

T.1.A



VAKGROEP
WATERBOUWKUNDE
Afd. Civiele Techniek
JH Delft

Exemplaar I

Collegedictaat van
Begemann

f21 - Waterkracht

Hfdst. I	Studies en onderzoekingen t.b.v. het opstellen van een waterkrachtproject	1
"	II Richtlijnen voor de bepaling van het leiding-tracé en van de situatie van de daarin voorkomende voornaamste kunstwerken t.b.v. het opstellen van een voorproject van een "aftapwerk"....	9
"	III Aantekeningen ten aanzien van de opstelling van een voorproject van een "reservoirwerk" met de centrale op grote afstand van de delfsluiting	21
"	IV De watervang met liggend rooster	24
"	V Beschrijving van een automatische zuiveringsinstallatie	29
"	VI Ondergrondse waterkrachtwerken	34
"	VII Tunnels onder druk en drukschachten	40
"	VIII Hoogspanningslijnen	62
"	IX Voorzichingen t.b.v. vismigratie en houtafvoer bij stuwdamconstructies in een rivier	76

Hoofdstuk I

Studies en onderzoeken t.b.v. het opstellen van een waterkrachtproject

-o-o-o-

1. Voor de opstelling van een waterkrachtontwerp zijn nodig:

- a) Studies en projectiewerk op het kantoor
- b) Onderzoeken in het terrein.

Zowel de kantoorstudies als de terreinwerkzaamheden worden in het algemeen gesplitst in:

- a) voorlopige
- b) definitieve.

In grote lijnen kan men de studies en onderzoeken terugbrengen tot drie categorieën namelijk:

- a) topografische onderzoeken
- b) hydrologische onderzoeken
- c) geologische (w.o. grondmechanische) onderzoeken.

2. Het voorlopig onderzoek heeft tot doel om over voldoende gegevens te beschikken teneinde zowel van technisch als van economisch standpunt beschouwd, de realisatie van een voorgesteld project te kunnen motiveren en om een voorlopige keuze te kunnen maken tussen eventuele variant-oplossingen.

Het voorlopig onderzoek omvat in grote lijnen:

- a) op topografisch gebied
studies van bestaande kaarten, eventueel aangevuld met barometrische hoogtemetingen, luchtkartering of terrestrische metingen.
- b) op hydrologisch gebied
studies van regenval- en debietwaarnemingen, het rivierregime, hoogwaterafvoeren e.d.
- c) op geologisch gebied
studies omtrent de algemene geologische opbouw van het gebied, het verrichten van enkele boringen, graven van proefputten en sleuven ter plaatse van te projecteren kunstwerken. Onderzoeken naar vindplaatsen van bouwmaterialen waaronder steen, grind en zand.

3. Het definitief onderzoek omvat de gedetailleerde onderzoeken van de in aanmerking komende situaties waardoor elke eventuele twijfel omtrent de juistheid van de gedane keuze van een bepaalde oplossing wordt weggenomen en om de definitieve opstelling van het ontwerp in detail mogelijk te maken.

De definitieve studies en onderzoeken omvatten veelal:

a) op topografisch gebied

De vervaardiging van tranchekaarten op grote schaal van de situaties van de voornaamste kunstwerken, van de leiding- en wegtracé's en van de bijkomende werken van het project

b) op hydrologisch gebied

Een zo gedetailleerd mogelijke uitbreiding van de reeds uitgevoerde voorlopige studies en onderzoeken

c) op geologisch gebied

Gedetailleerde onderzoeken van de ondergrond door proefputten, kernboringen en onderzoek van ongeroerde monsters; onderzoek van bouwmaterialen, onderzoek naar waterdichtheid en noodzakelijkheid van injectering enz.

In het algemeen is tussen het voorlopige en het definitieve terreinonderzoek geen scherpe grens te trekken en verschillen de omvang en de aard van de onderzoeken aanzienlijk voor elk in beschouwing genomen project.

4. De kosten van onderzoeken

Deze zijn uiteraard zeer verschillend voor verschillende projecten.

Zij kunnen voor een bepaald project $\frac{1}{2}\%$ en voor een ander project b.v. $2\frac{1}{2}\%$ van de totale bouwkosten van het werk bedragen zonder dat in het eerste geval een te summier of in het tweede geval een te uitgebreid onderzoek is verricht.

Een geologisch onderzoek dat $\frac{1}{2}$ à 1% van de totale aanlegkosten vergt, kan in het algemeen als redelijk worden beschouwd.

Dat zeer zorgvuldig uitgevoerde geologische onderzoeken als een dwingende eis moeten worden aangemerkt bij reservoirwerken is o.a. bewezen door het bezwijken van de betonnen boogdam MALPASSET nabij FRÉJUS, Frankrijk, ultimo 1959, waarbij 300 personen omkwamen en de catastrofale bergstorting met een inhoud van 100 à 200 miljoen m^3 in het stuwmeer VAIONT, Italië, begin oktober 1963 waardoor het water uit dit meer zich over de betonnen boogdam,

die het stuwmeer afsloot, als een 100 m hoge vloedgolf in het daarachter gelegen dal stortte en o.a. het dorp LONGARONE totaal wegvaagde, waarbij 2000 personen het leven lieten. De boogdam VAIONT zelve, met een hoogte van 260 m (d.i. de hoogste boogdam ter wereld) werd bij deze ramp nauwelijks beschadigd, hetgeen in hoge mate pleit voor de deugdelijkheid van ontwerp en uitvoering van dit kunstwerk.

Opgemerkt wordt dat een bezuiniging op de kosten van het onderzoek van een werk in vele gevallen geheel teloor gaat, daar alsdan tijdens het uitvoeringsstadium veelal aanvullende onderzoeken noodzakelijk blijken te zijn.

5. Stuwmeeronderzoek

Behalve het meer algemene onderzoek op topografisch, hydrologisch en geologisch gebied zullen, al naargelang van de omstandigheden de onderzoeken met betrekking tot een door een dalafsluiting te vormen stuwmeer voor een reservoirwerk o.a. moeten omvatten de nodige studies ten aanzien van:

- a) de verdamping en kwel uit het stuwmeer;
- b) de verlanding van het stuwmeer door aanslibbing en plantengroei en de daarmee gepaard gaande toenemende verdamping;
- c) wijziging van de klimatologische omstandigheden door stuwmeren van zeer grote oppervlakte. Als voorbeelden van stuwmeren met aanzienlijke oppervlakte kunnen o.a. worden vermeld:

het AFOBAKA-meer in SURINAME 1.500 km² (SURINAME-RIVIER)

het ASWAN-meer in EGYPTE 5.000 km² (NIJL)

het KARIBA-meer in RHODESIE 5.200 km² (ZAMBESIE)

het VOLTA-meer in GHANA 9.000 km² (VOLTA-RIVIER)

(opp. Nederland 32.500 km²);

- d) verplaatsing van te inunderen nederzettingen, wegen, spoorwegen, enz.;
- e) ontbossing van het te inunderen bekken en de daarmee verband houdende kosten enz.;
- f) visvangst en vismigratie;
- g) scheepvaart; vlotvaart
- h) volksgezondheid (malaria enz.);
- i) recreatie (waterspiegelvariaties);
- j) reddingsacties t.a.v. in het te inunderen gebied levende diersoorten.

} Hiermede moet rekening worden gehouden bij de bepaling van de te ontbossen gedeelten van het Stuwmeerbekken.

6. Topografisch onderzoek

De topografische onderzoekingen en studies omvatten in grote lijnen het bespreken van bestaande en het vervaardigen van nieuwe tranche-kaarten waarin het uit te voeren ontwerp met alle bijkomende werken kan worden geprojecteerd.

Bij gebruik van bestaande kaarten dienen deze door terreinmetingen te worden geverifieerd; voor de bepaling van de juiste situatie van de hoofdkunswerken en het leidingstelsel van het ontwerp zullen echter altijd hoogtelijnkaarten op grote schaal van de betreffende terreinen dienen te worden vervaardigd.

De kaarten kunnen, indien het slechts relatief geringe oppervlakten betreft, worden vervaardigd door terrestrische metingen; voor grotere oppervlakten zal men luchtkartering moeten toepassen.

Vermeld zij dat voor het vervaardigen van tranchekaarten uit luchtfoto's van geaccidenteerde zwaar beboste gebieden slechts een gemiddelde hoogte van de begroeiing in rekening wordt gebracht zodat dergelijke kaarten niet zonder meer voor het ontwerpen van de details van een project gebezigd kunnen worden.

Voor nadere bijzonderheden omtrent luchtfotogrammetrie en de toepassingsmogelijkheden daarvan wordt verwezen naar de betreffende literatuur.

In grote lijnen zullen de volgende schalen kunnen worden gebezigd voor de kaarten die voor een waterkrachtontwerp benodigd zijn:

a) kaarten omvattende het gehele of een groot gedeelte van een stroomgebied en dienende om de algemene opzet van het werk en van varianten aan te geven:

schaal 1 : 25.000 à 1 : 100.000

hoogteverschil tranches: 10 à 50 meter;

b) kaarten van het stuwmeerbekken voor algemene studies:

schaal 1 : 10.000 tranches 5 à 10 m.

Idem voor speciale doeleinden zoals de bepaling van te onteigenen terreinen:

schaal 1 : 1000 tranches 1 à 2 m;

c) kaarten van de situaties van de hoofdkunswerken:

schaal 1 : 250 à 1 : 1000

tranches 1 à 2 meter.

De keuze van het hoogteverschil van de tranches is uiteraard in hoge mate afhankelijk van de gemiddelde terreinhelling van het in kaart te brengen gebied.

Bovenstaande waarden dienen dan ook slechts om een algemene indruk te verkrijgen.

Uit het verkregen kaartmateriaal kan het voor waterkracht te benutten bruto verval reeds met vrij grote nauwkeurigheid worden vastgesteld.

(voor een voorlopig ontwerp in een ontwikkelingsgebied kan een inzicht in het te benutten verval somtijds worden verkregen uit reisbeschrijvingen van exploratie-expedities in het betrokken gebied).

Het topografisch onderzoek dient, behalve de vaststelling van het tracé van het leidingstelsel en van de situaties van de hoofdkunswerken van het waterkrachtwerk, tevens te omvatten:

- a) de vaststelling van de tracé's van toegangswegen, eventuele kabelbanen en hoogspanningsleidingen;
- b) de vaststelling van terreinen voor tijdelijke en permanente wooncentra met bijkomende werken (drinkwatervoorziening, assainering, recreatie, enz.) ter accommodatie van het personeel voor de uitvoering van het werk en voor de exploitatie na voltooiing;
- c) de vaststelling van de voor de uitvoering en de exploitatie van het werk benodigde terreinen en de bepaling van de voor afkoop van op die terreinen rustende rechten en voor onteigeningen benodigde kosten.

7. Hydrologisch onderzoek

Het doel van dit onderzoek is het verzamelen en interpreteren van gegevens die nodig zijn om te geraken tot:

- a) de vaststelling van de voor waterkracht te benutten debieten;
- b) de vaststelling van de maatgevende hoogwaterafvoeren waarop de daarvoor in aanmerking komende kunstwerken van het w.k.w. dienen te worden gedi-mensioneerend (w.o. de overlaat van een stuwmeer bij een reservoirwerk, de watervang bij een aftapwerk, enz.).

In ontwikkelde landen kan men in vele gevallen de benodigde gegevens ontlene aan een waterkrachtkadaster, zijnde een register dat door de overheid wordt

.aangelegd ter registratie van alle potentiële waterkrachten, in aanbouw zijnde of reeds in bedrijf gestelde werken en van alle gegevens omtrent stroomgebied, de regenval, de debieten, de hoogwaterafvoeren en andere voor waterkracht belangrijke gegevens van de voornaamste rivierlopen.

In ontwikkelingsgebieden zal men echter veelal de nodige debietmetingen in het voor waterkracht te benutten riviertraject alsnog dienen uit te voeren. Daar regenvalcijfers in vele gevallen wél bekend zijn over een langere reeks van jaren, kan men na b.v. over enkele jaren over debietcijfers te beschikken een correlatie tussen regenval en afvoer bepalen waarna de regenvalcijfers over de langjarige periode kunnen worden omgerekend tot debietcijfers, waaruit de debietduurlijn voor de betreffende rivier kan worden vastgesteld (zie college F 20).

Voor de bepaling van hoogwaterafvoeren zijn diverse methoden ontwikkeld waarvoor verwezen wordt naar de betreffende literatuur en colleges.

Tot de hydrologische studies dienen ook gerekend te worden de onderzoekingen ter bepaling van de verdamping van open wateroppervlakken en van de verdamping van terreinen met verschillende soorten begroeiing.

Hierbij kan vermeld worden dat de verdamping van met moerasvegetatie begroeide, aan verlanding onderhevige, oevers van een stuwmeer en van met waterplanten bedekte wateroppervlakken een veelvoud kan bedragen van die van een open wateroppervlak.

Ook de grondwatercirculatie en de daarmee samenhangende verschijnselen dient tot het hydrologisch onderzoek te worden gerekend.

8. Geologisch onderzoek

Het doel van dit onderzoek is het verkrijgen van een zo juist en zo volledig mogelijk inzicht in de geologische gesteldheid van de bouwplaats van het waterkrachtwerk.

De daartoe benodigde gegevens zullen kunnen worden verkregen:

- a) uit luchtkartering
- b) door verkenning in het terrein
- c) door geofysische opsporingsmethoden
- d) door het verrichten van boringen.

Het is essentieel dat de interpretatie van de verzamelde gegevens wordt toe-
vertrouwd aan een ervaren geoloog en een deskundige op grondmechanisch gebied.
Het programma van de uit te voeren onderzoeken dient door genoemde deskun-
digen te geschieden in nauwe samenwerking met de civiel-ingenieur bij wie de
algemene leiding van het op te stellen project berust.

De resultaten van de geologische onderzoeken en studies worden vastgelegd
in een Geologisch Rapport dat in het algemeen zal moeten omvatten:

- a) een algemene geologische kaart van het gebied waarop aangegeven eventuele
breukzônes, afschuivingen, oude rivierlopen en andere geologische bijzon-
derheden die aanleiding kunnen zijn tot speciale fundatiemethoden of het
treffen van voorzieningen tegen kwel;
- b) geologische profielen ter plaatse van de ontworpen dalafsluitingen en
andere belangrijke kunstwerken, waarop aangegeven de resultaten van de uit-
gevoerde kernboringen enz.;
- c) verslagen van alle uitgevoerde boringen en proefputten, sleuven en tunnels
waarbij vermeld: boorsnelheid, waterverlies, grondwaterpeil, percentage
verkregen kernmateriaal, enz.;
- d) verslagen van laboratoriumonderzoek betreffende: gesteente-onderzoek,
chemische analyses, druk, afschuiving en andere mechanische proeven,
waterdichtheidsbepalingen enz.;
- e) verslagen van terreinonderzoek betreffende: belasting, waterdoorlatendheid
en injecteringsproeven;
- f) verslag omtrent het onderzoek naar bouwmaterialen waarin vermeld: vind-
plaatsen en hoeveelheden, toegankelijkheid, eigendomsrechten, mogelijkheden
tot wassen (van zand, grind, steen), resultaten van laboratoriumonderzoek.

Tevens kan tot het geologisch onderzoek worden gerekend het onderzoek naar
de samenstelling van het water, zowel voor gebruik door de turbines als voor
aanmaakwater.

Het geologisch rapport wordt opgesteld in twee stadia: een voorlopig en
een definitief.

Op grond van de bestudering van het vroegtijdig op te stellen voorlopig
rapport wordt het programma opgesteld voor de uit te voeren intensieve en
kostbare onderzoeken waarvan de resultaten in het definitief rapport worden
verwerkt. In vele landen kunnen de betreffende Geologische Diensten veelal

reeds belangrijke gegevens verstrekken voor het opstellen van het voorlopig verslag.

Onderzoek ondergrond

De onderzoekingen kunnen globaal worden ingedeeld in:

- a) direct onderzoek door het graven van putten, schachten, sleuven en proef-tunnels waarbij dus monstertrekking en beproeving in situ kan geschieden; deze methode geeft betrouwbare resultaten doch is tijdrovend en duur.
- b) semi-direct onderzoek door boringen waarbij dus de grond (gesteente) niet kan worden geobserveerd in de natuurlijke positie. Met goed materieel en kundig personeel worden voldoende nauwkeurige resultaten bereikt; het is de meest gebruikelijke onderzoekmethode en vergt minder tijd en kosten dan die sub a.
- c) indirect onderzoek door geofysische opsporingsmethoden (w.o. de elektrische en de seismische). Deze methoden kunnen in het algemeen slechts voor voorlopige onderzoekingen worden toegepast of in combinatie met de twee eerstgenoemde. De verkregen resultaten dienen nader te worden geverifieerd.

Voor nadere bijzonderheden inzake bovenvermelde onderzoekmethoden wordt verwezen naar de literatuur (zie o.a. Bibliografie in het werk van J. GUTHRIE BROWN: "Hydro-Electric Engineering Practice", Vol. I, pag. 280, 1958).

Uit het voorgaande blijkt dat de onderzoekingen en studies ter verkrijging van de nodige gegevens waarop een project van een waterkrachtwerk moet worden gebaseerd zeer omvangrijk zijn en door een team van deskundigen op velerlei gebied dient te worden uitgevoerd.

Van het begin af aan dienen de werkzaamheden volgens een vooraf opgesteld, weloverwogen plan te worden uitgevoerd opdat personeel en materieel zo economisch mogelijk worden benut en de tijdsduur van het onderzoek zoveel mogelijk kan worden beperkt.

.o.o.o.o.o.o.o.

Hoofdstuk II

Richtlijnen voor de bepaling van het leidingtracé en van de situatie van de daarin voorkomende voornaamste kunstwerken t.b.v. het opstellen van een voorproject van een aftapwerk.

Verondersteld wordt dat na voltooiing van het vooronderzoek en de voorstudies beschikbaar zijn:

- a) een hoogtelijnenkaart van het gebied waaruit het waterkrachtpotentieel zal worden benut
- b) regenvalcijfers en afvloeiingscoëfficiënt of debietcijfers over een bepaalde periode
- c) hoogwaterafvoeren over een bepaalde periode
- d) eenheidsprijzen voor de uitvoering van grond- en betonwerk etc.

A. Globale bepaling van het te benutten verval en van de situatie van de watervang en van de centrale

1. In het algemeen zal men in eerste instantie van de op de kaart voorkomende hoofd- en zijrivieren een lengteprofiel vervaardigen op geëigende schaal. Een voorbeeld is gegeven in autografie B1.
2. Uit dit lengteprofiel kan worden afgeleid welk verval voor benutting in aanmerking kan komen en over welk riviertraject.
3. Voor een aftapwerk is dan de plaats van de watervang ten naaste bij bekend. De juiste situatie dient aan de hand van de hoogtelijnenkaart nader te worden vastgesteld waarbij de navolgende factoren o.a. een rol spelen.
 - a) situering van het inlaatkunstwerk even voor het einde van een buitenbocht van de rivier
 - b) indien enigszins mogelijk ter plaatse van vlakke oevers waardoor minder grondverzet nodig is voor de bouw van de zuiveringsbak (indien deze noodzakelijk is)
 - c) goede fundatiegrondslag
 - d) toegankelijkheid.
4. Voorts is de plaats van de centrale - of bij toepassing van een ondergrondse centrale, de plaats van de uitmonding in de rivier van de turbineafvoertunnel - ongeveer bekend, aannemende dat het water weder in dezelfde rivier wordt teruggevoerd als waaruit het is afgetapt.

5. Een gunstige situatie van een bovengrondse centrale zal mede afhankelijk zijn van:

- a) een gunstig, zo kort mogelijk tracé van de drukleiding.
- b) de aanwezigheid van een vlak oevergedeelte om het grondverzet te beperken en voldoende plaats beschikbaar te hebben voor een openlucht-schakelin-stallatie etc.
- c) de mogelijkheid van aanleg van een toegangsweg.

B. Mogelijkheid van het benutten van een groter verval

1. Uit de hoogtelijnenkaart van het gebied kan worden afgeleid of de mogelijkheid bestaat het uit een bepaalde rivier A af te tappen water te benutten in een aan een andere rivier B te situeren centrale indien daardoor een belangrijk groter verval zou kunnen worden verkregen (zie aut. B2).
2. Daarvoor dient echter te worden nagegaan of:
 - a) afleiding van het water uit rivier A zonder bezwaar voor benedenstroomse belangen in die rivier kan plaatsvinden.
 - b) rivier B de door de centrale te verwerken debieten zonder bezwaar voor benedenstroomse belangen kan afvoeren.

