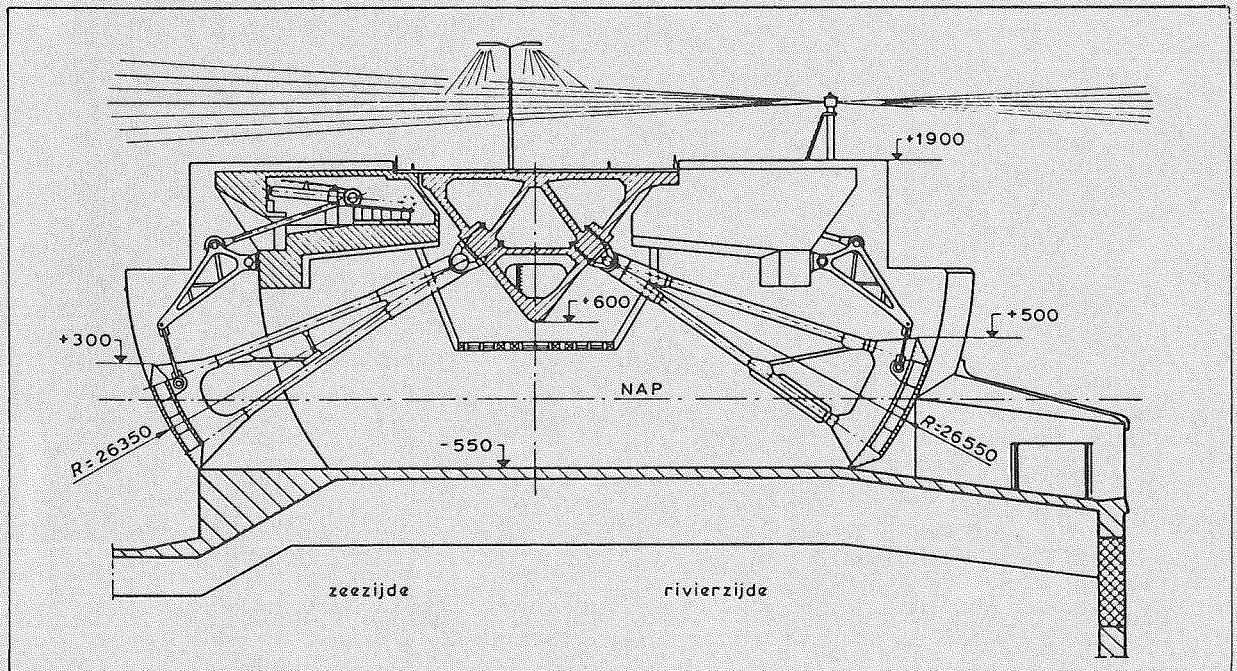
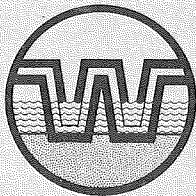


Technische Hogeschool Delft

Afdeling der Civiele Techniek



Vakgroep Waterbouwkunde
Het ontwerpen van



**WATERBOUWKUNDIGE
CONSTRUCTIES**

Collegedictaat f 9
onder redactie van prof. ir. A. Glerum

TECHNISCHE HOGESCHOOL DELFT
Afdeling der Civiele Techniek
Vakgroep Waterbouwkunde

Het ontwerpen van waterbouwkundige constructies

College f9

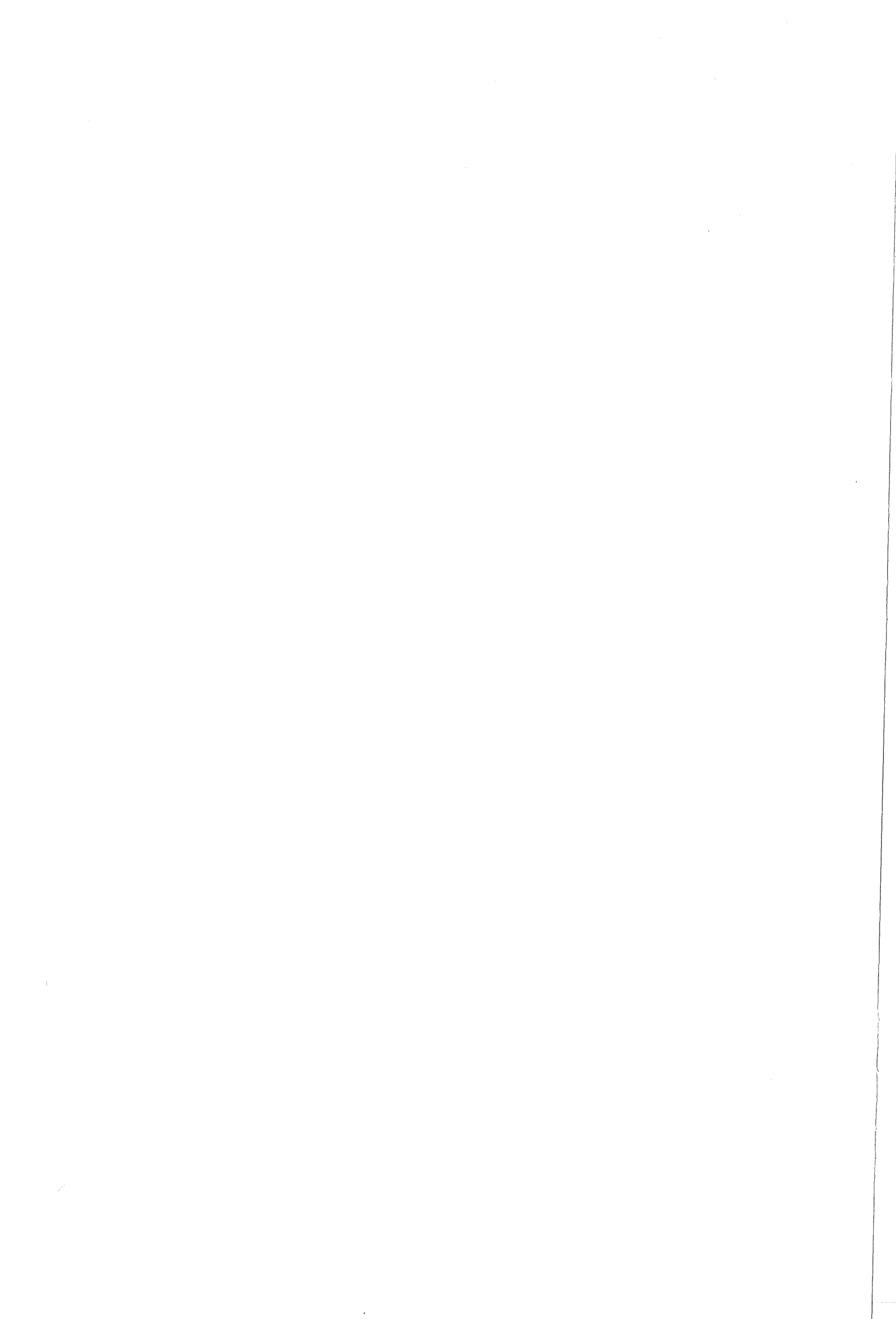
Samengesteld door:

ir. H. Abbenhuis
ing. K.G. Bezuijen
prof.ir. A. Glerum
dr.ir. P.A. Kolkman
ir. W. Meermans
ir. J. Schippers

onder redactie van prof.ir. A. Glerum

Technische Hogeschool Delft
Afdeling der Civiele Techniek

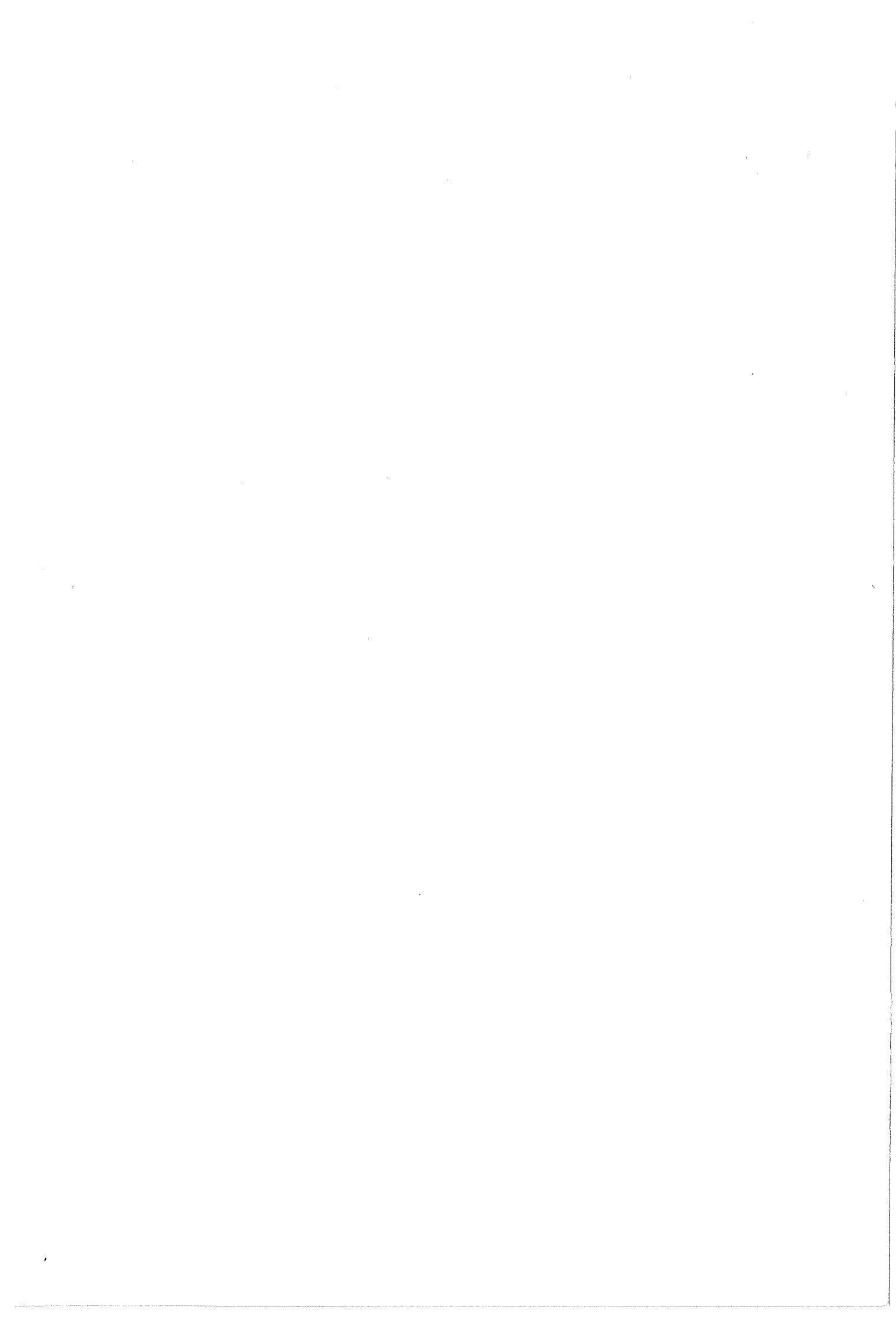
uitgave aug.81	Herdruk juli 1982		f9.K	553060					f 9,25
-------------------	----------------------	--	------	--------	--	--	--	--	--------



