ waarin h = waterhoogte in stuwmeer, d = diepte van inkassing onder het maaiveld.

Een minimum maat voor h is 6 m i.v.m. toegankelijkheid voor grondverzet- en verdichtingsmaterieel.

Bij voorkeur zet men de inkassing door tot de rots. Als dat niet mogelijk is, beëindigt men de inkassing bij een slecht doorlatende of ondoorlatende laag. Men mag dit echter alleen doen als dankzij voldoende grondonderzoek is aangetoond dat deze laag doorloopt.

Stalen damwand wordt betrekkelijk weinig toegepast. Het is duur en vooral in grint of rolsteenformaties is de dichtheid dubieus. Zelfs onder de meest gunstige omstandigheden is damwand maar voor 80% of 90% waterdicht.

De diepwand is gebaseerd op het principe van elkaar overlappende in-situ gestorte betonpalen. Bij een diameter van 30 cm is een lengte bereikbaar van 18 m.

In natte omstandigheden of bij diepe afdichtingssleuven in zachte grond maakt men ook wel gebruik van bentoniet¹⁾ dat dan in feite alleen de functie heeft het inkalven van de sleuf na ontgraven te voorkomen. De sleuf wordt daarna gevuld met een ondoorlatend materiaal of met de uitkomende sleufgrond maar nu doordrenkt met bentoniet.

Het injecteren van grind/zand funderings materiaal is veel geprobeerd (met cement, asfalt, klei en diverse chemicaliën). Echter, alleen in die gevallen waarin het injectiemengsel aansluit op de korrelverdeling is succes mogelijk. Chemische injectiemengsels zijn uitstekend te gebruiken maar duur. Men heeft op sommige locaties wel combinaties toegepast van, bijvoorbeeld, de buitenste schermen met klei, cement of klei-cement injecteren en het centrale scherm met chemicaliën.

Bovenstroomse horizontale afdichtingslagen worden gemaakt van klei. Als er van nature al zo'n klei afdichting aanwezig is, moeten hieruit alle plantenwortels worden verwijderd en de gaten gedicht. Berekening geschiedt m.b.v. de wet van Darcy.

Al zijn de berekeningen nog zo goed gemaakt en is de uitvoering goed geweest toch is "piping" nooit geheel te vermijden bij een doorlatende ondergrond. Men zal aan de benedenstroomse zijde van de dam dan ook altijd een horizontaal drainage filter moeten aanbrengen of drukontlastings drains (Fig. 9.5).

Voor verdere constructieve details en berekeningen wordt naar de betrokken literatuur verwezen.

1) 1-deel bentoniet op 14 delen water.

9.3.4 Ontwerp van het damlichaam

De in paragraaf 9.3.2 genoemde ontwerpcriteria alsmede de beschikbare bouwmaterialen (klei, silt, zand, grint, bitumen, beton) leiden automatisch tot een aantal mogelijke trapeziumvormige dwarsdoorsneden voor de te bouwen stuwdam. Deze dwarsdoorsneden worden vervolgens geanalyseerd op stabiliteit van de taluds onder statische en dynamische (aardbevingen) condities, en bij de berekende grondwaterstroming door het damlichaam.

De wijze van analyseren wijkt in principe niet af van die gebruikelijk is in de grondmechanica bij waterkeringen. Alleen de waarden die verschillende parameters bij stuwdammen kunnen aannemen, zijn veelal verschillend van die men gewoonlijk bij dijken of afsluitdammen in Nederland aantreft.

De aanwezige bouwmaterialen (uit ontgravingen, uit het rivierbed of uit de vallei) bepalen veelal of men een homogene of samengestelde dwarsdoorsnede zal voorstellen. De samengestelde dam heeft daarbij het voordeel dat elders in het project vrijkomende grond kan worden gebruikt door een aangepaste opzet van het ontwerp en de uitvoeringswijze (tijdstip waarop de grond beschikbaar moet zijn).

Afhankelijk van beschikbaar materiaal en ontwerpbelastingen kunnen bovenstroomse taluds variëren tussen 1:2 en 1:4 (meestal 1:2½, 1:3). Bij zware golfaanval en/of snelle stuwpeil verlaging zal het talud flauw zijn.

Taluds aan de benedenstroomse zijde zijn 1:2 bij de doorlatende zone en 1:2½ bij een ondoorlatend damlichaam. Bij een samengestelde dam wordt de ondoorlatende kern, bestaand uit een relatief dunne waterkerende zone, gecombineerd met een dikke (brede) doorlatende zone of grondmassief.

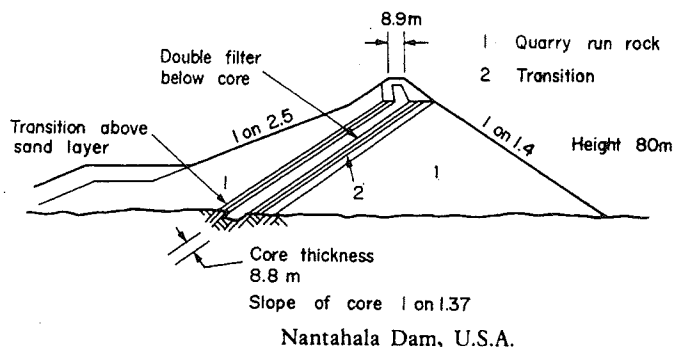
In principe kan die kern bestaan uit klei, bitumen, beton of staal.

De functie van kering van de volledige waterdruk t.g.v. het peil van het stuwmeer houdt in dat de uitvoering zeer zorgvuldig moet zijn en bijvoorbeeld zettingen niet in staat mogen zijn de keringsfunctie aan te tasten.

Men past dunne kernen alleen toe:

- als er weinig ondoorlatend materiaal ter beschikking is;
- in vochtige klimatologische omstandigheden;
- bij een kort bouwseizoen;
- als ontwerp en uitvoering onder toezicht staan van een ervaren damontwerper.

Bij een samengestelde dam zal men overgangslagen (zand, fijn grint) toepassen bij overgaan van bijvoorbeeld klei kern naar stortsteen. Zo'n overgangslaag is bijvoorbeeld 2,5 tot 3,5 m breed i.v.m. het grondverzet materieel. Dunne overgangslagen (tot 1 m) ontwerpt men als filters (Fig. 9.9).



Figuur 9.9

Voor de verschillende factoren die een rol spelen bij het ontwerp van de damkruin, de waking, de taludbekleding en de oppervlakte drainage wordt naar de betrokken literatuur verwezen. Behalve de aansluiting van de dam op de fundering is er ook die op de dalwanden. Die laatste aansluiting kan een probleem zijn bij steile dalwanden en een hoge dam die aan zetting onderhevig is. In veel gevallen in het verleden is men er toe over gegaan om dan de aansluiting te doen plaatsvinden in trappen of door de dalwand een flauwere helling te geven.

9.4 Ontwerp van rotsdammen

Dammen die volledig of bijna volledig worden opgebouwd uit rotsblokken, d.w.z. uit keien, rolsteen, breuksteen of gesprongen rots noemt men rotsdammen.

Men past ze toe:

- als grote hoeveelheden stortsteen ter beschikking zijn b.v. door ontgravingen t.b.v. het project;
- als grond als bouw materiaal moeilijk verkrijgbaar is of eerst moet worden verbeterd tegen hoge kosten;
- als het seizoen voor bouw werkzaamheden kort is;
- als een uitgesproken nat seizoen de aanleg van grondwerken belemmert;
- als de dam later moet worden verhoogd;
- als de dam tijdens de bouw moet kunnen overstromen en doorstromen¹⁾.

Een ondoorlatend vlies dient als waterkering. Dit kan zowel in de dam als op het bovenstroomse talud worden geplaatst. Zoals bij gronddammen kan dit vlies bestaan uit klei, beton, staal, bitumen, asfaltbeton of, bij lage dammen, uit hout.

1) De stabiliteit van het benedenstroomse talud kan dan bijvoorbeeld worden gehandhaafd d.m.v. een netwerk van wapeningsstaal.

Het vlies bepaalt of men spreekt van een dam met centrale kern, van een hellende kern of van een bovenstroomse afdichting. Uiteraard heeft elke oplossing zijn voor- en nadelen en de keuze hangt ook hier weer af van het soort vlies dat men toepast, het bouw materiaal en de funderingscondities.

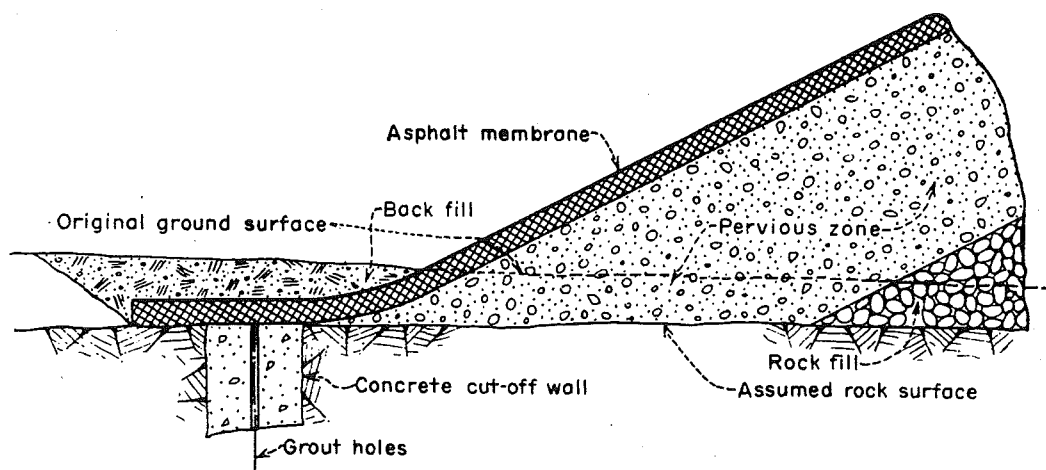
Bij centrale kernen verdient een verticaal geplaatste kleikern de voorkeur.

De fundering bij een rotsdam kan bestaan uit vaste rots, fluviatiele grintlagen of verweerde rots. In de laatste gevallen moet er echter een doorgaande waterkering (kleikern, injectiescherm) worden geconstrueerd tot op de vaste rots. De verbetering van de fundering d.m.v. injecties kan ook nodig zijn om zettingen te beperken. Materiaal dat vanuit scheuren of breuken kan eroderen en neerslaan in de stortsteen moet met filters worden afgedekt of worden verwijderd en door beton worden vervangen.

Meestal gebruikt men cement injecties om onderloopsheid van de waterkering te voorkomen. Ook worden de doorlatende zones bovenstrooms van de waterkering afgedekt met een ondoorlatend materiaal.

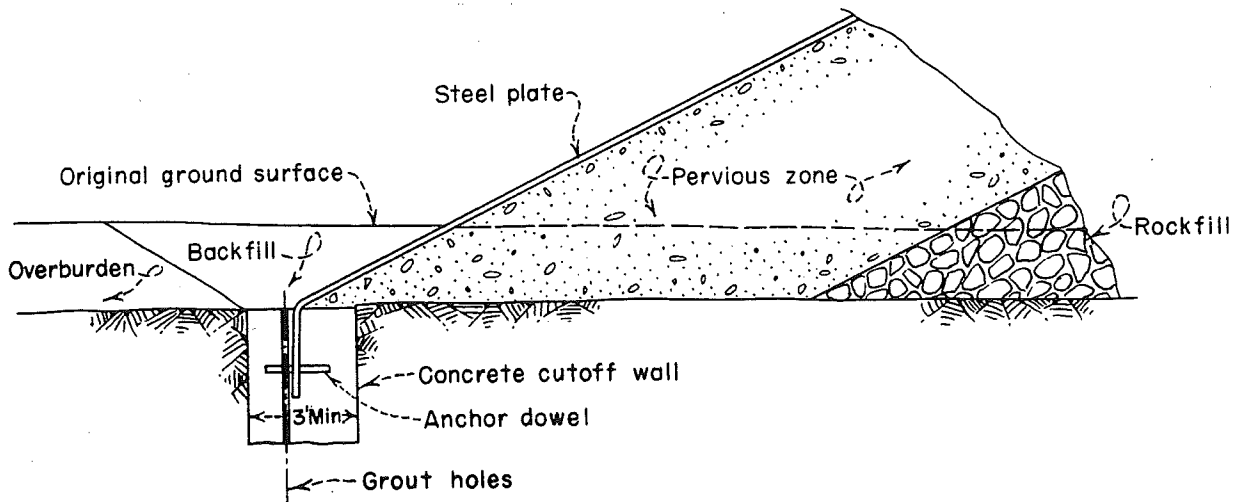
Enige principe details zijn op de figuren 9.10 - 9.12 aangegeven. Opvallend is de algemene toepassing van betonnen inkassingen als overgangselement tussen het waterkerende vlies en de fundering.

Als stortsteen komt vrijwel elke steensoort in aanmerking. Men compenseert kwaliteitsgebreken door plaatsing in dunne lagen en goede verdichting. Dat betekent echter niet dat elk gesteente kan worden gebruikt.

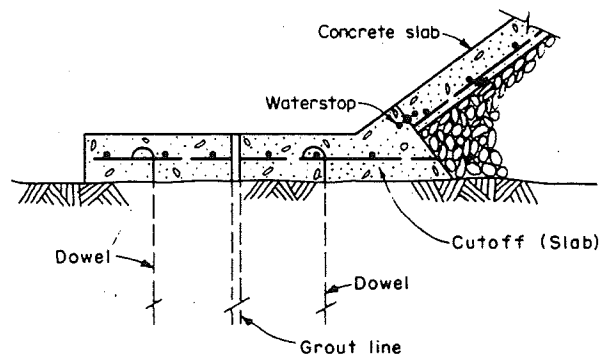


Figuur 9.10: Detail aansluiting asfaltvlies - betonnen kwelscherm bij rotsdam

Laboratoriumonderzoek zal moeten uitwijzen wat de weerstand tegen afslijting is, hoe de rots zich gedraagt tijdens afwisselend vriezen en dooien en tijdens triaxiaal proeven. Als men er m.b.v. laboratorium onderzoek niet uitkomt, kan men trachten het gewenste inzicht te krijgen d.m.v. proefstortingen. Op deze wijze bepaalt men dan de verschillen in gedrag van verschillende soorten stortsteen, het type verdichtingsmaterieel, de wijze van verdichting (b.v. aantal cycli), de laagdikte.



Figuur 9.11: Detail van staal plaat aansluiting op betonnen kwelscherm

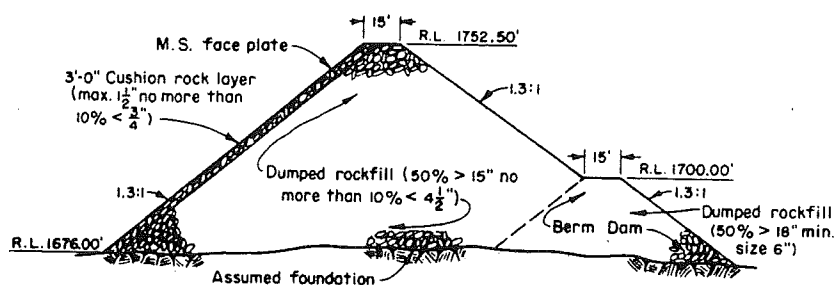


Figuur 9.12: Detail aansluiting betonnen talusbekleding op injectiescherm

Taluds zijn bij recente ontwerpen minder steil dan vroeger, zij variëren tussen 1:1,3 en 1:1,7 (bovenstrooms) als het waterkerende vlies op het bovenstroomse talud is geplaatst, met natuurlijk talud benedenstrooms. Als de waterkerende kern in de dam is geplaatst variëren de taluds tussen 1:2 en 1:4 zowel aan bovenstroomse als benedenstroomse zijde.

Als men beschikt over verschillende stortsteen kwaliteiten (en deze kan scheiden) kan bijvoorbeeld een damprofiel tot stand komen als afgebeeld in Fig 9.13.

Het probleem bij stortsteen dammen blijft altijd de gradering van het materiaal. Meestal specificeert men een gradering tussen ruime grenzen om dure en tijdrovende selectie van gesteenten in de groeve te voorkomen.



Figuur 9.13: Typische doorsnede van een rotsdam met waterdichte talusbekleding

Bij een waterdichte kern van klei in een stortsteendam gelden dezelfde regels als bij gronddammen: het materiaal moet worden geplaatst bij een optimale vochtigheidsgraad in dunne 15-30 cm dikke lagen. Filterzones moeten worden toegepast en de plasticiteitsindex van het materiaal moet zodanig zijn dat vervormingen niet tot scheuren leiden.

De kern mag nergens rusten tegen gescheurd gesteente. Diaklazen, scheuren, breuken moeten zorgvuldig worden schoongemaakt en gevuld worden met beton of geïnjecteerd.

Maximale hellingen in landhoofden e.d. zijn: 2:1.

De toepassing van spuitbeton, gewapend beton en asfaltbeton als waterdichte afdeklaag wordt hier verder niet behandeld. Het is essentieel dat de stortsteenlaag onmiddellijk onder de waterdichte afdeklaag goed draineert onder alle mogelijke omstandigheden; dit om opdrijvende krachten bij snelle waterstandsverlaging in het stuwmeer te voorkomen.

9.5 Literatuur

Algemeen

Naast de reeds genoemde "Design of small Dams" [4.3] en The Engineering of Large Dams [4.2] is kennis omtrent dammen van loskorrelig materiaal vooral te vinden in de proceedings and technical bulletins van ICOLD [4.4] en in WPDC [4.5]. Een samenvatting van ICOLD publicaties volgt hieronder:

Proceedings ICOLD (vanaf 1961)

Seventh Congress, 1961 (Rome):

- [9.1] Q-27 "Sealing of earth and rockfill dams with bitumen and other materials".

Eigth Congress, 1964, (Edinburgh):

- [9.2] Q-28 "Physical and mechanical properties of rock in-situ means of determining these properties and improving them..."
- [9.3] Q-29 "Results and interpretation of measurements made on large dams of all types including earthquake observations".
- [9.4] Q-31 "Design, methods of construction and performance of high rockfill dams (above or about 80 m)"
- Ninth Congress 1967 (Istanbul):
- [9.5] Q-32 "The safety of dams from the points of view of the foundations and the safety of reservoir banks".
- [9.6] Q-34 "The behaviour and deterioration of dams".
- [9.7] Q-35 "Dams in Earthquake zones or other unfavourable situations".
- Tenth Congress 1970 (Montreal):
- [9.8] Q-36 "Recent developments in the design and construction of earth and rockfill dams".
- [9.9] Q-37 "Recent developments in the design and construction of dams and reservoirs on deep alluvial, karstic or other unfavourable formations".
- Eleventh Congress 1973 (Madrid):
- [9.10] Q-42: "Impervious elements and slope protection on earth and rockfill dams".
- Twelfth Congress 1976 (Mexico City):
- [9.11] Q-44 "Problems associated with special types of fill dams".
- [9.12] Q-45 "Leakage investigations and drainage of dams and their foundations".
- Thirteenth Congress 1979 (New Delhi):
- [9.13] Q-48 "Interface problems of dams".
- [9.14] Q-49 "Deterioration or failures of dams".
- [9.15] Q-51 "Seismicity and aseismic design of dams".
- Fourteenth Congress 1982 (Rio de Janeiro)
- [9.16] Q-53 "Influence of geology and geotechnics on the design of dams".
- [9.17] Q-55 "Materials and construction methods for embankment dams and cofferdams".

Fifteenth Congress 1985 (Lausanne):

[9.18] Q-58 "Foundation treatment of seepage".

Sixteenth Congress 1988 (San Francisco):

[9.19] Q-61 "Embankment dams: Impervious elements other than clay cores".

ICOLD Technical Bulletins (vanaf 1969)

- [9.22] no. 32a (1977.82.88) Bituminous concrete facings for earth and rockfill dams.
- [9.23] no. 38 (1981) Use of thin membranes on fill dams.
- [9.24] no. 39 (1981) Upstream facing interface with foundations and abutments.
- [9.25] no. 42 (1982) Bituminous cores for earth and rockfill dams.
- [9.26] no. 43 (1982) Synthetic resins for facings of dams
- [9.27] no. 46 (1983) Seismicity and dam design.
- [9.28] no. 51 (1985) Filling materials for watertight cut off walls.
- [9.29] no. 52 (1986) Earthquake analysis for dams.
- [9.30] no. 53 (1986) Static analysis of embankment dams.
- [9.32] no. 54 (1986) Soil-cement for embankment dams.
- [9.33] no. 55 (1986) Geotextiles as filters and transitions in fill dams.
- [9.34] no. 56 (1986) Quality control for fill dams.

10 STUWDAMMEN (STUWMUREN) VAN BETON

10.1 Algemeen

In Hfst. 9 werd onder het hoofd "Algemeen" uiteengezet waarom een betondam alleen nog bij uitzondering wordt gebouwd. Die uitzonderingen waren de volgende:

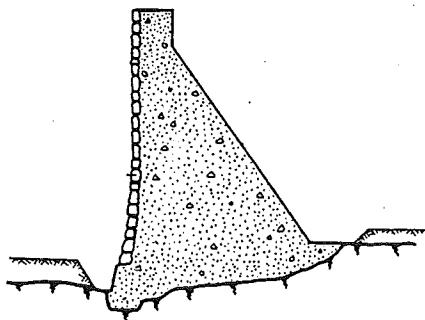
- Om kosten te sparen kan het de moeite waard zijn om twee of meer van de volgende elementen te combineren: waterkering (dalafsluiting), overlaat of doorlaat, waterinlaat, waterkrachtcentrale.
- Gebrek aan grond of aan rots van geschikte kwaliteit laat niet toe om een dam van grond of stortsteen te bouwen.

In beide gevallen moet de ondergrond (en bij een boogdam ook de dalwanden), zich natuurlijk wel lenen voor de fundering van een betondam.

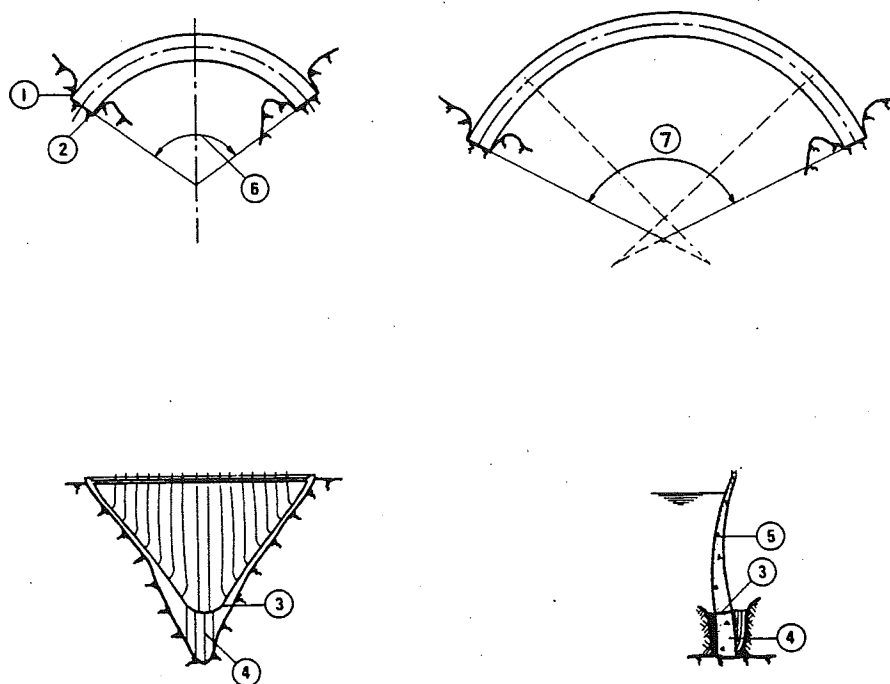
Afgezien van combinaties onderscheidt men drie basistypen bij betondammen:

- de gewichtsdam of -muur (Fig. 10.1);
- de boogdam of schaalstuw (Fig. 10.2);
- de steunbeerdam (Fig. 10.3).

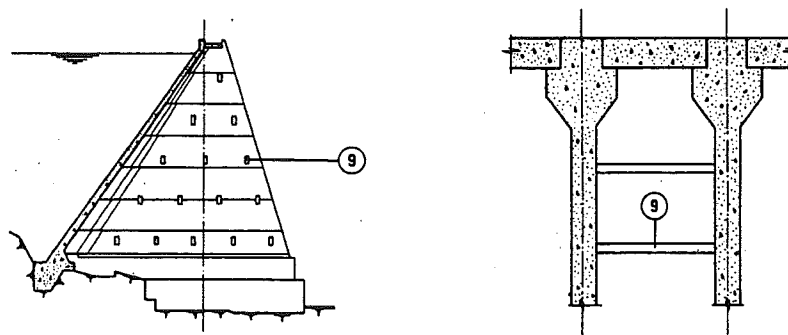
In het kort zullen deze drie typen worden behandeld (paragrafen 10.2 t/m 10.4) alsmede de meest voorkomende combinaties. Aan een zo belangrijk aspect als aardbevingen wordt hier geen aandacht besteed. Men wordt naar de literatuur verwezen (zie par. 10.5).



Figuur 10.1



Figuur 10.2



Figuur 10.3

10.2 Gewichtsdam

Gewichtsdammen (ook wel gewichtsmuren genoemd i.v.m. de vorm, vergelijk keermuur of kademuur) van metselwerk werden reeds duizenden jaren geleden gebouwd. De verwerkte hoeveelheden steen en het dwarsprofiel waren in eerste instantie gebaseerd op intuïtie en later op ervaring. Wonderlijk genoeg heeft het tot 1895 geduurd voor de eerste pogingen zijn ondernomen om het dwarsprofiel van gewichtsdammen technisch-wetenschappelijk te berekenen.

De problemen die men hierbij trachtte op te lossen betroffen vooral:

- opwaartse druk vanuit de (rots-)fundering;
- afschuiving in het horizontale vlak tussen dam en fundering;
- optredende interne spanningen in enigerlei punt van het dwarsprofiel.

Bij het ontwerp gaat men na of de dam niet kan kantelen om of afschuiven in welk horizontaal (in de dam) of willekeurig (funderings-)vlak dan ook.

De toelaatbare spanningen mogen nergens worden overschreden. Men bereikt dit laatste door een goede specificatie van de gewenste betonkwaliteit en door betondammen uitsluitend op rots van goede kwaliteit te funderen.

De belastingen op een dam zijn de volgende (Fig. 10.4):

Horizontaal

- bovenstrooms:
 - . hydrostatische druk - H_1 ;
 - . extra voor actieve gronddruk t.g.v. sedimentatie - H_2 ;
 - . ijsbelasting - H_3 ;
 - . golf belasting - H_4 ;
- benedenstrooms: hydrostatische druk - H_5 ;
- aardbevingskracht - H_6 , opgewekt in watermassa in reservoir;
- aardbevingskracht - H_7 , opgewekt in damlichaam.

Verticaal

- eigen gewicht - V_1 ;
- hydrostatische druk - V_2 (bij een hellend voorvlak);
- opwaartse waterdruk - V_3 ;
- aardbevingskracht - V_4 , opgewekt in damlichaam.

Door uitzetting of krimp van (a) damlichaam, (b) fundering of (c) dalwanden kunnen ook spanningen worden geïntroduceerd.

Voor berekening tegen afschuiving van de dam op de fundering heeft men een "glijd factor". gedefinieerd. Die factor is 0,65-0,75 voor normale belastingen 0,85 voor extreme belastingstoestanden. Men berekent de factor als het quotient van de totalen van horizontale en verticale belastingen. Meer algemeen definieert men een afschuiffactor die de weerstand tegen afschuiving aangeeft op enigerlei plaats in dam of in de fundering als volgt: $S.F.F. = \frac{V \operatorname{tg} \phi + C.A}{H}$

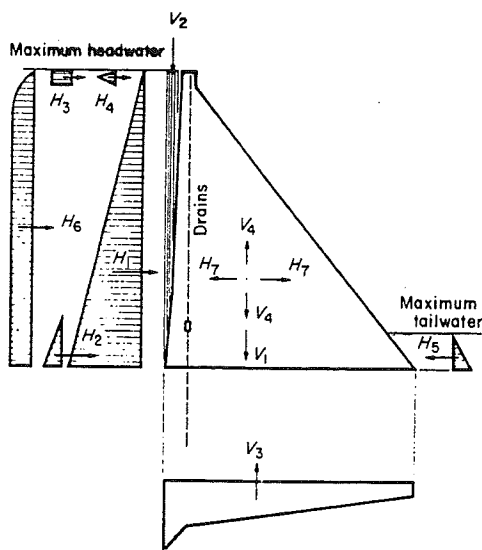
waarin: S.F.F. = afschuiffactor;
 V = totaal van verticale belastingen;
 A = oppervlak van het beschouwde vlak;
 H = totaal van horizontale belastingen;
 ϕ = hoek van inwendige wrijving;
 C = max. toelaatbare afschuifspanning van beton of rots

tg $\phi = 0.6$ tot 0.75 maar kan lager zijn bij voegen, in contactvlakken met de fundering of tussen lagen in het gesteente. De SFF moet tenminste 5 zijn bij normale belasting en 4 bij extreme belasting combinaties.

Zoals bekend uit de toegepaste mechanica moet de resultante van alle krachten binnen de '1/3 kern' blijven wil men trekspanningen in een vlak voorkomen. Voor extreme belasting combinaties wil men echter wel trekspanningen toelaten. De resulterende kracht moet dan wel binnen de '2/3 kern' blijven.

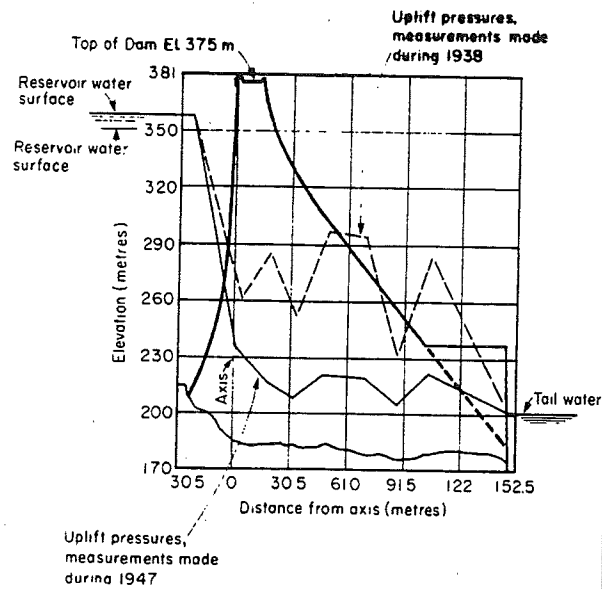
Figuur 10.4:

Belastingen op een gewichtsdam



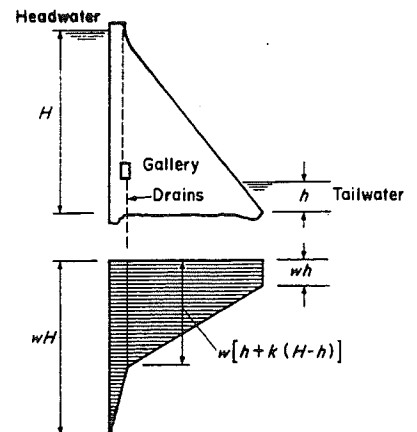
Figuur 10.5:

Opwaartse waterdruk in fundering van Hooverdam U.S.A.



(From Kenneth B. Keener, 'Uplift Pressures in Concrete Dams', *Trans. ASCE*,

Figuur 10.6: Opwaartse waterdruk bij een gewichtsdam



Opwaartse drukken vanuit de rots tegen de onderzijde van de dam zijn nooit nauwkeurig van te voren te berekenen, maar wel achteraf te meten (Fig.10.5). Berekening van de drukken met een vierkantennet is mogelijk bij een ondoorlatend damlichaam met een vlakke onderkant op een homogeen isotroop gesteente van onbeperkte lengte en diepte, een situatie die nooit voorkomt! Als men drainage toepast, kan die in de loop van de tijd geblokkeerd raken. Ook speelt een rol de wisseling in stuwmeerpeil.

De ervaring die men heeft opgedaan met meetcampagnes heeft geresulteerd in Fig. 10.6: De waarde van k hangt af van de doorlatendheid van het funderingsgesteente en de aanwezigheid hierin van scheuren en gelaagdheid.

Het verschil tussen $k = 0.25$ en $k = 1.00$ is 10% meer beton! Het is dus de moeite waard aandacht aan de drainage te besteden. Men ondervond dat kleine verticale drains verstopt kunnen raken. Dit leidde uiteindelijk via open verticale voegen in de dam tot de holle gewichtsdam waarbij de blokken onderling gescheiden worden door (tot 5 m) brede openingen.

Een overzicht van berekende en gemeten drukspanningen in een aantal dammen in de Verenigde Staten geeft Tabel 10.1. Als maximale toelaatbare hoofdspinning bij normale belasting wordt wel 7 MPa genomen.

Tabel 10.1: Berekende en gemeten spanningen in enige typerende betonnen gewichtsdammen in de V.S.

Project	Structural height (m)	Vert. comp. stress (MPa)			Average concrete strength at 1 year (MPa)
		Dead load	Dead plus live load	Measured	
John H. Kerr	43.9	0.96	0.87	—	22.4
Chief Joseph	70.1	1.45	1.17	—	16.8
Norris	80.8	1.60	1.26	2.07	47.5
Hiwassee	93.6	1.68	1.57	2.45	31.6
Pine Flat	131.1	2.96	2.03	—	25.7
Fontana	146.3	2.87	2.23	3.18	28.0
Shasta	183.5	3.26	3.71	3.10	40.5

Er bestaat een neiging om de cementhoeveelheid plaatselijk aan te passen aan de berekende spanningen (Fig. 10.7).

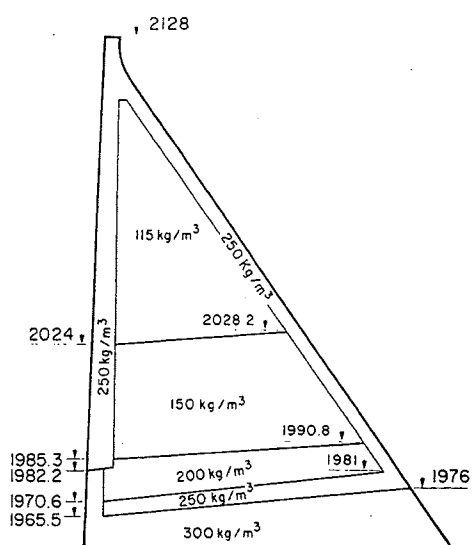
Toepassing van de elementenmethode op dwarsprofielen van dammen heeft aangetoond dat men abrupte wijzigingen in dwarsdoorsneden moet vermijden evenals betonmassa's nabij de kruin t.b.v. een weg op de dam (Fig. 10.8).

Gewichtsmuren worden opgebouwd uit blokken die meestal niet breder zijn (in de richting van de dam-as) dan 15 m. De vorm van de dalwanden houde men hierbij in het oog (Fig. 10.9).

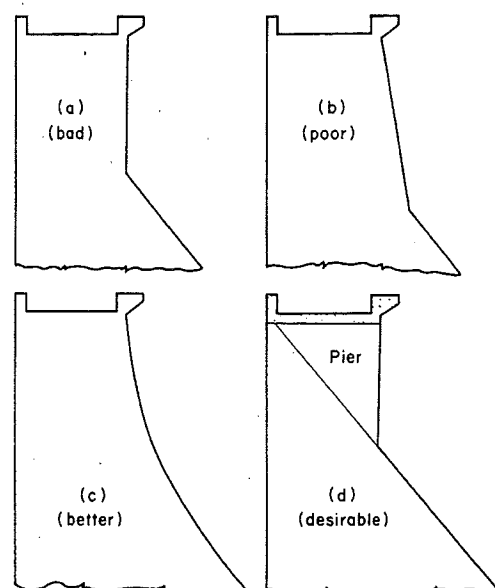
De (dwars)voegen tussen de blokken worden meestal geïnjecteerd met cement na afkoeling van de blokken. Men plaatst om de 15 m verticale metalen stops in de voegen om het injecteren te vergemakkelijken.

Niet alle ontwerpers zien dit stijf met elkaar verbinden van de blokken echter als een noodzaak: Sommige hoge dammen bestaan uit koud tegen elkaar geplaatste blokken zonder geïnjecteerde voegen of verspringende vlakken ter plaatse van de voeg.

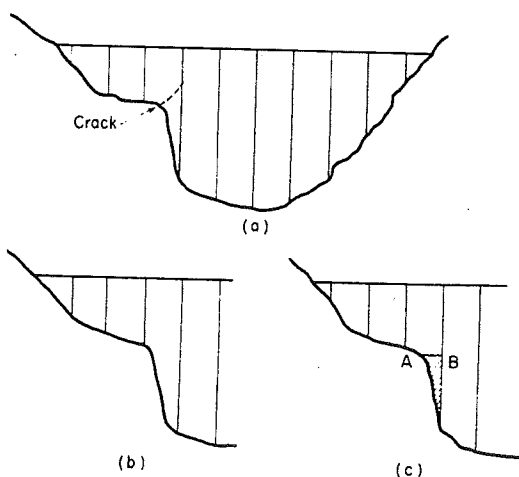
Figuur 10.7:
Cementgehaltes bij Alpe Gera Dam, Italië



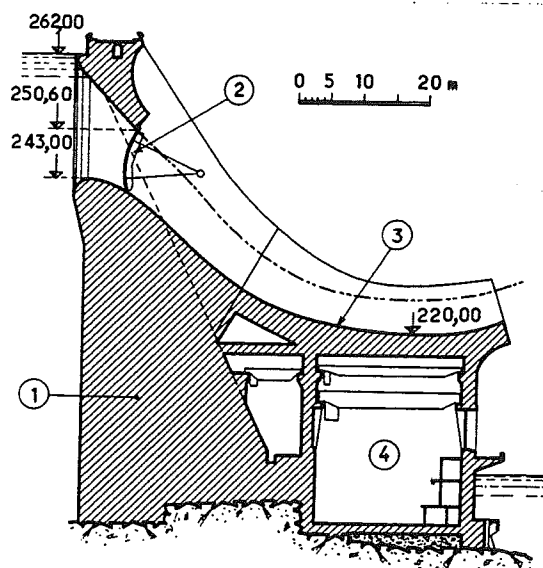
Figuur 10.8:
Slechte en goede oplossingen voor de kruin van gewichtsdammen



Figuur 10.9:
Plaats van de krimpvoegen



Figuur 10.10



Op dezelfde wijze heeft men verschillende meningen t.a.v. het nut van de voegen in lengterichting. In de V.S. vindt men verschillende hoge dammen zowel met als zonder deze voegen.

Drainage tunnels vindt men in praktisch alle gewichtsdammen. Afmetingen en plaats hangen af van het doel en de belangrijkheid van de dam. Ook moet de tunnel voor materieel toegankelijk zijn. Minimale afmetingen zijn: breedte 0,9-1,5 m, en hoogte 2,10 m. Uiteraard is de vorm belangrijk i.v.m. locale spanningen in de betonmassa. Een ronde of ovale vorm verdient de voorkeur maar is duur t.a.v. bekisting.

Tenslotte iets over de mogelijke andere functies die een gewichtsdam kan vervullen:

- overlaat
- krachtcentrale
- inlaat/doorlaat

Alle combinaties komen voor. Er is niets op tegen mits men zich tevoren de consequenties realiseert t.a.v. ontwerp en uitvoering. (Voorbeeld: Chastang, France, Fig. 10.10).

Mogelijke repercussies zijn:

- vertraging in gereedkomen dam doordat kruin van overlaat wapeningsstaal vereist en een goede afwerking met een beton van hoge kwaliteit;
- trillingen van de turbine, schuiven en van het dak van de centrale (bij overstromend water);
- gecompliceerde uitvoering van de dam door de combinatie met een centrale;
- het plaatsen van grote stalen leidingen in een dam is duur mede door het gevaar van verplaatsing tijdens of na beton storten.

10.3 Boogdammen

Een boogdam zou men in analogie met schaaldaken ook wel een schaalstuw (vergelijk dakstuw, vaste stuw, vizierstuw) kunnen noemen. Men beschouwt een dam gebouwd door de Byzantijnse keizer Justiman (A.D. 527-565) op de grens van het tegenwoordige Turkije en Syrie als de oudste aangetoonde boogdam. In de vroeger en late Middeleeuwen bouwde men enige boogdammen in Spanje en Italië. Het werd echter pas ernst in de 19e eeuw toen zowel in de USA (1832, 1884), Frankrijk (1854), Zuid Afrika (1898) als Australië (1896) boogdammen werden gebouwd van beton. Berekening gebeurde met behulp van de ketelformule. De Lake Cheeseman Dam (USA, 1900) is waarschijnlijk de eerste dam die werd berekend op basis van een methode met belastingverdeling.

Typerend voor de boogdammen die werden gebouwd tussen 1900 en 1930 waren:

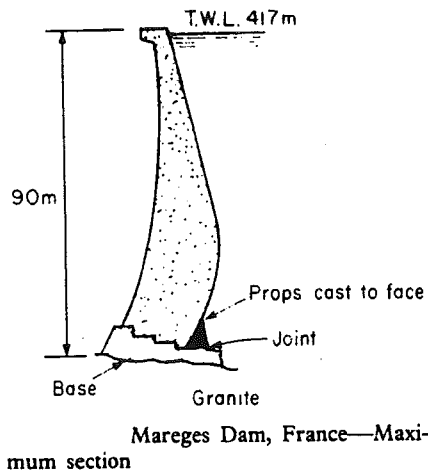
- de reeds genoemde toepassing van de ketelformule;
- gemiddelde drukspanningen in de boog van 2,5 tot 3 MPa;
- constante straal (hor).

Na 1930 is men onder invloed van de grote damontwerper Coyne de horizontale straal gaan variëren, heeft men de verticale kromming van de dam ingevoerd en is men de gemiddelde drukspanning in de boog tot 3-4 MPa op gaan voeren en soms zelfs tot 10 MPa. Coyne introduceerde ook de geringe inklemming van de dam in de fundering (Fig. 10.11).

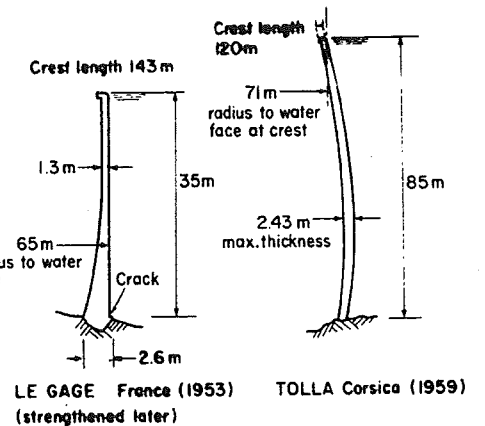
Zijn dunste 'schaalstuwen' (Fig. 10.12) zijn ongetwijfeld Le Gage en Tolla.

De mooiste 'schaalstuw' tot op heden gebouwd is volgens ontwerpers de Vaiont dam (hoogte 265,5 m, kruinlengte 190,5 m) (Fig. 10.13).

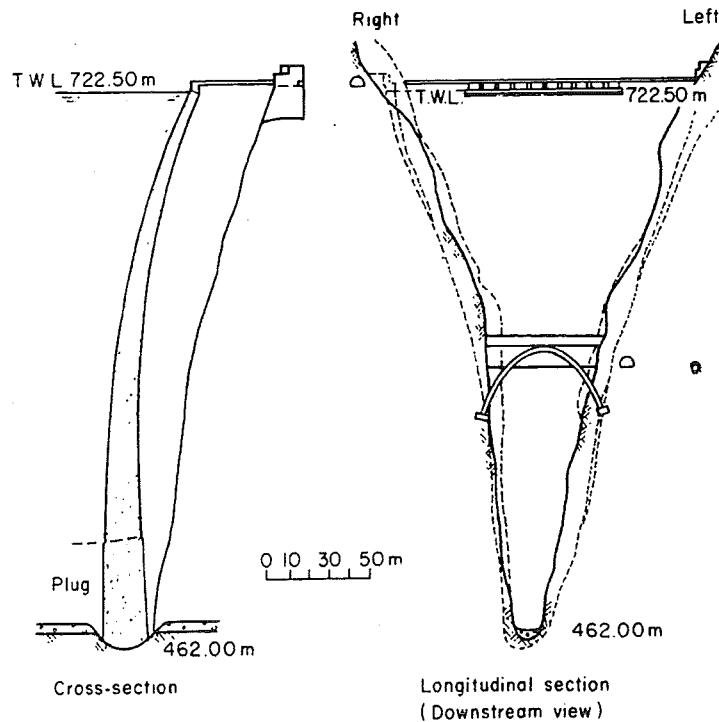
Figuur 10.11:



Figuur 10.12
Twee van de dunste gebouwde boogdammen



Figuur 10.13



Vaiont Dam, Italy—1946-1950

Aanvankelijk (voor 1900) berekende men een boogdam als een aantal los op elkaar gestapelde bogen. Omstreeks 1920 is men de berekening gaan zien als een driedimensionaal probleem van belastingverdeling. Met de introductie van de computer is het ontwerpen van een boogdam niet langer een zaak van sterk (over) schematiseren en eindeloos rekenwerk aan een (toch nog) beperkt aantal varianten.

Ook bij de moderne berekeningsmethoden zal men echter steeds moeten bedenken dat de verfijnde wiskundige analyse is gebaseerd op randvoorwaarden en veronderstellingen die niet overal en onder alle omstandigheden juist hoeven te zijn.

Deze veronderstellingen kunnen de volgende zijn:

- beton in de dam en rots in de fundering is homogeen en isotroop;
- de elasticiteitsmodulus van beton en de vervormingsmodulus van de fundering zijn hetzelfde voor zowel trek als druk;
- temperatuurspanningen en verlengingen zijn evenredig met temperatuursveranderingen;
- trekspanningen vallen weg door scheuren en alle belastingen worden dan opgenomen door druk- en schuifspanningen;
- de dam gedraagt zich als een monolith constructie

enz., enz.

In werkelijkheid is geen van deze veronderstellingen juist en de damontwerper moet dan ook nagaan of de werkelijkheid niet te veel van de veronderstellingen afwijkt.

Bij het ontwerp zijn de maatgevende parameters:

- schaalvorm;
- belastingen;
- mate van inklemming in fundering en dalwanden;
- eigenschappen van materialen in dam en fundering.

De belastingen zijn dezelfde als bij een gewichtsdam. Bij slanke boogdammen spelen echter vooral de temperatuursverschillen een grote rol bij de berekening. Over die berekeningen worden hierna slechts enkele summiere opmerkingen gemaakt.

Wapening wordt bij voorkeur niet toegepast in boogdammen maar is soms onvermijdelijk.

Men onderscheidt:

dunne boogdammen:	dikte < 0,2 van de hoogte
slanke boogdammen:	dikte tussen 0,2-0,3 van de hoogte
dikke boogdammen:	dikte > 0,3 van de hoogte
boog- gewichtsdammen:	dikte > 0,5 van de hoogte

Trekspanningen moeten zoveel mogelijk vermeden worden. Men laat wel toe 0,4-0,7 MPa en onder extreme omstandigheden 1,00 MPa. Tabel 10.2 geeft de toelaatbare spanningen meer in detail.

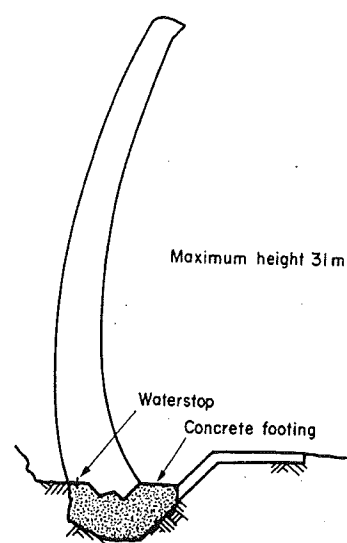
Tabel 10.2:

Boogdammen - toelaatbare spanningen

Stress	Allowable value
1. Maximum compression based on strength of concrete*	
—Normal loads	0.20 to 0.25 f_{91}
—Abnormal loads	0.30 f_{91}
2. Arch stresses	
Compression	
Without temperature loads	6 MPa
With temperature loads	7 MPa
Tension	
Without temperature loads	700 kPa
With temperature loads	1000 kPa
3. Cantilever stresses	
Compression	
Without temperature loads	6 MPa
With temperature loads	7 MPa
Tension— <i>Upstream face</i>	
Max. water level without temp.	700 kPa
Max. water level with temp.	1000 kPa
Reservoir empty without temp.	700 kPa
Reservoir empty with temp.	1000 kPa
Tension— <i>Downstream face</i>	
Max. water level without temp.	700 kPa
Max. water level with temp.	700 kPa
Reservoir empty without temp.	700 kPa
Reservoir empty with temp.	1000 kPa
Principal stress under maximum conditions—compression	
	8 MPa
Ratio of principal upstream tension to principal downstream compression	
	0.35
Sliding on foundation—tangent of the true angle between the resultant force and the normal to the surface	
	Shall not exceed 0.75
Shear-friction factor within foundations	
—Assuming a value for cohesion	Not less than 5
—Adopting measured values for cohesion and angle of shear	Not less than 4

* The strength of concrete for this purpose is usually the stress at failure of 150 × 300 mm cylinders at the age of 91 days, the concrete having been taken from the mixer, or after placement on the dam—and with all aggregate exceeding 37 mm wet-screened from the mix.

Figuur 10.14



Zlalibor Dam, Yugoslavia

Men geeft bij boogdammen dikwijls de verhouding tussen kruinlengte en damhoogte. Bij de meeste boogdammen is die verhouding 2,5 of kleiner en de bouwplaats is dan, afgezien van de geologische condities in elke geval geschikt voor een boogdam. Echter de genoemde verhouding kan ook hoger zijn (tot 10 toe).

Op de specifieke kenmerken waarop men moet letten bij fundering op rots, wordt nog nader teruggekomen (Hoofdstuk 11). Hier wordt alleen iets gezegd over de interactie tussen dam en rots. Belangrijk is de verhouding tussen de elasticiteitsmodulus E_c van beton en de vervormingsmodulus van de funderingsrots E_f . Als die verhouding 2 is of minder en constant over de lengte van de fundering is er weinig te vrezen. Als de verhouding 10 is of meer, komt de boogdam niet in aanmerking. Bij waarden tussen 2 en 10 zijn gedetailleerde studies van de rots noodzakelijk.

De cilindervorm is de meest eenvoudige schaalvorm bij een boogdam. Via andere vormen zoals die met constante en variabele middelpuntshoek kwam men tot de dubbel gekromde vorm (of cupola). Moderne computerprogramma's maken het mogelijk voor elk geval de meest economische vorm te analyseren. Hierbij moet men spanningen die optreden tijdens de verschillende uitvoeringsfasen niet vergeten.

Anders dan bij een gewichtsdam wordt bij een schaalstuw met dubbele kromming aangenomen dat de dam als een monolith werkt. Dit impliceert de noodzaak tot het injecteren van de krimpvoegen. Dit is niet gemakkelijk, aangezien men dan eerst de beton moet koelen om de voegen de minimale breedte van 0.7 mm te geven die vereist is voor het injecteren.

Een sokkel (of voetplaat) heeft de volgende functies:

- om verticale trekspanningen tegen te gaan bij de voet van de bovenstroomse zijde alsmede de gevolgen van scheuren waarin water binnendringt;
- om de belasting te verdelen voorzover nodig in verband met een slechte rotsfundering;
- om uit te kunnen gaan van een vaste schaalvorm bij de ontwerpen. (zie Fig.10.14).

Bij de berekeningen ging men tot voor kort algemeen uit van de 'trial load method of analysis'. De nauwkeurigheid van deze berekening is een directe functie van de hoeveelheid werk die men er in kan stoppen. Bij voor-studies maakt men een 'kruinoverstek' berekening.

Hierbij vergelijkt men de vervorming als gevolg van het overstek met die als gevolg van de boogwerking. Een gelijkmatig verdeelde radiale belasting wordt aangenomen en men verwaarloost afschuifkrachten en hoekverdraaiing. Een dergelijke eenvoudige berekening mag men echter alleen toepassen bij kleine dammen en dammen in nauwe kloven.

De trial load method geeft resultaten die goed overeen komen met die van modelproeven.

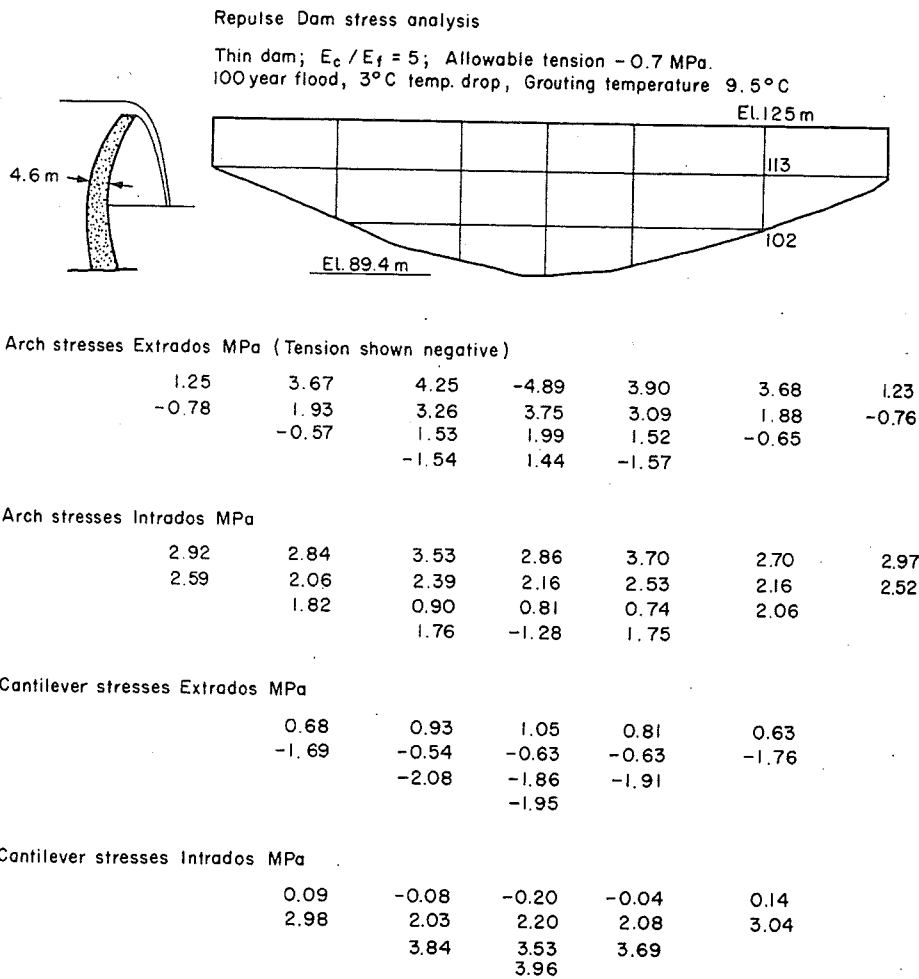
Er is heden ten dage een tendens om de eindige elementen methode te gebruiken voor de berekening. Er is nog niet aangetoond dat het 'nuttiger' is deze te gebruiken dan de 'bewezen' trial load method.

Aan de literatuur [4.2] zijn de uitkomsten ontleend van Fig. 10.15 en Fig. 10.16 waarbij voor dezelfde bouwlocatie een 'dunne' en een 'dikke' boogdam werd geanalyseerd.

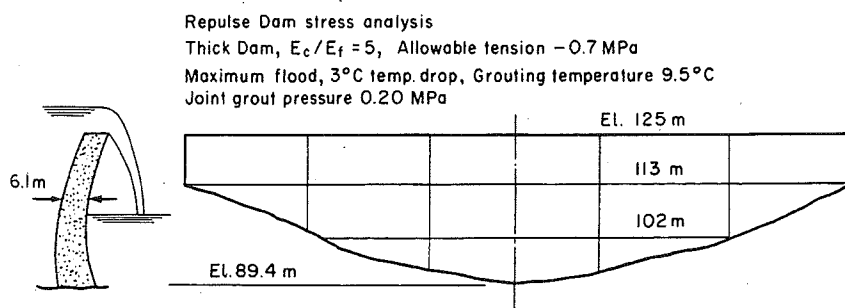
Zelfs na cementinjecties bleef de vervormingsmodulus van de funderingsgrondslag laag: 2.000 tot 4.000 MPa, wat betekent dat $E_c/E_f = 5 \text{ à } 10$.

Bij een dam met een dikte van 4,6 m vond men hoge trekspanningen aan de uiteinden van de bogen (extrados) en onder in de cantilevers (extrados). Na verdikking tot 6,1 m waren de trekspanningen lager dan 0,7 MPa.

Figuur 10.15: Spanningsberekening Repulse Dam - Dunne dam



Figuur 10.16: Spanningsberekening Repulse Dam - Dikke dam



Arch stresses - Extrados MPa (Tension shown negative)

0.77	2.18	2.86	3.26	3.02	2.34	1.41
-0.61	1.05	2.02	2.54	2.05	1.15	-0.78
	-0.57	1.15	1.41	1.07	-0.34	
		-0.72	1.66	-0.81		

Arch stresses Intrados MPa

2.70	2.03	1.89	1.60	1.82	1.95	1.83
1.92	2.09	1.26	0.87	1.24	1.25	2.17
	1.85	0.23	0.12	0.38	1.40	
		1.73	-0.75	1.78		

Cantilever stresses Extrados MPa

0.03	0	0	0	0.03
0.11	0.32	0.43	0.37	0.11
-0.28	0.15	-0.21	-0.22	-0.25
	0.20	-0.16	0.22	
		-0.08		

Cantilever stresses Intrados MPa

0.06	0	0	0	0.06
0.60	0.42	0.31	0.39	0.61
1.50	1.47	1.64	1.58	1.48
	1.78	1.86	1.70	
		1.97		

Ofschoon een boogdam zonder problemen plaatselijke zwakke plekken in de fundering kan 'overbruggen', moet men dit niet doelbewust tot uitgangspunt van een ontwerp maken. Door middel van cementinjecties kan men de funderingsgrondslag verbeteren. Naast deze 'consolidation grouting' die dient om de funderingsgrondslag te verstevigen, kent men het injectiescherm en, parallel hieraan, het drainagescherm. Gezien het specialistisch karakter van dit injecteren, wordt hier niet verder op ingegaan.

10.4 Steunbeerdam

De steunbeerdam kent vele vormen (Fig. 10.17) waarvan de meest tot de verbeelding sprekende ongetwijfeld de meervoudige boogdam is (Fig. 10.17-F). De laatste vorm brengt drukspanningen in de beton in plaats van buigspanningen.

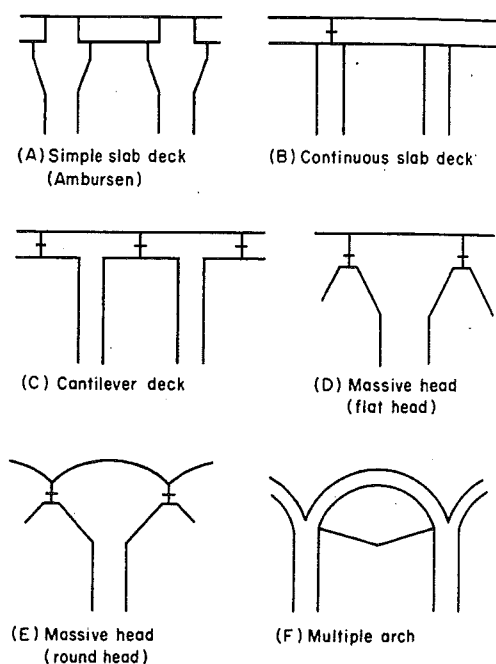
De steunbeerdam wordt vooral toegepast in brede dalen met een betrekkelijke slechte funderingsgrondslag.

Een belangrijke reden voor toepassing is de besparing in betonhoeveelheid. Bij een hoogte tot 20 m zal voor een 'vlakke plaat' dam (Fig. 10.17-B) slechts 40% van de beton nodig zijn die voor een gewichtsmuur nodig is. Een steunbeerdam met ronde kop (Fig. 10.17-E) of een holle gewichtsmuur heeft 60-75% nodig. Een moderne meervoudige boogdam kan volstaan met 30% (tot 40 m hoogte), maar de funderingsgrondslag moet dan niet aan zettingen onderhevig zijn.

Bij steunbeerdammen tot 150 m hoog is het mogelijk om de hoofdspansing te beperken tot 7 MPa (zoals voor een dunne boogdam).

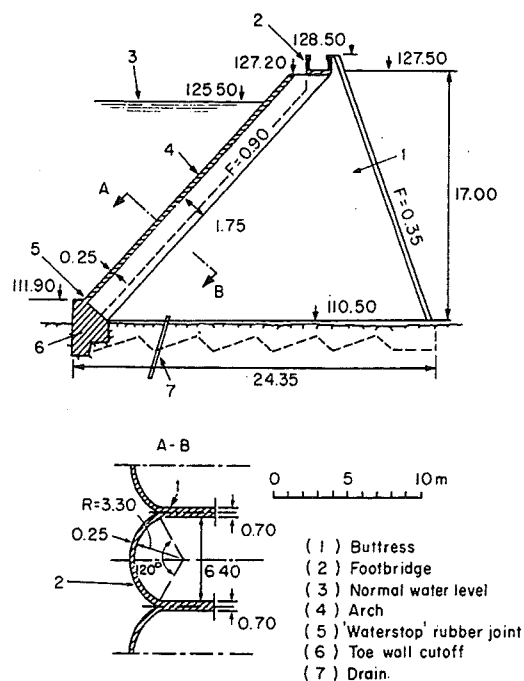
Figuur 10.17:

Verschillende vormgevingen van de steunbeerdam



Figuur 10.18

Meervoudige boogdam Rabodanges



Bij een meervoudige boogdam valt vooral de helling aan bovenstroomse zijde op die varieert tussen 45° en 60° (Fig. 10.18) en die niet alleen de stabiliteit bevordert maar ook trekspanningen voorkomt.

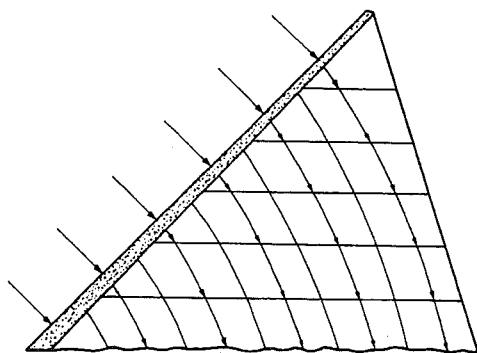
Bij kleine dammen worden de steunberen meestal berekend als gewichts'blokken'.

Men kan echter ook de steunbeerdam zien als een systeem van T-balken die ieder een deel van de waterbelasting en het eigen gewicht naar de fundering overbrengen (Fig. 10.19). Aannamen t.a.v. spanningsverdeling kunnen echter volledig anders worden bij ongelijke zettingen in de funderingsgrondslag.

Een van de voordelen die aan de steunbeerdam wordt toegeschreven is de geringe opwaartse druk. (Fig. 10.20). Uiteraard gaat deze aanname alleen op als de opwaartse druk kan 'afvloeien' naar de buitenlucht of naar een benedenstrooms waterpeil.

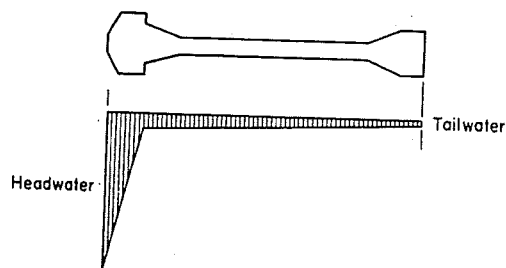
Voor de toepassing van voorspanning wordt verwezen naar de literatuur.

Figuur 10.19



Figuur 10.20:

Opwaartse waterdruk bij steunbeerdam



10.5 Literatuur

Evenals bij dammen in loskorrelig materiaal (Hoofdstuk 9) is de technische literatuur over dammen in beton zeer omvangrijk. Zowel in "Design of small dams" [4.3] als in "The Engineering of Large Dams" [4.2] vindt men naast een min of meer grondige behandeling van het onderwerp uitgebreide referentielijsten en literatuurlijsten.

Daarnaast zijn op bijna elk congres van ICOLD aspecten van betondammen aan de orde geweest en zijn een aantal Technische Bulletins gepubliceerd.

De samenvatting van ICOLD en WPDC publicaties is als volgt:

Proceedings ICOLD (vanaf 1961)

Seventh Congress, 1961, (Rome):

- [10.1] Q-24 "The selection, processing and specification of aggregates for concrete for large dams".
- [10.2] Q-26 "Modern techniques of concrete dams for wide valleys and ancillary works".

Eighth Congress, 1964, (Edinburgh)

- [10.3] Q-30 "Design of concrete for large dams of all types and influence of age on concrete properties".

Tenth Congress, 1970, (Montreal)

- [10.4] Q-39 "Recent Developments in the design and construction of concrete dams".

Eleventh Congress, 1973 (Madrid)

- [10.5] Q-43 "New ideas for more rapid and economic construction of concrete dams".

Twelfth Congress, 1976, (Mexico City)

- [10.6] Q-45 "Leakage investigations and drainage of dams and their foundations".

Thirteenth Congress, 1979, (Delhi)

- [10.7] Q-51 "Seismicity and aseismic design of dams".

Fifteenth Congress, 1985, (Lausanne)

- [10.8] Q-57 "Concrete Dams - an old problem always present: cracking; a new technology: rolled concrete (rollcrete)".

Sixteenth Congress, 1988, (San Francisco)

- [10.9] Q-62 "New developments in the construction of concrete dams".

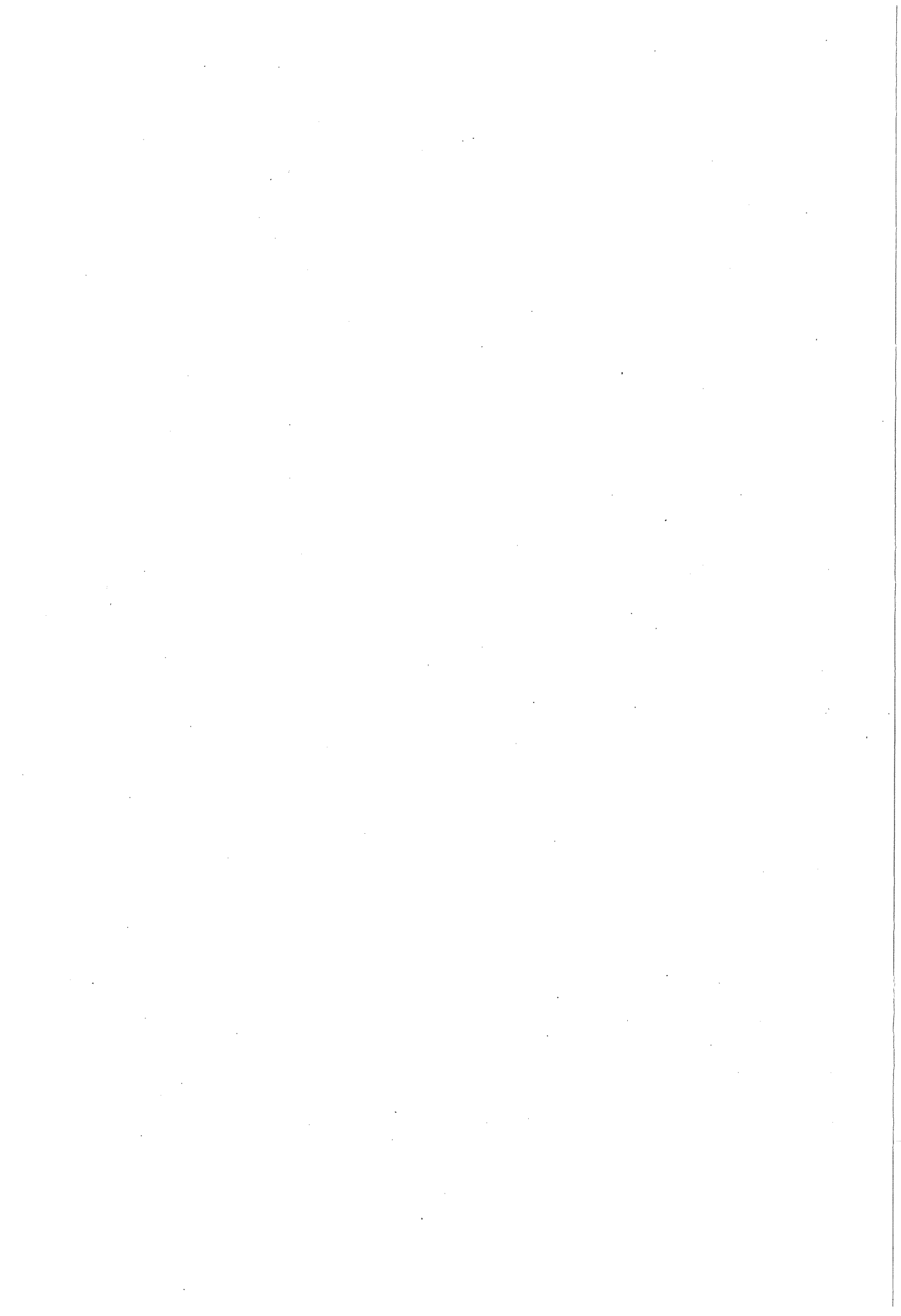
ICOLD Technical Bulletins

- | | | | |
|---------|----------|--------------|--|
| [10.10] | No. 15 | (1960.81) | Frost resistance of concrete. |
| [10.11] | No. 20 | (1968) | Surface-active admixtures for concrete for large dams. |
| [10.12] | No. 22 | (1972) | Pozzolanas and slags for concrete for large dams. |
| [10.13] | No. 24 | (1973) | Accelerating and retarding admixtures. |
| [10.14] | No. 25 | (1976.81) | Extensibility of concrete for large dams. |
| [10.15] | No. 26 | (1976.81) | Methods of determining effects of shrinkage, creep and temperature on concrete for large dams. |
| [10.16] | No. 30 a | (1978.82.87) | Finite element methods in analysis and design of dams. |

- [10.17] No. 36 a (1980.82) Cements for concrete for large dams.
- [10.18] No. 40 a (1982.89) Fiber reinforced concrete.
- [10.19] No. 47 (1983) Quality control of concrete.
- [10.20] No. 57 (1986) Materials for joints in concrete dams.

Water Power and Dam Construction

- [10.21] R. Prisen ed.al., "An optimized design method for buttress dams", March 1981.
- [10.22] S. Kiev ed. al., "Selecting the optimum cross-section of a concrete gravity dam", December 1981.
- [10.23] D.M. Caric ed.al., "The Itaipu hollow gravity dam", May 1982.
- [10.24] K.V. Bury ed.al., "Assessing the failure probability of gravity dams", November 1985.
- [10.25] Special issue on concrete dams, January 1986.
- [10.26] K.V. Bury ed.al., "The assessment of risk for a gravity dam", December 1986.
- [10.27] Zhu Bofang, "Shape optimization of arch dams", March 1987.



11. FUNDEREN VAN STUWDAMMEN OP ROTS

11.1 Inleiding

Funderen op een rotsbodem is op het oog niet zoveel anders dan funderen op zand, klei, silt.

Er zijn echter enkele duidelijke verschillen:

- Anders dan zand, klei, silt, veen leent de rotsmassa zich minder goed voor een uitvoerig en tevens goedkoop grondonderzoek;
- Doordat de toelaatbare belasting op rots zoveel groter is dan op, bijvoorbeeld, zand, enz, gaat het goed mis als er scheuren ontstaan, als lagen door water verweken en als glijdvlak gaan werken of als ten gevolge van de wateropname de plaatselijke samendrukbaarheid toeneemt of de rotssterkte afneemt.

Bij de fundering van een stuwdam die als keermuur voor het water in een stuwmeer fungeert, speelt de waterdruk een grote rol. Enerzijds introduceert die waterdruk een grote horizontale belasting die door de fundering moet worden opgenomen.

Anderszijds zal die waterdruk bij onvoldoende maatregelen tegen onderloopsheid zich in de fundering manifesteren als opwaartse druk en ook de fundering mogelijk in kwaliteit achteruit doen gaan. Deze situatie kent men niet in die mate bij Nederlandse waterbouwkundige kunstwerken. In de Nederlandse situatie is een waterkerende hoogte van 10 m al extreem. Bij een stuwdam is dat een minimum dat verwacht kan worden.

Voordat nu enkele typische kenmerken van het funderen op rots worden besproken, moet er op gewezen worden dat hier met fundering wordt bedoeld de grondslag (rotsmassa) waarop men bouwt. In Nederland spreekt men echter van een paalfundering en behoren de palen dus tot de fundering. In het angelsaksische taalgebruik wordt zoiets een 'substructure'¹⁾ genoemd dat dus op de 'foundation' is geplaatst.

Bij het funderen op rots heeft men zowel kennis nodig van rotsmechanica als van ingenieursgeologie. Daarom is bij het ontwerpproces praktisch altijd sprake van samenwerking van experts in beide vakgebieden.

Een waterkerende dam heeft de neiging om te bewegen en te buigen in benedenstroomse richting. In beide gevallen zullen er trekscheuren ontstaan aan de bovenstroomse zijde van de dam. Water dat in deze scheuren binnendringt kan:

- hydrostatische drukken introduceren;
- erosief materiaal transporteren en 'piping' inleiden;
- fysische en chemische veranderingen in de rotsmassa teweegbrengen (vooral wisselende waterdrukken kunnen funest zijn voor sommige gesteenten).

1) De palen bij een kademuur, de palen in de pijler van een brug en de pijler zelf noemt men dus substructure

Het geheel van diaklazen, spleten en laagvlakken in een rotsmassa bestaande uit diverse gesteenten zal een belastingstoestand kennen waarbij de sterkte van de rotsmassa minimaal is. Van de ontwerper wordt geëist, deze belastingstoestand op te sporen d.m.v. veldonderzoek, veld- en laboratoriumproeven en deze belastingstoestand bij het ontwerp te voorkomen.

Rotsmechanica is nog minder dan grondmechanica een exacte wetenschap.

De uitspraak van Terzaghi, overigens gedaan in een ander verband, kan worden toegepast op funderingsproeven: "In verband met de onvermijdelijke onzekerheden in de basisaannamen voor de theorie en getalwaarden van grondparameters is eenvoud veel belangrijker dan nauwkeurigheid".

De ontwerper zal deze uitspraak voor ogen moeten houden en zich moeten concentreren op die zones in de fundering die een geringe draagkracht schijnen te hebben of veel te verduren krijgen onder belasting.

11.2 Eigenschappen van gesteenten

Voor een stabiel gefundeerde dam en een stuwmeer dat niet mag lekken, zullen de volgende gesteente eigenschappen moeten worden onderzocht:

- druksterkte
- afschuifsterkte
- elasticiteit van het gesteente
- vervormbaarheid van het gesteente
- tectonische spanningen
- doorlaatbaarheid

11.2.1 Druksterkte

In het algemeen is de belasting van een dam op de ondergrond minder dan 10 MPa. Tabel 11.1 geeft zeer globaal de belasting aan bij verschillende damtypen. De druksterkte van diverse gesteenten in niet-opgesloten toestand is aangegeven in Tabel 11.2. In werkelijkheid zullen gesteenten opgesloten in een gesteentemassa veel meer druk kunnen verdragen. Echter in een gesteentemassa zullen de omvang van de spleten en diaklazen en de vulling van de spleten tesamen met aan/afwezigheid van contactvlakken tussen gesteenten alsmede de laagrichting de feitelijke sterkte van het geheel bepalen.