C. Mogelijkheid tot vergroting van het in één centrale te benutten debiet

1. Uit het lengteprofiel en de hoogtelijnenkaart kan worden afgeleid of de mogelijkheid bestaat het debiet van het waterkrachtwerk te vergroten door afleiding van water uit zijrivieren naar de hoofdaanvoerleiding van de centrale. Een voorbeeld is aangegeven op aut. B 3.
2. Nagegaan dient te worden of een dergelijke afleiding zonder bezwaar mogelijk is, vooral indien afleiding van water naar een ander stroomgebied plaatsvindt (zie aut. B4).
3. Afhankelijk van de topografie kan het uit een andere rivier via een leidingstelsel aan te voeren water geleid worden:
 - a) in de hoofdrievier bovenstrooms de daarin geprojecteerde watervang of zoals op aut. B5 aangegeven, in de hoofdaanvoerleiding bovenstrooms de daarin voorkomende zuiveringsbak. In beide gevallen kan het vooraf zuiveren van het suppletiedebiet achterwege blijven indien men er voor zorgdraagt dat de watersnelheid in het betreffende suppletieleidingstelsel

voldoende groot is.

- b) in het aanvoerleidingstelsel ergens benedenstrooms van de daarin ontworpen zuiveringsbak. Het aan te voeren water dient dan reeds voer af gezuiverd te zijn (zie aut. B3 en B4).
4. Indien de vergaarkom van het aftapwerk zich op grote afstand van het begin van de drukleiding bevindt dan zal in het algemeen tussen de ontvangbak bij de vergaarkom en het begin van de drukleiding een leiding- of tunnel onder druk worden toegepast en is aan het begin van de drukleiding een buffer-schacht noodzakelijk. Het uit een andere rivier aan te voeren water kan, indien de topografie en economische overwegingen daartoe aanleiding geven zonder bezwaar ook geleid worden in de bedoelde tunnel onder druk of de bufferschacht waarbij ervoor zorg moet worden gedragen dat de waterstand in de suppletieaanvoerleiding boven de maximale waterstand van de bufferschacht resp. boven het maximale piezometrisch niveau in de leiding of tunnel onder druk ter plaatse van de uitmonding daarin is gelegen. Schematisch is e.e.a. aangegeven op aut. B6 en B6a.

D. Bepaling van de te benutten debieten

1. Zijn van het beschouwde gebied regenvalcijfers alsmede de afvloeiingscoëfficiënt bekend gesteld dan kan ondervolgende werkwijze gevolgd worden ter bepaling van de voor waterkracht te benutten debieten
- a) voor een gebied van 100 km^2 worden de regenvalcijfers omgerekend tot afvoerdebiten in m^3/sec op de wijze zoals aangegeven in de Nota 1: "Richtlijnen voor het berekenen van rivierdebieten uit maandregenval en afvloeiingscoëfficiënt en het tekenen van de sommatiekromme";
- b) vervolgens wordt met de verkregen waarden een debietduurlijn getekend voor de afvoer uit een stroomgebied van 100 km^2 op de wijze zoals aangegeven in de Nota 2: "Bepaling van de debietduurlijn en van de maatgevende hoogwaterafvoer";
- c) indien het aftapwerk wordt gedimensioneerd op het debiet dat y maanden van het jaar wordt bereikt of overschreden wordt uit de debietduurlijn het y -maands debiet bepaald. Dit y -maands debiet geldt dus voor aftapping uit een rivier met een stroomgebiedoppervlakte van 100 km^2 bovenstrooms van de watervang;
- d) van de stroomgebieden bovenstrooms van de in de rivieren ontworpen watervangen worden de oppervlakten bepaald met behulp van een planimeter;

- e) uit de sub c en d gevonden waarden worden de te benutten aftapdebieten vastgesteld.

E. Bepaling van het stuwpeil van de hoofdwatervang

1. Indien het aftapdebiet van een watervang bekend is kan het stuwpeil in het algemeen als volgt worden bepaald:
 - a) het bodempeil P van de spuisluis van de watervang wordt gelijk gehouden met de gemiddelde rivierbodem ter plaatse;
 - b) afhankelijk van de afvoer van zand, grind en stenen wordt de drempel van de inlaatsluis gesteld op b.v. 0,50 à 1,50 boven bodempeil P. Bij voorontwerp zou men de drempelhoogte veiligheidshalve kunnen aannemen op:
 - 0,50 m indien geen afvoer van vaste stoffen plaatsvindt
 - 1,-- m bij afvoer van zand en grind
 - 1,50 m indien ook steentransport plaatsvindt.
 - c) de waterdiepte h in de inlaatsluis, dus nádat het water de roosters en de inlaatschuif heeft gepasseerd, kan zodanig worden aangenomen dat de verhouding van waterdiepte h tot sluisbreedte b ongeveer 2 : 3 en de watersnelheid 0,80 à 1,20 m/sec bedraagt. Voor voorontwerpen kan met 1,00 m/sec worden gerekend;
 - d) de inlaat- en roosterverliezen zouden elk afzonderlijk kunnen worden berekend. Voor een voorontwerp is het voldoende indien deze verliezen in totaal op 0,15 m worden aangenomen.
 Daar in het algemeen bij inlaatkunstwerken zekerheidshalve de aanvangsnelheid van het water niet in rekening ware te brengen kan het inlaatverlies z berekend worden met de formule: $Q = \mu bh \sqrt{2gz}$ waarbij μ kan worden gesteld op 0,9.
 De roosterverliezen kunnen bepaald worden met de formule van KIRSCHMER, zoals aangegeven op aut. B7. (Daarbij dient rekening te worden gehouden met een verstopping van het rooster over de helft van het oppervlak daarvan).

2. Op grond van het bovenstaande kan het stuwpeil worden vastgesteld op:

$$P + (0,5 \text{ à } 1,50) + h + 0,15$$

=====

Het is duidelijk dat voor aftapping van zeer kleine debieten het voorgaande veelal niet van toepassing is daar de aftapping daarvan in stede van door middel van een inlaatsluis beter door inlaatkokers kan plaatsvinden. Voorts geldt e.e.a. niet voor een zogenaamde "watervang met liggend rooster" waarvan nadere bijzonderheden in een afzonderlijk hoofdstuk zullen worden behandeld.

F. Bepaling van de waterstand in het turbineafvoerkanaal bij de centrale

1. Voor een onmiddellijk aan de rivier gelegen centrale kan de waterstand in het turbineafvoerkanaal steeds gelijk worden gesteld aan de rivierwaterstand ter plaatse.
2. Uit het verhang en het dwarsprofiel van de rivier kan met behulp van de formule van Strickler: $v = K R^{2/3} I^{1/2}$ na aannahme van K het rivierpeil worden bepaald bij de gemiddelde rivierafvoer ter plaatse van de uitmonding van het turbineafvoerkanaal in de rivier; het peil van de rivierbodem aldaar kan uit het lengteprofiel worden vastgesteld.

Indien geen nadere gegevens beschikbaar zijn, kan gesteld worden: $K = 25$.

3. Voor de bepaling van de netto valhoogte kan met het op bovenomschreven wijze bepaalde rivierpeil als gemiddelde waterstand in het turbineafvoerkanaal worden gerekend indien in de centrale overdrukturbines worden opgesteld, terwijl de uittreesnelheid van het water uit de turbinezuigbuis bij verwerking van het ideële debiet Q_1 op 1,5 m/sec kan worden aangenomen.
4. Bij toepassing van Peltonturbines in de centrale, waarbij dus de bepaling van de netto valhoogte afhankelijk is van de hoogteligging van de turbineas, dient het rivierwaterpeil te worden bepaald dat bij de maatgevende hoogwaterafvoer zal optreden.

Voor de opstelling van een voorontwerp kan gerekend worden met de afvoer die eens in de 50 jaar wordt bereikt of overschreden. De bepaling van deze afvoer kan, indien over een gegeven waarnemingsperiode de hoge afvoeren bekend zijn, geschieden op de wijze zoals in Nota 2 uiteengezet.

5. Is de maatgevende afvoer op bovenomschreven wijze berekend dan kan weder met behulp van de formule van Strickler het bij deze afvoer optredende waterpeil worden bepaald.

Voor voorontwerpen kan de as van de Peltonturbine 3 meter boven deze waterstand worden aangenomen.

G. Bepaling van de situatie van de vergaarkom

1. Indien plaats en stuwpeil van de watervang, alsmede de plaats van de centrale en het tracé van de drukleiding bekend zijn, zal de situatie van de vergaarkom globaal dienen te worden bepaald aan de hand van de hoogtelijnenkaart.

2. In het algemeen heeft men - afhankelijk van de topografie - de keuze uit 3 mogelijkheden namelijk een situatie:

a. onmiddellijk bij het begin van de drukleiding (aut. B 3, 4 en 5)

Deze oplossing is - indien mogelijk - de meest economische daar alsdan het gehele aanvoerleidingstelsel berekend kan worden op het via de watervang uit de rivier af te tappen constante debiet, terwijl voorts leidingstypen met vrije waterspiegel kunnen worden toegepast (open trancheleidingen, tunnels met vrije waterspiegel). De drukleiding zal in dit geval rechtstreeks kunnen aftappen uit de ontvangbak van de vergaarkom.

b. in het gebied tussen watervang en begin drukleiding (aut. B 6)

Hierbij zal uit de ontvangbak van de vergaarkom een leiding onder druk naar de drukleiding dienen te voeren en moet bij het begin van deze drukleiding (zoals aangegeven op aut. B 6 en B 8).

een bufferschacht worden ontworpen indien de lengte van de leiding onder druk aanzienlijk is.

Deze leiding onder druk - meestal uitgevoerd als tunnel onder druk - dient te worden berekend op het ideële debiet Q_i , dat groter is dan het constant af te tappen debiet Q waarop het leidingstelsel tussen watervang en vergaarkom zal worden gedimensioneerd.

Deze oplossing is belangrijk duurder dan die sub a.

c. in de onmiddellijke nabijheid van de watervang (aut. B 2)

In dit geval zal dus het gehele aanvoerleidingstelsel naar de centrale als een gesloten systeem dienen te worden uitgevoerd en berekend dienen te worden op Q_i terwijl een bufferschacht zal moeten worden ontworpen op de overgang van leiding onder druk naar drukleiding.

Een dergelijke situatie geeft meestal de duurste oplossing, doch zal moeten worden aanvaard indien een oplossing volgens a of b onmogelijk is en indien de produktiekosten van de elektrische energie nog redelijk zijn te achten.

3. Alvorens men aan de hand van de hoogtelijnenkaart een gunstige situatie voor een vergaarkom kan bepalen dient de daarvoor benodigde - zo vlak mogelijke - terreinoppervlakte te worden vastgesteld.

Uit het, in te verwerken debieten uit te drukken, belastingdiagram en het bekende, uit de rivier af te tappen constante debiet kan de benodigde vergaarkominhoud worden bepaald waarna, door aannname van een bepaalde nuttige waterdiepte, globaal de benodigde oppervlakte wordt gevonden.

4. Heeft men slechts vlakke terreinen van geringe grootte ter beschikking of terreinen waarvan de dwarshelling nog vrij aanzienlijk is dan zal men de nuttige waterdiepte in de vergaarkom groot nemen b.v. 5 meter; bij grotere terreinen kan deze diepte tot b.v. 3 m worden teruggebracht.

Voorts zal men om het grondverzet tot een minimum te beperken, bij steilere dwarshellingen de vergaarkom een langgerekte vorm geven met de lange zijde evenwijdig aan de hoogtelijnen.

5. Het is duidelijk dat, daar de vervalverliezen in het leidingstelsel en de kunstwerken tussen watervang en vergaarkom nog niet bekend zijn, de gekozen situatie voorlopig slechts globaal kan worden bepaald door schatting van bedoelde verliezen.

Nadat het peil in de vergaarkom definitief vaststaat dienen van het gekozen terrein dwaarsprofielen te worden getekend, met behulp waarvan de definitieve situatie kan worden vastgesteld.

H. Het traceren van het hoofdaanvoerleidingstelsel en keuze van de toe te passen leidingtypen

1. Voor het hoofdaanvoerleidingstelsel dient, teneinde de vervalverliezen en de kosten zoveel mogelijk te beperken, het kortste tracé te worden gekozen tussen watervang en begin drukleiding, mrt inachtnaam van de situatie van de vergaarkom en de topografie van het gebied.
2. Vóór de vergaarkom zullen, indien de topografie zulks toelaat, zoveel mogelijk open trancheleidingen worden toegepast, daar deze leidingen het minst kostbaar zijn.

Teneinde lekverliezen te voorkomen, het onderhoud en herstellingen zoveel mogelijk te beperken en daardoor bedrijfsstoringen tot een minimum te reduceren zullen voor een w.k.w. in het algemeen slechts beklede leidingen

in aanmerking komen.

Het tracé van de leiding kan - als eerste benadering - op de kaart worden ingetekend door het ongeveer volgen van de tranche, overeenkomende met het reeds bekende stuwpeil van de watervang.

Het tracé dient te worden aangegeven door rechte strekkingen verbonden door cirkelbogen.

3. De mogelijkheid van toepassing van een open trancheleiding volgens het in fig. 1 van aut. A30 aangegeven profiel is afhankelijk van de dwarshelling van het terrein in de leidingas.

In verband met de kans op afschuivingen en het gevaar van in de leiding afstromend terreinwater en erosiemateriaal bij zware regenval zal bij voorontwerpen de toepassing van bedoeld leidingtype slechts tot een bepaalde maximum dwarshelling toelaatbaar worden geacht. (b.v. van 1:4)

Om het hierbovengenoemde bezwaar van terreinwateroverlast te beperken verdient het aanbeveling langs de hoge zijde van de leiding in ieder geval een inspectieweg aan te leggen zoals in de betreffende figuur aangegeven.

4. In verband met het bovenstaande zal dus voor het op de wijze als vermeld in paragraaf 2 getekende voorlopige tracé de dwarshelling van het terrein door het tekenen van dwarsprofielen loodrecht op de leidingas moeten worden geverifieerd.

5. Indien de dwarshelling van het terrein groter is dan bijvoorbeeld 1 : 4 zou men voor een voorlopig ontwerp, afhankelijk van de omstandigheden, kunnen overgaan op een profiel zoals aangegeven in fig. 2, 3 of 4 van aut. A 30. De profielen volgens fig. 3 en 4 zullen in aanmerking komen bij zeer steile hellingen waarbij een bescherming van de leiding tegen afstortingen of lawines door aanwezigheid van een weg aan de hoge zijde niet afdoend is.

Voorts zal het profiel volgens fig. 4 veelal als leiding onder geringe druk worden berekend en als zodanig somtijds ook in aanmerking kunnen komen voor

het leidinggedeelte tussen vergaarkom en drukleiding voor het geval waarbij deze vergaarkom niet onmiddellijk aan het begin van die drukleiding is gesitueerd (zie aut. B 8, fig. 1).

In het algemeen zal men bij voorlopige ontwerpen kunnen aannemen dat de bovengenoemde leidingprofielen slechts in aanmerking komen indien de dwarshelling van het terrein maximaal 1 : 2 bedraagt (tenzij het om zeer korte

trajecten gaat).

6. Is de dwarshelling in het voorlopig uitgezette tracé groter dan 1 : 2 dan zal men in het algemeen een tunnel met vrije waterspiegel toepassen waarbij afhankelijk van de omstandigheden, één van de profielen aangegeven op aut. A 31 kan worden gebezigd.
 7. De nadruk wordt erop gevestigd dat toepassing van bovenstaande richtlijnen steeds in overeenstemming moet zijn met de voorwaarde om tot het kortste en goedkoopste leidingstelsel te geraken hetgeen impliceert dat veelal variantoplossingen nader zullen moeten worden vergeleken.
De wijze waarop dergelijke kostenvergelijkingen dienen te worden opgesteld werd reeds in het college f 20 uiteengezet.
 8. Voor een leiding tussen de ontvangbak van de vergaarkom en een bufferschacht aan het begin van de drukleiding komen, afhankelijk van de omstandigheden, in het algemeen slechts in aanmerking:
 - a. een trancheleiding, bestaande uit een gewapend betonbuis onder druk volgens het profiel aangegeven in fig. 4 van autografie A 30.
 - b. een gewapend beton- of stalen buisleiding onder druk die het terreinbe-
loop volgt volgens de profielen, aangegeven in fig. 1 en 2 van aut. A 32.
 - c. een tunnel onder druk volgens het profiel aangegeven in fig. 3 van aut. A 32.

Ter toelichting zijn op aut. B 8 drie situaties aangegeven waarop bovenstaande van toepassing is.
Combinaties van de vermelde oplossingen kunnen uiteraard eveneens voorkomen.
 9. Tenslotte zij vermeld dat bij het traceren van de hoofdaanvoerleiding rekening dient te worden gehouden met de meest gunstige situaties van eventuele, daar-
in voorkomende kruisingskunstwerken en met de tracé's van eventuele supple-
tieleidingen uit secundaire watervangen.
Het traceren van deze suppletieleidingen dient eveneens gebaseerd te zijn op de hiervoor vermelde richtlijnen voor het tracé van de hoofdaanvoerleiding.
- I. Bepaling van de meest economische dwarsprofielafmetingen van de toe te
passen leidingtypen en vergelijking van varianttracé's .
1. Nadat globaal de leidingtracé's en de toe te passen leidingtypen zijn vast-
gesteld zullen van deze typen de meest economische afmetingen bepaald kunnen

worden op de wijze zoals vermeld in het college f 20, Hoofdstuk X.

2. Daarna kan volgens de in genoemd hoofdstuk aangegeven richtlijnen een vergelijking van eventueel mogelijke varianttracé's worden opgesteld teneinde te geraken tot het meest economische tracé van de aanvoerleiding.
3. Daar nu van de in dit tracé voorkomende leidingtypen de dimensies en dus ook het voor elk type benodigde verval per m' bekend is, kan voor ieder punt van het tracé het waterpeil t.o.v. het stuwpeil worden bepaald waarbij de in de diverse kunstwerken (w.o. grindvang, zuiveringsbak) optredende drukverliezen (w.o. inloop- en roosterverliezen) voorlopig kunnen worden geschat.

J. Bepaling van de leidingprofielen van suppletieleidingen

1. Beschouwt men een aftapwerk waarbij het water uit verschillende rivieren naar één aanvoerleiding wordt gevoerd dan zal men in het algemeen de leiding die het grootste debiet aanvoert, als hoofdaanvoerleiding kunnen aanmerken waarvan de profielen dus zullen worden gedimensioneerd volgens de in de vorige paragraaf beschreven wijze.
2. Van deze hoofdaanvoerleiding liggen, indien het stuwpeil bekend is, de leidingpeilen ter plaatse van de uitmonding van de suppletieleidingen daarin, dus reeds geheel vast.
Dit impliceert dat bij de dimensionering van die suppletieleidingen de waarde van het jaarlijks energieverlies K_0 geen rol meer speelt, zodat er dus uitsluitend naar moet worden gestreefd, de aanlegkosten daarvan zo laag mogelijk te houden.
3. Daarbij moet echter rekening worden gehouden met de navolgende factoren:
 - a) het beschikbare verval tussen het voorlopig vastgestelde stuwpeil van de suppletiewatervang en het reeds vastliggende peil bij de uitmonding van de suppletieleiding in de hoofdaanvoerleiding;
 - b) de toelaatbare maximum- en minimum watersnelheden in de voor de suppletieleiding toe te passen leidingtypen;
 - c) eventueel noodzakelijke toepassing van het voor de uitvoering noodzakelijke minimum profiel voor in het tracé voorkomende tunnels;
 - d) mogelijkheid tot verhoging of verlaging van het stuwpeil in de suppletiewatervang; toepassing van stortdammen etc.

4. Ter toelichting wordt het navolgende opgemerkt:

sub 3a

Is het totale beschikbare verval in de suppletieleiding bekend en komen in deze leiding open trancheleidingen en tunnels voor dan zal men in het algemeen het verhang van de tunnels zo groot mogelijk en dat van de open leidingen zo klein mogelijk kiezen daar tunnels vele malen duurder zijn dan open leidingen.

Uiteraard zal moeten worden nagegaan of de bij de gekozen verhangen optredende watersnelheden binnen de sub 3b bedoelde toelaatbare grenzen blijven.

sub 3b

Indien zich in het door de suppletieleiding aangevoerde water nog zand bevindt zal - teneinde het neerslaan van dit zand te voorkomen - de watersnelheid tenminste 1,50 m/sec en - ter voorkoming van aantasting van betonbekledingen - ten hoogste 2,- m/sec moeten bedragen.