<u>INHOUD</u>	blz.
1. INLEIDING	1-1
2. KUNSTWERKEN	2-1
2.1. Algemeen	2-1
2.1. Pijler	2-2
2.3. Stuw, stormvloedkering, keersluis	2-2
2.4. Kademuur, keermuur, caissons	2-3
2.5. Sluis, duiker, gemaal	2-5
2.6. Dok	2-6
2.7. Tunnel, leiding, aquaduct	2-7
2.8. Steiger, meerstoel, wachtplaats, geleidewerk	2-9
2.9. Offshore constructies	2-9
2.10 Schematisch overzicht	2-11
3. HET ONTWERPEN VAN WATERBOUWKUNDIGE CONSTRUCTIES	3-1
3.1. Het ontwerpproces	3-1
3.1.1. Algemeen	3-1
3.1.2. Voorlopig onderzoek	3-4
3.1.3. Programma van eisen	3-4
3.1.4. Alternatieve voorontwerpen	3-7
3.1.5. Het definitief ontwerp	3-7
3.2. Belastingen op waterbouwkundige constructies	3-11
3.2.1. Inleiding	3-11
3.2.1.1. Oorzaken van belastingen	3-11
3.2.2. Eigen gewicht	3-12
3.2.3. Waterdruk	3-14
3.2.3.1. Inleiding	3-14
3.2.3.2. Hydrostatische druk	3-15
3.2.3.3. Opwaartse waterdruk	3-17
3.2.3.4. Verval	3-18
3.2.3.5. Stromingsdruk in permanente stroming	3-21
3.2.3.6. Niet-permanente stromingsdruk (golf- belasting)	3-25
3.2.3.6.1. Inleiding	3-25
3.2.3.6.2. Belasting door korte gol- ven op een lange wand	3-26
3.2.3.6.3. Belasting door korte gol- ven op een slanke cirkel- cilinder	3-31
3.2.3.6.4. Golfklappen	3-33
3.2.4. Gronddruk	3-37
3.2.4.1. Inleiding	3-37
3.2.4.2. Actieve en passieve korreldruk	3-39
3.2.4.3. Grafische bepaling E_a en E_p	3-47
3.2.4.4. Neutrale korreldruk	3-48
3.2.4.5. Waterspanningen	3-50
3.2.5. Calamiteiten	3-52
3.2.6. Aardbevingen	3-55
4. VOORBEELDEN VAN ENIGE VEEL VOORKOMENDE BEREKENINGEN	4-1
4.1. Inleiding	4-1
4.2. De bakconstructie (handberekening)	4-1
4.2.1. Levensstadia	4-1
4.2.2. Belastingen	4-1
4.2.3. Belastinggevallen	4-3

4.3.	Rekenvoorbeeld	4-4
4.3.1.	Uitgangspunten	4-4
4.3.2.	De wanden	4-5
4.3.3.	De vloer	4-8
4.3.4.	De verdeling van de verticale korreldrukken onder de vloer	4-11
4.3.5.	Opmerkingen	4-14
4.3.6.	Fundering op palen	4-15
4.4.	De bakconstructie (computerberekening)	4-17
4.5.	De damwand (handberekening)	4-26
4.6.	De damwand (computerberekening)	4-32
4.7.	De verankering van de damwand	4-40
4.8.	Het evenwicht van de samengestelde constructie	4-42
4.9.	Praktijk informatie over damwandconstructies	4-43
4.10.	Onderloopsheid - en achterloopsheid damwanden	4-45
4.10.1.	Algemeen	4-45
4.10.2.	De methode van Bligh	4-46
4.10.3.	De methode van Lane	
5.	BOUWPUTTEN	
5.1.	De klassieke bouwput	5-1
5.2.	De stabiliteit van de bouwputtaluds	5-1
5.3.	De bemaling	5-3
5.4.	Eventuele problemen voor de omgeving	5-5
5.5.	Alternatieve bouwwijzen	5-11
5.6.	Literatuur	5-12
5.7.	Figuren	5-18
6.	VUL- EN LEDIGSYSTEMEN VAN SCHUTSLUIZEN	6-1
6.1.	Algemeen	6-1
6.2.	Krachten op het schip	6-2
6.3.	Berekening van troskrachten	6-5
6.4.	Verkleinen van de hydraulische krachten	6-6
6.5.	Het debietprogramma bij vullen en ledigen	6-7
6.5.1.	Schuifopeningen in de deur	6-7
6.5.2.	Riolen	6-9
6.6.	Spaarbekkens	6-10
6.7.	Groot-verval sluizen	6-11
6.8.	Zout-zoet scheidingsystemen	6-11
6.9.	Literatuur	6-12
7.	DOORLAATSLUIZEN	7-1
7.1.	Inleiding	7-1
7.2.	Enige sluisstypen	7-2
7.3.	Programma van eisen	7-4
7.4.	Hydraulica	7-5
7.5.	Diverse aspecten	7-15
7.6.	Ontwerpaspecten bij schuiven	7-18
7.7.	Hevels	7-21
7.8.	Beslissingspunten bij de ontwerpprocedure	7-22
7.9.	Voorbeelden	7-23
7.10.	Literatuur	7-25
7.11.	Figuren	

8. TUNNELS	8-1
8.1. Soorten oeververbindingen	8-1
8.2. De afweging van de keuze	8-2
8.2.1. Keuze tussen veer, brug en tunnel	8-2
8.2.2. Keuze tussen verschillende bouwmethoden voor tunnels	8-7
8.3. Het lengteprofiel van de tunnel	8-14
8.3.1. Eisen t.a.v. de scheepvaart en waterafvoer	8-14
8.3.2. Eisen t.a.v. het verkeer dat van de tunnel gebruik maakt	8-17
8.3.3. Eisen t.a.v. de waterkeringen	8-19
8.3.4. Randvoorwaarden voortvloeiend uit plaatselijke omstandigheden	8-21
8.3.5. De indeling van het lengteprofiel in verschillende bouwtechnieken bij toepassing van de zinkmethode	8-21
8.4. Het dwarsprofiel van de tunnel	8-22
8.4.1. Eisen t.a.v. verkeer, onderhoud etc.	8-22
8.4.2. Eisen t.a.v. de ventilatie	8-25
8.4.3. Eisen t.a.v. diverse installaties en waterafvoer	8-27
8.5. De uitvoering van het gezonken gedeelte	8-27
8.5.1. Uitvoeringsprincipe	8-27
8.5.2. Bouwdok	8-27
8.5.3. Transport	8-29
8.5.4. De zinksleuf	8-31
8.5.5. Het afzinken	8-33
8.5.6. De koppeling	8-34
8.5.7. De fundering	8-36
8.5.8. De afwerking	8-37
8.6. Enige constructieve aspecten van het gezonken gedeelte	8-37
8.6.1. De dilatatievoegen	8-37
8.6.2. De lengte van de elementen	8-39
8.6.3. De vaststelling van het dwarsprofiel	8-40
8.6.4. De waterdichtheid	8-43
8.7. Literatuur	8-47
8.8. Figuren	

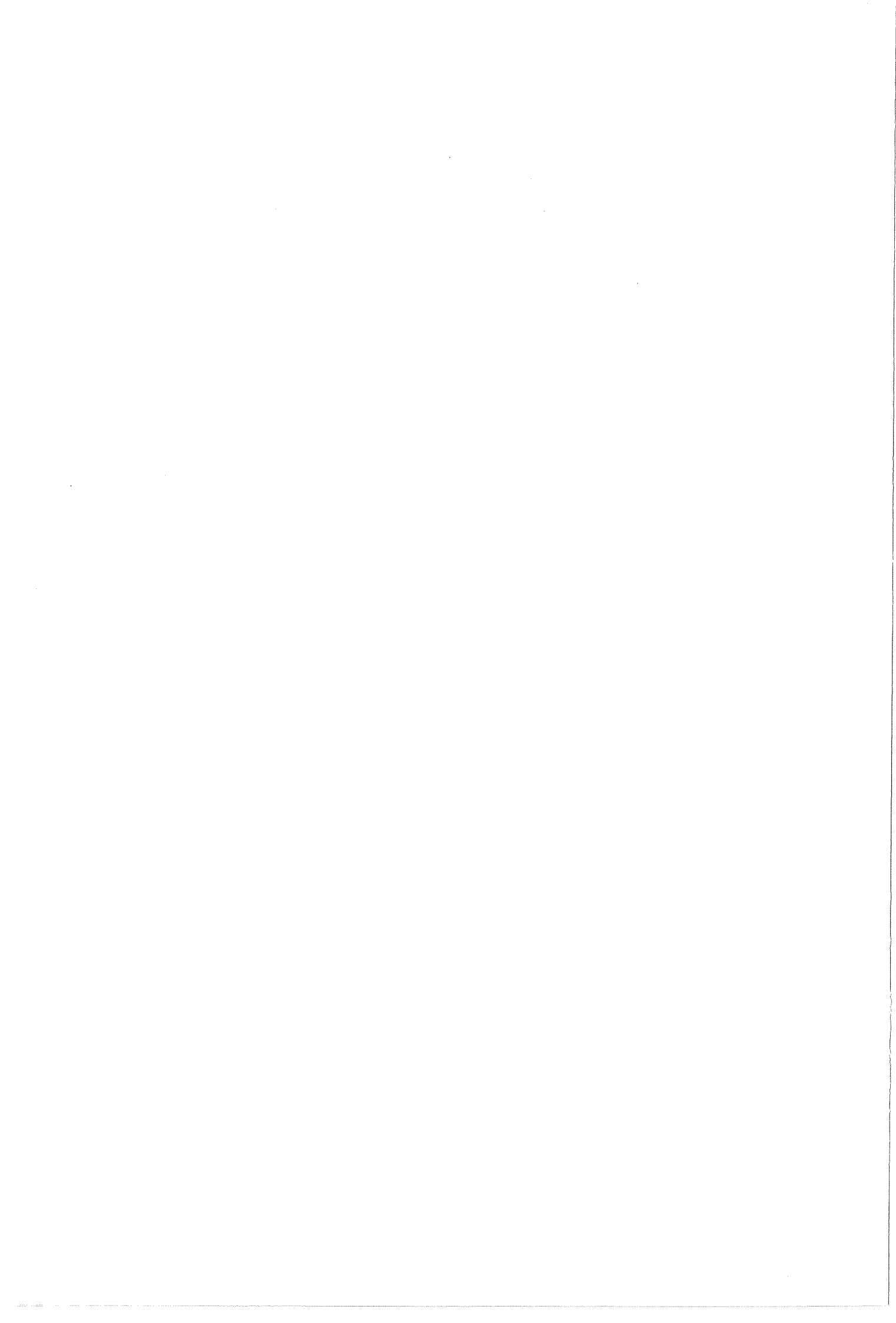


1. INLEIDING

In dit college zal getracht worden inzicht te geven in die zaken, welke van belang zijn voor het ontwerpen en bouwen van waterbouwkundige kunstwerken. Zoals blijkt uit het overzicht in hoofdstuk 2, betreft het echter geen homogene groep doch een agglomeraat van uiteenlopende constructies, die gebouwd kunnen worden ten behoeve van de scheepvaart, de waterbeheersing, het winnen van energie, het kruisende verkeer, de olie-winning buitengaats, etc.