Tabel 11.1: Belasting uitgeoefend op een rotsfundering voor verschillende damtypen

Damtype	Belasting grenzen in MPa	
<u>beton</u>	dunne boog	5,4 - 7,5
	dikke boog	> 3,22
	steunbeer	2,1 - 3,2
	gewichtsdam	0,8 - 1,1
<u>korrelig mat.</u>	grond/rots	< 0,8

Tabel 11.2 Druksterkte van gesteenten

Gesteente	Sterkte in MPa
siltsteen	24 - 120
grauwacke	20 - 30
schalie	35 - 110
zandsteen	40 - 200
kalksteen	50 - 240
dolomiet	50 - 150
graniet	90 - 230
basalt	200 - 350
doleriet (diabaas)	240 - 320
gneis	80 - 330

Tabel 11.3 Hoek van inwendige wrijving ϕ bij gesteenten

Gesteente	tg ϕ
tufsteen	0,9
schist	0,5
kalksteen (rifbreccie)	0,6
kalksteen (middelkorrelig)	0,5
verweerd graniet	0,8

11.2.2 Schuifsterkte

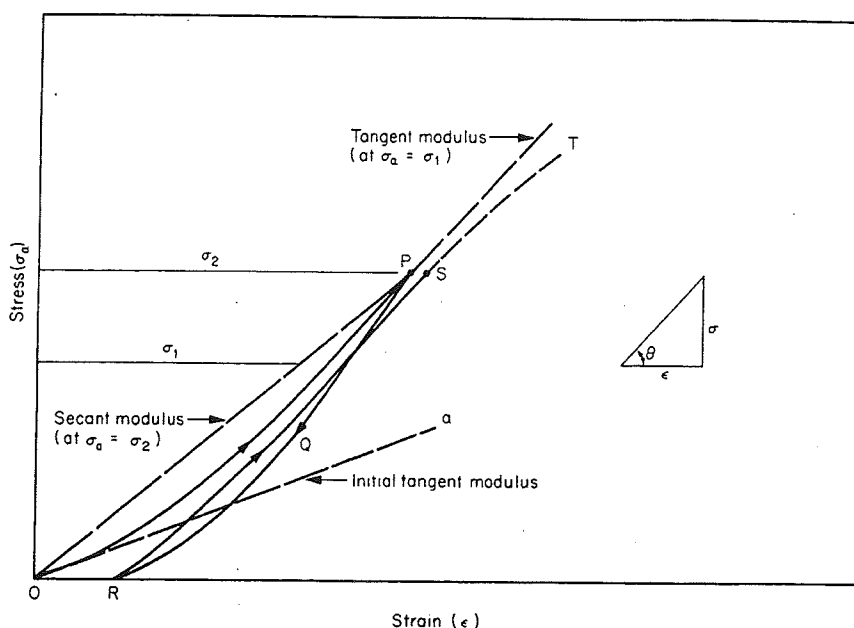
Bij 575 triaxiaalproeven op verschillende gesteenten vond de USBR dat slechts 5,4% van de monsters een hoek van inwendige wrijving van minder dan 45° had. Tabel 11.3 geeft een aantal lage waarden (tg ϕ) voor de hoek van inwendige wrijving (ϕ).

De schuifsterkte van een gesteentemassa kan sterk verminderen door verweking, omdat dan zowel cohesie als de wrijvingshoek vermindert. Vooral materiaal in breukzones wordt gemakkelijk nadelig beïnvloed.

Discontinuïteiten (zoals gelaagdheid, diaklazen, breuken, verschuivingen of schuifvlakken) kunnen bij een bepaalde oriëntatie de rotsmassa minder weerstand geven tegen horizontale krachten.

11.2.3 Elasticiteitsmodulus van gesteenten

Het drukspannings-rek diagram voor kristallijn gesteente is afgebeeld in Fig. 11.1 Er is duidelijk sprake van een initieel plastisch gedrag en van een resterende verkorting na ontlasting. Men spreekt van een elasticiteitsmodulus bij metingen aan een gesteentemassa in het laboratorium. Men spreekt van een vervormingsmodulus bij veldmetingen. Tabel 11.4 toont de orde van grootte van de elasticiteitsmodulus voor verschillende gesteenten. Bij afzettingsgesteenten speelt de hoek tussen belastingsrichting/laagrichting een rol (Tabel 11.5).



Figuur 11.1: Spanning - rek diagram voor éénassig gedrukt gesteente

Tabel 11.4 Elasticiteits modulus van gesteenten

Gesteente	E. modulus in MPa x 1.000
kalksteen	3 - 27
dolomiet	7 - 15
kalksteen (zeer hard)	70
zandsteen	10 - 20
kwarts-zandsteen	60 - 120
grauwacke	10 - 14
siltsteen	3 - 14
gneis: fijn	9 - 13
gneis: grof	13 - 23
schist: glimmerhoudend	21
schist: biotiethoudend	40
schist: graniethoudend	10
schist: kwartshoudend	14
graniet: zeer verweerd	2
graniet: weinig verweerd	10 - 20
graniet: goed	20 - 50
kwartsiet: glimmerhoudend	28
kwartsiet: zuiver	50 - 80
doleriet (diabaas)	70 - 100
zuiver basalt	50
andesiet	20 - 50
amfiboliet	90

Tabel 11.5 Elasticiteits modulus van gesteente.
Effect van gelaagdheid

Gesteente	Verhouding	$\frac{E_{//}}{E_{\perp}}$ gelaagdheid
		$\frac{E_{//}}{E_{\perp}}$ gelaagdheid
zandsteen (Rossens)		2,3
graniet (Urseren A)		1,3
schist (hard, gelaagd)		1,9
Urseren B		3,5
zandsteen (schistoos)		1 tot 1,7
kwartsiet (hard weinig of geen gelaagdheid)		1
zandsteen		1 tot 1,6

11.2.4 Vervormingsmodulus

Bij de vervormingsmodulus spelen de diaklazen, scheuren, breuken en gelaagdheid e.d. een grote rol. Bij het funderen van een betondam is de verhouding E_c/E_f maatgevend voor de omvang van de (berekende) trekspanning in de dam.

Zo vond men bij een bepaalde dam voor een aangenomen verhouding $E_c/E_f = 1$ een trekspanning van 4,35 MPa en bij een verhouding $E_c/E_f = 4$ een trekspanning van 0,62 MPa.

Het probleem is niet alleen de verhouding E_c/E_f maar vooral ook de variatie in E_f van plaats tot plaats^c waardoor ongelijke zettingen de uitkomsten van de berekening van de spanningen in de dam volledig kunnen doen veranderen.

Door middel van cementinjecties kan men de E_f vergroten en daarmee de trekspanningen in de dam beïnvloeden.

Op het onderscheid dat wordt gemaakt tussen de genoemde en verschillende andere moduli (dynamic mod. of elasticity, true mod. of elasticity) wordt hier niet ingegaan. Wel wordt erop gewezen, dat m.b.v. seismisch onderzoek snel en goedkoop de zgn. dynamische modulus kan worden gemeten en dat er een verband bestaat tussen de eerder genoemde (statische) modulus en de dynamische (Tabel 11.6).

Tabel 11.6 E. Moduli van gesteenten.
Statische en dynamische waarden

Gesteente	E. Modulus in MPa x 1.000	
	statisch	dynamisch
grauwacke	11	32
zandsteen	13	27
schalie	17	24
siltsteen	14	36
graniet	30	39
basalt (zuiver)	52	52
andesiet (hyperstheen)	55	54

11.2.5 Tectonische spanningen

Gewezen wordt op de 'voorspanning' die in een gesteente aanwezig kan zijn. Er kan zowel sprake zijn van horizontale als verticale spanningen. Ontlasting (b.v. door ontgraving) kan 'knik' in horizontale lagen ten gevolge hebben.

11.3 Veld en laboratorium onderzoek

Dit wordt hier niet behandeld, aangezien het specificeren, uitvoeren van het onderzoek en de analyse van de resultaten veel meer tot het terrein van de ingenieursgeologie behoort dan tot dat van de civiel ingenieur.

11.4 Afschuiving

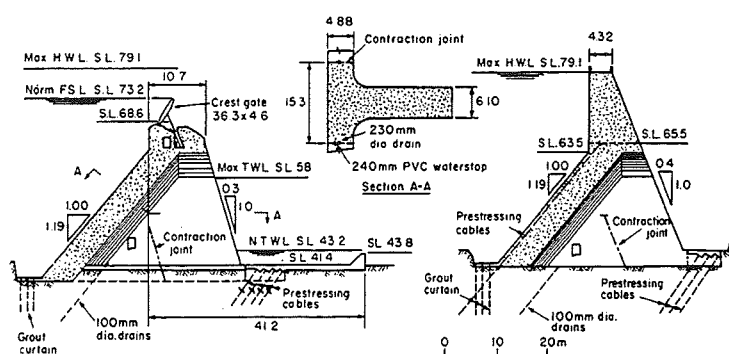
Afschuiven van een stuwdam wordt voorkomen door wrijving tussen ondervlak van de dam en zijn fundering en door wrijving tussen lagen in de fundering. De afschuif/wrijvingsfactor geeft de verhouding aan tussen de totale weerstand tegen afschuiving (wrijvingsweerstand + cohesie) en de totale horizontale belasting. Bedoelde factor moet minstens 5 zijn in de meeste landen. In sommige landen mag hij 4 zijn. Bij het ontbreken van cohesie gaat men in Spanje tot 1.5.

In de Litt [4.2] wordt o.a. een geval beschreven van een 43 m hoge dam. Het veldonderzoek en de lab.proeven op monsters uit de ondergrond leerden dat breccie zones (rotsfragmenten van verschillende grootte ingebed in fijner korrelmateriaal) in de triaxiaal proeven de volgende resultaten gaven:

		<u>C'</u> (kPa)	<u>tgφ</u>
ongedraineerd	gemiddeld	14	0,65
ongedraineerd	minimum	21	0,5
idem maar geconsolideerd	minimum	0	0,5

De doken zouden te diep moeten doorgaan, waren duur en hun waarde twijfelachtig.

De rotsdam leende zich niet voor het inbouwen van een overlaat. Gekozen werd voor een massieve steunbeerdam met hellend voorvlak. Deze had een veiligheidsfactor tegen afschuiven van 1,10 in een vlak juist onder de steunbeer. Door middel van voorspankabels in een ankerblok benedenstrooms van elke steunbeer (Fig. 11.3) werd de veiligheid verhoogd. De eis hieromtrent was niet hetzelfde voor elk mogelijk afschuifvlak.



Figuur 11.3

Peil

veiligheidsfactor tegen afschuiving

boven 30,5 + 1)
 onder 30,5 +

2
 lineair verloop van 2 bij 30,5 + tot 1,5
 bij 15,2 +

De veiligheidsfactor tegen afschuiven werd als volgt berekend:

$$\frac{C + F}{H_u - H_d - P \sin \alpha} = \frac{c'A + (W - U + P \cos \alpha) \operatorname{tg} \phi'}{H_u - H_d - P \sin \alpha}$$

Uitgegaan werd van $C = 14 \text{ kPa}$ en $\operatorname{tg} \phi' = 0,5$.

Als optimale hoek voor de voorspankabels werd 35° met de verticaal gevonden.

Bij glijvlakken dicht onder de dam (40 +) was het normale stuwpeil maatgevend voor de voorspanning, bij glijvlakken lager dan 32+ was de ontwerpafvoer maatgevend.

1) 30,5 + is 3 m beneden de grootste te verwachten uitschuring benedenstrooms van de overlaat.

Naast deze normale belastinggevallen werd ook nog nagegaan:

- (i) Verstopt funderings drainage scherm maar ondoorlatend injectiescherm (tot volle diepte van 27,4+). Opwaartse druk werd berekend met een vierkantennet. Veiligheidsfactor tegen afschuiven 1,6 boven 27,4 + met verloop naar 1,25 bij 15,2 +. Dit werd acceptabel geacht, gezien de omvang van het drainage scherm.
- (ii) Alhoewel de regio voorzover bekend geen aardbevingen kent, is een berekening gemaakt met een versnelling van 0,1 g bij het normale stuwpeil. De veiligheidsfactor in het vlak van de steunbeer fundering is dan 1,49. Ook dit werd acceptabel geacht.

11.5 Doorlatendheid

Bij een dam die wordt gebouwd op een doorlatende fundering van zand en/of grint zal men m.b.v. pompproeven de doorlatendheid moeten vaststellen. Doorgaans doet men deze proeven in de boorgaten die men maakte voor het geologisch onderzoek. Het waterverlies wordt uitgedrukt in Lugeons¹⁾.

Het is moeilijk om doorlatende niet-geconsolideerde afzettingen met behulp van cement injecties te dichtten.

Bij een doorlatendheid groter dan 10^{-2} cm/s kan men met klei-cement injecties de doorlatendheid reduceren tot 10^{-4} cm/s. Bij een oorspronkelijke doorlatendheid van 10^{-2} tot 10^{-3} cm/s is het praktisch onmogelijk om te injecteren.

In het algemeen is één rij injecties niet genoeg, bij voorkeur past men 3 rijen toe. Zie verder hierover paragraaf 11.6.

Welke doorlatendheid van de fundering en landhoofden acceptabel is, hangt af van de locale situatie. Men moet zich de volgende vragen stellen:

- Is een doorlatende fundering gevaarlijk voor de stabiliteit van de dam, bijvoorbeeld door verweking van gesteenten of uitspoelen van deeltjes (piping)?
- Is het lekverlies bezwaarlijk?
- Wegen de kosten van injectieschermen e.d. op tegen de baten in de vorm van minder lekverlies, goedkoper constructief ontwerp van de dam, grotere veiligheid?

Bij een betondam met hogere belasting per m^2 (zie Tabel 11.1) is dikwijls een doorlatende fundering minder snel acceptabel dan bij een grond/rotsdam.

Men kan behalve door injectie schermen de lekweg ook verlengen door een ondoorlatende 'deken' van klei aan te brengen bovenstrooms van de dam. Hiermee is succes geboekt bij dammen tot 50 m hoogte. Bij hogere dammen is dit niet altijd zo geweest.

1) 1 Lugeon is 1 l/min. aan waterconsumptie per meter boorgat-lengte bij een druk van 10 atmosfeer.

Het probleem zit hem in de overgang van weinig doorlatende kleikorrels naar praktisch volledig doorlatende sedimenten zoals grint. Het gevaar is dan niet denkbeeldig dat de kleideeltjes onder het grote verhang (zeg 80 m over 2 m lengte) in de grote poriën van de onderliggende laag verdwijnen.

11.6 Funderingsverbetering

Anders dan in Nederland, waar de term 'grondverbetering' meestal inhoudt dat de ongeschikte grond wordt ontgraven en vervangen door zand, wordt bij dammen de fundering daadwerkelijk "verbeterd" in de zin dat men probeert te bereiken:

- minder vervorming onder belasting
- grotere ondoorlatendheid
- grotere weerstand tegen afschuiving
- bescherming tegen uitschuring
- grotere stabiliteit van de landhoofden.

De volgende methoden worden onderscheiden:

- verdichting d.m.v. trillingen
- verdichting d.m.v. injectie
- ondoorlatendheid d.m.v. injectie
- drainage

Een aantal methoden wordt hieronder in het kort besproken.

11.6.1 Verdichting d.m.v. injecties

Veelal zal men onder een gewichtsdam de scheuren, diaklazen en laagovergangen trachten te dichten d.m.v. injecties in een netwerk van ongeveer 10 m diepe gaten op een onderlinge afstand van ongeveer 8 m. Bij hoge consumptie van het injectie "grout" worden hier weer gaten tussenin geboord, enz. De injectiedruk moet laag blijven i.v.m. het gevaar voor oplichten van het gesteente of vorming van haarscheuren die te fijn zijn voor injectie maar wel water kunnen opnemen.

Bij plaatselijke funderingsdrukken kan het injectiepatroon voor belastingspreiding zorgen (Fig. 11.4). Ook kan een lage of variërende vervormingsmodulus d.m.v. dergelijke injecties worden verhoogd en meer constant gemaakt. Een verhoging met 50 of zelfs 100% is niet uitgesloten (Repulse Dam Australië van 2000 MPa naar 3000 MPa.).

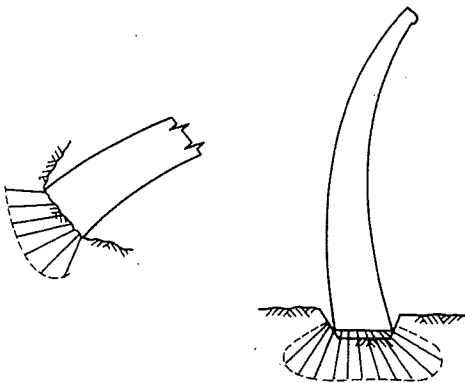
11.6.2 Ondoorlatendheid d.m.v. injectie

De diepte die men aanhoudt voor een injectiescherm kan bijvoorbeeld worden berekend met:

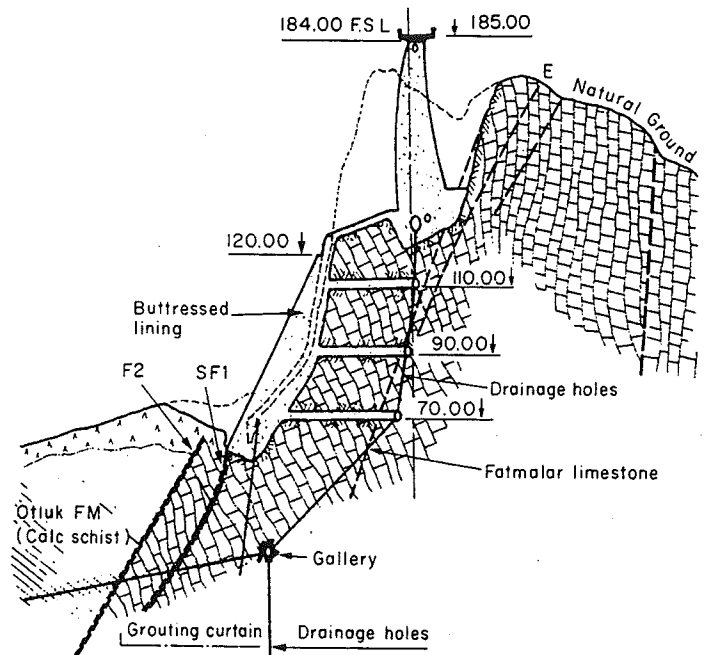
$$D = 1/3 H + C$$

waarin D = diepte in m
 H = hoogte van de dam
 C = constante variërend van 8 tot 25 m.

Deze formule komt overeen met de vuistformule dat D iets minder moet zijn dan $1/2 H.$, tenzij de omstandigheden dit niet toelaten. Belangrijk is om het injectiescherm ook in de landhoofden door te zetten (tegen achterloopsheid) (Fig. 11.5).



Figuur 11.4



Figuur 11.5:
Oymapinar Dam: Injecties
in het landhoofd

Als een betondam wordt belast, vertonen zich meestal scheuren in de rots bovenstrooms van de dam. Het is mogelijk om hier naderhand d.m.v. opnieuw injecteren iets tegen te doen, mits men een inspectietunnel in dam en aansluitende landhoofden heeft gebouwd.

Injectie werkzaamheden kunnen zeer uitgebreid zijn: Bij de 117 m hoge Dokan boogdam in Irak werd een 24,2 km lang scherm geïnstalleerd met een oppervlak van 450.000 m² en boorgaten tot 200 m lengte.

Bij een stortsteen dam met een asfalt dichting is het verhang onmiddellijk onder de beton opsluiting zeer hoog. Hier moet dan ook een injectiescherm (of kleideken) op aansluiten. Voor de toegepaste injectiedrukken, methoden en mengsels wordt naar de literatuur verwezen. [4.2]

11.6.3 Drainage

D.m.v. een rij boorgaten beperkt men opwaartse waterdruk bij betondammen. Bij gronddammen kunnen dit ook 'zandpalen' of 'grindpalen' zijn om kwel te beheersen en te controleren. De dambreuk van Malpasset leerde de noodzaak van drainage bij landhoofden van boogdammen.

Drainage schermen worden meestal gecontroleerd en in goede staat van onderhoud gehouden vanuit drainagetunnels.

11.7 Meetapparatuur

Voor de volledigheid wordt hier alleen vermeld dat d.m.v. ingebouwde meetapparatuur het gedrag van de fundering onder belasting regelmatig kan worden nagegaan. Behalve uit het oogpunt van onderzoek is dit noodzakelijk met het oog op de veiligheid van de dam.

Genoemd worden:

- omgekeerde loodlijnen: om horizontale beweging van de dam na te gaan
- invar. staven verankerd in de landhoofden: om vervormingen van de rots te meten onder belasting
- zettingsmeters
- piezometers in landhoofden en fundering
- meting van lekverliezen (hoeveelheid, druk, chemische samenstelling)

11.8 Literatuur

De tekst voor dit hoofdstuk werd grotendeels ontleend aan [4.2]. De ontwikkelingen in dit vakgebied gaan snel en het heeft weinig zin om naar minder recente handboeken te verwijzen.

Naast de Proceedings van de congressen van de "International Society on Rock Mechanics", zijn het toch ook hier weer de Proceedings van ICOLD en de Technical Bulletins van deze organisatie alsmede (soms) artikelen in WPDC die de meest gevarieerde en recente kennis en ervaring op het gebied laten zien.

Genoemd worden:

Proceedings ICOLD

Seventh Congress 1961 (Rome)

[11.1] Q-25 "Underground work in connection with large dams".

Eighth Congress 1964 (Edinburgh)

[11.2] Q-28 "Physical and mechanical properties of rock in-situ, means of determining these properties and improving them with special reference to the design and construction of large dams".

Tenth Congress, 1970 (Montreal)

- [11.3] Q-37 "Recent developments in the design and construction of dams and reservoirs on deep alluvial, karstic, or other unfavourable formations".

Twelfth Congress 1976 (Mexico City)

- [11.4] Q-45 "Leakage investigations and drainage of dams and their foundations".

Fourteenth Congress, 1982 (Rio de Janeiro)

- [11.5] Q-53 "Influence of geology and geotechnics on the design of dams".

Fifteenth Congress 1985 (Lausanne)

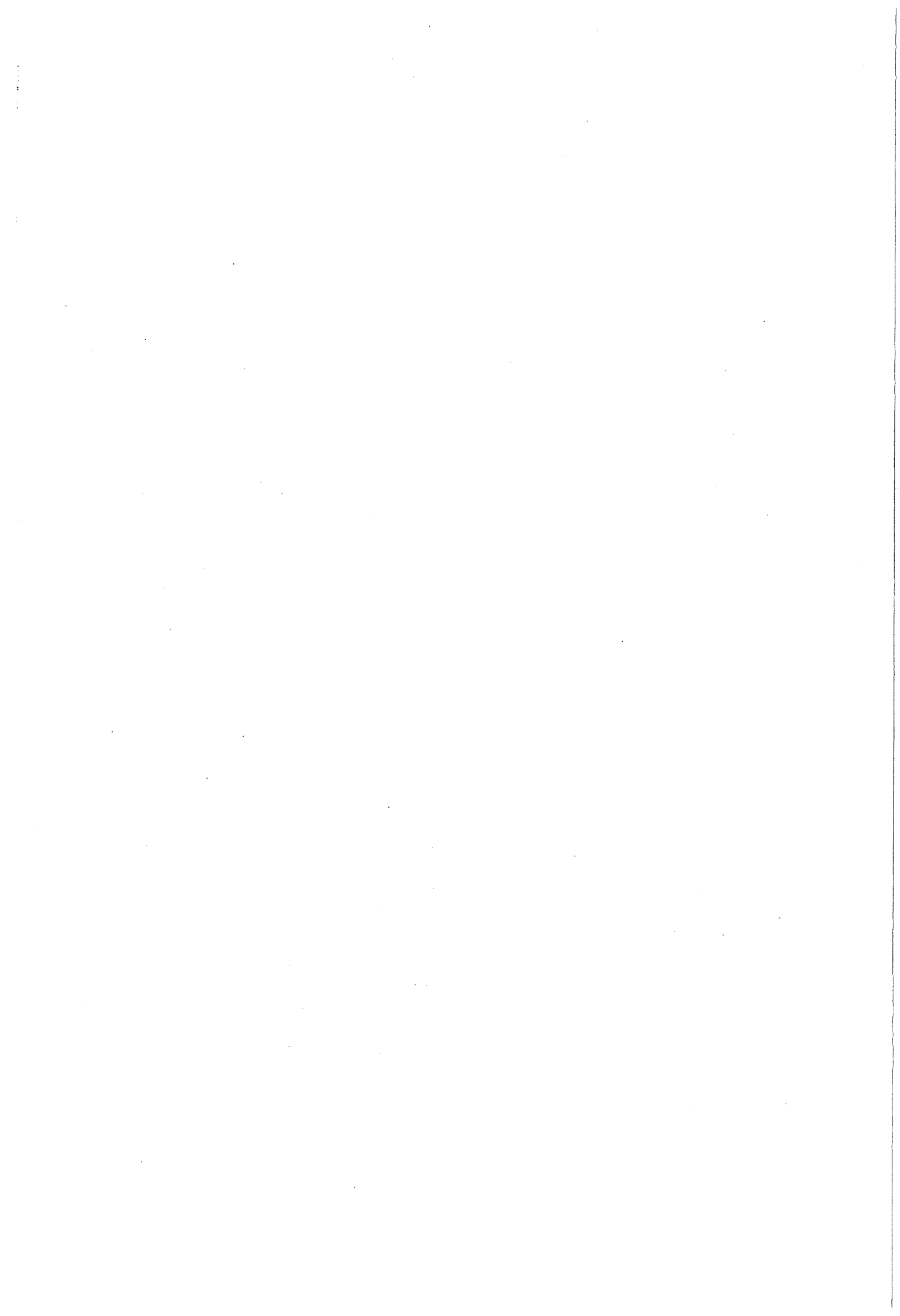
- [11.6] Q-58 "Foundation treatment of seepage".

Technical Bulletins ICOLD

- [11.7] No. 46 (1983) Seismicity and dam design.
- [11.8] No. 68 (1989) Monitoring of dams and their foundations.
- [11.9] No. 69 (1989) Moraine as embankment and foundation material.

Water Power and Dam Construction

- [11.10] E. Mosonyi, "Leakage and seepage from upper reservoirs", January 1981.
- [11.11] B.C. Haimson, "Measuring rock stress for hydro projects", October 1981.
- [11.12] M.F. Kennard, "Grouting for dams and tunnels", May 1982.
- [11.13] I.V. Tocovic, "The seismic behaviour of gravity dams founded on low shear strength soil", January 1983.
- [11.14] M. Salembur, "Leakage control works at Rouchain dam", December 1984.
- [11.15] J.F. Hacelas ed.al., "Salvajina: a concrete faced dam on a difficult foundation", June 1986.
- [11.16] Ding Zhan, "The performance of China's first concrete cut-off wall", August 1986.



12. WATERTURBINES*)

12.1 Indeling en werking van turbines

De potentiële energie van water, d.w.z. het geodetisch hoogteverschil of het verval, is de drijvende kracht voor een waterturbine (meer recent ook wel hydroturbine genoemd). Waterturbines worden daartoe aangebracht tussen bekkens met onderling verschillende waterstand. Het belangrijkste onderdeel van de waterturbines is een schoepenwiel dat op een roterende as is bevestigd. Het water wordt in de gelegenheid gesteld door de waterturbine heen van het hoge naar het lage niveau te stromen en het drijft daarbij het schoepenwiel aan. Zo wordt de potentiële energie van het water in deze machines omgezet in rotatie-energie van een draaiende as. Werden vroeger met behulp hiervan allerlei werktuigen direct aangedreven, tegenwoordig wordt bijna uitsluitend elektrische energie opgewekt door middel van een aan de schoepenas bevestigde generator/dynamo.

Er kan onderscheid worden gemaakt tussen machines voor grootschalige en machines voor kleinschalige energie opwekking.

12.2 Grootschalige energie opwekking

Machines, die voor de grootschalige energie opwekking veelvuldig als turbine- worden toegepast zijn:

- Kaplan machines;
- Dériaz machines;
- Francis machines;
- De Pelton machine.

Turbines kunnen worden ingedeeld overeenkomstig de wijze waarop het stromende water de roterende schoepen treft.

Een indeling van turbines volgens dit gezichtspunt luidt:

- Axiale turbines: Propeller en Kaplan concept;
- Half axiale turbines: Dériaz concept;
- Radiale turbines: Francis concept;
- Tangentiale machines: Pelton wiel.

Naar de wijze van energie omzetting kunnen hydroturbines onderscheiden worden in:

- impuls- of gelijkdrukturbines en
- reactie- of overdrukturbines.

*) Bij de samenstelling van dit hoofdstuk is grotendeels gebruik gemaakt van het concept van Ir. G.J. Hertogh voor de niet gehouden PATO cursus 1987 in energiewaterbouwkunde

A. Impuls- of gelijkdrukturbine

Hiertoe behoort de Pelton turbine (zie Fig. 12.1).

Bij dit type wordt het via een drukleiding aangevoerde water door een straalpijp als een vrije waterstraal gericht op de komvormige schoepen aan de omtrek van het turbine looprad.

Dit looprad bevindt zich in een ruimte onder atmosferische druk boven de vrije waterspiegel, en wordt dus in beweging gebracht door de impuls van de waterstraal op de komvormige schoepen; vandaar ook de naam impulsturbine.

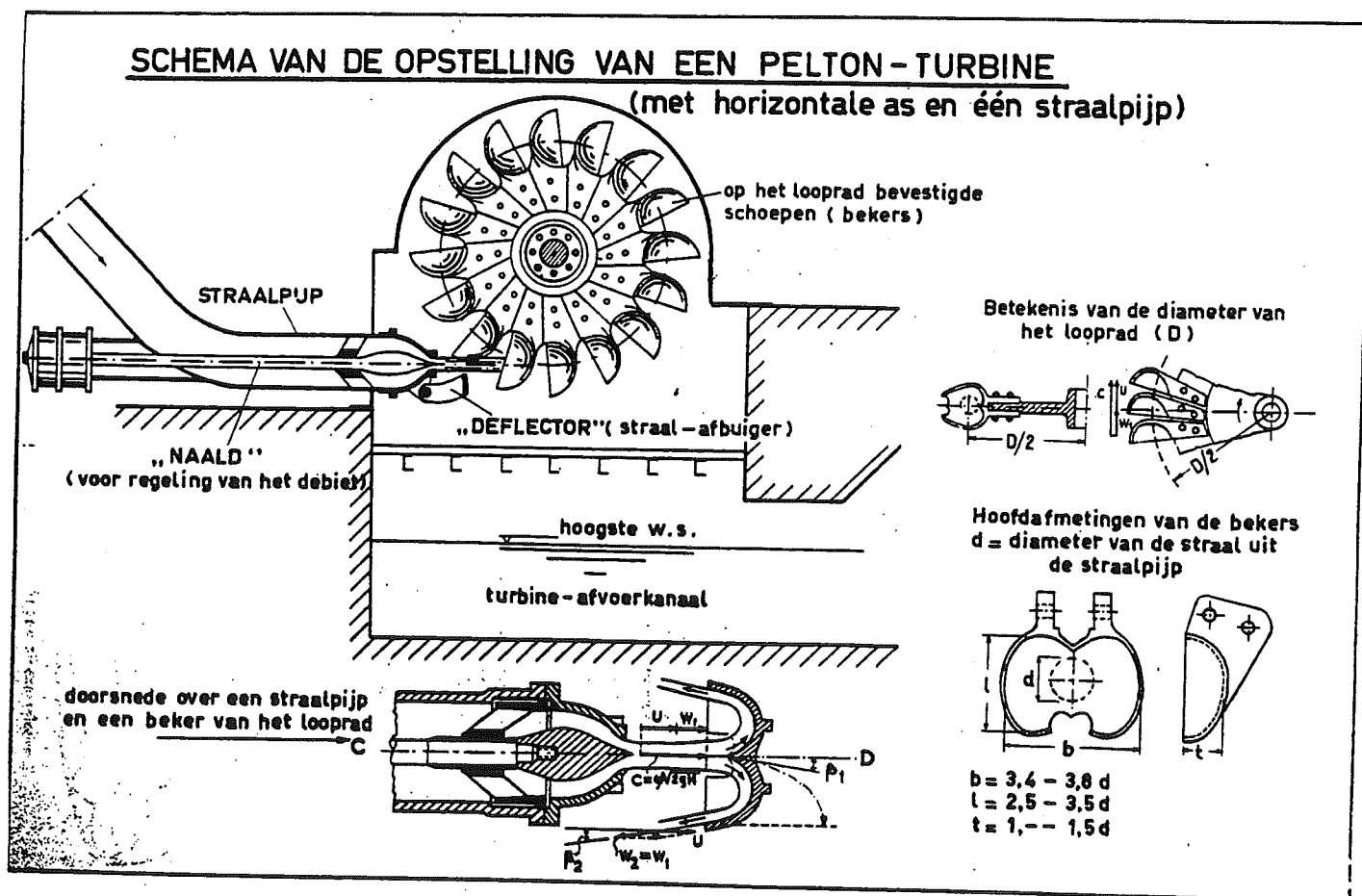
In de straalpijp vindt de omzetting plaats van potentiële energie in kinetische energie (of: van druk in snelheid).

Het aantal straalpijpen bedraagt 1 tot maximaal 6.

In het turbine-looprad zelf is de druk dus constant, vandaar de benaming gelijkdrukturbine.

Na passeren van de Pelton turbine stroomt het water onder vrij verval af naar het benedenwater.

Figuur 12.1



B. Reactie- of overdrukturbines

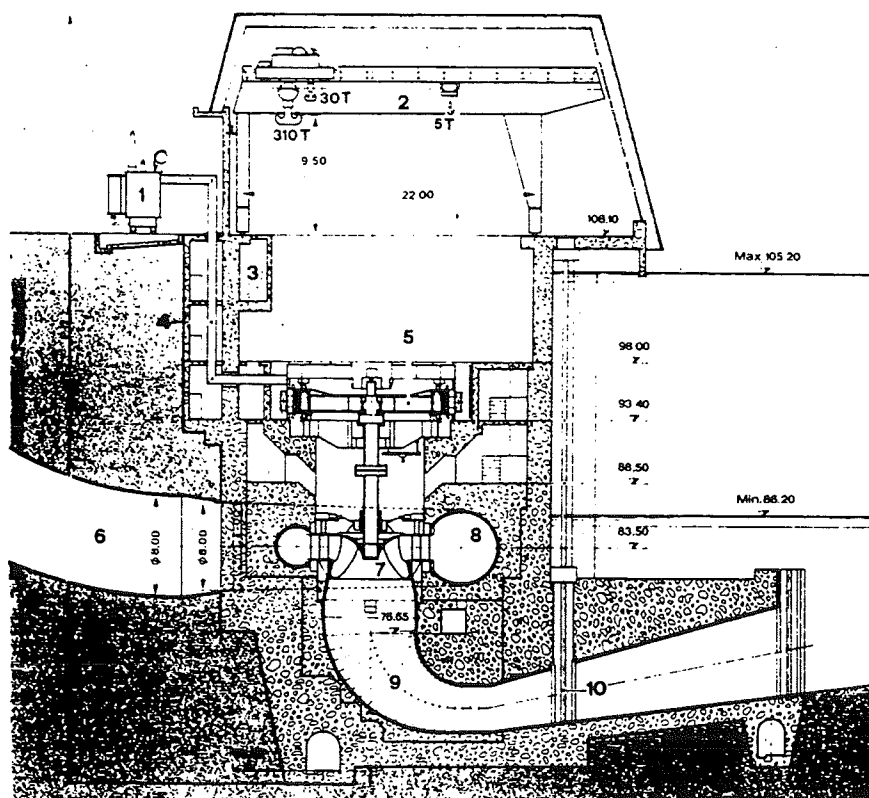
Hiertoe behoren Francis, Dériaz, Propellor en Kaplan turbines.

Deze turbines hebben alle als roterend lichaam een waaier die draait in een geheel met water gevulde ruimte en die door het water wordt doorstroomd. De drukval komt tot stand in de waaier, reden om deze machines reactieturbines te noemen.

Bij de overdrukturbines, zoals bijvoorbeeld de Francis turbines (zie Fig. 12.2), wordt het water via een slakkenhuis door de openingen tussen de leidschoepen gelijkmatig verdeeld over de omtrek naar de waaier toegevoerd en via een elleboogvormige zuigbuis naar het turbine afvoerkanaal afgevoerd.

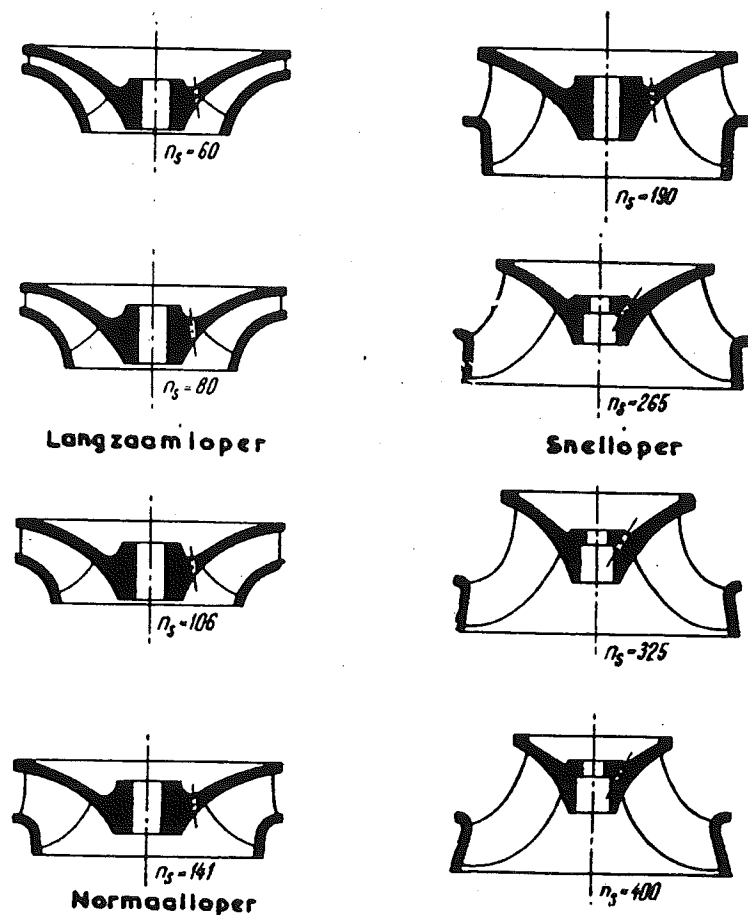
Bij de Francis turbines duidt een grote diameter/hoogteverhouding op toepassingen voor grote valhoogten. Gaande van langzaam lopen naar snel lopen neemt de valhoogte af (zie Fig. 12.3). De gebogen schoepen vormen één geheel met boven- en onderring.

Figuur 12.2: Francis turbine



1 = main single-phase transformers
2 = overhead traveling crane
3 = cable tunnel
4 = 16 kV bus duct connection
5 = generator

6 = penstock
7 = turbine runner
8 = spiral casing
9 = draft tube
10 = groove for downstream stop log



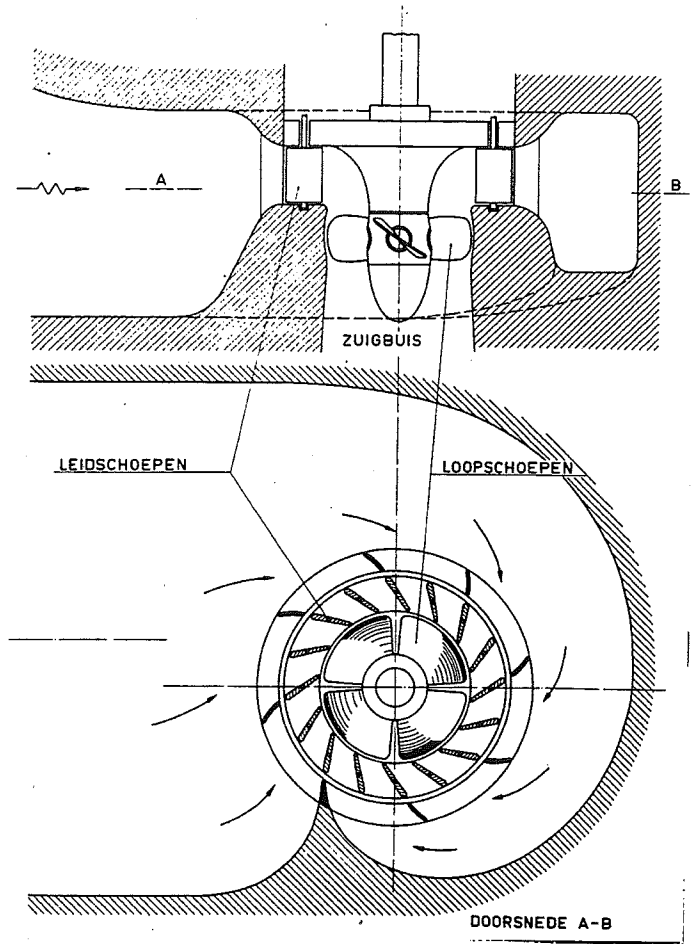
Figuur 12.3: Verandering van de vorm bij het Francis schoepenrad bij toenemend toerental (lager doorvoerdebiet).

Bij Propellor turbines heeft de waaier de vorm van een scheepsschroef met vaste bladen, terwijl bij een Kaplan turbine de bladen (de loopschroeven) bovendien verstelbaar (verdraaibaar) zijn met behulp van een verstelmecanisme in de kop van de waaier (zie Fig. 12.4).

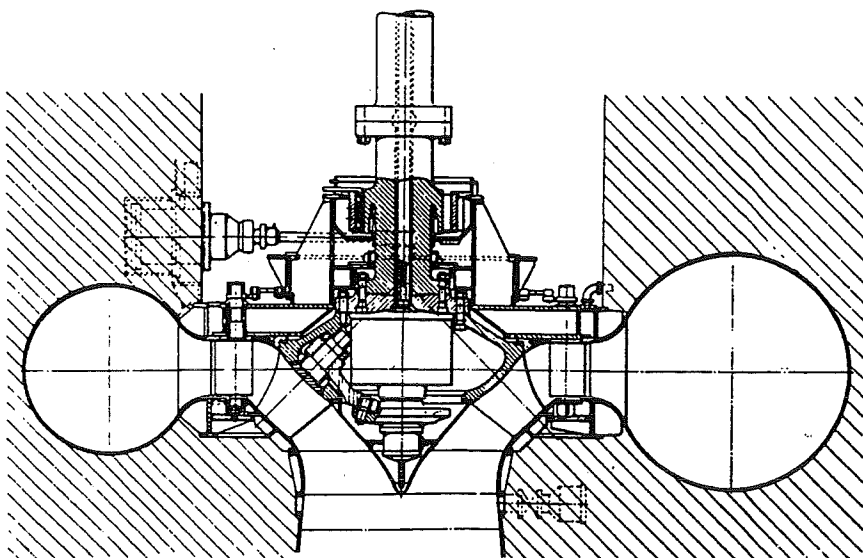
Bij deze turbines neemt het aantal bladen toe met het verval waarvoor de waaier geschikt moet zijn. (min. 3, max. 8).

Bij de Dérial turbine (zie figuur 12.5) zijn de bladen verstelbaar op soortgelijke wijze als bij de Kaplan turbine. Ze staan echter niet loodrecht op de turbine as, maar maken er een hoek mee. De stromingsrichting van het water door de waaier is daardoor niet langer axiaal, maar half axiaal, half radiaal, vandaar de benaming "mixed flow turbine". Het aantal bladen bedraagt normaal 10 tot 12, en ligt daarmee tussen dat van Francis en Kaplan waaiers in.

SCHEMA $\frac{1}{4}$ OPSTELLING $\frac{1}{2}$ KAPLAN - TURBINE
IN BETON - SLAKKENHUIS



Figuur 12.4



Half-axiale machine.

Figuur 12.5

12.3 Kleinschalige energie opwekking

Bij kleinschalige energie opwekking*) moet men veelal denken aan turbines die een vermogen van minder dan 500 kW kunnen opwekken. Voor toepassing in Nederland is men veelal aangewezen op beken of kleine watervallen. Ook zijn er soms mogelijkheden bij stuwen. In het verleden heeft men in Nederland vermoedelijk in enkele honderden gevallen kleine turbines toegepast. Meestal waren dat waterradmolens (Oost-Veluwe: 72 stuks).

Het getij bood daarnaast ook mogelijkheden (b.v. een getijmolen in Gouda).

Voor de kleinschalige energie opwekking gebruikt men het waterrad, de cross flow turbine en verder kleinschalige uitvoeringen van de in paragraaf 12.2 behandelde turbines.

Het overslagrad is het meest efficiënte waterrad. Het te bereiken rendement bedraagt circa 60%. Het rad vraagt een groot hoogteverschil en dit is een nadeel. Een kleiner rad betekent rendementsverlies. Raddiameter, en daarmee het verval zou tenminste 2 m moeten zijn.

Het onderslagrad vergt slechts een verval van minder dan 1 m maar is wel minder efficiënt ($\pm 25\%$). Toch werd het wel toegepast omdat in Nederland meer dan 2 m verval zelden beschikbaar is.

Het Poncelet rad is ook een onderslagrad maar heeft een betere schoepvorm. De gootvorm is echter belangrijk voor een hoger rendement. De nadelen hiervan zijn (a) hogere kosten en (b) gevoeligheid voor vuil.

Een verdere verbetering van het onderslagrad is de cross-flow turbine die onder verschillende namen bekend staat (Ossberger rad, Banki of Mitchell turbine).

De waterstroom treft zowel een neergaande als een opgaande schoep.

Kenmerkend voor kleine turbines zijn (a) standaardisatie, (b) betrekkelijk laag rendement en (c) minder noodzaak om het geheel op de bouwplaats in beton te pakken.

Uiteraard hangen (a) en (b) met elkaar samen.

Het aantal fabrikanten in de wereld dat de kleine turbines uit voorraad levert is legio.

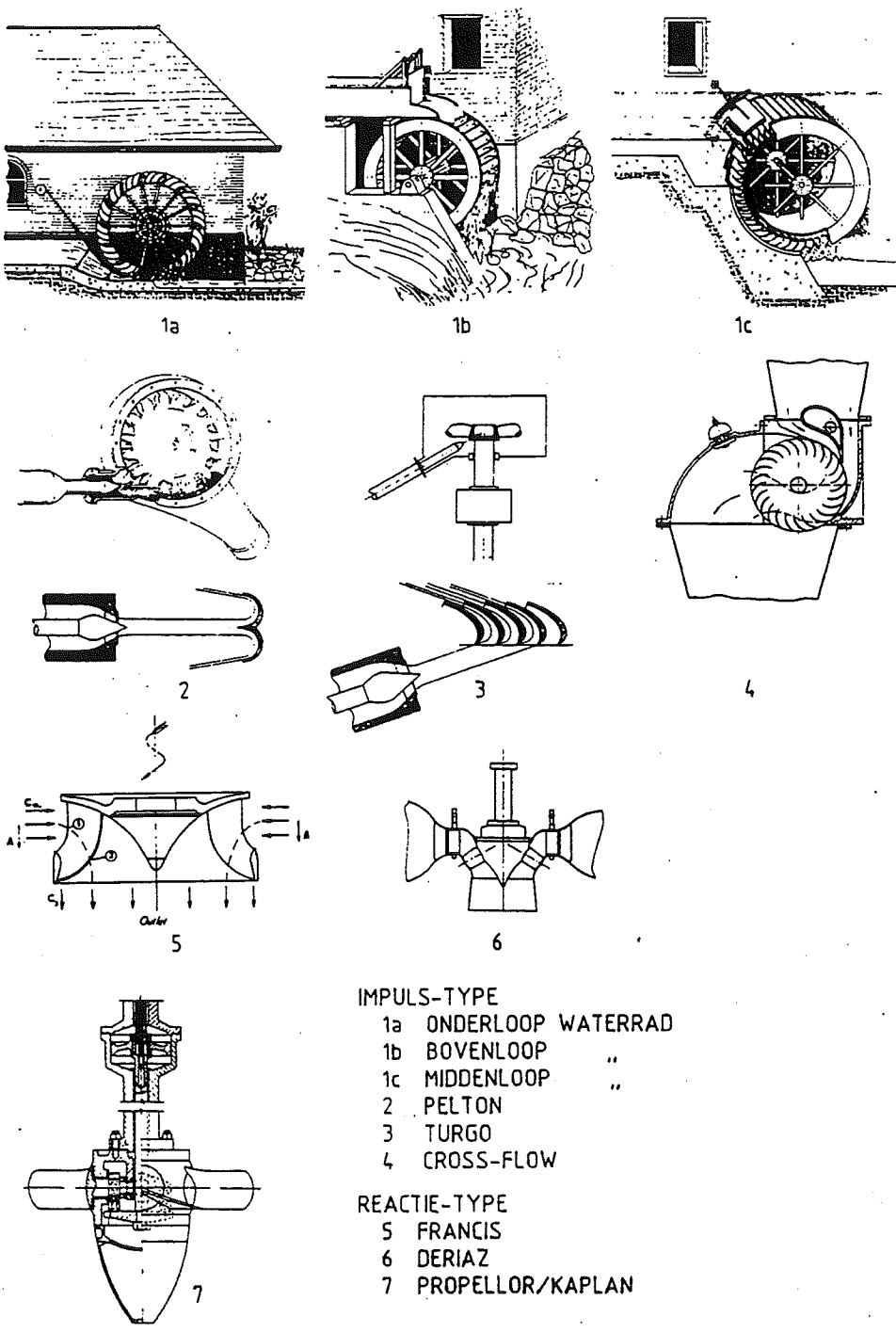
Enkele voorbeelden van kleine turbines zijn opgenomen in Fig. 12.6.

12.4 Verticaal en horizontaal opgestelde turbines

Zoals reeds in Hoofdstuk 4 werd aangegeven kan het vermogen P (MW) dat een waterturbine levert, worden bepaald uit valhoogte H (m) en debiet Q (m^3/s):

$$P = \frac{Q \cdot H}{102} \eta_t \text{ (MW) met } \eta_t = \text{turbine rendement.}$$

*) zie ook Hoofdstuk 17.



- IMPULS-TYPE
 1a ONDERLOOP WATERRAD
 1b BOVENLOOP "
 1c MIDDENLOOP "
 2 PELTON
 3 TURGO
 4 CROSS-FLOW
- REACTIE-TYPE
 5 FRANCIS
 6 DERIAZ
 7 PROPELLOR/KAPLAN

Figuur 12.6

Voor grote vervallen zijn reeds grote vermogens te verkrijgen met een relatief klein debiet, d.w.z. met een kleine waaierdiameter. Bij een wat lager verval dient het debiet en dus de waaierdiameter overeenkomstig vergroot te worden.

Van de genoemde voorbeelden worden vooral overdrukturbines met een grote waaierdiameter, welke soms meer dan 10 m kan bedragen, uitgevoerd met een verticale as, waardoor een uitstekende trillingsvrije fundering mogelijk is. Door de benodigde ruimte voor het slakkenhuis bouwt deze opstelling wel breed, waardoor de hart-op-hart-afstand van de verschillende eenheden in een waterkrachtcentrale groot is, zodat de civiele constructies kostbaar worden. Een andere kostenverhogende factor vormt de diepteligging van de waaiers en de hiermee samenhangende vormgeving van de zuigbuis en (rots-)ontgraving (Fig. 6.7, boven).

In het bijzonder voor de lage vervallen is een gedrongen constructie gewenst, omdat met grote debieten en dus met grote waaierdiameters moet worden gewerkt om nog enigszins behoorlijke vermogens te realiseren.

Aangezien de diameter een zeer belangrijke kostenbepalende factor is, omdat alle hoofdafmetingen hieraan gerelateerd zijn, leidt een opstelling zonder slakkenhuis en zonder diep stekende zuigbuis, d.w.z. met een horizontale doorstroming tot lagere investeringskosten per eenheid van geïnstalleerd vermogen. Met name met de horizontaal opgestelde axiale en half axiale machines zijn de genoemde voordelen te bereiken. Propeller, Kaplan en ook wel Dériaz turbines komen daarom zowel in verticale als in horizontale uitvoering voor (zie Fig. 6.5 en 6.7, onder).

Volledigheidshalve dient opgemerkt te worden dat ook Francis turbines wel uitgevoerd worden met een horizontale as, maar dit beperkt zich tot de kleine machines, waarbij overigens geen principiële wijzigingen in het gangbare Francis concept zijn aangebracht.

Een voorbeeld van een propeller turbine in horizontale uitvoering is de Straflo turbine. Straflo turbines zijn tot ontwikkeling gekomen vanuit een machine die gepatenteerd was door Harza. De generator bevindt zich op een ring, die aan de buitenzijde om de loopschoepen is aangebracht. De generator wordt beschermd tegen binnendringend water door een afdichting aan beide zijden van de draaiende ring, vaak een gevoelig constructie element. Omdat de generatorring één geheel met de loopschoepen vormt, zijn de loopschoepen van een Straflo machine niet verstelbaar. Door deze constructie wijze ontstaat bovendien een kortere machine, hetgeen met name een gunstige invloed heeft op de civiele voorzieningen (zie ook Hoofdstuk 6, Tabel 6.1 en Fig. 6.6). In Canada, in de monding van de Annapolis River, is een dergelijke machine geïnstalleerd met een waaierdiameter van 7.60 m.

Een voorbeeld van de horizontale Kaplan turbine is de Tubular axis machine, ook wel "TAS turbine" genoemd of "machine in S-opstelling". Van deze machine is de waaiers via een lange tussenas en een tandwieloverbrenging gekoppeld aan een motorgenerator, welke buiten het turbinekanaal staat opgesteld.

Met name voor waterturbines met een wat kleine diameter (tot circa 3 m) is het TAS-concept een veel voorkomende machine, die nog in een aantal andere varianten "standaard" geleverd kan worden.

Moderne waterkrachtcentrales voor kleine valhoogten (10 à 15 m) worden thans vaak uitgerust met zgn. bulbturbines met Kaplan waaiers; ook Dériaz waaiers zijn al toegepast. De as is horizontaal of nagenoeg horizontaal en de lagering en generator, alsmede hulpapparatuur zijn ondergebracht in een geheel door het water omspoelde torpedovormige ruimte, de "bulb".

De bulb is van onderen gefundeerd op de beton, zijdelings afgesteund en van bovenaf toegankelijk via kokers waardoorheen ook elektrische kabels en hydraulische leidingen worden gevoerd. Aan de buitenzijde zit de leidschoepenkrans voor de debietregeling.

Kenmerken:

- stroomlijnen zijn recht; daardoor is het rendement nog wat hoger dan van de Kaplan turbine met een verticale as;
- eenvoudige vormgeving van de civiele constructies;
- h.o.h. afstand van de eenheden kan kleiner zijn dan bij toepassing van een slakkenhuis;
- bulbturbine is minder stijf ondersteund, daardoor meer trillingsgevoelig dan de verticale Kaplan;
- generatordiameter wordt beperkt door de bulb afmetingen, waardoor het GDr2 en daarmee de stabiliteit van het net beperkt is;
- koeling van de generator is moeilijker dan bij de verticale Kaplan turbine.

De maximum afmetingen van de turbine in bulb uitvoering zijn daarom veel kleiner (tot circa 6 à 7 m) dan in het klassieke verticale concept.

Voor eventueel nog in Nederland te bouwen lagedruk waterkrachtwerken (Maas kanalisatie) zouden zowel de bulb als de Straflo turbine in aanmerking kunnen komen. Tot nu toe zijn zowel de Kaplan turbine (Hagestein) als bulb turbines toegepast (Maurik, Alphen en Linne) (zie verder Hoofdstuk 16).

12.5 De keuze van het turbine type

De hydraulische eigenschappen van turbines worden voor een belangrijk deel getypeerd door de geometrie van de waaiers. Iedere geometrie heeft zijn eigen hydraulisch karakter, dit wil zeggen heeft een eigen vervalgebied. Bij de keuze van het turbine type voor een specifieke toepassing is daarom de valhoogte H in eerste instantie bepalend. Voor een ruwe indeling mag men aanhouden:

Pelton turbines:	$H = 200$ tot 1.800 m
Francis turbines:	$H = 30$ tot 600 m
Dériaz turbines:	$H = 10$ tot 200 m
Propellor en Kaplan turbines:	$H = 3$ tot 60 m.

Turbines zijn stromingsmachines. Dergelijke machines met verschillende diameter kunnen onderling worden vergeleken door gebruik te maken van modelregels zoals in de stromingsleer gebruikelijk is. Op grond van het gelijkvormigheidsprincipe van Newton zijn namelijk de prestaties van geometrisch gelijkvormige machines verhoudingsgewijs gelijk. Daarom ook lenen deze machines zich goed voor modelonderzoek. Voor grote machines zijn de afname-eisen vaak zelfs geheel op modelonderzoek gebaseerd. In een laboratoriumopstelling kan het gedrag van de te ontwikkelen machine in een geometrisch gelijkvormig schaalmodel met aangepaste hydraulische eigenschappen bestudeerd worden. Dit gedrag wordt voornamelijk bepaald door de volgende grootheden, te weten:

1. volumestroom (Q) in m³/s of het vermogen (P) in kW;
2. manometrisch hoogteverschil (H) in mwk;
3. toerental (n) in omw/min.

Deze grootheden, die voor ieder machinetype weer verschillend zijn, zijn in formulevorm te combineren tot een kental dat bij ieder verval het meest geëigende turbine type, d.w.z. de meest geëigende waaiervorm aangeeft, te weten "het specifieke toerental: n_q of n_s ".

Dit kental is als volgt gedefinieerd:

Het specifieke toerental n_q van een te ontwerpen turbine met een volumestroom Q, een verval H en een toerental n, is het toerental van een denkbeeldige turbine, gelijkvormig aan de te ontwerpen machine, maar waarvan de afmetingen zodanig gekozen zijn dat door deze denkbeeldige machine, bij het hoogst bereikbare rendement, een debiet van 1 m³/s stroomt bij een verval van 1 mwk. In geval er sprake is van een turbine vermogen (P) van 1 kW in plaats van een debiet van 1 m³/s, wordt het specifieke toerental aangeduid met n_s .

In formulevorm:
$$n_q = n \cdot \frac{\sqrt{Q}}{\sqrt[4]{H^3}} \quad \text{of} \quad n_s = n \cdot \frac{\sqrt{P}}{\sqrt[4]{H/H}}$$

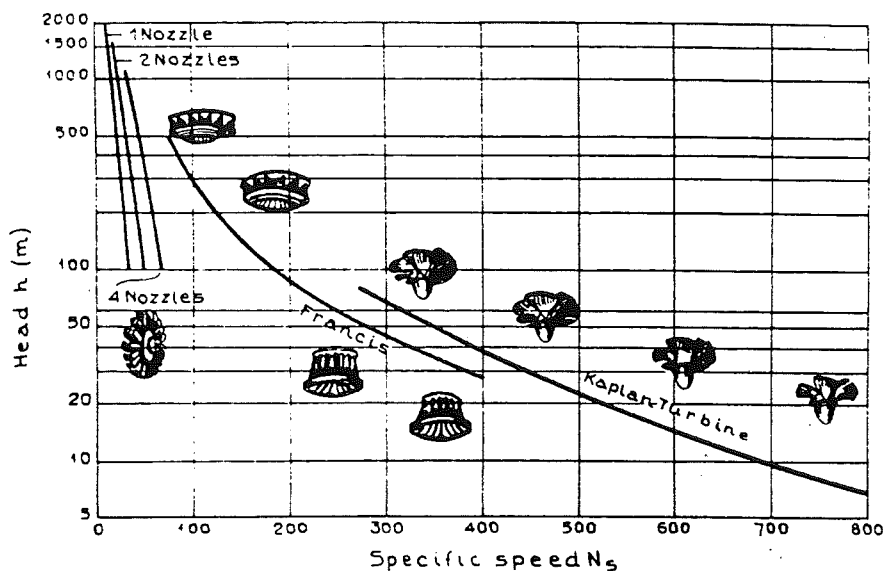
Opmerking: In de wat oudere literatuur wordt veelal uitgegaan van een vermogen van 1 PK in plaats van 1 kW, terwijl in sommige angelsaksische landen (b.v. U.S.A.) nog grootheden zoals GPM, ft en HP gebruikelijk zijn. Aangezien de uitdrukking voor n_q of n_s niet dimensieloos is, kan het daarom voorkomen dat de getalswaarden voor één en dezelfde machine in de diverse literatuurpublicaties niet gelijk zijn.

Op grond van het voorafgaande kunnen waterturbines ook worden getypeerd volgens het specifieke toerental.

Uitgaande van het vermogen in PK's kan voor een ruwe indeling aangehouden worden:

Pelton turbines:	$n_s = 10$ tot	70 (omw/min, PK, mwk)
Francis turbines:	$n_s = 70$ tot	350 (omw/min, PK, mwk)
Dériaz turbines:	$n_s = 150$ tot	400 (omw/min, PK, mwk)
Propellor en Kaplan turbines:	$n_s = 300$ tot	1.000 (omw/min, PK, mwk).

De lage specifieke toerentallen horen steeds bij de grote valhoogten (zie Fig. 12.7).



Figuur 12.7

De keuze van het meest geschikte turbine type in een bepaald vervalgebied is dus in feite de keuze van een waaivorm met een zekere n_s - of n_g waarde.

Voornoemde valhoogte type relatie heeft echter geen scherpomlijnde grenzen, zodat voor een bepaald vervalgebied niet bij voorbaat slechts één machine met één specifiek toerental in aanmerking zal komen. Binnen een zeker vervalgebied is namelijk een zekere spreiding van n_s of n_g mogelijk, dit wil zeggen dat in het te beschouwen werkgebied ook een machine met een wat groter of een wat kleiner specifiek toerental gekozen kan worden. Een en ander heeft consequenties zowel voor het turbinevermogen als voor de diepteligging van de waaier.

12.6 De keuze van het turbinetoerental en de waaierdiameter

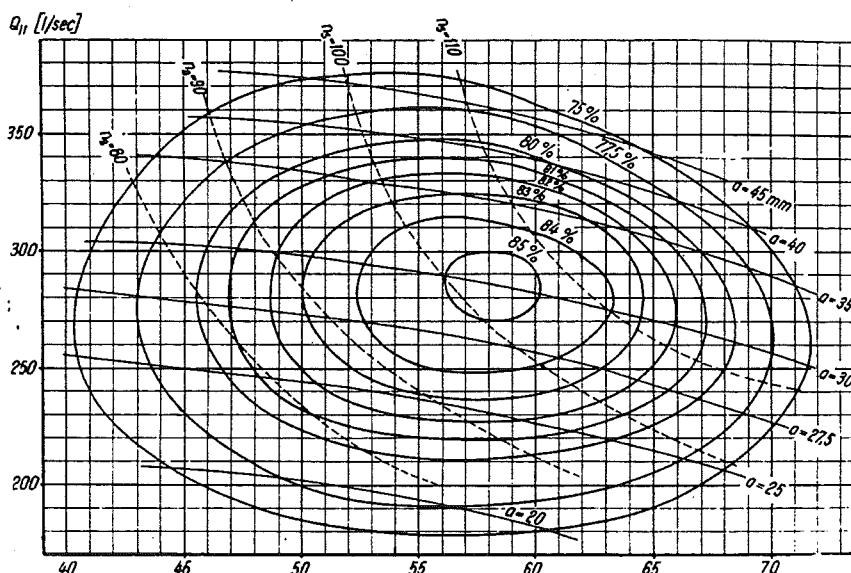
Door op een proefstand bij verschillende valhoogten en debieten het torsiemoment op de rotatie-as en het bijbehorende toerental te meten, wordt het rendement van de beproefde turbinewaaier in het gehele werkgebied bepaald.

Om de resultaten van het model in een later stadium naar de werkelijke bedrijfsomstandigheden te kunnen verscalen, worden uit praktische overwegingen alle testresultaten in eerste instantie verschaald naar waarden die gelden voor een "eenheidsturbine", d.w.z. een turbine met een waaierdiameter van 1 m, werkend onder een verval van 1 mwk.

Hiertoe wordt het gevonden rendementsverloop uitgezet als functie van het eenheidsdebiet (Q_{11}) en het eenheidstoerental (N_{11}), grootheden die dus onafhankelijk zijn van de grootte van het proefmodel.

$$\begin{aligned} \text{In formulevorm: } Q_{11} &= Q / (D^2 \cdot \sqrt{H}) \\ N_{11} &= n \cdot D / \sqrt{H} \end{aligned}$$

Uitgezet in een $Q_{11} - N_{11}$ diagram vormen de lijnen van eenzelfde rendement een figuur, die lijkt op de contouren van een mossel, vandaar de uitdrukking "mosseldiagram" (zie Fig. 12.8).



Figuur 12.8

Een turbine wordt nu in het algemeen gedimensioneerd op de bedrijfstoestand die naar verwachting het meest zal voorkomen, d.w.z. op de bedrijfstoestand, met het maximum rendement. Uit het "mosseldiagram" van het proefmodel volgt daarom het meest gunstige eenheidstoerental. Voor een bepaalde valhoogte liggen dan, door de keuze van het turbinetoerental, de overige kenmerkende grootheden van het prototype, zoals de diameter en het vermogen, via de aangegeven eenheidsrelaties vast.

Zijn dus in een laboratorium eenmaal de eigenschappen van een schaalmodel met een bepaalde n_s - of n_g -waarde vastgesteld, dan kunnen deze eigenschappen via de aangegeven eenheidsrelaties ook voor de werkelijke bedrijfsomstandigheden gemakkelijk worden afgeleid.

Vornoemde beschouwing gaat eveneens op in de voorontwerpfase van een bepaald project, waarbij de gegevens van een bestaande turbine, opererend in hetzelfde vervalgebied, gebruikt kunnen worden om de ontwerpuitgangspunten van het gevraagde ontwerp globaal vast te kunnen stellen.

12.7 Toerental- en vermogensregeling van turbines

Voor de omzetting van de mechanische energie aan de as van de turbine in elektrische energie wordt over het algemeen gebruik gemaakt van synchrone draaistroomgeneratoren.

Het toerental waarmee de generator draait bepaalt de frequentie van de opgewekte wisselspanning (veelal 50 of 60 Hz).

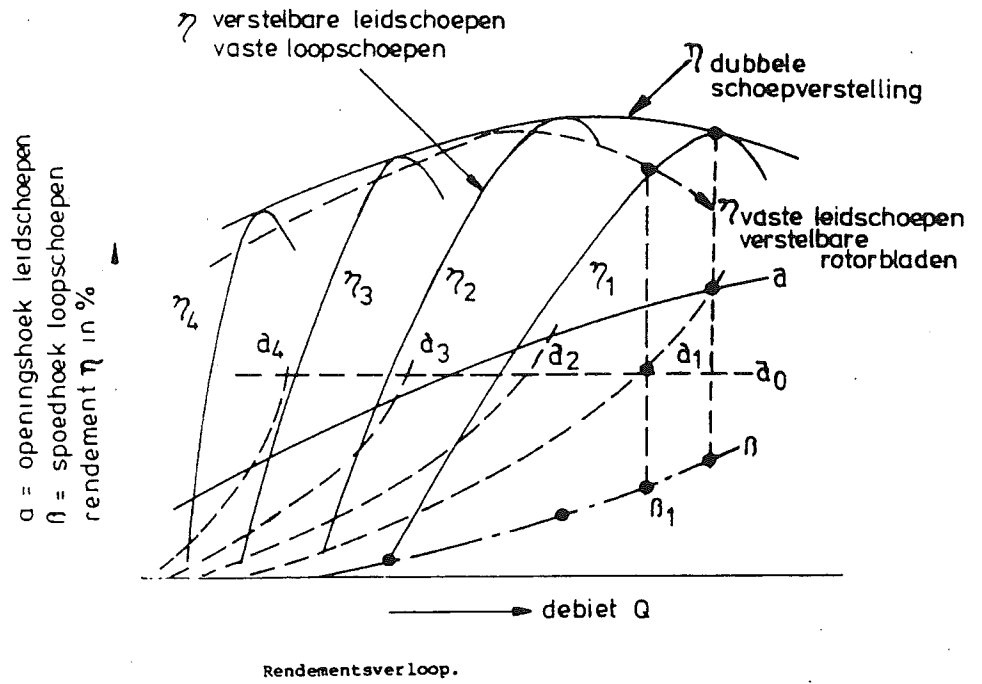
Voor het handhaven van de juiste frequentie is het dus nodig dat het toerental van de turbine binnen nauwe grenzen constant wordt gehouden. De regeling van het toerental vindt plaats met behulp van een snelheidsregulator, die ervoor zorgt dat het door de turbine geleverde vermogen voortdurend in evenwicht is met het door de generator gevraagde vermogen.

Het turbinevermogen wordt geregeld door het debiet te regelen. Bij de Pelton turbine wordt door de snelheidsregulator de stand van de regelnaald in het mondstuk van de straalpijp gewijzigd, waardoor de nuttige opening van het mondstuk groter of kleiner wordt. Ook kan de opening geheel worden afgesloten.

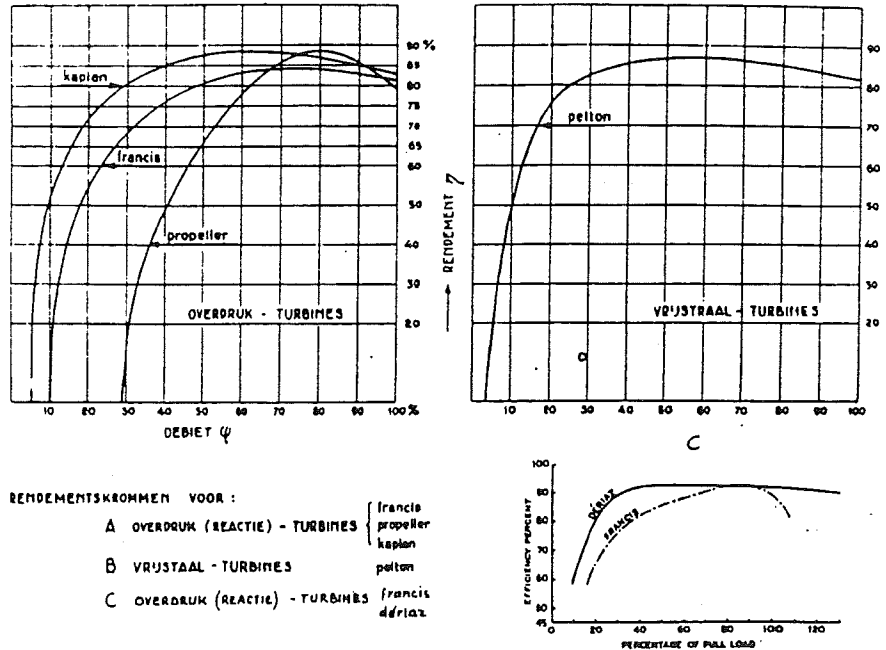
Bij de overdrukturbines wordt de stand van de leidschoepen door de snelheidsregulator gewijzigd, waardoor de nuttige opening tussen deze schoepen wordt gewijzigd, (tot sluiten toe). Een nadeel van deze wijze van regelen is dat ook de hoek waaronder het water de waaier binnentreedt door het verstellen van de leidschoepen wijzigt, waardoor de rotorbladen onder een minder gunstige hoek getroffen worden, hetgeen van invloed is op het rendement.

In de Kaplan en de Dériaz turbine wordt dit gecompenseerd doordat ook de stand van de bladen op de waaier automatisch wordt aangepast als de leidschoepen worden veresteld. Zij bezitten daarom in turbinebedrijf een relatief hoog rendement over een breed regelbereik (zie Fig. 12.9). De Francis turbine en meer nog de Propeller turbine met hun niet verstelbare waaierschoepen zijn in dit opzicht in het nadeel (zie Fig. 12.10).

Ook door een verandering van de valhoogte wijzigt zich het stromingsgedrag in de waaier. Van de overdrukturbines zijn de Kaplan en de Dériaz turbine in staat zich goed aan te passen aan variaties in de valhoogte, dankzij de mogelijkheid om de schoepen van de waaier te verstellen. Uit dien hoofde bezitten deze machines ook een beter rendement bij afwijkende waterstanden.



Figuur 12.9



Ontworpen met „WASSERREACTORSCHNITTEN“ von Ing.-Büro (a*in/1950) pag. 87 to 110

Figuur 12.10

12.8 Kavitatie en diepteligging

Waar druk in snelheid wordt omgezet, kan de snelheid zo hoog worden dat de lokale druk afneemt tot onder de dampdruk, waardoor met damp gevulde belletjes in de vloeistof ontstaan. Wanneer de meegevoerde dampbellen op plaatsen in de waaier komen waar de druk wat hoger is, dan imploderen zij daar weer. Dit verschijnsel heet kavitatie.

Het kan optreden in de waaiers van overdrukturbines, waar immers de potentiële energie (druk van het water) wordt overgedragen aan de waaier. Deze drukdaling wordt nog versterkt door de zuigbuiswerking, en wel zodanig dat daar ter plaatse een onderdruk heerst.

Wanneer de dampbel implosies plaatsvinden op het schoep oppervlak van de waaier, dan bestaat er gevaar dat het metaaloppervlak beschadigd wordt, omdat dit verschijnsel met grote plaatselijke krachten gepaard gaat.

Het beïnvloedt bovendien het stromingsgedrag van de vloeistof en daarmee het rendement van de turbine.

Een kaviterende machine wordt dus gekenmerkt door:

- slecht rendement;
- veel lawaai;
- instabiel stromingsgedrag;
- trillingen in de machine opstelling
- sterke slijtage van de schoepen (kavitatie erosie).

Om te voorkomen dat kavitatie optreedt, moet de waaierligging t.o.v. de benedenwaterstand zodanig zijn, dat nergens in de waaier de dampdruk wordt bereikt. Het criterium hiervoor wordt vastgelegd met de kavitatiecoëfficiënt σ_c die in het hydraulisch modelonderzoek wordt bepaald.

De hoogte van de waaier boven de benedenwaterstand H_s (m) volgt dan uit:

$$H_s \leq H_b - \sigma_c H \text{ (m)}$$

met H_b = barometrische druk in mwk
en H = valhoogte (m).

σ_c is sterk afhankelijk van het specifieke toerental n_s en groeit snel met n_s . Daardoor is het veelal nodig om de waaier van machines met een hoog specifiek toerental (b.v. Kaplan turbines) een aantal meters onder de benedenwaterstand te situeren.

12.9 Pompturbines*)

12.9.1 Ontwikkeling

Het idee om water - dat eerst door een turbine omlaag is gestroomd - weer op te pompen is al vrij oud. Door de wisselende vraag naar electriciteit kwam men omstreeks de eeuwwisseling op het idee om het water gedurende de goedkope (nacht)uren weer op te slaan in een bassin. In eerste instantie geschiedde dit in een vier-machine opstelling: Een door een electromotor aangedreven pomp zorgt voor het vullen van het bovenbekken, waarna de opgeslagen energie via een apart opgestelde waterturbine en een generator omgezet kon worden in elektrische energie door het weer aflaten van het opgepompte water.

Pompaccumulatie-systemen hebben zich vooral ontwikkeld vanuit de grote vervallen en opvoerhoogten via de veel voorkomende drie-machine opstelling, dat wil zeggen dat de voor de turbine gebezigde synchrone draaistroomgenerator daarbij als motor kan werken wanneer elektrische energie wordt toegevoerd (zie Fig. 12.11).