Voor reeds van zand gezuiverd water kunnen de minimum en maximum toelaatbare watersnelheden worden aangenomen op resp. 0,80 en 3,5 m/sec voor tunnels en resp. 0,80 en 2,5 m/sec voor open leidingen.

sub 3c

Indien in verband met het geringe door te voeren debiet voor een tunnel reeds het minimum profiel moet worden toegepast bij de maximum watersnelheid daarin, zal men in het algemeen het verhang van de eventueel in de beschouwde suppletieleiding voorkomende open leiding zo groot mogelijk aannemen met inachtnaam van de toelaatbare watersnelheid daarin.

sub 3d

Somtijds wijzen de berekeningen uit dat het beschikbare verval tussen een voorlopig vastgesteld stuwpeil van de suppletiewatervang en het peil bij de uitmonding van de suppletieleiding in de hoofdaanvoerleiding te gering zal zijn. Men kan dan het stuwpeil van de suppletiewatervang verhogen door:

- a) de watervang meer bovenstrooms te situeren indien zich aldaar een aanvaardbare situatie voordoet en het rivierverhang voldoende is. In dit geval kunnen voor de waterdiepte in de inlaatsluis en voor de drempelhoogte dezelfde waarden worden aangehouden als oorspronkelijk berekend, doch de lengte van de aanvoerleiding wordt groter;
- b) verhoging van de stuwkruin indien dit geen onaanvaardbare inundaties van

het rivierdal tot gevolg heeft.

In dit geval zal, indien voor de waterdiepte in de inlaatsluis dezelfde waarde wordt aangehouden als oorspronkelijk is berekend, de drempelhoogte evenveel moeten worden verhoogd als de stuwkruin.

Is het beschikbare verval tussen begin en eind van de suppletieleiding zo groot dat ook bij toepassing van de maximum toelaatbare watersnelheden in de leidingtrajecten nog verval onbenut blijft, dan kan men:

- a) de watervang meer benedenstrooms in de rivier situeren indien zulks zonder bezwaar kan geschieden.
- b) een stortdam bouwen op een geëigende plaats in het leidingstelsel.

Uit het bovenstaande blijkt dat de meest economische oplossing slechts proberenderwijs kan worden gevonden.

Hoofdstuk III

Aantekeningen ten aanzien van de opstelling van een voorproject van een reservoirwerk met de centrale op grote afstand van de dalafsluiting

1. Uit het op te stellen lengteprofiel van hoofd- en zijrivieren kan reeds globaal het te benutten verval worden bepaald.
2. De keuze of dit verval benut zal worden in een reservoirwerk of een aftapwerk is afhankelijk van topografische, geologische en hydrologische omstandigheden en economische overwegingen.
3. Indien de topografische en geologische gesteldheid van het terrein gunstig is om door de bouw van een dalafsluiting een relatief groot stuwmeer te vormen, terwijl de rivierdebieten gedurende de seizoenen sterk wisselen, zal, bij gelijk verval de jaarlijkse energieproductie van een reservoirwerk belangrijk groter kunnen zijn dan die van een aftapwerk daar een groter percentage van de rivierafvoer (door accumulatie) benut kan worden.
Voorts zal - in vele gevallen - de valhoogte niet onbelangrijk kunnen worden vergroot zonder verlies aan stroomgebiedoppervlakte waardoor eveneens een vermeerdering van de jaarlijkse energieproductie wordt verkregen.
4. Hoewel de aanlegkosten van een reservoirwerk door de kóstbare dalafsluiting belangrijk hoger zijn dan die van een aftapwerk zal door de veel grotere energieproductie, de kWh-prijs toch economisch verantwoord kunnen zijn.
5. Een gunstige situatie voor de dalafsluiting wordt gevormd door een plaatselijke vernauwing van het rivierdal indien deze zich voordoet ongeveer aan het begin van het traject waarvan het verval zal worden benut.
Daardoor kan, bij aanvaardbare afmetingen van de dalafsluiting, bovenstrooms daarvan in vele gevallen toch een stuwmeer van aanzienlijke oppervlakte worden verkregen.
6. Bij een bovengrondse centrale zal deze evenals bij een aftapwerk, gesitueerd worden nabij het einde van het te benutten riviertraject op zodanige wijze dat een zo kort en gunstig mogelijk tracé van de drukleiding wordt verkregen. Door het gekozen drukleidingstracé is tevens de situatie van de bufferschacht aan het begin daarvan vastgelegd.

7. Tussen inlaatkunstwerk bij het stuwmeer en de bufferschacht dient thans het tracé van de tunnel onder druk te worden bepaald.

Men zal, rekening houdende met de topografische en geologische gesteldheid van het gebied, streven naar een zo kort mogelijk tracé.

Dit impliceert dat bij de situering van het inlaatkunstwerk daarmee reeds rekening dient te worden gehouden (dus is een situering van dit kunstwerk onmiddellijk bij de dalafsluiting niet altijd noodzakelijk).

Bij lange tunnels is het, teneinde de bouwtijd te beperken en de kosten per m' zo laag mogelijk te houden noodzakelijk één of meer zijtunnels te boren zodat op meerdere fronten gelijktijdig kan worden gewerkt.

In het algemeen zal het tracé van de hoofdtunnel mede in verband daarmee een geknikt verloop verkrijgen (zie aut. A 20 en A 42).

De berekening van de meest economische tunnelafmetingen geschiedt op de bekende wijze.

8. Bij reservoirwerken in het hooggebergte is het in de meeste gevallen mogelijk ter vergroting van het in één centrale te benutten debiet, het water uit andere riviertjes af te tappen en via een suppletie-aanvoerleiding (veelal tunnels met vrije waterspiegel) in het stuwmeer, in de tunnel onder druk of in de bufferschacht te leiden.

Voor de situering van de betreffende aftappingen alsmede de tracering van de aanvoerleidingen gelden de richtlijnen zoals gegeven voor een aftapwerk in het vorige hoofdstuk.

Vermeld zij dat het aantal van dergelijke secundaire - of suppletie-aftappingen somtijds zeer groot kan zijn (zie de aut. A 42, Göschenen, B 9, Mauvoisin en B 9^a, Grande Dixence).

9. Het komt dikwijls voor dat het water van een aantal secundaire aftappingen via een gemeenschappelijke aanvoertunnel naar het stuwmeer wordt geleid waarbij deze tunnel de riviertjes waaruit de aftapping plaats heeft moet kruisen. Deze kruising kan op twee wijzen geschieden namelijk:

- a. de aanvoertunnel kruist als tunnel het riviertje bovenstrooms van de betreffende aftapping;
- b. de aanvoertunnel kruist het riviertje als aquaduct benedenstrooms van de betreffende aftapping.

De keuze tussen deze twee oplossingen hangt af van topografische, geologische en economische factoren en dient dus geval voor geval te worden beoordeeld. Ter toelichting wordt verwezen naar aut. B 19.

10. De bepaling van de door een reservoirwerk te benutten debieten geschiedt op de wijze zoals reeds in het college F 20 uiteengezet, n.l. met behulp van de sommatiekromme van de netto in het stuwmeer tot afstroming komende debieten (dus verminderd met verdamping en kwel).
Beschikt men b.v. over de maandregenvallen R gedurende een langjarige periode alsmede de afvloeiingscoëfficiënt van het gebied dan kan men voor de bepaling van het netto in het stuwmeer tot afstroming komende gemiddelde maanddebiet een formule opstellen uitgedrukt in R.
11. Voor secundaire aftappingen wordt, daar het in de meeste gevallen relatief geringe debieten betreft, thans veelvuldig een "watervang met liggend rooster" toegepast, gecombineerd met een - veelal ondergronds geconstrueerde - automatisch werkende zuiveringsinstallatie.
Bedoelde kunstwerken zullen in de volgende hoofdstukken nader in beschouwing worden genomen.
12. Zoals bekend, zal voor de verwerking van hoogwaterafvoeren het stuwmeer moeten worden voorzien van een overlaatconstructie.
De dimensionering van de overlaat is afhankelijk van:
- a. de keuze van de overlaatconstructie
 - b. de toelaatbare waterspiegelstijging in het stuwmeer boven het maximale bedrijfspeil
 - c. de maatgevende hoogwaterafvoer
 - d. de vorm van de hoogwater"golf".
- De berekening kan analytisch of grafisch geschieden.
Een voorbeeld is gegeven in de Nota: "Grafische en analytische bepaling van de maximum waterspiegelstijging in een reservoir tengevolge van de hoogwaterafvoer". (nota no. 3)

Hoofdstuk IV

De watervang met liggend rooster

Duits: Tiroler Wehr, Grundrechen - Wasserfassung

Frans: Prises du type "en dessous" (prises en dessous)

.-.-.-.-.

1. Inleiding

Bij reservoirwerken in het hooggebergte wordt zoals reeds in Hoofdstuk III vermeld tegenwoordig in de meeste gevallen voor de vulling van het door een dalafsluiting te vormen stuwmeer, behalve de afvoer uit het "eigen" stroomgebied van dat meer ook het water benut van buiten dat stroomgebied gelegen bergbeken.

Dit kan geschieden door in een dergelijke beek een watervang te bouwen en het af te tappen water via een aanvoerleiding naar het stuwmeer te voeren. Een en ander zoals schematisch is aangegeven op aut. A 48.

Voor deze aanvoerleiding zal, in verband met de topografie in bergstreken en het gevaar van afstortingen, lawines, enz. slechts zelden een open trancheleiding in aanmerking kunnen komen.

Meestentijds wordt een tunnel met vrije waterspiegel toegepast die, afhankelijk van het gesteente, al dan niet geheel of gedeeltelijk van een betonbekleding wordt voorzien.

De oppervlakte van het stroomgebied van de bergbeek bovenstrooms van de te bouwen watervang is in vele gevallen slechts gering zodat ook de af te tappen debieten alsdan slechts klein zullen zijn.

Daar het hier echter gaat om hogedrukwerken waarbij de netto drukhoogte H_n zeer groot kan zijn (b.v. van 300 tot 1000 m en meer) vertegenwoordigen deze kleine debieten toch een grote hoeveelheid energie en kunnen aan de bouw van kunstwerken en leidingen welke noodzakelijk zijn om deze debieten af te leiden naar het stuwmeer, niet onbelangrijke bedragen worden besteed.

Om hiervan een globale indruk te verkrijgen kan de volgende beschouwing dienen. Indien het vermogen van de centrale wordt gesteld op $N = 8 Q H_n$ kW, zal een debiet van $1 \text{ m}^3/\text{sec}$ jaarlijks een hoeveelheid energie kunnen

produceren van: $E_{\text{jaar}} = 365 \times 24 \times 8 H_n = \text{rond } 70.000 H_n \text{ kWh}$ hetgeen, de produktiekosten van 1 kWh op b.v. F. 0,02 stellende, een waarde vertegenwoordigt van $1400 H_n$ gulden.

De aanlegkosten van de benodigde kunstwerken en leidingen en de verdere extra uitgaven (aan drukleiding en centrale) nodig om dit debiet van $1 \text{ m}^3/\text{sec}$ af te leiden naar het stuwmeer (en in de centrale te kunnen benutten) zullen bij een annuïteit van 7% dan kunnen bedragen: $\frac{100}{7} \times 1400 H_n = \underline{20.000 H_n}$ gulden. Voor $H_n = 500 \text{ m}$ betekent dit dus een bedrag van 10 miljoen gulden, terwijl de jaarlijkse energieproduktie dan 35 miljoen kWh bedraagt.

In het algemeen kenmerkt zich de bovenloop van af te tappen bergbeken door:

- a) een zéér groot verhang en steile dalwanden
- b) in rots uitgeschuurde, onregelmatige bedding
- c) periodieke en sterk wisselende afvoer van zand, grind en rolstenen
- d) sterk wisselende debieten
- e) moeilijke toegankelijkheid
- f) ongunstige klimatologische omstandigheden (insneeuwen, bevroren, lawines)

In verband met het bovenstaande is de bouw van een conventionele watervang in een dergelijke bergbeek in het algemeen minder geëigend en past men o.a. in Oostenrijk, Zwitserland en Frankrijk voor dergelijke aftappingsen met succes de z.g. watervang met liggend rooster toe met - in vele gevallen - daarop aansluitend een automatisch werkende zuiveringsinstallatie waardoor permanente bewaking van het kunstwerk overbodig is en volstaan kan worden met periodieke contrôles.

II. Beschrijving van de watervang

De watervang met liggend rooster bestaat in het algemeen uit een dwars op de stroomrichting in de beekbedding aangelegde betonnen opvanggoot, afgedekt door roosterstaven evenwijdig aan de stroomrichting. E.e.a. zoals schematisch is aangegeven op aut. B 11 en A 49.

Het water en een deel van het afgevoerde schuifmateriaal valt tussen de roosterstaven in de opvanggoot en wordt - door toepassing van een groot verhang - afgevoerd naar de - meestal ondergronds aangebrachte - zuiveringsinstallatie.

In het geval van een reservoirwerk wordt het water, na het verlaten van de zuiveringsinstallatie, in de toevoertunnel naar het stuwmeer geleid.

De constructie en hoogteligging van de opvanggoot t.o.v. de rivierbodem hangt in hoge mate af van de plaatselijke omstandigheden, de afvoer van vaste stoffen, de in te laten debieten enz.

Voor nadere bijzonderheden omtrent uitgevoerde werken wordt verwezen naar de desbetreffende literatuur (zie bijgaande literatuurlijst, aut. B 14).

III. Details van het liggend rooster

a) Vorm van de staven

De dwarsdoorsnede van de roosterstaven moet een hydraulisch gunstige vorm hebben doch tevens moet erop gelet worden dat vastklemmen van afgevoerd steenmateriaal wordt voorkomen.

De staven moeten voorts in dwarsrichting een groot traagheidsmoment bezitten teneinde vervorming door de stoten, veroorzaakt door grotere rolstenen, lawines enz. te voorkomen daar anders gevaar voor vastklemmen van steenmateriaal tussen de staven bestaat.

Op aut. B 12, zijn enkele in aanmerking komende staafdoorsneden aangegeven (zie lit. 1 en 6).

b) Helling van de staven

In het algemeen kan de helling van de staven in het hooggebergte worden aangenomen op ongeveer 20% doch toepassing van grotere hellingen (zelfs tot 40% kan, indien de omstandigheden daartoe aanleiding geven (afvoer van boombladeren) zonder bezwaar geschieden.

c) Vrije ruimte tussen de staven

In het algemeen dienen de roosters slechts om grotere stenen te verhinderen in de opvanggoot terecht te komen.

Een vrije ruimte van 10 à 20 cm tussen de roosterstaven kan worden aanbevolen (zie lit. 3, pag. 870 en lit. 4 pag. 433).

Het voordeel van deze grote vrije ruimte is gelegen in het feit dat verstopping van het rooster door grind en het opstapelen van grind benedenstrooms van het rooster wordt voorkomen.

Wel zal al het grind in de opvanggoot en in de daarop aansluitende zuiveringsinstallatie terecht komen; dit is echter geen bezwaar indien deze kunstwerken daarop zijn berekend.

Indien de hoeveelheid grind die afgevoerd wordt zeer aanzienlijk is dan kan men de roosters uitvoeren zoals schematisch op aut. B 12, fig. d is aangegeven (zie lit. 6).

Hierbij dienen de hoofdroosterstaven voor het tegenhouden van rolstenen, terwijl het uitneembare, zich tussen deze hoofdstaven bevindende fijn rooster dient om grof grind te verhinderen in de opvanggoot terecht te komen.

d) Berekening van de lengte van de staven

Globaal kan de nuttige lengte van de roosterstaven worden berekend zoals aangegeven op aut. B 13 (zie lit. 5).

IV. Richtlijnen voor het ontwerp

De ervaringen, opgedaan bij de exploitatie van diverse watervangen met liggend rooster, gebouwd als onderdeel van de waterkrachtcomplexen ARVAN en AUSSOIS in de Alpen van Savoye (Frankrijk) hebben geleerd dat bij het ontwerp van een dergelijke watervang - voorzover te bouwen onder gelijke omstandigheden als in genoemd gebied - met het volgende rekening dient te worden gehouden (zie lit. 3).

- 1) Het is van het grootste belang te beschikken over zo goed mogelijke gegevens omtrent de afvoerdebieten en het transport van vaste stoffen in de betreffende waterloop.

Het bepalen van de debieten geeft in het algemeen geen moeilijkheden indien voldoende tijd voor het uitvoeren van de metingen beschikbaar is (peilschaal waarnemingen, debietmetingen volgens de chemische methode). Het bepalen van het materiaaltransport stuit echter op grote bezwaren. Het beste is om een grondige studie te verrichten van het bovenstroomgebied en dit te vergelijken met de stroomgebieden van bergbekken waarin reeds watervangen zijn gebouwd.

- 2) Bij watervangen in het hooggebergte is het een eerste vereiste, de aan de dag komende werken zo goed mogelijk aan de situatie ter plaatse aan te passen, tot een minimum te beperken en in een zo duurzaam mogelijke constructie uit te voeren. In sommige gevallen zal zelfs rekening moeten worden gehouden met de afvoer van rolstenen met een gewicht van enkele tonnen.

In het geval dat de bergbeek een zeer steil verhang bezit waardoor extreme stroomsnelheden zullen optreden, terwijl voorts ongelijke waterdiepten ter plaatse van het rooster ontstaan door de onregelmatige beekbedding, is het

aan te bevelen bovenstrooms van de watervang een soort van woelkom aan te brengen zoals op aut. B 11 schematisch aangegeven; door deze kunstmatige woelkom zal een rustiger waterbeweging over het rooster kunnen worden verkregen.

- 3) Het verdient onder bepaalde omstandigheden aanbeveling om zoals op aut. A 49 aangegeven, naast het rooster een goot in de bedding aan te brengen.

Bij normaal bedrijf is deze goot aan de bovenstroomse zijde door schotbalken afgesloten en stroomt dus het gehele debiet over het rooster.

Voor eventuele reparaties van de roosterstaven e.d. kan door verwijdering van de schotbalken de afvoer van het water via de goot plaatsvinden.

- 4) Daar een rooster niet in staat is het in te laten debiet te regelen zal bij hoge afvoeren een veel groter debiet via de opvanggoot naar de zuiveringsinstallatie afstromen dan waarop deze is gedimensioneerd.

Dit kan zoveel mogelijk worden beperkt door het aanbrengen van een duikwand en een plaatselijke vernauwing van het profiel aan het einde van de opvanggoot zoals schematisch aangegeven op aut. A 49.

Daarbij dient de doorstromingsopening naar de zuiveringsbak zodanig te worden bemeten, dat bij doorvoer van het maximale debiet het drukverlies zo groot is, dat het water juist gelijk met de roosterstaven staat.

- 5) Het is gewenst de breedte van het rooster te beperken, dus de toevoer van het water via een smal bed te doen plaatsvinden teneinde een gunstig stroomprofiel en een goede verdeling van het water over de roosterbreedte te verkrijgen.

- 6) De toepassing van een "dubbel" rooster zoals in aut. B 12, fig. d aangegeven, kan voordelen bieden daar minder grind in de opvanggoot en dus in de zuiveringsinstallatie terecht zal komen. Door de - in verticale zin - vibrerende fijnroosterstaven tijdens het bedrijf wordt het op dit fijnrooster vallende grind gemakkelijker over het rooster in benedenstroomse richting afgevoerd. Voorts kunnen deze - tussen de hoofdstaven aangebrachte - fijnroosters zonder storing van het bedrijf worden verwijderd en gereinigd.

- 7) Een literatuurlijst is als aut. B 14 overgelegd.

Enkele van de daarbij genoemde artikels hebben betrekking op de bij een watervang met liggend rooster behorende automatische zuiveringsinstallatie.

Hoofdstuk V

Beschrijving van een automatische zuiveringsinstallatie

A. Algemeen

1. Zoals reeds in het vorige hoofdstuk vermeld is, worden voor secundaire aftappingen uit bergbeken tegenwoordig in veel gevallen watervangen met liggend rooster gebezigd met daarop aansluitend een automatische werkende zuiveringsinstallatie.
2. Vroeger werd voor de zuiveringsbak van een dergelijke secundaire aftapping het conventionele type toegepast met discontinue spoeling. Daarvoor was bedieningspersoneel nodig dat veelal niet op de juiste momenten aanwezig kon zijn. Het bewegingsmechanisme voor de spoelschuiven werd met de hand of elektrisch bediend; in het laatste geval was de aanleg van een relatief kostbare hoogspanningsleiding naar de moeilijk toegankelijke bouwplaats nodig.
3. Teneinde de exploitatiekosten van de werken zoveel mogelijk te beperken is men na bestudering van modelproeven en van proeven op uitgevoerde werken o.a. in Frankrijk en Zwitserland gekomen tot uitgebreide toepassing van automatisch werkende zuiveringsinstallaties waarmee, zoals uit de betreffende literatuur kan blijken, zeer bevredigende resultaten werden bereikt.