Teneinde de problematieken, die spelen in het gehele veld, toch zoveel mogelijk de revue te laten passeren, is de collegestof als volgt ingedeeld:

- In hoofdstuk 3 wordt aandacht besteed aan het ontwerpproces, aan de belastingen waaraan de constructies worden onderworpen en aan de vormgeving, welke mede bepaald wordt door de belastingen en het daaruit resulterende krachten spel.
- In hoofdstuk 4 worden enige berekeningen behandeld, die niet uitsluitend zijn gericht op één type kunstwerk, doch toepasbaar zijn voor meerdere soorten. Het betreft de dimensioneringsberekeningen voor een bakprofiel (sluizen, dokken, tunnelafritten etc.), grond- en waterkerende damwandconstructies en voorzieningen tegen onder- en achterloopsheid.
- In hoofdstuk 5 wordt aandacht besteed aan bouwputten, daar de meeste waterbouwkundige constructies in dit soort ontgravingen worden gemaakt.
- In het college f1 is onder het hoofd "Kunstwerken ter overwinning van een verval" onder meer ingegaan op schutsluizen. Een belangrijk aspect daarvan, namelijk het vullen en ledigen, wordt in hoofdstuk 6 van dit college nader uitgewerkt.
- Tenslotte worden in de hoofdstukken 7 en 8 twee soorten kunstwerken behandeld: doorlaatsluizen en tunnels. Bij de doorlaatsluizen ligt het accent op de hydraulische facetten, terwijl bij de tunnels vooral de functionele eisen en de constructieve uitwerking aan de orde komen. Juist deze kunstwerken zijn gekozen omdat zij vele elementen bevatten, die ook voor andere constructies van belang zijn.



2 . Kunstwerken

2.1. Algemeen

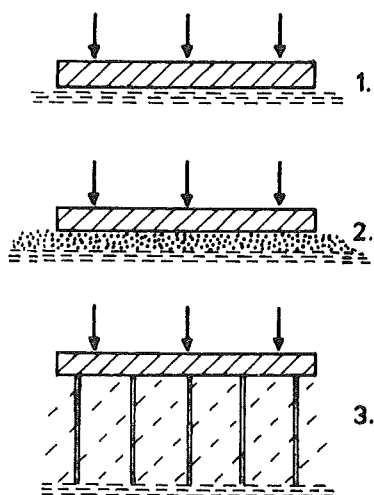
Kunstwerken in de waterbouw worden voor uiteenlopende doeleinden gebouwd: ten behoeve van de scheepvaart, de waterbeheersing, kruisend verkeer, olie- en gaswinning buitengaats, etc.

Het gemeenschappelijk aspect bij de verschillende constructies is het opnemen van de belastingen, voortvloeiend bijvoorbeeld uit niveauverschillen in grond en/of water, en/of uit scheepvaart of wegvervoer, en het overdragen van die belastingen naar de ondergrond. In het navolgende wordt vooral aan dit facet aandacht besteed. Zoveel mogelijk is getracht werken met een identiek krachtenspel samen te voegen. Opgemerkt zij, dat ook een andere indeling mogelijk is.

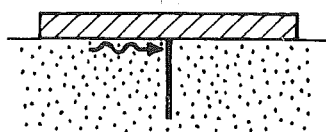
De ondergrond moet voldoende draagkracht bezitten om de belastingen op te kunnen nemen zonder dat het kunstwerk ontoelaatbare verplaatsingen ondergaat.

Als de draagkrachtige laag zich bevindt op het aanlegniveau van het kunstwerk, kan de funderingsvloer direkt rusten op deze laag (1). Soms worden slechte lagen vervangen door zand om de draagkracht te vergroten, de vloer rust dan op deze grondverbetering (2). Men noemt 1 en 2 een fundering op staal.

Ligt de draagkrachtige laag ver beneden de funderingsvloer, dan draagt de vloer de belasting eerst over op palen (3), die deze daarna afdragen naar dieper gelegen lagen. Men noemt 3 een fundering op palen, of als het om grotere ingegraven elementen gaat, op putten.



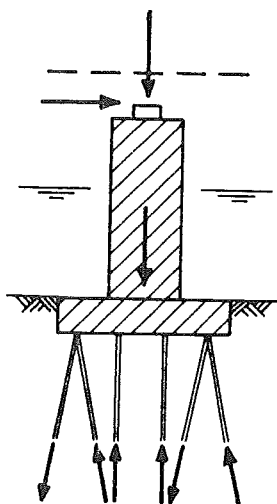
De functie van de vloer kan naast de krachtsafdracht ook zijn het verhinderen van transport van gronddeeltjes en/of van water in verticale zin. Bovendien kan onder de vloer



tevoreen een damwandscherm zijn aangebracht, dat door een verlenging van de kwelweg verhindert, dat gronddeeltjes door een horizontale grondwaterstroming worden meegevoerd. Indien hier niet voldoende zorg aan wordt besteed, kan door dit verschijnsel (onderloopsheid) een dusdanige erosie optreden, dat het kunstwerk wordt ondermijnd.

In de volgende voorbeelden van kunstwerken is willekeurig een fundering op staal of op palen aangegeven. Afhankelijk van de ondergrond kunnen deze worden verwisseld.

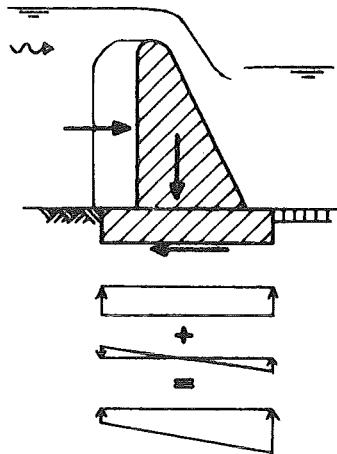
2.2. Pijler



Een pijler als onderbouw van een brug wordt vertikaal en/of horizontaal belast door het eigen gewicht van de bovenbouw, door de mobiele verkeersbelasting, door wind en ijsgang en door aanvaring door schepen, door golven. Een pijler in een regelbare stuw of in een stormvloedkering dient als steun voor het waterkerende afsluitmiddel en wordt voornamelijk belast door de bewegingsinrichting en door de horizontale waterdruk op de afsluiting.

Het eigen gewicht van een pijler kan een belangrijk deel van de totale belasting op de ondergrond vormen. In stromend water kan een bodembescherming om de pijler nodig zijn tegen uitschuring.

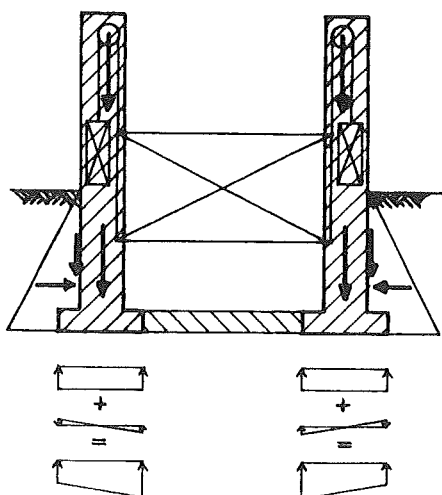
2.3. Stuw, stormvloedkering, keersluis



Een stuw verhindert de vrije afstroming van water en zorgt voor opstuwning tot een gewenst peil aan de bovenstroomse zijde, b.v. in een rivier t.b.v. de scheepvaart.

Bij een regelbare stuw kan het gewenste bovenstroomse peil variëren, of de belemmering in de waterloop tijdelijk geheel worden weggenomen. Bij een vaste stuw is dit niet het geval.

Een stormvloedkering keert het hoge water van zee in een getijdegebied door tijdelijk de waterloop af te sluiten



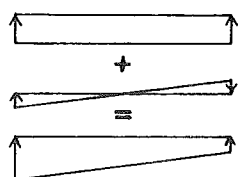
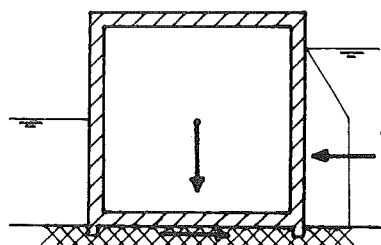
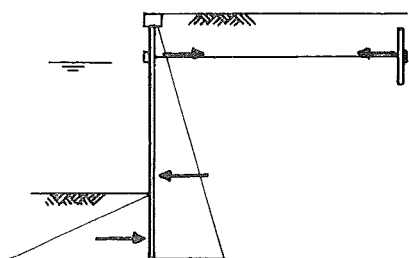
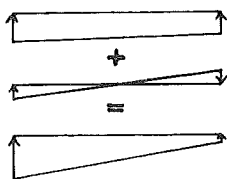
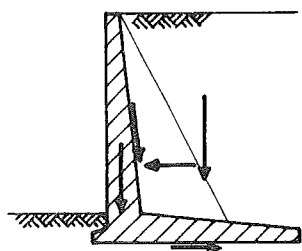
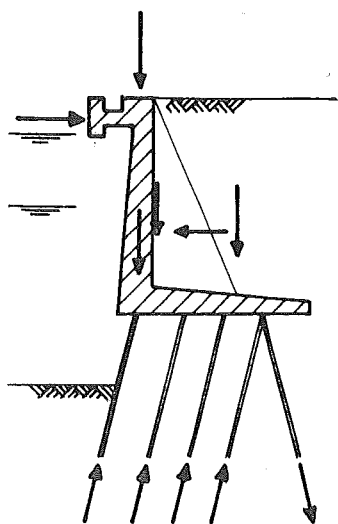
als een stormvloed wordt verwacht. Bij normale zeestanden, dus het grootste deel van het jaar, is de kering geopend. Een stormvloedkering verhindert de toestroming vanuit zee een enkele keer per jaar, daartegenover belemmert een stuw de vrije afstroming van water in de richting náár zee gedurende een groot deel van het jaar.