Door de alsmaar toenemende energiebehoefte werd ook voor lagere vervallen en opvoerhoogten gezocht naar rendabele opslagsystemen. Omdat overdrukturbines in principe als pomp kunnen werken als ze door een uitwendige krachtbron worden aangedreven, was het ook mogelijk om de pomp en de turbine te combineren en ontstond de opstelling met "reversibele" machines of pompturbines, dit wil zeggen met machines, die, wanneer ze worden aangedreven, water kunnen oppompen (pompbewerking) en die tevens, wanneer verval beschikbaar is, energie kunnen leveren (turbinewerking). Deze opstelling heeft de volgende voordelen:

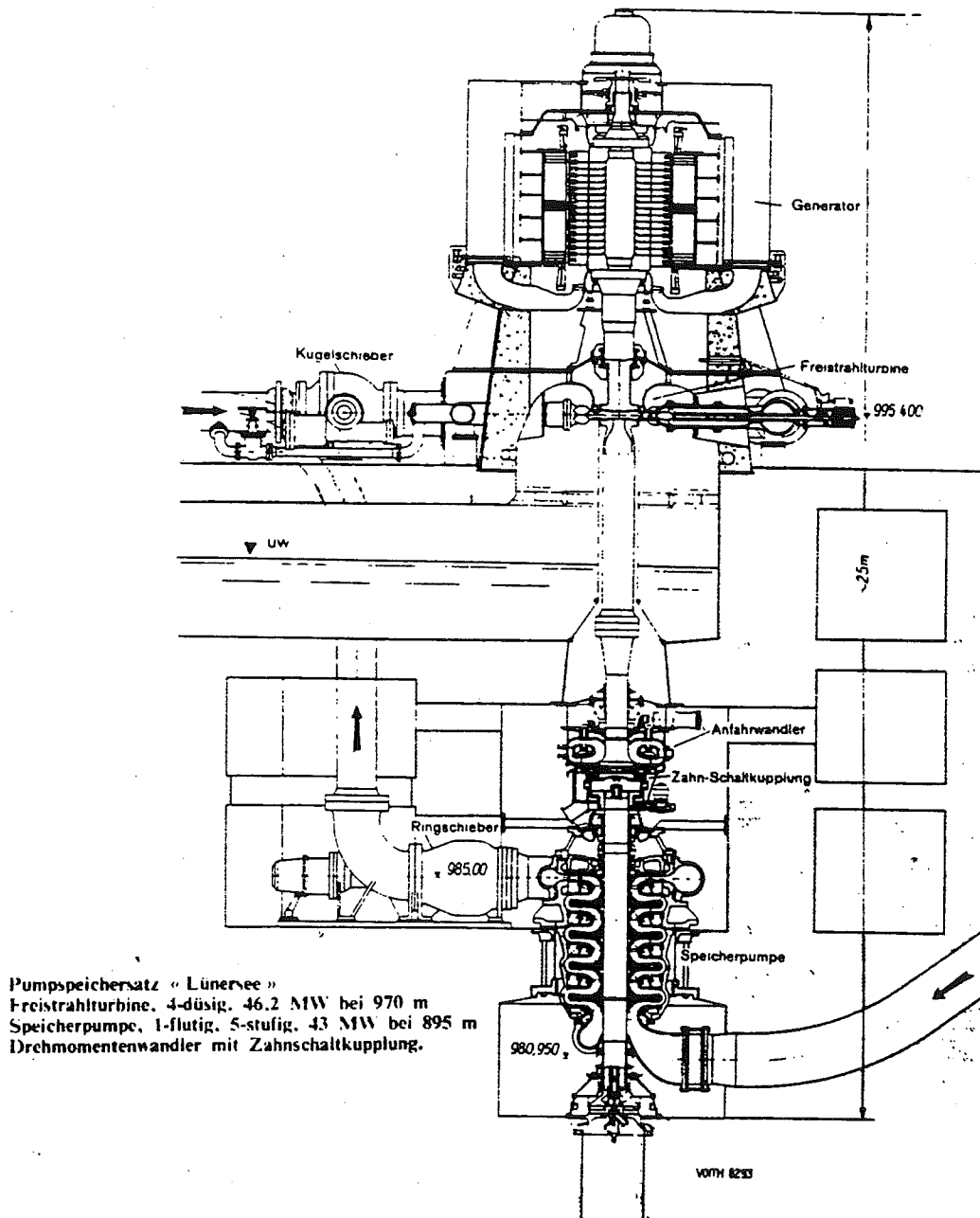
- verdergaande reductie van de benodigde bouwruimte;
- eenvoudiger concept door het ontbreken van de verbindingsleidingen en wisselkleppen tussen pomp en turbine;
- snellere montage.

Pompturbines lijken in constructief opzicht veel op normale waterturbines. Overigens dienen zij apart voor hun taak te worden ontworpen. Daarbij komen de volgende aspecten aan de orde:

- De machines moeten in beide stroomrichtingen een goed rendement hebben. In hun vormgeving in het bijzonder van de leidschoepen t.o.v. de waaier en in die van de bouwkundige voorzieningen moet hiermee rekening worden gehouden;
- Het max. turbine rendement ligt bij een lager toerental dan het max. pomprendement.
De oplossing in de vorm van een variabel toerental ligt voor de hand. Machines met een hoger toerental in pompbedrijf dan in turbinebedrijf (2-toerenmachines) zijn echter kostbaar. tot op heden is daarom één enkel toerental gebruikelijk.

*) Deze paragraaf is slechts voor de volledigheid opgenomen. Pompturbines is geen examenstof voor civiele- en mijnbouwkundige studenten

Het rendement van de pompturbine is als gevolg hiervan wat lager dan van de enkele turbine, hoewel met moderne pompturbines van het Francis type pomprendementen van 90% à 92% bereikbaar zijn, terwijl het turbinerendement van 89% à 93% nauwelijks onder doet voor dat van een enkele turbine.



Figuur 12.11

- Voor pompbedrijf dient de draairichting om te keren. Dit vereist met name extra elektrische voorzieningen. Alleen bij het Kaplan en Dériaz concept is een constructie denkbaar, waarbij de schoepen door de "nulstand heen" veresteld kunnen worden, zodat de draairichting niet gewijzigd hoeft te worden.

- Door het grote aantal belastingwisselingen en temperatuurschommelingen in de motorgenerator speelt het vermoeiingsaspect een voorname rol;
 - De synchrone draaistroommotor is niet zelfstartend, d.w.z. hij moet apart op het toerental, overeenkomend met de netfrequentie worden gebracht. In de drie-machine opstelling geschiedt dit door de turbine. Bij reversibele machines wordt dit gerealiseerd door één van de navolgende aanloopvoorzieningen:
 - a. synchroon; via de back-to-back aanloop of elektrisch met behulp van een frequentie-omvormer;
 - b. asynchroon; met een aanloopmotor of met een aanloopwikkeling in de motorgenerator.
- ad a Bij de back-to back methode fungeert in een opstelling met meerdere eenheden één turbine eenheid als starteenheid voor één of meerdere pompen. Beide machines worden in stilstand elektrisch met elkaar gekoppeld, waarna de turbine door het beschikbare verval op toeren gebracht wordt. Door de elektrische koppeling tussen de beide machines vertoont de pompt hetzelfde toerenverloop als de turbine.
- ad b De asynchrone aanloopprocedure kan geschieden met een aanloopwikkeling in de synchroon motorgenerator of met een aparte aanloopmotor, de zogenaamde pony motor, die gemonteerd wordt op de as van de motorgenerator. De aanloopmotor brengt de pompturbine eenheid op een toerental dat dicht tegen het synchrone toerental aanligt. bij dit toerental is de motorgenerator zelf in staat om de eenheid verder naar het synchrone toerental te versnellen.
- I.v.m. kavitasie stelt de pompt aanzienlijk hogere eisen aan de diepteligging van de waaier dan de turbine. Uitgebreid kavitasie onderzoek zowel bij pomp- als turbinebedrijf begeleidt dan ook het ontwerp van pompturbines. Hierbij wordt veelal niet gewerkt met de σ_c -waarde, maar wordt de NPSH (= Net Positive Suction Head) voor de diverse bedrijfsomstandigheden bepaald. Dit komt echter op hetzelfde neer, aangezien:

$$\sigma_c = \text{NPSH}/H$$

Overigens gelden voor pompturbines dezelfde theoretische verhandelingen, zoals die in de paragrafen 12.5, 12.6 en 12.8 werden uiteengezet voor turbines.

12.9.2 De regelbaarheid van pompturbines

a. Turbinebedrijf

Beginnend met het aanloopgedrag in de turbinefase geldt het volgende karakteristieke gedrag van pompturbines van het Francis type. Door het openen van de leidschoepen wordt de machine door het water op toeren gebracht. De aanlooptijd is afhankelijk van de te versnellen massa's en van de verstelsnelheid van de regelorganen en bedraagt meestal twee à drie minuten.

Vermogensregeling van pompturbines geschiedt in de turbinefase door middel van het verstellen van de leidschoepen. Daarbij kunnen Francis machines niet verder dan tot circa 60% van het vollastvermogen worden teruggeregeld.

Door de mogelijkheid om ook de loopschoepen te verstellen, wordt het axiale- en half-axiale concept gekenmerkt door een groter regelbereik (van 30% tot vollast).

Wanneer de netvraag beneden het reeds eerder genoemde vermogenspercentage komt, worden de machines weer losgekoppeld van het net, waarna de leidschoepen geheel gesloten worden.

Het afremmen van de eenheden geschiedt vervolgens veelal door een combinatie van hydraulisch, elektrisch en mechanisch remmen.

b. Pompbedrijf

Zoals gesteld, kan een synchroon motorgenerator in de pompfase niet zelfstandig als motor op toeren komen.

Hierbij komt dat pompturbines op toeren gebracht moeten worden met gesloten afsluiters. Op deze wijze wordt voorkomen dat het water in de aanloophase vanuit het hoge bekken terugstroomt.

Het benodigde aanloopvermogen is afhankelijk van de weerstand die overwonnen moet worden. Daarom is er een duidelijk verschil of pompturbines al dan niet kunnen beschikken over verstelbare loopschoepen zoals bij het Kaplan concept. Het benodigd aanloopvermogen bedraagt dan circa 20% van het geïnstalleerde pompturbinevermogen met de schoepen in de "nulstand".

Aangezien de pompturbineschoepen van een Francis machine niet verstelbaar zijn, zal schoepratatie in een ruimte die gevuld is met water relatief veel vermogen vragen (circa 50 à 60% van het motorgenerator vermogen).

Teneinde het startvermogen beperkt te houden, wordt de waaier-ruimte van Francis machines in de aanloophase belucht met een compressorinstallatie. Het benodigde aanloopvermogen bedraagt dan minder dan 10% van het motorgenerator vermogen. Is de pompturbine op toeren, dan wordt het water weer toegelaten.

De benodigde aanlooptijd bedraagt meestal enige minuten.

Vermogensregeling is in de pompfase alleen mogelijk met machines waarvan de loopschoepen veresteld kunnen worden. Met een Kaplan- of Dériaz machine is het vermogen in de pompfase dan ook regelbaar van vollast tot een zeker deellastpercentage. Francis machines zijn echter in de pompfase niet regelbaar. Het gevraagde pompvermogen van deze machine is in het gehele werkgebied nagenoeg constant.

Het afschakelen en tot stilstand brengen van de machines in de pompfase kan pas geschieden nadat het afsluitorgaan of de leidschoepen gesloten zijn.

12.9.3 Uitvoeringsvoorbeelden

Pompturbines van het Bulb Kaplan type komen in de wereld vrij weinig voor. Toepassingen voornamelijk in getijde centrales, waarbij de pompfunctie zorgt voor het extra "opzetten" van water tijdens kentering van het getij (zie verder Hoofdstuk 25). Ook de vermogens van Bulb Dériaz machines zijn nog dermate laag dat zij vrij weinig toegepast worden. Veelvuldige toepassingen van pompturbine centrales komen voor in het Francis gebied, d.w.z. boven een verval van circa 40 à 50 mwk.

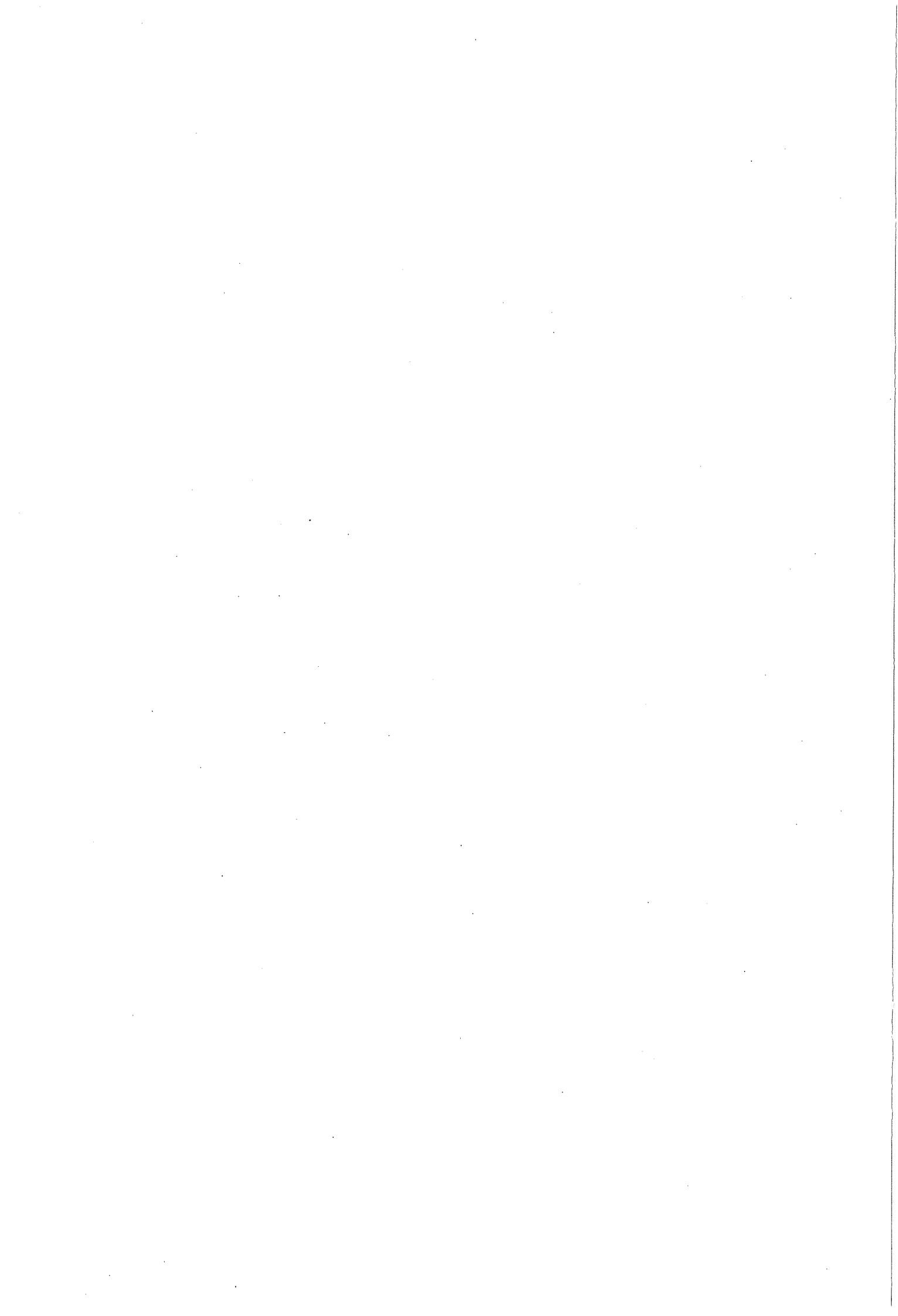
12.10 Literatuur

- [12.1] K. Blok, "Vermogen uit verval", Duurzame Energie no. 8, juni 1983.
- [12.3] Peter Fraenkl, "The Power Guide: a Catalogue of small scale power equipment", ITDG, London 1979.
- [12.3] William G. Ovens, "A design manual for water wheels, VITA, M.T. Rainier", Maryland USA, 1975.

Water Power and Dam Construction

- [12.4] F. de Siervo ed.al., "Modern trends in selecting and designing reversible Francis pump-turbines", May 1980.
- [12.5] X. Coomans ed.al., "Economies of Straflo turbines for run-of-river stations", May 1981.
- [12.6] L.H. Sheldon, "Cost analysis of hydro turbines", June 1981.
- [12.7] J. Cotillon, "The world's bulb turbines", September 1981.
- [12.8] L.H. Sheldon, "Field testing and optimizing efficiency of hydro turbines", January 1982.
- [12.9] M.F. Rahman ed.al., "Analysis of a bulb generator structure", July 1982.
- [12.10] F. Schweiger ed.al. "Developments in pump-turbines", October 1982.
- [12.11] T. Ueda, "Large capacity bulb units in Japan", March 1983.
- [12.12] S. Tsudoda ed.al., "The world's highest head pump turbines", April 1983.

- [12.13] B. Eyden, "Commissioning pumps and pump-turbines", August 1984.
- [12.14] S. Khosrowpanah ed.al., "Historical overview of cross-flow turbine", October 1984.
- [12.15] N. Roche ed.al., "Tests on a French adjustable two-stage pump turbine", June 1985.
- [12.16] F. Schweiger ed.al., "Developments in Francis turbines", August 1985.
- [12.17] A.H.A. Baghdadi ed.al., "Design of momentum water wheels used for mini hydropower", September 1985.
- [12.18] J. Meier ed.al., "Large Pelton turbines for Canada's Cat Arm scheme", August 1986.
- [12.19] R.W. Fazalave, "Trends in selecting and procuring hydro turbines", December 1986.
- [12.20] J. van Berkel, "Modelling for an adjustable nozzle for the cross flow turbine", April 1988.
- [12.21] A. Lugaresi ed.al., "Kaplan turbines: design trends in the last decade", May 1988.



13. AFSLUITMIDDELEN BIJ WATERKRACHTWERKEN

13.1 Inleiding

Afsluitmiddelen bij waterkrachtwerken komen voor op de volgende plaatsen waar de waterstroom moet kunnen worden opgestuwd, ingelaten, afgetapt, afgelaten, geloosd, gestopt of een ruimte moet kunnen worden drooggezet:

- bij rivierstuwen;
- in (tijdelijke) omleidingskanalen en tunnels;
- bovenstrooms en benedenstrooms van turbines;
- in aftapleidingen voor irrigatie;
- in aanvoerleidingen;
- bij overlaten, doorlaten in dalafsluitingen.

Men maakt in het Nederlands bij afsluitmiddelen onderscheid tussen: afsluiters, deuren, kleppen, schotbalken en schuiven. Elk van deze woorden wordt dan weer, afhankelijk van functie of vorm, aangeduid met een voorvoegsel: terugslagklep, vlinderklep, stuwklep, enz.

Zoveel mogelijk is getracht om de in het buitenland gangbare begrippen in het Nederlands te vertalen. Zie hiervoor ook de Technische Woordenlijst van NETHCOLD. [4.6]

De krooshekken, afsluiters en kleppen*) deel uitmakend van grote of kleine stalen buisleidingen worden niet behandeld.

Ontwerpcriteria alsmede het ontwerp zelf zijn bij deze onderdelen praktisch altijd de verantwoordelijkheid van de leverancier die de gehele buisleiding of de turbine levert.

Overigens is het ontwerp van afsluitmiddelen in het algemeen praktisch altijd de verantwoordelijkheid van de betrokken leverancier. De ontwerper van de civieltechnische werken moet echter wel de ontwerpcriteria geven, hij moet weten dat wat hij vraagt technisch mogelijk is, wat de financiële consequenties (als deel van het optimaliseringsproces) zijn en wat de technische consequenties zijn voor de rest van het ontwerp.

Uit het bovenstaande volgt dat afsluitmiddelen nooit een afzonderlijk onderdeel vormen bij een waterkrachtcomplex maar een geïntegreerd deel zijn van het gehele ontwerp.

Achtereenvolgens zullen nu elk van de genoemde afsluitmiddelen worden behandeld. Het ligt voor de hand om hierbij steeds onderscheid te maken tussen:

- afsluitmiddelen bij overlaten;
- afsluitmiddelen bij doorlaten in dammen (op halve hoogte en nabij de fundering) en in tunnels.

Bij de eerste categorie zijn de afmetingen groot, het debiet groot en het verval klein.

Bij de tweede categorie zijn de afmetingen en het debiet duidelijk kleiner dan bij de eerste categorie, het verval is echter groot.

*) Bij kleppen moet men in dit geval denken aan terugslagkleppen, vlinderkleppen.

Een speciaal woord van vermelding verdienen de begrippen veiligheid, bedrijfsvoering, bediening en onderhoud. De begrippen hangen nauw met elkaar samen: Zonder een goede bedrijfsvoering, bediening en onderhoud geen veiligheid. Zonder een goede risico analyse t.a.v. wat kan fout gaan met de veiligheid is het niet mogelijk vast te stellen wat men wenst te zien t.a.v. bedrijfsvoering, bediening en onderhoud en hoe men dit wenst te bereiken.

Vragen die men zich moet stellen zijn bijvoorbeeld:

- a. Wat gebeurt er met het werk en in de omgeving als een afsluitmiddel niet functioneert?
- b. Is automatische bediening gezien de plaatselijke omstandigheden toelaatbaar?
- c. Wat is de kans op menselijke fouten bij bediening en onderhoud?
- d. Is er bij uitvallen van de electriciteitsvoorziening een noodaggregaat voor de bediening of is handbediening mogelijk?
- e. Zijn er voldoende modelproeven gedaan op een schaalmodel van het prototype?
- f. Wat zijn de mogelijke gevolgen van aanvoer van drijvend en zwevend vuil?
- g. In hoeverre zal corrosie ondanks goede verflagen optreden?
- h. Kan men iets doen (schotbalken, droogzetten) als een schuif blijft steken?
- i. Is er gevaar van excessieve uitschuring benedenstrooms of voor cavitatie in tunnels als één schuif dicht blijft of als alle schuiven lang achtereen open blijven?
- j. Is het mogelijk d.m.v. regelmatige inspecties of instrumenten tijdig potentiële gevaren te ontdekken?
- k. Vergt de bedrijfsvoering frequente manoeuvres met de afsluitmiddelen, en zo niet, hoe kan men dat dan bevorderen?
- l. Is bij de ingebruikstelling het afsluitmiddel beproefd onder ontwerpbelastingen?

Er wordt tenslotte op gewezen dat het ontwerp van afsluitmiddelen alleen mag gebeuren in nauwe samenwerking tussen civieltechnicus, werktuigkundige en electrotechnicus. Hierbij spelen begrippen een rol als:

- waterloopkundige vormgeving;
- cavitatie mogelijkheid;
- opname van krachten;
- bediening;
- vervorming van schuiven onder extreme belasting;
- trillingen bij overstort en onderafvoer;
- afsluiting tegen lek.

13.2 Soorten afsluitmiddelen en hun toepassing

Voortbordurend op het lijstje uit paragraaf 13.1 kan tabel 13.1 worden opgesteld.

TABEL 13.1 MODERNE TOEPASSING VAN AFSLUITMIDDELEN

Element in waterkrachtwerk	vlakke schuif (hefdeur)	wiel-schuif	segment-schuif	cylinder schuif	sector-schuif (met hor as)	klep-schuif	rubber stuw	klep (op segment schuif)	afsluiters en vlin-derklep-en ³⁾
1. rivierstuwen	g	-	v	-	g	-	g	-	-
2. tijdelijke omleidingskanalen en tunnels	v	g	g	-	-	-	-	-	-
3. toe- en afvoer van turbines	v ¹⁾	v	-	g ²⁾	-	-	-	-	v
4. aftapleidingen voor irrigatie, etc.	v	g	v	-	g	-	-	-	g
5. aanvoerleidingen,	v	g	-	-	-	-	-	-	-
6. a overlaten bij stuwdam	g	g	v	g [*])	g	g	g	g	-
b doorlaten bij stuwdam	v	g	v	-	-	-	-	-	g ¹⁾

- v veelvuldige toepassing
 g geringe toepassing
 - niet van toepassing
 *) bij afluittorens
 1) benedenstroomse zijde
 2) als onderdeel van de turbine
 3) worden hier niet behandeld

De tabel is met opzet getiteld "moderne toepassing... enz.". Dat betekent dat alle mogelijke ingewikkelde constructies uit het verleden heden ten dage bij nieuwe werken niet meer worden toegepast. De algemene filosofie is: maak alles zo eenvoudig mogelijk. Er is in de tabel onderscheid gemaakt tussen veelvuldige toepassing (v) en geringe toepassing (g). De tabel pretendeert niet volledig te zijn. Hij geeft slechts een trend aan.

Een onderzoek uit 1967 [13.2] bracht aan het licht dat bij overlaten per afsluitopening (is dus per afsluitmiddel) maximaal 2.800 m³/s werd doorgelaten.

Bij doorlaten was dit per opening:

- 2.000 m³/s bij 30 m drukhoogte
 1.600 m³/s bij 55 m drukhoogte.

Hierbij kan evenwel het verschil in waterpeilen boven- en benedenstrooms oplopen tot 125 m!
Maximale krachten op schuiven zijn in de orde van grootte van 31.000 kN op segmentschuiven en 62.000 kN op wielschuiven.

Bij typische leegloopleidingen laag in de dam zal men heden ten dage bij een doorsnede van 10m^2 en een waterdruk van 200 mwk afvoeren van $500\text{ m}^3/\text{s}$ kunnen bereiken. [13.10]

In de navolgende paragrafen worden de verschillende mogelijke afsluitmiddelen in het kort behandeld. Alhoewel meestal de lokale situatie vrij snel leidt tot de keuze van een conventioneel afsluitmiddel, kunnen er speciale redenen zijn om van die algemene (hieronder geponeerde) regels af te wijken en te kiezen voor:

- een segmentschuif met hooggelegen oplegpunten belast op trek: voor het doorlaten van ijs;
- een segment schuif met opdrijfmogelijkheid bij extreem hoge waterstanden: om onafhankelijk te zijn van electriciteitsvoorziening of handkracht.

13.3 Vlakke schuif (hefdeur)

De vlakke schuif die in Nederland bij schutsluizen hefdeur wordt genoemd, wordt veel toegepast.

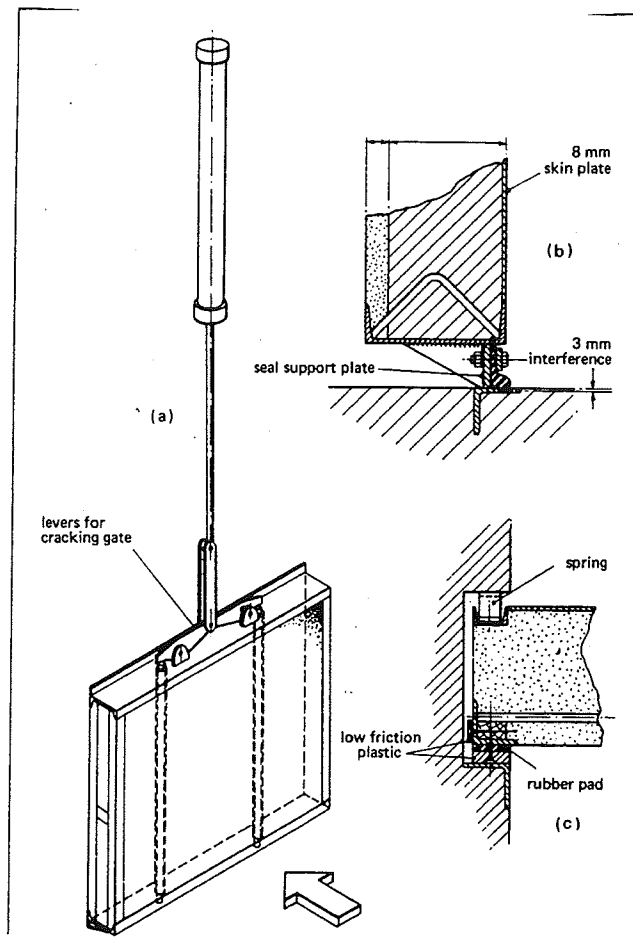
Zijn afmetingen zijn in het algemeen bescheiden (zeg tot $4 \times 4\text{ m}^2$) als hij moet kunnen worden gehesen bij eenzijdige waterdruk. De afmetingen kunnen echter veel groter zijn als hij uitsluitend dienst doet bij het droogzetten van een in- of uitstroomkanaal (Engels: bulkhead gate) van, bijvoorbeeld, een turbine. In dat geval wordt de schuif pas geplaatst als de waterstand aan beide zijden van de schuif dezelfde is.

Bij kleine vervallen (zeg tot 10 m) wordt de vlakke schuif toegepast bij kleinschalige waterkracht bovenstrooms van drukleidingen (Fig. 13.1) [13.15]. Ook dan zal men echter plastic glijdstrippen moeten toepassen en roestvrijstalen aanslagen of bronzen sponningen om de wrijving te kunnen overwinnen bij het heffen of neerlaten.

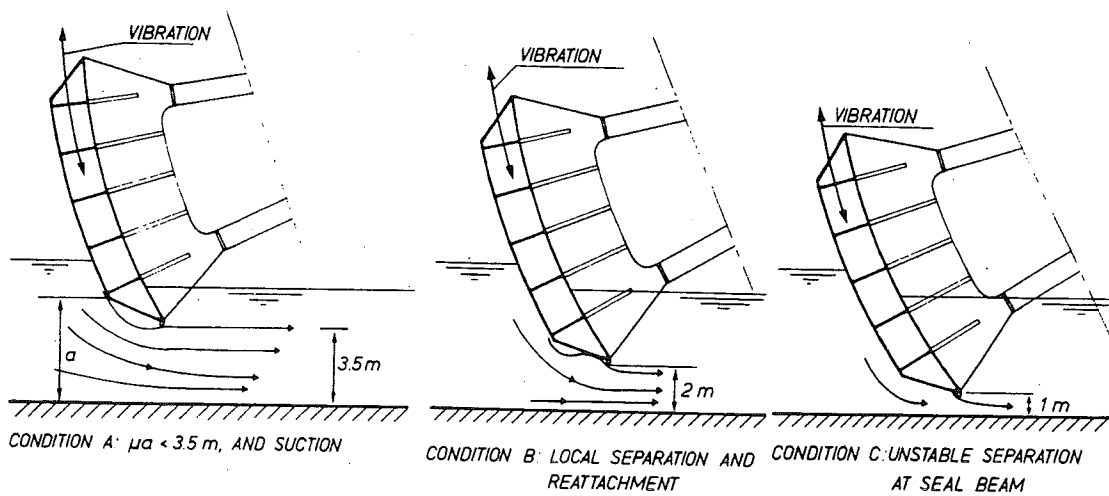
Gedurende de laatste 10 jaren is men de vlakke schuif ook meer en meer gaan toepassen als afsluitmiddel in diepgelegen leegloopriolen, doorlaten en tunnels. Men spreekt dan van een onderspui-schuif of onderschuif. De te spuien waterhoeveelheid stroomt dus onder de ten dele geopende schuif door.

Belangrijke aspecten bij het ontwerp van deze schuif zijn:

- de vormgeving aan onderzijde die moet voorkomen dat trillingen en cavitatie voorkomen: 45° en een vlakke vloer zonder sponning of drempel (Fig. 13.2 ter illustratie, hoewel dit geen vlakke schuif is);
- sponningen zijn minder dan 5 cm breed;
- toepassing van roestvrij staal op vitale plaatsen; dit staal is bovendien beter bestand tegen cavitatie;
- rechthoekig schuifprofiel en rechthoekige sponningen (i.v.m. trillingen);



Figuur 13.1: Schuiven: (a) overzicht, (b) onder-afdichting, (c) zij-afdichting

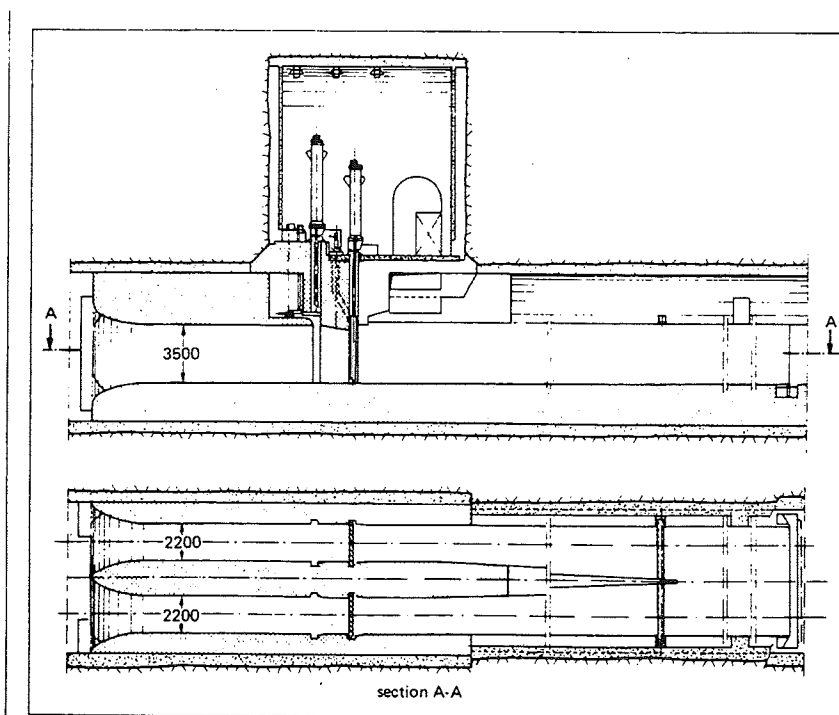


Figuur 13.2: Tangentiële trillingen bij segmentschuiven van de Haringvlietsluizen (naar Kolkman, [13.24])

- de wrijving tussen zij-aanslagen en schuif wordt verminderd door toepassing van zelfsmerende bronzen glijdstrippen aan de schuif en roestvrijstalen strippen in de schuifsporingen;
- de afdichting tegen lekken aan de zijkanten is middels genoemde strippen en aan de bovenzijde door een soortgelijke bronzen strip aan de benedenstroomse zijde. Die afdichting werkt bij alle schuifstanden. Aan de onderzijde is soms een licht samendrukbare strip van kunststof in de "drempel" ingestort.
- beluchting wordt toegepast op basis van modelproeven en om cavitatie tot een minimum te beperken.

De schuiven worden altijd dubbel uitgevoerd, d.w.z. er is een regelschuif en bovenstrooms hiervan een identieke reserveschuif die de taak van de regelschuif eventueel kan overnemen en tevens dient als afsluiting bij droogzetten van de tunnel voor reparatie werkzaamheden aan de regelschuif (Fig. 13.3).

In verband met de hoge snelheden (tot 80 m/s) is een stalen bekleding van de doorlaat boven- en benedenstrooms van de schuiven noodzakelijk.



Figuur 13.3: Bodemuitlaat Alicura (Argentinië) [13.17]

Het heffen en neerlaten van de schuiven gebeurt doorgaans m.b.v. hydraulische cylindere. Voorbeelden van toepassing van de schuiven vindt men in Tabel 13.2.

TABEL 13.2 TOEPASSING VAN VLAKKE SCHUIVEN BIJ GROTE VERVALLEN

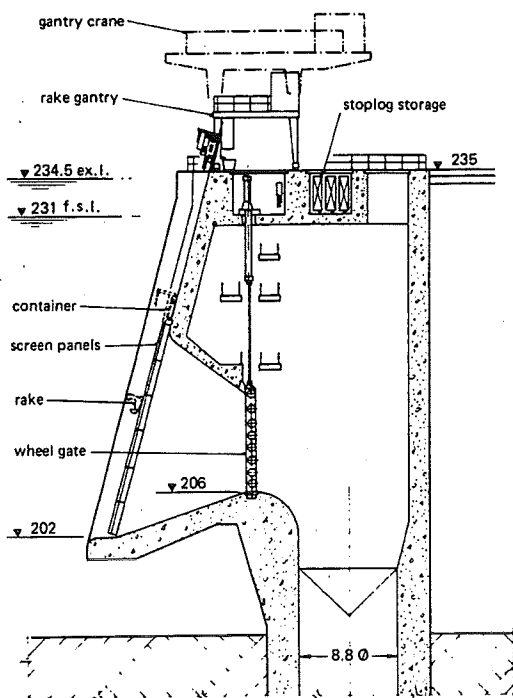
Project	Land	onderdeel	verval (m)	afmeting (2x)	snelheid m/s	debiet m ³ /s
Mrica	Indonesië	leegloopriool	65,5	1,2 x 1,65	29,3	280
Alicura	Argentinië	aflaat nabij bodem	118	2,2 x 3,5	45	600
Colbun	Chili	aflaat nabij bodem	108	2,5 x 3,65	45	730
Chambon	France	aflaat nabij bodem	80	2,25 x 3	80	110

Er wordt nog op gewezen dat deze schuiven niet worden toegepast in drukleidingen en -tunnels leidend naar turbines aangezien daar snelle zelfsluitende afsluiters vereist zijn zoals vlinderkleppen en wielschuiven.

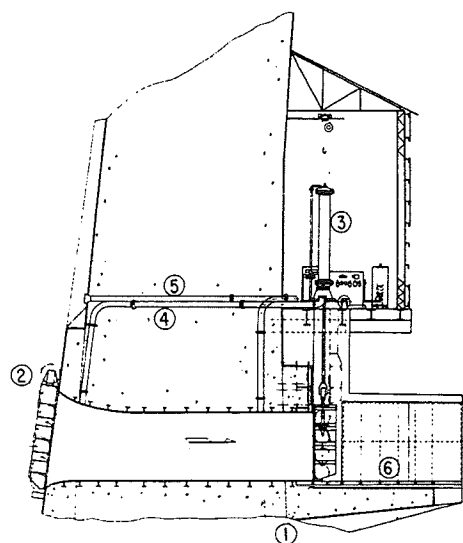
13.4 Wielschuif

De wielschuif is een vlakke schuif voorzien van wielen om het heffen en neerlaten te vergemakkelijken. Hij wordt vooral veel toegepast als afsluitmiddel van de inlaatopening naar turbines (Fig. 13.4) en daarnaast in veel mindere mate bij overlaten en doorlaten. Het is vooral de mogelijkheid van snelle automatische sluiting bij calamiteiten die als een belangrijk voordeel van deze schuiven wordt gezien. De toepassing als regelschuif onder groot verval (tot 90 m) is reeds genoemd (Fig. 13.5).

Figuur 13.4



Figuur 13.5



In Japan [13.9] zijn dergelijke schuiven toegepast met afmetingen tot 3,9 x 3,9 m bij een verval van 65 m. De afmetingen van de schuiven kunnen vooral bij de lagere vervallen groot zijn: horizontale overspanningen tot 12.2 m komen voor (La Grande, Canada). Voor de berekening wordt o.a. verwezen naar [13.18] Fig. 13.6 geeft details van de wielschuif voor een overlaat van het La Grande Complex in Canada.

Aanbevolen wordt bij berekening conservatieve aannamen te doen t.a.v. de berekening van de hefcapaciteit. Ook hier zijn de vorm van de onderkant van de schuif (45°) en van de schuifspanningen alsmede de beluchting van groot belang bij het voorkomen van trillingen. Modelproeven zijn zeker aan te bevelen als plotse sluiting bij hoge vervallen kan voorkomen. Zelfsmerende bronzen lagers hebben hun nut bewezen voor de wielstellen.

Voor de afdichting worden momenteel veelal rubber strippen gebruikt met een teflon laag. Naast waterdichtheid betekent dit relatief weinig wrijving gedurende het heffen of neerlaten van de schuiven.

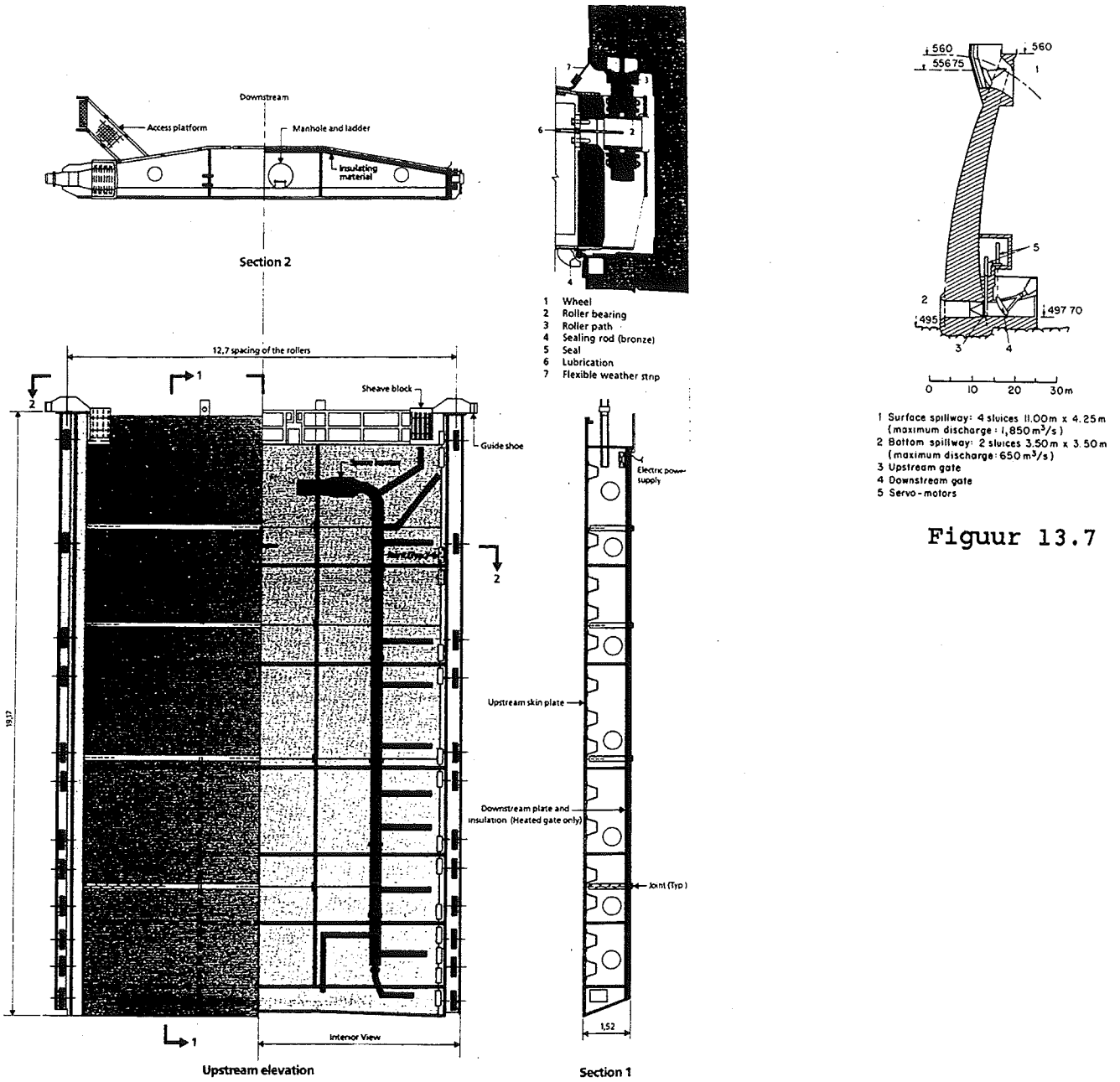
13.5 Segmentschuif

De segmentschuif met horizontale as wordt zeer veel toegepast zowel bij kleine als grote vervallen. Het waterkerende vlak is een cylinder segment. De krachten worden op de oplegpunten (in de as van de cylinder) overgedragen d.m.v. armen. Door de segmentvorm gaat de voornaamste belasting, de waterdruk, door de oplegpunten en slechts een klein moment moet worden overwonnen bij het heffen. Segmentschuiven worden veelal als regelschuiven toegepast. Praktisch altijd bevindt de waterkerende plaat zich aan de bovenstroomse zijde en wordt de schuif dus onder druk belast.

In leegloopriolen en damdoorlaten (Fig. 13.7) wordt de segmentschuif toegepast onder grote vervallen. Een groot voordeel van deze schuiven is het ontbreken van sponningen. Een belangrijke eis is dan echter wel dat tijdens openen of sluiten in alle standen van de schuif geen "spuiters" optreden tussen schuif en bodem/wanden van de leiding of tunnel. Hiertoe monteert men wel naast een volledige rubber afdichting op de schuif voor gesloten stand een "anti straal" afdichting (een "redelijke" waterdichtheid gevend) voor de verschillende openingsstanden. Deze laatste afdichting wordt dan aan het "kozijn" bevestigd. (7 in Fig. 13.8).

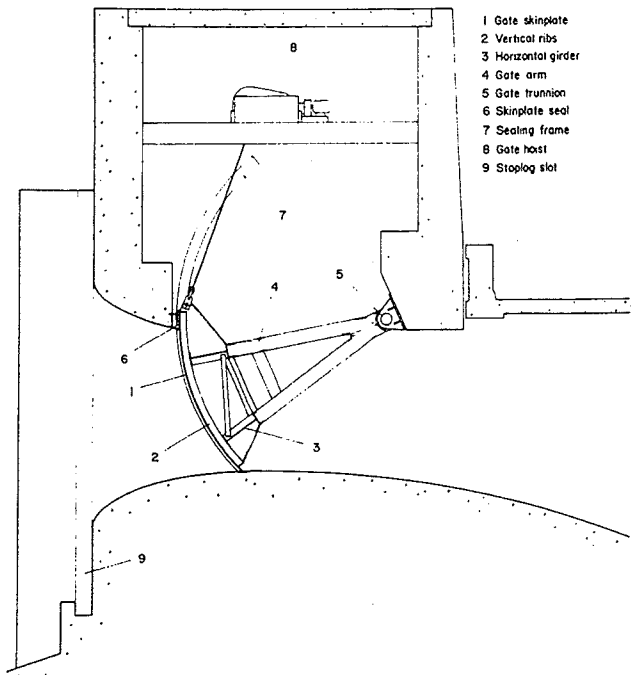
Fig. 13.9 laat een voorbeeld zien van een onderafdichting bij een schuif toegepast bij een middelgroot verval van 24 m (Fig.13.10) bij de doorlaat van de St. Feistritz centrale in Oostenrijk.

Bij lage vervallen op overlaten in dammen is de segmentschuif ontegenzeggelijk het meest voorkomende afsluit- en regelmiddel. Daarnaast zijn ook de recent gebouwde rivierstuwen in Donau en Rhone met segmentschuiven uitgerust. Wat afmetingen betreft, is bijna alles technisch mogelijk maar uit kostenoverwegingen is veelal een breedte/hogte van 20-25/16-20 m wel het maximum.

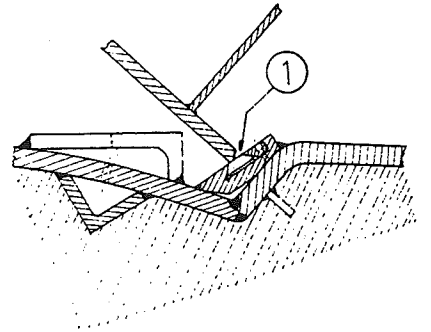


Figuur 13.6: Ontwerp van een wielschuif (La Grande, Canada [8.2])

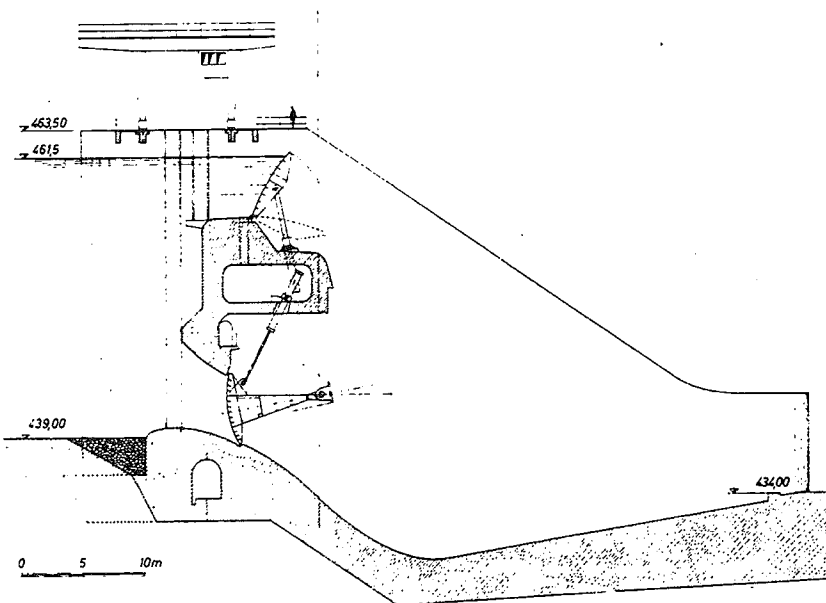
Figuur 13.7



Figuur 13.8



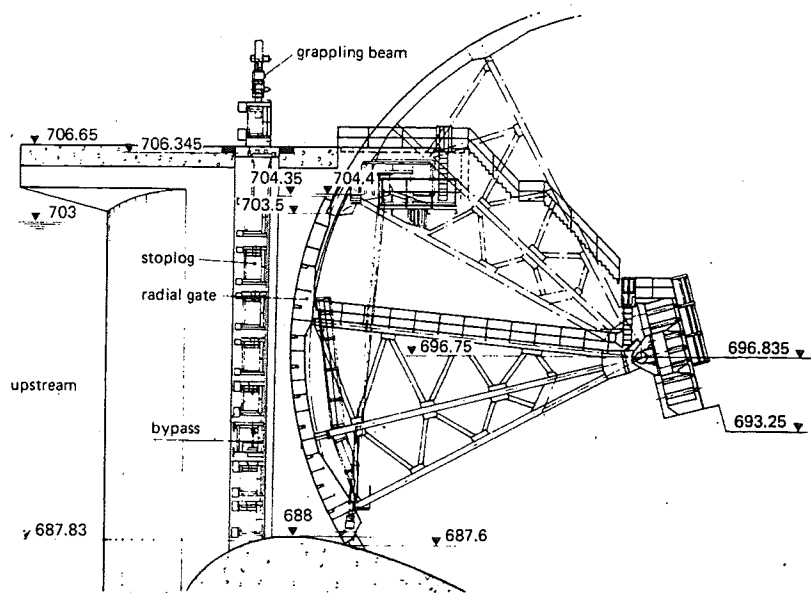
Figuur 13.9



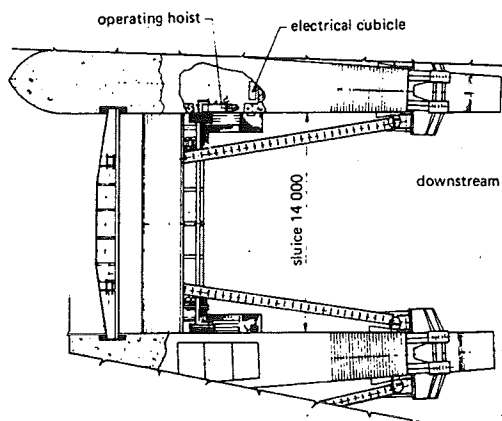
Figuur 13.10

De segmentschuiven (rivierzijde) in de Haringvlietsluizen met hun afmetingen van 56,5x12 m zijn ongetwijfeld een uitzondering [13.22] qua afmeting, vorm, hefsysteem en oplegging.

Voor de civiel-ingenieur is naast de vormgeving van de overlaat bij toepassing van schuiven vooral overdracht van de belastingen naar de pijlers van belang. De schuifarmen worden scharnierend bevestigd aan een oplegblok op de pijler (Fig. 13.11 en 13.12). Het oplegblok wordt op zijn beurt m.b.v. uitwaaiende voorspankabels bevestigd aan de pijlers waardoor de oplegdruk over de pijler wordt gespreid. Het heffen en neerlaten van de segmentschuiven gebeurt meestal met behulp van kabels of kettingen gekoppeld aan lieren op de pijlers en soms ook wel hydraulisch [13.13].



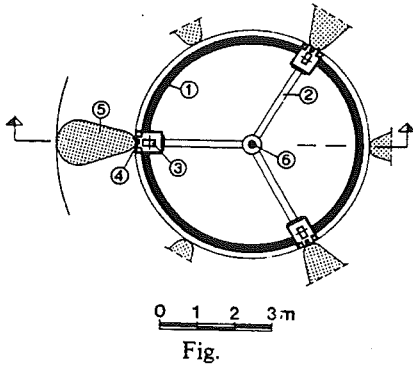
Figuur 13.11: Zij-aanzicht van segmentschuif en schotbalken



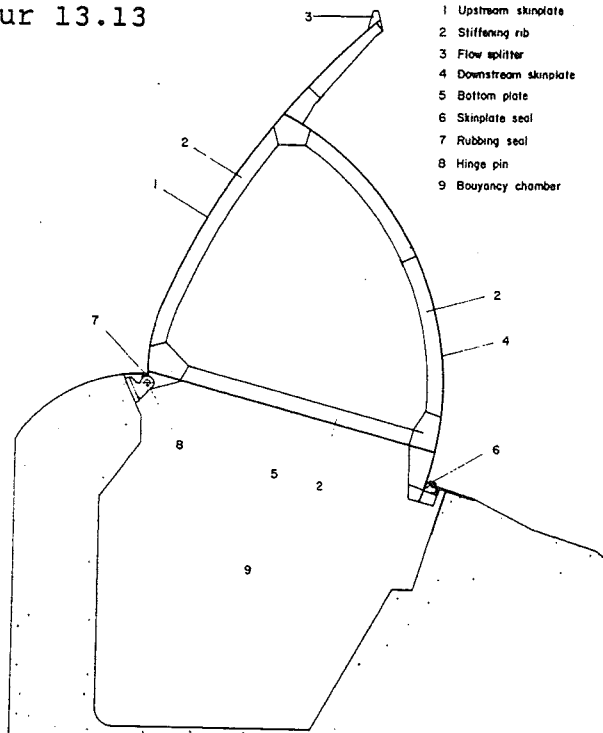
Figuur 13.12: Bovenaanzicht van segmentschuif en schotbalken

13.6 Cylinderschuif

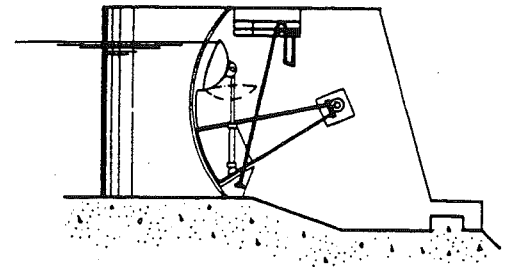
De cylinderschuif wordt toegepast bij turbines en daarnaast voornamelijk bij aflattorens (Fig. 13.13) [13.8].



Figuur 13.13

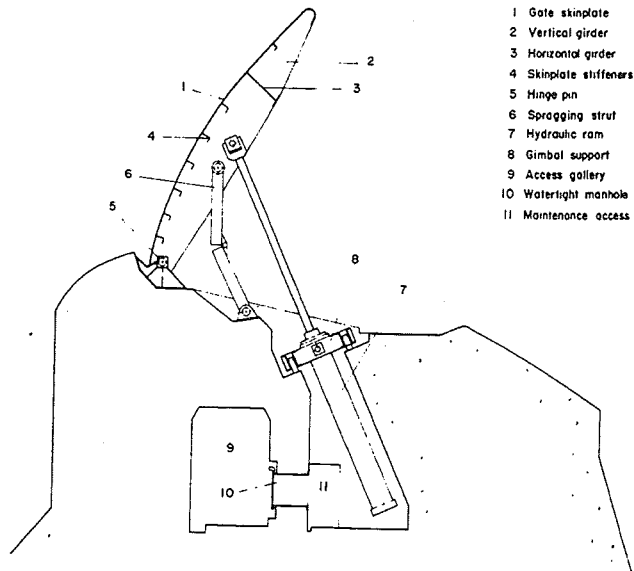


Figuur 13.14



Figuur 13.16

Figuur 13.15



- 1 Gate skinplate
- 2 Vertical girder
- 3 Horizontal girder
- 4 Skinplate stiffeners
- 5 Hinge pin
- 6 Spragging strut
- 7 Hydraulic ram
- 8 Gimbal support
- 9 Access gallery
- 10 Watertight manhole
- 11 Maintenance access

13.7 Diverse andere schuiven (zie tabel 13.1)

Voor toepassing van de sectorschuif (Fig. 13.14), de klepschuif (Fig. 13.15) en de klep (op segmentschuif) (Fig. 13.16) moet men veelal in het verleden zijn. In het kort over deze schuiftypen enkele bijzonderheden:

Sectorschuif (Engels drumgate of sectorgate)

Deze werd in het verleden veel toegepast in verband met efficiënt materiaal gebruik, minder gevaar voor trillingen en mogelijkheid van automatische bediening d.m.v. een systeem vergelijkbaar met dat van waaierdeuren.

In Europa bevindt de scharnier zich veelal aan de benedenstroomse zijde. Afmeting breedte/hoogte tot 40/6 m.

Klepschuif

Deze kan zowel automatisch bediend worden m.b.v. een hydraulisch systeem (Fig. 13.15) als d.m.v. de waterdruk.

Toepassing van het eerste type zal men vinden bij overlaatoeningen die om een of andere reden bijzonder breed moeten zijn of waar opleggen van de schuiven op pijlers minder gewenst is. De schuiven kunnen uit een aantal eenheden bestaan.

Het tweede type paste men toe bij niet bemande dammen waar bovendien een electriciteitsvoorziening ontbrak.

Zowel bij de sectorschuif als bij de klepschuif moet vervuiling van de sponning waarin de schuif bij waterdoorvoer onder water moet worden opgeborgen, niet worden uitgesloten bij sedimentafvoer van de rivier.

De klep, tenslotte, kan zijn nut hebben voor fijnregeling t.a.v. het reservoirpeil.

Zoals reeds eerder opgemerkt, probeert men in de huidige tijd de ontwerpen simpel te houden bij grote bedrijfszekerheid en bovengenoemde typen schuiven worden dan ook niet veel meer toegepast.

13.8 Rubberstuw

Tenslotte nog enkele woorden over een betrekkelijk novum: de rubber stuw. Het gaat hierbij om een opblaasbare "band" van een met rubber bekleed weefsel. Het opblazen kan met lucht (d.m.v. een compressor) of met water (d.m.v. een pomp) plaatsvinden. De uitvinding dateert uit 1956. tot nu toe is het systeem ontworpen en (soms) toegepast:

- om naderhand de kruin van een overlaat te verhogen (extra waterberging in het reservoir) (Australië);
- als strijkbare rivierstuw (Marokko);
- als noodkering in een boezem (Nederland).

De hoogte kan tot 5 m zijn, maar is meestal in de orde van 1-2,5 m.

De kosten zijn relatief laag maar de levensduur is vermoedelijk beperkt. Een nadeel is ongetwijfeld de onzekerheid van beschikbaarheid van identiek vervangend materiaal op langere termijn.

13.9 Literatuur

Proceedings ICOLD

Ninth Congress 1967 Istanbul), Vol. II (Q-33)

- [13.1] R. 16, S. Angelin, "Emergency closure of a deeply located Gate system to a diversion tunnel".
- [13.2] R. 27, M. Bourgin ed.al., "Considerations sur la conception d'ensemble des ouvrages d'évacuation provisoires et définitifs des barrages".
- [13.3] R. 28, M. Riquois ed. al., "Problèmes posés par l'exploitation et l'entretien des organes d'évacuation des barrages".
- [13.4] R. 48, A. Ghetti, "Investigation on the running of deep gated outlet works from reservoirs".

Eleventh Congress 1973 (Madrid), Vol II (Q-41)

- [13.5] R. 42, A Liebl, "High Pressure sluice gates".
- [13.6] R. 72, F. Hartung, "Gates in spillways of large dams".

Thirteenth Congress, 1979 (Delhi), Vol. III (Q-50)

- [13.7] R. 4, B.E. Hollingworth ed.al. "Model tests on a high head bottom outlet gate for vibrations and cavitation".
- [13.8] R. 22, K.H. Idel ed.al. "Damage at a cylindrical valve of six m diameter on a 50 m high flood discharge tower".
- [13.9] R. 25, S. Fujimoto ed.al. "Historical development of large capacity outlets for flood control in Japan".

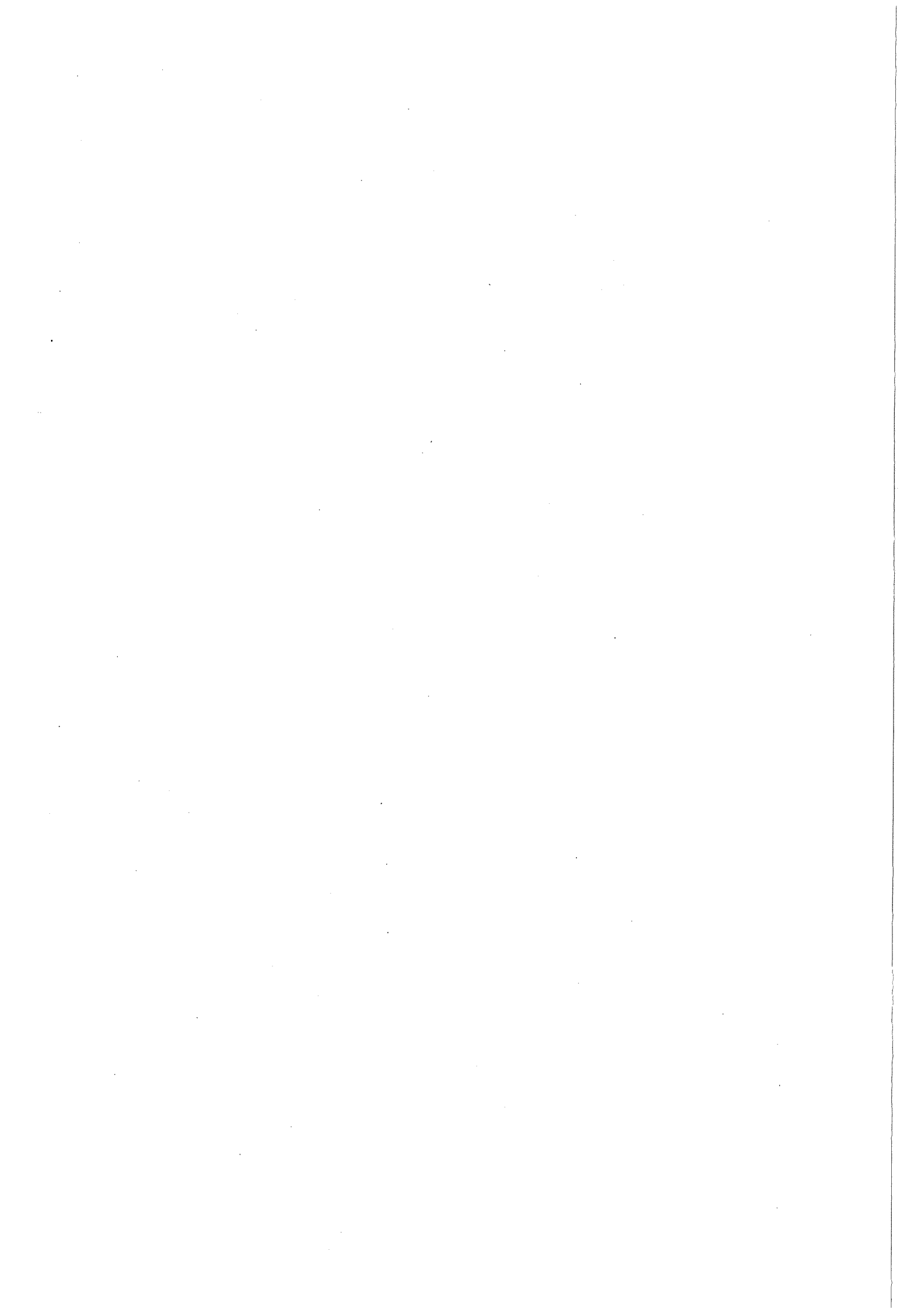
- [13.10] R. 27, B.T.A. Sagar, "Safe practices for high head outlet gates".
- [13.11] R. 47, H.R. Sharma, "Problems at high head gates in outlet conduits".
- [13.12] R. 51, A.N. Harkauli ed. al. "Recent problems in high head gate installations in India".

Monthly Water Power and Dam Construction

- [13.13] May 1983, "Tainter gates get a lift from pins".
- [13.14] February 1984, M.K. Jermar, "Automatic hydraulic gates for intake structures".
- [13.15] April 1985, B.W. Leyland ed.al., "Designing gates for small hydro schemes".
- [13.16] November 1986, T.C. Paul ed.al., "Dimensioning vertical lift gates".
- [13.17] January 1987, A. Josserand ed.al. "Bottom outlet structure for Alicura project".
- [13.18] February 1987, Z.W. Zhong "Vertical lift wheel gates for sluiceways".
- [13.19] August 1987, J. Lewin "The spillway gates and bottom outlet at Kotmale Dam".
- [13.20] August 1987, J.R. Self ed.al. "Gates for the Mrica hydro Project".
- [13.21] April 1988, L. Alvarado ed. al. "Design and operation of the Colboun Spillway and low-level outlet".

Drie Maandelijks Bericht Deltawerken

- [13.22] No. 25 "De schuiven van de uitwateringsluizen in het Haringvliet".
- [13.23] Comité Français of ICOLD "Dams in France", June 1985.
- [13.24] P.A. Kolkman, "Development of vibration-free gate design: learning from experience and theory", publicatie Waterloopkundig Laboratorium, no. 219.



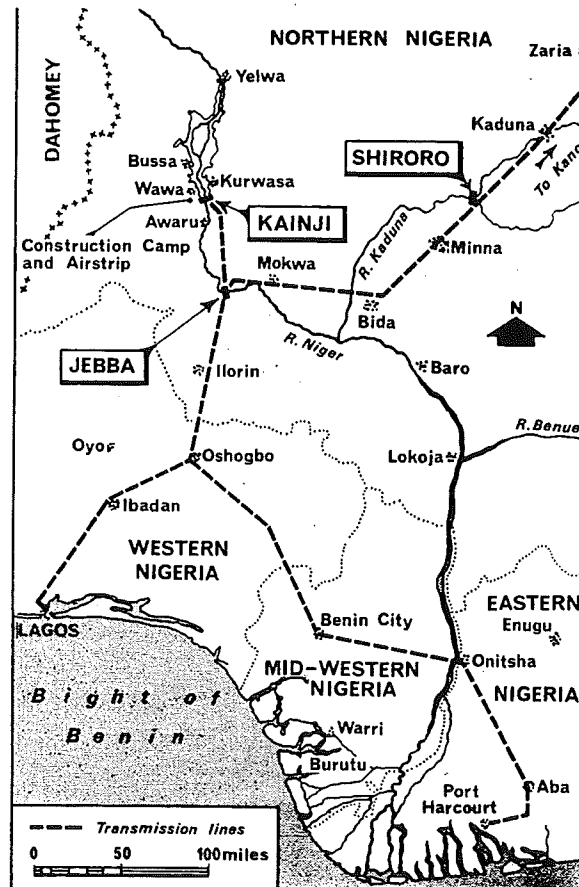
VOORBEELDEN VAN PROJECTEN

14. KAINJI DAM IN NIGERIA

14.1 Inleiding

Het Kainji project in de rivier de Niger in Noord Nigeria is een zogenaamd multipurpose project. De dam dient namelijk een vijfvoudig doel: energie-opwekking, rivierregulering t.b.v. de scheepvaart, bestrijding van overstromingen, rivierkruising en visvangst. Het project is uitgevoerd in de periode 1964-1969.

De Kainji dam was de eerste (en economisch meest aantrekkelijke) in een serie van drie stuwdam projecten die geïntegreerd zouden worden geëxploiteerd t.b.v. de energie opwekking. Inmiddels zijn ook de twee andere projecten (Jebba dam benedenstrooms van Kainji in de Niger en Shiroro dam in de Kaduna, een zijrivier van de Niger) gerealiseerd en in bedrijf (Fig. 14.1).



Figuur 14.1: Overzicht van het Niger Dams Project in Nigeria

14.2 Dam locatie

Aanvankelijk (1956) was er één dam geprojecteerd in de buurt van Jebba. Een dergelijke dam zou echter te weinig berging creëren in verhouding tot vorm van de afvoerverlooptlijn en de hoogte van de rivierafvoeren. Op basis van de topografie en de geologie tussen Jebba en Bussa werd uiteindelijk Kainji gekozen als dam locatie. Uitsluitend uitgaande van de topografie zou men Kurwasa (Fig. 14.1) als damlocatie hebben geselecteerd, maar de bovenkant van de rots lag hier 80 m diep onder het rivierbed. Iets meer benedenstrooms vond men bij Kainji een hooggelegen rotsrichel. Deze locatie had als bijkomend voordeel dat er ter plaatse een eiland in de rivier ligt wat een tijdelijke rivier omleiding vergemakkelijkt. Ook was het nog mogelijk om 97 km benedenstrooms, bij Jebba, een tweede dam te bouwen zonder dat dit tot hogere waterstanden benedenstrooms van Kainji aanleiding zou geven. Het gebrek aan berging in een stuwmeer bij Jebba is namelijk niet langer bezwaarlijk als een dam bovenstrooms de afvoer reguleert.

14.3 Fundering, bouwmaterialen en damtypen

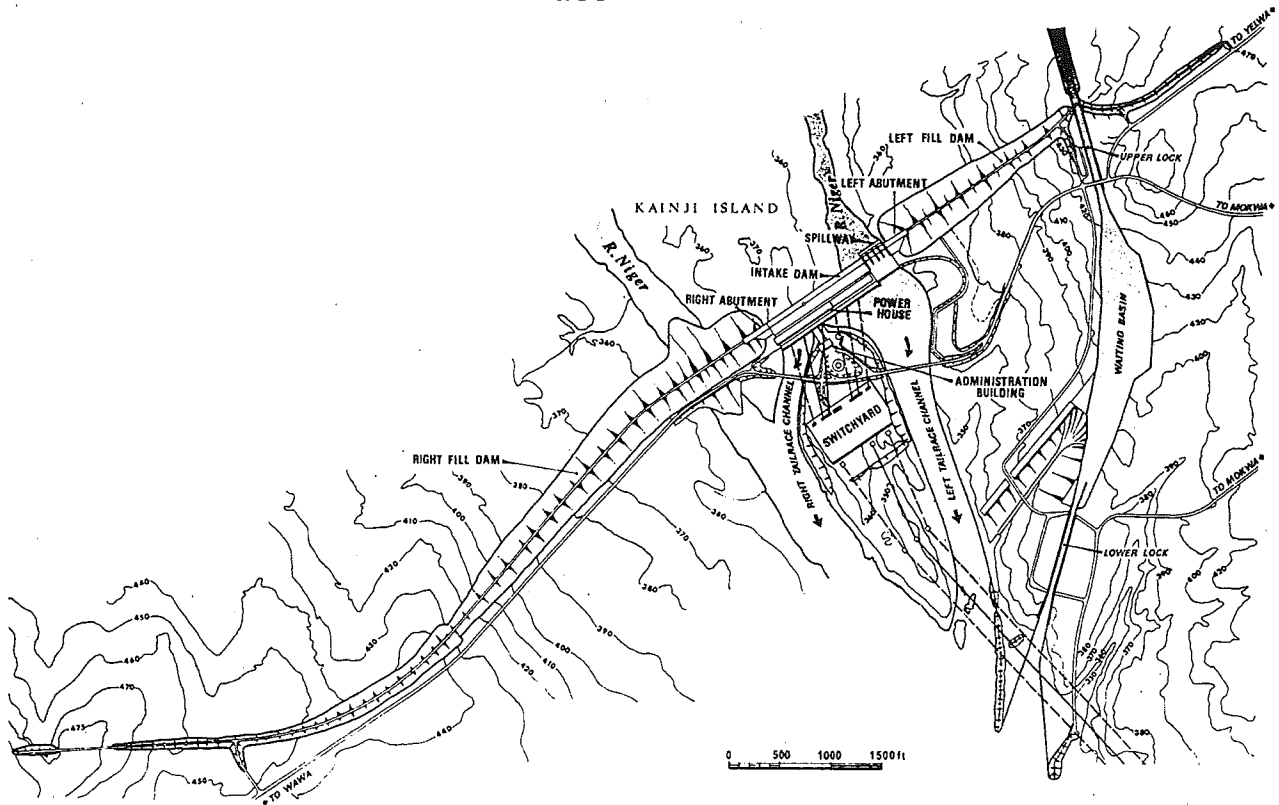
Ten plaatse van de dam vindt men gesteenten waarvan de monsters bezwijkspanningen van 170-280 MPa laten zien bij één-assige druk en van 280-360 MPa bij een zijdelingse druk van 14-42 MPa. Aanvankelijk was men dan ook van plan om een betonnen gewichtsdam te bouwen over de volle breedte van 700 m van rivierarmen en eiland.

De aanwezigheid van een brede breukzone in de rechter rivierarm alsmede het lagere peil van de 'bedrock' aldaar leidde uiteindelijk tot de lay out van Fig. 14.2. Ook de overlaat in de linker rivierarm zou dan op een breukzone worden gefundeerd maar gezien de omvang van deze breukzone leek dit geen bezwaar: De breukzone zou d.m.v. injecties worden verstevigd en de overlaat zou als monolith worden uitgevoerd.

In een vroeg stadium was duidelijk dat ontgraving voor centrale, overlaat en bovenschutsluis grote hoeveelheden stortsteen van zeer goede kwaliteit zou opleveren. Een deel van deze steen zou kunnen worden gebroken om dan als toeslag materiaal te dienen voor de beton.

Uitgebreid geotechnisch onderzoek leerde dat:

- een steengroeve op de rechter oever tot 4 miljoen m³ hoornblende, graniet en gneis kan opleveren;
- de rechter rivierarm tot 4 miljoen m³ zand bevatte dat geschikt was om als toeslagmateriaal bij beton te worden gebruikt;
- op diverse plaatsen klei (kleigehalte 14-45%) zandige klei (klei gehalte < 14%) kan worden afgegraven tot hoeveelheden van 15 miljoen m³.



Figuur 14.2: Overzicht van het Kainji Project met betondam en centrale op Kainji Island, overlaat in de linker rivierarm en aansluitende grond/rotsdammen op beide oevers. Scheepvaartsluizen op de linker oever

Zoals (bijna) altijd bepalen de fundering en de aanwezige bouwmaterialen welk damtype zal worden gebouwd. Voor inlaatdam, overlaat, was men echter in alle gevallen aangewezen op beton. Voor de dam door de rechter rivierarm en op beide rivieroevers was een combinatie van grond en steen in een dam gefundeerd op rots de aangewezen oplossing. Voor de 4,4 km lange zadeldam zou funderen op rots duur zijn (vanwege de diepe ligging) en ook niet nodig, gezien de betrekkelijk geringe waterkerende hoogte (meestal niet meer dan 15,20 m, soms 25 m) en de samenstelling van de ondergrond. Hier is een gronddam met samengesteld profiel direct gefundeerd op het alluvium de aangewezen oplossing.

14.4 Lay-out

Bij een stuwmeerpeil van 465', een rivieroever ter plaatse van de dam van 360', een turbine hoogte van 325' en gemiddelde rivierafvoer van 1.350 m³/s is er sprake van een betrekkelijke lage valhoogte en een groot doorvoer debiet. De laatste twee factoren op hun beurt bepalen de lengte van de inlaatdam met centrale (12 eenheden van 23,8 m' breed elk). Overlaat en inlaatdam zouden kunnen worden gebouwd respectievelijk op het Kainji eiland en in de linker rivierarm. Duidelijk was in dit verband dat de overlaat moest worden gesitueerd in één van beide rivierarmen om op stwing benedenstrooms tijdens spuien zoveel mogelijk te voorkomen.

De schutsluizen voor de scheepvaart werden gesitueerd op de linker oever om de ontgraving (voor het tussenliggende bassin) te beperken. Centrale, bedieningsgebouw/schakelwacht en schakelstation kregen een plaats benedenstrooms van de inlaatdam op het eiland.