B. Beschrijving van de installatie en werkingwijze

1. De installatie omvat, zoals schematisch aangegeven op aut. B 15, in het algemeen:
 - a. een bezinkruimte van b.v. rechthoekige doorsnede en een bodemverhang van 2 à 5% of meer
 - b. een sectorschuiif als afsluiting van de bezinkruimte
 - c. een zijdelingse overlaat aan het einde van de bezinkruimte; van deze overlaat wordt het gezuiverde water veelal via een tunnel naar het te suppleren stuwmeer geleid
 - d. een vlotterput met vlotter die door middel van een eenvoudige katrol-overbrenging voor het openen en weder sluiten van de sectorschuiif dient. In de bodem van de vlotterput bevindt zich een opening waardoor de put via een leegloopleiding ^{in een} bepaalde tijd leeg kan stromen

e. een waterreservoir met syfon waardoor de vlotterput sub d- snel kan worden gevuld.

Het reservoir en de vlotterput hebben dezelfde nuttige inhoud.

f. het mechanisme voor de vulling van het waterreservoir.

2. De werkingwijze van de installatie is als volgt:

Met het "vulmechanisme" (f) wordt - met water uit de bezinkruimte (a) - het waterreservoir (e) langzaam gevuld. Indien in dit reservoir een bepaald peil bereikt is treedt de syfon in werking en wordt in korte tijd de vlotterput (d) gevuld, waardoor de vlotter stijgt, de sectorschuif (b) door het contragewicht wordt geopend en in de bezinkruimte een sterke spoelstroom optreedt.

De vlotterput ledigt zich echter in een bepaalde tijd via de opening in de bodem daarvan zodat de vlotter weer daalt en de schuif weer wordt gesloten.

Daardoor stijgt het water in de bezinkruimte weer tot het normale, in overeenstemming met het aftapdebiet zijnde peil en herhaalt zich de cyclus.

Het is duidelijk dat het tijdsverloop tussen twee spoelingen afhankelijk is van de dimensionering van de verschillende onderdelen waaruit de installatie is opgebouwd.

De tijdsduur van elke spoeling is bepaald door de grootte van de opening waardoor de vlotterput wordt geledigd; de tijdsduur wordt zodanig gekozen dat een goede spoeling is gewaarborgd (b.v. 10 à 15 min.).

C. Beschrijving van het "vulmechanisme"

1. De "hydraulische klok"

Het waterreservoir (e) kan worden gevuld door toepassing van een z.g. "hydraulische klok" (Fr: Horloge hydraulique) waarvan een schema is aangegeven op aut. B 16, fig. 1.

Een dergelijk mechanisme bestaat uit een cilindrisch vat waarin op verschillende hoogten regelbare aftapbuizen zijn aangebracht.

Het vat staat door een buis in verbinding met de bezinkruimte. Om verstopping van de aftapbuisjes te voorkomen is in het vak nog een zeef aangebracht. Uit de aftapbuisjes stort het water in het te vullen waterreservoir.

Zoals uit het schema is af te leiden zal tijdens grote debieten (dus grote afvoer van vaste stoffen) een groot aantal aftapbuisjes aan de vulling van het waterreservoir deelnemen.

Dit reservoir zal dus in relatief korte tijd vol zijn zodat ook de tijdsduur tussen twee spoelingen van de bezinkruimte slechts kort is.

Tijdens doorvoer van kleine debieten (geringe afvoer van sleepstoffen) zullen slechts weinig aftapbuisjes aan de vulling van het waterreservoir deelnemen en zal de tijdsduur tussen twee spoelingen veel groter zijn.

De hydraulische klok voldoet dus goed aan het gestelde doel: regeling van het aantal spoelingen in overeenstemming met de grootte van het af te tappen debiet en dus met de hoeveelheid tot bezinking komende vaste stoffen.

2. De zand-grind-detector (Fr: détecteur à gravier)

Bij de automatische zuiveringsinstallaties, uitgerust met een "hydraulische klok" bedragen de waterverliezen ongeveer 2,5% indien het mechanisme zodanig is gedimensioneerd dat bij hoge afvoeren 3x daags gedurende 12 minuten wordt gespoeld en 0,12% indien bij geringe afvoeren 1x per week wordt gespoeld. Dit is dus reeds een zeer grote verbetering t.o.v. de verliezen van ongeveer 10% die zullen optreden bij toepassing van een systeem van continue spoeling (b.v. Dufour).

In het algemeen zal echter een hydraulische klok zekerheidshalve zodanig worden gedimensioneerd dat het aantal spoelingen belangrijk groter is dan strikt noodzakelijk zou zijn.

De waterverliezen zullen door toepassing van een grind-detector naar schatting nog tot de helft kunnen worden gereduceerd, i.v.m. dit systeem o.a. is toegepast voor een 12-tal secundaire aftappingen van het ROSELEND reservoirwerkcomplex in Frankrijk (zie La Houille Blanche 1958, pag. 423, Suggestion pour une prise d'eau automatique de montagne. Détecteur à gravier).

De werkingwijze van een, door een patent beschermde grind-detectorinstallatie is schematisch aangegeven op aut. B 16, fig. 2 en kan als volgt worden toegelicht.

Een "detector" van grind en zand is in de wand van de bezinkruimte ingelaten op enkele meters bovenstrooms van de sectorschuif.

De detector heeft een half-conische vorm met aan de benedenzijde een kleine opening en staat aan de bovenzijde door een buis in verbinding met een cilindervormig vat waaruit het water via een kleine opening continu afvloeit.

Er treedt dus een constante kleine waterstroom op van de detector naar het cilindervormige vat, waarin, daar de drukverliezen slechts gering zijn, de waterstand vrijwel gelijk is aan die in de bezinkruimte.

In het cilindervormige vat bevindt zich een vlotter die met een over een katrol lopende kabel verbonden is met het contragewicht van een scharnierend opgesteld buisstuk dat in verbinding staat met de bezinkruimte zodat ook de waterstand in dat buisstuk gelijk is aan die in de bezinkruimte.

Het uiteinde van het buisstuk bevindt zich, indien de bezinkruimte schoon en de sectorschuiif gesloten is, altijd enkele centimeters boven het in de bezinkruimte optredende waterpeil.

Het scharnierende buisstuk kan worden aangemerkt als een "beweglijke overlaat".

Door het in de bezinkruimte tot neerslag komende materiaal zal geleidelijk een verstopping van de opening van de detector optreden waardoor het naar het vlottervat stromende debiet vermindert.

Daardoor zal het waterpeil en dus de vlotter in het cilindervormige vat dalen en daalt dus tevens het uiteinde van de beweglijke overlaat waardoor het waterreservoir zal worden gevuld.

Na het bereiken van een bepaald peil daarin zal vervolgens de syfon in werking treden, de vlotterput snel gevuld worden en door stijgen van de vlotter de sectorschuiif worden geopend.

Door de optredende speelstroom zal ook de opening van de detector weer vrij komen en zal na sluiten van de schuiif de cyclus zich weer herhalen.

Het voordeel van de detector is dus gelegen in het feit dat spoeling alleen plaatsvindt indien ook werkelijk materiaal in de bezinkingsruimte aanwezig is zodat door toepassing van een dergelijke voorziening de waterverliezen door spoeling tot een minimum zullen worden teruggebracht.

Nadrukkelijk zij vermeld dat automatische installaties volgens de beschreven typen slechts kunnen worden toegepast in gebieden waar geen afvoer van bladeren plaatsheeft, dus i.h.a. in het weinig begroeide hooggebergte.

Tenslotte ware bij het projecteren van dergelijke werken rekening te houden met het contrôlepersoneel, d.w.z. dat de nodige voorzieningen worden getroffen opdat dit personeel zonder het uitvoeren van gymnastische oefeningen de verschillende onderdelen van de installatie kan inspecteren, terwijl ook op overnachtingsmogelijkheid i.v.m. de afgelegen ligging dient te worden gerekend.

Een automatische zuiveringsinstallatie kan, indien de topografische omstandigheden gunstig zijn uiteraard ook in een gebouwtje bovengronds worden opgesteld.

Hoofdstuk VI

Ondergrondse waterkrachtwerken (Zie ook de Bibliografie in: Journal of the Power Division, Proceedings of the A.S.C.E. PO 4, august 1957 Paper 1350 waarin tevens een lijst van vele ondergr. w.k.w. is opgenomen).

Inleiding

Een "ondergronds waterkrachtwerk" is bij de indeling van waterkrachtwerken niet als een afzonderlijk type genoemd daar zowel een reservoirwerk, een aftapwerk of een pompaccumulatiewerk als "ondergronds waterkrachtwerk" kunnen worden uitgevoerd.

Een dergelijk soort w.k.w. is dus meer te beschouwen als een uitvoeringsvorm waarbij altijd de drukleiding (als drukschacht) en de centrale ondergronds zijn uitgevoerd; het overige gedeelte van het leidingstelsel en bijkomende werken kunnen zich zowel boven- als ondergronds bevinden.

Het denkbeeld om ondergrondse waterkrachtwerken te bouwen is niet voortgekomen uit een behoefte om deze werken te beveiligen tegen mogelijke lucht-aanvallen.

De keuze tussen een bovengrondse of ondergrondse uitvoering van een waterkrachtwerk wordt in eerste instantie bepaald door economische overwegingen.

De ondergrondse uitvoering vindt sedert de dertiger jaren steeds meer toepassing hetgeen voornamelijk is toe te schrijven aan de steeds verder geperfectioneerde tunnelbouwmethoden en de bekledingstechniek van tunnels, schachten en centraleruimten.

Hierbij kan worden vermeld dat men in de U.S.A. veel later tot de bouw van ondergrondse waterkrachtwerken is overgegaan dan in Europa hetgeen kan worden toegeschreven aan de omstandigheid dat bij een dergelijk w.k.w. vooral op materialen wordt bespaard, terwijl het totaal aan arbeidslonen stijgt.

Het spreekt vanzelf dat bij de keuze van de toe te passen uitvoeringsvorm van een waterkrachtwerk tegenwoordig ook de militaire aspecten een rol spelen, in verband waarmede men, indien tot een ondergrondse uitvoering wordt besloten, thans in vele gevallen ook de transformatoren ondergronds opstelt en somtijds zelfs de hoogspanning-schakelinstallatie.

Algemene opzet en indeling

In het algemeen kan men ondergrondse waterkrachtwerken naar de algemene opzet terugbrengen tot twee hoofdtypen, n.l.:

A. De Zweedse bouwwijze

Als prototype voor deze bouwwijze moet worden genoemd het in de jaren 1910 - 1915 gebouwde w.k.w. PORJUS met een oorspronkelijk vermogen van 50 MW, later uitgebreid tot 160 MW.

Een schema van de bouwwijze is aangegeven op aut. B 17, terwijl een voorbeeld van het w.k.w. KILFORSEN, met een vermogen van 285 MW is aangegeven op aut. A 33.

Bij de Zweedse bouwwijze wordt het water na passeren van het inlaatkunstwerk via een korte, loodrechte drukschacht naar de centrale geleid en na het verlaten van de turbines via een lange afvoertunnel afgevoerd; een andere oplossing is zoals uit de autografie blijkt, i.v.m. de topografie, nauwelijks mogelijk. De centrale is bereikbaar door een liftschacht en soms door een toegangstunnel. Bij deze, in Zweden algemeen voor ondergrondse waterkrachtwerken in heuvelgebied toegepaste, bouwwijze worden slechts middelmatige drukhoogten (tot ongeveer 140 m) benut.

Een kleppen huis ontbreekt terwijl, indien de schuiven bij de inlaat ^{van uit de} ~~door de~~ ^{centrale bus} ~~turbineregulateur~~ worden bediend ook de turbine-afsluiter kan vervallen ^{by rail}.
te grote afstanden (korte drukschacht)

B. De Alpine bouwwijze

Dit type is voornamelijk in Zwitserland, Frankrijk en Italië tot ontwikkeling gekomen en bestaat in het algemeen uit een lange tunnel onder druk onder gering verhang en een - ongeveer evenwijdig aan de terreinhelling - steil naar de centrale voerende drukschacht. Op de overgang van genoemde leidingtypen bevindt zich de bufferschacht en onmiddellijke benedenstrooms daarvan het kleppen huis.

Na het verlaten van de turbines wordt het water via een korte afvoertunnel afgevoerd.

Centrale, bufferschacht en kleppen huis zijn elk door een toegangstunnel bereikbaar.

Als een variant op dit type kan worden beschouwd de o.a. in Italië, in verband met de topografie uitgevoerde opzet waarbij de centrale zodanig is gesitueerd dat de aanvoer- en de afvoertunnel ongeveer even lang worden. Ter toelichting wordt verwezen naar aut. B 17.

In het algemeen wordt de Alpine-bouwwijze, zoals uit de naam reeds is af te leiden, toegepast in hooggebergte en worden daarbij zeer grote valhoogten benut. Ook in Amerika, Canada, Australië, Brazilië enz. zijn werken volgens dit type tot stand gebracht.

Naar de hydraulische eigenschappen kan men de ondergrondse waterkrachtwerken in 5 typen indelen waarvoor ter toelichting wordt verwezen naar aut. B 18.

- type 1: geen bufferschachten; Peltonturbine; afvoertunnel met vrije waterspiegel
- 2: bufferschacht bovenstrooms van de centrale; Peltonturbine; afvoertunnel met vrije waterspiegel
- 3: bufferschacht benedenstrooms van de centrale; overdrukturbine; afvoertunnel afwisselend onder druk en met vrije waterspiegel
- 4: bufferschacht benedenstrooms van de centrale; overdrukturbine; afvoertunnel steeds onder druk
- 5: bufferschachten boven- en benedenstrooms van centrale; overdrukturbine; afvoertunnel steeds onder druk.

Uit de schema's is af te leiden dat de typen zonder bufferschacht bovenstrooms van de centrale (type 1, 3 en 4) in het algemeen behoren tot de Zweedse bouwwijze en de typen met een bufferschacht bovenstrooms van de centrale bij de overgang van een lange tunnel onder druk naar een drukschacht (type 2 en 5) tot de Alpine bouwwijze.

Bij gebruik van Peltonturbines zal, in verband met de benodigde vrijhanghoogte van de turbine, een afvoertunnel met vrije waterspiegel dienen te worden toegepast zodat een bufferschacht daarin ontbreekt.

Bij gebruik van overdrukturbines zal een tunnel met vrije waterspiegel zonder bufferschacht slechts kunnen worden toegepast indien de waterspiegelvariatie in de rivier of een bekken waarin de tunnel uitmondt, gering zijn.

Veelal zijn echter bedoelde spiegelvariaties vrij aanzienlijk in verband waarmee men een afvoertunnel zal toepassen die tijdelijk of onafgebroken onder druk verkeert en die vlak achter de centrale van een bufferschacht moet worden voorzien.

Toegangstunnels en schachten

Tot de bijkomende werken t.b.v. de uitvoering en de exploitatie na voltooiing van een ondergronds w.k.w. behoren:

- a) een toegangstunnel of een liftschacht naar de centrale (of beide)
- b) een toegangstunnel naar de bufferschacht
- c) eventuele lucht- en kabelschachten

De toegangstunnel of eventuele liftschacht naar de centrale moet zodanig worden gedimensioneerd, dat daardoor de grootste, in de centrale te installeren machine-onderdelen en eventueel voor de uitvoering benodigd materieel vervoerd kan worden.

De tunnel kan worden uitgevoerd onder een helling van maximaal bijvoorbeeld 1 : 10, indien daarvoor - in verband met de situatie - een bekorting van de lengte kan worden verkregen.

Daar in het algemeen een ondergronds w.k.w. in gesteente van goede kwaliteit wordt uitgevoerd, zal een toegangstunnel veelal onbekleed kunnen worden gelaten met een rijvlak van beton of asfalt-beton; voorts dient gerekend te worden op een goede afwatering, ventilatie en verlichting.

Beoordeling van de keuze tussen een ondergronds en een bovengronds w.k.w.

Voor een juiste beoordeling dienen in beschouwing te worden genomen:

- A. economische,
 - B. bedrijfstechnische en
 - C. militaire aspecten,
- terwijl voorts rekening dient te worden gehouden met:
- D. het behoud van landschapsschoon.

Economische en bedrijfstechnische aspecten

Bij een ondergrondse uitvoering kunnen voordelen worden verkregen t.o.v. een bovengrondse uitvoering i.v.m. het navolgende:

1. verkorting van het totale leidingtracé daar men tussen het punt van aftapping en het punt van weder terugvoer van het water in de rivier in het algemeen minder gebonden is aan de topografie van het gebied.
2. door korter ^{leiding}leidingstelsel, minder drukverliezen dus grotere energieproductie.
dat het grootste deel $\frac{1}{2}$ drukverliezen vermoozt.

3. in gesteente van goede kwaliteit kan de inwendige druk in de drukschacht gedeeltelijk worden opgenomen door het gesteente waardoor besparing op de hoeveelheid staal voor de staalmantel wordt verkregen.
4. ^{soms tijd uit het} door verkorting van de tunnel onder druk ^{waardoor} zal de inhoud van de bufferschacht eveneens verminderd ^{worden} kunnen worden bij gelijkblijvende waterspiegelvariaties in deze schacht.
5. door verkorting van de tunnel onder druk zal de afvoertunnel langer worden. Daar deze echter veelal als onbeklede tunnel kan worden uitgevoerd is een dergelijke oplossing gunstig.
6. door een korte drukschacht wordt de drukstoot kleiner, de turbineregeling eenvoudiger en kan soms zelfs een drukreguleerder vervallen.
7. de bouw van de werken kan ongehinderd van klimatologische invloeden voortgang vinden.
8. de kosten voor onteigening worden geringer.
9. concentratie van groot vermogen ^{op} in één drukschacht waardoor centrales met zeer grote vermogens kunnen worden gebouwd. *besparing op later mogelijke.*

Als economische nadelen van een ondergrondse uitvoering kunnen worden genoemd:

1. extra kosten voor de centrale
2. de bouw van een toegangstunnel.
3. ^{bij lange afvoerkanaalen} de bouw van een bufferschacht in de afvoertunnel.
4. de bouw van kabel- en ventilatieschachten en pompinstallaties voor drooghouding.
5. eventueel extra kosten voor het onderbrengen van de turbine-afsluiters in aparte tunnelruimten.
6. de afvoertunnel zal meestal duurder zijn dan het afvoerkanaal bij bovengrondse uitvoering.
7. extra kosten indien de transformatoren en de hoogspanning-schakelinstallatie eventueel ondergronds worden aangebracht.

Bij de beoordeling van de economische aspecten dienen ook de herstellings- en onderhoudsuitgaven te worden vergeleken.

Een ondergrondse uitvoering heeft de navolgende voordelen t.o.v. een bovengrondse:

1. De onderhoudskosten van tunnels en drukschachten zijn geringer dan die van bovengrondse beton- en staalconstructies.
2. Ook herstellingskosten zijn in het algemeen geringer daar bijvoorbeeld geen gevaar voor bevriezen bestaat en de werken beschermd zijn tegen lawines, bergstortingen enz.

De bedrijfszekerheid van een ondergronds w.k.w. is dan ook beter gewaarborgd dan die van een bovengronds.

Als nadelen kunnen worden genoemd:

1. meerkosten voor verlichting
2. meerkosten voor ventilatie
3. meerkosten voor pompwerkzaamheden

Tenslotte kunnen als economische voordelen van een ondergronds w.k.w. worden vermeld:

1. de afschrijving van tunnelwerk kan gesteld worden op 1% per jaar terwijl dit voor bovengronds betonwerk op 1,7% kan worden aangenomen.
2. een korte bouwtijd daar onafhankelijk van ongunstige klimatologische omstandigheden kan worden doorgewerkt zodat het werk eerder in gebruik kan worden gesteld en de aflossing van het kapitaal eerder een aanvang neemt dan bij een bovengronds werk.

Militaire aspecten en natuurbescherming

De hieruit voortvloeiende consequenties zijn niet in geld uit te drukken uitgezonderd bijvoorbeeld de kosten verbonden aan het weder in de natuurlijke staat terugbrengen van voor de uitvoering gebezigde bouwterreinen, egaliseren en weer beplanten van uit de tunnels gedeponeed materiaal etc.

In het algemeen zal ten aanzien van deze aspecten elk geval afzonderlijk dienen te worden beschouwd.

Voorbeelden van ondergrondse centrales zijn aangegeven op de autografieën B 19 en B 20 (SOAZZA en BIASCA).