Een keersluis verhindert de waterstroming naar een lager peil. De deur kan óf meestentijds openstaan als bij een stormvloedkering en slechts worden gesloten als het water stijgt boven het toelaatbare peil voor het achterliggende gebied, óf meestentijds gesloten zijn. In het laatste geval, bij een doksluis, opent men alleen voor doorlaten van schepen bij gelijke waterstand.

Het technisch ontwerp van een regelbare stuw, een keersluis en een stormvloedkering vertoont veel overeenkomst. De zijwanden en vloer worden belast door korrel- en waterdrukken. De in de richting van de waterloop werkende horizontale belasting uit waterdruk wil de constructie doen afschuiven en veroorzaakt een kantelmoment. De grondwaterstroming onder de constructie kan grond meenemen en onderloopsheid veroorzaken; om dit tegen te gaan wordt als regel een damwandscherm of soms een filterconstructie aangebracht. Een overeenkomstige functie heeft een damwandscherm naast de constructie tegen achterloopsheid. Voor het afsluitmiddel kan een keuze uit de verschillende mogelijke bewegingsrichtingen worden gedaan. Niet alle afsluitmiddelen lenen zich voor het sluiten in stromend water of het openen onder een verval, hetgeen bij dit soort constructies vaak een dwingende eis is. Bij de stormvloedkering kan de golfbelasting belangrijk zijn. De bodem en taluds van de waterloop achter de constructie worden meestal door een stortebed beschermd tegen ontgroning, soms is ook een bescherming aan de voorzijde nodig. (model stormvloedkering bij kamer 3.74).

2.4. Kademuur, keermuur, caisson

Een kademuur vormt een verticale scheiding tussen land en water en dient als aanlegplaats voor schepen, vaak ten



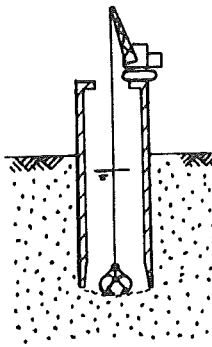
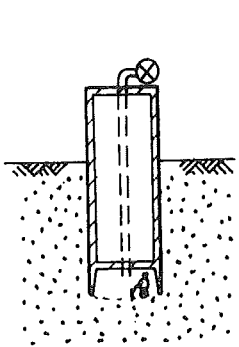
behoefte van goederenoverslag. Voor wederzijdse bescherming van schip en kademuur brengt men een stootbescherming aan, bijvoorbeeld wrijfhouten of rubber fenders. Het schip wordt vastgehouden door een meerconstructie, bijvoorbeeld bolders bevestigd op de muur. Beide geven een horizontale belasting op de constructie. De overslag van goederen, vaak met een kraan op de muur, geeft een verticale bovenbelasting op en achter de muur. Als de kademuur een samengestelde constructie van wand en vloer vormt, wordt de laatste vertikaal belast door het eigen gewicht van de grond en de bovenbelasting; de wand wordt hierdoor horizontaal belast. Verschil tussen de waterstand voor de muur en het grondwaterpeil achter de muur geeft ook een horizontale belasting. Een damwand onder de muur neemt behalve horizontale, soms ook verticale belastingen op.

Een keermuur vormt een verticale scheiding van twee grondniveau's. Uitgezonderd de hiervoor genoemde belasting door schepen, spelen in het ontwerp van een keermuur dezelfde belastingen een rol als bij een kademuur.

Een ander type verticale scheidingswand is de in de ondergrond geheide damwand, als regel naar achter horizontaal verankerd aan een ankerwand, paaljukken of injectieankers. Bij de L-vormige kade- en keermuur speelt de verticale belasting van de grond op de vloer een belangrijke rol in de stabiliteit: de resultante van alle krachten nadert meer de vertikaal.

Een caisson heeft een rechthoekige bakvorm, vormt een scheiding tussen verschillende waterniveau's of tussen land en water of doet dienst als aanlegplaats of als bescherming tegen golfaanval. Een caisson wordt elders gebouwd, bijvoorbeeld in een gegraven dok of op een helling, met eigen drijfvermogen naar de definitieve plaats gevaren en daar neergezet.

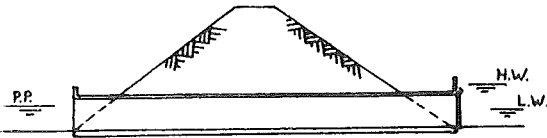
Als men een kunstwerk op maaiveld bouwt en daarna naar



het funderingsniveau laat zakken door ontgraving vanuit een werkkamer onder het caisson, dan spreekt men wel van pneumatisch caisson. Daarbij moet in de werkkamer de luchtdruk worden verhoogd om het grondwater te keren. Gebeurt de ontgraving van boven af door een holle schacht, dan spreekt men van een put.

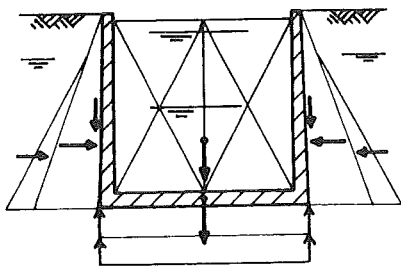
2.5. Sluis, duiker,emaal

Voor natuurlijke lozing in een tijgebied bouwt men in een dijk een uitwateringssluis (suatiesluis, spuisluis) waarvan de puntdeuren of klep tijdens lage buitenwaterstand door de hogere binnenwaterstand automatisch worden opgedrukt, en enkele uren later door de stijgende buitenwaterstand weer dichtgedrukt. De puntdeur verdwijnt hier niet geheel in de kas, waardoor het van buiten naar binnen stromende water vat op de deur krijgt en deze dichtslaat. De klep scharniert om een horizontale as langs de bovenkant. De lozing van overtollig binnenwater op zee of zee-arm wordt door de natuur zelf geregeld. Bij de recente spuisluizen van de Zuiderzee- en Deltawerken zijn daarentegen de afsluitmiddelen regelbaar om de binnenwaterstand naar behoefte te kunnen beheersen.



Uit veiligheidsoverwegingen wordt vaak een tweede afsluitmiddel aangebracht.

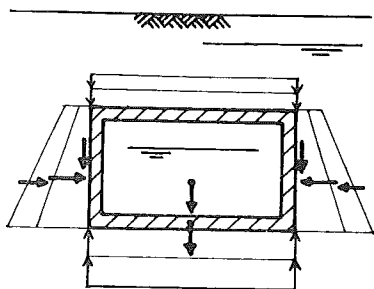
De sluisoker is opgebouwd uit twee wanden waartussen een vloer die al of niet één samengestelde constructie met de wanden vormt. De sluis kan van boven open zijn of afgesloten met een dek.



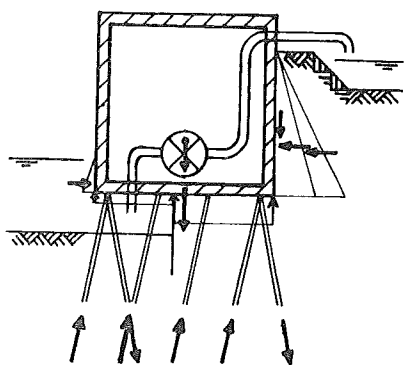
De belasting bestaat uit korreldrukken en de waterdruk, die tevens opdrijving kan veroorzaken én een kracht in langsrichting geeft. Tegen onder- en achterloopsheid brengt men damwanden aan.

Als men bij een sluis, die van boven open is, aan beide uiteinden een beweegbare afsluiting plaatst, kan het peil in de tussengelegen schutkolk afwisselend gelijk worden gemaakt met dat aan de hoge of aan de lage zijde, om schepen te schutten.

Een schutsluis dient om schepen een verval te laten overwinnen (zie model bij kamer 3.74).



Voor het inlaten van water vanuit een boezem op een polder bouwt men een inlaatsluis met regelbare afsluiting. Bij kleinere kunstwerken spreekt men van duiker in plaats van sluis. Als een waterloop via een koker onder een weg of andere waterloop door duikt, spreekt men ook van duiker.

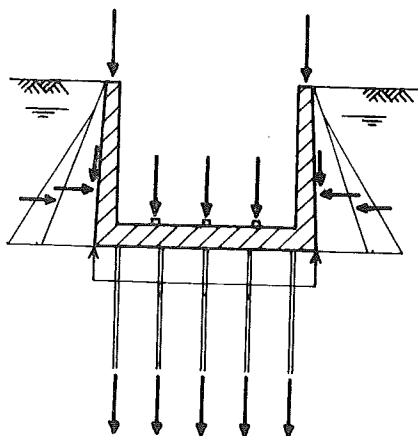


Kan men niet of onvoldoende gebruik maken van natuurlijk verval om af te wateren, of eist men een nauwkeurige beheersing van het polderpeil, dan maalt een gemaal het overtollige water omhoog naar het buitenwater. Dit is een motor, die pomp, vijzel of scheprad aandrijft, met de toen afvoerleiding voor het water.

Tot een gemaal behoort in elk geval de fundering met damwand; wanden met dak als een omhullende bescherming van de installatie worden niet altijd aangebracht. Voor de toevoerleiding zit een krooshek om vuil uit de pomp te weren.

2.6. Dok

Een vast dok is een bakvormig bassin of kleine polder, waar een schip in binnen vaart, waarna men de toegang sluit en het water wegpompt, zodat het schip droogvalt. Het doet dienst voor onderhoud, reparatie en/of nieuwbouw van schepen.



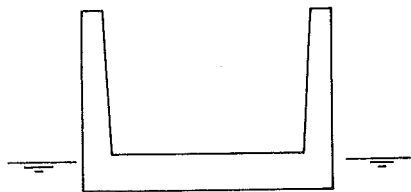
In constructief opzicht vertoont een dok veel overeenkomst met een schutsluis, zij het als regel slechts met een beweegbare afsluiting aan één zijde.

Behalve de korrel- en waterdrukken tegen de wanden en belasting door het schip en een kraanbaan, speelt bij een dok de waterdruk tegen de vloer een grote rol.