14.5 Funderings verbetering

Werk aan de fundering van de dam betrof vooral beide breukzones. Het ging hierbij om het zodanig verdichten van het materiaal in de breukzones dat:

- (a) de zettingen van dezelfde orde zouden zijn als elders in de ondergrond van de dam;
- (b) waterdruk na vulling van het stuwmeer geen waterverlies en erosie van materiaal ten gevolge zou hebben.

De breukzone in de linker rivierarm was 3-4,5 m breed en werd 4,5 m onder de funderingsgrondslag uitgegraven. Plaatselijk was een 9 m verdiepte sleuf dwars op de breukzone gegraven met een breedte van 2,5 m om een waterdicht scherm te maken. Dit geheel werd vol met beton gestort en daarna werden de gesteenten eromheen geïnjecteerd met een chemisch mengsel. Als eis voor waterdichtheid werd gesteld 1 Lugeon.

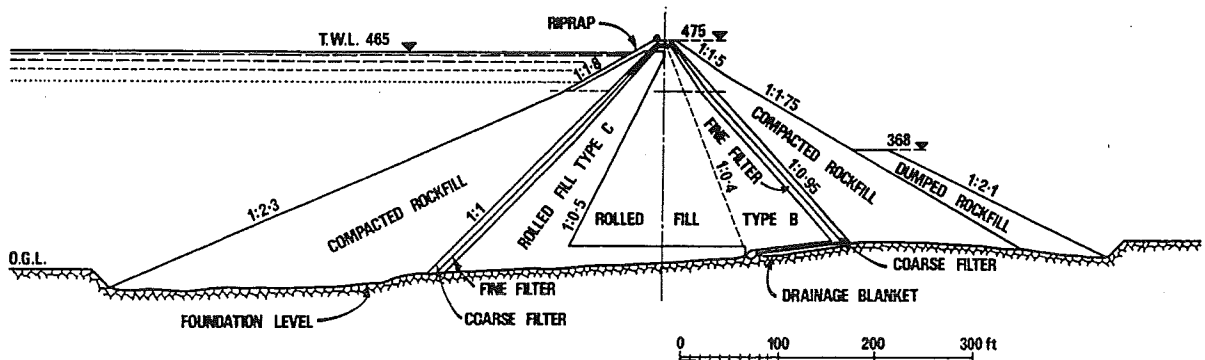
Bij de breukzone in de rechter rivierarm werd geen beton gestort. Het waterdichtheids criterium werd hier gesteld op 10 Lugeons.

Het hoofdinjectie scherm strekt zich over 2.350 m lengte onder de dam uit. De kwaliteit van de rots was over het algemeen uitstekend en het criterium voor waterdichtheid werd gesteld op 10 Lugeons voor de grond/gesteente dammen en 5 Lugeons voor de betondammen.

Consolideringsinjecties zijn toegepast op plaatsen waar de aanwezigheid van gescheurd en gebroken materiaal daar aanleiding gaf.

14.6 Grond/rots dammen

De dammen van weerszijden van het betonnen middengedeelte zijn samengesteld uit klei, zandige klei, stortsteen en de bijbehorende overgangsfilterslagen (Fig. 14.3).



Figuur 14.3

Deze dammen zijn geheel geplaatst met rijdend materieel in horizontale lagen van 0,2 m (klei) en 1,10 m (gesteente) dikte. De maximale hoogte van deze dammen was 80 m (in de rechter rivierarm).

14.7 Betondammen

De betondammen (totale lengte 550 m) bestaan uit een inlaatdam (maximale hoogte 65 m), overlaat en beide landhoofden die aansluiting moeten geven op de grond/rots dammen. In alle gevallen is er sprake van gewichtsdammen. Een damgedeelte is 23,8 m breed (bepaald door inlaat voor turbine en breedte van een turbine eenheid).

Drainage onder de dam is door middel van twee drainage schermen. De drainage boorgaten (ϕ 75 mm) hebben een afstand h.o.h. van 3 m en zijn 9-21 m diep. Voorts zijn er ondiepe drainage boorgaten in een netwerk onder centrale en onder de woelbak van de overlaat.

Bij de uitvoering van een gewichtsdam in het algemeen en bij een tropisch klimaat in het bijzonder zal veel aandacht moeten worden besteed aan de vrijkomende bindings- en verhardingswarmte. Bij de Kainji dam werd low heat-cement gebruikt uit Noorwegen. Koeling van de betonmortel werd verkregen door:

- koeling van het mengwater tot 4° C;
- koeling van de fijne toeslagmaterialen (excl. zand) tot 7° C;
- toevoeging van ijs aan het koelwater.

Er werden 8 verschillende betonsamenstellingen gebruikt afhankelijk van plaats en functie van de beton. De aanvoer van de cement uit Noorwegen (100.000 ton portland cement en 130.000 ton low-heat cement), het breken, sorteren en wassen van de toeslagmaterialen, het produceren van in totaal 165 m³/h betonmortel van (maximaal) zes verschillende samenstellingen alsmede het storten van de beton in het 550 m lange en maximaal 65 m hoge damlichaam vergt een zeer efficiënte organisatie.

Er is in een tijdsbestek van drie jaren 800.000 m³ beton gestort.

14.8 Overlaat

In de jaren '60 toen de overlaat voor de stuwdam werd ontworpen, werd gewoonlijk zondermeer het 1 x 10.000 jaar voorkomende hoogwater als maatstaf genomen. In 1966 berekende men met gebruik van alle toen beschikbaar zijnde hydrologische gegevens een piekafvoer van 7.500 m³/s ($n = 0,0001$). Bij een veiligheidsmarge van 1.000 m³/s was de piek 8.500 m³/s en het volume (boven de basis afvoer van 2.000 m³/s) 46 km³ (zie ook Hoofdstuk 5).

Er was echter al eerder (1961) op basis van andere gegevens, met geringere betrouwbaarheid, een ontwerpafvoer van 12.000 m³/s vastgesteld. Het spuien van een dergelijke afvoer had men zich als volgt voorgesteld:

- 9.000 m³ over de vier drempels in de overlaat;
- 150-200 m³/s x 6 door de turbines (bij 62% belastingsfactor).
- 1.400 m³/s door bovensluis en omloopriolen (waarbij niet alle bovengenoemde spuien eenheden ter beschikking zijn).

Uitgaande van verschillende scenario's vond men dat het stuwmeerpeil onder alle omstandigheden beneden 471' zou blijven en dat daarom de oorspronkelijke ontworpen noodoverlaat kon vervallen.

De ontworpen hoofdoverlaat is van het conventionele type met segmentschuiven, gekromde kruin, woelbak, "Angostura" tanden (Fig. 8.7). Aan dit onderdeel is echter in verband met de omvang van de piekafvoer veel aandacht besteed en er zijn wiskundige zowel als fysische modellen toegepast. In de verband worden genoemd:

- een fysisch model 1:120 voor het globale ontwerp;
- detailmodellen 1:60 en 1:69 voor ontwerp van kruin en woelkom;
- detailmodel voor de vorm van de schotbalken i.v.m. het plaatsen in stromend water.

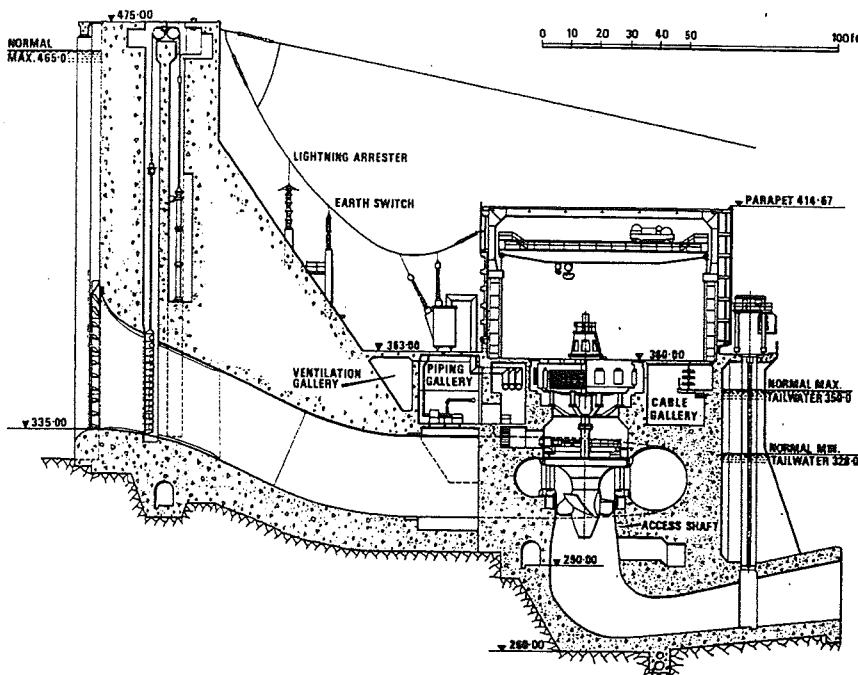
De vier segmentschuiven hebben ieder afmetingen van 15,2x15,2 m² en bij volledige opening zal bij een reservoirpeil van 465' de afvoer 7.720 m³/s bedragen.

De energievernietiging is bij deze overlaat betrekkelijk eenvoudig. Na het passeren van woelbak en Angostura tanden stroomt het water door het afvoerkanaal dat geheel in de harde rots is uitgegraven. Voorzieningen tegen uitschuring benedenstrooms van de in gewapend beton uitgevoerde woelbak, werden dan ook niet nodig geacht.

14.9 Centrale

Gezien de verwachte vervallen (omvang en variatie) zijn Kaplan turbines geïnstalleerd. Deze zijn elk in staat om bij $n = 115.4$ rpm en een verval van 30 m een energie opbrengst van 82 MW te genereren. De turbines zijn operationeel bij vervallen tussen 23 en 41 m. Kenmerkend bij een dergelijke riviercentrale zijn de grote hoeveelheden water die door de turbines gaan: 150-200 m³/s. Dit gegeven bepaalt niet alleen de omvang van het slakkenhuis (diameter inlaat 8,54 m), de doorsnede van de turbineschacht (diameter 8,85 m) maar ook die van drukleiding (diameter 8,54 m), wielschuiven (12 x 2 stuks elk van 4,88 x 10,37) en afzuigkanalen (12 x 2 stuks van 8,54 x 4,88 m).

De turbines, generatoren, onderhoudsruimten, alsmede alle bijbehorende electrisch-mechanische apparatuur zijn ondergebracht in het centrale-gebouw (Fig. 14.4). Behalve een ingewikkeld samenstel van schachten, gangen, tunnels en leidinggoten, alle ondergebracht in een betonnen onderbouw, werd het geheel overkapt met een turbinehal van 25 x 350 m. Overwogen is nog om de overkapping weg te laten, maar dit bleek in het hete afwisselend droog en nat klimaat van Noord Nigeria met zijn stofstormen in het droge seizoen minder gewenst.



Figuur 14.4

14.10 Uitvoering

De uitvoering van een project met de omvang van Kainji en de vele bijbehorende werken in een afgelegen, dunbevolkt en slecht bereikbaar gebied in een tropisch ontwikkelingsland vergt veel planning, organisatie en improvisatie. In het kader van dit college kan daar niet op in worden gegaan.

In het kort zal hier slechts wat worden vermeld over de omleiding van de rivier tijdens de bouw.

Bij het uitvoeren van afdammingswerken in een rivier als de Niger zal men altijd de rivier tijdens de bouw een aantal malen van "bedding" moeten laten veranderen.

De bouwtijd wordt bepaald door (a) mobilisatietijd, (b) omvang van het werk en (c) de afvoerlijnen van de rivier.

In feite blijkt de afvoerlijn door zijn vorm en variabele hoogte tot in details het uitvoeringsschema te bepalen.

Bij Kainji was gekozen voor een uitvoeringsperiode van 5 jaar.

De rivier zou achtereenvolgens geleid worden door:

- de rechter rivier arm: mei '64 - mei '66;
- de linker rivierarm waarin de (voorlopig laaggehouden) overlaatdrempels waren geplaatst: mei '66 - nov. '67;
- de inlaatopeningen 1 - 6 alsmede het lege "casco" van de centrale onderbouw: vanaf nov. '67.

De laatste omleiding was kritiek aangezien dit alleen kon gebeuren zolang de rivierafvoer beneden de 2.400 m³/s bleef. Dit betekende dat negen maanden ter beschikking waren voor afbouw van de overlaat en installatie van de segmentschuiven. Zodra de afvoer boven 2.400 m³/s steeg zouden de wielschuiven voor de eenheden 1-6 dichtgaan en het water zou beginnen te stijgen. Het doorlaten van dit water was dan alleen nog maar mogelijk door de geïnstalleerde turbines 7 en 8. Het water stijgt dus altijd tot de hoogte van de overlaatdrempel (415'). Dit betekende dat de op de landhoofden aansluitende grond/rotsdammen op de dag van sluiting van de inlaatschuiven tenminste tot een hoogte van 425 gereed zouden moeten zijn. Ondanks een aantal tegenslagen (stakingen, stammenoorlog) is dit gelukt. Op 2 aug. 1968 begon het meer achter de geheel gesloten dam te stijgen en in oktober 1969 was een voorlopig stuwmeerpeil van 450' bereikt d.w.z. dat het waterpeil 60 m hoger was dan op 2 aug.

14.11 Literatuur

- [14.1] ICOLD Proceedings
Ninth Congress 1967 (Istanbul)
R.E. Coxon, "Control of flows at Kainji Dam".
- [14.2] Water Power and Dam Construction
R.E. Coxon, "The Kainji Development", September and October 1967.
- [14.3] A. van der Laan ed.al., "First high lift locks in Nigeria", (XXIIth International Nav. Congress 1970).

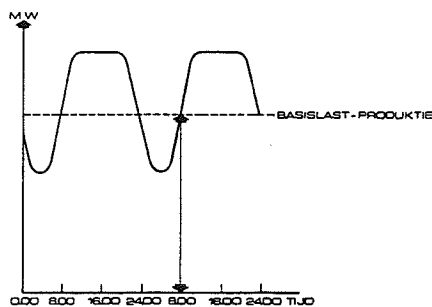
15. OPAC EN PAC

15.1 Inleiding

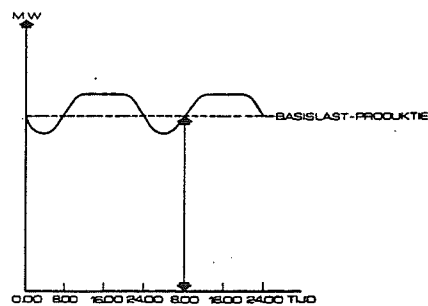
Het plan voor de bouw van een pompaccumulatiecentrale in Nederland wordt algemeen aangeduid met PAC, dat voor een ondergrondse pompaccumulatiecentrale met OPAC. In beide gevallen gaat het om opslag van potentiële energie door water van een laaggelegen bekken naar een hooggelegen bekken te pompen. Men kan hierdoor de electriciteitsproductie optimaliseren aangezien productie en verbruik qua tijdstip van elkaar los worden gekoppeld.

In combinatie met een voldoende groot basislast productievermogen kan een opslagsysteem leiden tot een hogere benuttingsgraad van dat basislastvermogen en daarmee tot minder midden- en pieklastvermogen (Fig. 15.1).

Bij een voldoende groot verschil in prijs tussen brandstoffen voor basislasteenheden (kolen, kern) en die voor midden-/pieklasteenheden (gas/olie) kan een brandstofprijns voordeel optreden ondanks energieverliezen die met opslag gepaard gaan.



ZONDER POMP ACCUMULATIE



MET POMP ACCUMULATIE

WERKING POMP ACCUMULATIE CENTRALE

Figuur 15.1

Een opslagsysteem is ook doelmatig bij benutting van zgn. aanbodvolgend vermogen (met name windturbines) en van vermogen dat naast electriciteit ook warmte produceert (stadsverwarming, warmte/ kracht).

In het buitenland vindt men reeds veel pompaccumulatiecentrales (750.000 MW geïnstalleerd in 200 centrales). De topografie maakt daar toepassing van dergelijke centrales aantrekkelijk. In Nederland zal men het noodzakelijke hoogteverschil kunstmatig moeten opwekken. Toch heeft de regering nadere studies naar PAC en OPAC¹⁾ laten maken i.v.m.:

- het streven naar realisatie van meer basislastvermogen;
- de mogelijkheid tot grootschalige introductie van windvermogen;
- de noodzaak om op termijn bestaand midden-/pieklastvermogen te vervangen.

In de hierna volgende paragrafen zullen OPAC en PAC in het kort worden besproken. Hierbij wordt vooral naast de typische waterkracht aspecten aan de civieltechnisch/waterbouwkundige aspecten aandacht besteed.

15.2 OPAC

15.2.1 Principe, situatie

Een OPAC bestaat uit een betrekkelijk klein bovenbekken op maaiveldniveau dat door middel van één of meer schachten is verbonden met een ondergronds reservoir dat op grote diepte is aangelegd in de vorm van een aantal holruimten (cavernes) of een gangenstelsel (tunnels). De machineruimte bevindt zich ook ondergronds. Behalve de watervoerende schacht(en) zijn er nog twee schachten nodig voor ventilatie, kabels en transport van materiaal en personeel (Fig. 15.2).

Een voordeel bij dit systeem is de praktisch constante valhoogte waardoor ook het maximaal te leveren vermogen gedurende de productiefase van de cyclus constant is.

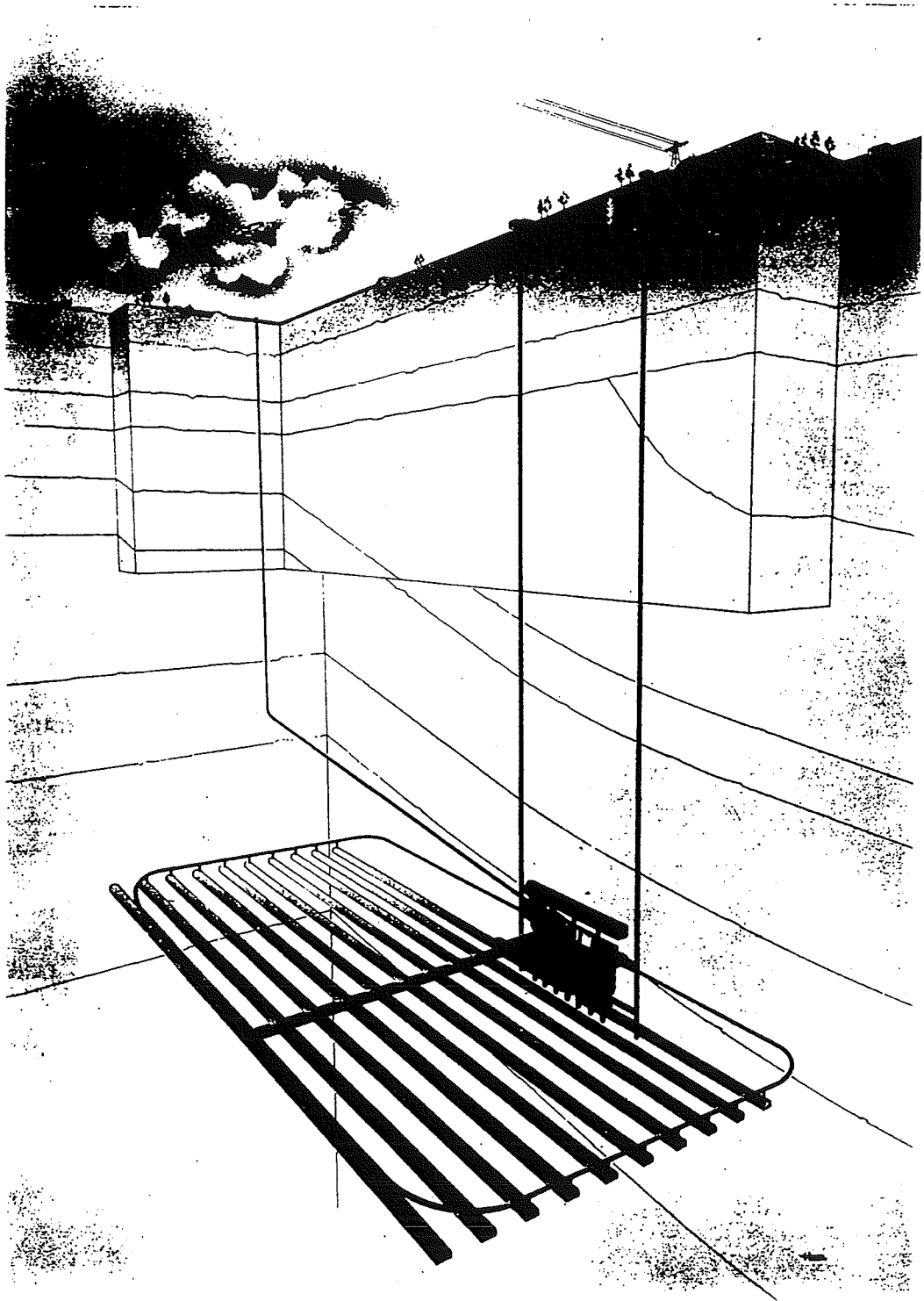
Essentieel voor de uitvoerbaarheid is de aanwezigheid van gesteentelagen met een voldoende sterkte en homogeniteit op de juiste diepte.

Vanuit de schachtbouwtechniek stelt men als eis dat de dikte van de ongeconsolideerde lagen boven het vaste gesteente niet meer dan 600 m mag bedragen. Het benedenbekken zal op een diepte van maximaal 1.400 m onder het maaiveld komen te liggen i.v.m. beperkingen t.a.v. bestaande pompen en bevestiging van hoogspanningskabels in de schachten.

Bovengenoemde randvoorwaarden beperken het aantal potentiële bouwlocaties in Nederland tot twee:

- Zuid Limburg, rond Maastricht;
- Westerschelde, Zeeuws Vlaanderen.

1) en daarnaast ook naar andere opslagsystemen zoals S-PAC, DAG en APO. Deze blijven hier buiten beschouwing omdat waterbouwkunde er een veel geringere rol bij speelt dan bij OPAC en PAC.



Figuur 15.2

Bij de studies heeft men zich moeten beperken tot veldonderzoek in Limburg (seismisch, proefboring). Tussen Meerssen en Elsloo bevinden zich op een diepte van 1.200 - 1.400 m formaties van voldoende omvang en sterkte. De bouw van een beneden reservoir in die formatie is goed mogelijk in de vorm van zowel een tunnelstelsel als enkele cavernes.

15.2.2 Milieu effecten

Het milieu effect van OPAC is gering:

- er komt 5 à 20 miljoen ton steen vrij (maar dit kan voor het grootste deel weer in het bovenreservoir worden verwerkt);
- tijdens het proces wordt het water door omgeving en energieverliezen gaandeweg opgewarmd. Hierdoor treedt verdamping op en neemt het zoutgehalte toe. Regelmatige verversing van het proceswater is dan ook nodig alsmede lozing van het zoute water.

In verband met de noodzaak van steentransport en waterverversing, komen locaties grenzend aan oppervlakte water (rivieren, kanalen, zeearmen) het meest in aanmerking.

15.2.3 Eisen gesteld door de electriciteitsproducent

Door de electriciteitsproducent werd als eis gesteld een vermogen van 1.400 MW bij een energie-inhoud van 8 GWh. Aanvankelijk werden overigens nog vele andere varianten bekeken variërend van 400 MW/5 GWh tot 2.000 MW/20GWh. Bij een diepte van 1.400 m bleek het optimum bij 1.200 MW/9GWh te liggen, d.w.z. vrijwel overeenkomend met de eis.

15.2.4 Kenmerken van een OPAC

De karakteristieke cijfers van een OPAC zoals blijkt uit de studies, uitgevoerd in de periode 1980 - 1987, zijn de volgende:

Tabel 15.1

Kenmerk	eenheid	
Garantievermogen	MW	1.400
Opslagcapaciteit	GWh	8
Hoogteverschil boven-benedenreservoir	m ³	1.400
Volume proceswater	hm ³	2,5
Systeemrendement	%	77,2
Oppervlak bovenreservoir	ha	50
Waterschil bovenreservoir	m	5,6
Lengte cavernen benedenreservoir	km	12
Gewicht uitkomend gesteente	miljoen ton	7,4
Standzekerheid ondergrondse werken	jaar	50
Temperatuur gesteente	°C	44
Zoutgehalte formatiewater	gr/l	35
Toevloed formatiewater	m ³ /dag	120 - 1.200
Bouwtijd	jaar	10
Investeringskosten	milj. guldens	2.852
Voorkeurslocatie	Itteren/Bunde/Geulle	
Machine configuratie	Pelton turbine + meertraps pomp	
Uitvoering holruimten	Cavernes.	

Een aantal onderdelen verdient in dit verband nadere aandacht:

a. Pompturbines

Een keuze moest worden gedaan tussen de Francis pompturbine en de Pelton turbine gekoppeld aan een meertraps pomp. Bij de laatste kan de gehele valhoogte van 1.400 m in een stap worden overbrugd. Dit bleek (voorlopig nog) financieel aantrekkelijker te zijn dan een zgn. twee-etagevariant met Francis turbines. het cyclus rendement (d.w.z. het product van turbine en pomp rendementen en andere verliezen) is 77%. Het rendement van de turbineslag is 86%.

b. Hoeveelheid proceswater

Bij een gegeven van 1.400 MW/8GWh betekent dit dat een volume V aan water heen en weer moet pendelen. Dit kan als volgt worden berekend:

Bij een vermogen van 1.400 MW en een energie-inhoud van 8 GWh zal een hoeveelheid water V heen en weer pendelen. De energie die 1m^3 water oplevert, is:

$$\eta \cdot \rho \cdot g \cdot H \cdot Q = 11.811.240 \text{ W}_S$$

($\eta = 0,86$, $\rho = 1.000$, $g = 9,81$, $H = 1.400$, $Q = 1$).

De totale gewenste energie-inhoud is: $8\text{GWh} = 2,88 \times 10^{13} \text{ W}_S$

De benodigde hoeveelheid water is dan:

$$V = 2,88 \times 10^{13}$$

$$\frac{\text{-----}}{11.811.240} = 2.438.355 \text{ m}^3$$

$$= 2,4 \text{ milj. m}^3$$

$$= 2,4 \text{ hm}^3$$

D.w.z. de netto inhoud van zowel boven als onder reservoir is rond $2,5 \text{ miljoen m}^3$ ($2,5 \text{ hm}^3$).

c. Bovenreservoir (Fig. 15.3)

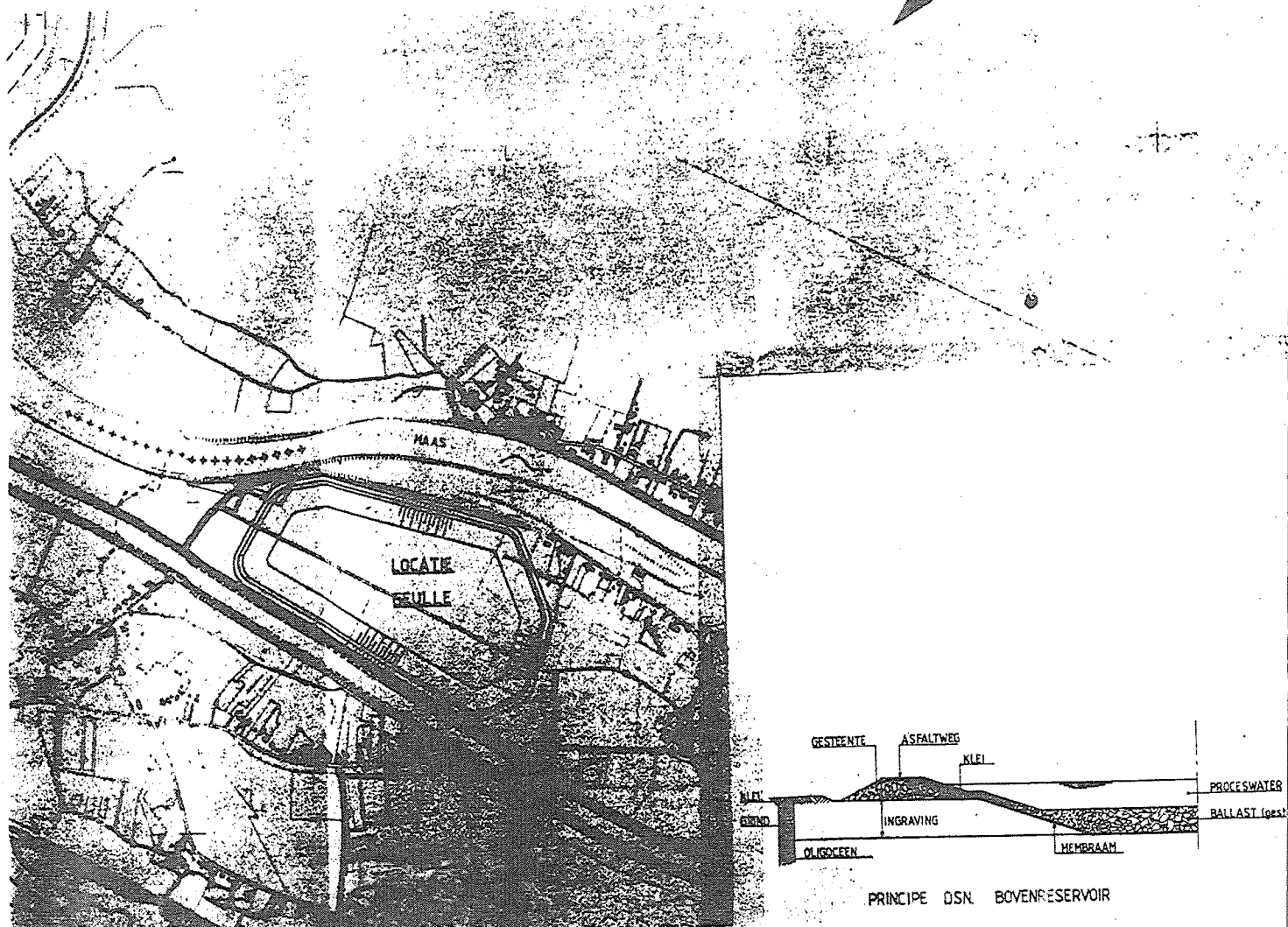
Een bovenreservoir kan op het bestaande maaiveld worden gebouwd of worden ingegraven.

Aan beide oplossingen zijn voor- en nadelen verbonden. Bij een reservoir op het maaiveld heeft men meer oppervlak nodig dan bij een ingegraven reservoir i.v.m. de aanlegbreedte van de dijken. Bij een ingegraven reservoir zal men maatregelen moeten treffen tegen opwaartse grondwaterdruk (het reservoir staat immers elk etmaal vele uren grotendeels leeg).

Vanuit landschappelijk oogpunt gezien verdient een lage dijk van circa 2 m de voorkeur boven een hoge dijk. Als men een waterdichte afdekking toepast (b.v. een kunststof folie) zal die moeten worden geballast. De grote hoeveelheden uitkomend gesteente ($\pm 4,8 \text{ miljoen m}^3$ losgestort) geven tot dit laatste de mogelijkheid. Men kan een optimalisatie uitvoeren voor een aantal locaties met verschillend grondoppervlak en grondvorm.

Varianten in deze berekening zijn:

- dijkhoogte
- netto waterinhoud
- gesteente in de dijk
- gesteente in het ballastbed.



Figuur 15.3

De berekening toont aan dat de verhouding gesteente/water het laagste is bij een dijkhoogte boven het maaiveld van 15 m. De hoeveelheid neemt toe bij geringere en grotere dijkhoogten. Uit esthetische overwegingen verdient echter een lage dijkhoogte de voorkeur. In een reservoir van $500 \times 1.000 \text{ m}^2$ (50 Ha) met een netto inhoud van $2,5 \text{ hm}^3$ bij Geulle (Limburg) zou 2,77 miljoen m^3 steen kunnen worden verwerkt. Er rest dan nog 2,03 miljoen m^3 . De diepte van dit reservoir zou 13 m zijn onder het maaiveld. De nuttige waterschijf is 4 à 5 m. Een belangrijk element in het bovenreservoir is de in-/uitlaattoren. Daarnaast zal men voorzieningen moeten treffen voor wateraflaat naar en waterinlaat uit de Maas.

d. Watervoerende schacht

De verticale (of nagenoeg verticale) schacht transporteert 2,5 miljoen m^3 water van boven- naar onder-reservoir en omgekeerd. Naar boven gebeurt dat in $\pm 7,5 \text{ h}$, naar beneden in 16,5 h. Dit betekent een maximale doorvoer van $90,5 \text{ m}^3/\text{s}$. Bij een inw. diameter van 6 à 7 m zijn de watersnelheden dan 3,2 à 2,35 m/s.

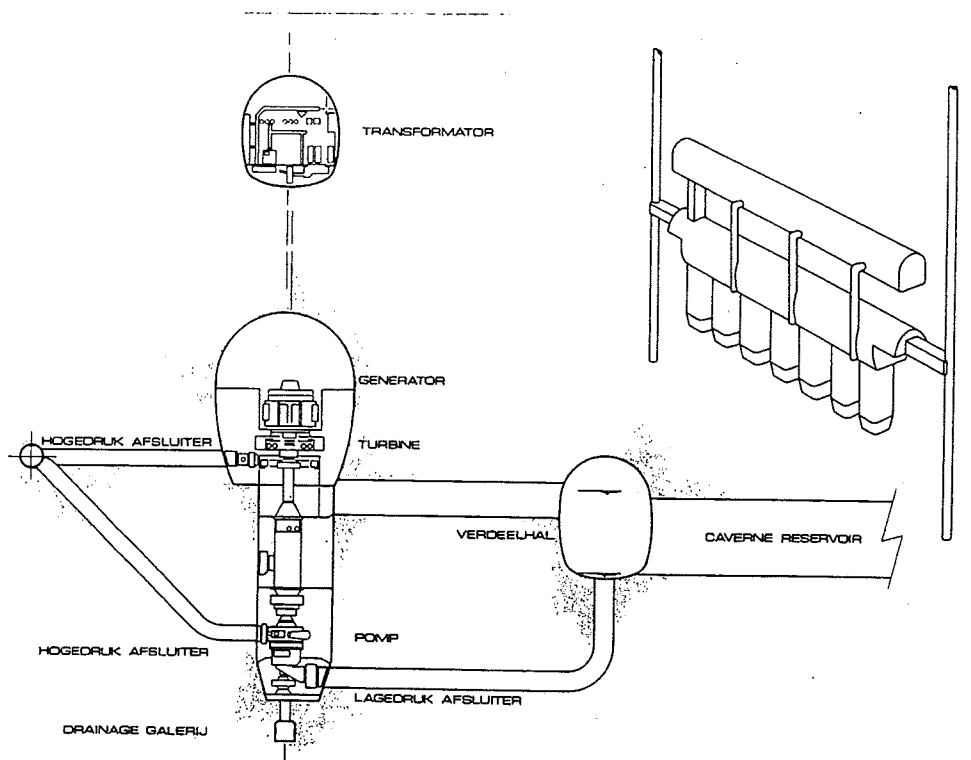
Vragen die de ingenieursgeoloog moet beantwoorden zijn:
Moet de schacht worden bekleed in verband met:

- wisselende hydrostatische drukken
- aantasting van het gesteente door stromend water
- loslaten van brokken steen.

Nu is er recent een tendens om onbektele schachten toe te passen in goede gesteenten ondanks hoge statische belastingen. Men is tot nu toe echter niet verder gegaan dan 100 bar bij een binnendiameter van 1,75 m (c.q. 60 bar bij 4,75 m). Als men echter ook de elasticiteitsmodulus (bij OPAC 50 à 60 GPa) in de berekeningen betreft, blijkt eenzelfde verhouding ringtrekkracht / E modulus elders bij ongepantserde schachten voor te komen. Voorlopig wordt er vanuit gegaan dat tenminste een 25 cm dikke gewapende betonbekleding moet worden toegepast om het uitbreken van grote brokstukken uit de schachtwand te voorkomen. De geprefaceerde betonnen schaaldelen zullen drainage openingen op de naden hebben. Een doorlatende laag van korrelbeton zal worden geïnjecteerd tussen schalen en rotswand.

e. turbinehallen (Fig. 15.4)

Figuur 15.4 BEDRIJFSHAL CONFIGURATIE

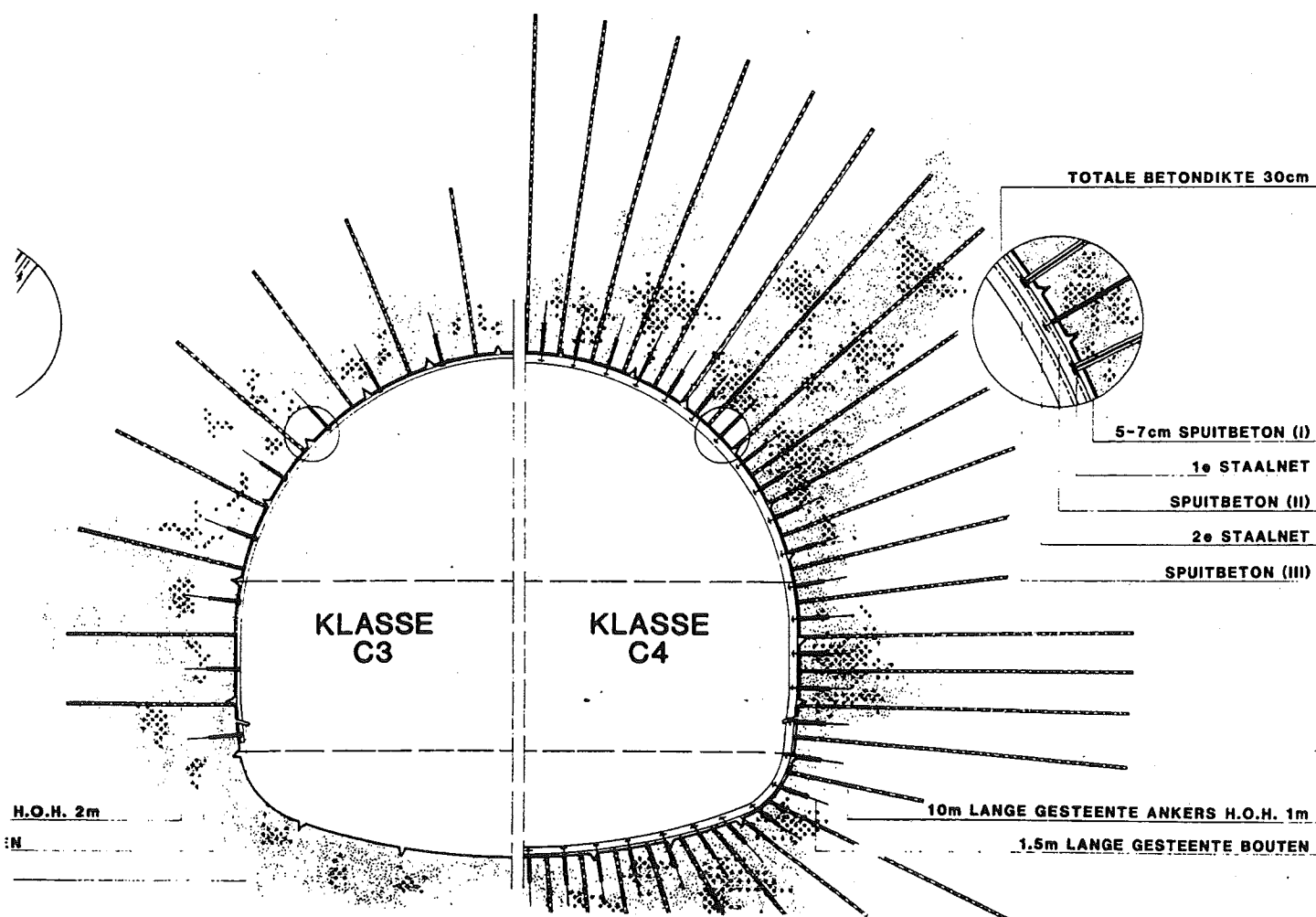


De vorm van de grootste turbinehal wordt bepaald door de karakteristieken van de zeven verticaal geplaatste 200 MW Pelton turbines met motor/generator en op een lange as geplaatste meertraps pomp (75 m hoog, 20 m breed). men heeft de hoofdafmetingen van de hal (lang 252 m) kunnen beperken door de machines per eenheid in een put in de vloer te installeren. Er zijn daarnaast een transformatorhal en een verdeelhal.

f. beneden reservoir

Het beneden reservoir bestaat uit een stelsel holruimtes (caverne reservoir) of gangen (tunnelreservoir).

In dit ogenschijnlijk minder interessante deel van de OPAC gaat 45% van de investeringskosten zitten. Het is dan ook zinvol de meest optimale vorm te kiezen op basis van technische mogelijkheden en aanlegkosten. Bij het tunnelreservoir hebben de tunnels een diameter van 12 m en een totale lengte van 12 km. Fig. 15.5 toont een dwarsdoorsnede over de tunnelbekleding.

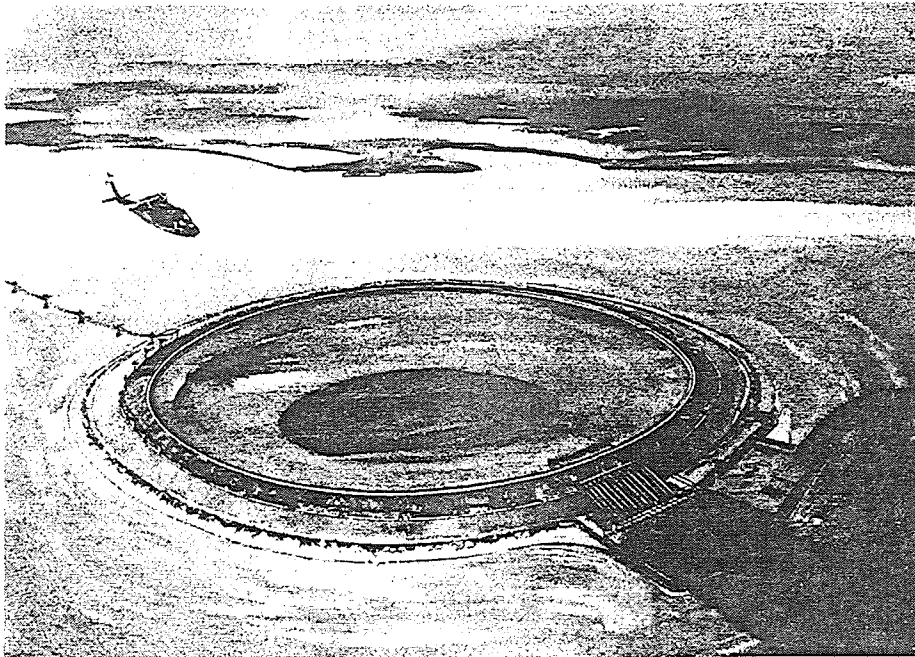


Figuur 15.5

15.3 PAC

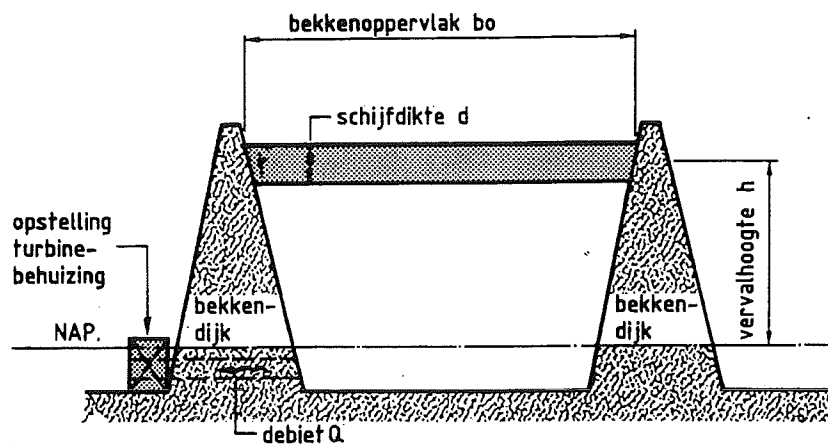
15.3.1 Principe, situaties

Een PAC bestaat uit een, bij voorkeur, cirkelvormig bekken (in de plannen met een diameter van 2,5 - 6 km) waarin het water tot een hoog niveau is opgestuwd. De bovenste schijf water (in de plannen 8 - 20 m dik) wordt via pompturbines beurtelings afgelaten en weer opgepompt (Fig. 15.6). De pompturbines staan aan de buitenteen van de bekkendijk (Fig. 15.7).



Artist impression PAC

Figuur 15.6



Basisprincipe van een PAC-systeem

Figuur 15.7

De benodigde waterbouwkundige werken zijn in principe niet veel anders dan die in Nederland in het kader van andere grote projecten (Deltaplan, Europoort, Zuiderzeewerken) zijn uitgevoerd. Nieuw voor Nederland zijn in dit geval:

- de grote waterkerende hoogte;
- de hoogte van de bekkendijken.

Voorts heeft Nederland geen traditie t.a.v. de bouw en exploitatie van grote waterkrachtcentrales.

De studies voor PAC vonden plaats tussen 1980 en 1986. Na het eerste rapport in 1980 zijn achtereenvolgens een aantal rapporten uitgebracht. Uit die rapporten blijkt duidelijk de verschuiving in het denken. Aanvankelijk werd gedacht aan een betrekkelijk laag bekken en werd één locatie bekeken. In latere rapporten is aandacht besteed aan vele locaties zowel op het IJsselmeer als aan de Noordzeekust. Ook werden zowel hogere bekkenpeilen (tot 100 m + NAP) als hogere geïnstalleerde vermogens (tot 2.500 MW) en energie-inhouden (tot 40 GWh) bekeken.

De conclusies van de studies kunnen als volgt worden samengevat:

- Een PAC is technisch realiseerbaar;
- de optimale hoogte van het bekken is circa 70 m + NAP;
- Voorkeur locaties zijn:
 - . in het IJsselmeer nabij de Houtribdijk;
 - . voor de kust tegen de Brouwersdam;
- economisch gezien is de combinatie garantievermogen / opslagcapaciteit van 1.500 MW/30GWh de meest aantrekkelijke;
- meer studie zal nodig zijn t.a.v. knelpunten op het gebied van milieu en planologie.

15.3.2 Milieu, planologie en veiligheid

Meer dan bij een OPAC heeft een PAC effect op milieu en planologie. Dit volgt logischerwijze uit het ruimtebeslag (tot 3.000 ha bij een laag bekken) en de hoeveelheid water die elk etmaal wordt opgepompt en weer, via de turbines, wordt afgelaten (gemiddeld 205 hm³ bij de 30 GWh varianten).

De keuze van de bouwlocaties is dan ook voor een niet gering deel gebaseerd op milieu en planologie aspecten.

Daarnaast hebben bij deze keuzen andere aspecten een rol gespeeld zoals:

- defensie
- aansluiting op het hoogspanningsnet
- kwaliteit funderingsgrondslag
- beschikbaarheid van zand (nodig 100 à 300 miljoen m³)
- aanwezigheid van geul (N.B.: Q = 3.000 - 7.000 m³/s)
- stroming en golfaanval (bij kustlocaties)
- veiligheid
- mogelijke veranderingen in de kustmorphologie.

15.3.3 Eisen gesteld door de electriciteitsproducent

Aanvankelijk was de opdracht een vermogen van 2.000 MW bij een energie-inhoud (opslag capaciteit) van 20 GWh. Uit optimalisatieberekeningen kwam naar voren dat een combinatie 1.500 MW/30GWh een beter baten/kostenverhouding opleverde. Voor de optimalisatie werden allerhande combinaties van garantievermogen (varieert in stappen van 500 tot 2.500 MW) en opslagcapaciteit (varieert in stappen van 5 tot 40 GWh) bestudeerd.

15.3.4 Kenmerken van een PAC

De karakteristieke cijfers van een PAC zoals die bij de studies uitgevoerd in de periode 1980 - 1986 uiteindelijk na optimalisatie zijn berekend, zijn de volgende voor de zgn. "centrale varianten":

Tabel 15.2

Kenmerk	eenheid	IJsselmeer	Brouwershaven
Garantievermogen	MW	1.500	1.500
Opslagcapaciteit (netto energie-inhoud)	GWh	30	30
H _{max} /H _{min}	m ₃	70/54,3	70/55,4
Volume proceswater	hm ³	210	204
Systeemrendement	%	78,8	78,4
Oppervlak bekken	ha	1.340	1.400
Diameter bekken	km	4,1	4,2
Hoeveelheid zand ¹⁾	m ³ x 10 ⁶	256	261
Bouwtijd	jaren	7 - 8	7 - 8
Investeringskosten	fl x 10 ⁶	4.081	3.794
Aantal pompturbines	-	8	8
Max. turbinevermogen	MW	2.150	2.200
Gem. pompvermogen	MW	2.150	2.200

1) Hoeveelheid gebaseerd op trapeziumvormig profiel

Een aantal typische kenmerken van de bestudeerde PAC varianten worden hieronder in het kort besproken.

a. Pompturbines

Aanvankelijk is men uitgegaan van de volgende H_{max}/H_{min}: 18/12, 24/16, 40/26,5, 50/40, 60/47,5. Later zijn hierbij gekomen 70/56 en 100/80.

Bij de lagere verval varianten heeft men dan de keuze tussen Kaplan, Deriaz en Francis pompturbines. Bij de varianten 70/56 en 100/80 komen uitsluitend Francis pompturbines met een waaierdiameter van 6 à 8 m in aanmerking. Deze machine werkt als pomp en als turbine.

Bij de lagere varianten was het zinvol om uit te gaan van een verhouding $H_{\min}/H_{\max} = 2/3$. Immers zowel de Kaplan als de Deriaz turbine kan men aan de valhoogte aanpassen d.m.v. de verstelbare loopschoepen. Bij de Francisturbine zijn alleen de leidschoepen verstelbaar en dan nog maar uitsluitend in de turbinefase voor vermogensregeling.

Om toch het rendement van de Francis turbine niet te nadelig te beïnvloeden bij hoogteverschillen afwijkend van het optimum is bij de hogere vervalvarianten een verhouding $H_{\min}/H_{\max} = 4/5$ genomen. Het turbine- en het pomprendement variëren hierdoor slechts tussen 0,88 tot 0,91. Het bleek dat grotere turbines niet duurder of goedkoper zijn per MW geïnstalleerd maar dat de turbine behuizing bij weinig grote turbines goedkoper is dan bij veel kleine turbines.

In verband met de rendementsverliezen is het geleverd vermogen in de turbine fase kleiner dan het opgenomen vermogen in de pomp fase. Bovendien is de pomptijd maximaal 9 uren lang en de turbine fase 16 uren. Bij de keuze van toerental en waaierdiameter is dan ook het te leveren pompdebiet maatgevend.

b. Turbine behuizing

Zoals ook bij reservoir dammen (beton, grond) is gebleken, is het uit technisch en kostenoogpunt niet aantrekkelijk om centrale gebouw en waterkering te combineren bij waterkerende hoogten boven, zeg, 10 m. De turbine eenheden worden dan ook aan de buitenteen van de bekkendijk geplaatst (Fig.15.8). De vormgeving van het turbinegebouw wordt grotendeels bepaald aan de hand van eisen van de turbine leverancier. Een speciaal facet van de Noordzee locatie is het bestand moeten zijn van een dergelijk laaggeplaatst gebouw tegen superstormen.

De funderingsdiepte wordt zodanig vastgesteld dat cavitatie niet mogelijk is. Dit betekent voor de 70/56 variant een aanlegdiepte van 38,00 m - NAP!

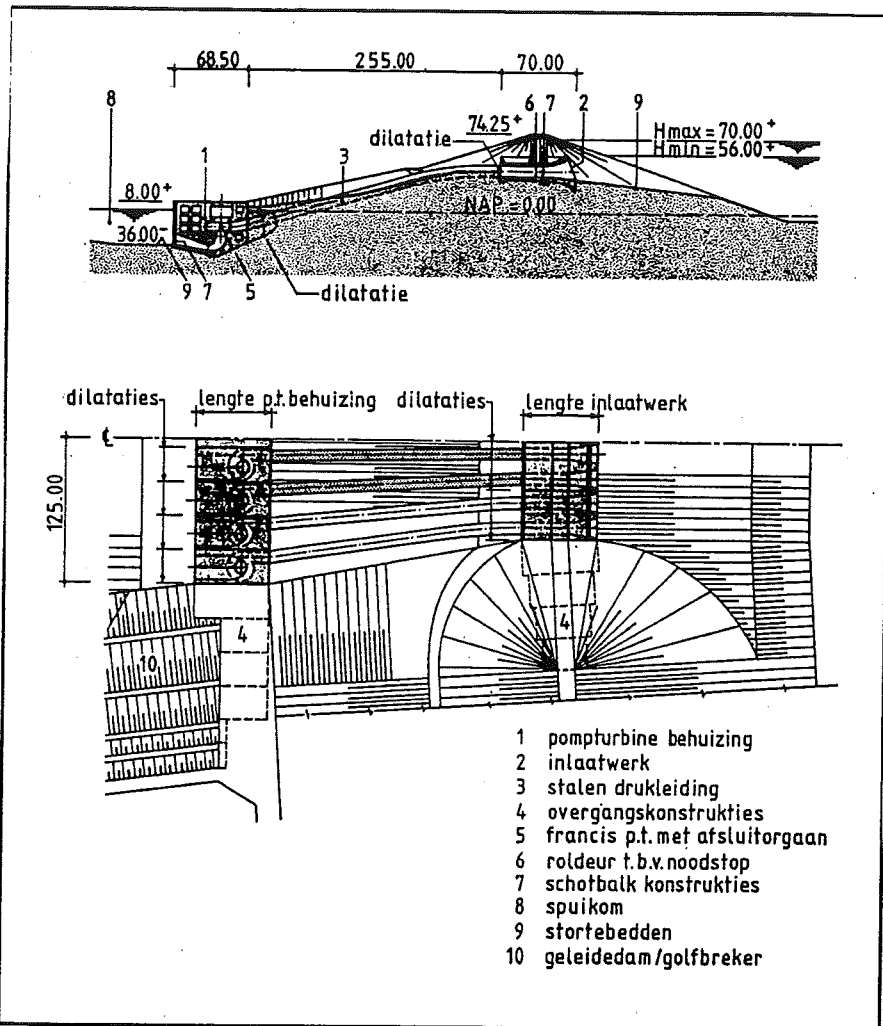
Er is nagegaan of het zinvol was clusters van zeg 3 à 4 pompturbines te bouwen in plaats van alle eenheden in één gebouw. Voor de laatste mogelijkheid is gekozen.

c. Doorlaatwerken

Tussen turbinehal en bekken zullen buisleidingen (Fig. 15.9) moeten zorgen voor het watertransport. Dit watertransport is in de orde van $329 - 322 \text{ m}^3/\text{s}$ bij turbineren - pompen (in die volgorde) bij (bijvoorbeeld) een 70/56 variant (13 turbines).

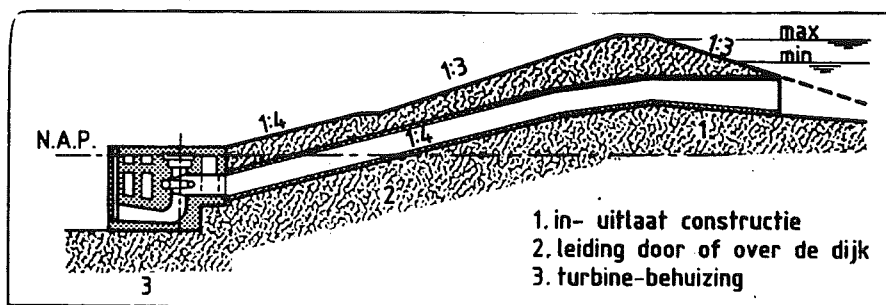
Behalve het materiaal (staal, beton, combinatie) en het aantal buizen kan men ook nog kiezen voor plaatsing van de buizen in de bekkendijk of op het talud. De keus die men doet, zal dan ook weer samenhangen met het materiaal, de diameter, de in-/uitlaat constructie aan bekkenzijde, de vorm van de buizen en de energieverliezen die men toelaatbaar acht.

Uit technisch en kosten oogpunt bleek bij de 100/80 en 70/56 varianten de stalen buisleiding op het talud de beste oplossing. In de dijk terplaatse van de kruin is een rechthoekige constructie (aansluitend op in-/uitlaat) in voorgespannen beton het meest voor de hand liggend.



Doorsnede en bovenaanzicht civiele werken

Figuur 15.8



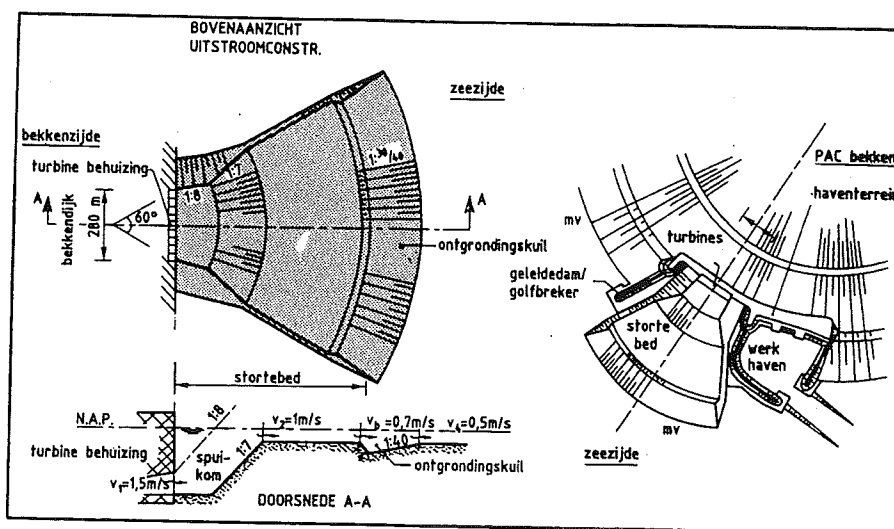
Turbinebehuizing gesitueerd buiten de dijk

Figuur 15.9

d. Uitstroomkanaal

Bij turbineren/pompen stroomt maximaal $6.600 \text{ m}^3/\text{s}$ uit/naar de turbinehal via het uitstroomkanaal. De stroomsnelheden bij de turbine behuizing zijn op zichzelf niet zo hoog ($\sim 1,70 \text{ m/s}$) maar de snelheid neemt snel toe afhankelijk van het aanlegniveau van het uitstroomkanaal. Daarnaast vragen de hoeveelheid water, de erosiegevoelige bodem en het praktisch continu voorkomen van het verschijnsel om belangrijke maatregelen in de vorm van stortebeden en een gebaggerde ontgrondingskuil.

Als er diepe geulen in de buurt van het bekken lopen is het zaak het uitstroomkanaal daarin te laten uitmonden. Een dergelijke situatie doet zich op de Noordzee voor, zowel bij de locatie Brouwersdam als bij de locatie Haaksgronden. Bij de Haringvlietdam is de enige mogelijkheid stroomspreiding (Fig. 15.10). Men maakt dan gebruik van een cirkelsectorvormig bassin met een lengte van $\pm 1 \text{ km}$ en een diepte die oploopt van 36 m - NAP naar 6 m - NAP .



Uitstroomconstructie bij gedeeltelijk radiale spreiding (geringe waterdiepte)

Figuur 15.10

e. Bekkendijken

Bij de aanleg van de bekkendijken gaat het om grote hoeveelheden zand ($150-300$ miljoen m^3 afhankelijk van de variant) en de aanlegkosten vormen dan ook een belangrijk deel van de totale investeringskosten van PAC (43-54%, zie onder (g)).

Gegeven de gewenste minimum en maximum bekkenpeilen is het mogelijk om de kruinhoogte vast te stellen en de taludhellingen. Het bleek zinvol om de volgende varianten te bestuderen:

- droge en natte dijk d.w.z. bekkenbodem al dan niet waterdicht gemaakt;
- kruin element van gewapende grond 12-36 m hoog (afhankelijk van de variant);
- steunmuur in gewapende grond 12-36 m hoog (afhankelijk van de variant).

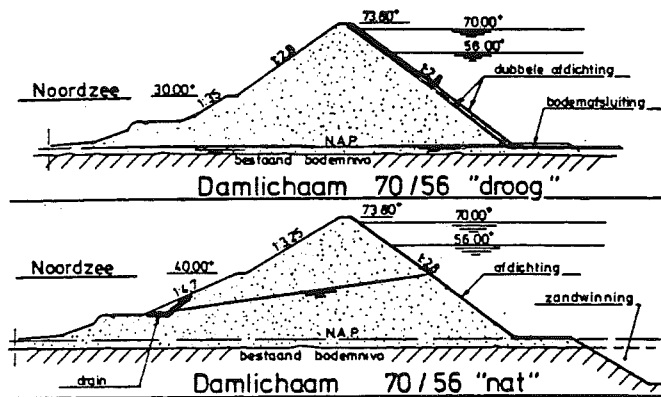
Bij de "natte" dijk is een deel van het damlichaam (tot aan de freatische lijn) met water verzadigd. Onderstaande tabel 15.3 en de schematische Figuur 15.11 geven de verschillen aan. Een principeschets voor een gewapende grond steunmuur is gegeven in Fig. 15.12.

	NAT	DROOG
zandwinning binnen bekken mogelijk	ja	nee (*)
bekkenbodem afdichting	geen, of beperkte lengte teenaf- afdichting	ja
freatische lijn	hoog	laag
taluds buitenzijde	gedeeltelijk nat en flauw	droog en steil
overig	extra aandacht kwel afvoer buitentalud	extra aandacht binnentalud afdichting

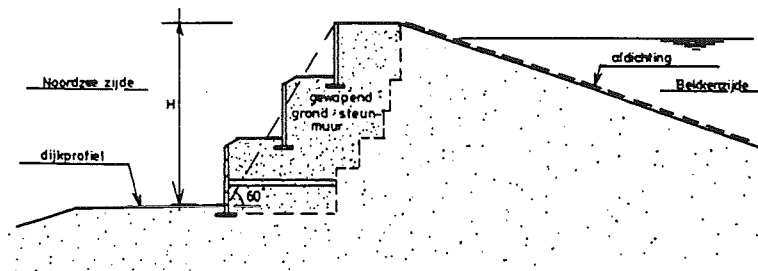
(*) Bij 40 meter bekken wel

Verschillen natte- en droge dam.

Tabel 15.3



Verschillen „droog“ en „nat“
Figuur 15.11

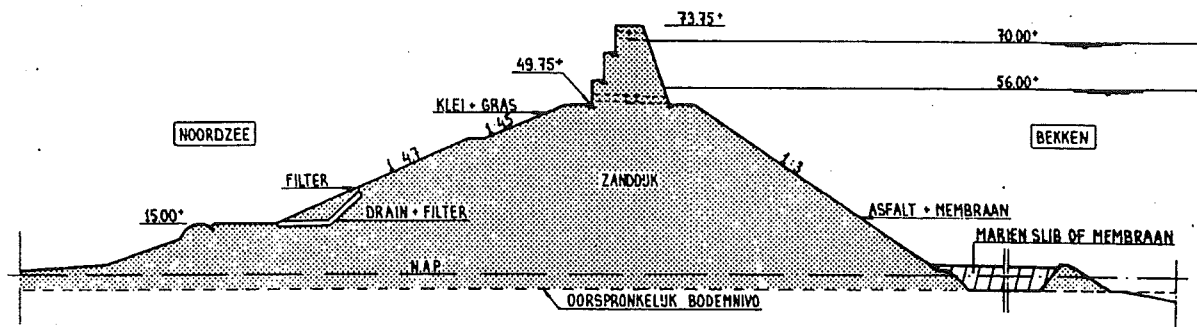


Basisvorm steunmuur-oplossing.

Figuur 15.12

De besparing in zandhoeveelheid is hierbij aanzienlijk (de zandhoeveelheid is voor de 70/56 variant 194 miljoen m³ tegen 237 miljoen m³ bij het klassieke profiel).

Bij toepassing van een zgn. kruinelement (zie Fig. 15.13) is de totale hoeveelheid zand slechts 171 miljoen m³. Eerlijkheidshalve moet echter worden opgemerkt dat de toepassing van gewapende grond in deze omstandigheden (nog) niet vanzelfsprekend is: afdichting, afsluiting en risico analyse zijn op dit moment nog onvoldoende uitgewerkt.



Figuur 15.13

f. Optimalisatie

De eis gesteld bij PAC (het "Projectplan") was een gegarandeerd vermogen van 2.000 MW bij een potentiële energie-inhoud van 20 GWh. Veel varianten voldoen aan deze eis. Bij optimalisatie probeert men nu zodanige waarden aan die varianten te geven dat een optimale verhouding ontstaat tussen investeringskosten en opbrengsten.

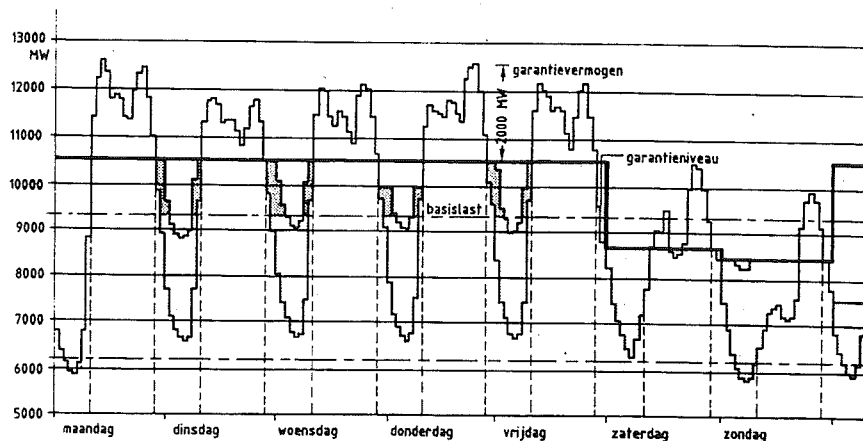
Variaties zijn mogelijk in de volgende onderdelen, c.q. aspecten:

- bekkenhoogte
- bekkenoppervlakte
- aantal pompturbines
- diameter pompturbines
- energieverliezen in buis door de dijk
- kwel bestrijdingsmaatregelen.

Voor een volledige optimalisatie moet men weten hoe een PAC zal worden gebruikt. In eerste instantie kan men echter ook benaderende berekeningen maken, b.v. door de pieken uit de belastingkromme van een gemiddelde week in het jaar 2000 tot een maximum van 2.000 MW te leveren (ook bij de laagste waterstand). In dat geval is de gewenste opbrengst bekend en kan men hoogstens de investeringen minimaliseren (Fig. 15.14).

De opbrengst is in dit geval de verkoop van 72,8 GWh per week, $50 \times 72,8 = 3.640$ GWh per jaar.

Het optimale project is dan (Tabel 15.4, kolom 1).



Voorbeeld van een belastingkromme van het elektriciteitsnet

Figuur 15.14

Tabel 15.4 Optimalisatie

	eenheid	1	2	3
Garantievermogen bij laagste waterstand	MW	2.000	1.742	2.000
Opslagcapaciteit	GWh	26,2	28,2	20
H _{max} /H _{min}	m/m	70/54,1	70/51,7	70/60
Oppervlakte bekken	ha	1.010	960	1.150
pompturbines	aantal	14	13	12
P pomp	MW	2.800	2.600	2.280
Investeringskosten	Fl. milj.	4.437	4.236	4.171
Locatie/dijktype	-	BR (nat)	BR (droog)	BR (nat)

Als men de eis "ook bij de laagste waterstand" laat varen, vindt men de cijfers uit kolom 2.

Gaat men tenslotte weer terug naar het Projectplan (2.000 MW, 20 GWh) dan berekent men de cijfers als weergegeven in kolom 3. De energie-inhoud is dan echter te klein om aan de eis van "peaks-having" te voldoen als hierboven geformuleerd.

Tenslotte wordt eraan herinnerd dat de "echte" optimalisatie (waarbij dus ook de batenkant in de berekening varieert) resulteert in een verhouding 1.500 MW/30 GWh voor dezelfde Brouwersdam locatie (zie Tabel 15.2).

g. Investeringskosten

De investeringskosten werden al in voorgaande tabellen vermeld. Dit zijn kosten op basis van prijspeil 1985 en inclusief ingenieurs- en toezichtkosten en exclusief BTW. Bij de optimale oplossing voor de Brouwersdam locatie is de verdeling in kosten over de verschillende onderdelen als volgt:

Bekkendijken	43%
Turbineverhuizing	24
Electromechanische apparatuur	27
380 KV aansluiting	6

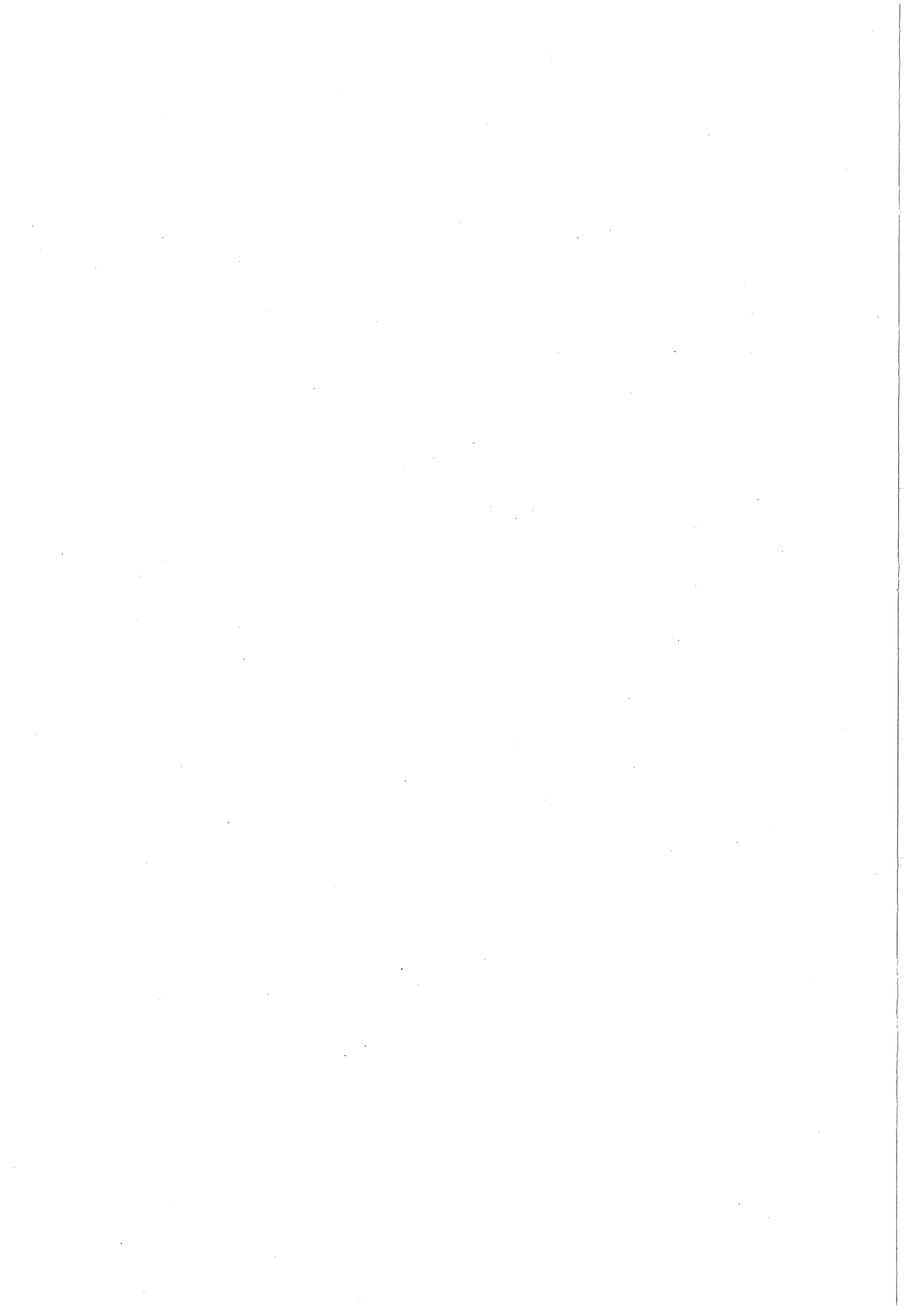
15.4 Literatuur

15.4.1 OPAC

- [15.1] OPAC Inventarisatiegegevens, juni 1984.
- [15.2] OPAC-studie 1985-1986, fase I, augustus 1985; Samenvattend rapport; Deelrapporten m.b.t. Locatiekeuze, Milieu-invloeden, Geologisch Onderzoek, Veiligheid en risico, Bovenreservoir, Hydraulisch systeem, Waterkrachtmachines, Electriche Installaties, Globaal Ontwerp, Ondergrondse Werken, Effecten Ondergrondse Bouw/Ontmanteling.
- [15.3] OPAC-rapportage t/m december 1985, mei 1986.
- [15.4] Technical University Delft, Laboratory of Engineering Geology, Provisional Report on Engineering Geological Aspects of the OPAC-project borehole at Geverik, February 16th, 1987.
- [15.5] Prof. Dr. Leonard Müller, Dipl. Ing. Adam Hereth; Ingenieurbüro Tunnel und Felsbau GmbH, Ainrich BRD, Feasibility study to the OPAC-Project, Part A, B, C, February 1987.
- [15.6] Heitkamps GmbH BRD, Herstellung des unteren Reservoirs Mittels Tunnelbohrmaschinen, Mai 1987.
- [15.7] Deilman-Haniel GmbH, Dortmund BRD, OPAC Kaverne Methode, May 1987.
- [15.8] OPAC, Gebundelde resultaten gesteente-analyse BCO, GBH, ENCI, KEMA, september 1987.
- [15.9] OPAC, Beschouwingen t.a.v. een 1.400 m diepte verticale watervoerende schacht in het Namuriën en Dinantin, juni 1987.
- [15.10] OPAC, Optimalisatie gesteentetoepassing in bovenreservoir, juni 1987.
- [15.11] OPAC, Prolongatiestudie Hoofdrapport, september 1987.

15.4.2 PAC

- [15.12] PAC IJsselmeer, rapportage fase 1, nov. 1985;
Hoofdrapport;
Deelrapport m.b.t. Veiligheid, Bekkendijken, Turbinebe-
huizingen, Pompturbines, Milieu en Planologie, Kosten,
Optimalisatie, Appendix Grondonderzoek.
- [15.13] PAC Noordzeekust, rapportage fase 1, november 1985;
Hoofdrapport;
Deelrapporten m.b.t. Voorstudie, Veiligheid, Bekkendij-
ken, Morfologie, Turbinebehuizingen, Pompturbines,
Milieu en Planologie, Kosten, Optimalisatie.
- [15.14] PAC, rapportage fase 2, december 1986.
Hoofdrapport Brouwersdam en IJsselmeer.
Deelrapporten Brouwersdam m.b.t. Kosten,
Deelrapporten IJsselmeer m.b.t. Milieu en Planologie,
Kosten, Optimalisatie.
- [15.15] DHV, Ecologische effecten van een pompaccumulatiecen-
trale in het IJsselmeer, oktober 1987.
- [15.16] L.W. Lievense, "Nieuw Plan Lievense voor Razende Bol
bij Texel", De Ingenieur no. 3 (maart) 1985.
- [15.17] L. Gilde, ed.al., "Een Pomp accumulatiecentrale in
Nederland", I₂ Bouwkunde en Civiele Techniek, no. 11,
1985.
- [15.18] L. Gilde, "Civiele werken voor een PAC in Nederland",
I₂ Bouwkunde en Civiele Techniek, no. 9, 1986.



16. RIVIERCENTRALES IN NEDERLAND

16.1 Inleiding

In Nederland zijn in feite slechts de Rijn met zijn vertakkingen (Waal, Nederrijn, Lek, IJssel) en de Maas 'grote' rivieren. Alleen centrales gebouwd of geprojecteerd in die genoemde rivieren zullen dan ook in dit hoofdstuk riviercentrales worden genoemd.