Hoofdstuk VII

Tunnels onder druk en drukschachten

A. Inleiding

1. Tunnels onder druk (druktunnels) en drukschachten vinden tegenwoordig uitgebreide toepassing in de waterkrachttechniek.
2. Onder tunnel onder druk wordt verstaan het onder gering verhang uitgevoerde tunnelgedeelte tussen inlaatkunstwerk en de bufferschacht.
De in dergelijke tunnels optredende inwendige waterdruk kan variëren van enige meters tot 100 meter en meer (in uitzonderingsgevallen).
3. Onder een drukschacht wordt verstaan de van de bufferschacht onder steil verhang of loodrecht naar de centrale voerende leiding waarin de inwendige waterdruk dus snel toeneemt; dergelijke schachten zijn uitgevoerd voor een maximale inwendige druk van enige tientallen meters tot 1000 meter en meer.
4. Het ontwerpen van tunnels dient te geschieden in nauwe samenwerking met een geoloog daar opbouw en eigenschappen van het gebergte en de afzonderlijke gesteenten van beslissende betekenis zijn voor de keuze van het tracé en teneinde te kunnen beoordelen welke moeilijkheden tijdens de uitvoering kunnen worden verwacht ten aanzien van bergdruk, wateraandrang, gasgevaar, agressief water, temperatuur enz.

B. Toe te passen profiel

1. Voor tunnels of schachten onder druk wordt vrijwel steeds een cirkelvormig profiel toegepast daar een dergelijk profiel zowel statisch als hydraulisch daarvoor het meest in aanmerking komt.
Tunnels onder druk met relatief geringe inwendige waterdruk worden - vooral in Frankrijk - wel uitgevoerd volgens het hoefijzer-profiel (galerie en "fer à cheval") waardoor de uitvoering wordt vergemakkelijkt.
2. In verband met de uitvoering kan de minimum diameter worden gesteld op ongeveer 2,- meter doch het verdient aanbeveling een waarde van 2,40 m aan te houden hoewel in bijzondere gevallen ook wel een diameter van minder dan 2,- m is toegepast.

3. De meest economische diameter voor tunnels onder druk met grotere doorsneden dan het minimum profiel dient op de bekende wijze te worden bepaald (som van de jaarlijkse kosten + de waarde van het jaarlijks verlies aan energie moet een minimum zijn). (zie college F 20)

C. Tunnelbouw in gesteente

1. Tunnelbouw in gesteente kan beschouwd worden als een cyclus van de navolgende werkzaamheden:
 - a. boren van gaten in het werkfront;
 - b. aanbrenge van de explosieven in de gaten, terugtrekken van boormaterieel etc. tot op veilige afstand van het werkfront en ontsteken van de ladingen;
 - c. opruimen en naar buiten transporteren van het uitgeschoten gesteente.
(E: drill, fire and muck out)

Intensieve organisatie van genoemde werkzaamheden is een dwingende eis om een tunnel snel, accuraat en economisch tot stand te brengen.
2. Het boren kan geschieden met pneumatisch, roterend of gecombineerd pneumatisch-roterend boormaterieel.
Het uitgeboorde steengruis wordt uit het boorgat afgevoerd met water dat via een kanaal in de boorbuis wordt geperst en dat tevens dient als koelwater.
3. In Amerika wordt veelal gebruik gemaakt van zwaar boormaterieel; in Zweden is het lichte materieel ontwikkeld dat daarna ook verder in Europa het meest wordt gebezigd.
Het zware materieel wordt in tunnels van grote doorsnede gemonteerd op speciaal daartoe vervaardigde, over rails lopende zogenaamde jumbo's.
Het lichte boormaterieel is veelal gemonteerd op een zogenaamde "air-leg" waardoor tevens een constante, niet te hoge druk op de boor wordt geregeld.
Voor grote tunneldoorsneden wordt het lichte boormaterieel horizontaal opgesteld op een speciaal daarvoor ingericht rijdend platform (Ladderdrilling).
Bij deze - wederom in Zweden ontwikkelde - methode kan 1 persoon twee boren bedienen.
4. Door toepassing van water tijdens het boren wordt stofvorming voorkomen.
Het bezwaar van het gebruik van water is dat het gereedgekomen boorgat

v66r het aanbrengen van de springlading met druklucht moet worden nablazen waarbij toch fijne stofdeeltjes in de atmosfeer geraken; voorts is de slijtage van de boorkronen groot.

Om deze bezwaren te ondervangen gebruikt men ook wel boormaterieel waarbij het boorstof door de machine zelf wordt weggezogen; de slijtage van de boorkroon is bij dit "droge" boorproces veel geringer dan bij het "natte" terwijl schoonblazen van het boorgat na voltooiing achterwege kan blijven.

5. Het patroon van de boorgaten in het werkfront dient zodanig te worden vastgesteld dat:

- a. de gaten gemakkelijk zijn te boren
- b. het minimum aan springlading noodzakelijk is om het grootste effect te verkrijgen
- c. het uitgeschoten profiel zo nauwkeurig mogelijk met het theoretische profiel overeenkomt.

Om een en ander te bereiken worden in het midden van het profiel enige gaten dicht bij elkaar geboord onder zodanige hoek dat een wigvormig lichaam wordt ingesloten.

Ongeveer in concentrische cirkels daaromheen worden de overige gaten geboord.

De gaten bij de begrenzing van het profiel zijn meestal dicht bij elkaar gesitueerd en verkrijgen een minder sterke lading.

Een schema van een boorpatroon is aangegeven op aut. B 21, fig. 1.

6. De volgorde van de explosies is nu zodanig dat eerst in het centrum een wigvormig gedeelte uit het gesteente wordt geschoten waardoor ruimte vrij komt. De verdere ladingen komen dan ongeveer in concentrische cirkels na elkaar tot explosie waarbij het gesteente door de telkens vrijkomende ruimte gemakkelijk wordt uitgeschoten.

Door de boorgaten bij de begrenzing van het profiel slechts van een geringe lading te voorzien wordt bereikt dat een profiel met de minste "overbreak" kan worden verkregen.

7. Onder "overbreak" wordt verstaan de hoeveelheid gesteente die wordt uitgeschoten buiten het theoretisch vastgestelde profiel van de tunnel inclusief de bekledingsdikte.

Het percentage "overbreak" wordt veelal van te voren vastgesteld en wordt dan bepaald door een zogenaamde "pay-line"; aan de aannemer wordt

ten hoogste bedoeld percentage uitbetaald.

De "overbreak" dient bij de bekleding van de tunnel geheel door beton te worden vervangen.

Ter nadere toelichting zij verwezen naar aut. B 21, fig. 2.

8. Zeer grote tunnelprofielen worden in vele gevallen in twee gedeelten uitgeschoten en wel afhankelijk van de omstandigheden en de hoedanigheid van het gesteente eerst het gewelf en daarna het benedengedeelte of andersom; aan beide methoden zijn voor- en nadelen verbonden.
9. Zodra het tunnelfront na een explosie weder veilig kan worden bereikt door mensen en materieel wordt met het opruimen van het uitgeschoten gesteente een aanvang gemaakt.
De inhoud van het uitgeschoten materieel bedraagt ongeveer het dubbele van dat van het vaste gesteente.
Allereerst is bespuiting met water noodzakelijk om de stof neer te slaan; een handeling die zonodig herhaald dient te worden tijdens de opruimingswerkzaamheden.
Deze opruimingswerkzaamheden zijn bij de moderne tunnelbouw in hoge mate gemechaniseerd; voor de diverse laadmachines die gebezigd worden wordt verwezen naar de literatuur.
10. Het transport van het uitgeschoten gesteente naar de tunnelingang geschiedt in tunnels van kleinere doorsneden middels décauville materieel met elektrische - of dieseltractie.
Voor grote profielen wordt veelal truckvervoer gebezigd, waardoor de aanwezigheid van hinderlijk spoor kan vervallen.
Bij het vervoer met décauville materieel in tunnels van kleine doorsnede vereist het wisselen van de volle door lege wagentjes veel tijd in verband waarmee men in enkele gevallen speciaal materieel heeft ontworpen waarbij de gehele, tijdens één explosie uitgeschoten hoeveelheid steen in één lange wagen (een z.g. "shuttle car") of in een samenstel van wagens kan worden verladen en buiten de tunnel kan worden getransporteerd.
Dit systeem is o.a. toegepast bij een tunnel met afmetingen van 2 x 2,45 m van het Allt-na-Lairige project in Schotland (zie Water Power, july 1955, pg. 261: "An experiment in high-speed tunnelling").

Voorts bij de aanleg van een tunnel voor het Kaunertal-project in Oostenrijk (alwaar een z.g. Salzgitter "Bunkerzug" is ingezet) (zie: Baumaschine und Bautechnik, mei 1963 pag. 207: Mechanisierung und Organisation beim Vortrieb eines Freispiegelstollens in Kaunertal).

11. Een efficiënt ventilatiesysteem in de tunnel gedurende de bouwwerkzaamheden is van het grootste belang, opdat aan het tunnelfront een atmosfeer heerst waarin zonder nadelige gevolgen gewerkt kan worden i.v.m. temperatuur, stof, explosiegassen enz.
Het systeem moet berekend zijn op ongeveer $8 \text{ à } 9 \text{ m}^3$ per minuut verse lucht per man; deze lucht wordt via een buisleiding geblazen naar het werkfront of een dergelijke hoeveelheid wordt van het werkfront weggezogen.
Bij de eerste methode zal men in het algemeen onmiddellijk na een explosie de werkingsrichting van het systeem tijdelijk omkeren.
12. Naar het tunnelfront dienen behalve de ventilatieleiding ook nog te worden gevoerd de druklucht-, water-, elektriciteits- en eventueel pompleidingen. Deels worden deze leidingen opgehangen aan gewelf of wanden, deels kunnen zij over de tunnelbodem worden gevoerd.
13. In bovenstaande beschouwingen werd in het kort een uiteenzetting van de conventionele tunnelbouwmethode met gebruik van springmiddelen gegeven. Men heeft echter sedert kort speciale tunnelboormachines geconstrueerd die het volle tunnelprofiel in het gesteente uitboren en waarbij geen springmiddelen meer worden gebezigd.
14. Een dergelijke speciale boormachine werd in de U.S.A. door de firma S. Robbins ontwikkeld voor het boren van tunnels met cirkelvormig profiel in volkomen standzeker gesteente van middelmatige hardheid (max. 1500 kg/cm^2 drukvastheid ongeveer overeenkomende met hardheidsgraad 3,5 volgens de schaal van Moh waarbij talk = 1 en diamant = 10).
15. Voor de werkingwijze van de Robbins-machine (ook wel genoemd "The Mole") wordt verwezen naar de hieronder genoemde literatuur:
 - a. Die Bautechnik, januari 1963, pg. 232:
"Vortriebsmaschinen im Tunnelbau"
 - b. Schweizerische Bauzeitung, 13 juni 1963, pg. 439:
"Die Robbins-maschine für sprengungsfreier Stollen- und Tunnelvortrieb"

c. Engineering News Record:

13 april 1961, pg. 56

10 jan. 1963, pg. 17

12 maart 1964, pg. 24.

16. Als voordelen van de machine kunnen worden genoemd:

a. snelle vordering van het werk.

In de OAHE-tunnels in U.S.A. met een diameter van 7,85 werden vorderingen van gemiddels 25 à 30 m per dag bereikt.

(d.i. ongeveer 2x zo snel als met de conventionele methoden waarbij een vordering van 400 m per maand voor een doorsnede-opp. van 50 à 70 m² als een topprestatie kan worden aangemerkt).

b. het uitgeboorde profiel is meer standzeker dan bij uitvoering volgens de conventionele methoden daar geen springmiddelen worden toegepast waardoor de samenhang van het gesteente kan worden verstoord.c. de uitgeboorde tunnel vertoont een vrijwel glad wandoppervlak waardoor de overbreak minimaal is (ongeveer 2 à 5 cm) en dus ook de extra hoeveelheid bekledingsbeton voor het opvullen van de overbreak.

d. de bouw van de tunnel gaat niet gepaard met explosie-trillingen en lawaai waardoor toepassing onder bewoonde oppervlakten of bij geringe diepte onder het oppervlak in aanmerking komt.

17. Bij objecten van enige omvang bedragen de bouwkosten bij toepassing van een Robbins-machine ongeveer 40% van die volgens de conventionele tunnelbouwmethoden.

De toepassingsmogelijkheid blijft echter beperkt tot daarvoor geëigend gesteente.

18. Speciale werkwijzen worden in de tunnelbouw ook gevolgd bij de bouw van verticale of onder een steile helling verlopende schachten.

De uitvoering van dergelijke schachten vindt meestal in opwaartse richting plaats. Het uitgeschoten gesteente valt naar beneden en wordt daarna verder getransporteerd.

19. Soms wordt eerst een zogenaamde richtschacht in opwaartse richting geboord waarna de schacht op vol profiel van boven naar beneden wordt uitgeschoten waarbij de richtschacht als afvoer voor het uitgeschoten gesteente dient.

20. Bij de bouw van de bufferschacht van het Peccia-w.k.w. van het Maggia waterkrachtcomplex in Zwitserland werd eerst een gat in benedenwaartse richting geboord. Vervolgens werd een richtschacht in opwaartse richting uitgeschoten waarbij het werkplatform aan een kabel door het bovenbedoelde boorgat was opgehangen.
- De verwijding van de schacht tot vol profiel vond weer in benedenwaartse richting plaats.
21. Onder de speciale apparatuur, gebezigd voor het boren van verticale en hellende schachten dient te worden genoemd:
- a. de ALIMAK RAISE CLIMBER
(zie een desbetreffende advertentie o.a. in Water Power, january 1965)
 - b. een zogenaamde boorwolf waarvan de werkingwijze is uiteengezet in een artikel in Die Bautechnik, juli 1963 pg. 232: "Vortriebmaschinen im Tunnelbau".
22. Men streeft er tegenwoordig naar een tunnel onmiddellijk over het volle profiel te boren teneinde voldoende ruimte te verkrijgen voor mechanische uitvoering van alle werkzaamheden.
- Bij gesteente van minder goede kwaliteit is deze werkwijze mogelijk door het gebruik van stalen steunbogen die later als onderdeel van de bekleding worden ingebetonneerd.
- Insteede van stalen, worden, ter besparing aan gewicht en snellere voortgang van het werk, thans ook aluminium bogen met beplating ("murali") toegepast (zie Schweizerische Bauzeitung 1953, pg. 10).
23. Ter ondersteuning van een tunnelgewelf wordt hout tegenwoordig weinig meer toegepast. Het gebruik van hout bracht bezwaren mede daar in vele gevallen dit materiaal na aanbrengen van een betonbekleding niet geheel kon worden verwijderd en aanleiding kon geven tot nastortingen.
24. Teneinde nastortingen van een tunnelprofiel in gesteente van matige kwaliteit gedurende de tijd die verloopt tussen het uitschieten van het profiel en het aanbrengen van de definitieve bekleding daarvan te voorkomen wordt na de tweede wereldoorlog veelvuldig gebruik gemaakt van een tunnelverankering zoals hieronder nader zal worden beschreven.

D. Tunnelverankering (E: Roofbolting)

1. Onmiddellijk nadat een tunnel over een lengte t (= lengte van een boorgat) is uitgeschoten (zie aut. B 22) gerekend vanaf de laatst aangebrachte ankerstaaf, zal het gesteente over deze afstand als het ware een dubbel gekromd gewelf vormen met maximum peil $\frac{t}{2}$. De beneden dit gewelf gelegen steenmassa zal vroeg of laat nastorten.
2. Na hoeveel tijd deze nastorting plaatsvindt hangt af van de hoedanigheid van het gesteente, maar zelfs indien dit van slechte kwaliteit is duurt het veelal wel enige uren.
In die tijd boort men de anker-gaten en worden de ankers aangebracht verbonden door kanaalijzers ter ondersteuning van het tussenliggende gesteente. Veelal wordt ook een stalen net tussen de ankers aangebracht om afbrokken van materiaal te voorkomen al of niet gecombineerd met het aanbrengen van een laag spuitbeton.
3. De lengte l van de ankers kan t meter bedragen waarbij $t \approx B/3$ à $B/4$ indien B de tunnelbreedte voorstelt.
De richting van de ankers zal dienen te worden aangepast aan de gelaagdheid van het gesteente zoals schematisch op aut. B 22, fig. 2 aangegeven.
4. De nadruk wordt erop gevestigd dat de tunnellengete t onmiddellijk na het schieten en wegruimen van het uitgeschoten materiaal van de verankering dient te worden voorzien, gelijktijdig dus met het boren der gaten voor de volgende ronde en dus voordat een deformatie kan optreden. De afstand tussen de ankers wordt gekozen in overeenstemming met de lengte en het draagvermogen van de ankerstaven.
5. Men bezigt diverse soorten van ankers, waaronder wigankers en expansieankers.
6. Om het "opheffen" van een tunnelvloer of het verminderen van het uitgeschoten profiel door "expanderend" gesteente te voorkomen worden met succes gewapend betonankers gebezigt zoals schematisch aangegeven op aut. B 22, fig. 3.
7. Zoals reeds eerder vermeld, worden de ankers - evenwijdig aan de as van de tunnel - verbonden door kanaalijzers en wordt meestal nog een stalen netwerk aangebracht om het tussengelegen steenoppervlak te steunen en ter bescherming

van het werkvolk; in verband met laatstgenoemd doel wordt bij toepassing van een netwerk dit eerst aan korte ankers aangebracht alvorens met het boren van de gaten van de lange ankers wordt aangevangen.

8. Als voordelen van gewelfverankering van een tunnel kunnen worden genoemd:
 - a. de tunnel kan zelfs in gesteente van slechte kwaliteit in vol profiel worden uitgevoerd.
 - b. er wordt geen hout gebezigd hetgeen bij gebruik van stalen bogen nog wel voorkomt voor het opstoppen van de ruimte tussen tunnelwand en boog.
 - c. het geringe meegeven van de ankers is te verwaarlozen ten opzichte van de veel grotere zakkings die plaatshebben bij de conventionele ondersteuning door bogen etc.
 - d. er heeft geen beschadiging plaats door het schieten hetgeen bij gebruik van bogen wél mogelijk is.

9. Verankering van tunnelgewelven moet worden beschouwd als een tijdelijke maatregel ter overbrugging van de periode tussen het uitschieten van het tunnelprofiel en de definitieve bekleding daarvan door beton. De levensduur van de aan roesten onderhevige ankers kan worden verhoogd door de ankergaten met cement te injecteren hetgeen echter meer tijd en kosten vergt.

10. Voor nadere bijzonderheden omtrent tunnelverankering wordt verwezen naar het artikel van L. v. RABCEWICZ: "Bolted support for tunnels" in Water Power 1954, pg 150 en de daarin voorkomende literatuurlijst.

E. Drainage van tunnels

1. Het uit het gebergte in de tunnel vloeiende water dient tijdens de bouw van de werken op oordeelkundige wijze te worden afgeleid.

2. Tijdens het boren van de tunnel zal daartoe in de tunnelbodem een afvoergoot aanwezig moeten zijn die bij de aanvang van de bekledingswerkzaamheden vervangen dient te worden door een drainagebuis van voldoende capaciteit.

3. De drainagebuis kan in de tunnels of meer zijdelings worden aangebracht; hoewel de eerste oplossing minder rotsverzet eist wordt aan de tweede situering dikwijls de voorkeur gegeven daar deze minder hinderlijk is voor het transport in de tunnel. De drainagebuis wordt om de 20 à 30 m van inspectieputten voorzien.

4. Wordt een tunnelbekleding aangebracht dan dient het uit de wanden tredende water vóórdat met bekledingswerkzaamheden wordt aangevangen in de drainage te worden gevoerd.

Grotere wateraders worden door buizen gecapteerd en afgeleid naar de hoofd-drainagebuis.

Kleinere aders kunnen worden afgeleid b.v. via een langs de tunnelwand naar de hoofddrain te leiden gummibuis die met snelverhardende cement wordt overdekt waarna de gummibuis al spoedig kan worden verwijderd door deze uit de ontstane gang te trekken.

Bij zeer geringe doorsijpeling kunnen de betreffende plaatsen bedekt worden met uit de hand op te brengen, snelverhardende cement.

5. Een vraagpunt is of de drainagebuis ná voltooiing van het werk in bedrijf moet blijven of volgebetonneerd dient te worden.

Dr. A. Kieser is van oordeel dat men de buis beter kan dichtten door zorgvuldig uit te voeren beton- en cementinjecties.