Bij een sluis kan men al of niet eisen, dat de kolk kan worden drooggezet met het oog op onderhoud (vooral bij oudere, kleine sluisen is met deze eis gerekend). Een dok echter ontleent zijn functie juist aan het droogzetten; het tegengaan van opdrijving voortvloeiend uit de water-

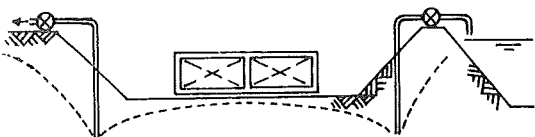
druk tegen de vloer is een belangrijke faktor in het ontwerp. Men kan dit oplossen door een groot eigen gewicht, door trekpalen of trekankers onder de vloer of door verlagen van de stijghoogte van het grondwater, of combinaties hiervan. Dergelijke problemen spelen ook bij de open afrit van een tunnel.

Behalve de bij sluizen gebruikelijke afsluitmiddelen, past men bij een dok ook wel een schipdeur toe, die drijvend kan worden uitgevaren of weggedraaid na uitpompen van ballastwater (zie model bij kamer 3.94).



Een drijvend dok is als het ware een U-vormig schip met dubbele wanden en bodem. Door regeling met ballastwater laat men het opdrijven en zinken.

In de waterbouwkunde is een bouwdok een door bemaling drooggehouden verdiepte bouwplaats voor prefabricage van grote elementen als tunneldelen, caissons of pijlers. Na doorgraving van een scheidingsdam tussen bouwdok en nabijgelegen vaarweg, worden de elementen drijvend getransporteerd naar de definitieve plaats van bestemming.

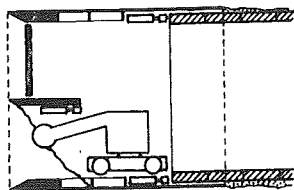


2.7. Tunnel, leiding, aquaduct

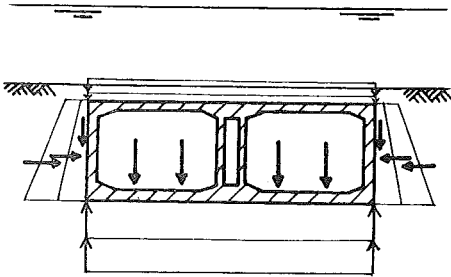
Een tunnel is een ondergronds kunstwerk t.b.v. transport van personen, voertuigen, stoffen, energie. Er zijn voetgangers-, fiets-, auto-, rail- en leidingtunnels. In berggebieden bestaan bovendien tunnels t.b.v. schepen.



Tunnels in rots worden meestal met explosieven gemaakt, soms door frezen. In zachtere gesteenten en in sedimentgebieden worden tunnels soms geboord met een schild, dat zichzelf naar voren graaft. De watertoestroming aan het front wordt verhinderd door overdruk m.b.v. lucht of een zware vloeistof. Achter het graaffront wordt in de beschutting van de korte stalen cylinder (het schild) de tunnel samengebouwd uit geprefabriceerde segmenten.



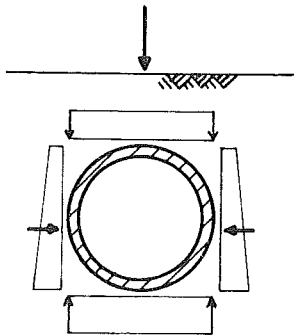
De conventionele bouwmethode in een open bouwput, waarbij de tunnel na voltooiing wordt toegedekt, wordt veel toegepast. Door prefabricage van wanden en/of dak, beoogt men soms korte bouwtijd en minder hinder in stedelijke gebieden. Dit bereikt men ook door het vanaf maaiveld vertikaal maken van diepwanden, waarover het dak wordt gelegd, waarna onder het dak verder wordt ontgraven en de vloer wordt gemaakt.



Bij een andere methode worden de tunneldelen op maaiveld gebouwd en als pneumatisch caisson naar beneden gebracht. Een tunnel in een kruising met een waterweg, of nabij een waterweg, wordt vaak elders geprefabriceerd in grote elementen, die drijvend worden getransporteerd naar de definitieve plaats van bestemming, en daar afgezonken in een sleuf, die tevoren onder water is uitgebaggerd.

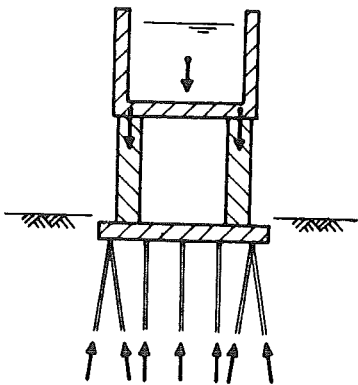
Een gezonken tunnel kan gefundeerd zijn op staal door onderspoeling met zand in de zinksleuf, of op palen.

Een leiding ligt als regel ook ondergronds en dient voor transport van vloeistoffen of gassen, bijvoorbeeld riool-, water-, melk-, olie-, gasleidingen. Als een leiding of een bundel leidingen een waterweg kruist, spreekt men van een zinker; dit leiding gedeelte wordt tevoren op de oever gereedgemaakt en in een sleuf in de waterweg gezonken of getrokken.



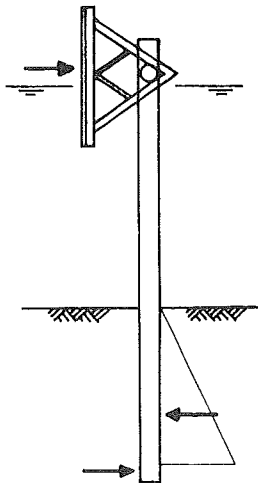
Tunnels en leidingen worden uitwendig belast door korrel- en waterdrukken, terwijl in wegkruisingen de bovenbelasting een belangrijke faktor kan zijn. Bij ligging beneden het (grond)waterniveau moet met opdrijving rekening worden gehouden. De inwendige belasting bestaat uit de transportbelasting of vloeistof- of gasdruk.

Een aquaduct voert een waterloop over een hindernis, zoals een inzinking in het terrein, een weg, of een ander water. De aansluiting van het kunstwerk aan de waterloop, dit is de overgang tussen de betonconstructie en het grondwerk, eist zorgvuldigheid.



2.8. Steiger, meerstoel, wachtplaats, geleidewerk

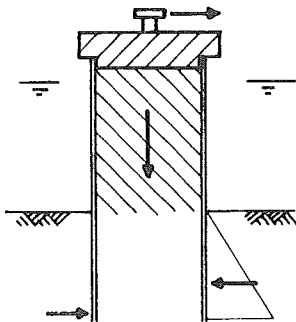
Een steiger doet dienst als aanlegplaats voor schepen en vaak tevens als overslaggelegenheid naar landtransport.



Een meerstoel is een enkelvoudige constructie, waar een schip kan aanleggen.

Een wachtplaats is een aanlegplaats waar een schip kan wachten vóór het passeren van bijvoorbeeld een schutsluis of een beweegbare brug.

Een geleidewerk bij een kunstwerk bevordert de vlotte doorvaart en beschermt tevens het kunstwerk tegen aanvaring. Wachtplaatsen en geleidewerken worden met de verzamelnaam remmingwerken aangeduid.

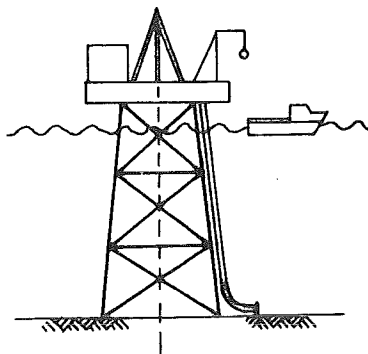


De belangrijkste eis aan bovengenoemde constructies is het opnemen van de horizontale dynamische belasting, uitgeoefend door het schip, zonder dat het schip of de constructie beschadigt. De constructie is opgebouwd uit verticale elementen, palen of putten of kuipen van damwand, eventueel gecombineerd met schoor staande elementen, en een bekleding.

Vertikale palen kunnen horizontaal worden gekoppeld. De krachtoverdracht gebeurt door het mobiliseren van de ondergrond, die een passieve tegendruk en eventueel een inklemming levert.

2.9. Off-shore constructies

De ontwikkeling in de olie- en gasindustrie heeft geleid tot de bouw van off-shore (= buitengaatse) constructies, die onderscheiden kunnen worden in:



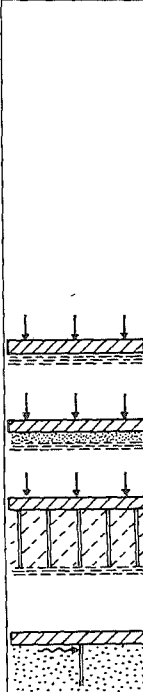



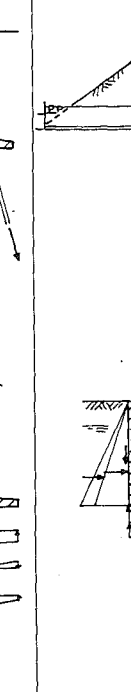

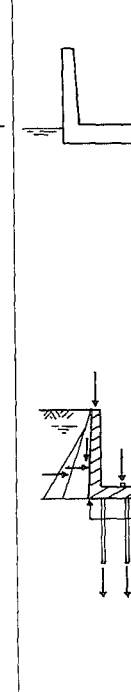
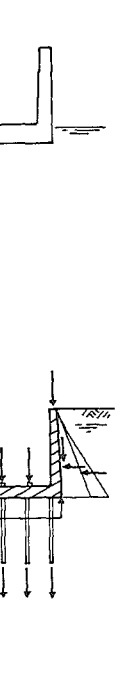

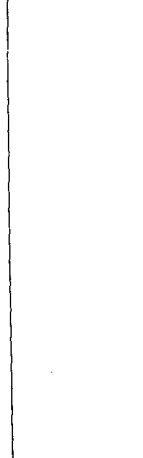
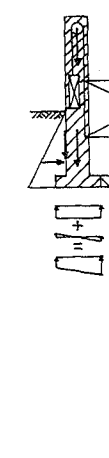
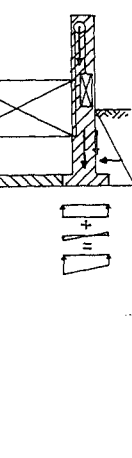
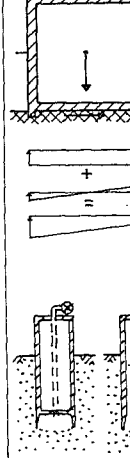
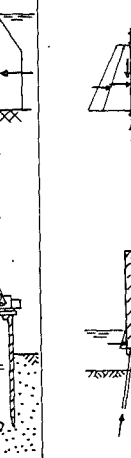
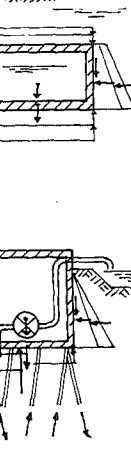
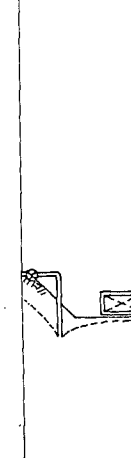
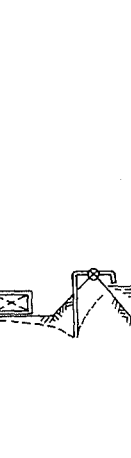
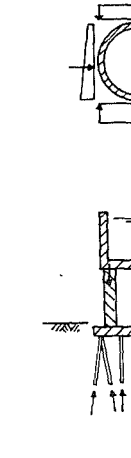
- drijvende constructies (pontons; half-ondergedompeld);
- plaatsvaste constructies (jackets);
- zwaartekrachtsconstructies van beton en van staal + beton;
- onderzeese systemen;
- pijpleidingen;
- bovenbouw-faciliteiten (top-facilities).