Na stijging van de olieprijs in de zeventiger jaren en in het besef van een groeiende weerstand tegen kernenergie heeft zich in Nederland een positieve benadering van waterkracht d.m.v. riviercentrales ontwikkeld.

Die positieve benadering blijkt uit het grote aantal publicaties over het onderwerp tussen 1980 en 1985.

Inmiddels (situatie mei 1989) is de pijlercentrale in de stuw te Hagestein (Lek) gerenoveerd, is de centrale bij Maurik (stuw bij Amerongen in de Lek) gereed en zijn er riviercentrales bij Heel (stuw te Linne in de Maas), Alphen (stuw bij Lith in de Maas) in aanbouw (Tabel 16.1). Voorts zijn de minder concrete plannen voor een aantal andere centrales in de Maas of zelfs in een verbinding tussen Waal en Maas bij Heerewaarden.

Behalve in het laatste geval is er nergens sprake van een geheel nieuw rivierproject. Immers zowel bij Hagestein, Amerongen, Lith en Linne als bij de niet met name genoemde andere mogelijke locaties voor riviercentrales is er steeds sprake van een reeds bestaande stuw of schutsluis die plaatselijk reeds een verval heeft gecreeërd.

locatie	eigenaar	in bedrijf	vermogen in MW	jaarproductie in GWh (=10 ⁶ kWh)
Hagestein	RWS/ PEGUS	1962	2	5
Maurik	PGEM	1988	10	28-32
Linne	PLEM	1989	12	52
Alphen	PGEM	1990	12	54
			36 MW	143 GWh

brandstofbesparing: 143 x 294000 = 42 miljoen m³ aardgas per jaar
of: 143 x 315000 = 45 miljoen kg kolen per jaar

Waterkrachtcentrales in Nederland

Tabel 16.1

Gegeven dit verval (dat plaatselijk, afhankelijk van de rivierafvoer, kan variëren) en de afvoerduurlijn kan men gaan filosoferen over het totaal opstelbare vermogen. Dit vermogen hangt, behalve van het verval en de vorm van de afvoerduurlijn uiterwaard, ten zeerste af van:

- de mogelijkheid water tijdelijk op te slaan in een 'stuwmeer' (de uiterwaard, grindgaten);
- de eisen die worden gesteld t.b.v. de scheepvaart en de waterhuishouding.

Ter illustratie van de laatste twee aspecten zullen in para 16.2 in het kort de waterkracht mogelijkheden van de Maas worden behandeld alsmede van de uitbouw die mogelijk is bij wateropslag. In para 16.3 wordt in het kort de pijlercentrale van Hagestein beschreven.

Para 16.4, tenslotte, geeft enige facetten van ontwerp en uitvoering van de centrale te Maurik (bij de stuw van Amerongen).

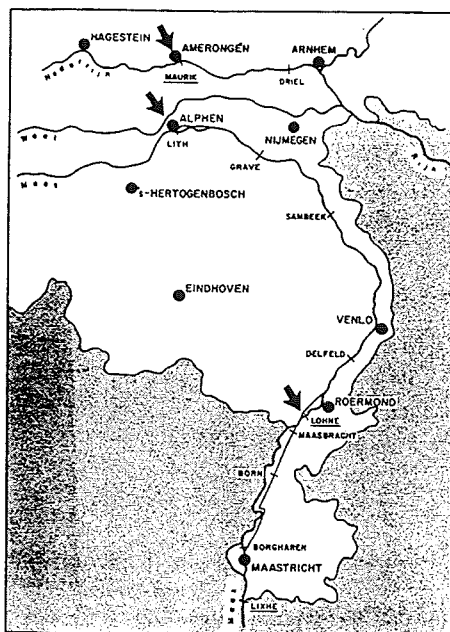
16.2 Waterkracht in de Maas

In feite ligt het putten van waterkracht uit de Maas voor de hand!

In België doet men het al jaren: in 1980 werd de laatste centrale, die te Andenne met 10,2 MW vermogen, in bedrijf gesteld.

Het is dan ook niet verwonderlijk dat Ir. G.W. Koopmans reeds in 1961 een studie verrichtte. Het heeft echter tot de jaren tachtig moeten duren voor er daadwerkelijk iets gebeurde.

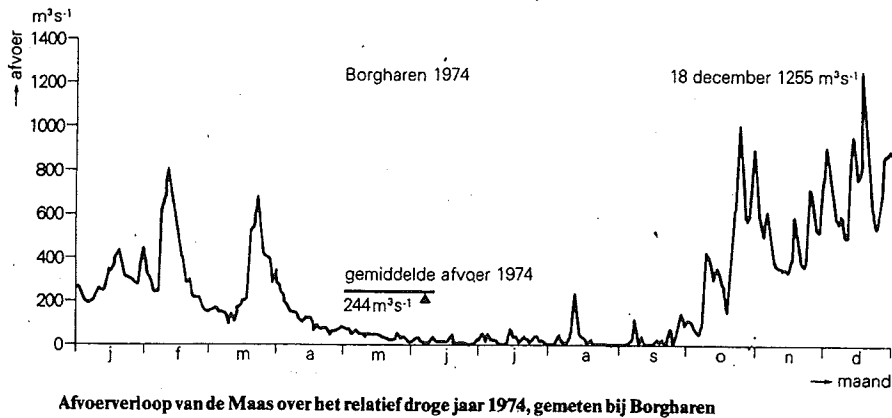
De Maas heeft een verval van 43 m tussen Borgharen (bij Maastricht) en Lith dat 185 km stroomafwaarts ligt (Fig. 16.1).



Stuwen en sluisen in de Maas en Nederrijn

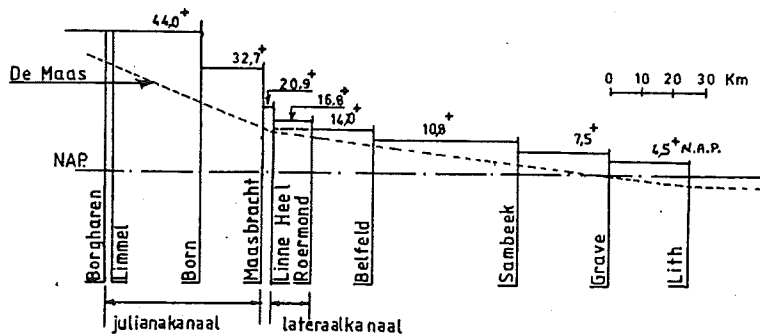
Figuur 16.1

In Fig. 16.2 is de afvoerverlooptlijn bij Borgharen in 1974 afgebeeld.



Figuur 16.2

De grote variatie in afvoer gedurende het jaar heeft geleid tot de aanleg van Julianakanaal en Lateraalkanaal en de bouw van zeven stuwen tussen Borgharen en Lith die tesamen een verval van 44 m opnemen (Fig. 16.3).



Figuur 16.3

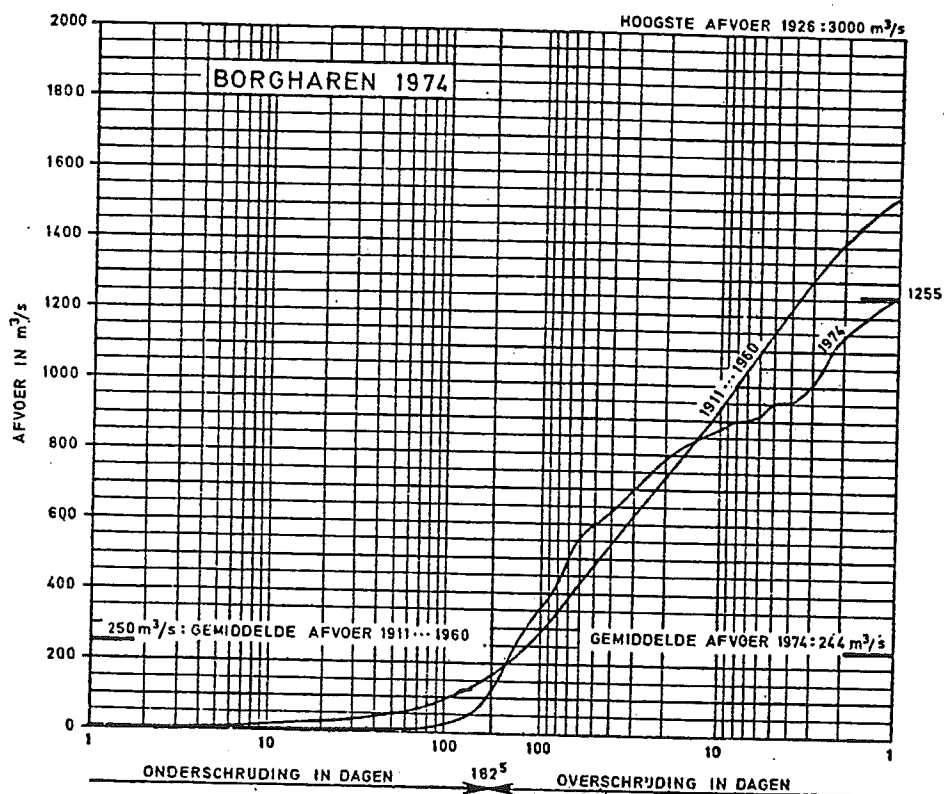
Deze kanalisatie van de Maas werd in 1936 voltooid en diende uitsluitend ter bevordering van de scheepvaart. Als men dan ook nu t.b.v. waterkracht in het Maasregime wil ingrijpen, mag dit nooit ten koste van de scheepvaart gaan. Diverse promotors van waterkracht hebben de neiging dit te vergeten.

In een vooronderzoek uit 1981 [16.2] is nagegaan wat de mogelijkheden zijn van energie-opwekking bij vijf stuwen (Borgharen, Belfeld, Sambeek, Grave en Lith) en bij de sluizen van Born, Maasbracht (Julianakanaal) en Heel (Lateraalkanaal).

De conclusie was dat bij of in de vijf bovengenoemde stuwen in de Maas centrales kunnen worden gebouwd. De variatie in afvoer en, daarmee, in valhoogte maakt het echter onmogelijk om enigerlei vorm van gegarandeerd vermogen te leveren tijdens de wintermaanden. Meer aantrekkelijk leek in eerste instantie de bouw van centrales in Julianakanaal en Lateraalkanaal, omdat hier bij de schutsluizen gedurende het gehele jaar een vrijwel constant verval bestaat. Nadere berekeningen leerden dat de voor de scheepvaart toelaatbare snelheden in beide kanalen de grens bepalen van mogelijke uitbouwdebieten.

Voor het Juliana kanaal bleek het maximale toelaatbare debiet $120 \text{ m}^3/\text{s}$ te zijn waar dan nog $20 \text{ m}^3/\text{s}$ voor schuttingen afgaat. Bij aanpassing van het kanaal kan een groter debiet worden toegelaten.

In Fig. 16.4 is de afvoerduurlijn van de Maas bij Borgharen afgebeeld. Hieruit blijkt dat een afvoer van $135 \text{ m}^3/\text{s}$ ($120 \text{ m}^3/\text{s} + 15 \text{ m}^3/\text{s}$ voor permanente afvoer door de Maas) gemiddeld 130 dagen per jaar wordt overschreden. Op die basis is voor de sluizen te Born en Maasbracht in voornoemd Rapport voor iedere locatie een geïnstalleerd vermogen van 9 à 10 MW geprojecteerd.

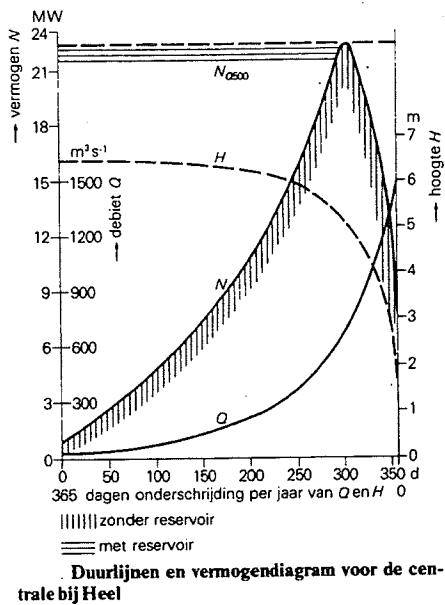


Afvoerduurlijn van de Maas bij Borgharen

Figuur 16.4

Op dezelfde wijze redenerend, kwam men tot een uitbouwdebiet voor een centrale bij Heel in het Lateraal kanaal van $450 \text{ m}^3/\text{s}$ en een geïnstalleerd vermogen van 21 MW verdeeld over twee turbines van 10 en 11 MW. In het brede Lateraalkanaal spelen beperkingen t.a.v. de snelheid namelijk geen rol.

In Fig. 16.5 zijn de afvoerduurlijn, de duurlijn voor de valhoogte en het vermogensdiagram afgebeeld. Bij het eerdergenoemde uitbouwdebiet en geïnstalleerd vermogen vindt men een energiewinning van 87 GWh per jaar en een gemiddeld vermogen van 10 MW. Dat betekent dus een bedrijfstijd van bijna 50%.

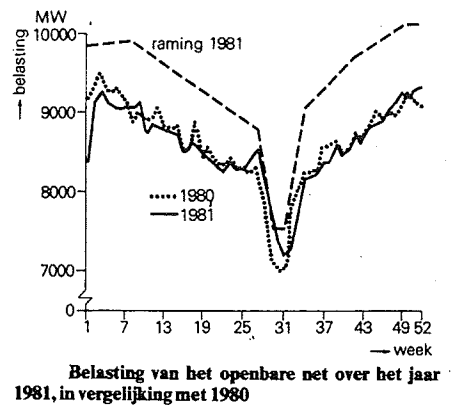


Figuur 16.5

Nadat het onder [16.2] aangehaalde Rapport was uitgebracht is nog nagegaan hoe men door middel van wateropslag het uitbouwdebiet en daarmee het vermogen van de centrales in het Julianakanaal kan verhogen [16.3].

De grote afvoeren in de Maas vallen samen met de periode van grote belasting (Fig. 16.2 en Fig. 16.6). Men kan dan redeneren dat in de kritieke periode $200\text{--}300 \text{ m}^3/\text{s}$ kan worden gegarandeerd en daarmee het bijbehorende vermogen dat kan worden opgewekt. Bij een verruiming van het bovenpand*) van het Juliana kanaal zou het mogelijk zijn $300 \text{ m}^3/\text{s}$ door te voeren en daarmee $3 \times 19 = 57 \text{ MW}$ aan vermogen op te wekken.

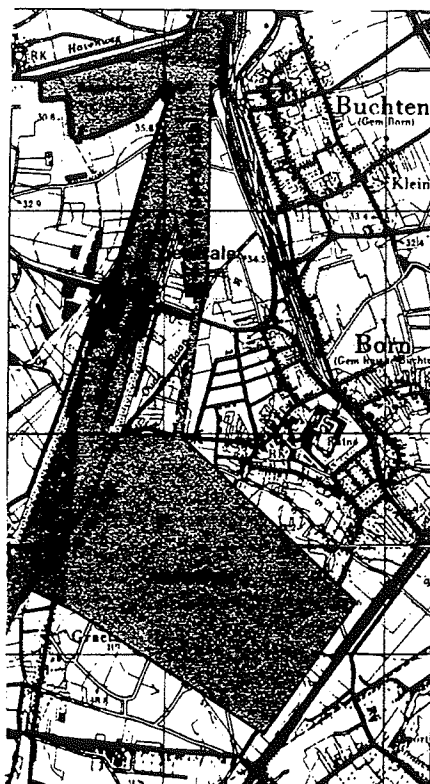
Interessanter wordt het als men er in zou slagen om aan het eind van het bovenpand een dagreservoir aan te leggen. Het aangevoerde debiet van $100 \text{ m}^3/\text{s}$ kan dan 21 h lang worden opgeslagen om vervolgens gedurende 3 h in pieklast draaiend een vermogen te leveren van 77 MW. Dit betekent echter een afvoer van $800 \text{ m}^3/\text{s}$ door het benedenpand en zonder speciale maatregelen is dit ontoelaatbaar voor de scheepvaart.



Figuur 16.6

*) Het benedenpand heeft al een voldoende groot profiel.

Uiteindelijk is gesuggereerd [16.3] om in Born 6 x 9,4 MW en in Maasbracht 6 x 9,7 MW vermogen te installeren. Hierbij is uitgegaan van een maximale snelheid in het benedenpand van 1,3 m/s bij een afvoer van 600 m³/s. Voor de opslag is nodig een inhoud van $(600-100) \times 1\frac{1}{2} \times 3.600 = 2,7 \text{ hm}^3$. Er wordt dan dus gedurende 1½ uur water opgeslagen. Hiervan wordt 0,4 hm³ in het kanaalpand opgeslagen. In het dagreservoir kan men dan bij een oppervlak van 1 km² (en een waterdiepte van 2,3 m) 2,3 hm³ water opslaan (Fig. 16.7).



Situering van een centrale bij Born

Figuur 16.7

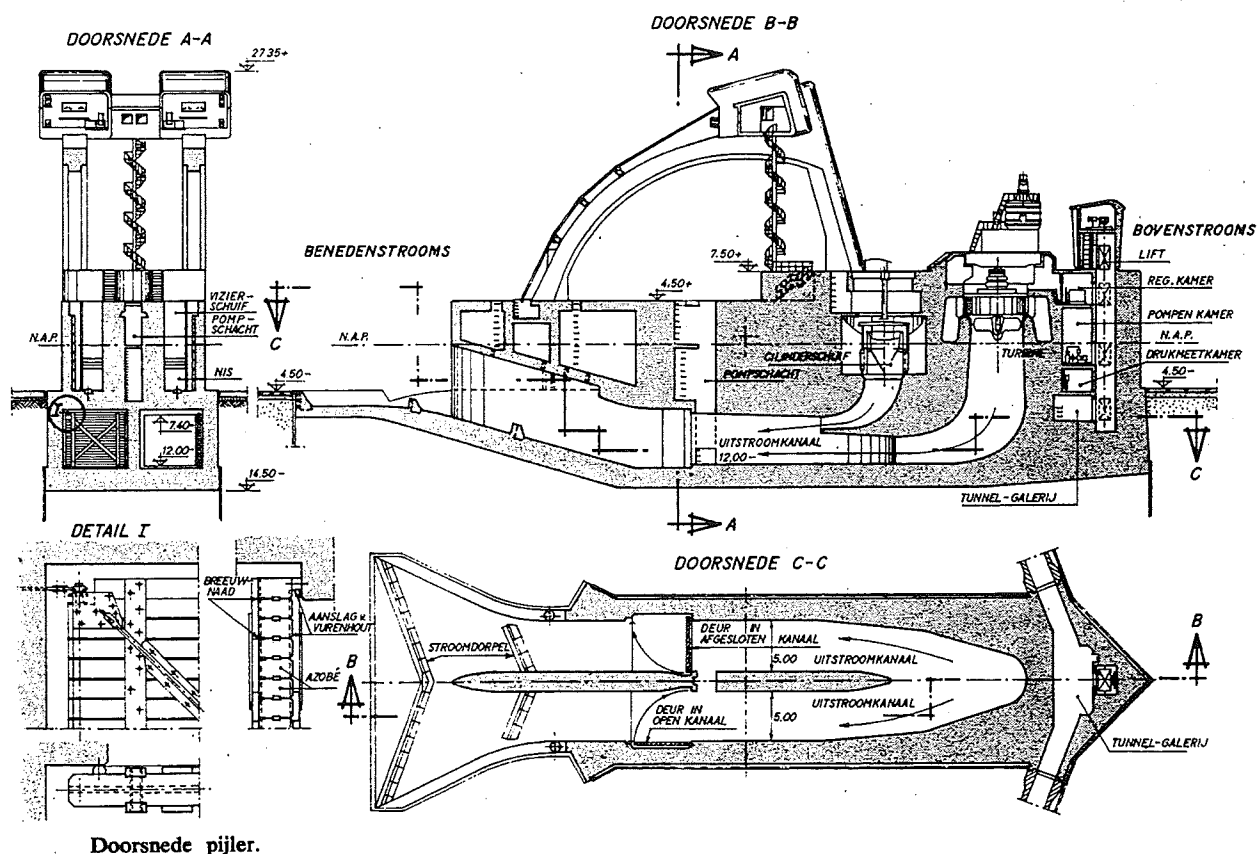
16.3 Pijlercentrale te Hagestein

De pijlercentrale te Hagestein dateert uit 1962 en is een typische 'run of the river' centrale. Dat wil zeggen dat er geen mogelijkheden zijn tot opslag van water. Daarnaast zijn de regels voor waterverdeling over IJssel en Beneden-Rijn van belang: Zolang de IJssel nog niet toe is aan zijn maximale afvoer zal slechts 50m³/s richting Beneden-Rijn/Lek worden geleid. Bij zeer grote afvoeren worden de stuwen gestreken en verdwijnt het verval.

Het opwekken van hydrovermogen komt in feite op de vierde plaats: voorop staat het belang van de waterhuishouding, dan dat van de scheepvaart, dan komen nog de vissen en tenslotte is er waterkracht.

Dit uitgangspunt heeft er indertijd toe geleid, dat een centrale met slechts 1,9 MW werd geïnstalleerd. Bulb turbines waren nog niet voldoende bekend in 1959 (de eerste centrale met Bulb turbines, La Rance, was toen nog in aanbouw). Gezien het wisselende peil benedenstrooms (t.g.v. het getij, de centrale te Amerongen was nog niet gebouwd) lag een Kaplan turbine voor de hand.

Om het aanlegpeil van de pijler (op staal gefundeerd) zo hoog mogelijk te houden, werd besloten de Kaplan turbine in heveluitvoering te plaatsen. Waarom dat nodig is, blijkt uit Fig. 16.8.



Doorsnede pijler.

Figuur 16.8: Doorsnede pijler van de stuw te Hagestein

Er zijn in de stuwpijler twee doorlaten geprojecteerd die tesamen tot $150 \text{ m}^3/\text{s}$ kunnen doorlaten en dienen als fijnregeling. Een van deze doorlaten is voorzien van een cilinderschuif terwijl op de andere de turbine is gebouwd. De jaarlijkse opbrengst werd oorspronkelijk berekend op 5 à 6 GWh per jaar bij een turbine-doorvoer, afhankelijk van het verval, van $50\text{-}60 \text{ m}^3/\text{h}$. De centrale was operationeel van 1962 tot 1974. Na volledig gerenoveerd te zijn, werd hij in 1985 weer in bedrijf gesteld.

16.4 Riviercentrale te Maurik (stuw bij Amerongen)

Hoe geheel anders de mentaliteit in Nederland 15 jaren later was t.a.v. waterkracht blijkt uit het ontwerp van de centrale bij Maurik.

Bij de stuwen van Driel, Hagestein en Amerongen is sprake van serieschakeling: Zij liggen achter elkaar in dezelfde rivier, ze beïnvloeden elkaars verval en wat door de een aan debiet wordt gevoerd, moet ook door de ander. Hagestein en Maurik zijn dus goed vergelijkbaar. In het korte worden nu de verschillende aspecten beschreven die bij ontwerp en uitvoering van Maurik van belang zijn.

16.4.1 Grondgegevens

Het grondprofiel bestaat uit een homogeen pakket van matig grof tot grof zand met een toplaag van klei.

Grondparameters:

- hoek van mw. wrijving (ϕ) = 30°
- drooggewicht (γ_d) = 18 kN/m^3
- natgewicht (γ_n) = 21 kN/m^3
- beddingsconstanten
afhankelijk van niveau $k = 35.000 - 60.000 \text{ kN/m}^3$.

De stuw is indertijd gebouwd in een m.b.v. bronbemaling drooggehouden bouwput. Funderingsniveau van de op staal gefundeerde landhoofden is NAP - 5 m, omringend maaiveld lag op NAP + 7 m.

16.4.2 Rivierafvoer

De afvoerduurlijn is gegeven in Fig. 16.9. Bij een debiet groter dan 600 m^3 wordt de stuw geheven en kunnen de schepen onder de zgn. vizierschuijen doorvaren.

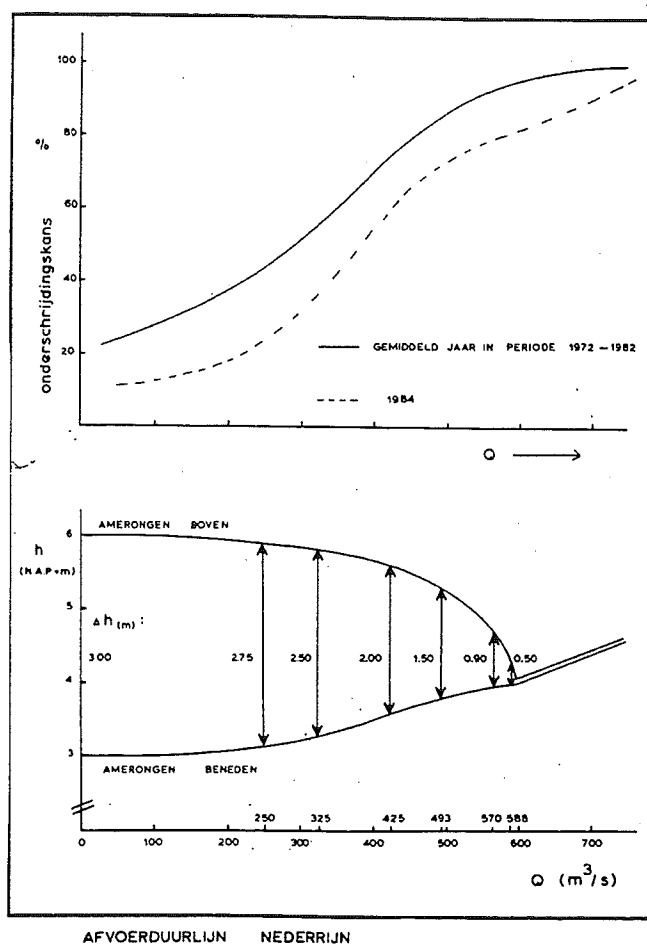
Waterstanden:

Bij geopende stuw is de hoogst bekende waterstand NAP + 8,69 m

Bij gesloten stuw is

bovenstrooms:	hoogste stand	NAP + 6,10 m
	laagst bekende stand	NAP + 2,91 m
benedenstrooms:	hoogst bekende stand	NAP + 3,26 m
	laagst bekende stand	NAP + 1,76 m

Een waterstand NAP + 7,00 m blijkt met een frequentie van ca. 1,2 dagen per jaar te worden overschreden.



Figuur 16.9

16.4.3 Ontwerp van de riviercentrale

Hoewel er bij het ontwerpen sprake is geweest van een voortdurend iteratieproces, kan men toch onderscheid maken tussen:

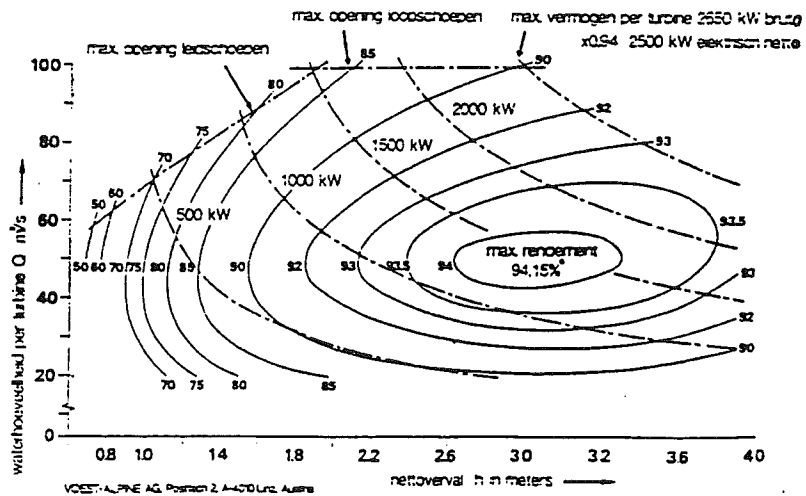
- voorontwerp
- fysisch modelonderzoek
- detailontwerp.

16.4.3.1 Turbine keuze en opgesteld vermogen

Het type turbine is niet alleen van belang t.a.v. het op te wekken vermogen en het turbine rendement maar ook t.a.v. de civieltechnische bouwkosten. Men heeft hier gekozen voor 4 bulbturbines met een loopschroef diameter van 4 m. Bij deze 4 x 2½ MW turbines zijn zowel leid- als loopschoepen regelbaar. Het rendement is hoog (zie mosseldiagram Fig. 16.10). Tabel 16.2 laat een berekening van de jaarproductie zien (32 GWh).

Turbinediagram - hydraulisch rendement
regelbare leid- en loopschoepen

aantal turbines 4 type KAPLAN
diameter 4,00 meter
toerental 78,00 1/min.



$$h_{\text{netto}} = h_{\text{bruto}} - 10^{-4} \times Q^2 \times 0,17 \text{ m}$$

Figuur 16.10

Schema berekening jaarproductie

$$E = Q_T \times a \times h_{\text{netto}} \times \eta \times 24 \times 10^{-6} \text{ GWh}$$

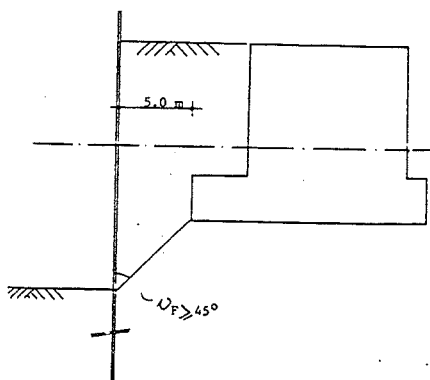
afvoer Q m³/s	turbine Q _T m³/s	verval a	turbine h _{netto} m	turbine rend. η %	vermogen bruto MW	dagen per jaar t S285 +0.07	productie bruto GWh
25	25	1	3,04	91,2	0,680	84,5	1,379
75	37,5	2	3,03	92,5	2,084	13	0,650
125	41,65	3	2,98	93,9	3,431	14	1,153
175	43,75	4	2,92	94,0	4,712	16	1,810
225	56,25	4	2,85	94,0	5,913	19	2,696
275	68,75	4	2,73	93,2	6,864	20,5	3,377
325	81,25	4	2,55	91,6	7,476	26,5	4,755
375	93,75	4	2,36	88,9	7,718	33,5	6,205
425	100	4	2,20	85,9	7,416	33	5,873
475	94,5	4	1,74	81,3	5,246	24,5	3,084
525	91,0	4	1,63	80,4	4,680	19,5	2,190
575	87,0	4	1,51	79,3	4,088	14	1,374
625	-	-	-	-	-	9	-
>650	-	-	-	-	-	38	-
						365	34,546

Tabel 16.2

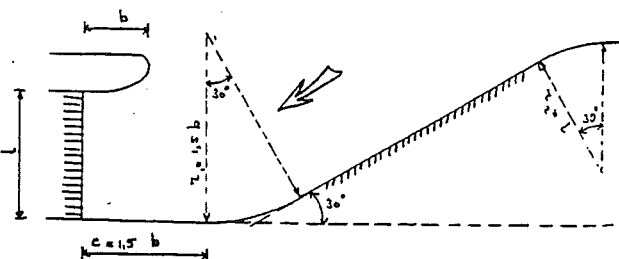
productie per jaar netto 0,94 x 34,546 = 32 GWh

16.4.3.2 Voorontwerp

Uitgangspunt voor het ontwerp was een hoog rendement van de centrale, d.w.z. zo gering mogelijke bouw- en exploitatiekosten. Daarnaast spelen evenals bij Hagestein een dominerende rol de eisen t.a.v. de waterhuishouding en de scheepvaart. Uiteraard moest de stabiliteit van het landhoofd (zie Fig. 16.11) worden gewaarborgd. Tenslotte stelt de turbine leverancier eisen t.a.v. aanstroming van de turbines bij variërende bedrijfsomstandigheden i.v.m. het door hem gegarandeerde rendement en bedrijfszekerheid.



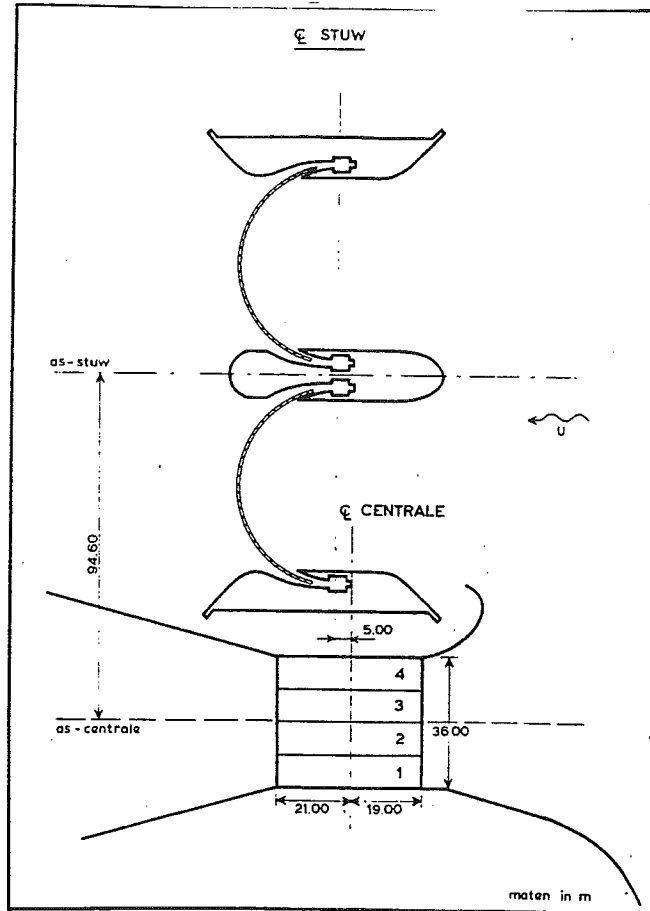
Figuur 16.11



Figuur 16.12

Bovenstaande uitgangspunten bepalen:

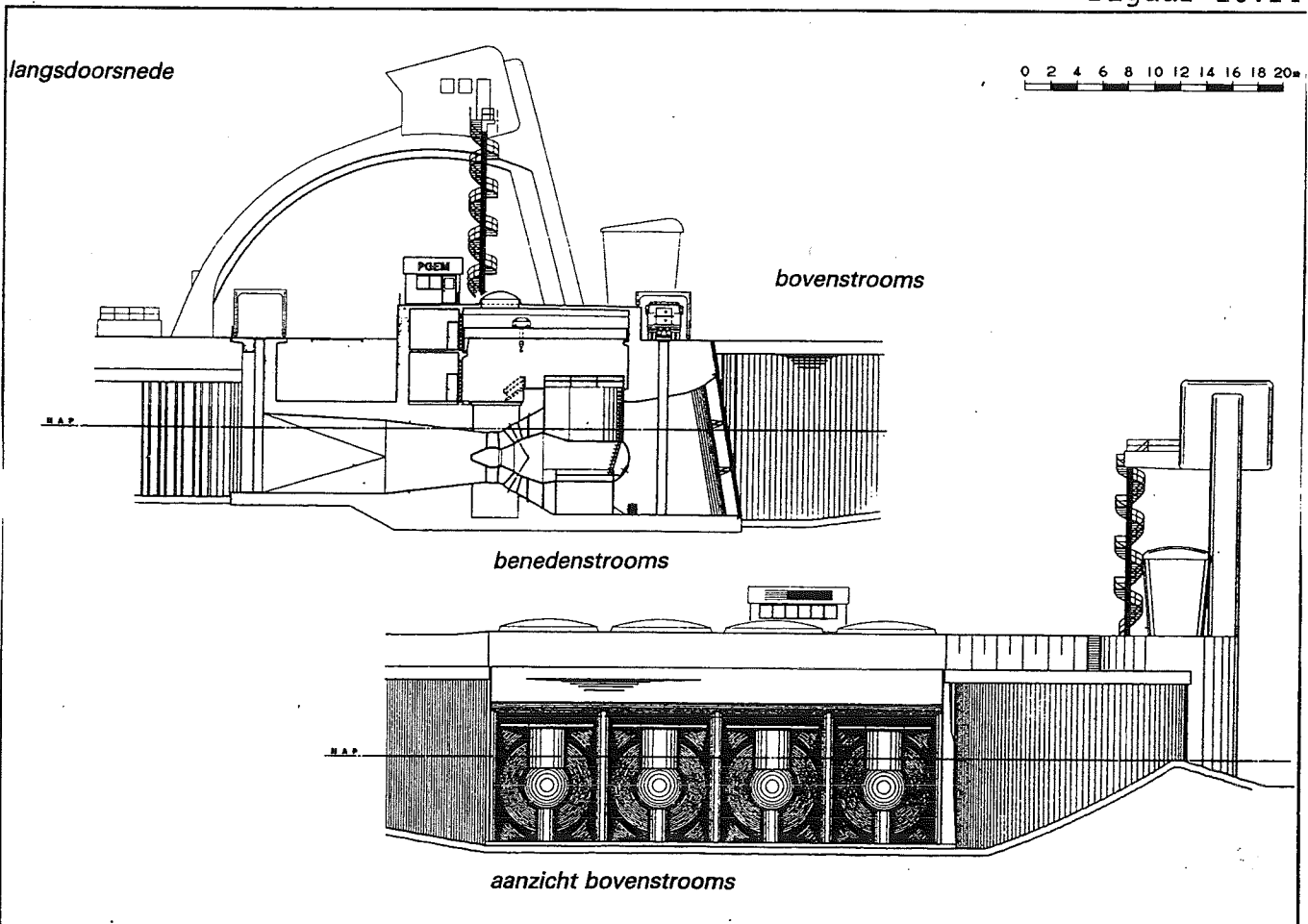
- a. De plaats van de centrale.
Een centrale midden in de rivier is niet mogelijk. Noodgedwongen moet de centrale buiten de huidige stroomgeul als het ware 'achter' het Zuidelijk landhoofd worden geplaatst. De stabiliteit van dit landhoofd tijdens en na de bouw van de centrale moet zijn gegarandeerd. Dit bepaalt de afstand van centrale tot landhoofd.
 - b. Vormgeving in- en uitstroomkanalen
De literatuur [4.1] geeft aanbevelingen voor dit soort situaties. Zie ook Fig. 16.12.
 - c. Scheidingspijler (bovenstroomse zijde)
Ook hierbij kan men zich voor het voorontwerp baseren op onderzoek gedaan door derden [16.6]. Maatgevend bij de dimensionering is het maximale debiet van $400 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Zowel bij (b) als bij (c) is gebruik gemaakt van verankerde damwanden in de directe omgeving van de centrale.
- d. Turbinegebouw
De leverancier maakt in eerste instantie een ontwerp van de kokers. Daarna pas wordt het civiel-technische ontwerp gemaakt (Fig. 16.13, 16.14 en 16.15).

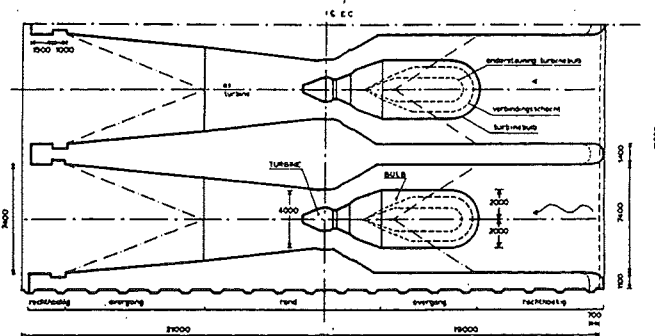


Figuur 16.13

POSITIE CENTRALE

Figuur 16.14





CENTRALEGEBOUW, HORIZONTALE DOORSNEDE

Figuur 16.15

Hoofdafmetingen zijn:

- lengte 40 m
- breedte 4 eenheden van elk 9 m
- breedte turbinekoker (max.) 7,40 m
- dikte tussenpijlers (min.) 1,40 m
- doorsnede propelleropening 4 m
- peil instroomopening NAP - 6,67 m
- peil uitstroomopening NAP - 5,11 m
- niveau turbines NAP - 2,25 m

N.B.:

- (i) Let op de overgang in elke koker van rechthoek (7,40 x 11,10 m) via een overgangszone naar rond (ϕ 4,0 m).
- (ii) Let op de max. diepte onder aslijn turbine: Bij de bulb is dat hier slechts 4,42 m (binnen onderkant instroomopening. Bij Kaplan Hagestein ongeveer 13,5 m.
- (iii) Zie idem de verschillen in lengte van het kunstwerk: Bulb Maurik 40 m, Kaplan Hagestein 70 m.
- (iv) Ook hier zijn de gebruikelijke voorzieningen getroffen t.a.v. droogzetten, verwijdering grofvuil enz.

16.4.3.3 Fysisch modelonderzoek

De vormgeving bij het voorontwerp is gebeurd m.b.v. aanwijzingen van de leveranciers en berekeningsmethoden uit de technische literatuur. Dat is voldoende voor een bepaling van de technische en economische haalbaarheid van een ontwerp.

Bij het gedetailleerde uit te voeren ontwerp zal echter fysisch modelonderzoek onontbeerlijk zijn. Dit onderzoek is vooral nodig i.v.m. de asymmetrische aanstroming van de centrale, de overgang van taluds naar verticale damwand (Fig. 16.16), scheepvaartseisen (dwarsstroming) en dimensioneren van de bodembescherming.

De leverancier stelt eisen t.a.v. de instroming i.v.m. de garantie van het rendement. Dit houdt in:

- beperking van de turbulentie i.v.m. trillingen;
- gelijkmatige aanstroming van de propellers.

17. KLEINSCHALIGE WATERKRACHT IN NEDERLAND

17.1 Definities

Wanneer men in Nederland spreekt over kleinschalige waterkracht, bedoelt men in feite alle waterkracht die potentieel kan worden opgewekt buiten de grote rivieren Rijn, Maas en Waal. In de praktijk stelt men als grenzen bij kleinschalige waterkracht 10 kW en 500 kW voor het vermogen en minimaal 1,0 m voor de bruto valhoogte van het water.

Ter vergelijking worden de internationaal meestal gehanteerde begrippen genoemd (maar ook hier verschillen de onder- en bovengrenzen van land tot land):

small hydro power (SHP),	vermogen < 10 MW
mini hydro power	500 kW < vermogen < 10 MW
micro hydro power	vermogen < 100 kW.

Voor de overige begrippen die in dit hoofdstuk worden gebruikt, wordt verwezen naar de Hoofdstukken 3 en 4.

17.2 Randvoorwaarden

Bij inventarisatie van het kleinschalige waterkracht potentieel in Nederland*) zijn een aantal beperkingen van toepassing. In het kort kunnen die worden aangeduid met de uitdrukkingen:

- topografie
- toeristische/historische waarden
- waterhuishouding
- milieu
- watertoevoer
- turbine aanbod
- financieel en economisch rendement

Deze beperkingen (of randvoorwaarden zo men wil) worden hieronder in het kort behandeld.

a. Topografie

Op grond van de topografie mag men verwachten dat er voor minicentrales mogelijkheden zijn in Groningen, Drente, Overijssel, Gelderland, Brabant en Limburg. De Veluwe valt echter af: valhoogte is er voldoende maar de water toevoer is onvoldoende om het vermogen van 10 kW of meer op te wekken.

b. Toeristische/historische waarden

Op een groot aantal potentiële locaties voor minicentrales blijken reeds van oudsher waterkracht installaties te zijn gebouwd. Het betreft dan veelal watermolens (80%).

*) Hierna steeds aangeduid met minicentrales of SHP

De historische en toeristische functie van deze molens laat vervanging hiervan door moderne turbines veelal niet toe. Naar schatting betreft het 105 installaties (waarvan er medio '84 48 maalvaardig waren). Bij 33 watermolens is meer dan 10 kW beschikbaar. Dit zou een technisch-financieel potentieel van 4,8 GWh kunnen betekenen.

c. Waterhuishouding

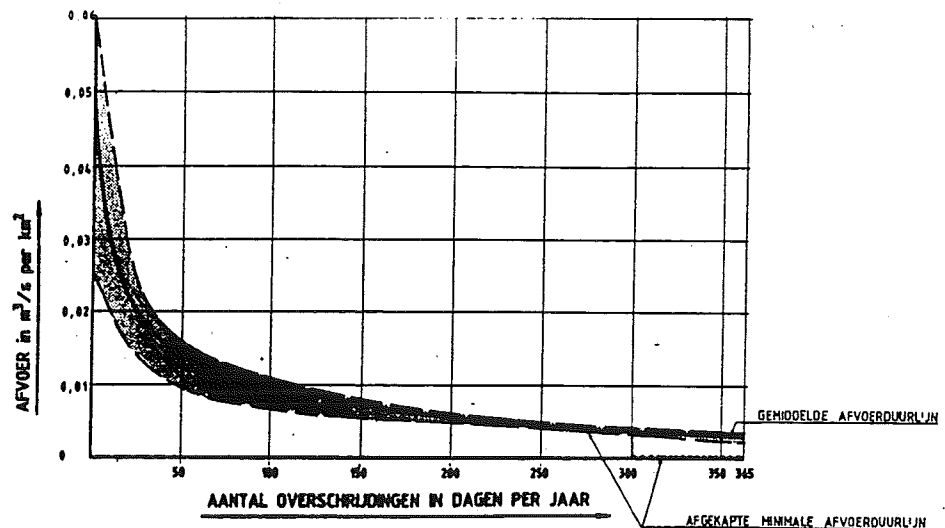
In de afgelopen decennia zijn omvangrijke werken uitgevoerd mede ter verbetering van de waterhuishouding in de landbouw. Daarnaast zijn uit oogpunt van natuurbehoud nadere eisen gesteld aan de waterhuishouding en vooral t.a.v. het peilbeheer. Op grond hiervan mag men niet verwachten dat opstuwing (eventueel gecombineerd met opslag) van water t.b.v. minicentrales zal worden getolereerd. Dit betekent dat men uit moet gaan van locaties waar thans reeds voldoende verval beschikbaar is, d.w.z. bij stuwen, schutsluizen, gemalen.

d. Milieu

Hoewel harde cijfers schijnbaar ontbreken, mag wel worden aangenomen dat toepassing van minicentrales beperkt zal moeten blijven in Nederland tot genormaliseerde beken en kanalen.

e. Watertoevoer

In het algemeen mag wel worden gesteld dat de kennis van waterafvoeren in individuele beken en kleine rivieren in Nederland als zodanig onvoldoende is om betrouwbare berekeningen te maken. Bij toepassing van een gemiddelde afvoerduurlijn (Fig. 17.1) krijgt men echter een redelijk inzicht in de watertoevoer over het jaar.



Figuur 17.1

f. Turbine aanbod

Er zijn op de Wereld een groot aantal leveranciers van turbines t.b.v. minicentrales. Voor Nederland zijn van belang de turbines voor valhoogten tussen 1 en 7 m. Bij kleine valhoogten past men over het algemeen propeller, open Francis en cross-flow turbines toe (zie Hoofdstuk 12 voor verdere bijzonderheden).

Civiel-technici zijn gewend om pasklare oplossingen (maatwerk) te bedenken voor waterbouwkundige problemen. Bij minicentrales zijn echter pasklare oplossingen meestal duurder dan standaard oplossingen op basis van leverbare turbines. Men zal dan ook al in een vroeg stadium een keuze moeten maken t.a.v. de toe te passen turbine. Immers die bepaalt hier voor een groot deel de vormgeving van de (water)bouwkundige constructies.

g. Financieel- en economisch rendement

Op de principes van de gangbare berekeningen wordt nader ingegaan in Hoofdstuk 18. Berekeningen hebben aangetoond dat een valhoogte van 1,75 à 2 m vereist is wil het project rendabel zijn (kosten-niveau 1984).

17.3 Locaties voor SHP

Op grond van één in 1984-1985 uitgevoerde inventarisatie [17.3] wordt aangenomen dat op circa 137 locaties een asvermogen van meer dan 10 kW beschikbaar is bij een bruto valhoogte van tenminste 1 m. Een aantal gegevens zijn vermeld in Tabel 17.1.

Tabel 17.1 Jaaropbrengst in MWh

aantal locaties	variatie in theoretisch potentieel (in MWh)	variatie in technisch potentieel bij Q (100) (in MWh)	variatie in technisch financieel potentieel (in MWh)
63	< 210	< 100	< 100
43	140 - 1.000	90 - 480	
21	570 - 1.900	290 - 1.000	200 - 500
10	1.200 - 4.700	670 - 2.500	670 - 1.100
137	totaal 70.000	totaal 37.000	totaal 26.000

Het technisch-financieel potentieel per locatie varieert van 40 MWh tot meer dan 1.100 MWh. het asvermogen bij het uitbouwdebiet varieert van 7 tot 448 kW, terwijl het technisch-financieel optimum varieert tussen 10 en 134 kW.

De wijze van berekening wordt nader aangegeven in para 17.6. De meest kansrijke locaties worden aangetroffen in de Roer, Het Stieljes kanaal, Twente kanaal, Wilhelmina kanaal en Marienberg-Vecht kanaal (totaal 7 locaties met een gezamenlijk vermogen van 600 KW en een jaarlijkse energie-opbrengst van 3.600 MWh). Bij de inventarisatie is gebruik gemaakt van de Waterstaatskaart 1:50.000. De gevonden waarden zoals hierboven aangegeven, zijn indicatief. Per locatie zal men steeds een haalbaarheidsonderzoek moeten verrichten.

17.4 Locaties voor pompturbines

Voor irrigatiedoeleinden en peilhandhaving op kanalen (scheepvaart) wordt op een groot aantal locaties water opgemalen. Als men bij perioden met waterbezwaar ook water moet afvoeren, is er bij voldoende verval de mogelijkheid van pompturbine bedrijf. Het blijkt dat er 14 locaties in Nederland zijn*) waar dit mogelijk is. Voorts zijn er nog 6 toekomstige locaties. Het betreft uitsluitend scheepvaartkanalen, die naast een afwaterende functie ook een wateraanvoerfunctie hebben.

De jaaropbrengst varieert van 30 MWh in het Wilhelmina kanaal tot wel 2.250 MWh (toekomstig) in het Juliana kanaal [17.3]. Op de gevolgde methodiek bij de inventarisatie wordt hier niet verder ingegaan.

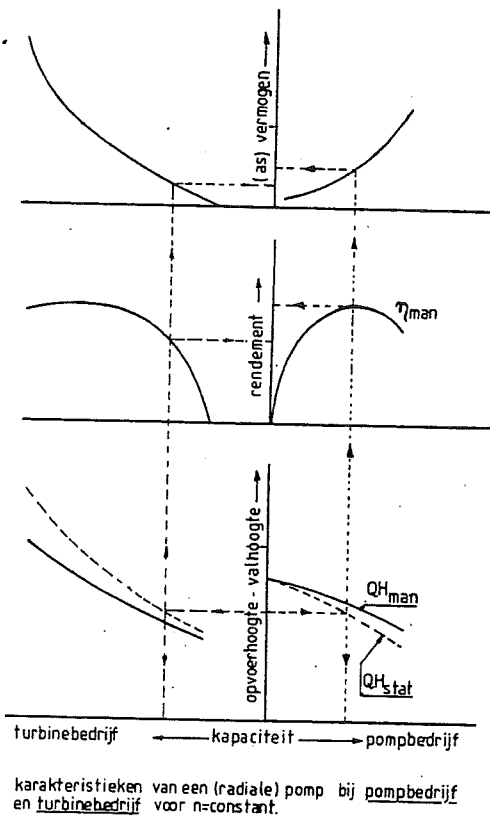
Gemalen uitgerust met centrifugaal pompen (vergelijkbaar met Kaplan turbine) of axiaal pompen (vergelijkbaar met propeller turbine) komen in aanmerking voor pompturbine bedrijf.

Fig. 17.2 laat zien dat:

- Bij turbinebedrijf iets meer debiet omlaag stroomt dan bij pompbedrijf wordt opgepompt bij gelijk asvermogen.
- Het rendement voor turbinebedrijf dus lager zal zijn dan voor pompbedrijf.

De civiel-technische en mechanisch-electrische aanpassing nodig om bestaande gemalen in te richten voor pomp-turbinebedrijf zijn betrekkelijk gering.

*) Drentsche Hoofdvaart, Twentekanaal, Wilhelminakanaal en Julianakanaal



Figuur 17.2

17.5 Mogelijkheden voor toepassing van minicentrales

Voor de goede orde wordt eraan herinnerd dat de energie opgewekt door middel van waterkracht kan worden benut voor:

- electriciteitsvoorziening
- directe aandrijving van werktuigen
- het genereren van warmte

Alleen bij electriciteitsopwekking zal men overwegen om een eventueel surplus aan het landelijke electriciteitsnet te leveren (zie Hoofdstuk 3).

17.6 Berekening van het waterkrachtpotentieel

17.6.1 Algemeen

Van belang bij het toetsen van de haalbaarheid van een waterkrachtcentrale op een gegeven locatie is het zgn. technisch-financieel potentieel. Dat is de jaaropbrengst in MWh of KWh bij minimale kosten per KWh.

Het technisch-financieel potentieel is een afgeleide van de energie-opbrengst die technisch en theoretisch op een locatie beschikbaar is. In de volgende paragrafen wordt aangegeven hoe deze begrippen aan de hand van inventarisatie gegevens kunnen worden bepaald.

17.6.2 Theoretisch potentieel

Het theoretisch potentieel E_{th} is de maximale hoeveelheid energie die op jaarbasis op een locatie beschikbaar is. Deze energie is gelijk aan het verlies aan potentiële energie van de waterstroom:

$$E_{th} = \int_0^{365} P_m dt$$

Omdat in Nederland nagenoeg geen registratie van valhoogte gegevens bij stuwen plaatsvindt (in het bijzonder niet welke valhoogte bij een bepaald debiet hoort), zal een benadering voor het momentaan vermogen moeten worden gemaakt. Globaal kan worden gesteld dat de valhoogte constant is. Uit de praktijk is bekend dat grote debieten gepaard gaan met lagere valhoogten. Daar deze debieten betrekkelijk weinig voorkomen, is hun energiebijdrage gering. Daarom kan een valhoogte correctie hiervoor achterwege worden gelaten.

Het resultaat van deze benadering is dat het theoretisch potentieel volledig wordt bepaald door de gemiddelde valhoogte H en de afvoerduurlijn. (zie para 17.2-(e)).

Uit de afvoerduurlijn kan worden afgeleid hoe vaak een debiet Q op jaarbasis voorkomt. Vermenigvuldiging van de tijdsduur T met het bij Q behorend vermogen $P = gQH$ levert de energiebijdrage $E = P.T$. Het theoretisch potentieel volgt nu door sommatie van de energiebijdragen van alle voorkomende debietwaarden.

Ervan uitgaande dat de duurlijn van het debiet per afwaterend oppervlak binnen zekere grenzen identiek verloopt voor de meeste beken/rivieren, kan als benadering de volgende algemeen geldende formule worden afgeleid:

$$E_{th} = 800 \cdot H \cdot A \text{ (kWh)}$$

H is hierin de valhoogte in m

A is het afwaterend oppervlak in km^2

Bovenstaande formule geldt voor een gemiddelde afvoerduurlijn (Fig. 17.1). Per locatie kunnen hogere of lagere opbrengsten voorkomen, o.a. door het verdrinken van stuwen in de winter of door droge perioden waarin geen afvoer van water plaatsvindt.

17.6.3 Technisch potentieel

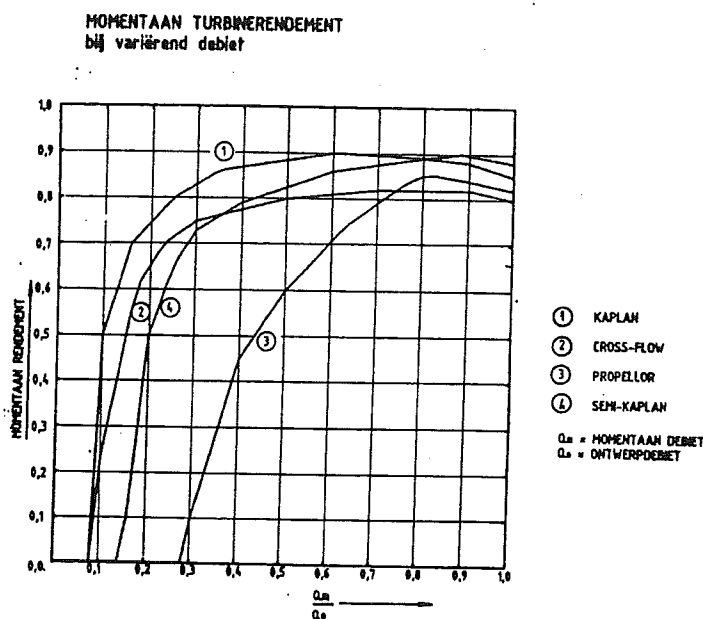
Het technisch potentieel is de maximale hoeveelheid energie (aan de as van de turbine) die met een bepaalde turbine op een locatie te benutten is.

Voor de bepaling van het technisch potentieel moet het theoretisch potentieel worden gecorrigeerd voor turbineverliezen en hydraulische verliezen.

Het jaarrendement is nu de verhouding tussen de totale jaarlijkse energie-opbrengst (aan de turbine-as beschikbaar) en het theoretisch potentieel: $\mu_x = E_{tx}/E_{th}$.

Uit Fig. 17.3 kunnen de jaarrendementen worden afgeleid voor verschillende typen turbines, bij een gegeven uitbouwdebiet. Gevonden worden de volgende maximale waarden:

- propeller 55% bij een uitbouwdebiet van Q_{100} ;
- kaplan 79% bij een uitbouwdebiet van Q_{25} ;
- cross-flow 70% bij een uitbouwdebiet van Q_{25} .



Figuur 17.3

De hydraulische verliezen die buiten de turbine optreden, bestaan uit stromings- en wrijvingsverliezen in de inlaat en uitlaat van de installatie.

Indien enige zorg wordt besteed aan in- en uitstroomvoorzieningen, kunnen de hydraulische verliezen worden beperkt tot circa 0,1 m. De verliezen kunnen echter snel oplopen, wanneer de aan/- en afvoerkanalen minder gunstig zijn, het krooshek zelden wordt gereinigd en de diffusor niet optimaal is uitgevoerd. Om de haalbaarheid van kleine goedkope installaties te kunnen nagaan, is in het onderzoek [17.3] gerekend met een totale statische verlieshoogte 0,2 m.

Rekening houdend met de bovengenoemde factoren komt men tot het volgende eindresultaat voor de maximale hoeveelheid energie die technisch kan worden gewonnen (dus het technisch potentieel):

$$E_{\text{techn}} = \mu_{\text{max}} \cdot 800 (H - 0,2) \cdot A \text{ (KWh)}$$

μ_{max} = maximale jaarrendement

17.6.4 Technisch-financieel potentieel

Het zou toeval zijn als de turbinekeuze waarbij de KWh-jaaropbrengst maximaal is ook in financieel opzicht de meest gunstige installatie vormt. Dit is de reden voor het introduceren van de term technisch-financieel potentieel E_{tf} . Hieronder wordt verstaan de hoeveelheid energie die tegen minimale kosten per KWh op een locatie kan worden gewonnen, gegeven de keuze voor een bepaalde turbine.

$$E_{tf} = \mu_0 \cdot 800 (H - 0,2) \cdot A \text{ (KWh)}.$$

Waarin μ_0 = het jaarrendement bij minimale kosten per KWh.

De totale jaarlijkse kosten van een waterkrachtinstallatie nemen in het algemeen recht evenredig toe met de initiële investeringskosten (aangenomen wordt dat dit tot op zekere hoogte ook geldt voor de bedienings- en onderhoudskosten). Minimale KWh-kosten doen zich dan voor als de verhouding initiële investeringen en jaaropbrengsten zo klein mogelijk is. Er wordt hier gesproken van technisch-financieel en niet van technisch-economisch potentieel. De reden is dat als een locatie gunstig is voor het opwekken van waterkracht het economisch aantrekkelijk kan zijn het optimum te passeren en met een groter uitbouwdebiet meer (en duurder) energie te winnen.

In para 17.7 wordt een voorbeeld gegeven van bepaling van het technisch-financieel optimum.

17.7 Technisch-financieel optimum

In de vorige paragraaf is aangegeven hoe de jaaropbrengst afhangt van het ontwerp- of uitbouwdebiet. De investeringskosten kunnen eveneens worden uitgedrukt als functie van het ontwerpdebiet. Ervan uitgaande dat de kosten voor het turbinegedeelte binnen zekere grenzen een vast deel van de totale investeringskosten vormen, kan het technisch-financieel potentieel worden benaderd door de verhouding turbinekosten - jaaropbrengst te minimaliseren.

Aan de hand van richtprijzen van turbinefabrikanten zijn hiervoor een aantal prijsfuncties voor diverse toepassingen opgesteld (Fig. 17.4).

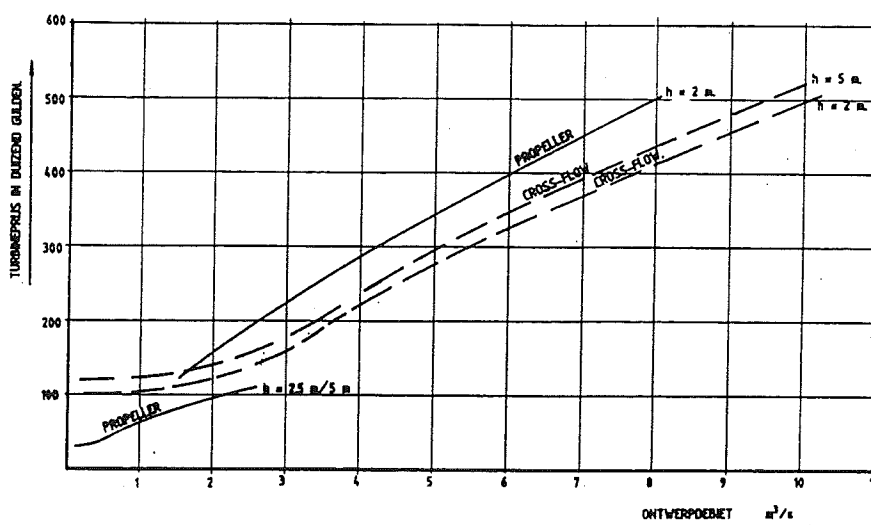
De optimalisatieprocedure kan worden toegelicht aan de hand van het volgende voorbeeld:

Voorbeeld: bepaling van het technisch-financieel optimum

Turbintype: propeller
 Locatiegegevens: afwaterend oppervlak $A = 250 \text{ km}^2$, valhoogte $H = 2,5 \text{ m}$.

Voor enkele waarden van het uitbouwdebiet wordt zowel de turbineprijs (aan de hand van Fig. 17.4) als de jaarlijkse energie-opbrengst (met behulp van Fig. 17.3) bepaald. Dit levert Tabel 17.2 op.

TURBINEPRIJZEN.
(INCLUSIEF GENERATOR EN REGELING)



Figuur 17.4

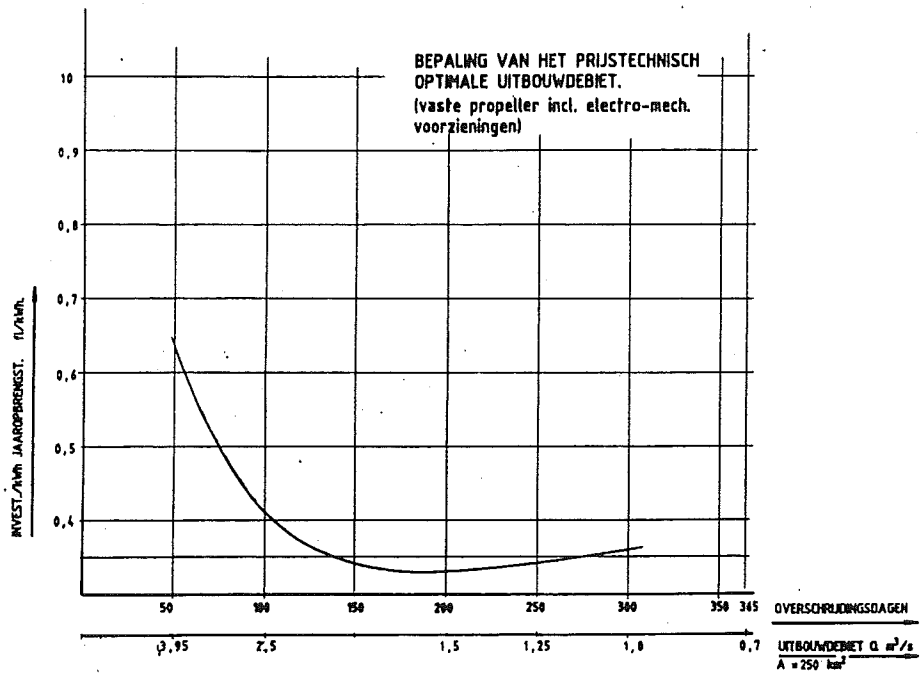
Tabel 17.2: Bepaling van het technisch-financieel optimum

Uitbouwdebiet (m^3/s)	Turbineprijs P_t (fl.)	Jaaropbrengst E_{tx} (kWh)	P_t/E_{tx}
Q50	3,95	150.000	0,63
Q100	2,5	105.000	0,41
Q200	1,5	72.500	0,33
Q250	1,25	65.000	0,34
Q300	1,0	58.500	0,36

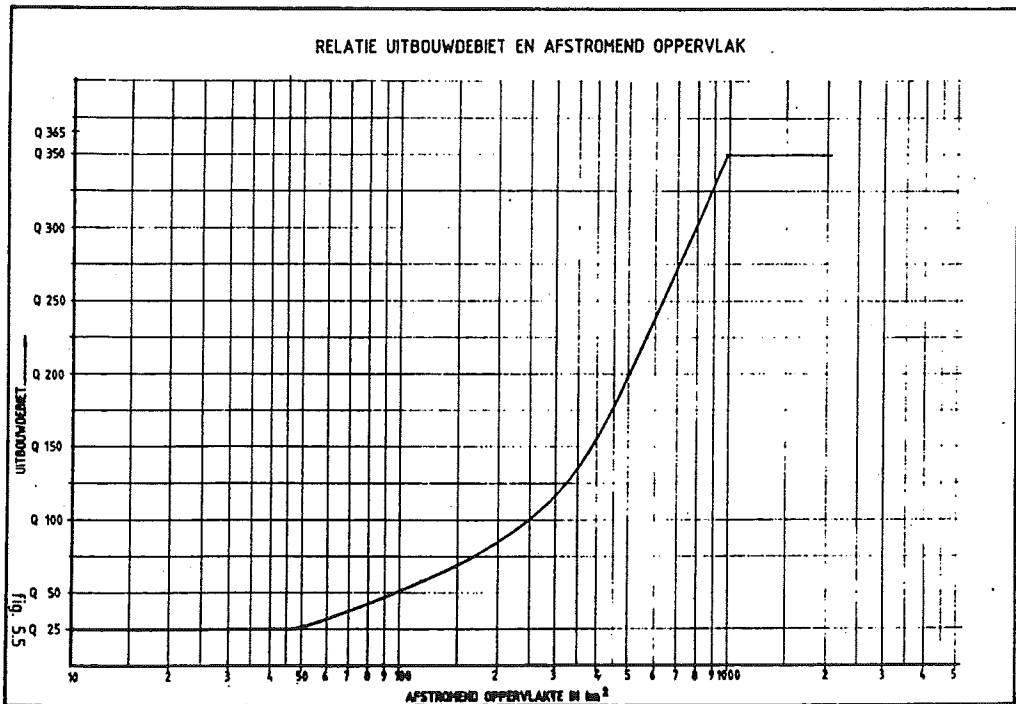
De tabel is tevens uitgezet in Fig. 17.5. In dit voorbeeld ligt het optimum bij een uitbouwdebiet van Q200.

Uit de berekeningen blijkt dat het optimale uitbouwdebiet voor vrijwel alle locaties tussen Q50 (bij kleine afwaterende oppervlakken) en Q300 (bij grotere afvoerende gebieden) ligt. Voor middelgrote afwaterende oppervlakken (500 - 1000 km^2) ligt het optimale uitbouwdebiet tussen Q200 en Q350 (Fig. 17.6).

Het jaarrendement is voor die uitbouwdebieten voor de diverse turbintypes nagenoeg gelijk. In dat geval verdient het goedkoopste type de voorkeur.



Figuur 17.5



Figuur 17.6

17.8 Kosten-baten analyse

Voor de principes en de uitvoering van een kosten-baten analyse voor SHP in Nederland wordt verwezen naar Hoofdstuk 18.

17.9 Constructieve- en waterbouwkundige aspecten (een voorbeeld)

In de Nederlandse omstandigheden betekent een minicentrale in een kanaal, kleine rivier of beek ter plaatse van een stuw of sluis in feite altijd dat in de bestaande infrastructuur van kunst- en grondwerken moet worden ingegrepen op een zo goedkoop mogelijke wijze zonder:

- de bestaande toestand ernstig te verstoren;
- de opbrengst van de centrale geweld aan te doen.

Van groot belang zijn hierbij:

- lengte en omvang van toe- en afvoerkanalen naar de centrale;
- diepteligging van de te maken werken;
- erosiebestendigheid van de bodem nabij in- en uitstroomopeningen.

In Fig. 17.7 en 17.8 zijn als voorbeeld bovenaanzicht en doorsnede van de geplande minicentrale bij sluis no. 3 in het Wilhelmina kanaal gegeven. Gekozen is voor een gesloten aan- en afvoerleiding (totale lengte 60 m) die boven- en onderstuwpannd verbindt. Max. waterhoeveelheid is $2 \text{ m}^3/\text{s}$. De keuze viel op de gesloten leiding, omdat op deze wijze de aanvoerleiding als hevel kan worden uitgevoerd. Dat spaart veel grondwerk- en leidingkosten. De diameter wordt bepaald door (a) het debiet, (b) het verlangen de hydraulische verliezen zoveel mogelijk te beperken en (c) de kosten van de leiding.

Eén en ander kan worden geoptimaliseerd waarbij de kosten van een grotere buis worden afgewogen tegen de opbrengsten van een grotere netto valhoogte, n.l. een groter KWh opbrengst.

Bij bedoelde optimalisatie bleek ook dat een verbinding van midden en onderpand (lengte van de buis 63 m, bruto valhoogte 2,8 m) de voorkeur verdient boven een verbinding van boven- en onderpand (lengte buis 240 m, bruto valhoogte 5 m).

De materiaalkeuze ging tussen:

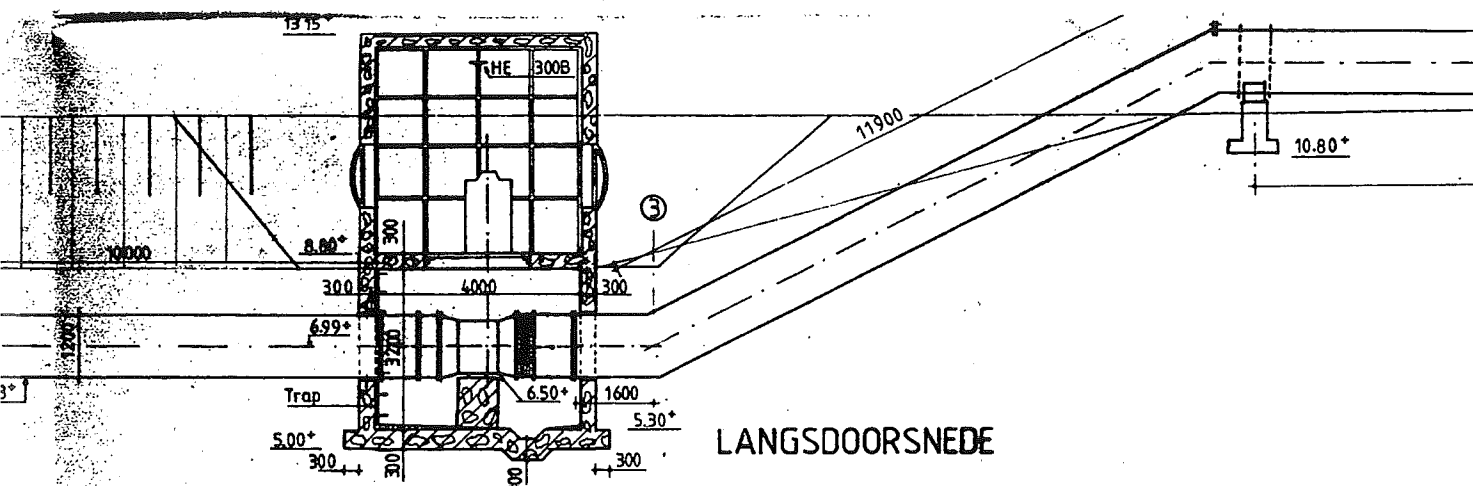
- staal
- beton met plaatstalen kern
- kunststof

Beton met plaatstalen kern was duidelijk duurder dan de andere materialen. Kosten van stalen- en kunststofbuizen ontlieden elkaar niet veel. Echter, bij kunststof is het aantal oplettingen groter, aansluiting van appendages lastiger en de restwaarde lager.

De keuze viel daarom op staal (diameter ϕ 1200 mm).

Bij een constant debiet van $2 \text{ m}^3/\text{s}$ en een netto valhoogte van 2,5 m betekent dit een turbine vermogen van 29 kW voor de gekozen turbine (Lips, type FT-02).

De begroting van kosten van deze (niet-uitgevoerde) centrale sloot op fl. 230.000 excl. BTW voor uitsluitend de civiel-technische werken.



Figuur 17.8

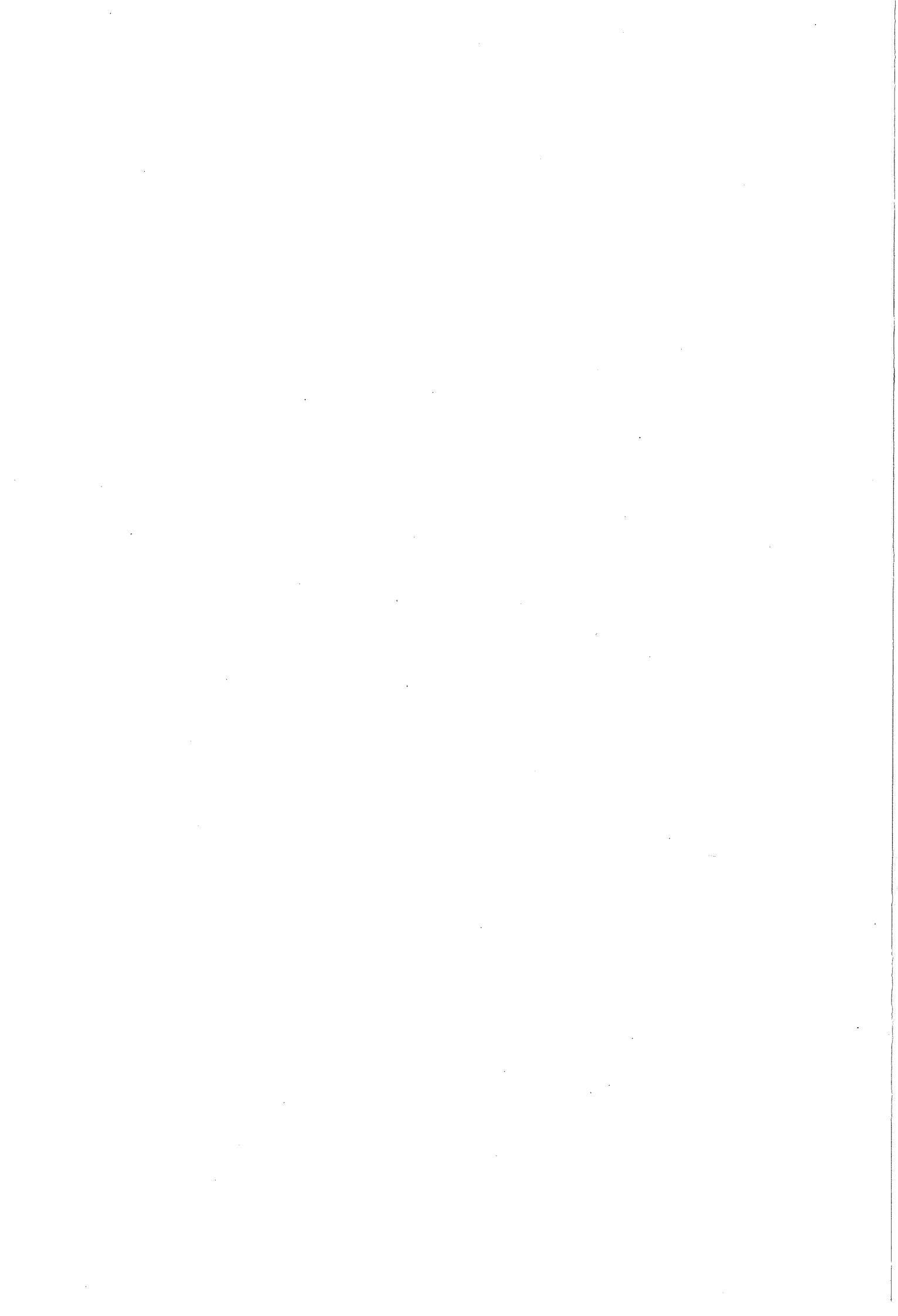
17.10 Literatuur

- [17.1] 'Waterkrachtcentrale, Tilburg, Wilhelminakanaal, Sluis 3', HASKONING, november 1984.
- [17.2] 'Milieu-effecten van kleinschalige waterkracht', De Ingenieur, no. 12, (december) 1984.
- [17.3] Rapport 'kleinschalige waterkracht in Nederland', TAUW Infra Consult B.V., maart 1985.