Daar namelijk deze buis in verbinding staat met alle wateraders in het gesteente langs de tunnel zal de mogelijkheid van waterverlies door het in bedrijf laten van deze drainage slechts worden vergroot, terwijl voorts wellicht op den duur uitspoelingen in het gesteente en daarmee gepaard gaande nastortingen kunnen plaatshebben.

F. Onbeklede druktunnels en drukschachten

1. Een onbeklede druktunnel of drukschacht kan slechts worden toegepast in voldoende ondoorlaatbaar, standzeker gebergte indien de wandruwheid en het daaruit ontstane energieverlies geen rol van betekenis speelt en de inwendige waterdruk i.h.a. relatief gering is. (uitzonderingen in Noorwegen waar zelfs een onbeklede drukschacht met 300 m waterdruk is toegepast)
2. Vast gesteente geeft nog geen waarborg tegen nastortingen. Bij grote diepten kunnen namelijk zogenaamde "bergslag"-verschijnselen optreden tengevolge van expansie van het onder grote druk verkerende gesteente; hierbij springen steenschollen met een luide knal uit gewelf of wanden en het kan geruime tijd duren voordat het evenwicht is hersteld.
- Vermeld zij dat de steenschollen niet meer passen in de vrijkomende holten waaruit zij afkomstig zijn.

3. Om de tunnel beter begaanbaar te maken wordt wel een bodembetonnering en een afvoergoot aangebracht.
4. Bij oude doch ook bij nieuwe waterkrachtwerken worden dergelijke onbeklede druktunnels nog wel aangetroffen. Bij het in 1925 voltooide w.k.w. BARBERINE bedraagt de waterdruk in de 2200 m lange in gneis en graniet gebouwde onbeklede druktunnel 72 meter, en bij de kortelings voltooide drukschacht van het w.k.w. Tafjord III in Noorwegen zelfs 300 m! (zie MOSONYI, Band II, pag. 453)

G. Druktunnels met bekleding van spuitbeton

1. Een dergelijke bekleding dient om met een minimum aan kosten nastortingen te voorkomen en ook wel als afdichting tegen lekverliezen en ter vermindering van de wandruwheid.
2. Daar de dikte niet veel meer dan 4 à 6 cm bedraagt is de methode zonder nadere voorzieningen slechts in standzeker gebergte toe te passen; voorts zal een dergelijke bekleding slechts waterdicht kunnen blijven indien in het gesteente geen scheurvorming optreedt tengevolge van de waterdruk in de tunnel.
3. De in onbeklede tunnels voorkomende ruwheidscoëfficiënt K van ongeveer 30 (uit de formule van Strickler) kan door een spuitbeton bekleding worden verhoogd tot ongeveer 40 à 50.
4. Grote toepassing heeft spuitbeton verkregen voor het bekleden van tunnels in samenwerking met verankeringen of stalen steunportalen onmiddellijk volgende op het uitschieten van het profiel waardoor dikwijls - zelfs in gesteente van matige kwaliteit - de tunnel over de volle doorsnede kan worden uitgevoerd zonder gebruik te maken van kostbare steunconstructies voordat een definitieve bekleding wordt aangebracht.

H. Druktunnels met ongewapende betonbekleding

1. De meest toegepaste bouwwijze is een bekleding van ongewapend beton, waardoor bij een toegepaste dikte van 20 à 40 cm voldoende zekerheid bestaat tegen nastortingen, terwijl voorts een hoge K-waarde gewaarborgd is.

2. De nadruk wordt erop gevestigd dat in het bovenste gedeelte van het tunnelgewelf - in verband met het moeilijk inbrengen van de beton - in het algemeen een holle ruimte aanwezig is, die door oordeelkundige beton- en cementinjectionen dient te worden gevuld (zie aut. B 23, fig. 1).
3. De dichtende werking van een gewone betonbekleding moet niet hoog worden aangeslagen en is beperkt tot lagere drukken; er is weinig weerstand tegen scheurvorming.
Reeds bij inwendige drukken van enkele atmosferen ontstaan langsscheuren daar het gesteente pas ná uitwijking van de beton een tegendruk kan leveren terwijl de betonmantel in de stortnaden vrijwel geen trek kan opnemen.
4. Bij grotere tunneldiameters bezigt men als bekisting voor het aan te brengen beton inklapbare, verrijdbare stalen of aluminium bekistingen (zie Schweizerische Bauzeitung 1953, pg. 10 "Leichtmetall-Schalungen für Stollen- und Tunnelbauten" en Der Bauingenieur 1954 Heft 2).
5. Het inbrengen van de beton geschiedt het beste met betonpompen, terwijl voor het verdichten van de specie trilapparaten worden gebezigd.
Bijzondere aandacht moet worden besteed aan de betonnering en injectering van het hoogste punt van het gewelf.

I. Druktunnels met gewapend betonbekleding

1. Door een onjuist begrip van de eigenschappen van gewapend beton heeft men dit materiaal veelvuldig gebezigd voor het waterdicht maken van druktunnels.
2. Daarbij dient dan de ontoereikende weerstand van het gesteente te worden vervangen door het wapeningsstaal.
Een doorsnede over een dergelijke tunnel is aangegeven op aut. B 23, fig. 2.
3. Voor de berekening van de wapening werd alsdan de eis gesteld dat deze de volle inwendige druk moet kunnen opnemen bij in rekening brengen van de gebruikelijke toelaatbare trekspanning in het gebezigde staal.
Werd op medewerking van het gesteente gerekend dan werd de wapening zodanig gedimensioneerd dat, indien het staal alléén de waterdruk zou moeten opnemen dit staal tot de vloeigrens zou worden belast.

4. Dergelijke aannamen bewijzen echter dat de invloed van de staalwapening ter voorkoming van lekverliezen door scheurvorming geheel verkeerd beoordeeld werd. De beton zal namelijk slechts ondoorlatend blijven zolang de trekvastheid daarvan niet wordt overschreden, waarbij de spanning in het staal draagt: $\sigma_y = n \cdot \sigma_b$.
- Bij toepassing van beton met een trekvastheid van bijvoorbeeld 30 kg/cm^2 kan bij $n = 10$ in de wapening ten hoogste een spanning van $10 \times 30 = 300 \text{ kg/cm}^2$ optreden voordat scheurvorming optreedt en de bekleding waterdoorlatend wordt; de wapening kan dat niet meer verhinderen.
5. Voorts is aan een gewapend betonbekleding het bezwaar verbonden dat de wapening, vooral bij geringe dikte van de beton een doelmatige verwerking en verdichting daarvan verhindert waardoor zwakke plaatsen en grindnesten kunnen ontstaan, die de trekvastheid verminderen en de waterdoorlatendheid verhogen.
6. Op grond van het bovenstaande komt men tot de conclusie dat het - bij optreden van grote inwendige waterdruk - weinig zin heeft een druktunnel te voorzien van een gewapend betonbekleding die tot doel heeft een waterdichte constructie te vormen.
7. Op dezelfde gronden zal ook een dunne gewapende spuitbetonbekleding ter voorkoming van lekverliezen slechts voor een geringe inwendige waterdruk en in standzeker gebergte kunnen worden toegepast.

J. Druktunnels en drukschachten met stalen mantel

1. Op aut. B 23, fig. 3 is de doorsnede aangegeven van een druktunnel, voorzien van een staalmantel waarbij de ruimte tussen mantel en gesteente met beton is volgestort.
- Een staalmantel biedt een waterdichte bekleding, is in staat de inwendige waterdruk op te nemen en heeft zeer gunstige hydraulische eigenschappen (grote K-waarde).
2. Een staalmantel wordt gebezigd in tunnels waarbij de dikte van de overdekkingslaag niet voldoende is om aan de inwendige drukweerstand te bieden of indien de waterdruk zo groot is dat toepassing van een ander type van bekleding geen waarborgen biedt tegen waterverliezen.

3. Op grond van het bovenstaande zal men een tunnelbepantsering o.a. toepassen:
 - a. nabij de overgang van een druktunnel naar een bovengrondse drukleiding of naar een dalkruisingskunstwerk (ter voorkoming van z.g. "portaalbreuk")
 - b. bij een naar de centrale voerende drukschacht (waarbij dus nabij de centrale een zeer hoge inwendige waterdruk kan voorkomen).

4. De grote technische vooruitgang met betrekking tot de bouw van gepantserde drukschachten heeft ertoe geleid dat dit leidingstype hoe langer hoe meer wordt gebezigd in stede van bovengrondse drukleidingen. De aan een drukschacht verbonden voordelen werden reeds vermeld in het hoofdstuk betreffende ondergrondse waterkrachtwerken.

5. Bij druktunnels waarbij de dikte van de staalmantel in de meeste gevallen bepaald is door transport- en montage-eisen of in verband met uitwendige druk is het eventueel meewerken van het gesteente ter opname van de (relatief geringe) inwendige waterdruk van ondergeschikt belang.

6. In drukschachten daarentegen wordt bij de bepaling van de wanddikte van de staalmantel gerekend op een samenwerking van de drie elementen: staal, beton en gesteente.
 Een moeilijk punt voor de berekening vormt de - ook na zorgvuldig uitvoeren van cementinjecties - aanwezigheid van de geringe ruimte (spleet) tussen staal en beton en tussen beton en gesteente alsmede de vaststelling van de elasticiteitsmodulus van het gebergte.

7. Als ervaringscijfer in Noorwegen kan worden vermeld dat in gezond gesteente van gemiddelde vastheid met een elasticiteitsmodulus van 80 à 100.000 kg/cm² ongeveer 65 à 75% van de waterdruk door het gesteente wordt opgenomen indien de in alinea 6 bedoelde ruimte tussen de elementen staal, beton en steen zorgvuldig worden geïnjecteerd (contact-injecties). Metingen in Frankrijk bij vier drukschachten wezen uit dat de door het gesteente opgenomen inwendige waterdruk in de schachten varieerde van 31% tot 97%.
 Bij de drukschacht van het w.k.w. "Kemano" in Canada is de staalmantel gedimensioneerd op de aanname dat deze 40% van de inwendige druk moet opnemen; proeven wezen uit dat slechts 25% op rekening van het staal kwam. Als de staalmantel hier de volle waterdruk had moeten opnemen zou de dikte 12,7 cm moeten bedragen.

8. Het gesteente zal slechts het gedeelte van de waterdruk mogen opnemen waartoe het met absolute zekerheid in staat is; het overige gedeelte van de druk zal door het staal dienen te worden opgenomen.
- Veiligheidshalve zou men de staalmantel zodanig kunnen dimensioneren dat de vloeigrens van het materiaal niet wordt overschreden indien onverhoopt de gehele druk door de mantel moet worden opgenomen.
9. Evenals bij bovengrondse drukleidingen worden tegenwoordig de langs- en rondnaden van een stalen mantel van een drukschacht elektrisch gelast. Ook de montagelassen van de afzonderlijke buisstukken worden volgens deze werkwijze tot stand gebracht.
- De wijze waarop de buisverbindingen worden uitgevoerd bepaalt in het algemeen de diameter van het uit te schieten tunnelprofiel.
10. Het aanbrengen van de beton tussen staalmantel en gesteente kan op verschillende wijzen plaatsvinden zoals b.v. met betonpompen, terwijl tegenwoordig in enkele gevallen de zogenaamde "prepak"-methode is toegepast die in paragraaf N nader zal worden toegelicht.
11. Een der neteligste vraagstukken bij de berekening van de staalmantel is de bepaling van de grootte van de uitwendige waterdruk.
12. Bij verticale drukschachten volgens de Zweedse bouwwijze kan de uitwendige waterdruk oplopen tot de hydrostatische druk t.o.v. het niveau in het stuwmeer.
- In drukschachten die ongeveer evenwijdig lopen aan de dalhelling, zoals bij de Alpine bouwwijze veel voorkomt, is het aanvaardbaar de uitwendige waterdruk op elk punt van de tunnelas gelijk te stellen aan de verticale afstand tot het maaiveld aldaar. Elk geval dient echter afzonderlijk te worden beschouwd.
13. Door het uitvoeren van zorgvuldige cementinjecties in het, de tunnel omgevende, gesteente alsmede het aanbrengen van dichtingsschermen door cementinjecties kan de uitwendige druk kunstmatig worden verminderd.
- Bovendien zullen bij een gepantserde drukschacht de voegen tussen staalmantel en betonbekleding, tussen deze laatste en het gesteente alsmede de scheuren in het beton door middel van cementinjecties zorgvuldig dienen te worden gedicht.

14. Over de toepassing van een doorgaande drainering langs de schacht om de uitwendige waterdruk te voorkomen zijn, zoals reeds eerder vermeld, de meningen verdeeld.

Het bezwaar van een dergelijke voorziening is dat de drainbuis tijdens de injecteringswerkzaamheden verstopt raakt en indien dit niet geschiedt, de constante waterstroom door de wateraders tot uitspoeling en nastortingen in het gesteente aanleiding kan geven.

15. Teneinde het plooiën van de staalmantel door uitwendige waterdruk bij leegstaande drukschacht te voorkomen werd soms het staal in de betonbekleding verankerd met hoekstaal, stalen haken of anderszins. Ook ten aanzien van deze maatregelen zijn de meningen verdeeld, daar deze verankeringen het zorgvuldig inbrengen van de beton kunnen hinderen.

Vermeld zij dat bij goede injectering van de voeg tussen staal en beton voor het plooiën van de staalmantel een veel grotere uitwendige druk nodig is dan bij een geheel vrij liggende leiding daar het betonbed de vrije beweging van de staalmantel verhindert.

Voor de berekening van de dikte van de staalmantel i.v.m. uitwendige druk wordt verwezen naar het artikel van E. Amstutz in Schweiz. Bauzeitung 1950, pag. 102: "Das Einbeulen von Schacht- und Stollenpanzerungen".

Voor de berekening van de dikte van de staalmantel i.v.m. de inwendige waterdruk wordt verwezen naar de desbetreffende literatuur.

16. In een enkel geval is een stalen drukleiding vrij in een loodrechte of onder steile helling verlopende tunnelschacht opgesteld.

Hierbij dient dus de wanddikte van de leiding op dezelfde wijze als bij bovengrondse drukleidingen te worden gedimensioneerd op de volle inwendige waterdruk en verkrijgt men dus geen besparing door de ondergrondse uitvoering, terwijl er wel extra kosten voor de bouw van de tunnelschacht mee gepaard gaan.

17. Deze uitvoering is dan ook alleen te motiveren indien het gesteente ongeschikt is om een gedeelte van de waterdruk op te nemen of omdat een grote uitwendige waterdruk wordt verwacht waarvoor dure voorzieningen zouden moeten worden getroffen, terwijl een ondergrondse uitvoering noodzakelijk wordt geacht op grond van een of meerdere van de navolgende factoren:

- a. lawinegevaar
- b. gevaar voor afstortingen

- c. funderingsmoeilijkheden
- d. strategische overwegingen
of anderszins.

18. Voorbeelden van vrij in een schacht aangebrachte drukleidingen vindt men bij de waterkrachtwerken Santa Giustina en Villa S. Maria in Italië (zie Mosonyi, II, pg. 450 en 564).

K. Voorgespannen bekleding van druktunnels en schachten

1. Het voor een tunnelbekleding meest toegepaste materiaal is beton dat echter slechts een geringe trekvastheid bezit ($20 \text{ à } 30 \text{ kg/cm}^2$).
In verband met de aanwezige stortnaden kan zelfs in feite in het geheel niet op het opnemen van trekspanning door een dergelijke betonbekleding worden gerekend.
2. Nu is het voornaamste doel van de bekleding in vele gevallen het voorkomen van waterverliezen zodat de eigenschappen van het materiaal niet beantwoorden aan het doel waarvoor het wordt gebezigd.
Beton is, zonder nadere voorzieningen, in feite ongeschikt voor een tunnelbekleding zodat men bij gebruik daarvan moet rekenen op scheurvorming en het optreden van waterverliezen.
3. De drukvastheid van beton (en metselwerk) is echter aanzienlijk doch deze eigenschap komt bij de normale uitvoeringswijze van een tunnelbekleding niet tot zijn recht.
Als middel om de gunstige eigenschap van beton, de aanzienlijke drukvastheid, te kunnen benutten, dient de voorspanning.
4. Voor de diverse methoden, waarop de voorspanning van een tunnelbekleding met behulp van rondstaal kan worden totstand gebracht wordt verwezen naar de literatuur.
De voorgestelde bouwwijzen waren in vele gevallen òf te kostbaar òf te onvolmaakt om voor uitvoering in de praktijk in aanmerking te komen.
5. Slechts de zogenaamde "Kernring-bekleding" volgens de door A. Kieser ontwikkelde (en gepatenteerde) methode, waarbij in het geheel geen staal wordt gebezigd, voldoet geheel aan de eisen van een waterdichte tunnelbekleding.

Door deze vinding is het voornaamste probleem van de druktunnel, namelijk het voorkomen van waterverliezen bij relatief hoge inwendige druk en in gesteente van matige hoedanigheid, opgelost, in verband waarmee in de volgende paragraaf een korte beschouwing aan genoemde constructie zal worden gewijd.

L. De Kernring-bekleding van druktunnels volgens het systeem van A. Kieser

1. Een schematische doorsnede van een dergelijke tunnelbekleding is aangegeven op aut. B 23, fig. 4 en bestaat uit:
 - a. een betonbekleding van het uitgeschoten tunnelprofiel ter verkrijging van een zuiver cirkelvormige doorsnede
 - b. een ruimte van enkele centimeters tussen de betonbekleding (sub a) en de hierna te noemen kernring (sub c)
 - c. een kernring bestaande uit geprefabriceerde betonstenen (of gewoon beton) waarin door cementinjectering in de sub b bedoelde ruimte een vooraf vastgestelde drukspanning kan worden verkregen.
2. Bij deze hydraulische voorspanmethode dient dus het gesteente dat de tunnel omgeeft, de tegendruk te leveren voor de krachten die door de injectering van de ruimte b via de betonbekleding a daarop worden uitgeoefend; in verband hiermede dient dus de tunnel voldoende diep in het gebergte te zijn gesitueerd.
3. De tussenruimte tussen bekleding en kernring wordt verkregen door de stenen waaruit deze kernring wordt gemetseld te voorzien van nokken zodat een over de gehele omtrek gelijke tussenruimte van b.v. 3 cm is gewaarborgd.
4. Door het onder druk zetten van de injectieruimte zullen in de betonbekleding sub a trekspanningen optreden zodat deze beton zal scheuren. Dit is gunstig daar nu de op het gesteente werkende krachten zuiver radiaal worden gericht, terwijl voorts door deze scheuren in de beton de injectiespecie tevens de ruimten tussen beton en gesteente kan vullen en eventueel ook de scheuren in het omhullende gesteente kan dichten.
5. De injectering van de ruimte tussen betonbekleding en kernring geschiedt als volgt;

- a. via in de kernring ingemetselde buisstukken wordt de ruimte door pneumatische injectie van cementmortel met een samenstelling van b.v. 2 cement, 2 zand (0-3 mm) en 1 water gevuld totdat uit een kraan in de top van het tunnelgewelf het verzamelde water is afgevoerd en zuivere cementspecie uittreedt.
 - b. daarna wordt bedoelde kraan gesloten en wordt met de gebruikelijke 5 à 6 atmosfeerdruk doorgegaan met injecteren.
 - c. vervolgens inschakeling van hogedruk injectiepompen waarmede door inpersen van cementspecie (samenstelling b.v. $1\frac{1}{2}$ à 2 cement op 1 water) in de reeds gevulde ruimte de vastgestelde voorspanning wordt verkregen. In verband met mogelijke ontspanning door ontwikkend aanmaakwater, krimp etc. dient een pompdruk te worden toegepast van ongeveer $1\frac{1}{2}$ maal de maximale inwendige waterdruk die in de tunnel tijdens het bedrijf kan optreden.
6. Op grond van met proeven verkregen ervaringen komt A. Kieser tot de conclusie dat druktunnels met een inwendige waterdruk tot 200 m (20 atm.) waterdicht kunnen worden uitgevoerd door toepassing van een voorgespannen kernringbekleding.
- Bij de gebruikelijke bekledingsmethoden zou reeds bij waterdrukken van 5 à 6 atmosfeer scheurvorming in de beton en dus waterverlies optreden.
7. Voor nadere bijzonderheden omtrent uitvoeringswijzen, berekening, uitgevoerde proeven etc. wordt verwezen naar het artikel in de Schweizerische Bauzeitung van juni 1957, pg. 303 "Wasserdichte Druckstollen und Druckschächte mit Kernring-Auskleidung".