Buitengaatse constructies voor andere doeleinden
zijn: lichtopstanden, straalzenders.

Een uitbreiding tot meer soorten buitengaatse constructies kan worden verwacht, bijvoorbeeld in het kader van energiewaterbouwkunde en industrie-eilanden.

Kunstwerken

Kunstwerken

1. Algemeen fund.op staal fund.op palen damwandscherm	2. Pijler	3. stuw stormvloed- kering keersluis	4. kademuur keermuur caisson	5. sluis duiker gemaal	6. dok	7. tunnel leiding aquaduct	8. steiger meerstoel wachtplaats geleidewerk	9. off-shore- constructies
								
								

2.10. Schematisch overzicht

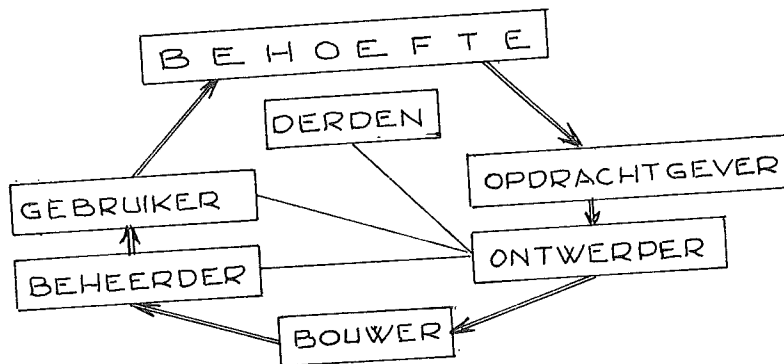


3. HET ONTWERPEN VAN WATERBOUWKUNDIGE CONSTRUCTIES

3.1. Het ontwerpproces

3.1.1. Algemeen

Ontwerpen is een creatief proces waarbij iets nieuws en nuttigs wordt gerealiseerd dat niet eerder heeft bestaan. Het effect is dat er veranderingen in de buitenwereld worden aangebracht. Het is belangrijk dat de ontwerper zicht heeft op zijn situatie in relatie tot anderen die belang hebben bij het ontwerp. Die anderen zijn de gebruikers, ook eventueel in ná ons komende generaties, degenen

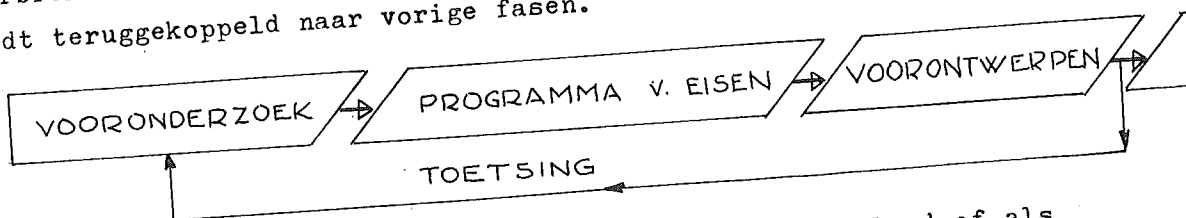


die namens hen als opdrachtgever fungeren, de bouwers, de beheerders, en derden zoals omwonenden.

Voorts moet de ontwerper de invloed van de tijd onderkennen:

- treden er tijdens het ontwerpen veranderingen op in bovengenoemde belangen die om bijsturen vragen?
- kan toekomstwaarde in het ontwerp worden ingebouwd, ook voor veranderingen die nog achter de horizon zijn verborgen?

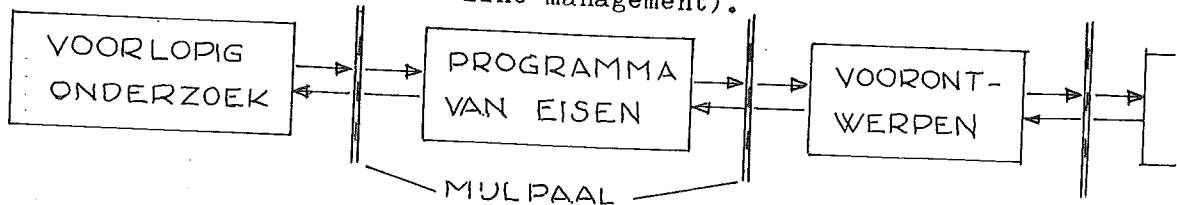
Bij de beschouwing van het ontwerpen als een proces worden opvolgende fasen onderscheiden. De dynamiek van het proces blijkt uit het doorbreken van de tijdsopvolging van de fasen, waarbij herhaaldelijk wordt teruggekoppeld naar vorige fasen.



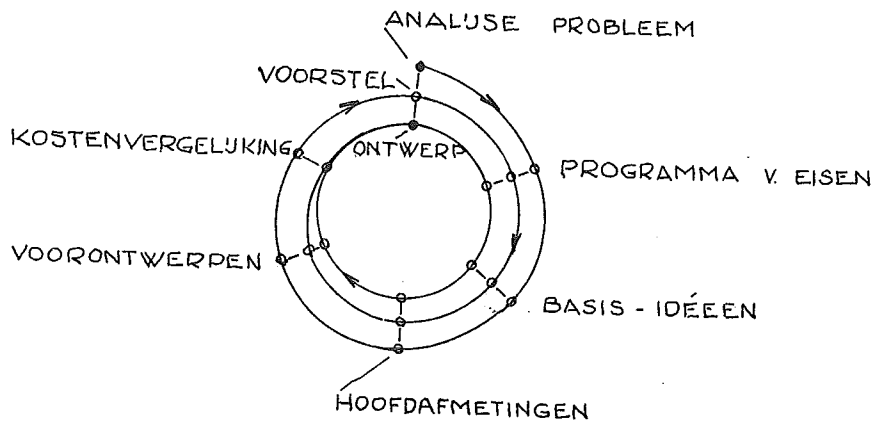
Als de grenzen tussen de fasen niet duidelijk zijn vastgelegd of als een volgende fase wordt gestart voor de voorgaande is afgesloten,

ontstaan overlappings die ook een doorbreking van de grenzen tussen de fasen geven.

Soms wordt gestreefd naar een gereguleerde, vastgelegde fase-opvolging met duidelijke harde grenzen tussen de fasen die men mijlpalen of base-lines noemt (base-line management).



Bij elke mijlpaal toets je dan het bereikte resultaat aan de uitgangspunten voor die fase, pas daarna mag met de volgende fase worden begonnen. Zo vermijd je aan het werk te gaan met incomplete gegevens. Ook bij tussentijdse wijziging in de uitgangspunten is direct duidelijk tot welk punt het ontwerp is gevorderd, hetgeen bijsturen en de beoordeling van het effect van bijsturen vergemakkelijkt. Een al te rigide toepassing strijdt echter met de dynamiek van het ontwerpen. Het ontwerpproces wordt ook wel in een spiraal uitgebeeld. De gehele

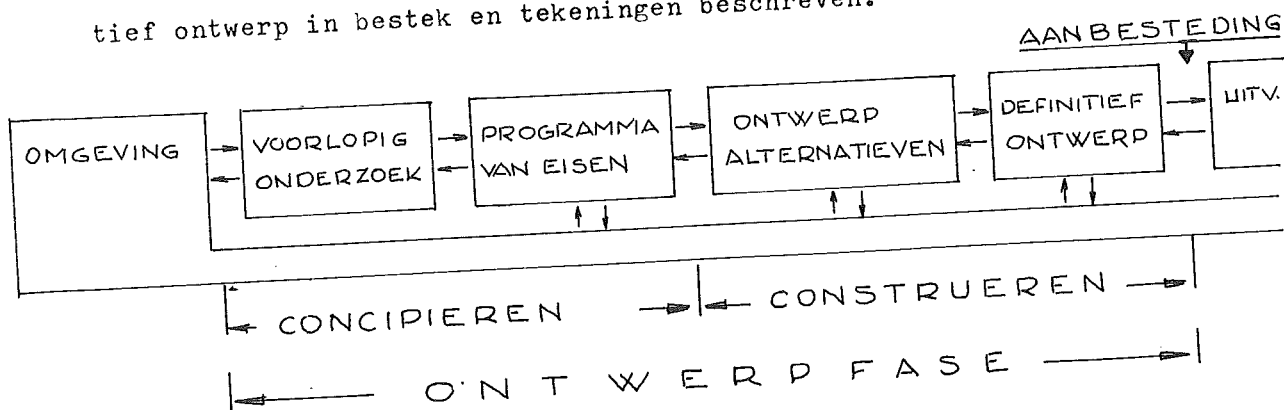


ontwerpgang wordt enkele malen in de spiraal doorlopen van grof naar fijn.

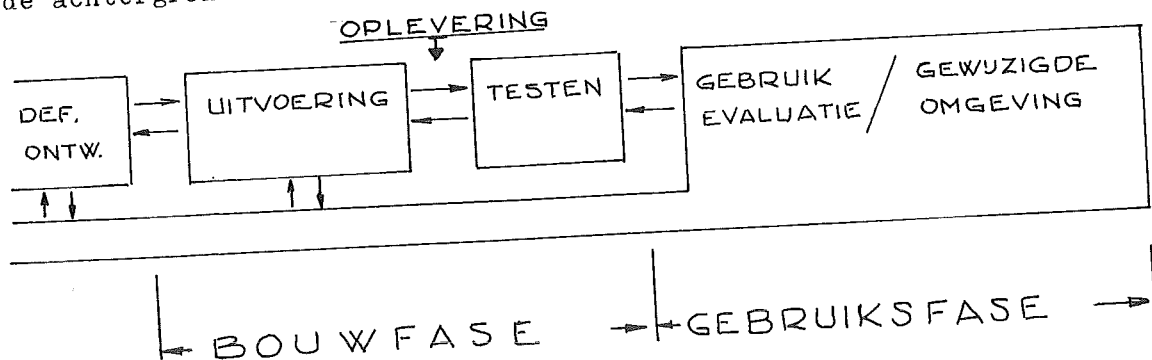
Het werken van grof naar fijn bevordert het zo ruim mogelijk aftasten van alle bekende en nog onbekende mogelijkheden. Nieuwe oplossingen ontstaan vaak al door een andere rangschikking van reeds bekende elementen. Het behoedt voor een te snel teruggrijpen op een eerder uitgewerkt ontwerp dat ongeveer bij de vraag past. In het college bb 26 - ontwerpmethodieken - wordt beschreven hoe op vele wijzen oorspronkelijkheid en creativiteit kunnen worden aangeboord bij het vinden van antwoorden op de probleemstelling. Het goed formuleren

van de probleemstelling als antwoord op de behoefte van de buitenwereld is een eerste vereiste: is er vraag naar "een schutsluis" of naar "een middel ter overwinning van een verval door scheepvaart"?