Water Power and Dam Construction

Artikelen gewijd aan SHP verschenen gedurende de afgelopen jaren in de volgende maanden:

- [17.4] November 1981, December 1982, February-April 1983, February 1984, February, April 1985, April 1986, August, October, November 1986, April 1987.



18 ECONOMIE VAN WATERKRACHT

18.1 Inleiding

Bij waterbouwkundige werken op het gebied van de infrastructuur (verkeer), de hoogwaterbeveiliging (stormvloedkering, rivierdijkverhoging) en de stadsontwikkeling (drinkwatervoorziening, riolering, afvalwaterzuivering) is in de rijke westerse wereld het economisch rendement doorgaans slechts een secundaire factor. Andere factoren, zoals veiligheid, welzijn, bevolkingsaanwas, milieu, bepalen in eerste instantie of die werken worden uitgevoerd. Naast de welvaart is het vooral het feit dat bij de genoemde werken praktisch altijd sprake is van overheidsfinanciering, van politieke besluitvorming en, ten dele, van "noodzaak" dat over economisch rendement nauwelijks of (nog) niet wordt gesproken.

Bij energieproductie ligt dat anders.

Electriciteitsproducenten moeten hun product zien te slijten in concurrentie met andere energiebronnen (voornamelijk olie en gas). Daarnaast moeten zij hoge kosten maken (kapitaal investeringen in centrales en hoogspanningsleidingen, inkoop van brandstof, exploitatie van centrales en distributiesystemen). Een electriciteitsproducent zal dus altijd proberen op de economisch goedkoopste wijze energie te kopen of zelf te produceren.

Waterkracht is dan één van de bronnen die moet concurreren met de andere beschikbare energiebronnen (kernenergie, kolen, olie, gas).

Naast de financieel-economische factoren zoals investerings- en exploitatiekosten van de productie-eenheid spelen een rol:

- beschikbaarheid (gegarandeerd vermogen);
- brandstofkosten;
- milieu;
- op / afregelsnelheid, flexibiliteit.

De situatie wordt ingewikkelder als:

- a. toevoeging van een waterkrachtwerk aan een productiepark bestaande uit kern/kolen centrales en olie/gas centrales wordt overwogen;
- b. de energiebron water bij een multi-functioneel project op meerdere wijzen kan worden gebruikt.

Bij (a) kan dan ook de benutting van aanbodvolgend vermogen (windenergie, warmte/kracht centrales) nog een rol spelen.

Beide gevallen (a) en (b) worden in de volgende paragrafen besproken aan de hand van concrete voorbeelden. Daarnaast worden de economische berekeningen geresumeerd die aansluiten op respectievelijk de hoofdstukken 16 en 17.

Tenslotte nog, om misverstanden te voorkomen, het volgende: Het is niet de bedoeling dat de civiel-ingenieur de plaats inneemt van de econoom in energie projecten. Hij moet echter in staat zijn interessante alternatieve technische oplossingen en varianten voor de econoom te formuleren, de financiële cijfers hierbij te leveren en een optimalisatie uit te voeren van het technisch gedeelte van het project. Enige kennis van de berekeningsmethodieken van de econoom is daarbij noodzakelijk.

18.2 Economische evaluatie van energie opslagsystemen in Nederland¹⁾

Bij energie opslagsystemen in Nederland moet men naast PAC en OPAC (Hoofdstuk 15) ook denken aan perslucht opslag systemen S-PAC en DAG.

Op basis van min of meer uitgebreide studies tussen 1980 en 1988 voor de vier genoemde systemen zijn financieel-economische berekeningen uitgevoerd. De filosofie is hierbij als volgt: In combinatie met een voldoende groot basislastproductievermogen kan een opslagsysteem leiden tot een hogere benuttingsgraad van dat basislastvermogen (in de uren met een lage electriciteitsvraag wordt dat vermogen niet teruggeregeld maar benut om het opslagsysteem te vullen) en daarmee tot een uitsparing van midden- en pieklastvermogen (in de uren met een hoge vraag neemt het opslagsysteem de productiefunctie van het midden- en pieklastvermogen over). Indien het verschil in prijs tussen de brandstoffen voor basislasteenheden (kolen/kern) respectievelijk midden-/pieklast eenheden (gas/olie) voldoende groot is, kan ook een brandstofkostenvoordeel optreden, ondanks de energieverliezen die met opslag gepaard gaan.

Daarnaast kan een opslagsysteem een belangrijke rol vervullen bij de benutting van het zogenaamde aanbodvolgend vermogen, (met name windturbines) en van vermogen dat naast electriciteit ook warmte produceert (stadsverwarming en warmte/kracht) De inzet van deze installaties wordt immers met name bepaald door het windaanbod respectievelijk het verloop in de tijd van de warmtevraag.

Tenslotte kunnen opslagsystemen leiden tot een vermindering van de omvang van het op te stellen reservevermogen en zijn de regelkarakteristieken veelal gunstiger dan die van thermische productie eenheden.

De toepassing van een opslagsysteem is in principe economisch aantrekkelijk indien de voor de exploitatieperiode verwachte voordelen opwegen tegen de investerings- en exploitatiekosten van het systeem.

Bij de analyse is uitgegaan van een verwachte vraag naar energie in het jaar 2010 (zgn. NEV middenscenario 2010).

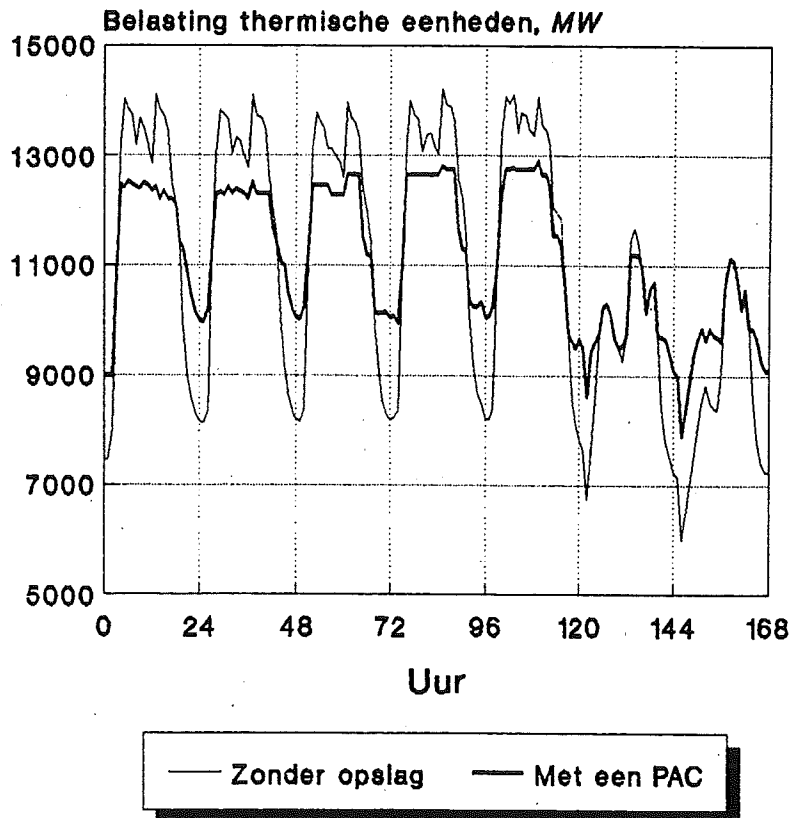
Aan die vraag kan worden voldaan met een zgn. kernenergie variant en met een zgn kolenvariant. In beide gevallen kan al dan niet een opslagsysteem worden ingeschakeld.

1) De tekst en tabellen in dit hoofdstuk zijn grotendeels ontleend aan publicaties [18.1] en [18.2]

Fig. 18.1 laat de belasting van thermische eenheden zien zonder opslag en met een PAC. Fig. 18.2 toont het beschikbaar vermogen bij een PAC variant gedurende een week (168 h) als functie van het reservoir peil.

In Fig. 18.3 zijn de marginale kosten gegeven voor de situatie met en zonder opslag.

**Economische evaluatie opslagsystemen
Belasting van de thermische eenheden
zonder en met een opslagsysteem**



N.V. Sep
Planning en Onderzoek
Systeemstudies en Beleidsontwikkeling

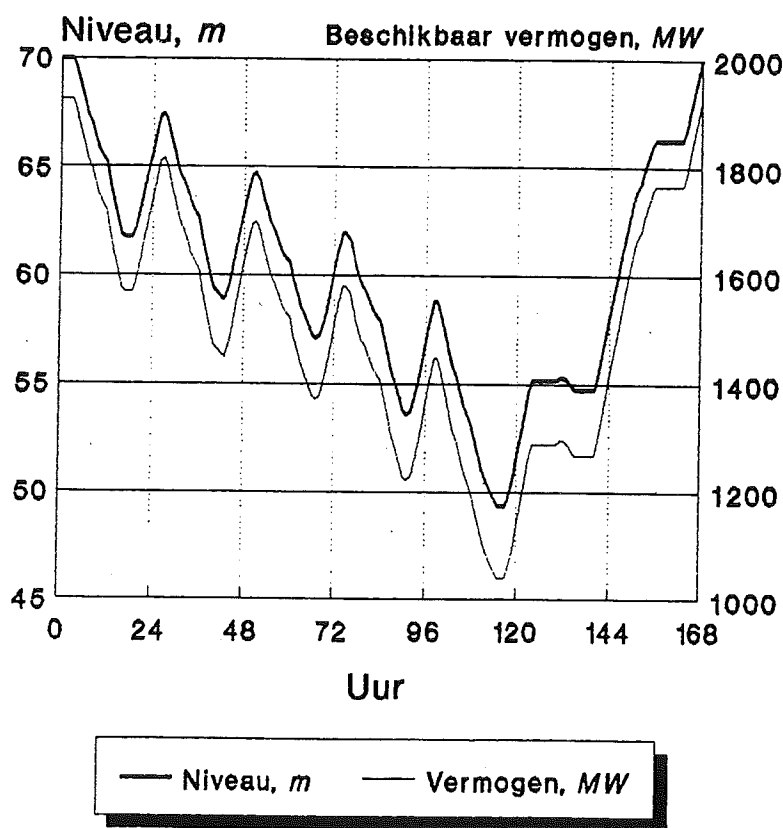
Figuur 18.1

De tabellen 18.1 en 18.2 voor respectievelijk de kernenergievariant en de kolenvariant geven in de referentie kolom cijfers voor: samenstelling productiepark (geïnstalleerd vermogen), energieproductie, brandstofkosten, investerings-, bedienings- en onderhoudskosten alsmede het totaal van de kostencijfers, en wel alle voor de situatie zonder opslag. In de kolommen "wijzigingen t.o.v. referentie" zijn de opslagsystemen geïntroduceerd.

Zo leest men in Tabel 18.2 in de kolom PAC dat introductie van een PAC opslagsysteem van 1925 MW (gegarandeerd vermogen 1.000 MW) betekent dat 1675 MW minder aan thermische centrales behoeft te worden geïnstalleerd.

Dat vertaalt zich in 145 miljoen gulden minder per jaar in brandstofkosten maar 90 miljoen gulden meer aan jaarlasten (investering, onderhoud bediening).

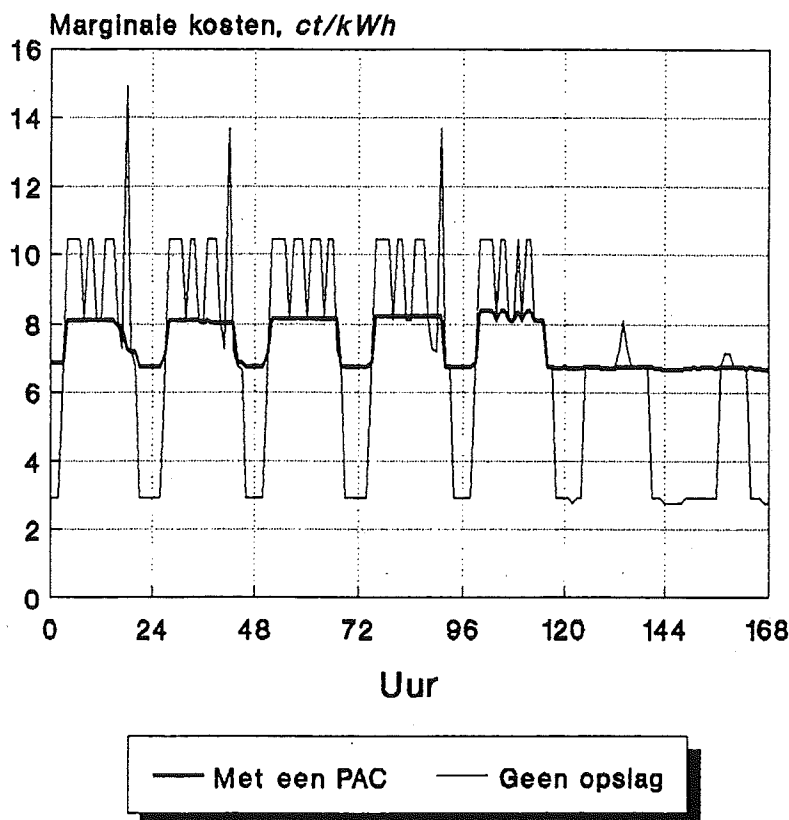
**Economische evaluatie opslagsystemen
Verband tussen niveau in bovenbekken
en beschikbaar vermogen van een PAC**



N.V. Sep
Planning en Onderzoek
Systemstudies en Beleidsontwikkeling

Figuur 18.2

Economische evaluatie opslagsystemen
 Marginale kosten zonder en met opslag
 NEV-Middenscenario 2010 / Kernvariant



N.V. Sep
 Planning en Onderzoek
 Systemstudies en Beleidsontwikkeling

Figuur 18.3

Deze cijfers zijn gebaseerd op specifieke investeringskosten voor thermisch vermogen (tabel 18.3) en aannamen t.a.v. brandstofprijzen en rente (tabel 18.4).

Er zijn nog een aantal andere uitgangspunten geformuleerd waaronder een berekeningsperiode van 50 jaar.

Steeds is uitgegaan van een optimale grootte van de bestudeerde opslagsystemen (tabel 18.5).

Tenslotte zijn de waarden berekend voor de economische parameters:

- baten/kosten verhouding B/K;
- netto contante waarde NCW (in miljoen Fl.).

Deze cijfers zijn het gunstigst voor de kernenergie variant (tabel 18.6) en minder gunstig voor de kolenvariant (tabel 18.7). Uiteraard is een gevoeligheids analyse uitgevoerd waarbij vooral variaties in de brandstofprijs en de rentevoet van belang blijken te zijn.

Effecten van de toepassing van een opslag-
systeem op de elektriciteitsvoorziening,
met het NEV-middenscenario voor het jaar
2010 (kernenergievariant) als referentie

referentie	wijzigingen t.o.v. de referentie			
	PAC	OPAC	S-PAC	DAG
samenstelling produkpark, MW				
kernenergie	9145	-	-	-
kolen	5040	-	-	-
STEG	3250	-1500	-1000	-1000
gasturbines	2550	-175	+100	-150
overig	4475	-	-	-
Opslag max.	-	+1925	+1200	+1325
garantie	-	+1000	+1200	+1000
elektriciteitsproductie, GWh/jaar				
kernenergie	53800	+1825	+1060	+1355
kolen	22200	+1835	+1210	+1260
aardgas	14200	-2860	-1730	-1930
opslag	-	+3060	+1835	+2030
overige	5600	-	-	-
brandstofkosten, MFL/jaar				
	6930	-200	-125	-140
investerings-, bedienings- en onderhoudskosten, MFL/jaar				
inv. uitgespaar-				
de STEG/GT	-	-145	-90	-90
inv. opslag	-	+240	+240	+180
B&O	-	-5	-5	-5
Totaal	3415	+90	+145	+85
totale kosten, MLF/jaar				
	10345	-110	+20	-55

Tabel 18.1

Economische evaluatie opslagsystemen *Investerings thermisch vermogen*

soort vermogen	eenheidsgrootte MW	specif. investering Gld./kW
kerncentrales	1 300	2 900
kolencentrales	600	1 750
STEG	250	1 200
Gasturbines	25	600

N.V. Sep, Planning en Onderzoek

Tabel 18.3

Effecten van de toepassing van een opslag-
systeem op de elektriciteitsvoorziening,
met het NEV-middenscenario voor het jaar
2010 (kolenvariant) als referentie

referentie	wijzigingen t.o.v. de referentie			
	PAC	OPAC	S-PAC	DAG

samenstelling produkpark, MW				
kernenergie	45	-	-	-
kolen	13439	-	-	-
STEG	2250	-1500	-1000	-1000
gasturbines	2200	-175	+100	-
overig	4480	-	-	-150
Opslag	-	+1000/ 1925	+1200	+1000/ 1325

elektriciteitsproductie, GWh/jaar				
kernenergie	300	-	-	-
kolen	72100	+3875	+2290	+2635
aardgas	12900	-3080	-1780	-1985
opslag	-	+3070	+1745	+1925
overige	5600	-	-	-

brandstofkosten, MFL/jaar				
	7310	-145	-90	-100

investerings-, bedienings- en onderhoudskosten, MFL/jaar				
	3135	+90	+145	+85

totale kosten, MLF/jaar				
	10440	-55	+45	-15

Tabel 18.2

Economische evaluatie opslagsystemen *Overige uitgangspunten (basis varianten)*

Brandstofprijzen

▪ aardgas	16,89 Gld/GJ
▪ kolen	8,10 Gld/GJ
▪ nucleaire brandstof	2,75 Gld/GJ

Rekenrente = reële rente

5 % per jaar

N.V. Sep, Planning en Onderzoek

Tabel 18.4

Economische evaluatie opslagsystemen
Optimale grootte bestudeerde systemen

systeem	turbine- vermogen, MW		pomp-/compressor- vermogen, MW		opslag- capaciteit, GWh
	min	max	min	max	*)
PAC	1000	1925	1925	1925	35
OPAC	1200	1200	1400	1400	12
S-PAC	1000	1325	1325	1055	20
DAG	1200	1200	1200	1200	12

Tabel 18.5

*) netto aan het net geleverde elektriciteit bij een volledige ontladcyclus

N.V. Sep, Planning en Onderzoek

Economische evaluatie opslagsystemen
Resultaten kernenergievariant

systeem	eerste 25 jaar		totale studieperiode	
	B/K	NCW(MFL)	B/K	NCW(MFL)
PAC	1,11	819	1,23	2019
OPAC	0,82	-1103	0,94	-403
S-PAC	1,03	162	1,16	1016
DAG	1,11	513	1,13	800

Tabel 18.6

N.V. Sep, Planning en Onderzoek

Economische evaluatie opslagsystemen
Resultaten kolenvariant

systeem	eerste 25 jaar		totale studieperiode	
	B/K	NCW(MFL)	B/K	NCW(MFL)
PAC	1,01	83	1,11	1016
OPAC	0,76	-1580	0,87	-1034
S-PAC	0,93	-402	1,04	268
DAG	1,06	325	1,08	550

Tabel 18.7

N.V. Sep, Planning en Onderzoek

De conclusies zijn de volgende:

- Absolute voorwaarde voor een rendabele exploitatie is aanwezigheid van een voldoende grote hoeveelheid basislastvermogen met lage variabele kosten.
- Gelet op de hoogte van de benodigde investeringen is de realisatie in combinatie met uitsluitend koleneenheden als invulling basislast niet te verwachten.
- In combinatie met kernenergie is het zicht op een rendabele toepassing aanzienlijk beter. Zelfs dan blijft de economie sterk afhankelijk van het belastingpatroon dat kan veranderen onder invloed van de tarieven.

T.o.v. windenergie concludeerde men:

Bij een hoeveelheid geïnstalleerd windvermogen groter dan 1.200 MW - 1.600 MW kan een opslagsysteem een rol spelen. De kosten van de onderzochte systemen zijn echter zo hoog dat een opslagsysteem dat alleen zou dienen om de plaatsing van een additionele hoeveelheid windenergie mogelijk te maken, de kosten van deze windenergie aanzienlijk zou verhogen.

18.3 Economische evaluatie van een multi-functioneel project (M'Jara Dam, Marokko)

Gedurende de periode 1972-1978 heeft NEDECO een groot aantal studies gedaan voor hoogwaterbescherming in de Rharb vlakte in Marokko.

Behalve door bedijking van rivieren is in dit specifieke geval hoogwaterbescherming te bereiken door het bouwen van reservoirs in de bergen rond de Rharb vlakte. In die reservoirs wordt dan de hoogwatergolf tijdelijk opgeslagen.

Een van de bestudeerde reservoirs was het M'Jara reservoir. De M'Jara dalafsluiting op de rivier de Onerrha was al eerder gepland t.b.v. een irrigatie reservoir. Dit reservoir had een nuttige inhoud van 1.500 hm³.

Gegeven het volume aan water (1.500 hm³) dat jaarlijks nodig is voor irrigatie was de vraag in hoeverre een mogelijkerwijs groter reservoir naast irrigatie van nut zou kunnen zijn voor hoogwaterbestrijding en energie opwekking.

Dit probleem is bijzonder ingewikkeld omdat zeer veel varianten bij een dergelijk multi-functioneel reservoir een rol spelen.

De voornaamste zijn de volgende:

- a. Het tijdstip van in bedrijf komen van het reservoir in relatie tot de geplande landbouw ontwikkeling (irrigatie) in de Rharbvlakte.
- b. De omvang (nuttige inhoud) van het reservoir.
- c. Verdeling van de inhoud van het reservoir over de "gebruikers" als functie van de tijd.
- d. Vergroting van afvoercapaciteit van de beneden Sebou (bij een vergroting van deze afvoer kan het reservoir kleiner zijn).
- e. Geïnstalleerd vermogen in een waterkrachtcentrale.

Vanuit economisch oogpunt gezien zou het de voorkeur hebben gehad een optimalisatie uit te voeren over alle drie de gebruikers: d.w.z. landbouw, hoogwaterbeveiliging en energie consument. In de gegeven omstandigheden werd dit niet gevraagd: de landbouwafname van 1.500 hm^3 was een gegeven. Het was echter wel mogelijk om regels vast te stellen t.a.v. de beschikbaarheid van dit watervolume als functie van de tijd. Het gaat hierbij om het volgende:

Aan het begin van het natte (winter) seizoen wil de landbouw het stuwmeer zo snel mogelijk vol hebben om er zeker van te zijn dat er water kan worden afgenomen vanaf het begin van de irrigatiecyclus. In die gedachte blijft het reservoir tijdens het natte seizoen vol. Na het bereiken van het stuwpeil passeert alle inkomende water inclusief de hoogwatergolven de overlaat. Tijdens de wintermaanden is er dan (a) gevaar voor overstromingen, (b) geen regulering van de afvoer en daardoor ook geen gegarandeerd vermogen.

Door middel van systeem analyse door de hydrologen was komen vast te staan dat mits men maar consequent ervoor zorgde om aan het eind van elke maand een tevoren vastgesteld peil te bereiken (dat dus hoger was dan dat van de vorige maand) men stochastisch gezien toch de beschikbaarheid van 1.500 hm^3 bij het begin van het irrigatie seizoen kon garanderen.

Anders gezegd: In plaats van in het reservoir een volume te reserveren voor elk der drie gebruikers introduceert men een systeem waarbij binnen zekere grenzen (de floodcontrol en hedging curves, zie Fig. 5.8) het water door alle gebruikers kan worden "gebruikt". Bij teveel instroming, waardoor het opgeslagen volume aan water groter wordt dan dit aangegeven door de FFC (flood control curve) laat men water af (indien mogelijk wordt dit gebruikt voor energie opwekking en/of irrigatie). Alleen als het opslaan van water niet mogelijk is (door te weinig aanvoer) volgens de HC (hedging curve) worden de watergiften voor irrigatie volgens afgesproken regels verminderd.

Dit afgesproken hebbende blijft de vraag: hoe groot moet het reservoir zijn? Om dit na te gaan, is een groot aantal varianten doorgerekend*).

Hierbij zijn dus o.a. gevarieerd:

- de afvoercapaciteit van de Beneden-Sebou;
- het geïnstalleerd vermogen;
- de nuttige inhoud van het reservoir
- de omvang van de opslagruimte die exclusief zou worden gereserveerd voor een hoogwatergolf.
- de omvang van de opslagruimte die exclusief zou worden gereserveerd voor waterkracht.

*) De situatie is in werkelijkheid nog ingewikkelder omdat sprake is van meerdere reservoirs. Hier wordt niet verder op ingegaan.

Bij deze berekeningen gold het volgende voor kosten en baten:

De noodzaak van een reservoir met een nuttige inhoud van 1.500 hm³ voor irrigatie doeleinden is een gegeven. Kosten hiervan kunnen geheel toegerekend worden aan de landbouw¹⁾.

De kosten van vergroting van het reservoir t.b.v. hoogwater bescherming en energie-opwekking moeten dan geheel toegerekend worden aan deze twee gebruikers.

De baten zijn in dit geval:

- de niet geleden schade door overstroming;
- de energiebaten (gegarandeerd vermogen en geproduceerde energie).

Bij het gegarandeerd vermogen wordt dan nog onderscheid gemaakt tussen winter basislast vermogen en winter pieklast vermogen. Ook hier zijn de baten in feite (zoals bij opslag in Nederland) het niet hoeven te bouwen van inefficiënt gebruikt thermisch vermogen en de besparing in brandstof.

Tabel 18.8 geeft, analoog aan de tabellen 18.3 en 18.4, enige getallen die golden voor de situatie in Marokko in 1975 (1 DH = Fl. 0,62).

Tabel 18.8 Uitgangspunten voor economische evaluatie hydro energie in Marokko (1975)

Specifieke investering	in DH/KW
STEG	1.700
gasturbines	1.250

meerwaarde van hydro energie t.o.v. thermische energie vanuit het nationale gezichtspunt: 89.000 DH/GWh (gebaseerd op een diesel olie prijs van DH 367/ton).

Uiteindelijk bleek dat vooral de energie baten het economisch de moeite waard maakten een groter reservoir te bouwen dan aanvankelijk was voorzien.

Men vond de volgende cijfers:

Een reservoir met een nuttige inhoud van 2.200 hm³, waarvan 100 hm³ opslagruimte exclusief voor een hoogwatergolf, kan garanderen aan:

- vermogen (winterpiek uren): 150 MW (bij een geïnstalleerd vermogen van 215 MW).
- energie: 330 GWh/jaar
- niet geleden overstromingsschade: 94%
- gemiddeld jaarlijks tekort aan irrigatiewater: 1,9%.

¹⁾ In een later stadium is een veel omvattender berekening gemaakt waarbij alle kosten en baten factoren van landbouw ontwikkeling, irrigatie, hoogwaterbestrijding en energie opwekking in één groot model zijn bestudeerd.

Voorbijgaand aan allerlei bijkomende keuzes van ontwerp parameters vond men een interne rentevoet van 10% voor een reservoir met 2.200 hm³ nuttige inhoud mits de bouw niet eerder zou starten dan 1986. De capaciteit van de Beneden Sebou zou hierbij 2.000 m³/s moeten zijn (dit is ongeveer de huidige afvoercapaciteit).

Het interessante aspect bij dit project is dat het reservoir bij optimaal multi-functioneel gebruik economisch gezien een veel grotere nuttige inhoud zou moeten hebben dan aanvankelijk was voorzien bij niet optimaal gescheiden gebruik voor verschillende doeleinden.

18.4 Economie riviercentrale Maurik

De economische evaluatie van deze centrale is in het kort als volgt verlopen.

Bij geleverde electriciteit is sprake van een SEP vermogens vergoeding en een SEP brandstofvergoeding. In 1986 bedroegen deze vergoedingen (vastgesteld door de SEP) respectievelijk fl. 202/kW en fl. 0,05/kWh.

Het geleverde vermogen is voor Maurik vastgesteld op basis van de maximale belasting in de afgelopen jaren (simulatie) Dit resulteerde in een gemiddeld geleverd vermogen van 4 MW.

Voor de geleverde energie is de gemiddelde jaaropbrengst aangehouden (Tabel 16.2), 32 GWh. Hier is de SEP brandstofvergoeding op gebaseerd.

In 1986 zouden deze vergoedingen dus hebben bedragen fl. 808.000 en fl. 0,05 per geleverde kWh.

Beide vergoedingen zullen in werkelijkheid in de tijd variëren en voor de economische berekeningen moet dan ook van één of meerdere waarschijnlijke scenario's worden uitgegaan. Voor Maurik is uitgegaan van het NEOM-midden-scenario.

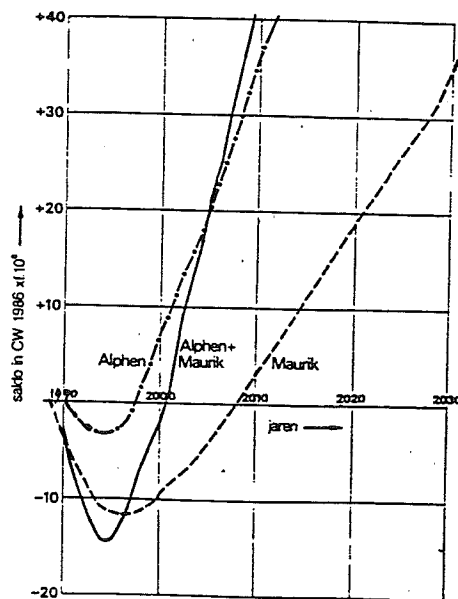
De vergoedingen van de SEP zijn baten voor het project.

De kosten zijn:

- investeringen: voor Maurik fl. 59 miljoen;
- afschrijving: 40 jaar;
- onderhoud: 1% per jaar;
- reële rente: 4% tot 1990, daarna 3%.

Berekening van de netto contante waarde levert de grafiek in Fig. 18.4. Men ziet dat bij de gehanteerde gegevens de netto contante waarde voor Maurik fl. 30 miljoen zal bedragen (basisprijzen uit 1986).

Op dezelfde wijze vindt men voor Alphen (investering fl. 65 miljoen, jaaropbrengst 56 GWh, geïnstalleerd vermogen 12 MW) een veel hogere NCW.



Figuur 18.4

18.5 Economie van minicentrales in Nederland

Bij het onderzoek naar SHP in Nederland [17.3] is getracht een kosten/baten analyse op te stellen om globaal te kunnen vaststellen op basis van summierende gegevens of een minicentrale op een gegeven bouwlocatie rendabel zou zijn. Aangezien het hier een blik in de toekomst betreft zonder concreet project*) en zonder definitieve gegevens t.a.v. rente en kosten van (thermisch opgewekte) energie kan er hoogstens sprake zijn van een gevoeligheidsanalyse.

Men is uitgegaan van een basisinvestering I_b voor de electrisch-mechanische apparatuur. Hier komen dan b bij de kosten van civieltechnische werken, ontwerp en toezicht, aanpassing waterbeheer; terwijl de subsidies er van af gaan (totale investering I_0).

Naast een subsidie van 25%, is men o.a. uitgegaan van 3% voor jaarlijkse kosten aan onderhoud en een benuttingsgraad B . Dit is het deel van de energie dat direct door de gebruiker zelf wordt benut. Bij koppeling aan het net zou de rest $(100-B)$ verkocht worden aan de electriciteits maatschappij. Als men dus 100 kWh produceert en hiervan B benut, bespaart men (bijvoorbeeld)

$B \times \text{fl. } 0,22 / \text{kWh}$ aan energie aankoop;
 $(100 - B) \times \text{fl. } 0,11 / \text{kWh}$ aan energie verkoop.

Op deze wijze is een maximaal investeringsniveau te bepalen (Tabel 18.8) voor een zeker rente percentage (9%), terugverdientijd van 20 jaar en verschillende waarden (100%, 80%, 60%) van de investering I_0 .

*) d.w.z. een project waarvan tenminste bekend zijn: jaaropbrengst in kWh, investeringskosten.

Maximaal rendabel investeringsniveau (I_{basis}) voor elektrische toepassingen (uitgedrukt in fl./kWh jaaropbrengst).

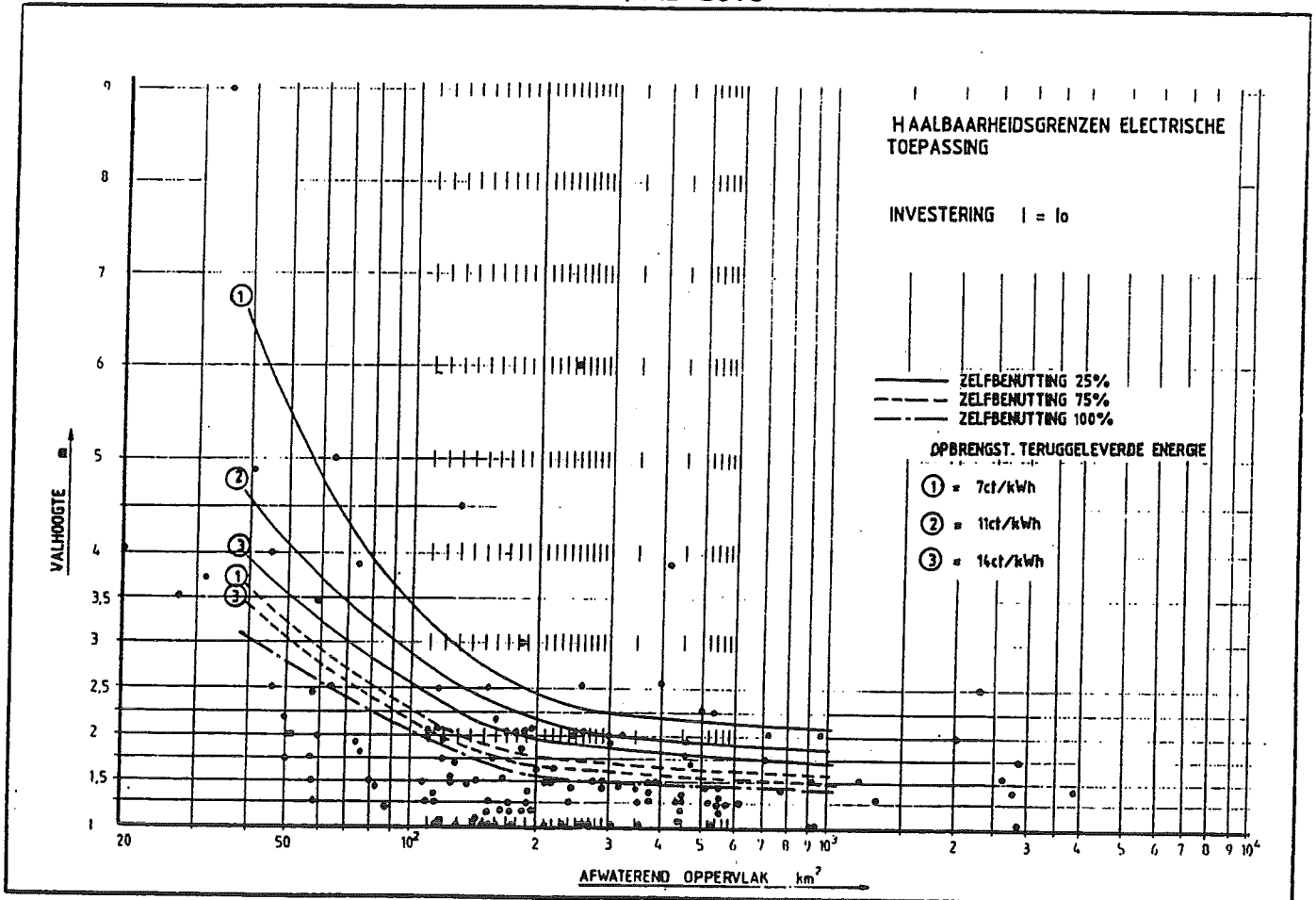
		$P_t = 0,07$	$P_t = 0,11$	$P_t = 0,14$
$I_0 = 100\%$	ZB = 25%	0,55	0,70	0,81
	ZB = 50%	0,74	0,84	0,92
	ZB = 75%	0,93	0,98	1,02
	ZB = 100%	1,12	1,12	1,12
$I_0 = 80\%$	ZB = 25%	0,68	0,875	1,02
	ZB = 50%	0,92	1,05	1,14
	ZB = 75%	1,16	1,225	1,27
	ZB = 100%	1,40	1,40	1,40
$I_0 = 60\%$	ZB = 25%	0,91	1,17	1,36
	ZB = 50%	1,23	1,40	1,53
	ZB = 75%	1,55	1,63	1,70
	ZB = 100%	1,86	1,86	1,86

I_0 = investeringsniveau gehele installatie
 I_{basis} = investering in turbine + generator en elektrische installatie
 P_t = vergoeding voor teruglevering
 ZB = zelfbenuttingspercentage
 Rentepercentage 9%
 Terugverdiëntijd 20 jaar.

Tabel 18.8

Fig. 18.5 geeft lijnen voor 100% I_0 , verschillende waarden van B (zelfbenutting) en verschillende P_t opbrengstcijfers voor teruggeleverde energie. De stippen in de grafiek geven potentiële bouwlocaties voor SHP weer.

Figuur 18.5



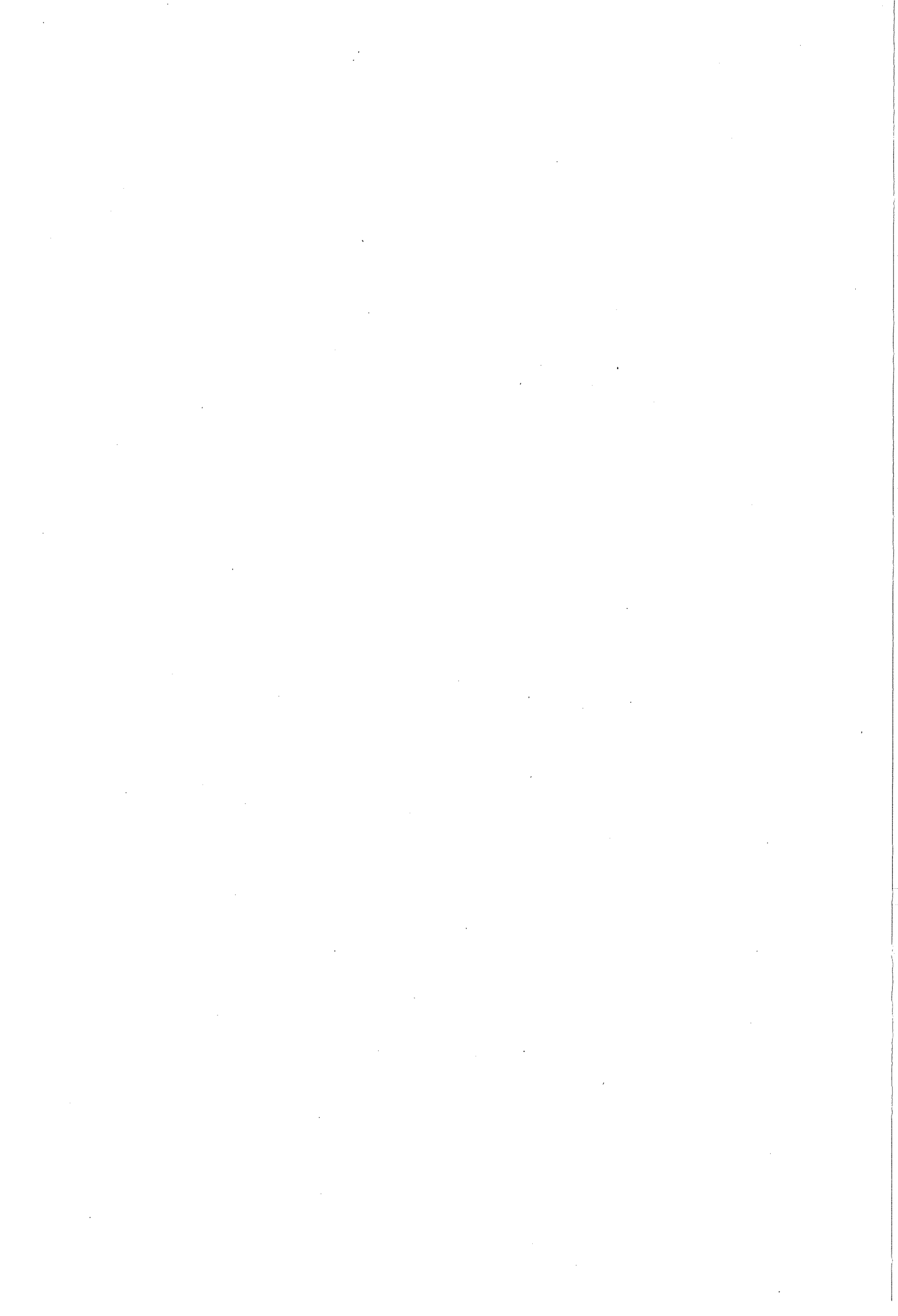
18.6 Literatuur

- [18.1] "Opslag van Electriciteit in Nederland", Ministerie van Economische Zaken, mei 1988.
- [18.2] "Economische evaluatie energie-opslag systemen", NV SEP, 3 juni 1988.
- [18.3] Drs. R.W. Vellem "Economische Aspecten", PATO cursus Energiewaterbouw 1982 (CT.EW.14).
- [18.4] Ir. J. Enneking "Systeem analyse water", PATO cursus Energiewaterbouw 1982 (CT.EW.13) .
- [18.5] NEDECO, "Flood control Study Rharb Plain Marokko", Final Report for Mission II, 14 volumes (1975)

Water Power and Dam Construction

- [18.6] P.S. Nigam ed.al., "Hydropower in India - an economic case study", March 1987.

Voorts publicaties [16.4] en [17.3].



19. KOELWATER SYSTEMEN BIJ THERMISCHE CENTRALES*)

19.1 Inleiding

Bij thermische centrales gestookt op olie, kolen of gas en ook bij kerncentrales is koeling nodig d.m.v. koelwater. Bij kleinere centrales, zeg tot 200 MW, was dit vroeger nooit een probleem. Bij de grotere centrales die tegenwoordig worden gebouwd (zeg 1.000 MW vermogen en groter) is koelwater wel een probleem dat om nauwkeurige bestudering vraagt en wel om de volgende redenen:

- de hoeveelheid water die moet worden ingelaten, opgepompt, getransporteerd en weer afgelaten;
- de thermische belasting van het milieu;
- de reductie of vernietiging van de energie in het koelwater.

Het volgende voorbeeld ter verduidelijking:

Stel opgesteld vermogen	1.000 MW
rendement van het proces	40%
te verhitten vermogen	2.500 MW
verliezen in dit proces (10%)	250 MW
af te voeren door koelwater (50%)	1.250 MW
opgesteld vermogen (40%)	1.000 MW

Men moet dus afvoeren 1.250 MW, ofwel 1.250 MJ/s ofwel 300 Mcal/s.

De milieuwetgeving laat een temperatuursprong in het koelwater toe van 7° C. Dit geldt ook voor de meeste condensors waarin de warmte-³overdracht van stoom naar koelwater plaatsvindt.

In 1 m³ water kunnen bij verwarming van 1° C 1 miljoen cal. worden opgeslagen.

Dus 300 Mcal/s betekent 43 m³/s.

Bij een centrale van 2.000 MW betekent dit dus 85 m³/s.

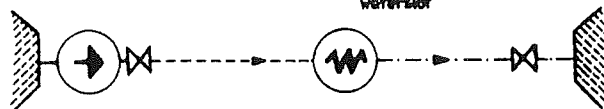
Afhankelijk van de eisen voor stroomopwekking of milieu stroomt het koelwater langs één van de volgende circuits door een centrale (Fig. 19.1):

- directe doorstroming: rivierbedrijf;
- retourstroming bij lage inlaat temperatuur en ijsgang;
- koeltoren nakoeling;
- koeltoren circuit (nat of droog).

Deze volgorde is die van goedkoop naar duur ofwel van overvloed naar schaarste van koelwater. Ook de zorg voor het milieu kan in dit geval "schaarste" betekenen.

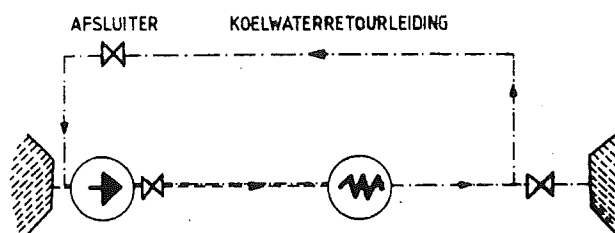
*) Bij de samenstelling van de tekst van dit hoofdstuk is vooral gebruik gemaakt van de PATO bijdrage van Ir. H.P. Haas, genoemd in paragraaf 19.5.

RIVIER - POMP - AFSL. - PERSLEIDING - CONDENSOR - AFVOERLEID. - AFSL. - UITSTR.WERK
waterzlot



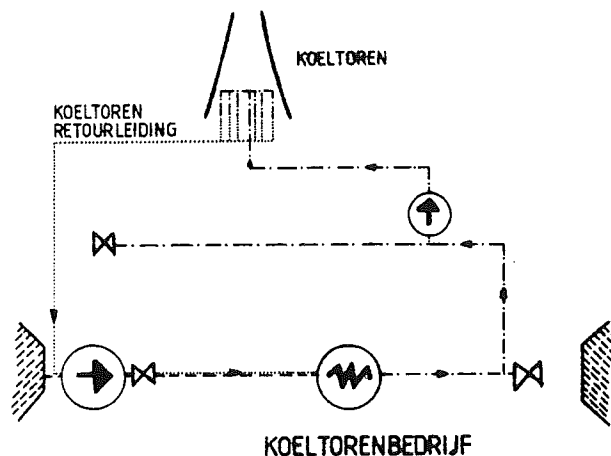
RIVIERBEDRIJF

FIG.2



RECIRCULATIE BEDRIJF

FIG.3



KOELTORENBEDRIJF

Figuur 19.1

19.2 Eisen en randvoorwaarden

a. De gebruiker

De gebruiker, de eigenaar van de centrale, eist een maximale en continue warmte-afvoer uit het proces. Het liefst bij een zo laag mogelijk pompvermogen. Dat betekent zo weinig mogelijk verlies, dus lage snelheden. Uiteraard zal hij streven naar een zo gering mogelijk verbruik van terrein en leidingwandmateriaal. Zo klein mogelijke leidingen, dus hoge snelheden.

Geen of weinig slijtage aan leidingen en kleppen vraagt daarentegen weer om lage snelheden.

In de praktijk wint, op grond van de enorme bedragen gemoeid met grote leidingdoorsneden, de grootst mogelijke snelheid, ca. 3 m/s zowel bij staal als beton. De kleppen en afsluiters zijn hier tegen bestand.

Zorgvuldige detaillering (geen haakse bochten) en de nodige voorzieningen tegen waterslag (langzaam stoppen) moeten de nadelige gevolgen minimaliseren.

Tenslotte zal bij ieder ontwerp de kans op overstromen (NB 80 m³/s!) zeer gering moeten zijn. Als het toch gebeurt, moet drainage mogelijk zijn.

b. Het milieu

Thermische centrales behoeven goedkeuring volgens de milieuwet-ten.

Voor de koelwatervoorziening voor eenheden groter dan 25 MW is voornamelijk de Wet Verontreiniging Oppervlaktewateren van belang. In de praktijk hebben alle thermische centrales zo'n vergunning nodig. Ze zijn alle groter dan 25 MW en ze liggen allen aan Rijkswater.

De voornaamste beperking is gesteld aan de thermische belasting van het oppervlaktewater.

Deze beperking is driedelig en geldt bij rivier en circulatiebe-drijf:

1. de temperatuursprong mag nergens groter dan 7°C zijn;
2. nergens mag het koelwater warmer worden dan 30°C;
3. door lozing van koelwater mag het ontvangende oppervlakte-water niet warmer worden dan 3°C boven de natuurlijke temperatuur.

Eis 1 en 2 beschermen het biologisch leven in het koelwater dat de condensor passeert. Eis no. 1 bepaalt, zoals aangegeven in 19.1, het ontwerp debiet. De derde eis is de meest aangrijpende: Hij vergt op veel plaatsen, ook in Nederland, de bouw van koeltorens.

c. Scheepvaart

De opname en lozing van koelwater mag geen zijwaartse stroming veroorzaken die hinderlijk is voor de scheepvaart, een dwars-stroom van 0,3 m/s geldt als maximum.

d. Riviermorphologie

De opname en lozing van koelwater mag geen voortschrijdende verstoring van de rivierbodem geven. Dat zou gebeuren als materiaal in suspensie in de zandvang achterblijft.

Naast deze eisen zijn er randvoorwaarden zoals het niet mogen voorkomen van recirculatie (terugstroming van koelwater van lozingspunt naar inlaatpunt).

19.3 Onderdelen van het koelwatersysteem

19.3.1 Algemeen

In de volgende paragrafen worden de verschillende onderdelen van het koelsysteem besproken.

In principe bestaat een koelwatersysteem uit de volgende onderdelen (Fig. 19.1):

- inlaatwerk
- pompgebouw
- afsluiters
- persleidingen
- condensor met afsluiter
- afvoerleiding
- uitstroomwerk

Daarnaast zullen ook bij recirculatie bedrijf een koelwaterretourleiding en (eventueel) een koeltoren in het koelwatercircuit moeten worden opgenomen.

19.3.2 Inlaatwerk

Gegeven het inlaatdebiet wordt de vormgeving en plaats van dit kunstwerk geheel bepaald door de omgeving. Het inlaatwerk kan variëren van:

- een bekleed inlaatkanaal vanaf meer of rivier tot pompgebouw;

tot een ingewikkeld systeem aan de kust zoals:

- inlaattoren in zee met pijpleidingen op zeebodem leidend naar ontvangstruimte in pompgebouw;
- inlaattoren op tunnel onder zeebodem en land via schacht aansluitend op pompstation;
- verticale zuigbuis direct onder pomp op een steiger.

Bij inlaatwerken aan zee spelen uiteraard geheel andere factoren een rol dan bij een inlaatwerk gelegen aan een meer of zee. Die factoren bepalen in feite naast de eisen geformuleerd in 19.2 de plaats en vormgeving van het inlaatwerk.

In Tabel 19.1 is een overzicht gegeven van de factoren die in een rol kunnen spelen.

Sommige factoren zijn onderling afhankelijk terwijl ook de mate van belangrijkheid van een factor voor het ontwerp van geval tot geval zeer verschillend kan zijn.¹⁾ Ook kunnen verschillende factoren leiden tot tegenstrijdige eisen voor de constructie.

1) Constructieve moeilijkheden t.g.v. golven ondervond men bijvoorbeeld bij de bouw van een koelwaterinlaat aan de Oude Maas waar scheepsgolven de band en trommelzeven van de reinigingsinstallaties beschadigden.

Tabel 19.1: Factoren die een rol kunnen spelen bij het ontwerp van inlaatwerken voor koelwatersystemen

Onderwerp	Factoren
Kwaliteit van het water	zoet/zout/brak gelaagdheid aerobe/anaerobe condities gehalte zwevende stoffen colloïdale fracties
Temperatuur	Verloop buitentemperatuur in de tijd verloop gemiddelde temperatuur van het water in de tijd temperatuurverdeling over de verticaal in tijd eventuele ijsgang gelaagdheid invloed op aquatisch leven/ milieu (algen, mosselen, etc.)
Waterniveau	getijverschil (doodtij/springtij) waterdiepte variatie maximale opvoerhoogte van de pompen minimale dompeldiepte van de pompen sediment gehalte kombergingswatervolume
Golven	golfklimaat (Hs, T, frequentieverdeling) momentane versnelling waterdeeltjes (orbitaal beweging) turbulentie, troebelheid golfkrachten op constructies extra waterstandverhoging secundaire stromingen menging over de verticaal (temperatuur en sedimentatie)
Stroming	locale stroomsnelheid/richting gehalte aan meegenomen zwevende stoffen sedimenten dichtheidsstromen
Wind, gemiddeld & extreme condities (orkanen, wervelstormen)	extra waterstandsverhogingen secundaire stromingen mixing van water over verticaal golf golfopwekking (windgolven) vervuiling door aangeblazen sedimenten

19.3.3 Pompgebouw¹⁾

Het water arriveert in het pompgebouw in de ontvangruimte (al dan niet gecombineerd met een bezinkbassin of zandvang). Vandaar gaat het naar de reinigingsruimte waar het water eerst van grof vuil wordt ontdaan in de roosters en daarna ontdaan van fijn materiaal in band of trommelzeven.

Via een verdeelruimte zal het water in de pompenkelder(s) stromen waar het wordt opgepompt door de zuigbuizen van de pompen.

De vormgeving van een pompgebouw wordt bepaald door een aantal factoren die met kleine variaties gelden voor pompgebouwen met zeer uiteenlopende pompfuncties:

- koelwater voor centrales;
- rioolwater aan het begin van een RWZI;
- uitslag van polderwater;
- inname van ongezuiverd water voor drinkwaterbereiding.

De factoren die de vormgeving van een pompgebouw bepalen zijn:

- optimale toestroming van water naar de pompwaaier moet mogelijk zijn;
- trillingvrije opstelling van de pompen en motoren;
- reiniging van water voor het pompen;
- schuiven, kleppen;
- voorzieningen voor onderhoud en inspectie;
- machinekamer met overstromingsvrije opstelling van de pompen;
- regelkamer met controlepanelen;
- onderhoudsruimte met kraanbanen en takelmogelijkheid;
- transformator ruimte;
- toevoeging van stoffen aan het water.

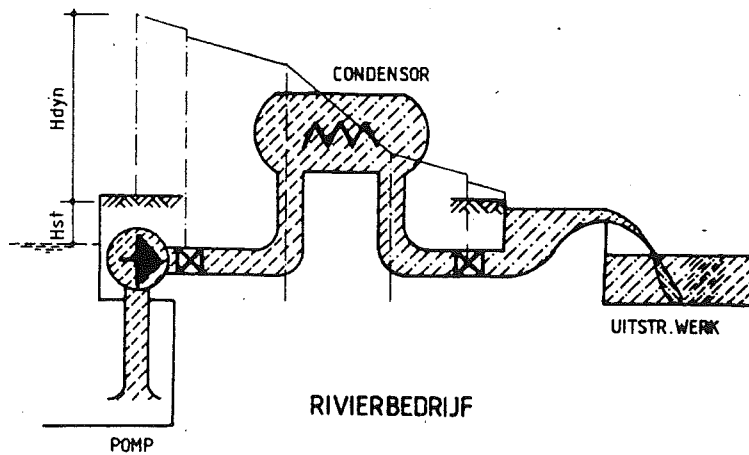
Bij de vormgeving van een aantal van bovengenoemde factoren zijn de eisen van de pompenleverancier doorslaggevend.

De pompkarakteristieken en het aantal pompen worden bepaald op basis van:

- de verwachte minimale en maximale pompdebieten (neergelegd in een debietverlooptlijn);
- de bij genoemde debieten verwachte statische en dynamische opvoerhoogten;
- het aantal verwachte bedrijfsuren.

Bij bijna elke thermische centrale zal bij rivierbedrijf de bovenbinnenkant van de condensor het hoogste punt in het koelsysteem zijn (Fig. 19.2).

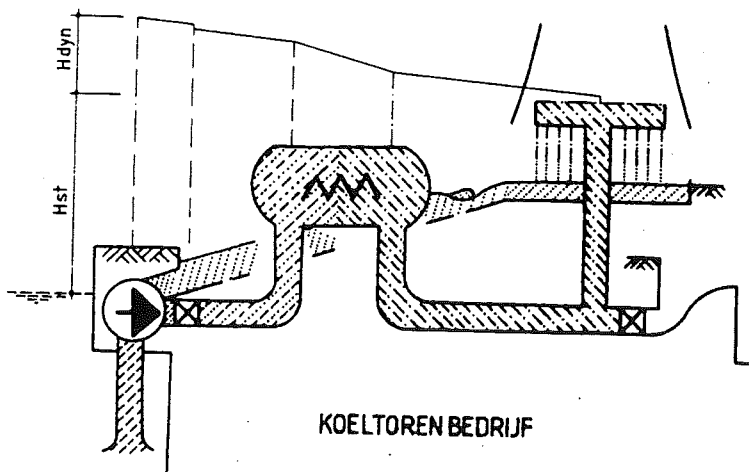
1) Bij thermische centrales spreekt men ook wel van filterhuis.



Figuur 19.2

De condensor zal in een hevel met waterslot opgenomen zijn om de statische opvoerhoogte te beperken. Het ontwerppeil is het open waterniveau in het waterslot, d.w.z. 8 m onder bovenbinnenkant condensor.

Bij koeltorenbedrijf (Fig. 19.3) is het perspeil in de koeltoren het ontwerppeil voor de statisch opvoerhoogte. Het laagste zuigpeil is de laagste te verwachten waarde in een zekere periode (b.v. 10 jaar).



Figuur 19.3

De dynamische opvoerhoogte wordt bepaald uit leiding en nadere verliezen:

- bij een thermische centrale 5 à 6 m waterkolom aan leidingverliezen aan de perszijde bij watersnelheden van 3 m/s;
- bij een pompstation aan zee met tunnel wrijvingsverliezen door aangroei aan de zuigzijde;
- verliezen in afsluiters, roosters, zeven (zuigzijde);
- verlies van 3 m waterkolom in de condensor.

Het bedrijfspunt van de pomp ($X \text{ m}^3/\text{s}$ bij een opvoerhoogte van $Y \text{ m}$) wordt bepaald bij de langdurigst te verwachten randvoorwaarden. Bij koeltorens in het circuit ontwerpt men een pomp met een Q/H kromme door twee bedrijfspunten of men installeert een aparte set pompen voor koelwaterbedrijf.

Pompstations zijn over het algemeen groot (horizontale dimensies) diep gefundeerd (verticale dimensie) en zwaar (i.v.m. het gevaar van opdrijven en grote waterdrukken). Per m^3 bouwvolume behoren pompstations dan ook tot de duurste waterbouwkundige constructies.

Er is dan ook alle reden om aan de detaillering en uitvoeringsmogelijkheden veel aandacht te schenken.

Afhankelijk van de grondgesteldheid en de plaatselijke geohydrologie zal men een pompegebouw:

- bouwen in een droge bouwput met fundering op staal of op palen;
- bouwen op het maaiveld als caisson en pneumatisch afzinken;
- bouwen in een bouwdok en afzinken.

Als men trekpalen of trekankers toepast kan men het gewicht van het gebouw beperken.

19.3.4 Afsluiters

Dikwijls plaatst men na de pomp zowel afsluiters als terugslagkleppen in de persleiding. Deze terugslagkleppen kunnen twee functies hebben. Afsluiting van de leidingen voor onderhoud aan de pompen bij behoud van gevulde leiding tot aan het waterslot is er één. De ander om door geleidelijk gestuurde sluiting te hoge waterover en-onderdrukken bij pompuitschakeling te voorkomen. Eerst wordt de klep langzaam en gecontroleerd gesmoord, daarna pas de pompen.

Vaak vindt dosering van hulpstoffen in het filterhuis plaats.

19.3.5 Persleidingen

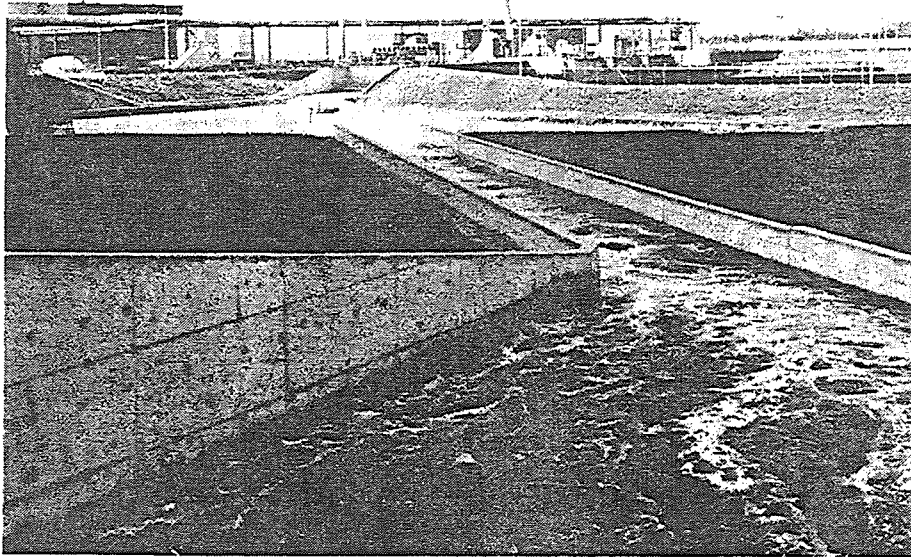
Keuze van het materiaal (staal, beton of combinatie) is een zaak van kosten. Leidingdiameters bij grote thermische centrales gaan tot 3 m. Ontwerpsnelheden tot 3 m/s.

19.3.6 Condensor met afsluiter

Op deze typisch werktuigkundige constructies wordt hier niet verder ingegaan.

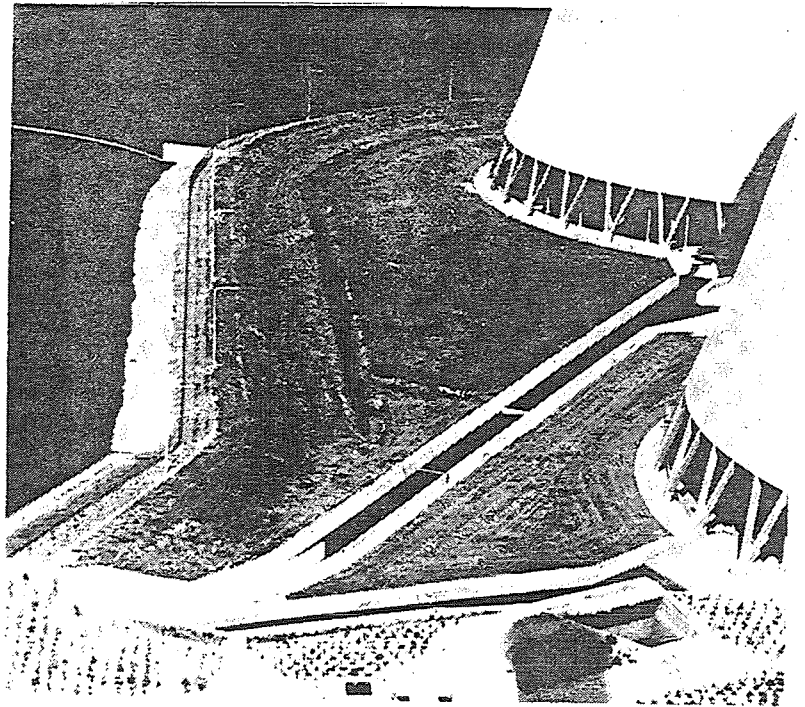
19.3.7 Afvoerleiding

Dit is over het algemeen een open leiding (betonnen goot of bekleed kanaal) die het water naar het uitstroomwerk leidt (Figuren 19.4 en 19.5)



retourleidingen

Figuur 19.4



figuur 19.5 retourleidingen

19.3.8 Uitstroomwerk

Door hier een korte overlaat te situeren wordt in de afvoerleiding een praktisch constant waterpeil gehandhaafd. Na het overstorten wordt de energie in het water vernietigd in een woelbak. Na de woelbak passeert het water een stortebed.

19.3.9 Recirculatie

Bij recirculatie bedrijf treedt een tweede soortgelijke uitstroomwerk in bedrijf als hierboven genoemd.

19.3.10 Koeltoren

Spectaculair als bouwwerk is de koeltoren, nodig bij schaarste aan bruikbaar koelwater.

De lucht wordt ingevoerd door de open onderrand. Het vallend koelwater komt juist van boven die rand vandaan. Niet hoger. Dit water verwarmt de lucht. De rest van de koeltoren, zo'n 100 m, is een lege schacht, een schoorsteen die de trek verzorgt om de luchtstroom in gang te houden. De trek bepaalt de hoogte.

De te koelen hoeveelheid water bepaalt het oppervlak van de koelpakketten en daarmee de diameter van de toren. Koeling vindt plaats door verdamping en rechtstreekse koeling. Eternitplaten dicht bijeengeplaatst bevorderen nauw contact tussen lucht en water en daarmee het effect van de toren.

Bij koeltorenbedrijf wordt het koelwater hoger opgewarmd om uit de buurt van de natte boltemperatuur te komen. Dit leidt tot enig rendementsverlies voor het productieproces.

Bovendien wordt water verwarmd over meer dan 7°C namelijk 11°C en boven de 30°C tot 39°C. Om schade aan het milieu te voorkomen, wordt het water gerecirculeerd.

De verdampingsverliezen worden aangevuld met een extra hoeveelheid suppletiewater die tezamen met een gelijke hoeveelheid spuiwater moet voorkomen dat het water in het circuit al te zeer "indikt".

Het is toegestaan om bij terugschakeling naar rivierbedrijf de inhoud van het circuit te lozen.

Vanuit de koeltoren stroomt het water onder zwaartekracht terug naar het filterhuis. Als het i.v.m. de beschikbare ruimte mogelijk is, verdient een leiding met vrij oppervlak de voorkeur vanwege de mindere verliezen, maar ook omdat daarbij wat lucht uit het water kan ontsnappen. Het in de koeltoren al te rijkelijk beluchte water kan cavitatie bij de pompen veroorzaken.

19.4 Slotopmerkingen

In kort bestek heeft het voorafgaande een beeld gegeven van de achtergronden bij het ontwerp van civieltechnische werken voor koelwatervoorziening. Het is een gebied waar de civiel-ingenieur geen baas in eigen huis is. Zijn ontwerpen moeten passen bij die van het productiebedrijf en de leveranciers.

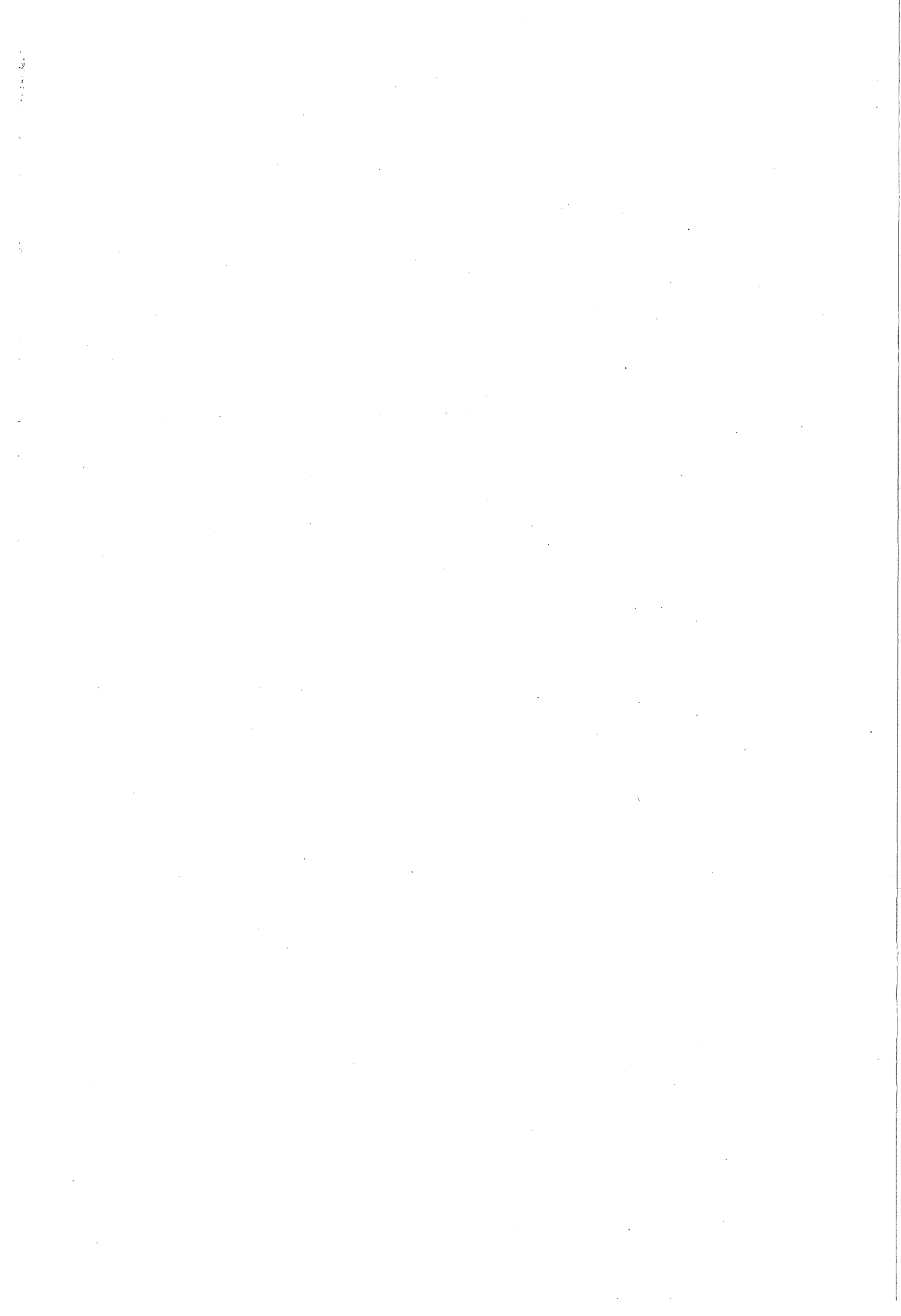
In verband met de te plaatsen bestellingen door dat productiebedrijf aan de leveranciers en de daarbij onvermijdelijk optredende verrassingen, is het verstandig om het ontwerpproces flexibel te houden, maar goed onderscheid te maken in:

- vooronderzoek systeemrandvoorwaarden;
- voorontwerp bedrijfspunten, maatgevende dimensies en verliezen;
- definitief ontwerp met materiaalkeuze, sterkteberekeningen en waterslagcontrole;
- detailontwerp, dat echter een beton- of staalconstructie-ontwerp zal zijn en daarmee buiten het onderwerp van dit collegedictaat valt.

Tenslotte: Het vermijden van risico door hanteren van royale veiligheidsmarges is bij dit soort ontwerpen de regel. Uitzondering daarop zijn marges die leiden tot grotere pompvoerhoogte, die later blijvend betaald moeten worden. Maar verder heeft de latere eigenaar van het civiele werkje liever een eenmalig duurder ontwerp dan gedurige stroomstoringen. Bovendien verzinken de kosten voor deze civieltechnische werken in het niet vergeleken bij die van de installaties waarvoor ze dienen.

19.5 Literatuur

- [19.1] Ir. H.P. Haas "Civiele Technieken bij koelwatervoorziening" (PATO cursus Energiewaterbouw, EW-15, 1982).
- [19.2] Ir. J.D. Terpstra "Koelwaterwerken" (conceptbijdrage PATO cursus Energiewaterbouw EW-12, 1987).



20. HET FUNDEREN VAN WINDMOLENS

20.1 Inleiding

Hoewel de eerste windmolens reeds omstreeks 1100 in Nederland verschenen, heeft het tot 1600-1700 geduurd voordat er een echte ontwikkeling plaatsvond. Windenergie werd o.a. gebruikt voor de productie van olie (1582), papier (1586) en het zagen van hout (1592). De eerste droogmakerij (Beemster) kwam in 1608 dankzij windenergie tot stand.

Eeuwenlang hebben de molens zo vooral gezorgd voor het droogmalen en vervolgens drooghouden van ons polderland, het malen van graan, het zagen van hout, enz. Met het in gebruik nemen van stoommachines en electromotoren zijn zij echter gaandeweg bijna allen in de loop van de afgelopen 150 jaar uit het landschap verdwenen.

Men zou verwachten dat Nederland met zijn rijke windmolen traditie voorop zou hebben gelopen bij het ontwikkelen van de moderne windmolens. Dit is echter geenszins het geval geweest. Landen als De Verenigde Staten, Denemarken, Zweden en West-Duitsland hebben veel eerder het belang van windenergie ingezien dan wij.

Omstreeks 1975 is er echter hier een kentering te bespeuren vooral dankzij de gestegen prijzen van andere energiebronnen (olie, gas) en de zorg voor het milieu die kolen en kernenergie minder aantrekkelijk maakten.

Het ontwerp en de bouw van de windmolen uit vroeger dagen was vooral het product van de gespecialiseerde timmerman, de molenmaker, en het programma van eisen was in elk geval bij de poldermolens afkomstig van de voorlopers van de civiel-ingenieurs d.w.z. van de waterbouwkundige opzichters werkzaam bij de waterschappen.

De moderne windmolen of windturbine is een zaak van vliegtuigbouwkundigen, werktuigkundigen en electrotechnici. De civiel ingenieur en meer speciaal de waterbouwkundige komt er maar zijdelings aan te pas. Bij de waterbouwkundige gaat het dan vooral om het funderen van windmolens op slappe ondergrond of op natte locaties. De inhoud van dit hoofdstuk beperkt zich hier dan ook grotendeels toe.

20.2 Principes en ontwerpparameters

In stromende lucht is een kinetische energie aanwezig, groot $C = \frac{1}{2} \rho U^3 A$ (Watt)

waarin ρ = luchtdichtheid, zeg $1,25 \text{ kg/m}^3$;

U = windsnelheid U in m/s ¹⁾

A = doorstroomde oppervlak (m^2) \perp windrichting.

1) De relatie tussen windsnelheid en windkracht (Beaufort) is ongeveer als volgt:

$U = 5 \text{ m/s}$	windkracht	3-4
10 m/s		5
15 m/s		7

Het maximale winbare vermogen bij een conventionele windturbine met propeller is $P_{\max} = C_{p\max} \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot U^3$. A waarbij $C_{p\max} = 0,593$. Daarnaast zijn er nog andere verliezen. Hierdoor zakt C_p tot 0,45. Bij een Darrieus-rotor ligt C_p nog lager (0,4). Voor de volledigheid wordt er op gewezen dat er nog andere typen windturbines in ontwikkeling zijn (b.v. de ommantelde turbine en de tipvane-turbine). Bij deze typen kan men vermogens coëfficiënten bereiken van $C_p = 1$ à 2.