M. Cementinjecties

1. Cementinjecties spelen in de tunnelbouw een zeer belangrijke rol en dienen:
 - a. voor het opvullen van holle ruimten tussen de tunnelbekleding en het gesteente
 - b. ter verdichting van het gesteente dat het tunnelprofiel omhult.
2. Voor de injecties worden voornamelijk cement, zand en aanmaakwater gebezigd in een verhouding die afhankelijk is van de omstandigheden en het nagestreefde doel.
3. Voor het opvullen van holle ruimten tussen bekleding en gesteente bezigt men veelal pneumatische injectieapparatuur waarmee onder de gebruikelijke druk van 5 à 6 atmosfeer wordt gewerkt; de voor dit doel gebezigde specie heeft een cement-zandverhouding van 1 : 1 à 1 : 3.
4. Ter verdichting van het omhullende gesteente worden dikwijls injectiepompen ingezet waarmee injecties onder hoge druk worden uitgevoerd indien daardoor de bekleding geen gevaar loopt; dergelijke injecties worden, teneinde de pompen de ontzien en ter verkrijging van een zo groot mogelijke werkingssfeer om het boorgat, bij voorkeur uitgevoerd met uitsluitend een cement-watermengsel waaraan somtijds toeslagstoffen worden toegevoegd ter verhoging van het dichtingseffect.
5. Bij de kernring-bekleding wordt de voorspanruimte tussen betonbekleding en kernring eerst pneumatisch geïnjecteerd met cementmortel in de verhouding 2 cement : 2 zand (0-3 mm) : 1 water.
 Onmiddellijk daarna wordt in de nog onverharde mortelspecie met behulp van pompen onder hoge druk zuivere cementbrij in de verhouding $1\frac{1}{2}$ à 2 cement : 1 water geïnjecteerd waarmee de voorspanning wordt verkregen en alle bestaande of tijdens het injecteren optredende holle ruimten en scheuren worden volgeperst.
6. Speciale injectiespecie vereist de betonnering van de ruimte tussen staal-mantel en gesteente van een drukschacht volgens de Prepakt-methode die in de volgende paragraaf in het kort zal worden beschreven.

N. Betonneren volgens de Prepakt-methode

1. Het betonneren van de ruimte tussen staalmantel en tunnelwand van een drukschacht kan, behalve volgens de conventionele werkwijzen, ook geschieden volgens de Prepakt-methode zoals o.a. toegepast bij het KEMANO-waterkracht complex in Canada (Brits Columbia) en het GLOCKNER-KAPRUM w.k. complex (TAUERN-complex) in Oostenrijk.
2. Volgens deze, in de U.S.A. ontwikkelde, methode wordt, telkens na het inbrengen van een stalen buisstuk in de drukschacht, de ruimte tussen de buis en de tunnelwand gevuld met gewassen grind of steenslag.
3. Nadat op deze wijze een voldoende lengte van de drukschacht is voltooid wordt de grindmassa met specie van bijzondere samenstelling geïnjecteerd totdat alle holle ruimten zijn opgevuld.
De cementspecie wordt geïnjecteerd via in de staalmantel geboorde gaten, te beginnen op het laagste punt van de steenvulling zodat water en lucht tussen de steenstukken niet door specie kan worden ingesloten.
4. De minimum afmetingen van de steenstukken bedraagt ongeveer 15 mm terwijl de maximum grootte afhankelijk is van de beschikbare ruimte tussen staal en tunnelwand doch veelal op 60 à 80 mm kan worden gesteld. Het inbrengen van het materiaal dient met de nodige zorg te geschieden teneinde het breken daarvan en het vormen van steengruis te voorkomen daar anders verstopping van de injectiewegen kan optreden.
5. Van groot belang is de samenstelling van de injectiespecie; het zand moet een korreldiameter van minder dan 1,6 mm bezitten.
Beter is het echter de korreldiameter op maximaal 1 mm te stellen.
Als toeslagstoffen worden aan het cement ALFESIL en INTRUSION-aid toegevoegd.
Alfesil is een ijzerhoudend aluminiumsilicaat gewonnen uit hoogoven-vliegas en verhindert de waterafscheiding.
Intrusion-aid bevordert de vloeibaarheid van de specie en vertraagt de verharding.
In verband met het bovenstaande kan de injectiespecie door lange leidingen worden gepompt zonder dat verstopping daarvan optreedt terwijl in de holle ruimten van de grindmassa de samenstelling van de specie tot aan de verharding in stand wordt gehouden d.w.z. dat geen ontmenging plaatsvindt.

In verband met het gebruik van Intrusion-aid vertoont Prepakt beton in vroegere stadia lagere drukvastheden dan corresponderende conventionele beton. De 90-daagse drukvastheid van prepakt-beton correspondeert in het algemeen met de 28-daagse van gewone beton.

6. Als voordelen van Prepakt-beton worden genoemd:

- a. de geringe krimp daar ten eerste: Alfesil vóór het verharden van de cement een weinig uitzet en ten tweede: de steenstukken contact hebben waardoor het nader tot elkaar komen wordt bemoeilijkt.
- b. minder hoge temperatuurstijging bij verharden en eventueel daarmee minder kans op loslaten van de staalmantel van de beton na afkoeling.
- c. minder kans op vorming van met water of lucht gevulde holten aan de benedenzijde van de staalmantel.
- d. minder kans op de vorming van holle ruimten in de top van de tunnel.
- e. betere dichting van spleten en scheuren in het gesteente rondom het tunnelprofiel.

7. Bij de drukschacht van de Centrale Limberg van het Glockner-Kaprun waterkrachtcomplex werd de prepakt-methode toegepast voor de betonvulling tussen staalmantel en tunnelwand.

De afmetingen van het daarbij toegepaste steenmateriaal varieerde van 15 tot 80 mm, terwijl 42% holle ruimte aanwezig was.

De samenstelling van de gebezigde injectiespecie voor 1 m³ was als volgt:

Portland-cement	263 kg
Alfesil	87 "
250 liter fijnzand (0,1 - 1 mm)	350 "
Water (maximaal)	175 "
Intrusion-aid	<u>3 "</u>
Totaal	878 kg

overeenkomende met 420 liter vaste stof.

Voor nadere bijzonderheden wordt verwezen naar: Schweizerische Bauzeitung 1954, "Die Verwendung des Prepakt-Verfahrens bei Druckschacht auskleidungen"

en Journal of the American Concrete Institute vol. 52, 1955-1956, pag. 287.

Hoofdstuk VIII

Hoogspanningslijnen

A. Inleiding

In vele gevallen is een elektrische centrale op enige afstand gelegen van het gebied waar de elektrische energie benodigd is, het z.g. verzorgingsgebied. In het bijzonder geldt dit voor een waterkrachtcentrale, waarbij bedoelde afstand in sommige gevallen zeer groot kan zijn.

Voor het transport van de energie van de centrale naar het verzorgingsgebied maakt men in het algemeen gebruik van bovengrondse hoogspanningslijnen.

De hoge spanning (voltage), die bij dergelijke lijnen gebezigd wordt is noodzakelijk om de optredende energieverliezen zoveel mogelijk te beperken.

Daar de spanning van de door de generatoren in een grotere waterkrachtcentrale opgewekte elektrische energie veelal gelegen is tussen 11 en 10 kV (kilovolt) dient deze dus eerst via transformatoren te worden omhoog getransformeerd tot de voor de hoogspanningslijn vastgestelde waarde; in een onderstation bij het verzorgingsgebied wordt de spanning weer omlaag getransformeerd tot de aldaar te bezigen netspanning.

In het algemeen wordt door de generatoren van een elektrische centrale van een waterkrachtwerk drie-fase wisselstroom geproduceerd (draaistroom) in verband waarmee de voor het transport van deze stroom bestemde hoogspanningslijn tenminste zal moeten bestaan uit drie stroomgeleiders (voor elke fase één), op bepaalde (zoveel mogelijk gelijke) afstanden via isolatoren opgehangen aan masten.

Opgemerkt wordt dat men aanduidt met "draad" een draadvormige geleider met massieve doorsnede en met "kabel" een samenstel van ineengeslagen draden al dan niet van hetzelfde materiaal.

Voor een doorsnede van een geleider groter dan 16 mm^2 dan wel voor mastafstanden van meer dan 80 meter moeten kabels worden toegepast.

In het ondervolgende zal gemakshalve slechts de laatste notatie worden gebezigd.

B. Vaststelling van het tracé

Bij het traceren van een hoogspanningslijn zal men ernaar moeten streven begin- en eindpunt van de lijn (resp. de centrale en het onderstation bij het verzorgingsgebied) langs de kortste weg te verbinden waarbij rekening moet worden gehouden met de navolgende punten:

- a. het tracé zo mogelijk projecteren in de nabijheid van wegen en/of spoorwegen teneinde transportkosten te beperken voor de uitvoering en teneinde op eenvoudige wijze inspectie-, onderhoud- en reparatiewerkzaamheden mogelijk te maken.
- b. het vermijden van lange trajecten op geringe afstand evenwijdig aan telegraaf- en/of telefoonlijnen ter voorkoming van storing daarin.
- c. het vermijden van bergtoppen (blikseminslag, extra wind- en ijsbelasting), bossen (kosten van kappen voor de uitvoering en het onderhoud), moerassen (ter beperking fundatiekosten v.d. masten) en mijnstrcken (ter vermijding van het risico van zakkingsen).
- d. het vermijden van dichtbevolkte gebieden (ter beperking onteigeningskosten en ter voorkoming van een sterk geknikt tracé), land- en tuinbouwstrcken (schadeloosstellingen) en natuurreservaten.
- e. het vermijden van de nabijheid van vliegvelden (ter voorkoming van ongelukken gepaard aan beschadigingen van de lijn).
- f. het vermijden van rotsachtige zee-kusten (zoutaantasting) en industriegebieden (speciaal chemische- en cementfabrieken ter voorkoming van vervuiling en aantasting der isolatoren en kabels door rook en stof en van corrosie in het algemeen).

Voorts zal men er naar moeten streven het aantal richtingsveranderingen in het tracé zoveel mogelijk te beperken daar in een knikpunt waar een richtingsverandering van méér dan 5° optreedt een kostbare hoekmast moet worden geplaatst; tevens dient het aantal kruisingen met wegen, spoorwegen, kanalen enz. tot een minimum te worden beperkt.

Met inachtnaam van de bovenvermelde richtlijnen wordt op topografische kaarten van geëigende schaal (1 : 100.000, 1 : 50.000 of 1 : 25.000) een

voorlopig tracé (eventueel met varianten) aangegeven dat vervolgens in het terrein wordt uitgezet waarbij de nodige wijzigingen aan de hand van de werkelijke situatie worden aangebracht.

Na goedkeuring van het in het terrein uitgezette voorlopige tracé door alle belanghebbende instanties kan overgegaan worden tot de metingen die noodzakelijk zijn voor het opstellen van:

- a. een lengteprofiel in de leidingas met alle daarin voorkomende markante punten en kruisingen (schaal b.v. lengte 1 : 2500, hoogte 1 : 500 of naar omstandigheden);
- b. dwarsprofielen over de trajecten waar het terrein loodrecht op de as-richting een helling vertoont;
- c. een situatie die zich uitstrekt tot b.v. 200 à 300 m ter weerszijden van de leidingas (totaal dus een strook van 400 à 600 m) op schaal van b.v. 1 : 2000, 1 : 2500 of 1 : 5000 in dichtbevolkte gebieden en overigens aangepast aan de omstandigheden.

In de situatie dient te worden aangegeven de plaatsing van de masten, mastnummers, gegevens over het masttype, mastafstanden, hoeken van richtingsveranderingen van de as, te kruisen wegen, spoorwegen, kanalen, telefoon-, telegraaf- en hoogspanningslijnen enz.

Voorts alle opstallen en grondperceelen en de namen van de eigenaars.

Tenslotte kan worden overgegaan tot het opstellen van het definitieve project (en van alle bijkomende werken en voorzieningen) met inachtnaam van de voorschriften vervat in: "Voorschriften voor Bovengrondse Hoogspanningslijnen", NEN 1060, juni 1964 waarna de begroting van kosten voor de uitvoering van het werk kan worden opgemaakt.

C. Toe te passen spanning

De toe te passen spanning van een hoogspanningslijn wordt bepaald op grond van economische overwegingen.

De meest economische oplossing dient voor elk geval afzonderlijk te worden vastgesteld met inachtnaam van alle maatgevende elektrotechnische en civiel-technische factoren.

De toe te passen spanning zal in eerste instantie afhankelijk zijn van:

- de grootte van het te transporteren vermogen
- de lengte van de hoogspanningslijn.

Voor het opstellen van voorlopige kostenramingen kan onderstaand, voor Engeland opgesteld staattoe dienen (overgenomen uit: Guthrie Brown: "Hydro Electric Engineering Practice", Vol. 2, 1958, pag. 570).

Te transporteren vermogen in MW	Toe te passen economische spanning in kV, afhankelijk van de lengte van de lijn.
25 - 50	66 of 132
100 - 200	132, 220 of 275
200 - 400	220 of 275
400 - 800	220, 275 of 400
meer dan 800	400

De gebruikelijke spanningen in de diverse landen zijn zeer verschillend. Behalve de in bovenstaand staattoe vermelde waarden worden veel toegepast: 60, 110, 130, 150, 225 en 380 kV.

Door de International Electrotechnical Commission worden als standaardspanningen voorgesteld:

110, 130, 150, 225, 275 en 380 kV (zie Guthrie Brown, vol. 2, pag. 552).

Gegevens van hoogspanningslijnen van 300 kV van grote lengte zijn vermeld op aut. B 25.

Het streven bestaat - ter beperking van energieverliezen - de spanning van lijnen bestemd voor het transporteren van grote vermogens over grote afstanden (Rusland, Amerika) steeds hoger op te voeren (500 en 750 kV en hoger).

- D. Maatregelen ter bevordering van de bedrijfszekerheid van hoogspanningslijnen. Afhankelijk van de omstandigheden kunnen bedrijfsstoringen van hoogspanningslijnen optreden door:

- a. blikseminslag;
- b. afzetting van luchtverontreinigingen op isolatoren;
- c. mechanische overbelasting van de draden of kabels door sneeuwval of ijsafzetting;
- d. het neervallen van voorwerpen op de kabels (afgewaaidе takken, vlieger-touw), beschadiging van de masten door landbouwwerktuigen, uitspoeling mastfundaties bij overstromingen, zakking van deze fundaties in mijnstrcken, enz.;
- e. beschadigingen door vliegtuigen;
- f. grote vogels (en de uitwerpselen daarvan) op de isolatoren;
- g. militaire acties en sabotage.

Ter bevordering van de bedrijfszekerheid kan men een dubbel circuit toepassen of twee enkele circuits.

Welke van deze twee oplossingen de voorkeur verdient hangt af van diverse factoren en dient geval voor geval te worden beoordeeld.

Ten aanzien van de kosten wordt op pag. 18 van het boekwerk van H. RIEGER: "Der Freileitungsbau", 1960 vermeld dat deze voor twee enkele circuits globaal 20 à 30% hoger liggen dan voor een dubbel circuit.

Guthrie Brown (vol. 2, pag. 561) vermeldt dat de verhouding van kosten tussen twee enkele circuits en een dubbel circuit ongeveer ligt tussen 1,2 voor lijnen van 132 kV en 1,05 voor lijnen van 400 kV.

Ter beveiliging van een hoogspanningslijn tegen blikseminslag worden één of méér bliksemraden boven de stroomkabels aangebracht. De kans op blikseminslag vermindert voor lijnen die ontworpen zijn voor een hoge spanning en is b.v. voor 400 kV lijnen slechts gering.

Directe blikseminslag in een mast kan gelijktijdig beschadiging van alle kabels veroorzaken hetgeen voor een dubbel circuit een totale bedrijfsstoring betekent.

Kiest men uitsluitend op grond daarvan twee enkele circuits dan behoeven de tracé's daarvan in het algemeen niet op grote afstand van elkaar te worden geprojecteerd daar de ervaring heeft geleerd dat gelijktijdige inslag in beide lijnen uitermate gering is.

De onderlinge afstand van de beide tracé's behoeft dus slechts te voldoen aan de eis dat tijdens maximum dwarswind en maximum doorhang in de langste

overspanning voldoende zekerheid bestaat dat de kabels van de ene lijn niet te dicht de kabels of masten van de andere kunnen naderen.

E. Masten

1. Masttypen

Men onderscheidt, al naargelang het doel van een mast, de navolgende typen:

- a. Steunmast (D: Tragmast) uitsluitend dienende voor het dragen van de kabels.
- b. Trekmast (D: Abspannmast) dienende voor het dragen van de kabels en voor het opnemen van de belastingen veroorzaakt door de trekkrachten in deze kabels.
- c. Hockmast (D: Winkelmast) d.i. een trekmast die bovendien dient voor het opnemen van de belastingen, veroorzaakt door een richtingsverandering van de lijn.
- d. Eindmast (D: Endmast) d.i. een trekmast aan een uiteinde van de lijn.

Het gedeelte van een lijn tussen twee opeenvolgende trekmasten wordt aangeduid als "vak"; de lengte mag niet méér bedragen dan ongeveer 5000 meter. Het lijngedeelte tussen 2 opeenvolgende steunpunten wordt aangeduid als "veld"; de lengte (= mastafstand) van de velden van hetzelfde vak moeten zoveel mogelijk gelijk zijn en wordt voor elk geval afzonderlijk bepaald.

2. Mastconstructies

Na vaststelling van de spanning van de lijn en van het aantal toe te passen circuits (enkel of dubbel circuit) zal een mastconstructie dienen te worden ontworpen met inachtnaam van de navolgende richtlijnen:

- a. Het aantal masten zo laag mogelijk houden ter besparing op produktie-, transport- en montagekosten;
- b. Grootst mogelijke bedrijfszekerheid dient te zijn gewaarborgd;
- c. Lange levensduur en gering onderhoud;
- d. Verwisselbaarheid van onderdelen bij beschadiging;
- e. Zo volledig mogelijke bescherming van de kabels tegen blikseminslag door toepassing van één of meer bliksondraden (D: Erdseil);
- f. aanpassen van de mastconstructie aan het landschap.

Voor de vaststelling van de minimum afstanden tussen de kabels onderling en tussen de kabels en het massiveld wordt verwezen naar de desbetreffende bepalingen in: "Voorschriften voor Bovenverdrondse Hoogspanningslijnen" NEN 1060, juni 1964.

Op aut. B 26 zijn enkele mastconstructies aangegeven zoals toegepast voor enkel en dubbel circuitlijnen.

De constructies:

a t/m h zijn karakteristiek voor enkel circuitlijnen tot ongeveer 60 kV en kunnen eventueel ook in hout of beton worden uitgevoerd terwijl voor de vormen a t/m g ook steunisolatoren kunnen worden toegepast waardoor kortere masten nodig zijn dan bij toepassing van hangisolatoren.

De constructies:

i t/m t zijn gebruikelijk voor lijnen van 60 tot 380 kV waarbij het navolgende wordt opgemerkt.

De plaatsing van de kabels wordt hoofdzakelijk bepaald door klimatologische en topografische omstandigheden en de vereiste bedrijfszekerheid. In vele gevallen zal gerekend moeten worden op belasting van de kabels door sneeuw en ijs en de mogelijkheid bestaat dat door temperatuurstijging of door een andere oorzaak de sneeuw- of ijslast plotseling van een kabel afvalt waardoor deze verticaal opveert.

In verband hiermede worden de kabels niet loodrecht boven elkaar maar verspringend aan de masten aangebracht zodat een mastvorm volgens de constructie q voor Europa minder in aanmerking komt.

De kans op ontoelaatbare afstandvermindering of tegen elkaar slaan van de kabels wordt verminderd door het bevestigen daarvan aan de mast in een horizontaal vlak zoals bij de constructies k, p, r en s.

Een nadeel van een dergelijke bevestiging vormt de grote benodigde lengte van de traversen, vooral bij dubbel-circuit masten.

Voorts zal, indien het terrein loodrecht op de leidingas helt, de masthoogte bij bevestiging van de kabels in een horizontaal vlak, groter moeten worden om de vereiste afstand van de uiterste kabel tot het massiveld te behouden.

In dergelijke gevallen is het voordeliger de constructie n (ton-profiel), m (denneboomprofiel) of o (omgekeerd denneboomprofiel) toe te passen.

(Laatstgenoemde vormen zijn voor spanningen boven 110 kV van minder betekenis geworden).

De voordelen van een mastvorm met plaatsing van de kabels in één horizontaal vlak en in drie horizontale vlakken zijn verenigd in de z.g. Donaumastvorm volgens constructie l met één, en constructie t met 2 of 3 bliksemdraden. Deze mastvorm wordt voor spanningen van 110 tot 380 kV veelvuldig toegepast i.v.w. op aut. B 26 enkele gegevens daarover zijn vermeld (betrekking hebbende op de Duitse Voorschriften die niet geheel overeenkomen met de Nederlandse volgens NEN 1060).