Als regel zal de ontwerper in samenspraak met de opdrachtgever de, soms vage, behoefte analyseren in een voorlopig onderzoek, het probleem definiëren en daarna een programma van functionele eisen opstellen dat compleet moet zijn. Hieraan worden toegevoegd de ontwerpbeperkingen gegeven door locatie, omgeving, maatschappelijke, financiële, commerciële, ergonomische eisen. Wanneer in het begin iets over het hoofd wordt gezien, kan dit sterk verstorend werken in latere fasen. Op het programma van eisen en beperkingen kan men antwoorden concipiëren die als basis dienen voor vóórontwerpen. De vóórontwerpen worden in de ontwerpcirkelgang gebracht en leiden na afwegingen tot een verfijnder keuze van één of meer alternatieven. In die afweging wordt onder meer gestreefd naar een maximum aan economie en efficiency. Tenslotte wordt een definitief ontwerp in bestek en tekeningen beschreven.



Als stoffelijke realisering van het ontwerp komt dan de uitvoering, die wordt afgesloten door testen van het systeem of project. Hierop volgt de overdracht aan de beheerder voor de gebruiksfase. De beheerder dient tijdens de gebruiksfase de resultaten te evalueren tegen de achtergrond van de verwachtingen.



Tijdens de uitvoering is het project in een andere levensfase dan in de gebruiksfase, en daarvoor kunnen andere eisen gelden, voor het geheel of voor onderdelen. Denk aan de transportfase bij geprefabriceerde elementen voor een af te zinken tunnel.

Soms worden ook eisen geformuleerd voor het slopen als het bouwwerk zijn levensduur heeft voltooid. Hier komt duidelijk het terugkoppelen naar vorige fasen aan de orde.

De toekomstige beheerder wordt in een zeer vroeg stadium ingeschakeld voor het formuleren van de eisen t.a.v. beheer en onderhoud. Een offshore ontwerp waarvoor uit onderhoudsoogpunt wordt geëist dat later onderdelen, of de hele constructie, kan worden vervangen zal hierdoor sterk worden beïnvloed.

3.1.2. Voorlopig onderzoek

In een voorlopig onderzoek wordt de behoefte op globale wijze geanalyseerd en mogelijkheden aangegeven om hierin te voorzien. Daartoe kan behoren een voorlopige situering of tracékeuze, globale dimensies, de invloed op andere functies in de omgeving, een planning van de benodigde tijd en financieringsmogelijkheden.

3.1.3. Programma van eisen

In het vooronderzoek met een min of meer open karakter, waarbij de ontwerper misschien maar ten dele wordt ingeschakeld, is de behoefte aan "iets" gepeild. In de fase van het programma van eisen heeft het onderzoek een meer gesloten karakter, wordt de behoefte uitvoerig geanalyseerd in een formulering van alle functionele eisen en komen de ontwerpbeperkingen op tafel.

De lijst met functionele eisen vormt een objectgerichte gedetailleerde vertaling van de behoefte. Het is noodzakelijk strikt gedisciplineerd te denken in functies en deze los te zien van de traditionele functiedragers, en af te blijven van het aangeven van standaardoplossingen.

Het denken in abstracte begrippen vergt een diepe bezinning op het "waarom" en "wat doet het". In plaats van "stormvloedkering": water tegenhouden bij hoge zeestanden en water doorlaten bij niet-hoge zeestanden. In plaats van brug, tunnel, pont: water kruisen.

Een hulp in het systematisch denken kan zijn een functie te beschrij-

ven in een zelfstandig naamwoord en een werkwoord.

De ontwerper kan zowel te maken krijgen met opdrachtgevers die zeer deskundig zijn en zelfstandig een gedetailleerd programma van eisen samenstellen, als met opdrachtgevers die niet verder komen dan een vage omschrijving van de primaire behoefte, en met tussenvormen.

Vanuit zijn ervaring zal de ontwerper bij het stellen van vragen niet rusten vóór overtuigd te zijn dat de eisenlijst compleet is. Voor een oeververbinding zullen bijvoorbeeld behalve naar het aantal te verwerken voetgangers, fietsers, auto's of het aantal verkeersstroken, de belastingen, het tracé, doorvaarthoogte en -breedte, de volgende vragen kunnen opkomen, o.a. voor het geval in een volgende fase de keuze op een brug zou vallen.

Is er in de toekomst mogelijk behoefte aan:

- verdiepen van de vaargeul
- bouwen van een tweede oeververbinding pal naast deze
- herindelen van de rijstroken voor auto's en fietsers
- verbreden van de brug
- opvijzelen van de brug naar een grotere doorvaarthoogte.

De ontwerpbeperkingen komen aan bod nadat de functionele eisen bekend zijn. Dit zijn alle randvoorwaarden waarbinnen het project moet worden gerealiseerd.

De beperkingen van de locatie vloeien voort uit de aanwezige terreinsituatie: de topografie, hoogteligging, grondsoort, eigenschappen van de grond, grondwaterstand, (wisselende) buitenwaterstand. In ons land zijn veel van deze gegevens bekend en worden waar nodig aangevuld met grondboringen en sonderingen. In sommige delen van de wereld kan het veel inspanning vragen deze gegevens te verkrijgen. Onvoldoende kennis van de grondgesteldheid en onbekendheid met de ter plaatse gebruikelijke funderingswijze, kan een gebrekkige fundering tot gevolg hebben en tot verlies van het bouwwerk leiden.

De beperkingen voortvloeiend uit inpassing in het landschap of stedelijke omgeving worden geformuleerd in samenspraak met landschapsdeskundige, architect, welstandscommissie, wijkraad, bewonersgroep, vereniging voor natuur- en stadsbescherming. De rol van de architect wordt bij waterbouwkundige constructies soms ten onrechte beperkt tot het achteraf aanbrengen van wat aankleding, in plaats van een gelijkwaardig samenspel vanaf het begin.

Tot de omgevingseisen behoren ook milieu-eisen ten aanzien van overlast door geluid, transport van gevaarlijke stoffen, calamiteiten tengevolge van aanvaring, brand, explosie.

Ook maatschappelijke situaties kunnen een ontwerp beïnvloeden, bv. bij de materiaalkeuze. In een tijd dat de staalconstructiebedrijven een veel sterkere achteruitgang in werkgelegenheid vertonen dan andere sectoren van de bouw, kan om deze reden een uitvoering van een brug in staal de voorkeur krijgen boven een in beton.

Ergonomische eisen spelen een rol bij bediening en beheer: hoe moeten de bedieningspanelen, t.v.-monitoren, spreekinstallaties, schakelaars worden ontworpen en geplaatst voor een centraal door één man bediende duwvaartsluis? Soms blijkt later dat de ontwerpgedachte door de mensen die ermee moeten werken wordt doorkruist. Eén man die een volle dagtaak geïsoleerd in een bedieningshuis moet doorbrengen, vraagt al snel naar een tweede man omdat men zo weinig contact met anderen slecht verdraagt.

Elk project is onderworpen aan financiële beperkingen. De algemene eis luidt: een optimaal ontwerp tegen zo laag mogelijke kosten, dit zijn ontwerpkosten, bouwkosten, bouwrente, onderhouds- en exploitatiekosten.

Waterbouwkundige constructies worden vaak uit de openbare financiën bekostigd, waarvoor tevoren een krediet door het openbaar bestuur moet zijn goedgekeurd. Dit krediet is gebaseerd op de projectkosten die door de ontwerper in een vooronderzoek zijn geraamd aan de hand van een voorlopig voorontwerp. Het definitieve ontwerp wordt later gedetailleerd begroot. Na een openbare of ondershandse aanbesteding zal als regel het werk worden gegund aan de aannemer met de laagste aanbieding. Uitzonderingen hierop zijn:

- het afspreken van een prijs met één aannemer, bv. aan de hand van een open begroting
- het werken volgens een raamcontract waarin de regeling is vastgelegd volgens welke later tot definitieve prijsafspraken wordt gekomen
- het werken op regie, waarbij de aannemer elke spijker en elke handomdraai betaald krijgt (in de waterbouw weinig gebruikelijk).

De spelregels van het contract tussen opdrachtgever en aannemer worden vastgelegd in besteksomschrijving en bestekstekeningen. Zaken die tijdens het ontwerpen en in het bestek in het vage worden gelaten uit onkunde, tijdgebrek of gebrek aan inventiviteit, zullen later bij de uitvoering als meer-werk extra geld kosten.

3.1.4. Alternatieve voorontwerpen

De ontwerper moet oplossingen bedenken passend binnen de randvoorwaarden zoals gegeven in het programma van eisen, waarin de functionele eisen en de ontwerpbeperkingen opgelegd door locatie, omgeving, maatschappij en economie zijn gedefinieerd. Een systematische ontwikkeling van oplossingen moet zoveel mogelijk garanderen dat geen mogelijkheden over het hoofd worden gezien.

Bij het ontwikkelen van oplossingen worden beslissingen genomen waarbij behoeften zoals geformuleerd in de functionele eisen en mogelijkheden zoals gegeven in de ontwerpbeperkingen tegenover elkaar worden afgewogen. Men maakt wel onderscheid tussen twee wijzen van benadering:

1. Vanuit de behoefte wordt eerst gezocht naar de "ideale oplossing". Daarna worden de ontwerpbeperkingen ingevoerd en door het doen van concessies een compromis-oplossing bereikt. Creativiteit en fantasie krijgen hierbij ruim spel en de mogelijkheid bestaat dat geheel nieuwe oplossingen worden gevonden.
2. Vanuit de behoefte wordt met gelijktijdige inachtneming van de ontwerpbeperkingen gezocht naar de optimale oplossing. Hierbij wordt op een meer natuurlijke manier aangesloten bij de volledige kennis die de ontwerper inmiddels heeft verworven van het project; hij hoeft niet zoals bij de eerste methode de ontwerpbeperkingen tijdelijk buiten zijn gezichtsveld te plaatsen. De kans bestaat echter dat traditionele oplossingen de overhand behouden.