Belangrijke parameters bij het ontwerpen van een windturbine of windmolenpark voor een bepaalde locatie zijn (zie ook Figuren 20.1, 20.2):

- a. Start-windsnelheid V_{ci} . Deze ligt bij grote windturbines gewoonlijk in de buurt van 5-6 m/s.
- b. Ontwerpsnelheid V_r . Dit is de laagste snelheid waarbij het nominale of ontwerpvermogen P_r wordt geleverd. Bij moderne windturbines is $V_r = 9$ à 13 m/s. Bij hogere snelheden dan V_r wordt C_p verlaagd door de spoedhoek van de rotorbladen te verstellen opdat $P = P_r$.
- c. Stop windsnelheid V_{co} . Bij deze zeer hoge windsnelheid zet men de turbine stil en worden de propellerbladen in de vaanstand gezet (dus bladkoorde staat in de windrichting).
- d. Ontwerpvermogen $P_r = C_p \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot U^3 \cdot \pi R^2$.
- e. Jaaropbrengst E (KWh) $= \eta \sum_i P_i \cdot t_i$
 waarin P_i = vermogen bij windsnelheidsklasse i ;
 t_i = aantal uren per jaar dat de windsnelheid binnen klasse i valt;
 η = rendement.

Bij lage P_r wordt energie verspild (immer $U \geq V_r$). Een hoge P_r leidt daarentegen tot een hoge investering die zijn geld niet opbrengt, immers de turbine wordt slechts een gering aantal uren per jaar volbelast. Globaal kan men stellen dat de optimale keuze van P_r volgt uit de equivalente bedrijfstijd T_{eq} van het maximale vermogen E ; het verband is als volgt:

$$T_{eq} = E/P_r.$$

T_{eq} wordt gegeven in uren per jaar (Fig. 20.3). Gewoonlijk kiest men P_r zo dat, bij het terplaatse heersende windklimaat, T_{eq} een waarde heeft tussen 2.500 en 3.500 h/jr.

- f. Zogbeïnvloeding. Deze treedt op als windturbines te dicht op elkaar staan. Gevolgen:
 - vermoeiingsbelastingen op de rotorbladen;
 - energieverliezen.

Bij een onderlinge afstand van 5 rotordiameters treedt in één lijn van turbines toch nog 10% energieverlies per jaar op.

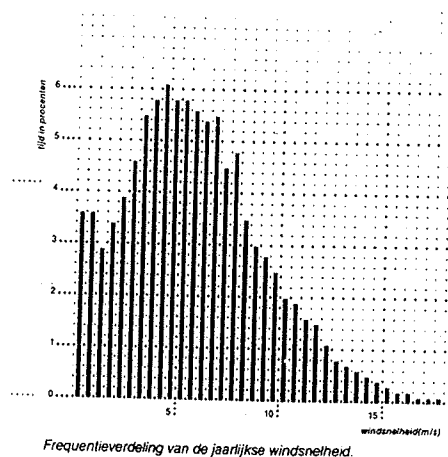
Bij parkopstelling zijn de verliezen nog groter: 25% energieverlies in een groot park met onderlinge afstanden van 6 à 7 rotordiameters.

Bij een $T_{eg} = 2.500$ h/jr. kan men de opbrengst per MW geïnstalleerd vermogen als volgt berekenen:

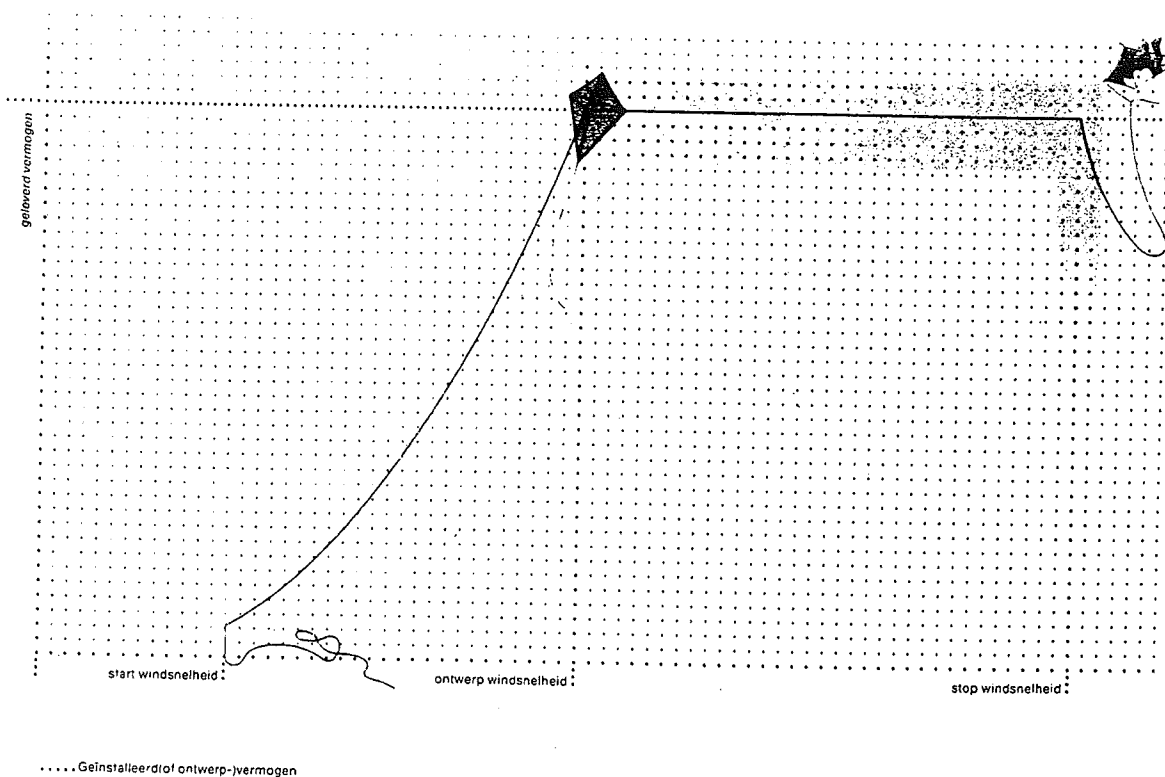
Opbrengst per MW geïnstalleerd vermogen

opstelling	MWh/jaar per MW geïnstalleerd vermogen
langs dijken en in lijnen	2300
volledig bezet, groot park	1875
onvolledig bezet park, en kleine groepen	2125

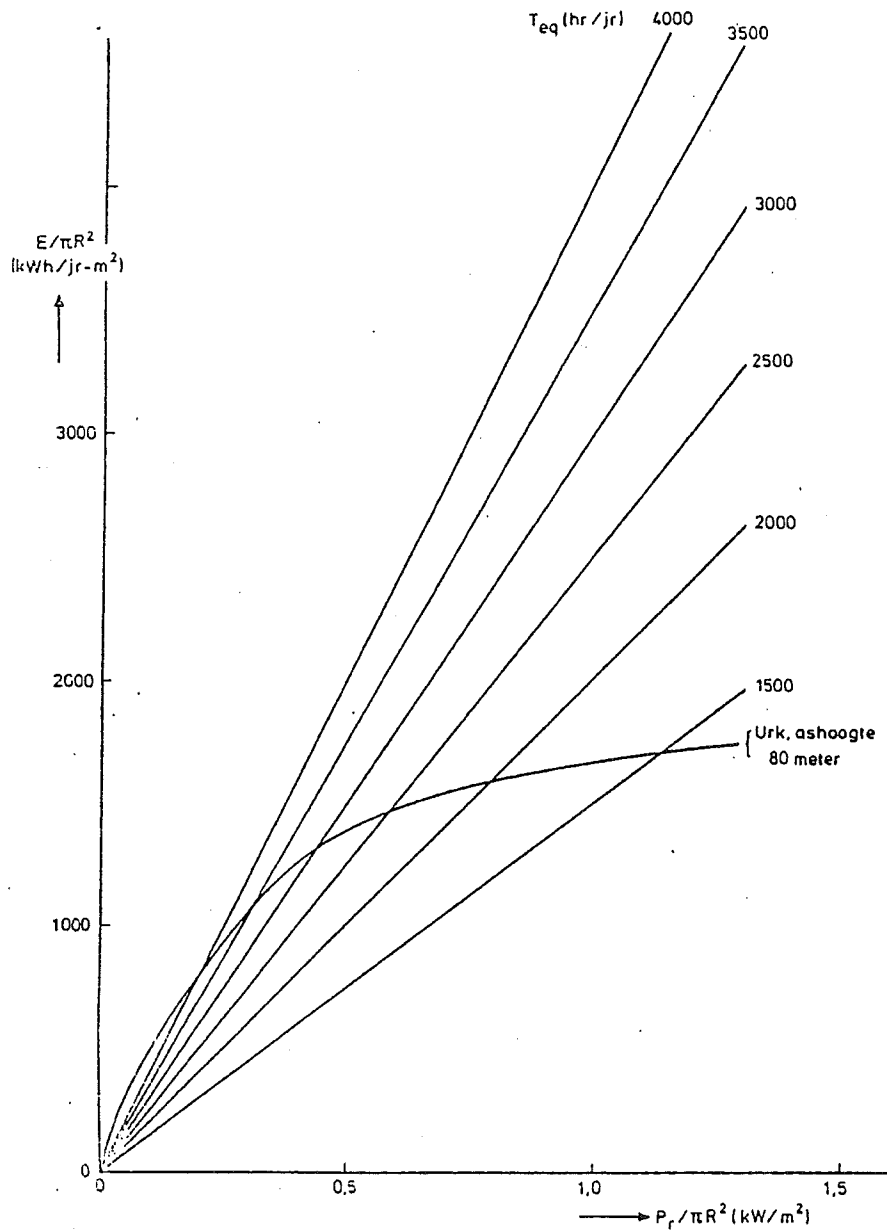
Tabel. 20.1



Figuur 20.2



Figuur 20.1



Opbrengst en equivalente bedrijfstijd als functie van ontwerpvermogen.

Figuur 20.3

20.3 De Nederlandse situatie

20.3.1 Locatie

Als men in Nederland wil overgaan tot het bouwen van een windturbine of een windmolenpark op een bepaalde locatie zullen de volgende eisen/overwegingen een rol spelen:

- voldoende windaanbod: ($U_{gem.}$ over het jaar $\geq 6,5$ m/s op 40 m hoogte; Zie ook Fig. 20.2;
- vermijding van hinder aan derden: aanvliegroutes luchthaven, telecommunicatieverbindingen;
- vermijding van bijzonder grondgebruik: luchtvaartterreinen, militaire oefenterreinen, bospercelen, wateroppervlakte;
- minimaal 1 x 2,5 km met grootste lengte in de windrichting en uniforme terreinruwheid over 1 km stroomopwaarts in de overheersende windrichting;
- geen incidentele bebouwing in een straal van 250 m rond het park;
- geen aaneengesloten bebouwing binnen een straal van 1.000 m rondom het park;
- aansluitingskosten op het hoogspanningsnet zo gering mogelijk;
- funderingskosten niet uitzonderlijk hoog;
- bereikbaarheid van en infrastructuur in het park;
- overlast omgeving t.g.v. trillingen, geluid;
- landschapsstructuur;
- aantasting kavelstructuur;
- schade en hinder voor vogels;
- bestaande structuurplannen in het kader van de ruimtelijke ordening.

Het is mogelijk om met behulp van een multi-criteria analyse één van de aspecten zwaarder te doen wegen dan anderen. Uiteindelijk is bij een landelijk locatie-onderzoek gebleken dat Sexbierum, Noordoostpolder en Wieringermeer een hoge voorkeur hebben bij een locatiekeuze.

20.3.2 Geïnstalleerd vermogen

Inmiddels zijn windturbines/windparken gebouwd, in aanbouw of in vergevorderd stadium van voorbereiding:

ECN in Petten	(300 KW)
NIOZ	(160 KW)
PZEM	(300 KW)
PEN in Wieringermeer	(1 MW)
SEP in Sexbierum	(5 MW)
IJsselcentrale in Noordoostpolder bij Urk	(7,5 MW)

Eind 1985 was in Nederland 7,9 MW geplaatst. Inmiddels is dit opgelopen tot 36 MW (medio 1989). In 1990 zou dit kunnen oplopen tot 70 - 90 MW. Het is nu nog niet duidelijk of het regeringsstreven van 1.000 MW in het jaar 2000 zal worden bereikt.

20.3.3 Propeller diameters

Tot op heden zijn windturbines gebouwd in het buitenland (USA, West-Duitsland) met propeller diameters tot 100 m en een vermogen van 3 MW. In studie zijn propeller diameters tot 145 m. Het merendeel van de gebouwde windturbines komt echter niet hoger dan een diameter van 25-40 m bij 0,3-0,7 MW. In Nederland is de grootste tot nu toe gebouwde windturbine zoals hiervoor al gememoreerd die van de PEN bij Medemblik in de Wieringermeer (propeller diameter 45 m, ashoogte 60 m, geïnstalleerd vermogen 1 MW).

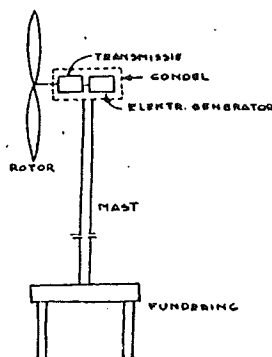
Men streeft voorlopig naar een propeller diameter van 80 m en een vermogen van 3 MW in de wetenschap dat de 100 m turbine in West-Duitsland geen succes is geweest. Een dergelijke "molen-eenheid" is ook gebruikt voor de berekeningen in het Rapport "Windenergie en waterkracht" van de Begeleidingscommissie - Voorstudie Plan Lieveense.

20.4 Statische en dynamische belastingen op de mast en de fundering

20.4.1 Algemeen

Een moderne windturbine bestaat in hoofdzaak uit de volgende elementen:

- propeller/rotor die de windenergie omzet in mechanische energie;
- transmissie die de lage rotor frequentie omzet in de hogere generator frequentie;
- generator die de mechanische energie omzet in elektrische energie;
- mast welke de krachten en momenten op de fundering overbrengt;
- fundering die krachten en momenten op de ondergrond overbrengt.



Deze elementen vormen met elkaar een dynamisch geheel. Het energie aanbod van de wind als functie van de tijd kan zeer sterk fluctueren, terwijl de frequentie en spanning van de opgewekte electriciteit praktisch constant dienen te zijn. Het gevolg hiervan is, dat de belastingen op het hele systeem nogal wisselend zijn. Een windturbine is in feite één grote vermoeiingsconstructie.

Een fundamentele studie naar het complete gedrag van het gehele systeem werd (1983) uitgevoerd door de taakgroep windenergie van de T.H. Delft samen met het E.C.N. te Petten.

Naast de genoemde stochastische windbelasting treden op: de periodieke variaties in de belasting t.g.v. de excentriciteit in de rotor en de invloed van het passeren van de rotorbladen langs de mast.

In de volgende paragrafen zijn de hoofdlijnen van de berekening aangegeven. Men doet er echter goed aan het (ontwerp) normblad NEN 6096 te raadplegen (veiligheidsbepalingen voor windturbines) aangezien de inzichten omtrent de belastingen op het moment van schrijven van dit hoofdstuk nog niet definitief zijn.

20.4.2 Statische ontwerpbelasting

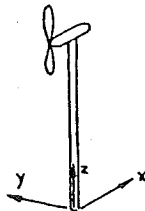
De kracht die de lucht op de propeller tijdens bedrijf uitoefent, is $F_x = 4/9 \cdot \rho \cdot V_R^2 \cdot \pi \cdot R^2$.

De ontwerpsnelheid V_R hangt af van de keuze van P_R :

$$V_R = \sqrt[3]{\frac{P_R}{C_p \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot \pi \cdot R^2}}$$

Bij hogere windsnelheden dan de ontwerpsnelheid wordt het vermogen constant gehouden d.m.v. de bladhoekverstelling en daarmee F_x . Echter, bij windvlagen volgt de bladhoekverstelling niet zo snel. Men rekent daarom met $1,5 V_R$ waarbij $1,5$ de vlagfactor wordt genoemd. De kracht in X richting is dan:

$$F_x = 4/9 \cdot \rho \cdot (1,5 V_R)^2 \cdot \pi \cdot R^2.$$



In de Y-richting wordt bij grove benadering rekening gehouden met een kracht $F_{y1} = \frac{1}{2} F_x$ i.v.m. scheve aanstroming. Daarnaast is er een kracht t.g.v. onbalans van de rotor:

$$F_{y2} = m_r \cdot e_r \cdot \left(\frac{\pi n}{30} \right)^2$$

waarin m_r = massa van de rotor
 e_r = excentriciteit
 n = toerental van de rotor (omwentelingen/min).

Tenslotte in Z-richting worden de eigen gewichten van rotor en gondel gecombineerd met de onbalans.

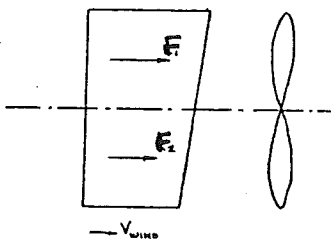
$$F_z = (m_r + m_g) \cdot g + m_r e_r \left(\frac{\pi n}{30} \right)^2$$

met m_g = massa van de gondel
 g = versnelling van de zwaartekracht.

Naast deze krachten spelen nog momenten een rol. Om de X-as speelt het torsiemoment in de rotoras een rol, welke bepaald wordt door het vermogen van de windmolen en het toerental.

$$M_x = \frac{80}{\pi n} \rho (1,5 V_R)^3 R^2$$

Indien de molen mechanisch geremd wordt, dient hier het remmoment nog bij te worden opgeteld. Deze momenten zijn wel van belang voor de rotoras, doch spelen een ondergeschikte rol bij de dimensionering van mast en fundering. Tenslotte is er dan nog een M_y ; deze wordt veroorzaakt door de windshear. Door de windshear heerst er boven de as van de rotor een hogere windsnelheid dan eronder.



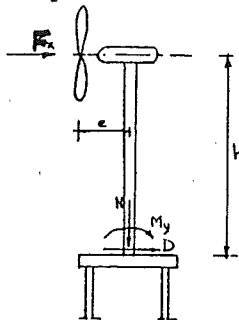
F_1 is iets groter dan F_2 .
 NEN 3850, de T.G.B. Algemeen, geeft een formule waarmee de windsnelheidsverandering per m' kan worden bepaald.

$$v_u = v_{u10} \left(\frac{h}{10} \right)^x$$

In Nederland, niet direct aan de kust geldt: $x = 0,19$. Dit verschijnsel speelt eigenlijk alleen een rol bij de grotere molens met een rotordiameter vanaf zo'n 30 m. Bij de kleinere molens ($R \leq 5$ m) kan het, in elk geval voor mast- en funderingsberekeningen rustig verwaarloosd worden. Al de genoemde krachten en momenten kunnen dan doorgerekend worden naar de mastvoet. Uitgaande van een buismast wordt dan gevonden:

een dwarskracht
 een normaalkracht
 een moment

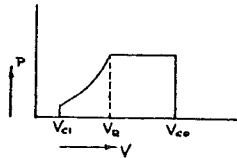
$$\begin{aligned} D_x &= F_x + q_x \cdot h \\ N_x &= F_x + e \cdot g \cdot \text{van de mast} \\ M_x &= F_x \cdot h + \frac{1}{2} q_x \cdot h^2 \\ q_y &= \text{windbelasting op de mast in y-} \\ &\quad \text{richting} \end{aligned}$$



Figuur D

De belangrijkste krachten en momenten zijn hier nu genoemd. Afhankelijk van de uitvoering van de rotor, bladhoekverstelling, remmen, krui-inrichting e.d. kunnen nog meer krachten en momenten optreden. Zie hiervoor de genoemde literatuur.

Bij de q_x (en q_y), de windbelasting op de mast, moet nog een opmerking worden gemaakt. Van de molen waarvoor de mast en de fundering wordt ontworpen, dient uiteraard de P-V kromme bekend te zijn. F_x wordt berekend met V_R , en ondanks het feit dat de windsnelheid toeneemt tot V_{CO} neemt F_x niet toe. De windbelasting op de mast moet echter worden uitgerekend met V_{CO} (met vlagfactor), de hoogste windsnelheid, waarbij de molen nog normaal in bedrijf is. Bij een windsnelheid daarboven treedt een andere toestand op waar in de volgende paragraaf op wordt teruggekomen.



Figuur E

Bij storm dient de rotor in vaanstand te staan, d.w.z. de koorde van het rotorblad staat in de richting van de wind, zodat de molen praktisch geen wind vangt.

Voor de stormberekening wordt er echter van uitgegaan dat het in vaanstand zetten mislukt is, en dat de rotorbladen de volle wind vangen. De rotor staat echter wel stil. De mast en de fundering worden dan uitgerekend volgens NEN 3850 zoals elke bouwkundige constructie onder windbelasting. Aan de rotorbladen en rotoras worden hogere eisen gesteld, voor de berekening hiervan wordt vaak een hogere windbelasting aangenomen dan waarvan de T.G.B. uitgaat.

Het blijkt dat voor windturbines met een lage V_R vaak de stormbelasting maatgevend is, en met een hogere V_R de bedrijfsbelasting. De grens ligt ongeveer bij zo'n 10 m/s, maar dient van geval tot geval gecontroleerd te worden.

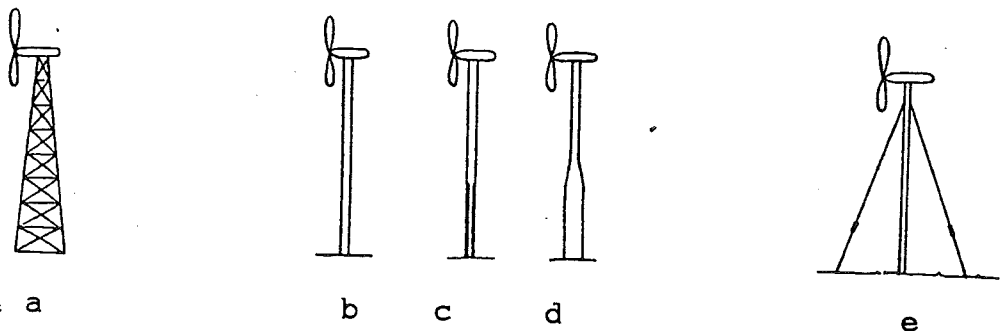
20.4.3 Keuze van de mast

Bij de keuze van het type mast voor een windturbine spelen de sterkte en de dynamische eigenschappen, naast de kostprijs, de belangrijkste rol.

In verband met die dynamische eigenschappen wordt een onderscheid gemaakt tussen stijve en slappe masten. Een stijve mast heeft een eigenfrequentie, die hoger is dan de rotorfrequentie, een slappe mast één, die lager is dan de rotorfrequentie, dat betekent ook dat dezelfde mast voor de ene windturbine stijf kan zijn en voor de andere slap, afhankelijk van het toerental van de rotor.

De voorkeur gaat op het ogenblik uit naar de slappe constructies. Vanaf de rotor tot en met de mast worden als het ware de "windklappen" door de gehele constructie heen min of meer verend opgevangen.

Vakwerkmasten zijn relatief stijf, bij Nederlandse molens worden ze nauwelijks toegepast, de Denen hebben tot nu toe hun "wind-matic" molen ermee uitgerust. Het voordeel van een vakwerkmast is het geringe materiaalverbruik, waar echter direct het nadeel van de relatief hoge arbeidskosten tegenover staat. Voor vermoeiing zijn al die lassen ook een onplezierige zaak. Een aerodynamisch voordeel is de geringe luchtweerstand zodat de rotor minder voelt als een blad de toren passeert (Fig. 20.4-a).



Figuur 20.4 a

b

c

d

e

De gebruikelijke mast in Nederland is de buismast. Deze combineert een sterke en tegelijkertijd een slappe constructie (Zie Figuur 20.4-b). Omdat de momenten in de buis naar boven afnemen, kan de buis naar boven verjongen; dit kan gebeuren zowel in diameter en wanddikte als alleen in wanddikte. (Zie Figuren 20.4-c en -d). De laatste oplossing maakt de verbinding tussen de verschillende buisdelen eenvoudiger.

De Fransen leveren een conische mast, waarvan de delen los in elkaar schuiven. Voor grotere molens (vanaf 1 MW) is ook wel een gewapende betonbuis toegepast; overigens zijn stalen buizen vaak economischer.

Een nadeel van de buisconstructie is zijn grote doorsnede, waardoor hij nogal veel wind vangt, en mede hierdoor de grote interactie ontstaat met de rotor als een rotorblad de toren passeert; dit leidt dan weer tot de voornaamste dynamische belastingcomponent.

Een andere voorkomende constructie is de getuide mast (Fig. 20.4-e).

In principe staat de mast scharnierend op de fundering. De uitwijking welke boven nu mogelijk is, hangt af van de stijfheid van de tuien. De Duitse Böwe-molen, die een dergelijke mast heeft, bezit slappe tuien waarin veren zijn opgenomen om de juiste stijfheid te kunnen garanderen. Bij deze mast is een niet onaanzienlijke uitwijking mogelijk, geheel in de geest van de slappe constructie. De masten zijn veel slanker dan de niet getuide buismast, zodat de windvang hier nogal meevalt. Gezien onze vaak slechte bodem kunnen nogal kostbare funderingsvoorzieningen nodig zijn voor de tuiverankering.

20.4.4 Berekening van de fundering

a. Fundering op staal

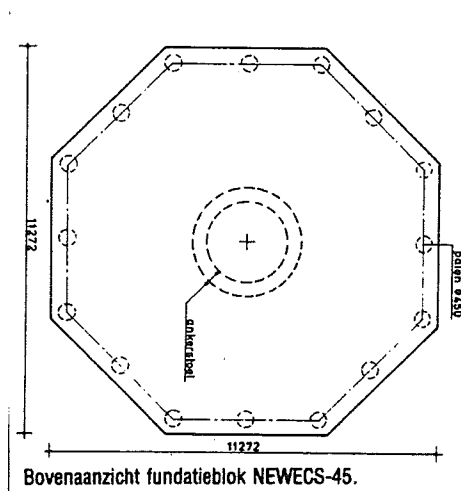
In principe dient er zorg voor te worden gedragen dat steeds overal een gronddruk onder de funderingsplaat blijft bestaan. Men spreekt dan van een gewichtsfundering. Hoewel een ronde funderingsplaat logischer klinkt, is een vierkante uiteraard veel praktischer; het meerdere materiaal verdient zich vele malen terug in de eenvoudiger uitvoering.

De dwarskracht wordt hier opgenomen door de passieve gronddruk tegen de zijkant van de plaat, en de wrijving aan de onderkant. Het oppervlak van de plaat wordt, behalve door N en M, uiteraard bepaald door de grondgesteldheid.

b. Fundering op palen

Omdat de fundering vooral wordt belast door buigende momenten, is een éénpaals fundering een voor de hand liggende oplossing. Deze constructie bestaat dan uit één open stalen buispaal met grote diameter. In het algemeen is een dergelijke fundatie relatief slap. Bij grotere molens zal men al gauw een gewichtsfundering op palen moeten toepassen. Het minimaal aantal palen is dan vier stuks, verticaal geheid. Men moet met de mogelijkheid van trekbelasting rekening houden (dus geen houten palen).

Een grote molen, zoals de NEWECS-45 bij Medemblik, heeft een achthoekig fundatieblok van 105 m^2 , dik 2,1 m dat geplaatst is op 16 verticale geheide palen, $\phi 450$ (Figuur 20.5). Bij verticale palen wordt de horizontale kracht opgenomen door de passieve gronddruk tegen de palen. Overigens kan men de palen ook (voor een deel) te schoor heien.



Figuur 20.5

De maximale toelaatbare trekkracht op de palen bepaalt het gewicht van de betonplaat.

20.5 De dynamische controleberekening

De nu ontworpen mast en fundering hebben, in samenhang met de gegeven windturbine een bepaalde eigenfrequentie. Voorkomen moet nu worden, dat de rotorfrequentie, of de bladpasseerfrequentie samenvalt, of te dicht in de buurt ligt van die eigenfrequentie van de mast-fundering combinatie.

Het dynamisch gedrag van het geheel kan beschreven worden door hiervan de elastische- en dempingeigenschappen, de traagheids-grootheden, belastingen enz. mee te nemen in een berekening. Daar het in eerste instantie alleen te doen is om de eerste eigenfrequentie, en hier het ontwerp aan te toetsen wordt meestal overgegaan tot enige schematiseringen. Het probleem wordt hierdoor vrij eenvoudig en is met de hand oplosbaar.

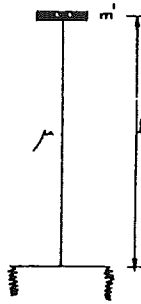
Voor een meer fundamentele aanpak wordt verwezen naar de dictaten dynamica van constructies [20.2]. Hier worden alleen de formules toegepast welke daar zijn afgeleid. De demping wordt verwaarloosd, hetgeen voor de stalen buis een zeer redelijke aanname is, en voor de fundering de resultaten nauwelijks beïnvloedt vanwege de grote onzekerheid waar dit deel van de berekening toch al mee is omgeven.

De berekening voor een prismatische staaf verloopt nu al bijzonder eenvoudig. De eigenfrequentie van zo'n staaf, eenzijdig ingeklemd, met een massa μ per m' mag worden bepaald door de eigenfrequentie uit te rekenen van dezelfde staaf met een geconcentreerde massa aan het eind van $0,24\mu l$. Voor de bepaling van de eigenfrequentie van het gehele systeem wordt nu een éénmassaveersysteem genomen met een massa $m = m' + 0,24 \mu l$ waarin $m' =$ massa van rotor + gondel. Wiskundig is dit niet meer juist, maar voor de eerste frequentieberekening nauwkeurig genoeg, de afwijking blijkt maar zeer gering te zijn.

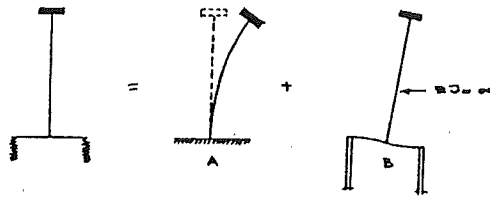
Voor de circulaire eigenfrequentie is afgeleid $\omega = \sqrt{\frac{k}{m}}$, waarin

m = massa en k = veerconstante.

Het probleem dient nu gesplitst te worden, daar er als het ware twee veren in serie staan geschakeld: de buis en de fundering, waarbij de fundering nogmaals opgesplitst wordt (Fig. 20.6).



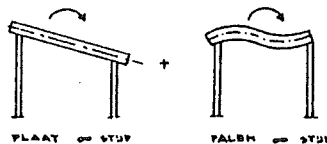
Figuur 20.6



Voor geval A: $K_1 = \frac{3 EI}{l^3}$

Voor geval B: hier dient naast de paalverkorting, ook nog naar de vervorming van de funderingsplaat te worden gekeken.

Samengesteld dient te worden:

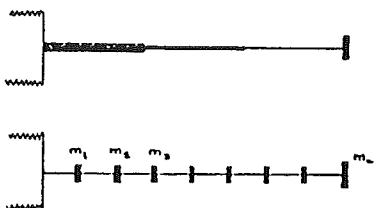


Hieruit is K_2 af te leiden.
en daarna

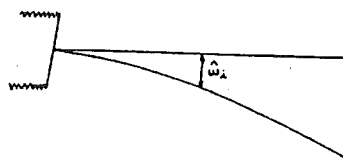
$$\frac{1}{K} = \frac{1}{K_1} + \frac{1}{K_2}$$

De berekening loopt wat gecompliceerder als de buis niet prismatisch is maar verloopt in diameter en/of wanddikte. Van de massa van de buis wordt dan een discreet systeem gemaakt, en met de methode van Rayleigh is dan toch ook nog redelijk eenvoudig met de hand een eerste eigenfrequentie te bepalen.

De mast wordt nu horizontaal ingeklemd (onder inachtneming van de fundatie-stijfheid) en de vervorming onder het eigen gewicht wordt nu bepaald. Dit is een zeer goede benadering voor de uitwijkingen bij de eerste frequentie.



Dit wordt geschematiseerd tot:



De vervorming bepaalt:
waaruit:

$$\omega^2 = \frac{g \sum_{i=1}^n m_i \omega_i}{\sum_{i=1}^n m_i \omega_i^2}$$

m_i = een discrete massa
 ω_i = uitwijking van elke m_i onder invloed van het e.g. van de buis

Bij deze methode wordt de hoekverdraaiing van de fundering in één keer meegenomen.

Als nu ω is bepaald, kan hieruit de frequentie

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

in herz worden bepaald.

Deze dient dan voldoende verwijderd ($\sim 10\%$) te liggen van de rotor- en de bladpasseerfrequentie om opslinging te voorkomen.

Zo was bij de berekening van de fundering voor de NEWECS 45 de eis dat de rotatie-veerstijfheid kleiner moest zijn dan 20×10^3 MNm/rad. Daarnaast moest echter de paalfundering voldoende draagvermogen hebben zodat geen blijvende deformatie zal optreden. Er is daarom onderscheid gemaakt tussen een extreme belastingsituatie en de belasting bij normale bedrijfsomstandigheden. De randvoorwaarden zijn dan tegengesteld:

- een paalfundering met groot draagvermogen is "stijf";
- paalfundering moet slap zijn.

Men heeft dit probleem opgelost door tussen paalkoppen en betonplaat oplegblokken van rubber te plaatsen. Bij een gelijkblijvend draagvermogen werd hierdoor de rotatieverstijfheid met een factor 4 gereduceerd.

Immers:

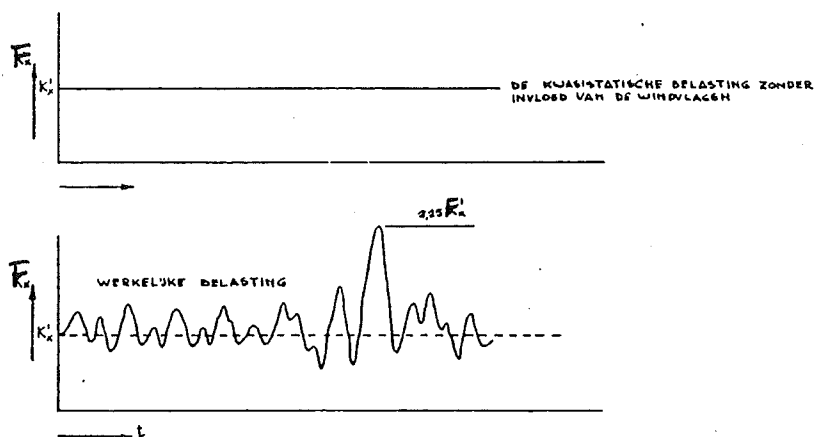
verticale veerstijfheid van de paal	300 MN/m'
idem van rubber oplegblok	100 MN/m'
totale verticale veerstijfheid van systeem	75 MN/m'
rotatie veerstijfheid	14 MNm/rad

20.6 Vermoeingsaspecten

20.6.1 De belastingen

Bij de dimensionering is alleen de quasi-statische windbelasting beschouwd. Een windturbine is echter een volledige vermoeingsconstructie. De wisselende belastingen bepalen in hoeverre er sprake is van vermoeing, en zullen bepalend zijn voor de levensduur van de constructie.

De belasting kan als volgt worden weergegeven:

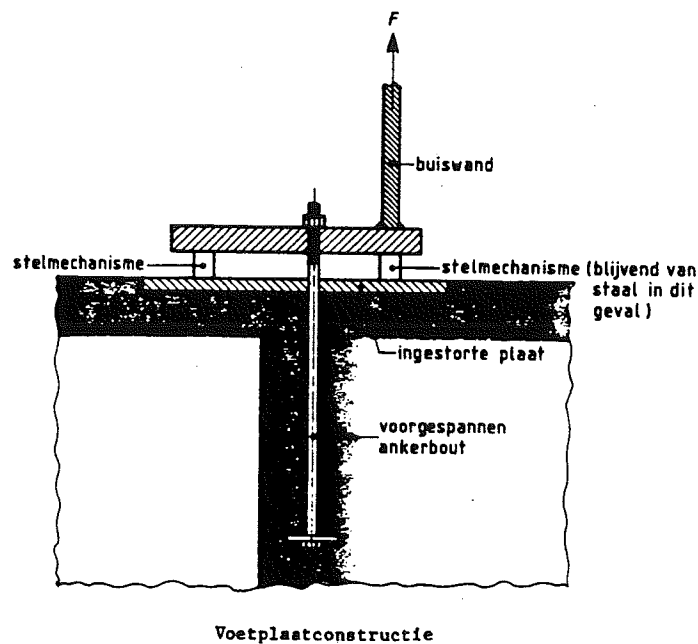


De grootte van F_y is vanwege de vlagfactor 1,5 op maximaal 2,25 de gemiddelde waarde gekomen. Deze uiterste waarde komt niet zo vaak voor en het is nog steeds een object van studie in hoeverre deze bepalend is voor de vermoeing.

In elk geval is voor vermoeing van belang de invloed van de bladpassering. Deze komt uiteraard zeer regelmatig voor en kan bepalend zijn voor de levensduur van de molen. De grootte van de rimpel hangt geheel af van de stijfheidsverhoudingen van de gehele constructie. Men wordt verder verwezen naar het betrokken ontwerp Normblad NEN 6096.

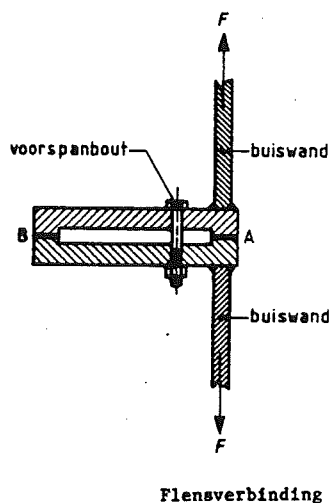
20.6.2 De detaillering

Vanwege die vermoeiingsbelasting vragen enige details bijzondere aandacht. In de eerste plaats de verankering van de mast in de betonconstructie. Bouten kunnen zeer slecht tegen wisselende belastingen, althans wisselende spanningen; de sterkte kan met meer dan een factor 10 achteruitgaan indien de belasting dynamisch is in plaats van statisch. Door nu zo te detailleren dat in de bouten praktisch geen spanningsfluctuaties voorkomen, of deze in elk geval erg klein blijven, kan toch een constructie worden verkregen welke een redelijke levensduur heeft. Door de ankerbouten voor te spannen en alleen de contactdruk te variëren, zal een en ander gerealiseerd kunnen worden (Fig. 20.7).



Figuur 20.7

Voor een eventuele flensverbinding in de buis dient dan een identieke constructie toegepast te worden (Fig. 20.8). Bij NEWECS-45 heeft men om deze reden ook de palen voorgespannen aan het fundatieblok.



Figuur 20.8

20.7 Natte locaties

Geïnspireerd door het Plan Lievense [20.5] zijn reeds in een vroeg stadium door Gemeentewerken Rotterdam en de Directie Sluizen en Stuwen van Rijkswaterstaat studies verricht naar mogelijke plaatsing van windmolens op natte locaties:

- 30 à 40 m diep water op de Noordzee;
- 10 m diep water in het IJsselmeer.

De eerder vermelde aspecten geldend voor land locaties gelden meestal ook voor zee locaties.

Nieuwe of veranderde aspecten zijn echter:

- toegankelijkheid;
- wind;
- golven en stroom;
- ontwerp en uitvoering.

In het kort worden deze aspecten hierna behandeld. Voor een meer uitgebreide behandeling wordt verwezen naar de literatuur [20.12], [20.13].

20.7.1 Toegankelijkheid

De windmolens zijn doorgaans onbemand en zullen automatisch worden stilgezet bij te harde wind. Een locatie op zee zal daarom alleen onder gunstige omstandigheden toegankelijk moeten zijn voor onderhoud en inspectie en wel vanuit zee per schip.

20.7.2 Wind

Bij locaties op zee is de windsnelheid gemiddeld hoger dan op het land. Bij een superstorm kan de windsnelheid oplopen tot 70 m/s. Er zijn verschillende belastinggevallen te onderscheiden, maatgevend blijkt te zijn: normaalbedrijf + meervoudige storing + zware windvlaag. De rotor zal de volgende belastingen moeten kunnen verduren:

bij Urk	925 kN
Den Helder	1000 kN
Lichtschip Goeree	1150 kN

20.7.3 Golven en stroom

Bij het voorontwerp moet men uitgaan van ontwerpgolven met een hoogte van:

IJsselmeer	4 m
Kustgebied Noordzee	8 m
diepwater Noordzee	10-12 m

Golfaanval heeft een dynamisch karakter. Verwacht wordt dat golven met een periode $T > 3 \text{ sec}$ ($< 0,33 \text{ Herz}$) voldoende energie hebben om een opslinging te veroorzaken.

Mede rekening houdend met wind concludeert men voorlopig dat de toelaatbare eigenfrequenties van torens als volgt zijn:

"slappe" toren op land	0,28 - 0,32 Herz
"slappe" toren op land en in zee	0,55 - 0,6 Herz
"stijve" toren in zee	$> 1,4 \text{ Herz}$

Eén en ander zal echter nog veel onderzoek vragen.

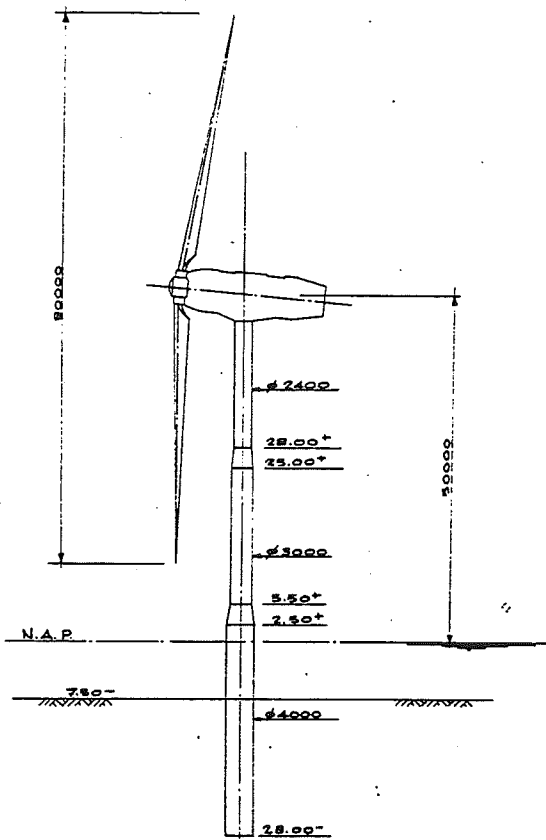
Stroomsnelheden op de Noordzee zullen zelden boven de 2 m/s komen.

Ontwerp en uitvoering van de fundering

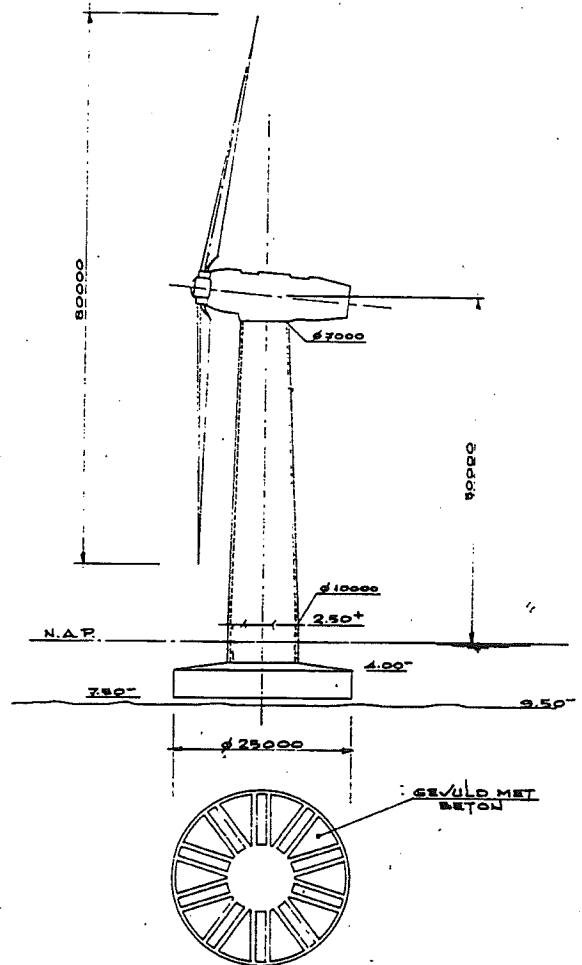
Bij een diepte van 30 à 40 m zal zoals bij offshoreconstructies in de olie/gasexploratie en winning in principe kunnen worden gedacht aan drijvende, zwevende of op de bodem geplaatste constructies.

Bij de laatste constructies heeft men dan keuze uit:

- een op de bodem geplaatste gewichtsconstructie;
- een ingeklemde buispaal (Fig. 20.9)



Figuur 20.9

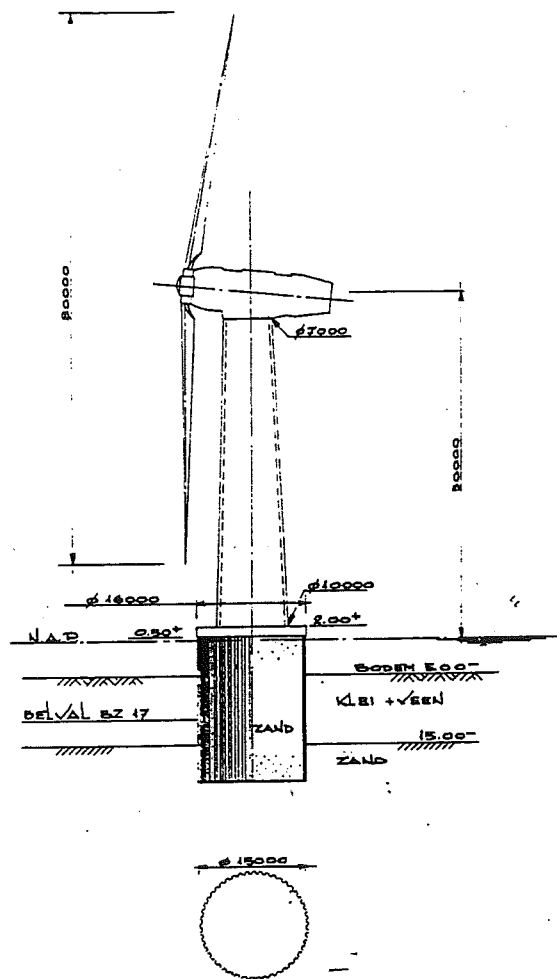


Figuur 20.10

Een gewichtsconstructie kan zijn een caisson (Fig. 20.10) of een cirkelvormige damwand (Fig. 20.11). Bij de twee laatste voorbeelden is een "stijve" betonnen toren op de fundering geplaatst. Het is echter ook mogelijk een "slappe" stalen toren te nemen.

Een belangrijk aspect voor de bouwkosten is de wijze van uitvoering. Zoals bij offshoreconstructies gebruikelijk is, zullen zoveel mogelijk onderdelen geprefabriceerd worden op het land en dan, al dan niet drijvend, naar de bouwlocatie worden gebracht. Caissons kunnen worden afgezonken. Mast en rotor zullen moeten monteren met behulp van kranen op hefeilanden. Ook heiwerk zal vanaf hefeilanden moeten plaatsvinden.

Een Noordzee locatie mag dan aantrekkelijk zijn uit oogpunt van windklimaat en ruimtelijke ordening, de kosten van de fundering en die van de montage van de mast en rotor zullen echter aanzienlijk hoger zijn dan bij een land locatie.

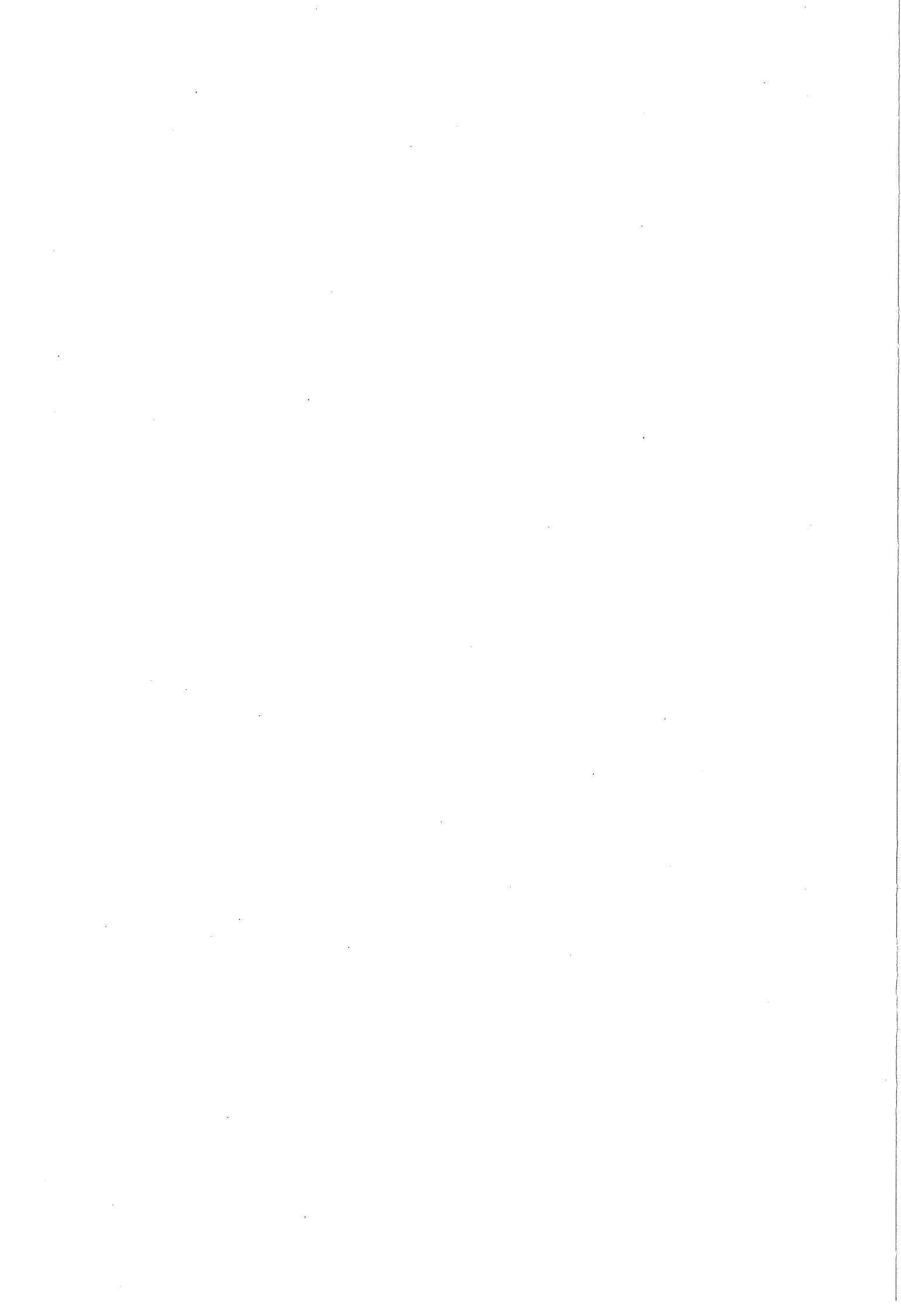


Figuur 20.11

20.8 Literatuur

- [20.1] NEN 6096 (ontwerp) "Veiligheidsbepalingen voor windturbines".
- [20.2] Collegedictaten b. 13, b. 15a "Dynamica van constructies".
- [20.3] NEN 3850, T.G.B. 1972, Algemeen.
- [20.4] NEN 3851, T.G.B. 1972, Staal.
- [20.5] "Windenergie en Waterkracht", Rapport van de Begeleidings Commissie Voorstudie Plan Lieveense (1981).
- [20.6] Dr. Ir. Th. van Holten "Windenergie" (PATO cursus energie waterbouw, EW 10, 1982).
- [20.7] P.C. Hensing, H.H. Overbeek, "Nederlands grootste windturbine operationeel in Wieringermeer", Energiespectrum no. 12, 1985.

- [20.8] Drs. J.T. Buma ed al. "Super-windmolenpark op de dijk bij Urk", De Ingenieur no. 12 (December) 1986.
- [20.9] Ir. J.G. Hulsbergen, "Fundatie grootste windturbine in Nederland", De Ingenieur no. 12 (December) 1986.
- [20.10] Drs. F. Lubbers "Planologische en procedurele aspecten van de proefwindcentrale van de N.V. SEP" (conceptbijdrage PATO cursus energiewaterbouwkunde, 1987).
- [20.11] G. le Belle, "Met een beetje geluk halen we 100 MW", de Ingenieur no. 12 (December) 1987.
- [20.12] Ir. J.M. van Geest, "Civieltechnische werken t.b.v. hydrocentrales en windmolens" (PATO cursus Energiewaterbouw, EW16, 1982).
- [20.13] Gemeentewerken Rotterdam, RWS Directie Sluizen en Stuwen, "Ontwerp en begroting van enkele varianten van torens en fundering van windmolens", februari 1981.



ENERGIEBRON IV: HET WATER IN DE ZEE

21. INLEIDING

21.1 Algemeen

In principe kan energie gewonnen worden uit zeewater door gebruik te maken van:

- het getij
- golven
- temperatuurverschillen tussen verschillende lagen
- osmose.

Aan de laatste mogelijkheid -osmose- wordt hier verder geen aandacht besteed. Het probleem vraagt eerst en vooral om een oplossing van procestechnische aard. Men wordt verwezen naar [21.1].

De andere drie energiebronnen zullen hierna in het kort worden besproken.

Enige algemene kenmerken die gelden voor alle drie energiebronnen waaruit men energie wil winnen zijn de volgende:

- De gemiddelde dichtheid van de energie is gering, m.a.w. er is weinig energie geconcentreerd in 1 m³ water (getij, golven) of er is weinig aan te onttrekken (OTEC). Om hoeveelheden energie van enige betekenis te winnen, zal men dan ook zeer grote constructies moeten bouwen die grote hoeveelheden water kunnen verwerken.
- De energiebronnen getij en golven zijn niet altijd beschikbaar voor energiewinning op het gewenste tijdstip. Dit betekent dat de energie zal moeten worden opgeslagen als men er op rendabele wijze gebruik van wil maken.
- Golf, wind en stromingscondities alsmede wisselende waterpeilen (getij) resulteren in zware wisselende belastingen op de waterbouwkundige constructies die nodig zijn in het kader van de energiewinning.
- Door de grote hoeveelheid water die bij ieder van de processen is betrokken, kunnen milieu-aspecten de bouw en exploitatie van een centrale onacceptabel maken.

Voor de volledigheid wordt er nog op gewezen dat het onderwerp "thermische centrales in zee" (zie bijvoorbeeld [21.2]) hier niet verder wordt besproken. De technieken en principes die bij dergelijke centrales een rol spelen zijn voorzover het de civiele techniek betreft vooral ontleend aan:

- ontwerp en bouw van conventionele centrales op het land;
- off-shore techniek;
- kustwaterbouwkunde.

21.2 Literatuur

- [21.1] "The Wave and Salinity Gradient Energy Conversion Workshop Proceedings" University of Delaware, Newark, Delaware, USA 1976.
- [21.2] Prof. Ir. J.F. Agema "Centrales in zee", PATO energie-waterbouw 1982, bijdrage CT-EW18.

22. GETIJCENTRALES

22.1 Principes

Bij de opwekking van energie in het getij maakt men gebruik van de getijgolf die een estuarium in loopt. Voor de mond van het estuarium zal bij een tweedaags getij*) het water cyclisch stijgen en dalen met een periode $T = 12.4$ h. De getijgolf loopt het estuarium in (en vervolgens weer uit) met een snelheid $c = gh$ waarbij h de gemiddelde diepte is. De golflengte $T.c.$ is dan bij $h = 10$ m ongeveer 442 km. De getijgolf is doorgaans veel langer dan de lengte van het estuarium. Als de lengteverhouding tussen golf en estuarium ongeveer 2 of 4 is, kan resonantie optreden. Dit gebeurt bijvoorbeeld bij de plaatsen met grote getijverschillen als de Bay of Fundy (oostkust Canada) en de Bay of Bristol (westkust Engeland). Bij Fundy respectievelijk Bristol wordt de getij-amplitude aan het einde van het estuarium met een factor 2,5 respectievelijk 3 verhoogd t.o.v. die aan de mond. Overigens speelt het trechtereffect ook een rol alsmede de Corioliskracht.

Als men een afsluiting van een estuarium ontwerpt t.b.v. het winnen van energie uit het getij zal men er zeker van moeten zijn dat de peilverschillen aan de zeezijde groter worden of tenminste gelijk blijven t.a.v. de toestand voor de afsluiting. Als men hier niet op let, kan de energieproductie (en daarmee de economische haalbaarheid van het project) wel eens veel minder zijn dan oorspronkelijk berekend.

Evenals bij energiebron I "waterkracht uit rivieren" (zie hoofdstuk 4) maakt men voor de energiewinning gebruik van de potentiële energie in het water. De formule voor het arbeidsvermogen is dan ook hier $P = \eta \cdot \rho \cdot g \cdot H \cdot Q$.

Om energie te winnen, zal men de binnenlopende getijgolf moeten opslaan in het estuarium en vervolgens bij lagere buitenwaterstand via turbines weer moeten aflaten voordat de nieuwe getijgolf arriveert.

Het verschil met waterkracht uit rivieren is duidelijk:

- H varieert als functie van bekkenstand en buitenwaterstand, waarbij de buitenwaterstand niet alleen varieert binnen de getijcyclus van 12.4 h maar ook onder invloed van de maanstand in een 14 daagse cyclus.
- Q is afhankelijk van bekkenoppervlak, getij-amplitude, tijd beschikbaar voor bekkenvulling en capaciteit van de inlaatwerken.
- Men heeft een aantal factoren niet in de hand: De buitenwaterstand varieert (en daarmee de nuttige valhoogte) in een niet constante cyclus, terwijl ook het tijdstip waarop minima of maxima in het horizontale en verticale getij voorkomen (dus kentering, hoogwater, laagwater) van dag tot dag verschuift.

*) Voor de theorie van getijgolven wordt verwezen naar het collegedictaat f 11.

- De waterbouwkundige werken nodig om grote hoeveelheden water te kunnen opslaan en doorlaten, moeten doorgaans worden gebouwd op een zandige erosiegevoelige ondergrond in een aan golfaanval blootgestelde omgeving.

Dit alles maakt de winning van energie uit getij kostbaar terwijl de opbrengst door genoemde omstandigheden niet is wat men zou wensen.

In de volgende paragrafen wordt nader ingegaan op de mogelijkheden die er zijn om de opbrengst te vergroten, op de moeilijkheden die men daarbij tegen komt, alsmede op waterbouwkundige aspecten van bouw en exploitatie van getijcentrales.

22.2 Systemen voor getijcentrales

Reeds in de middeleeuwen zijn zgn. getijmolens ontwikkeld die, zoals watermolens, een aanwezig verschil in waterstand omzetten in mechanische energie. Men vond ze in de omgeving van Bergen op Zoom en het oostelijk deel van de Westerschelde. In het buitenland werden zij toegepast in de estuaria van Frankrijk en Engeland. Nederlandse kolonisten bouwden getijmolens in Amerika: in Brooklyn (1617) en in Massachusetts (1734).

Nergens werd echter getij-energie op grote schaal gebruikt. Dit laatste werd in principe pas mogelijk toen waterturbines waren ontwikkeld en electriciteit kon worden opgewekt en gedistribueerd.

In de loop van de laatste 100 jaren zijn dan ook de volgende concepten bedacht en -in enkele gevallen- toegepast.

- a. enkelbekken systeem met energie-opwekking bij stroming in één richting

Hierbij wordt het water tijdens vloed opgestuwd in het bekken d.m.v. inlaatsluizen. Tijdens eb wordt het water door de turbines geleid. Bij dit systeem heeft men 5 h energieproductie gevolgd door 6 à 7 h vulling en stilstand (Fig. 22.1).

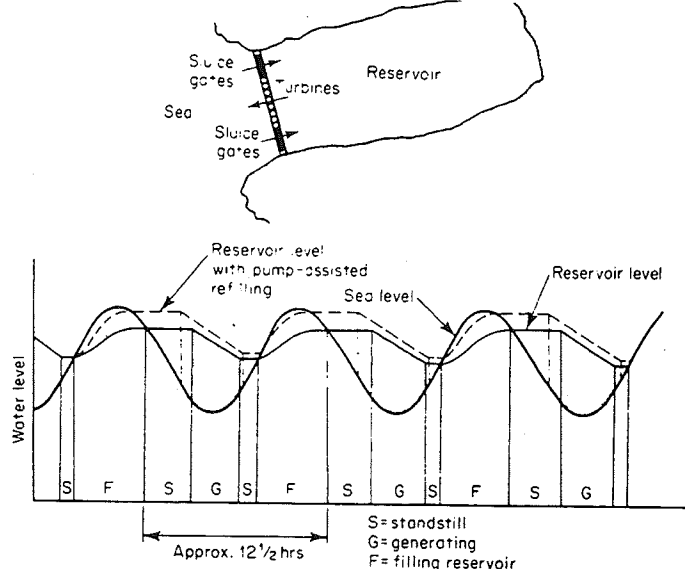
- b. enkelbekken systeem met energie-opwekking in beide stroomrichtingen

De geringe productieperiode bij het één stroomrichting systeem dacht men op te lossen door stroming in twee richtingen te propageren. Ingenieuze ontwerpen voor de turbine behuizing werden bedacht. Fig. 22.2 toont zo'n ontwerp met de bijbehorende exploitatie curve (Fig. 22.3).

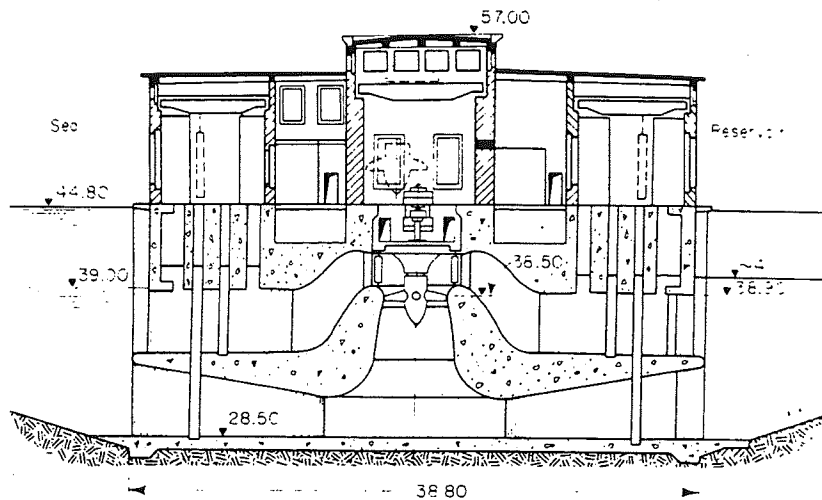
De energieproductie is in dit geval groter dan bij (a) maar het verval over de turbines is kleiner en daardoor zijn ze groter en dus ook duurder dan in geval (a).

Methoden (a) en (b) lossen het voornaamste nadeel van getij-energie niet op n.l. dat vermogen en energie discontinu ter beschikking staan tijdens een cyclus die niet overeenkomt met die van de vraag naar electriciteit, te weten de zonnedag.

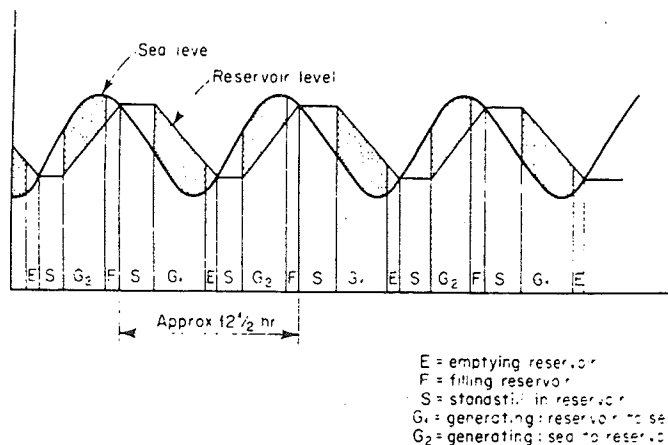
Figuur 22.1: Schema voor en exploitatie van één bekken systeem (stroming in één richting)



Figuur 22.2: Doorsnede over twee richtings turbine eenheid (1940 ontwerp Bernstein, USSR)



Figuur 22.3: Exploitatie curve bij twee richtings centrale

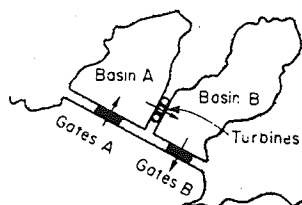


Centrales worden in de eerste plaats ontworpen om de behoefte aan vermogen te dekken en pas in de tweede plaats om de totale energiebehoefte te dekken. Een energiebron die dit niet kan, is economisch minder aantrekkelijk want op het tijdstip van piekbelasting van het net is zij wellicht niet in staat om te leveren.

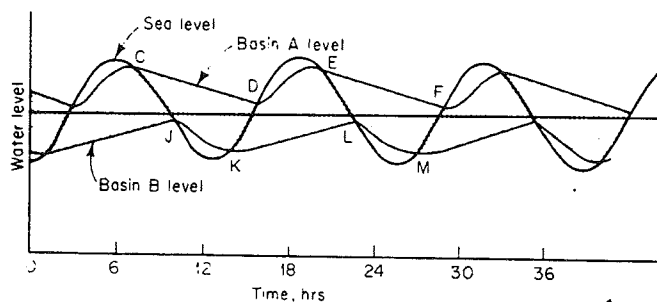
c. dubbelbekken systeem

Om de nadelen van getij-energie te niet te doen, is een systeem met meerdere bekken voorgesteld. Het systeem is afgebeeld in Fig. 22.4 met de bijbehorende exploitatie curve in Fig. 22.5 en werkt als volgt:

het hoge bekken A wordt door de inlaatsluizen A gevuld tijdens vloed tot enige tijd na hoogwater. Zodra tijdens eb het peil op zee gelijk is aan het peil C in het bekken A worden de inlaatsluizen gesloten. Gedurende de gehele cyclus stroomt water van bekken A naar het lage bekken B door de turbines. Het peil in bekken B stijgt dus. Zodra echter het peil op zee daalt beneden dat in bekken B (peil J), worden de spuisluizen B geopend. De laatste worden weer gesloten als het peil op zee tot peil K (= peil in bekken B) is gestegen. Intussen is het turbinebedrijf tussen bekken A en B doorgegaan. Zodra op zee peil D (=peil bekken A) is bereikt, worden de inlaatsluizen A weer geopend waarmee één volledige cyclus is voltooid.



Figuur 22.4: Schema voor twee bekkensysteem



Figuur 22.5: Exploitatiecurve twee bekkensysteem met continue energieproductie

Bij dit systeem is de energieproductie continu maar varieert in omvang met het zich wijzigende verval over de turbines. Deze variatie is een factor 2 tijdens één getijcyclus en een factor 5 over de maanmaand. Het garantievermogen is dan ook laag t.o.v. het geïnstalleerde vermogen.

Bij dit systeem heeft men twee sluiscomplexen nodig en een lange afsluitdam. Sluizen en turbines kunnen echter optimaal worden ontworpen, omdat stroming slechts in één richting plaatsvindt. Ook zijn de turbine behuizingen niet aan de golfaanval en hoge waterstanden van de zee blootgesteld.

Een belangrijk nadeel van dit systeem is dat de totale energieproductie slechts 50% is van dat van het éénrichting systeem (a) en nog minder bij vergelijking met het tweerichting systeem (b).

d. Combinatie getijcentrale met pompaccumulatie

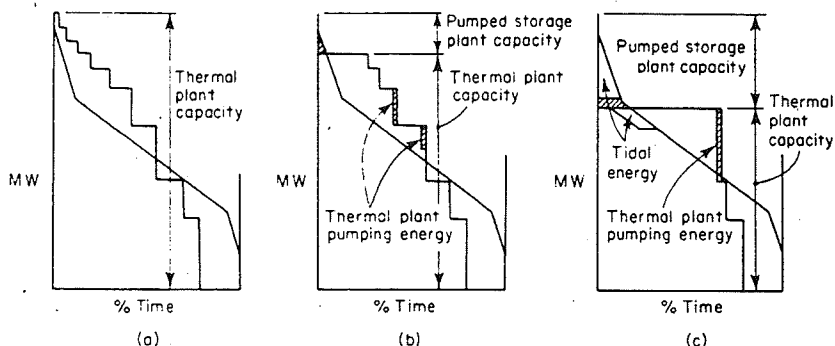
Er zijn twee methoden om bij een getijcentrale een hogere energieproductie te leveren alsmede piekvermogen op een geschikt tijdstip.

Bij de eerste methode installeert men in het enkelbekken systeem pompturbines in plaats van turbines en gebruikt goedkope nachtelectriciteit om het bekken hoger op te zetten of (bij stroming in twee richtingen) dieper af te pompen. Het systeem is dan in staat in pieklast te draaien.

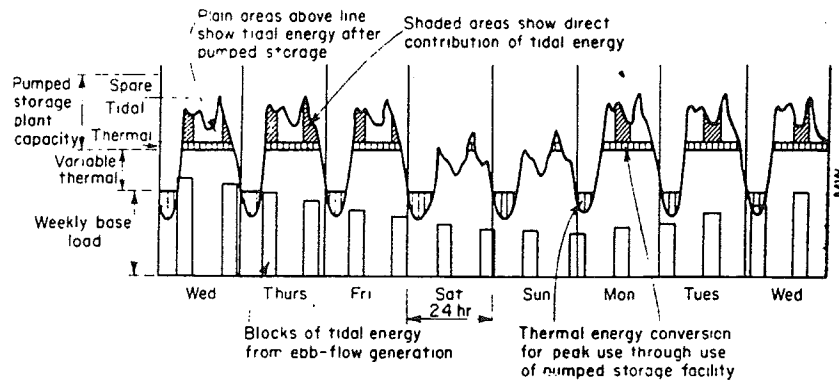
Deze methode wordt toegepast bij La Rance en zal beschreven worden in hoofdstuk 25.

Bij de tweede methode exploiteert men een getijcentrale in combinatie met een pompaccumulatie centrale en thermische centrales.

Het voordeel is nu dat alle KWh's afkomstig van de getijcentrale hetzelfde kosten. De omvang van de pompaccumulatie centrale is dan niet meer direct afhankelijk van wat ter beschikking is aan goedkope nachtenergie van de thermische centrale. Hierdoor kan meer piekvermogen worden geleverd door de pompaccumulatie centrale dan in de situatie zonder getijcentrale en hoeft minder thermisch vermogen te worden geïnstalleerd (Fig. 22.6 en 22.7).



Figuur 22.6: Typische jaarbelastingsduurlijnen voor situaties met en zonder pompaccumulatie en getij-energie



Figuur 22.7: Inpassing getij-energie met pompaccumulatie in een overwegend thermisch productiesysteem (weekbelastingsdiagram)

22.3 Situering van getijcentrales

Als men net zoals de bouwers van de getijmolens van weleer tevreden is met een rendement van 30 à 40% is het niet moeilijk om getijcentrales te bouwen. In werkelijkheid slaagt men er maar nauwelijks op papier in om de economische haalbaarheid aan te tonen.

De energie die op een bouwlocatie aanwezig is, kan worden aangegeven met:

$$W \sim \frac{1}{2} AH^2$$

waarin: W = energie in MW

A = oppervlakte van het bekken in km

H = gemiddelde valhoogte in m

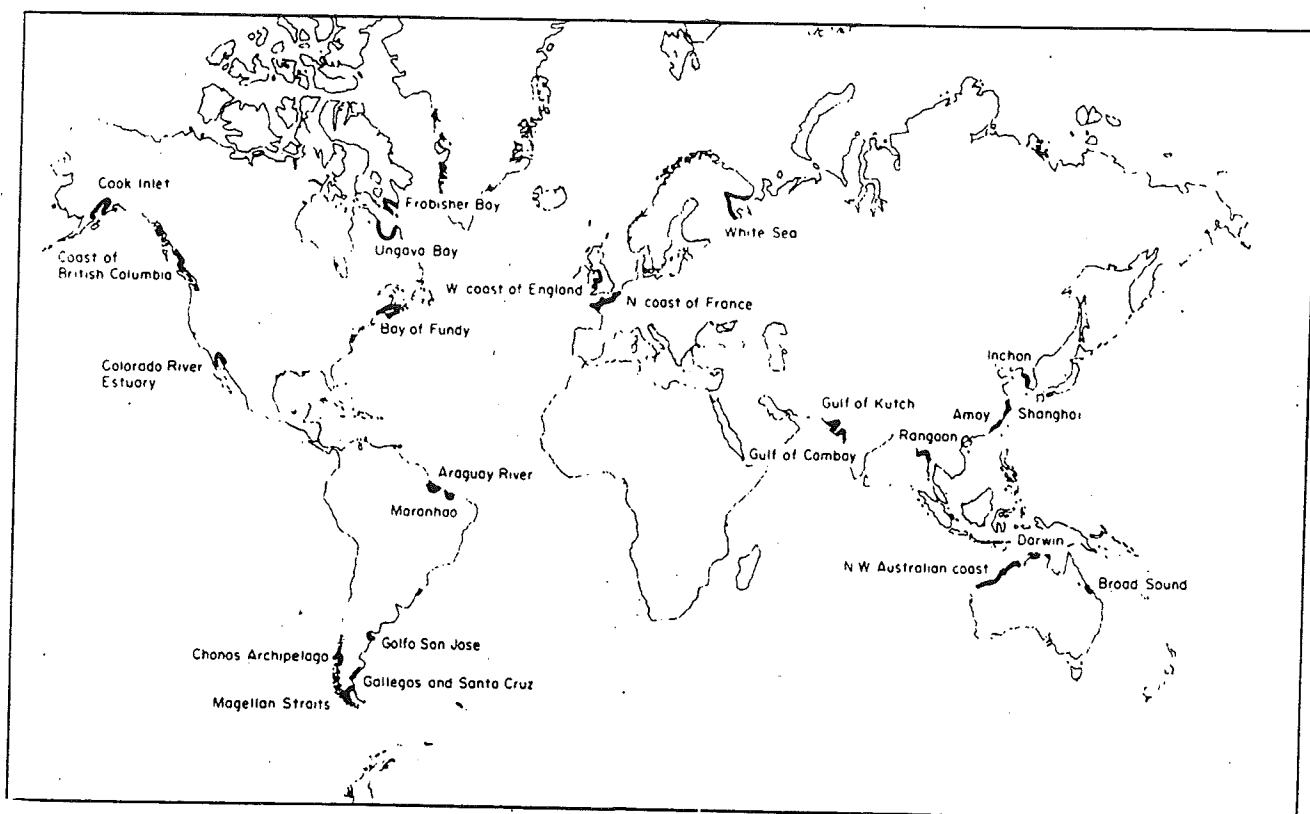
($H \sim 0,7$ van tijverschil $\sim 1,4$ van gemiddelde getij amplitude).

In Fig. 22.8 zijn de tot nu toe bestudeerde projecten aangegeven op basis van bovengenoemde formule. Als vuistregel voor de economische haalbaarheid van een project geldt dat een gemiddeld tijverschil van 6 m aanwezig moet zijn.

Behalve met winbare energie zal men bij een situering rekening moeten houden met het verloop van de kustlijn, de plaatselijke waterdiepte, de invloed op mens en milieu en de afstand tot centra waarvoor de energie bestemd is.