De portaalbouwwijze volgens constructie k en s vereist een groter bodemoppervlak t.o.v. de systemen met enkele mast en wordt toegepast in gebieden met lage grondprijzen.

Indien met grote sneeuw- en ijsbelastingen moet worden rekening gehouden is deze bouwwijze echter doelmatig en portaalmasten zijn o.a. gebezigd voor lange 380 kV lijnen in Zweden, Rusland en Finland (zie aut. B 25). Een vergelijking voor Zweedse omstandigheden tussen een portaalmast s en de zogenaamde Hertengewei-, Korset- of X-mast volgens constructie r wees uit dat laatstgenoemde mast wel minder bodemoppervlak vergde doch dat de montagekosten hoger lagen dan die van een portaalmast.

3. Dimensionering en berekening van de masten

Voor de dimensionering en berekening van een mast moet rekening worden gehouden met:

- a. het aantal en de uitvoering van de toe te passen kabels en bliksemdraden;
- b. de voorgeschreven afstanden tussen de kabels en draden onderling, tussen de kabels en de staalconstructie van de mast en tussen de kabels en het massiveld en bebouwing;
- c. alle, door de kabels en bliksemdraden op de mast uitgeoefende, krachten veroorzaakt door eigengewicht, wind- en ijs- of sneeuwbelasting enz.

Voor nadere bijzonderheden terzake wordt verwezen naar het normaalblad NEN 1060 "Voorschriften voor bovengrondse hoogspanningslijnen" (1964) waaruit ten aanzien van het hiervoren sub b vermelde b.v. het navolgende kan worden afgeleid.

De verticale afstand van het laagste punt van een kabel tot de grond of het water, bij hoogste waterstand, moet tenminste $5,6 + \frac{U}{125}$ meter en mag niet minder dan 6 meter bedragen doch boven fabrieksterreinen niet minder dan 7 meter. (U = nominale spanning van de lijn in kV)

Deze verticale afstand moet tot voor openbaar verkeer bestemde verharde wegen en tot spoor- en tramwegen tenminste $6,6 + \frac{U}{125}$ meter en niet minder dan 7 m bedragen.

Het laagste punt van de kabel is bepaald door de grootste zeeq welke optreedt:

of bij een temperatuur van $+ 50^{\circ}$ C zonder belasting

of bij een " " $- 5^{\circ}$ C en een belasting van $180 \sqrt{d}$ gram per meter door ijzel e.d. waarin d = diameter kabel in mm.

4. Mastafstanden

Zoals reeds eerder vermeld zal men ernaar streven gelijke mastafstanden voor een bepaald "vak" toe te passen hetgeen echter in verband met plaatselijke omstandigheden niet altijd te realiseren is; zo mogelijk dient echter het verschil in lengte tussen twee aansluitende "velden" niet meer dan 20% te bedragen.

De keuze van de mastafstand dient te worden gebaseerd op economische overwegingen met inachtnaam van alle elektrotechnische en civieltechnische factoren.

De toepassing van grote mastafstanden - indien niet op belasting door ijs of sneeuw behoeft te worden gerekend - heeft de navolgende voordelen:

- a. vermindering ophangpunten (isolatoren) waardoor grotere bedrijfszekerheid, daar de isolatoren als de meest kwetsbare punten van een lijn zijn te beschouwen;
- b. vermindering aantal masten, waardoor een besparing op de bouwkosten wordt verkregen o.e.a. door minder ontzigningskosten.

Als nadeel van een grote mastafstand dient te worden vermeld de noodzaak van een hogere mast waardoor het gevaar voor blikseminslag vergroot wordt.

Ten behoeve van het opstellen van globale kostenramingen van een hoogspanningslijn zou de gemiddelde mastafstand voor een lijn van gegeven spanning afgeleid kunnen worden uit de op aut. B 27 aangegeven grafieken.

Indien van een te ontwerpen hoogspanningslijn bepaald zijn:

- a. het lengteprofiel van het terrein in de as van het tracé,
- b. de toe te passen economisch gunstige masthoogte,
- c. de toe te passen economisch gunstige mastafstand,
- d. de grootste zeeg van de kabels,

dan kan men voor geaccidenteerd terrein de standplaatsen van de masten globaal bepalen op de wijze zoals aangegeven op aut. B 28.

Met behulp van een celluloid schablone waarop op dezelfde hoogte- en lengteschaal als die van het lengteprofiel zijn ingetekend:

- a. de maatgevende zeeg van de kabel (waarbij in het onderhavige geval is aangenomen dat deze zal optreden bij de in de NEN 1060 vermelde temperatuur van + 50° C) als getrokken lijn;
 - b. de lijn aangevende de minimum voorgescreven afstand tot het maaiveld volgens NEN 1060 (gestippeld);
 - c. de lijn aangevende de toe te passen masthoogte (gestippeld)
- worden, uitgaande van een reeds vastgestelde standplaats van een bepaalde mast, proberenderwijs de situaties van de volgende masten bepaald waarbij rekening dient te worden gehouden met de toe te passen meest gunstige mastafstand.

Het is duidelijk dat - vooral in sterk geaccidenteerd terrein - veelvuldig zal moeten worden afgeweken van de toepassing van de vooraf bepaalde "economische" mastafstand alsook van de toepassing van de "economische" masthoogte.

5. Formules voor de berekening van de zeeg van een kabel etc. (zie aut. B 29)

Een tussen twee evenhoog gelegen punten A en B bevestigde kabel zal doorhangen volgens een kettlinglijn waarvan de formule luidt

$$y = \frac{c}{2} \left(e^{\frac{x}{c}} + e^{-\frac{x}{c}} \right)$$

waarin $c = \frac{H}{g}$ als $H =$ horizontale trekkracht en $g =$ gewicht per m' kabel.

De maximale zeeg van de kabel f_{\max} zal, indien de afstand $AB = a$ wordt gesteld, optreden voor $x = \frac{a}{2}$ en bedraagt: $f_{\max} = y - c$.

Uitgewerkt met reeksontwikkeling en onder verwaarlozing van de derde en volgende termen van de uitkomst verkrijgt men:

$$\underline{f_{\max} = \frac{a^2 g}{8 H} + \frac{a^4 g^3}{384 H^3}} \quad (1)$$

Indien de afstand a niet te groot is kan men het doorhangen van een kabel voorstellen door een parabool met de formule

$$y = \frac{g}{2 H} \cdot x^2$$

waardoor voor $x = \frac{a}{2}$ wordt verkregen

$$\underline{f_{\max} = \frac{a^2 g}{8 H}} \quad (2)$$

Voor de normaal gebezigde mastafstanden (tot b.v. 500 m) geeft formule (2) voldoende nauwkeurige uitkomsten.

De horizontale trekkracht in de kabel is in elk punt daarvan constant = H terwijl de totale trekkracht S in een bepaald punt van de kabel bepaald is door:

$$S = \sqrt{H^2 + V^2}$$

waarin $V = g \times$ de kabellengte van het beschouwde punt tot het laagste punt van de zeeg (alwaar $S = H$).

De grootste trekkracht treedt op bij de ophangpunten A en B alwaar, benaderd, $V = g \times \frac{a}{2}$.

De lengte b van de boog AB van de kabel bedraagt benaderd:-

$$\text{voor de kettinglijn: } b = a + \frac{a^3 g^2}{24 H^2} + \frac{a^5 g^4}{1920 H^4}$$

$$\text{voor de parabool: } b = a + \frac{8 f_{\max}^2}{3a}$$

De doorhang f_x in een bepaald punt van de kabel gelegen op een afstand x van A is voor een parabool bepaald door de formule:

$$f_x = \frac{4 f_{\max} \cdot x \cdot (a - x)}{a^2}$$

Liggen de ophangpunten A en B niet even hoog en bedraagt het hoogteverschil h dan gelden (voor een parabool) de navolgende formules (zie aut. B 29, fig. 2).

$$a_c = a + 2 \frac{h \cdot H}{a \cdot g} = a + \frac{a \cdot h}{4 f}$$

$$V_A = \frac{1}{2} a_c \cdot g$$

$$V_B = \left(\frac{1}{2} a_c - a' \right) \cdot g = \left(a - \frac{1}{2} a_c \right) \cdot g$$

of:

$$V_A = \frac{a}{2} \cdot g + \frac{h \cdot H}{a}$$

$$V_B = \frac{a}{2} \cdot g - \frac{h \cdot H}{a}$$

voorts:

$$S_A = H + f_c \cdot g \text{ waarin } f_c = \frac{a^2 g}{8 H}$$

$$S_B = H + (f'_c - h) \cdot g$$

$$f_s = \frac{a^2 \cdot g}{8 H}$$

$$f'_s = \frac{a^2 \cdot g}{\cos \Psi \cdot 8 H}$$

$$f'_c = f'_s \left(1 + \frac{h}{4 f'_s}\right)^2 = \frac{a^2 \cdot g}{8 H}$$

Voor berekeningen ter bepaling van de in kabels optredende trekkrachten in verband met temperatuursinvloeden, mechanische belastingen, ongelijke masthoogten en mastafstanden enz. wordt verwezen naar de literatuur.

F. Kosten van hoogspanningslijnen

Globaal zouden, voor een eerste benadering, de aanlegkosten van dubbel circuit hoogspanningslijnen met spanningen van 110 tot 380 kV als volgt over de verschillende onderdelen kunnen worden verdeeld:

Masten	25%
Isolatoren en armaturen	12%
Kabels	30%
Fundamenten	6%
Montage	<u>27%</u>
	100%

De kosten voor het ontwerp, onteigeningen etc. zijn hierbij niet in beschouwing genomen (zie RIEGER: pag. 69).

Uit de gegevens van de "Donau-mastvorm" op aut. B 26 blijkt dat het gewicht van dergelijke masten voor een 220 kV lijn per km op 30 ton kan worden gesteld zodat de kosten daarvan bij een prijs van f. 2000,- per ton bewerkt staal op de bouwplaats f. 60.000,- per km bedragen.

Daar dit bedrag volgens bevenstaande verdeling 25% van de tōtaalkosten uitmaakt, zou dus de aanleg van een dubbel circuit lijn van 220 kV globaal op f. 240.000,- per km kunnen worden gesteld. (exclusief ont-eigeningskosten).

Het is uiteraard duidelijk dat de aanlegkosten, behalve van de materiaal-prijzen, en arbeidslonen in hoge mate afhankelijk zijn van de topografie en de bebouwingstoestand in het gekozen tracé.

Hoofdstuk IX

Voorzieningen t.b.v. vismigratie en houtafvoer bij stuwdamconstructies in een rivier.

A. Vismigratie.

(Zie: C.H. CLAY: Design of fishways and other fish-facilities)

1. Algemeen

Indien in een rivier waarin vismigratie plaatsvindt een stuwdamconstructie tot stand wordt gebracht zal men de nodige voorzieningen moeten treffen om de in stroomopwaartse richting trekkende vis in staat te stellen het riviergedeelte bovenstrooms van de stuwdam te bereiken met zo min mogelijk oponthoud.

Tot deze voorzieningen behoren vistrappen, visluizen en visliften; ook vangt men wel de vis benedenstrooms van de dam en vervoert ze met trucks of op andere wijze naar het bovenwater.

2. Vistrappen.

Als de meest gebezigde voorziening kan worden aangemerkt de vistrap. In diverse gevallen wordt een dergelijke vistrap ook gebezigd waar natuurlijke obstakels in de rivier voorkomen (stroomversnellingen e.d.) waardoor kan worden bereikt dat het mortaliteitspercentage van de vis, in verband met de aanwezigheid van het obstakel, vermindert.

Een vistrap bestaat in het algemeen uit een goot van rechthoekige doorsnede die van het bovenwater naar het benedenwater bij de stuwdamconstructie (of bij het natuurlijke obstakel) voert.

Teneinde een voor de vis acceptabele stroomsnelheid te bereiken bestaat de goot uit, door keerschotten (B: baffles) gescheiden bekkens of compartimenten (B: pools).

Dergelijke vistrappen zouden kunnen worden aangeduid als bekken-trappen die, naar gelang van de constructie kunnen worden onderscheiden in:

- A. het overlaat type (B: weirtype fishway) waarbij het gehele debiet over een keerschot, of een verlaagd gedeelte daarvan, van het ene in het naastliggende bekken stort (zie aut. B 30, fig. 4).

- B. het type met ondergedompelde openingen (E: orifice type fishway) waarbij het gehele debiet van het ene in het naastliggende bekken stroomt door een in het keerschot aanwezige opening onder water (zie aut. B 30, fig B).

Het merendeel van de meer moderne vistrappen waarbij de keerschotten als overlaat werken hebben tevens nog openingen onder water doch behoren tot het overlaat-type indien de over het keerschot stortende waterhoeveelheid voldoende is voor de vis om ook over het keerschot in het volgende compartement te zwemmen.

- C. het type met een over de gehele hoogte doorlopende opening of sleuf (E: slot) tussen keerschot en gootwand (aan één of aan beide zijden). Dat type wordt door CLAY aangeduid als "pool and jet type" en is in principe gelijk aan het type sub B doch met afwijkende hydraulische eigenschappen. Daar het keerschot in dit geval als een soort van "chicane" kan worden beschouwd zou dit type wel kunnen worden aangeduid als bekken-trap met chicanes (zie aut. B 30, fig. C).

Bij deze typen van vistrappen wordt de energie van het water vernietigd door turbulentie in het bekken als gevolg van het stromen van het water over het keerschot of door de opening in het keerschot of door de sleuf tussen keerschot en gootwand.

Daar het doorstroomdebiet relatief gering is t.o.v. de inhoud van een bekken wordt alle energie in dit bekken vernietigd voordat het water naar het volgende stroomt.

In Frankrijk werd omstreeks 1908 door DENIL een vispastype ontwikkeld waarbij de energie van het water wordt vernietigd door toepassing van op de bodem en langs de zijwanden van de goot aangebrachte dwarsrichels (chicanes) zoals aangegeven op aut. B 30, fig. D)

Een variant van het type sub C is in 1943 ontwikkeld voor de vispas bij de stroomversnellingen van de HELL'S GATE CANYON in de FRASER RIVER, CANADA en wordt aangeduid als "verticaal slot type"; een schema van deze vispas is aangegeven op aut. B 31.

Hierbij zijn dus in feite de principes voor de vernietiging van de energie van het water volgens de bekken-trap en de DENIL-vistrap gecombineerd i.v.w. men deze uitvoering wel als een afzonderlijk type kan beschouwen.

Deze "vertical-slot type"-vistrap wordt in Canada op uitgebreide schaal gebezigd voor de migratie (langs natuurlijke en kunstmatige obstakels in rivieren) van de als Pacific Salmon aangeduide zalmsoort.

De afmetingen zijn uiteraard afhankelijk van de intensiteit van de vismigratie en van de variaties in boven- en benedenwaterspiegel van de betreffende rivier.

Voor kleinere trappen kiest men veelal een uitvoering waarbij de doorstroming slechts aan één zijde van het keerschot plaatsvindt zoals op aut. B 31 is aangegeven.

Als voordelen van het "vertical-slot" type tegenover de andere typen bekken-trappen kunnen worden genoemd:

- a. zelfs bij vrij aanzienlijke variaties van boven- en benedenwaterspiegel wijzigen zich de hydraulische condities in de goot slechts in geringe mate.
- b. bij juiste vormgeving en dimensionering van sleuven en keerschotten is de energievernietiging zeer goed, zelfs bij aanzienlijke variaties in boven- en benedenwaterspiegel en doorstroomdebieten.
- c. de vissen kunnen van het ene naar het volgende compartiment zwemmen op elke gewenste diepte.

Bij de verschillende typen bekken-trappen aangegeven op aut. B 30 zijn de doorstroomopeningen verspringend aangebracht.

Volgens menige deskundige wordt thans gemeend dat een dergelijke uitvoering minder bevredigend is, hetgeen vermoedelijk samenhangt met het feit dat de vis zich oriënteert op de zijwand van de goot. Teneinde bij plaatsing van de openingen aan één zijwand te voorkomen dat de waterstroom rechtstreeks van de ene opening op de volgende is gericht dienen deze openingen zodanig te worden ontworpen dat de stroom gericht is op het keerschot zoals op aut. B 31 aangegeven; een goede energievernietiging kan dan verkregen worden!

Vermeld zij nog dat de energievernietiging in de DENIL vispas van dien aard is dat de goot kan worden uitgevoerd onder een helling tot 1:4 tegen 1:8 à 1:10 voor bekken-trappen; wel moeten bij langere gootlengten de nodige rustbekkens aanwezig zijn zoals op aut. B 30 aangegeven.

(dergelijke rustbelten worden veelal ook bij bekken-trappen aangebracht).

De nadruk wordt er op gevestigd dat het ontwerp voor een vispas dient te geschieden in nauw overleg met een op dat gebied ervaren bioloog en dat voor de dimensionering van het kunstwerk steeds modelproeven dienen te worden verricht.

Daar een vispas in de meeste gevallen dient voor stroomopwaartse vismigratie wordt het benedenstroomse einde met ingang en het bovenstroomse einde met uitgang van de vispas aangeduid.

De juiste dimensionering en situering van de ingang behoren tot de belangrijkste problemen van een vistraproject.

Teneinde de vis in staat te stellen de ingang te vinden zal het uit het bovenwater via de vistrap af te laten debiet zodanig moeten zijn dat bij de ingang een voldoende sterke "lokstroom" zal optreden (E: attraction water).

Vistrappen zijn dikwijls gesitueerd aan een oever van de rivier; bij bredere rivieren op beide oevers.

Bij een in de rivier gebouwde stuwconstructie met een waterkrachtcentrale in het verlengde daarvan kan men de vistrap situeren:

- a. tussen centrale en stuwconstructie zoals bij de stuwen in de MOEZEL (zie Water Power, july 1965, pag. 259 en august, pag. 320);
- b. op één oever, b.v. aan de centrale zijde zoals bij het PITLOCHRY - w.k.w. in SCHOTLAND;
- c. op elke oever, waarbij, indien de centrale een grote lengte heeft, een z.g. "verzamelgoot", aangebracht boven de turbinezuigbuizen, de vis moet leiden naar de vispas zoals schematisch aangegeven op aut. B 32.

3. Vissluizen.

Indien het bij de stuwdamconstructie te overwinnen hoogteverschil aanzienlijk wordt zal de bouw van een vistrap - door de benodigde grote lengte - eveneens kostbaar worden.

In een dergelijk geval wordt b.v. in Ierland en Schotland sedert 1950 wel een vissluis volgens het BORLAND-type toegepast.

Een doorsnede over een dergelijke vissluis - die veelal voor automatische werking wordt uitgevoerd - is aangegeven op aut. B 33.

Voor nadere bijzonderheden omtrent deze en andere typen van vissluizen wordt verwezen naar het op de autografie vermelde boekwerk van CUTHRIE BROWN en naar dat van C.H. CLAY en de daarin voorkomende literatuuropgaven.

4. Voorzieningen voor stroomafwaarts trekkende jonge vis.

In vele rivierwaterkrachtwerken van groot vermogen en met relatief geringe valhoogte is een speciale voorziening voor stroomafwaarts naar zee trekkende jonge vis niet noodzakelijk daar deze zonder noemenswaardige beschadiging via de grote Kaplan-turbines in de centrale het benedenwater kunnen bereiken.

Bij grote valhoogten zal men in het algemeen de roosters voor de turbine-inlaten zodanig dimensioneren dat jonge vis niet tussen de openingen daarvan kunnen doorkruisen waarbij de watersnelheid tevens voldoende laag moet worden gehouden opdat deze vis niet tegen het rooster wordt gedrukt.

Via een vistrap zal dan het benedenwater moeten worden bereikt dan wel de vis zal over de stuwdam worden medegevoerd waartegen eveneens in de meeste gevallen geen bezwaar bestaat.

Voor nadere bijzonderheden moge voorts worden verwezen naar bijgaand literatuur uittreksel.

B. Houtafvoer.

Vindt in een rivier waarin een stuwconstructie wordt gebouwd houtafvoer plaats dan zal men deze stuwconstructie voorzien van een vlotgoot of een vlotsluis.

Schematische voorbeelden van dergelijke voorzieningen zijn aangegeven op aut. B 34.

De afmetingen van dergelijke kunstwerken zijn afhankelijk van de intensiteit van de houtafvoer en of losse stammen of vloten worden afgevoerd en voorts van het hoogteverschil tussen boven- en benedenwater.