Bij het begrip invloed op mens en milieu moet men denken aan: scheepvaart belangen, recreatie, waterhuishouding, ecologische factoren, zoals vogel- en visstand, vismigratie, ecosysteem.

Grote gevolgen kan bijvoorbeeld de verandering in waterstanden hebben voor het zee- en riviertransport, de infrastructuur, het kwelprobleem, de afwatering, het gebruik van intertijde gebieden door vogels voor voedsel vergaren, enz. Regelmaat in de bedrijfsvoering is voor het milieu van groot belang.



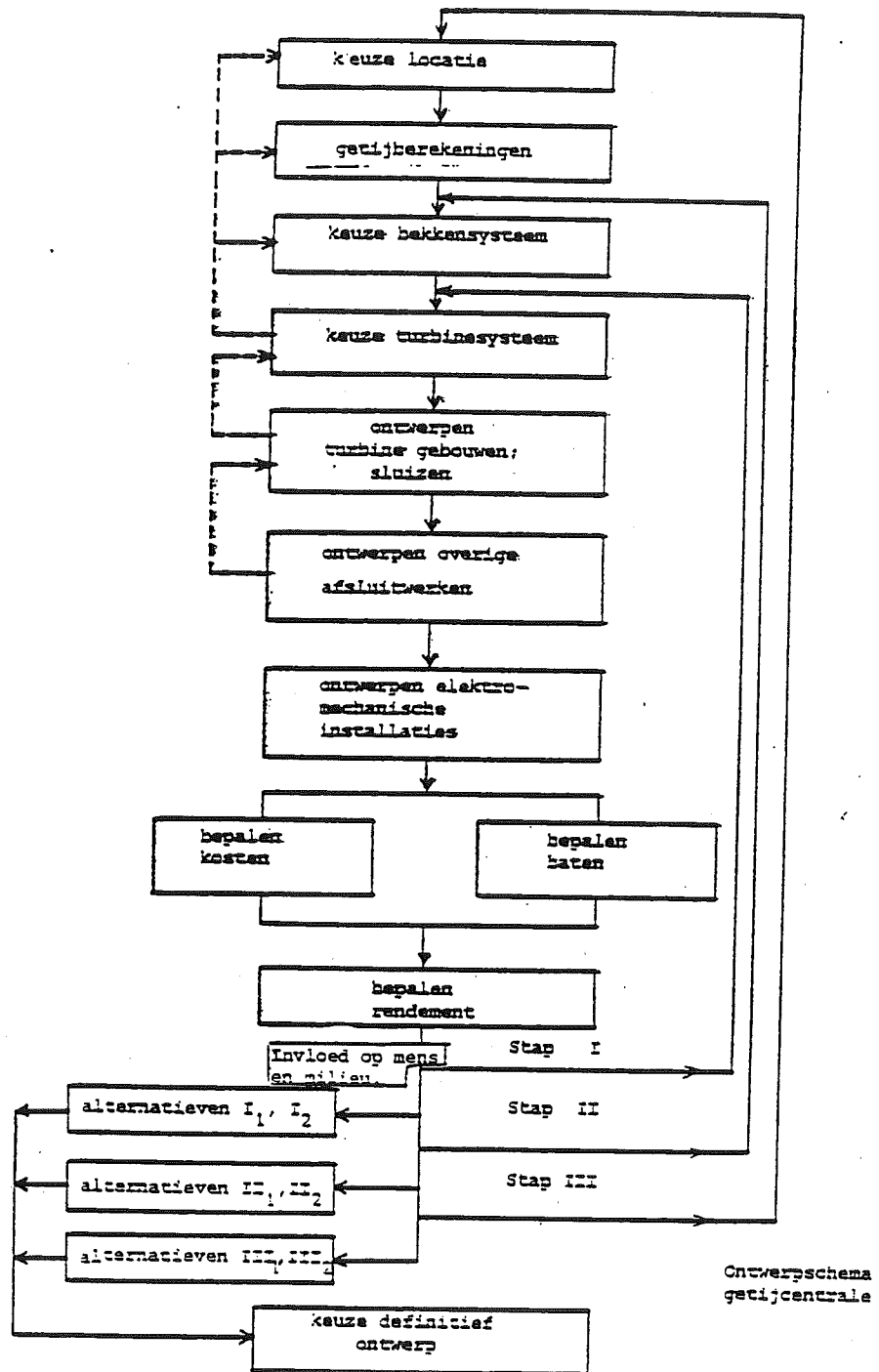
Figuur 22.8: Locaties voor mogelijke ontwikkeling van getij-energie (Bron: E.M. Wilson)

22.4 Ontwerp van getijcentrales

Juist omdat het aantal vrijheden bij het ontwerpen zo groot is, kan het project alleen op iteratieve wijze tot stand komen. In Fig. 22.9 is een stroomschema gegeven voor de achtereenvolgende stappen in het ontwerpproces.

Enige opmerkingen/suggesties zijn hier op zijn plaats:

- a. Een locatie in open zee betekent doorgaans perioden met onwerkbaar weer tijdens de bouw terwijl het project in diep water moet worden gebouwd.
- b. Kennis van het getij is essentieel voor berekeningen van energieproductie en stroomsnelheden tijdens verschillende bouwfasen.
- c. In de voorontwerp fase kan men voor getijberekeningen het beste één-dimensionale numerieke getijmodellen gebruiken.



Figuur 22.9

- d. Keuze tussen één en tweebekkensystemen hangt af van de vorm van de gebruikersvraag en de bouwkosten. Bij de studies voor Severn vond men dat een tweebekken systeem economisch alleen haalbaar was als 's nachts goedkope energie ter beschikking was. Uiteindelijk koos men dan ook voor een éénbekken systeem met dubbelwerkende turbines en sluizen als bij "La Rance". Overigens is voor alle in het studiestadium verkerende projecten geconstateerd dat één bekken systemen de voorkeur verdienen boven meerbekken systemen. Daarnaast verdient enkelzijdig bedrijf de voorkeur boven tweezijdig bedrijf zoals ook al bij La Rance is gebleken.
- e. Electriciteitsopwekking over de eb fase is meestal aantrekkelijker dan over de vloed fase, omdat in het eerste geval hogere bekkenpeilen voor de scheepvaart mogelijk zijn (als die er tenminste is).
- f. De turbine keuze en optimalisatie t.a.v. de energieproductie en de bouwkosten is moeilijk omdat er zoveel mogelijkheden zijn. Overigens komen bij de lage vervallen en turbineren/pompen alleen de Bulb en Straflo type turbines in aanmerking. De bulb pompturbine kan bovendien in twee richtingen werken. Bij een bulb of straflo type turbine moet de waterdiepte = 2 x loopschroef diameter.
- g. Bouwen in den natte kan voor getijcentrales een aantrekkelijk alternatief zijn.
- h. Gebruik van de sluizen en centrale eenheden (zonder turbine) bij de te maken afsluiting kan voordelig zijn.
- i. Een herhaling van het ontwerpproces (Fig. 22.9) is nodig om na te gaan hoe de verschillende ontwerp elementen alleen en in hun verhouding tot elkaar bouwkosten en opbrengsten beïnvloeden.
- j. De kosten van getij afsluitingen worden meestal onderschat.

22.5 Plannen voor projecten elders in de wereld

In de afgelopen 30 jaren zijn een aantal projecten bestudeerd. Enkele varianten worden voor elk project vermeld:

22.5.1 Canada, Bay of Fundy

Variant		B9	A8	A6
oppervlakte	km ²	175	73	128
getijverschil gem.	m	11,8	10,5	10,2
getijverschil spring	m	16	14,4	14,2
geïnstalleerd vermogen	MW	4028	1147	1643
jaarproductie	GWh	12600	3400	4500
aantal turbines		106	37	53
turbinevermogen/eenh.	MW	38	31	31
investering (1976)	US \$ x 10 ⁶)	3600	1200	2200

22.5.2 Groot Brittanië, Severn

variant		outer barrage	gefaseerd project stage 1	project stage 2
oppervlak	km ²	950	550	350
getijverschil gem.	m			
getijverschil spring	m	9,5	10,5	9,5
geïnstalleerd vermogen	Mw	12.000	7.200	5.000
jaarproductie	GWH	19.700	12.900	5.200
aantal turbines		300	160	125
turbine vermogen/eenheid	MW	40	45	40
investering (1980 £ x 10 ⁶)		8.860	5.560	4.760

22.5.3 Korea, India

		Korea Gagorim Bay	India Gulf of Kutch
oppervlak van het bekken	km ²	85	170
getijverschil gem.	m	5,10	5
geïnstalleerd vermogen	MW	400	600
jaarproductie	GWH	800	14.400

22.5.4 Andere projecten

Behalve de hiervoor genoemde zijn projecten bestudeerd in:

land	locatie	gemiddeld getij (m)	oppervlak bekken (km ²)	geïnstalleerd vermogen (MW)
USSR	Witte Zee	7	100- 2.200	300- 10.000
	Zee van Okhotsk	10	6.000-20.000	35.000-100.000
Argentinië	Patagonie	8.7	?	200
China	various	5	var.	tot 5.500
Australië	Timor Zee	10	600	1.800
Frankrijk	Cotentin Ouest			1.440

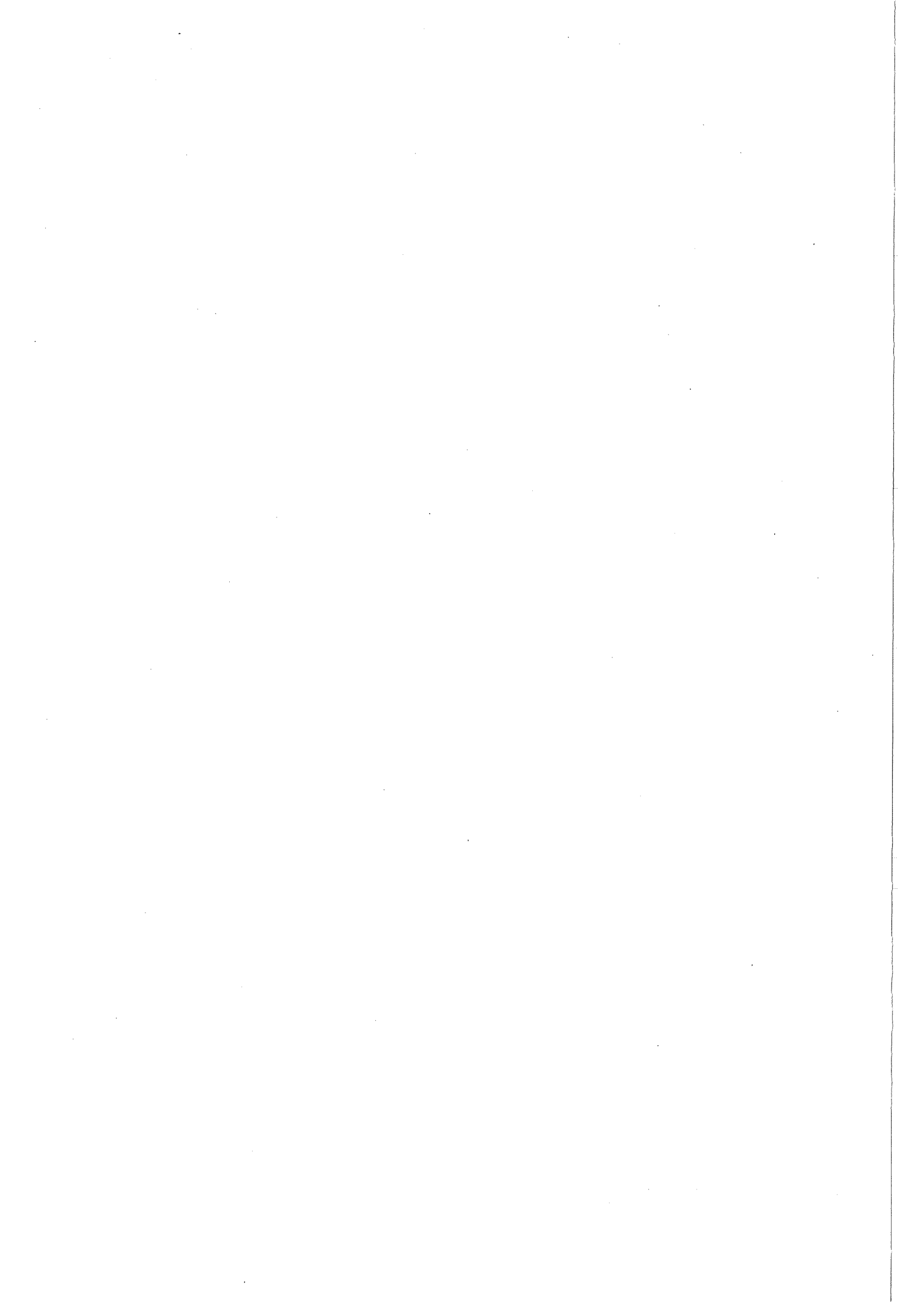
22.6 Literatuur

- [22.1] Ir. J. A. Ringers, "Rapporten en Mededelingen van den Rijkswaterstaat, no. 8" Alg. Landsdrukkerij 1917.
- [22.2] N. Davey, "Studies in Tidal Power", Constable and Co., London 1923.
- [22.3] Ir. F.J. de Vos, "Onderzoek naar de mogelijkheden voor energiewinning uit de getijbeweging in de Zeeuwse wateren", Nota SECRET, Delta-Commissie 1954.
- [22.4] L.B. Bernshtein, "Tidal energy for electric Power Plants", translated from the Russian, Israel Progr. for Scientific translations, Jerusalem, 1966.

- [22.5] E.M. Wilson, "The Solway Firth Tidal Power Project", WPDC, 17 november 1965.
- [22.6] P.Z.E.M., Rapport betreffende de toepassing van een getij-centrale in combinatie met de nog uit te voeren Deltawerken in het Oosterscheldebekken, P.Z.E.M., Middelburg 1967.
- [22.7] Ir. D. Kooman, "Getijcentrale Oosterschelde", Nota W-75.060, Deltadienst, Waterloopkundige afdeling 1975.
- [22.8] Ir. D. Kooman, "The Severn Tidal Barrage, Scheme Closure of the Estuary", Severn Barrage Seminar 7 september 1977. Energy paper no. 27, Department of Energy, Great Britain.

Water Power and Dam Construction

- [22.9] "Severn Barrage gets favourable response", September 1981.
- [22.10] H.R. Sharma, "India embarks on tidal power", June 1982.
- [22.11] J.C. Whitaker, "Annapolis points the way for Fundy", July 1982.
- [22.12] E.M. Wilson, "Tidal Power reviewed", September 1983.
- [22.13] Cheng Xuemin, "Tidal Power in China", February 1985.
- [22.14] G.R. Daborn, "Environmental implications of the Fundy Bay tidal power development", April 1985.
- [22.15] L. Bernstein, "Tidal Power engineering in the USSR", March 1986.



23 **ENERGIE UIT GOLVEN**23.1 Principes23.1.1 Golftheorie

Zoals bij het getij heeft de energie vastgehouden in golven uitvinders vanaf het begin van de 20^e eeuw beziggehouden.

Voor 1920 werd in Italië al een pomp aangedreven door een vlotter die bij een steile oever op de golven deinde. Water werd op deze wijze opgepompt in een zee-aquarium.

Veel patenten zijn verstrekt voor golfenergieconstructies maar de resultaten zijn tot dusverre mager.

Voordat op de mogelijke constructies wordt ingegaan, wordt gewezen op de noodzakelijke kennis van de golftheorie die men kan vinden in collegedictaat Coastal Engineering f 11 - Vol. I Introduction, Hoofdstuk 5 "Short Waves Theory".

In het kort wordt gememoreerd dat de energie in een golf met een kruinlengte van 1 m is:

$$E_T = 1/8 \rho g H^2 \lambda \quad (1)$$

hierin is: ρ de massadichtheid van zeewater, 1020 kg/m³.
 H is de golfhoogte
 λ is de golflengte

Per m² wateroppervlak is de energie:

$$E = 1/8 \rho g H^2 \quad (2)$$

Energie wordt door de golven voorbij een zeker punt getransporteerd in een hoeveelheid:

$$U = Enc \quad (3)$$

Zoals bekend kan men de waterdiepte h in de formules verwaarlozen voor waarden van $h = \frac{1}{4}$ à $\frac{1}{2} \lambda$.

Bij geringer wordende diepte verminderen c en C_g .

Aangezien U niet verandert, moet E toenemen (3)

Uit (2) volgt dat H toeneemt in ondieper water.

Als $H = 0,6$ à $0,8$ van de waterdiepte h breekt de golf.

De golf verliest een deel van zijn energie in de golfloop.

23.1.2 Beschikbare golfenergie

Bij een gemiddelde golfhoogte op alle oceanen van de wereld van $H = 1,2$ m en een bijbehorend oppervlak van 360×10^{12} km² vindt men voor de totale energie op enigerlei moment:

$$\text{Energie} = E \times \text{oppervl.} = \frac{(1/8) \times (1020) \times (9,81) \times (1,2)^2 \times 360 \times 10^{12}}{8} = 650 \times 10^{15} \text{ Joules.}$$

vol23_25.tud (ms) (disk tud1.ms)

Bij een geïnstalleerd vermogen in de wereld van 2×10^6 MW zou ruim 90 h nodig zijn om deze energie te produceren. Het probleem is echter om (een klein deel van) die energie op te vangen in een centrale.

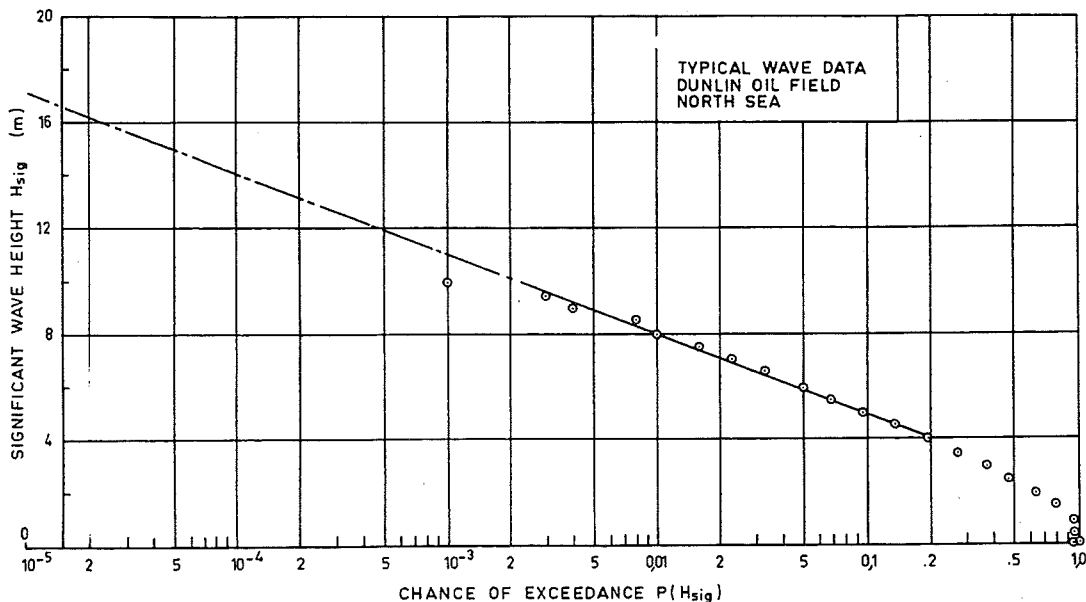
Stel dat men met een golfenergie-constructie golven met een periode T van 12 sec kan opvangen over een kruinlengte van 1 m. Bij combinatie van de formules (2) en (3) met die voor c en c_g (dictaat f11-A) vindt men dan:

$$U = (1/8) \cdot (1020) \cdot (9,81) \cdot (1,2)^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{9,81}{2\pi} \right) \cdot 12$$

$$= 16,9 \text{ kW/m}$$

In werkelijkheid zijn niet alle golven gelijk. Zij variëren onderling en ook in de tijd.

Het is mogelijk om een frequentiecurve te tekenen voor, bijvoorbeeld, de significante golfhoogten voor een deel van de Noordzee, voor de Nederlandse kust (Fig. 23.1). Het probleem dat zich nu voordoet, is niet nieuw: het werd o.a. reeds geconstateerd in Hoofdstuk 20 bij windenergie, namelijk: hoe bepaal je de capaciteit van een energie omvormer (windmolen, riviercentrale, golfenergie omvormer) bij een stochastisch energie-aanbod (wind, rivierafvoer, golfveld). Stel dat men bij golfenergie, zoals bij andere energiebronnen uitgaat van een effectieve bedrijfstijd van 30%, dan kan men met Fig. 23.1 de H_{sig} berekenen.



Figuur 23.1

Het vermogen dat de golven nu toevoeren aan de energie-omvormer zal zijn (bij een periode $T = 8$ s en $H_{\text{sign.}} = 1,8$ m)

$$U = \left(\frac{1}{8}\right)(1020)(9.81)\left(\frac{1}{2}\right)\left(\frac{9.81}{2}\right)(8) \left[(0.3)(1.8)^2 + \int_{0.3}^1 H_{\text{sig}}^2 d p \right]$$

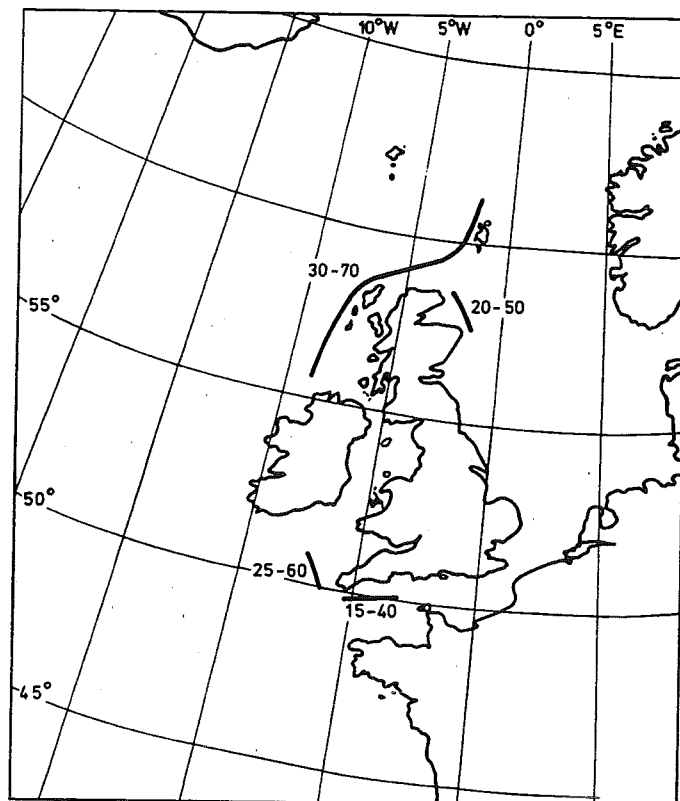
$$= 6,3 \text{ kW/m}$$

De volgende stap is nu om die golfenergie om te zetten in mechanische energie en die op zijn beurt in elektrische energie met zo weinig mogelijk verliezen. In praktijk blijkt dat de eerste omzetting, die in mechanische energie dus, niet meer dan 50% kan zijn, dus 3,1 kW/m

23.2 Systemen voor golfenergie conversie

Er zijn in de loop van de tijd veel golfenergie conversie systemen (hierna kortweg genoemd: systemen of omvormers) bedacht, ontwikkeld en getest.

Eerlijkheidshalve moet worden opgemerkt dat men hierbij niet uitging van 6,3 kW/m maar van jaarlijkse gemiddelden die, afhankelijk van de locatie, voor het Verenigd Koninkrijk bijvoorbeeld in de orde van grootte van 15 - 70 kW/m lagen (zie Fig. 23.2).



Figuur 23.2: Mogelijke locaties voor golfenergie centrales aan de kusten van Groot Britannië

Een aantal voorgestelde omvormers zullen nu kort besproken worden.

a. Vlotter

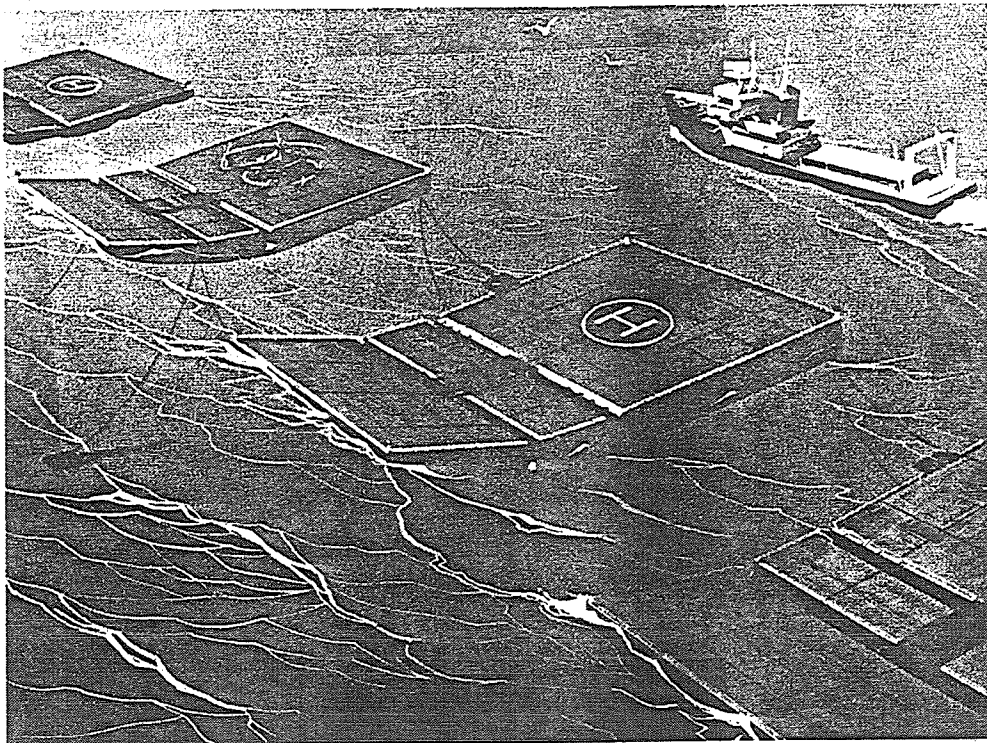
De eenvoudigste omvormer is de vlotter die beweegt langs een verticale geleider. De vlotter volgt het wisselend waterpeil maar niet zo snel als dit peil wisselt. Daardoor is het rendement voor omzetting van golfenergie naar mechanische energie niet meer dan 50%. De vlotter is niet gevoelig voor de golfrichting maar is beperkt in grootte tot enkele meters diameter. Daardoor is het vermogen niet meer dan enkele kW en is omzetting hiervan in electriciteit niet de moeite waard.

b. Verticaal hangende schotten

Ook dit is een eenvoudige constructie. Ook hier is echter het maximale rendement bij de meest simpele uitvoering 50% (golf naar mechanische energie) terwijl voorts de golfrichting een rol speelt (slechts 50% van de aanwezige golfenergie wordt opgevangen).

c. Vlotten

In het Verenigd Koninkrijk is het, door Sir Christopher Cockerell uitgevonden, op de golven rijdende vlot verder ontwikkeld (Fig. 23.3) en in het laboratorium getest.

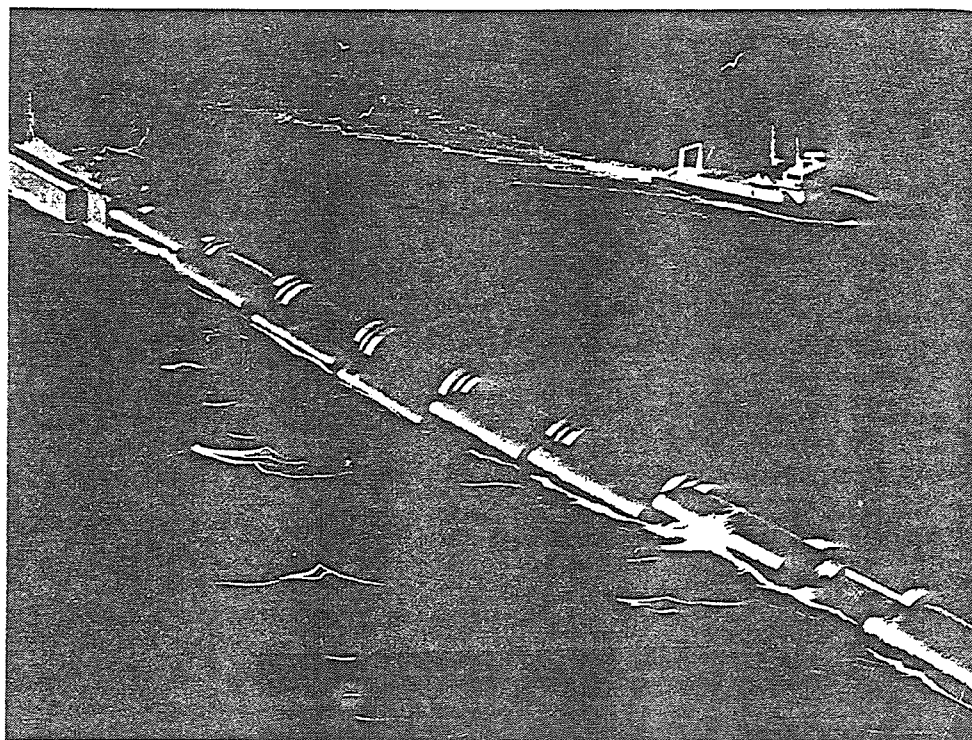


Figuur 23.3: Artist's view van op de golven rijdend vlot

Het gaat hierbij om drie pontons die scharnierend met elkaar zijn verbonden. De energie wordt ontleend aan de relatieve hoekverdraaiing tussen twee aangrenzende pontons. Bij optimalisatie van individuele pontonlengten bij een gegeven golfveld zou een rendement van meer dan 60% kunnen worden behaald. Men denkt dan aan een systeem van drie pontons (totaal 100 m in breedte en 50 m in lengte in de golfrichting) dat 1 MW vermogen zou kunnen opwekken bij een ponton diepgang van 7 - 9 m. Verdere proeven met schaal 1 op 10 modellen in de Solent in 1978 hebben aangetoond dat bij het prototype vooral veel aandacht zal moeten worden besteed aan de scharnieren tussen de pontons met de hieraan gerelateerde energie-extractie en de verankering.

d. Duck (Fig. 23.4)

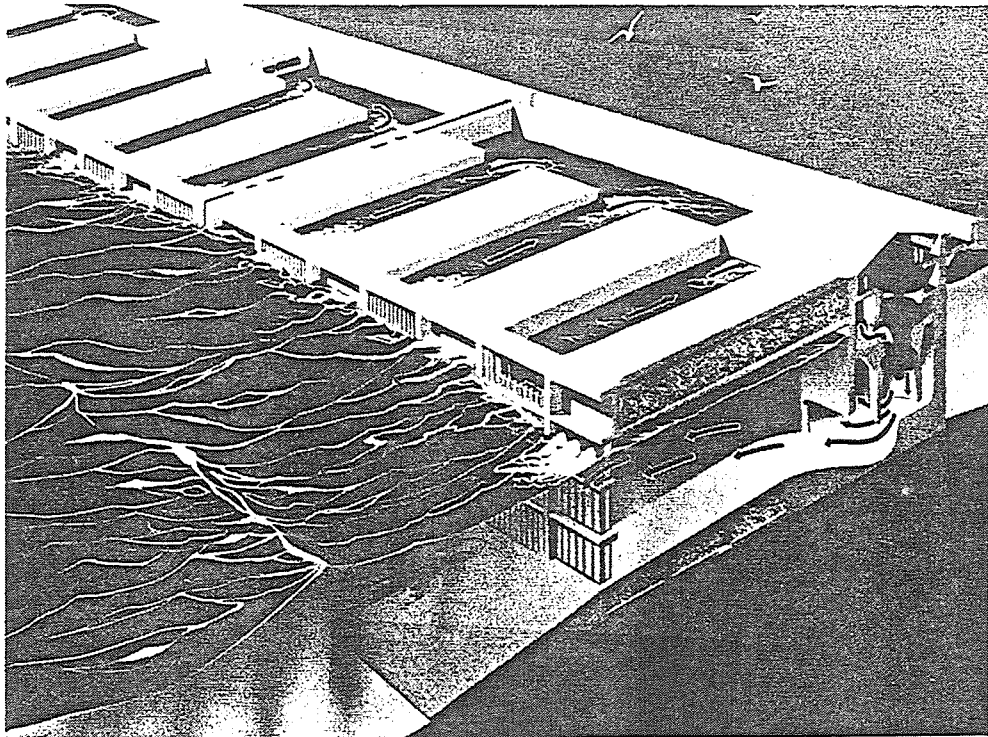
De zgn. Salter Duck (naar de uitvinder S.H. Salter) is gebaseerd op de rotatie van de "Duck" rond een drijvende ronde as. Het probleem is hier de gewenste asstijfheid. Die blijkt constructief moeilijk te realiseren, gezien de golfbelastingen en de noodzaak de afmetingen van de as klein te houden.



Figuur 23.4: Artist's view van de "Salter Duck" omvormer

e. Caisson

De golven treffen bij dit systeem een verticale wand van een op de zeebodem geplaatste caisson (Fig. 23.5). In de wand zijn kleppen aangebracht die opengaan bij een golftop. Het water komt dan in een hooggelegen kamer. Andere kleppen openen bij een passerend golfdal en laten water af uit een laaggelegen kamer. Een kaplanturbine, geplaatst tussen beide kamers wekt samen met de generator de elektrische energie op.



Figuur 23.5: Artist's view van caisson omvormer

Caissons zouden in 15 m diep water worden geplaatst en ongeveer 20 m hoog zijn. Als de breedte loodrecht golfrichting 100 m is, zou het maximaal te genereren vermogen 3 MW zijn.

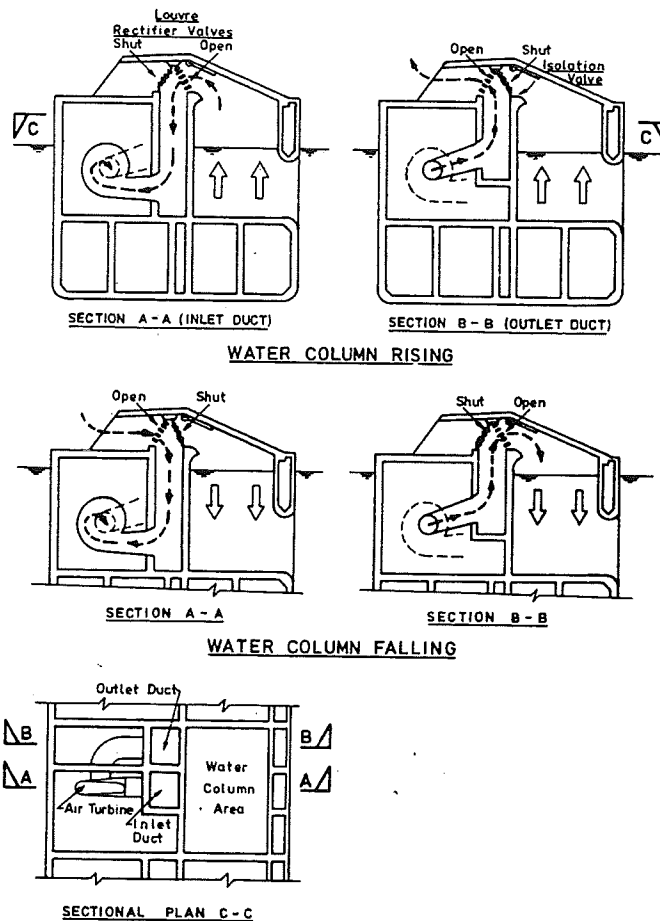
Problemen bij dit systeem zijn o.a:

- de hoge kosten van waterbouwkundige werken in vergelijking met de opbrengsten;
- de betrouwbaarheid van het openen en sluiten van de kleppen op lange termijn;
- vervuiling en verstopping van de apparatuur door micro-organismen.

Een nadeel is ook dat dit systeem niet zoveel golfenergie "pakt" als de vrijdrijvende systemen.

f. Oscillerende waterkolom (Fig. 23.6)

Dit systeem, waarbij een waterkolom verticaal oscilleert in fase met de langskomende golven, is o.a. onderzocht in Japan. Het systeem is ondergebracht in een drijvende op zijn plaats gefixeerde caisson. Eén van de mogelijkheden voor energiewinning is om de oscillerende waterkolom te gebruiken voor het aandrijven van een luchtturbine.



Figuur 23.6: Principe werking van een omvormer van het type "oscillerende waterkolom"

Problemen bij dit systeem zijn o.a.:

- de hoge kosten van de grote caissons;
- verankering van de caisson zal erg moeilijk zijn te realiseren;
- aantal locaties voor plaatsing is gering.

In Noorwegen werkt sinds eind 1985 een proefcentrale geplaatst aan een steile rotskust [23.6].

g. Andere systemen

Er zijn verschillende andere systemen voorgesteld die echter nog niet allen op hun positieve en negatieve kenmerken zijn onderzocht.

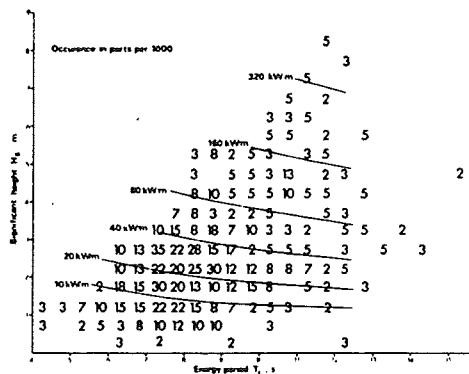
Genoemd worden in dit verband "Vickers Duct" en de "Flexible bag". In Noorwegen werkt sinds 1985 het "Tapchan system" dat is gebaseerd op golfoploop in een stijgende nauwer wordende goot. Het water komt dan in een reservoir vanwaar het via turbines weer wordt afgelaten naar zee [23.5].

23.3 Situatie van golfenergiecentrales

Anders dan bij getijcentrales en OTEC centrales is het bij golfenergie centrales niet mogelijk om beschutte locaties te benutten. Integendeel, de golfenergiecentrale zal juist moeten worden gesitueerd op plaatsen met een "interessant" golfklimaat. Dat betekent niet alleen dat de gemiddelde energiedichtheid over het jaar hoog is (b.v. 30 - 70 kW/m gemiddeld over het jaar bij de Outer Hebriden, zie Fig.23.7) maar ook dat hoge golven zullen kunnen voorkomen. De puntenwolk gemeten op de Outer Hebriden geeft aan welke significante golfhoogten werden gemeten gedurende de wintermaanden (dec-febr.). Die gegevens zullen eerst moeten worden verzameld (op zichzelf al moeilijk genoeg) en geanalyseerd voor een groot gebied voordat een bouwlocatie voor een golfenergie centrale kan worden gekozen. Hier komt bij dat niet elk van de besproken systemen op dezelfde wijze reageert op een gegeven golfspectrum.

Het rendement van een omvormer is meestal zeer sterk gerelateerd aan het verband tussen omvormer grootte en "typische" golflengte. Omvormers met een "brede" rendementscurve kunnen meestal meer energie uit de zee opnemen dan die met een "piek rendement". Echter, het eerste type zal doorgaans veel duurder zijn in bouw dan het tweede.

Hoe dan ook, het is essentieel een langdurige periode van betrouwbare gegevens te hebben betreffende het golfspectrum met bijbehorende frequenties en golfrichtingen alvorens men een keus maakt omtrent bouwlocatie en type omvormer.



Figuur 23.7: Puntenwolk voor H_{sign} . bij de Outer Hebriden (1976-1977)

De golfhoogte is in twee opzichten belangrijk voor het ontwerp van omvormers.

Allereerst is kennis van mogelijke golfhoogten nodig om krachten in mechanische componenten te berekenen. Daarnaast is er het probleem van de mogelijke breking van golven op de golfenergie centrales.

Met andere woorden: Als een interessant golfklimaat op een bepaalde locatie betekent dat zeer zware constructieve eisen aan de omvormer moeten worden gesteld, zal men wellicht toch de voorkeur geven aan een iets minder stormachtige locatie.

Tenslotte zijn van belang bij de situering de diepte van de oceaan ter plekke (voor plaatsing van de omvormer of verankering) en afstand tot de energie verbruikers.

23.4 Ontwerp van golfenergie centrales

Als er één waterbouwkundig gebied is waarop onderzoek nodig is, dan is dat op het gebied van het ontwerp van golfenergie centrales. Dat onderzoek moet dan echter wel op zo groot mogelijke schaal plaatsvinden. Dergelijk onderzoek is duur en gedurende de laatste jaren is de noodzaak minder duidelijk geworden door de gedaalde prijzen van andere energiebronnen (gas, olie). Doordat dit onderzoek niet plaatsvindt, blijven de ontwerpen conservatief, de bouwkosten hoog en daarmee het rendement laag. Dit is dus een vicieuze cirkel waar men niet uitkomt.

Behalve het reeds genoemde golfonderzoek zal men vooral onderzoek moeten verrichten naar:

- belasting door extreem hoge golven;
- histogrammen van cyclische belasting die schade door vermoeiing kunnen veroorzaken;
- impulskrachten veroorzaakt door brekende golven.

Het probleem is vooral het drie-dimensionaal dynamisch gedrag van de belastingen alsmede de onderlinge bewegende delen van sommige omvormers. Een speciale vermelding verdienen de problemen bij verankering van een grote drijvende omvormer in storm.

Naast bovenstaande, typisch civieltechnische, problemen zijn de werktuigbouwkundige, procestechnische en onderhoudsproblemen van de eigenlijke energie omvormer bij golfenergie centrales nog lang niet opgelost.

Sinds een twintigtal jaren verzamelt men gegevens en doet men onderzoek in laboratoria en in het veld met schaalmodellen in o.a. Canada, Japan, Noorwegen, Verenigd Koninkrijk en Verenigde Staten van Amerika. De filosofie die hieraan ten grondslag ligt, is ontleend aan publicatie [23.2]: "The costing studies of the reference designs which have been evolved so far indicate that wave-produced electricity is likely to be expensive compared with either nuclear or fossil fuels unless some major breakthrough in the engineering can be achieved. However, this does not imply that the possibility of wave energy should be abandoned at this stage."

It must be emphasised that the subject is still at a very early state of development and many unknown factors remain to be resolved. Under these circumstances, wave energy is best regarded at present as a possible insurance technology - the consequences of failure of one of our existing major energy supplies are so severe that it is worth paying an insurance premium to explore fully the alternatives".

23.5 Literatuur

- [23.1] D. Kinsman "Wind Waves", Prentic Hall 1965.
- [23.2] J.K. Dawson "Wave Energy", energy Paper no. 42, Department of Energy, United Kingdom 1979.
- [23.3] W.W. Massie "Coastal Engineering", Vol. I Introduction.
- [23.4] W.W. Massie "Wave and Osmotic Energy", Hoofdstuk 3 in voorlopig collegedictaat f 20 b I, april 1983.
- [23.5] "Norwegians score double first on wave power", WPDC, January 1986.
- [23.6] "The Development of Norways oscillating water column", WPDC, June 1987.

24 OTEC CENTRALES*)

24.1 Principes

OTEC staat voor "Ocean Thermal Energy Conversion" en maakt gebruik van temperatuurverschillen tussen de (koude) diepe waterlagen en de (warme) oppervlaktelagen van de oceaan. De tweede hoofdwet van de warmteleer geeft aan hoeveel % aan energie maximaal uit warm water kan worden gehaald bij een gegeven temperatuurverschil:

$$\frac{T_2 - T_1}{T_2}$$

Als $T_1 = 7^\circ \text{ C}$, $T_2 = 27^\circ \text{ C}$ dan bedraagt dit zgn. "Carnot rendement" in de praktijk niet meer dan 7% bij 20° C . Bij conventionele thermische centrales met 300° C temperatuurverschil is dit 40%.

24.2 Systemen voor OTEC centrales

Bij OTEC onderscheidt men twee soorten cycli: de gesloten cyclus en de open cyclus.

Bij de gesloten cyclus wordt warm oppervlaktewater door een warmtewisselaar (verdamer) gepompt, waarbij warmte wordt afgestaan aan een werkvloeistof (bijvoorbeeld ammoniak). De vloeistof gaat hierdoor in damp over die wordt geëxpandeerd in een turbine, waarmee een generator wordt aangedreven. De drukval over de turbine bedraagt in het geval van ammoniak ongeveer 3,5 bar. De damp wordt na de turbine door een tweede warmtewisselaar (condensor) gevoerd, waarin de damp weer tot vloeistof wordt gecondenseerd. Dit gebeurt doordat de damp warmte afstaat aan het koude water dat van een diepte van 600 - 1.000 m door een koudwaterpijp omhoog is gepompt. De werkvloeistof wordt vervolgens met behulp van een circulatiepomp weer teruggevoerd naar de verdamer, waar de cyclus opnieuw begint. Het temperatuurverschil in de ammoniakkringloop bedraagt 10° C , waardoor het Carnot rendement

$$\frac{(T_2 - T_1)}{T_2} = 3,4\% \text{ bedraagt.}$$

Dit rendement geeft het ideale thermodynamische rendement aan voor de omzetting van de aan de cyclus toegevoerde thermische energie in mechanische energie. In de praktijk wordt een rendement van 2 - 2,5% verwacht.

In de huidige ontwerpen is 3 à 5 m³ water per seconde nodig zowel aan de koudwater- als aan de warmwaterkant, om 1 MW netto vermogen op te wekken. Dit komt bruto neer op ca. 1,25 MW. Het verschil is nodig om de pompen aan te drijven in het water-ammoniakstelsel.

*) De tekst voor dit hoofdstuk is grotendeels ontleend aan [24.12].

De gesloten cyclus biedt het voordeel van een kleine turbine en kleine dampvolumes maar heeft als nadelen mogelijke biologische vervuiling en corrosie van de verdamper, incompatibiliteit van een aantal metalen met de werkvloeistof en de noodzaak voor hulpsystemen voor de zuivering en opslag van de werkvloeistof.

In de open of "Claude"-cyclus wordt het zeewater tegelijkertijd als werkvloeistof én als warmtebron gebruikt. het warme oppervlaktewater wordt bij een zeer lage druk van ongeveer 0,03 bar verdampt in een "flash" verdamper. De stoom wordt vervolgens geëxpandeerd in een reusachtige turbine en tenslotte gecondenseerd, hetzij in direct contact met het koude diepzeewater, hetzij in een warmtewisselaar vergelijkbaar met de condensor in de gesloten cyclus. De laatste methode levert zoetwater als bijproduct van de electriciteitsproductie.

De open cyclus biedt het voordeel dat behalve electriciteit ook zoet water geproduceerd wordt, dat er in de verdampingskamer geen gevaar bestaat voor hinderlijke biologische vervuiling en dat niet met een soms gevaarlijke werkvloeistof gewerkt wordt. Daar staat tegenover dat er zeer grote turbines nodig zijn en dat er nog onzekerheden bestaan over de problemen die kunnen ontstaan doordat er opgeloste gassen in het oppervlaktewater zitten die mogelijk vrijkomen en afgezogen moeten worden.

24.3 Situering van OTEC centrales

Een OTEC centrale kan op het land geplaatst worden, op een offshore platform op enige afstand uit de kust, of drijven, al dan niet met een eigen voortstuwingssysteem.

Voor een op het land geplaatste centrale is een steile kust nodig (koud water moet op korte afstand beschikbaar) zijn.

Een offshore platform kan uiteraard alleen op de continentale shelf worden geplaatst. Drijvende constructies kunnen in principe bijna overal worden gesitueerd maar de transportafstand van de energie tussen centrale en gebruiker is uiteraard van grote invloed op de plaatskeuze.

De volgende factoren zullen een rol spelen bij de plaatskeuze:

- a. het gewenste temperatuursverschil van ongeveer 20° C;
- b. bij een offshore platform de mogelijkheden van verankering en fundering;
- c. golf, wind, en stroming;
- d. de afstand tot de energie verbruiker.

Op grond van de factoren (a) t/m (d) komt ongeveer 50 miljoen km² theoretisch in aanmerking voor het OTEC principe hetgeen een vermogen beschikbaar voor elektriciteitsopwekking betekent van zo'n 2.200.000 MW.

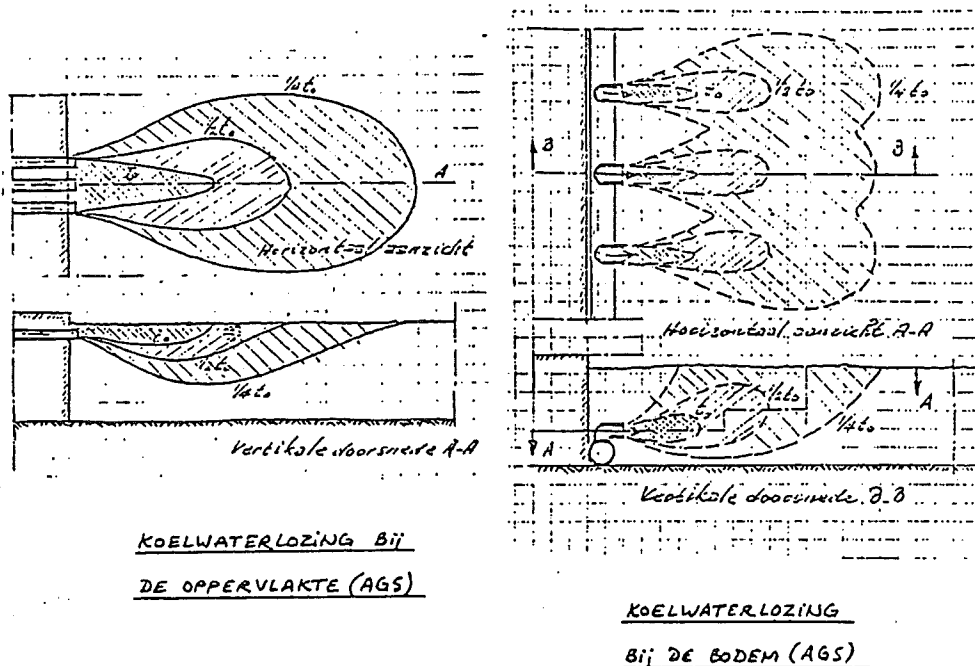
De gebieden die op korte termijn de meeste mogelijkheden bieden, zijn het Caraïbisch gebied, Florida, Hawaiï, eilanden in de Pacific en de Indonesische Archipel.

e. milieu aspecten, genoemd kunnen worden in dit verband:

i. temperatuur

Het koude water (7°C) wordt aangezogen op een diepte van 600 - 700 m en weer geloosd met een temperatuur van 9°C in een omgeving die een temperatuur heeft van 27°C . Het koude water zal zich enigszins vermengen met het warme water en naar beneden zakken.

Zoals ook gedemonstreerd in [21.2] is het mogelijk om de menging te bevorderen d.m.v. een juiste situering en capaciteit van de afvoerpijpen (Fig. 24.1). De temperatuurverschillen kunnen een negatief effect hebben op het biologisch leven in zee maar veel is hier nog niet over bekend. Vermoedelijk is de invloed zeer plaatselijk.



Figuur 24.1

ii. stroomsnelheid:

Vissen zullen de gelegenheid moeten hebben zich van de roosters voor de inlaatkanalen te verwijderen. De zuigsnelheid mag dus niet te groot zijn.

De kleinere organismen (phytoplankton, microzooplankton, macrozooplankton en micronekton) zullen naar binnen gezogen worden en worden onderworpen aan temperatuur- en drukwisselingen en mechanische invloeden. Over de overlevingskansen van deze organismen is op dit moment nog niet veel bekend en daarom wordt in studies over de mogelijke milieu-invloeden veelal een sterfte van 100% aangenomen. Daar phytoplankton en microplankton over het algemeen slechts in de bovenste 200 m voorkomt, is voor de koudwater inlaat opening alleen macrozooplankton en micronekton van belang. Ook hier moet de vormgeving van de inlaatopening zodanig zijn dat de instroomsnelheid gering is. Men heeft geconstateerd dat de meeste nekton soorten wel in staat zijn om horizontale stromingen waar te nemen en zich hiervan te verwijderen doch niet om dit bij verticale stromingen te doen. Het ontwerp van de inlaatopeningen moet dus bij voorkeur zodanig zijn dat alleen horizontale inlaatstroming mogelijk is.

iii. voedingszouten:

Het oppompen van waterhoeveelheden uit diepe lagen heeft een herverdeling van voedingszouten tot gevolg. De concentratie van nitraten, fosfaten en silicaten is in de diepere waterlagen hoger dan aan de oppervlakte en wanneer dit water terecht komt op een diepte van 100 à 150 m kan daardoor plaatselijk de groei van phytoplankton bevorderd worden.

iv. klimaat:

Het op kleine schaal toepassen van OTEC centrales heeft geen meetbaar effect op het klimaat. Indien OTEC op grote schaal toegepast gaat worden, zullen de mogelijke klimatologische gevolgen moeten worden nagegaan.

Er is een kans dat door gebruik te maken van OTEC, kooldioxide gas (CO_2) aan de atmosfeer wordt toegevoegd. Het koude water uit de diepzee bevat meer CO_2 dan oppervlaktewater en het is mogelijk dat dit vrij komt bij het naar boven pompen.

Voor een 50 MW centrale kan dit betekenen dat $0,3 \times 10^6$ kg/dag CO_2 in de atmosfeer wordt gebracht.

Ter vergelijking: Een centrale van dezelfde grootte die fossiele brandstof gebruikt loost ongeveer het drievoudige.

24.4 Ontwerp van OTEC centrales

Het geringe beschikbare temperatuurverschil van ongeveer 20°C resulteert in grote afmetingen van OTEC centrales daar er veel water verpompt moet worden en een groot benodigd warmtewisselend oppervlak nodig is. Per MW vermogen moet $2 \times 4,5 \text{ m}^3/\text{s}$ worden verpompt.

Het ontwerp van permanente constructies in diep water behoort in feite tot de offshore engineering en zal hier dan ook niet verder worden behandeld. In dit verband moet speciaal het ontwerp en constructie van de koudwaterpijp en de bevestigiging daarvan aan het platform worden genoemd.

In het verleden zijn OTEC centrales gebouwd in Cuba (1930, 22 kW), Brazilië (1934, 800 kW), Hawaii (1980, 1 MW) en Nauru (1981, 200 kW, op het land).

24.5 Literatuur

- [24.1] Claude, Georges, "Power from Tropical Seas". Mechanical engineering, V. 52, N. 12, December 1930.
- [24.2] Wilcox, H.A. 1977, "Progress Report on Open-Ocean Marine Energy Farm Project". Department of the Navy, Naval Undersea Center, San Diego, California.
- [24.3] Westinghouse. 1977, "Platform SK Study, OTEC program. Final Report c00-4071-1". J.H. Davidson and T.E. Little, eds. Westinghouse Electric Corporation, Oceanic Division, Annapolis Maryland. Dec. 1977.
- [24.4] Barr, R.A., P. Murphy, and V. Ankudinov, 1978. "Theoretical evaluation of the seakeeping behaviour of large OTEC plant platforms and cold water pipe configurations". Technical Report 7513-3, Hydronautics, Inc., Aug. 1978.
- [24.5] Scott, R.J. and W.W. Rogalski, Jr. 1978. "Considerations in the selection of OTEC platform size and configuration". Proceedings of the 5th OTEC Conference. Miami, Florida, Feb. 1978.
- [24.6] Wolff, W.A. and et.al. 1979. "OTEC world thermal resource". Paper presented at the 6th OTEC Conference. Washington, D.C. June 1979.
- [24.7] McMullen, John J. Associated, Inc. 1979. "Review of reports by Gibbs & Cox, Inc., Lockheed Missile and Space Corp., and M. Rosenblatt & Sons on 400 MWe commercial OTEC plants". New York, June 1979.
- [24.8] Delta Marine Consultants B.V. 1980. "OTEC-large system construction techniques", Final Report, February 1980.
- [24.9] Griffin, A.A. Jr., A.B. Mortaloni, and L.R. Mortaloni, 1980. "Baseline design for three OTEC cold water pipes". Proceedings of 7th Ocean Energy Conference, Washington, D.C., June 1980.
- [24.10] Vadus, J.R. and J.G. Gianotti, 1980. "Ocean thermal energy conversion (OTEC): ocean engineering". Paper presented at the Joint Panamerican Congress on Ocean Engineering / International Workshop on Coastal Engineering, October 1980, Mexico City, Mexico.

- [24.11] McDermott, J. Ray & Co. 1980. "Conceptual design study for shelf-mounted (hybrid) OTEC plant/CWP system". Prepared for NOAA/OTES, January 1981.
- [24.12] Ir. B.J.G. van der Pot, "OTEC centrales", PATO Energiewaterbouw 1982 bijdrage CT-EW3.

25 VOORBEELD VAN EEN GETIJCENTRALE: LA RANCE

25.1 Inleiding

Wij zagen reeds (Hoofdstuk 22) in het kort op welk principe een getijcentrale is gebaseerd. Er werd voorts iets dieper ingegaan op de verschillen tussen een- en tweebekken systemen.

La Rance is één centrale met één bekken. Het is de grootste (240 MW) van de vier*) tot nu toe gebouwde getijcentrales en hij is in bedrijf sinds 1966.

Het is daarom interessant hoe men hier in de praktijk werkt met de mogelijkheden, te weten, tweezijdig turbineren en tweezijdig pompen alsmede in- en uitlaat van water via de turbines. Alvorens hier dieper op in te gaan eerst iets over de waterbouwkundige aspecten.

25.2 Waterbouwkundige aspecten

Bij een getijcentrale is het verval relatief gering. De hoeveelheid water is echter in principe onbeperkt. Dit betekent op zijn beurt grote turbines (grootste toegepast tot nu toe was Straflo met ϕ 7,6 m in de proefcentrale van Anneapolis in Canada).

Grote turbines, een groot debiet alsmede de ligging aan de kust houden in grote waterbouwkundige werken: afsluitdammen, doorlaatsluizen, bodemverdedigingen, turbine eenheden.

Het project La Rance bestaat uit de volgende onderdelen (Fig. 25.1):

- schutsluis met 13 m dagwijdte;
- centrale 390 m lang, 53 m breed en 33 m hoog met 24 bulb turbines van elk 10 MW en een waaierdiameter van 5,35 m (doorvoer $275 \text{ m}^3/\text{s}$);
- afsluitdam van rots 160 m lang.
- in/uitlaat sluisencomplex 115 m lang met 6 openingen van elk 15 (b) x 10 (h) m.

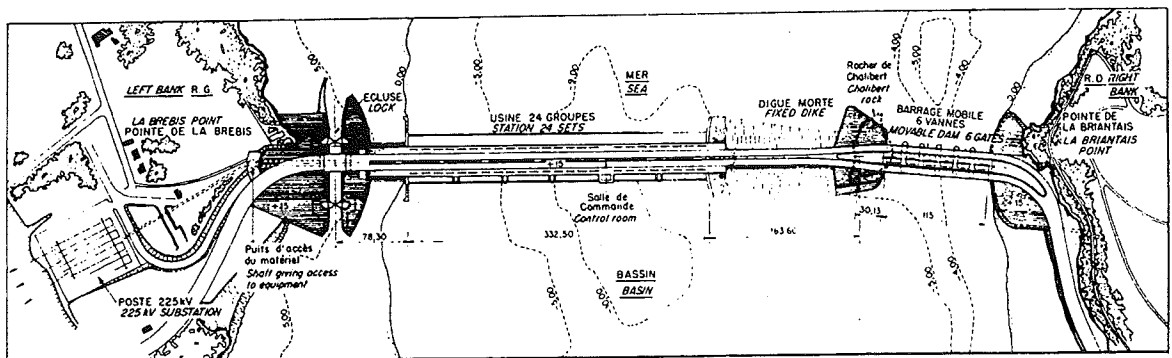
Door centrale plus sluisen passeert, zo'n $6.000 \text{ m}^3/\text{s}$ (vergelijk Haringvlietsluizen: maximaal $21000 \text{ m}^3/\text{s}$).

*) De andere drie centrales zijn in feite slechts pilot plants:

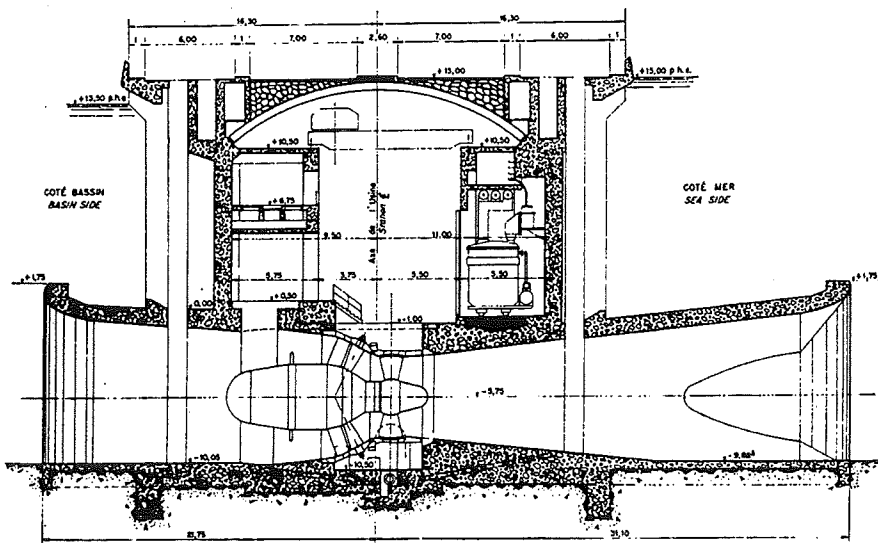
- Kislaya Guba (Witte Zee, USSR) 0,4 MW, in bedrijf 1968 [22.15]
- Anneapolis (Bay of Fundy) 18 MW, in bedrijf 1985 [22.11].
- Jiangxia (China) 500 kW (N.B.: Er schijnen daarnaast nog 3 andere kleine getijcentrales in China in exploitatie te zijn, zie [22.13]).

Er zijn indertijd veel studies gemaakt t.a.v. de bouw. Dat is begrijpelijk. Men moest immers een groot kunstwerk bouwen in de monding van een estuarium waar een springtij van 10 m kan worden verwacht. Hoewel men het nu waarschijnlijk anders zou doen (daarover later), heeft men indertijd gekozen voor bouw in zes fasen in een reeks van bouwputten. De bouwputten werden omringd met kofferdammen van cellendamwand (Fig. 25.2). Alleen het bouwen en droog houden van die bouwputten is al een buitengewone technische prestatie geweest.

GETUDENCENTRALE IN DE RANCE BU ST MALO, FRANKRIJK.



Plan d'ensemble de l'aménagement.
Overall plan of the development.

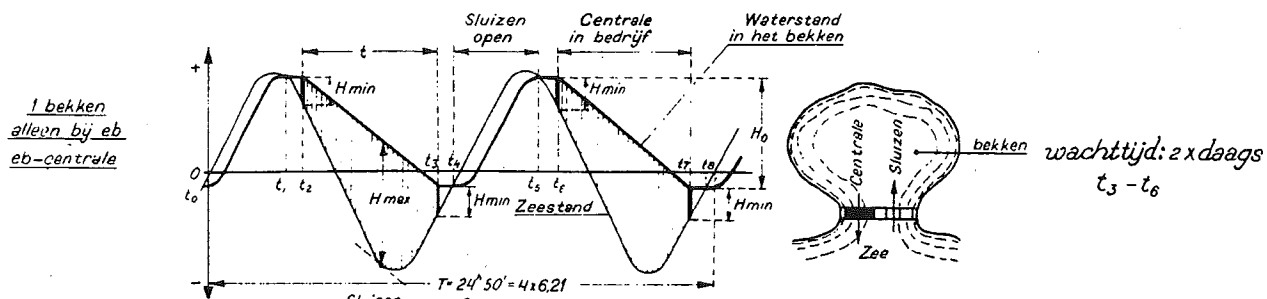


Coupe transversale dans l'axe d'un transformateur.
Cross-section at centerline of a set.

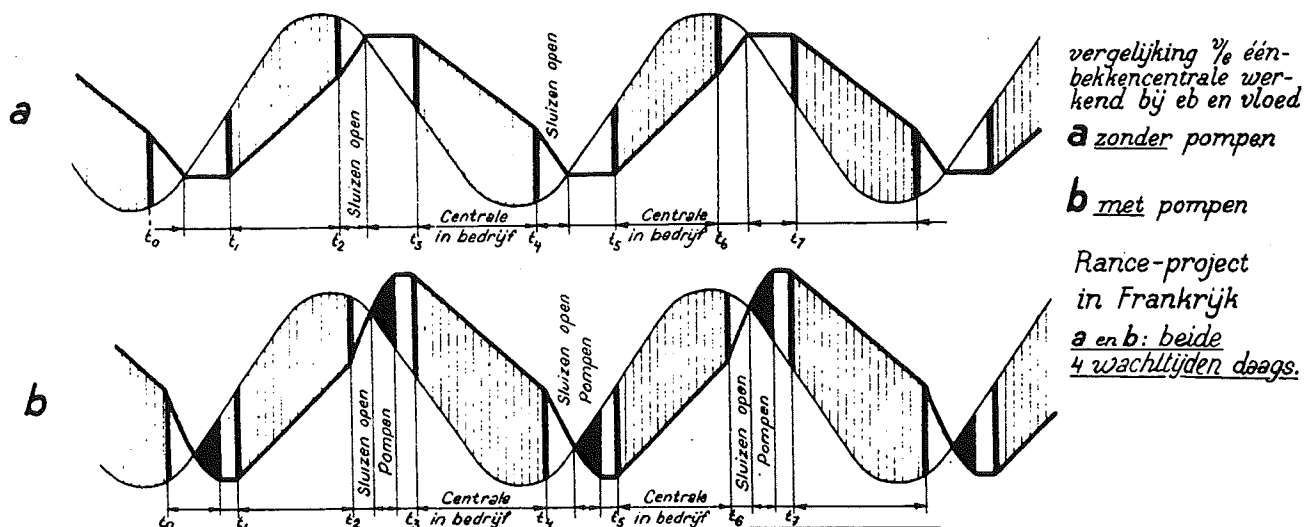
Figuur 25.1

Voorbeelden van deze bedrijfsvoering worden gegeven in Fig. 25.3 (alleen turbineren naar zee) en Fig. 25.4 (a) (turbineren in beide richtingen).

SCHEMA'S VAN DE WERKINGSWIJZE VAN GETJEDEN - CENTRALES



Figuur 25.3



Figuur 25.4

Indien men gebruik maakt van pompen (om een valhoogte van minimaal zes meter te krijgen) krijgt men Fig. 25.4 (b). Men zal vooral pompen in geval van doortij perioden:

tijverschil	extra valhoogte d.m.v. pompen	max. opvoerhoogte pomp aan het eind van een periode
-------------	-------------------------------	---

7 - 10 m	0,50 - 1,25 m	1 - 2,50 m
6 - 7 m	1,25 m	2,50 m
5 - 6 m	1,75 m	3,50 m

Als de valhoogte kleiner wordt dan 1,20 m stopt men. In het tweede geval zal men bij omgekeerd turbine bedrijf (dus richting bekken) stoppen bij een valhoogte van 1,70 m.

Als men enkel en dubbel bedrijf (beiden met pompen) vergelijkt, ziet men de verschillen:

- Bij enkel bedrijf is max. 200 MW in bedrijf. Echter electriciteits opwekking slechts gedurende 13-14 uur (685 MWh) in twee getijdycycli. Er wordt 1085 MWh energie opgewekt maar 400 MWh energie verbruikt.
- Bij dubbel bedrijf is max. 130 MW in bedrijf. Electriciteits opwekking nu gedurende 15-16 uur met een netto energie-opbrengst van 846 MWh in twee getijdycycli. Energie-opwekking 1196 MWh, verbruik 350 MWh.

Tabel 25.1 geeft bedrijfsresultaten over de jaren 1980-1986. Het hoogste rendement bereikt men met turbineren naar zee en pompen naar het bekken. De pompturbines waren hier oorspronkelijk ook voor ontworpen. Het pompen naar het bekken gebeurt gedurende 18 - 20% van de totale bedrijfstijd, het turbineren naar zee gedurende 60% (93.000 uren per jaar). De twee andere mogelijkheden omgekeerd turbineren en omgekeerd pompen, worden slechts respectievelijk 5 en 0% van de totale bedrijfstijd gebruikt. In- en uitlaten bij open turbine gebeurt bij een verval H, waarbij $0,30 \text{ m} < H < 1,20 \text{ m}$.

Year	Production (GWh)			Period (total for the 24 sets) %						
	Gross	Net (2)	True(2)	DT (3)	RT (3)	DP (3)	RP (3)	O (3)	Total	Hours
1980(1)	503	495	485	54	5	3	0.1	28	100	116,800
81(1)	570	562	500	61	2	16	0	21	100	134,700
1982(1)	607	599	511	59	2	18	0	21	100	151,000
1983	610	601	503	57	6	17	0.1	20	100	255,900
1984	609	601	494	58	3	18	0	21	100	257,500
1985	612	603	485	58	5	19	0	18	100	158,000
1986	595	586	487	58	3	20	0	19	100	156,400

(1) Major normal maintenance works : 1976-82

(2) Net = Gross - auxiliaries ; True = Net - pumping

(3) DT = Turbining Basin Sea
 RT = Turbining Sea Basin
 DP = Pumping Sea Basin
 RP = Pumping Basin Sea
 O = Orifice (generally Sea Basin)

Tabel 25.1: La Rance - Energieproductie over de periode 1980 - 1986

Er zijn bij La Rance simulatie studies gemaakt om na te gaan wat de meest voordelige wijze van bedrijfsvoering is (enkel en dubbel turbine bedrijf, met en zonder pompen). Hierbij spelen de kosten van energie in de piekuren en daluren een grote rol.

Valuation	Springs fortnight			Neaps fortnight	
	const. costs	Val. 3	Forecast val.	const. costs	Val. 3
Modulation ratio	1	5.70	8.81	1	5.70
Single operation without pumping, T1 (GWh)	22.43	21.61	21.35	19.80	18.99
Single operation with pumping, actual (GWh)	24.60	22.84	21.68	22.31	
Single operation with pumping :					
T2 : product. GWh	28.40	28.76	28.31	26.36	27.52
P2 : consump. GWh	3.80	5.93	6.63	4.05	8.06
Energy yield of pumping %	157	121	105	162	106
Value yield of pumping %	157	176	192	162	170

Tabel 25.2

Tabel 25.2 geeft een voorbeeld van enkel bedrijf met en zonder pompen waarbij:

- T_1 = netto geleverde energie bij enkel bedrijf zonder pompen
 T_2 = idem maar met pompen
 P_2 = energieverbruik van bijpompen
 $T_2 - \text{actual}$ = P_2
 Val. 3 = een scenario waarbij de verhouding tussen max. kosten van piekenergie en min. kosten van dalenergie wordt gesteld op 5,7.

Algemene conclusies van de simulatie studies waren:

- a. Het verschil in opbrengst (bij constante energiekosten) tussen pompen en niet pompen bij enkelvoudig bedrijf is 10%.
Bij tweevoudig bedrijf zonder pompen is de winst t.a.v. enkel bedrijf 1%.
- b. Bij een verschil in energiekosten tussen piek en daluren kan de opbrengst in geld uitgedrukt 10-20% schelen bij niet/wel pompen (enkelbedrijf).
Tweevoudig bedrijf met pompen kan nu een winst geven van 2 - 10% t.a.v. enkelbedrijf met pomp.

25.4 Literatuur

- [25.1] R. Gibrat, "L'usine marémotrice de la Rance", Revue Française de l'Energie, april 1956.
- [25.2] L. Duhoux, "Fermeture de la Rance - Déroulement des travaux et analyse des observations", La Houille Blanche, No. 4, 1964.
- [25.3] R. Allary, "l'Usine marémotrice de la Rance", La Technique des Travaux, januari/februari 1966.

- [25.4] "The Rance Tidal Power Scheme", Revue Française de l'Energy (special edition) No. 183, september-oktober 1966.
- [25.5] J. Rabaud, "Case history La Rance Tidal Power Plant", concept bijdrage PATO Energiewaterbouw 1987.

VERANTWOORDING T.A.V. DE ILLUSTRATIES

<u>Agema</u> [21.2]:	Fig. 24.1
<u>Allary</u> [25.3]:	Fig. 25.2
<u>Begeleidings Commissie Plan Lieveense</u> [20.5]:	Fig. 20.1, 20.2, Tabel 20.1
<u>Begemann</u> [16.3]:	Fig. 16.6, 16.7
<u>Bernstein</u> [22.4]:	Fig. 22.2
<u>Duhoux</u> [25.2]:	Fig. 25.1
<u>Econ. Zaken</u> [18.1]:	Tabellen 18.1, 18.2
<u>L. Gilde ed.al. [15.17, 15.18]:</u>	Fig. 15.6 t/m 15.10, 15.14
<u>"La Grande"</u> [8.2]:	Fig. 8.10, 8.22, 13.6
<u>Van Geest</u> [20.12]:	Fig. 20.9 t/m 20.11
<u>Haas</u> [19.1]:	Fig. 19.1 t/m 19.5
<u>Hamers</u> [16.4]:	Tabel 16.2, Fig. 16.9 t/m 16.13, Fig. 16.15, 16.16, 18.4
<u>Holten</u> [20.6]:	Fig. 20.3
<u>Hulsbergen</u> [20.9]:	Fig. 20.5
<u>Diverse ICOLD publicaties:</u>	Fig. 8.2 t/m 8.6, 8.11 t/m 8.20, 9.1, 9.5, 9.6, 9.7, 10.1, 10.2, 10.3, 10.10, 13.5, 13.9, 13.10, 13.13, 13.16. 14.1- 14.4
<u>ICOLD Comité Frankrijk [6.2]:</u>	Fig. 6.1
<u>ICOLD Comité Oostenrijk [6.1]:</u>	Fig. 6.2, 6.3, 7.20
<u>"De Ingenieur"</u> [16.1]:	Fig. 16.8
<u>Kooman</u> [22.7]:	Fig. 22.9
<u>Mosonyi</u> [4.1]:	Fig. 6.6, 7.13, 12.8
<u>NEDECO/HASKONING publicaties en rapporten (div. projecten):</u>	Tabel 5.1, Fig. 5.5, 5.7, 5.8, Fig. 16.1 t/m 16.5, Fig. 17.7, 17.8
<u>OPAC rapporten [15.1] - [15.11]:</u>	Fig. 15.1 t/m Fig. 15.5

- PAC rapporten
[15.12] - [15.14]: Fig. 15.11 t/m 15.13
- Rabaud [25.5]: Tabel 25.1, 25.2
- SEP [18.2]: Fig. 18.1 t/m 18.3, Tabellen 18.3 t/m 18.7
- Small Dams [4.3]: Fig. 9.2, 9.4, 9.8, 9.10, 9.11, 9.12, 9.13, Tabel 9.1
- TAUW-Infraconsult
[17.3]: Fig. 17.1-17.6, 18.5, Tabel 18.8
- Thomas [4.2]: Figuren 5.2, 5.4, 8.9, 8.21, 9.3, 9.9, Fig. 10.4 t/m 10.9, 10.11 t/m 10.20, Tabellen 10.1, 10.2, Fig. 11.1 t/m 11.5, Tabellen 11.2-11.6, Fig. 13.7, 13.8, 13.14, 13.15.
- Wassenaar [3.2]: Figuren 3.1 t/m 3.4, Tabellen 3.1 t/m 3.3
- Water Power and Dam Construction [4.5]: Figuren 4.3, 4.4, 8.1, 8.7, 13.1, 13.3, 13.4, 13.11, 13.12
- Wilson
[22.5, 22,12 etc.]: Fig. 22.1, 22.3 t/m 22.8