Een goed hulpmiddel om bij het systematisch ontwikkelen van oplossingen een volledig overzicht te verkrijgen is de beslissingsboom of ontwerpboom.

De top van de boom is de omschrijving van de primaire behoefte als een functie, los van de functiedrager, bv. oeververbinding en niet brug of tunnel.

De vertakkingen van de boom vinden vervolgens hun ontstaan in vragen, waarop een uitsplitsing in een tweevuldig antwoord volgt. Hierin is veelal een tegenstelling besloten: ja-nee; hoog-laag; continu-discontinu; open-dicht; vast-beweegbaar; horizontaal-verticaal; translatie-rotatie.

Het verkregen beeld hangt o.a. af van de volgorde waarin de vragen worden gesteld en hoe algemene vragen als wie, wat, waar, wanneer,

waarmee, waarom, hoe, nader worden gepreciseerd.

Als een tak in het begin niet verder wordt gevolgd betekent dit het elimineren van een aantal principe-oplossingen.

Als voorbeeld is een mogelijke ontwerpboom voor de behoefte: "het verbinden van twee oevers ten behoeve van het landverkeer" uitgebeeld.

Bij het toetsen van de principe-oplossingen die de ontwerpboom levert, aan het programma van eisen, zullen een groot aantal afvallen omdat ze niet aan de eisen voldoen. Wat blijft zijn de mogelijke alternatieven, die als voorontwerp verder kunnen worden uitgewerkt.

3.1.5. Het definitieve ontwerp

Het definitieve ontwerp moet worden gekozen uit de ontwerpalternatieven die zijn overgebleven uit de principe-oplossingen.

Constructiemethoden, materiaalkeuze, vormgeving en kosten spelen daarbij een rol. De constructieve berekeningen gaan nu meer inbreng leveren dan in de vorige fasen.

De ontwerpalternatieven worden vastgelegd in een ontwerpbeschrijving van de constructieve opzet, ontwerptekeningen, uitvoeringsrestricties, en bv. een samenvatting van de functionele eisen.

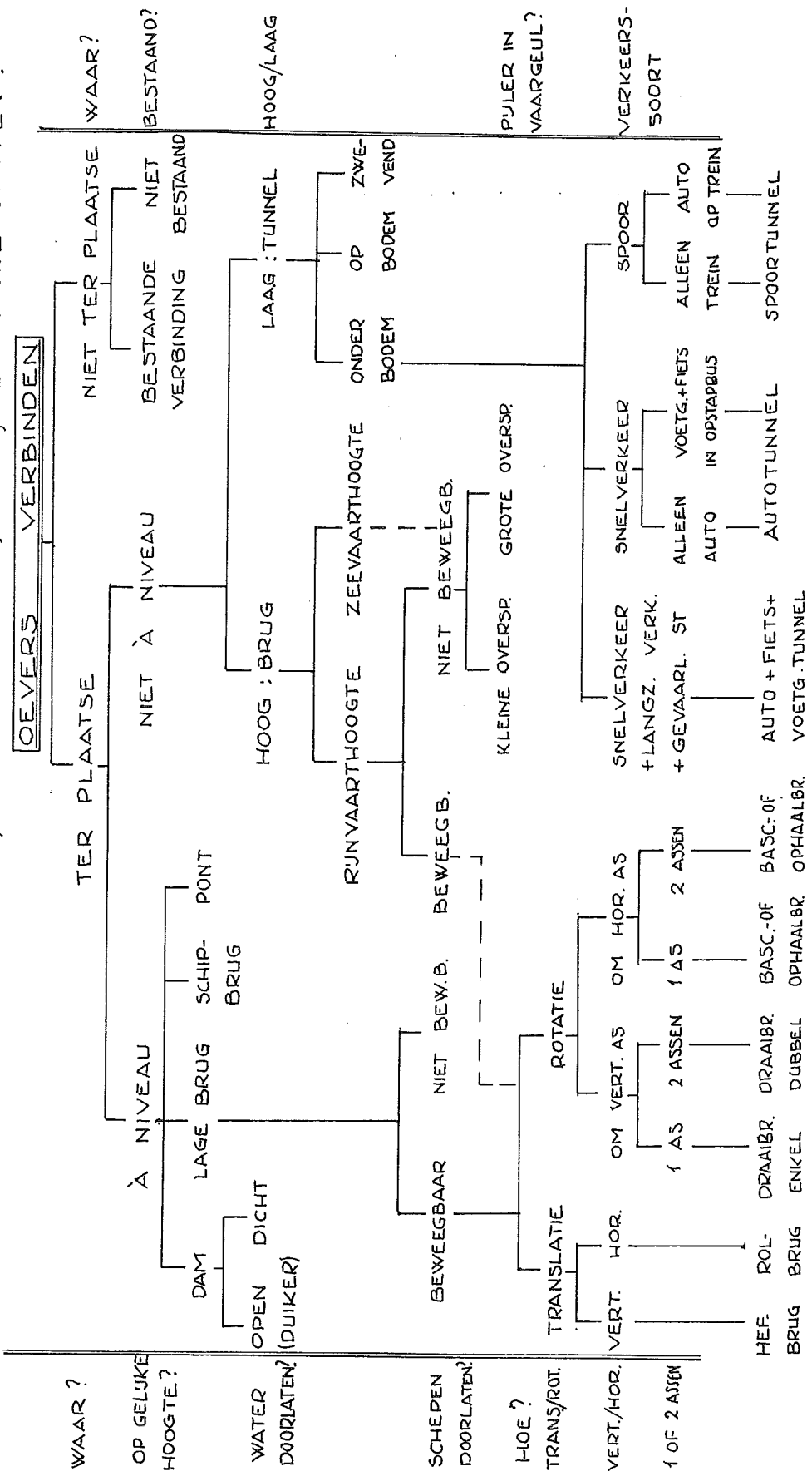
Voor het onderling vergelijken van alternatieven worden een aantal aspecten of criteria ingevoerd waarop alle alternatieven worden beoordeeld en gewogen.

Er kan onderscheid worden gemaakt tussen kwantitatieve criteria en kwalitatieve criteria. De eerste worden in geld uitgedrukt. Voor de kwalitatieve kan aan elk aspect een waarderingsgewicht worden toegekend, terwijl ook nog een voldoeningsfactor kan worden ingevoerd voor de mate waarin aan een aspect wordt voldaan (consumentengids). Aan de hand van de ontwerptekeningen met beschrijving worden de totale kosten geraamd van elk alternatief. Het resultaat van de vergelijkende waarderingstabel en de kostenramingen geven de mogelijkheid van een keuze. De ontwerper zal de opdrachtgever enkele in aanmerking komende varianten ter keuze voorleggen, al of niet voorzien van een aanbeveling.

Nadat de keuze is gemaakt wordt het definitieve ontwerp in bestek en tekeningen uitgewerkt. Vooral de uitwerking in detailtekeningen is zeer arbeidsintensief. De uitvoeringsmogelijkheden leggen directe en dwingende beperkingen op. Anderzijds dient het oorspronkelijke

BEHOEFTE : OEVERS VERBINDEN T.B.V. LANDVERKEER

VRAGEN : VOOR WIE, WAT; LANGZAAM EN/OF SNELVERKEER, TREIN, GEVAARLIJKE STOFFEN ?



COMBINATIES: - DAM OF VASTE BRUG WAARIN BEWEEGBAAR DEEL - BRUG OP ZEEVAARTHOOGTE MET PONT VOOR LANGZAAM VERKEER

- DAM OF VASTE BRUG WAARIN BEWEEGBAAR DEEL - TUNNEL VOOR SNELVERKEER MET BRUG VOOR LANGZAAM VERKEER, TREINEN EN GEVAARLIJKE STOFFEN.

- BRUG OP ZEEVAARTHOOGTE MET PONT VOOR LANGZAAM VERKEER EN EVENTUEEL GEVAARLIJKE STOFFEN

- TUNNEL VOOR SNELVERKEER MET BRUG VOOR LANGZAAM VERKEER, TREINEN EN GEVAARLIJKE STOFFEN.

ontwerp zo min mogelijk te worden aangetast.

De ontwerper moet de uitvoeringsbeperkingen goed kennen, een (bege-) leidende taak tijdens de uitvoering is zeer nuttig, zo niet gewenst, ook voor volgende ontwerpen.

Soms worden twee ontwerpalternatieven volledig in bestek en tekeningen uitgewerkt en gelijktijdig aanbesteed om via de laagste aannemingsom tot een keuze te komen.

Nadat het bestek is aanbesteed en het werk gegund aan de aannemer, volgt de uitvoering. Vaak is er een overlapping met de ontwerpfase omdat detailtekeningen zoals van de wapening in betonconstructies veelal lopende de uitvoering gereed komen. De ontwerper moet ook inspelen op vragen van de aannemer om wijzigingen ten opzichte van het bestek te mogen toepassen. De uitvoering betekent een evaluatie van de mogelijkheden en onmogelijkheden van de ontwerpgedachte. De ontwerper moet hiervoor een open oor hebben, want het betekent een kostbare ervaring die volgende projecten ten goede komt.

In het ontwerpproces spelen constructieve berekeningen een rol, die met name bij het definitieve ontwerp omvangrijk is.

Eén van de belangrijkste taken van de ontwerper is het vertalen van belastingen in constructies. In het volgende zullen daarom de belastingen werkend op waterbouwkundige constructies uitvoerig worden behandeld.

3.2. Belastingen op waterbouwkundige constructies

3.2.1. Inleiding

3.2.1.1. Oorzaken van belastingen

Door vele oorzaken kunnen krachten op constructies worden uitgeoefend.

Enige hiervan zijn:

belastingen als gevolg van:

eigen gewicht

waterdruk, te onderscheiden in: hydrostatische druk

opwaartse waterdruk ("opdrijving")

eenzijdige waterdruk ("verval")

permanente stromingsdruk

niet permanente stromingsdruk ("golven")

gronddruk

winddruk

verkeer

scheepsstoten

ijs

aardbevingen

uitzetting en inkrimping van materialen ("temperatuur")

calamiteiten (brand, explosie, etc.)

Een ontworpen constructie zal de optredende krachten moeten kunnen opnemen en overdragen naar de ondergrond. Afhankelijk van de richting van de kracht en de wijze waarop deze wordt opgenomen en overgedragen, treedt in het constructiemateriaal afschuiving, trek of druk of een combinatie van deze beide (moment) op. Uit overwegingen van economisch materiaalgebruik zal men ernaar streven buigende en wringende momenten in de constructie te vermijden. (Het materiaal in en in de omgeving van de "neutrale vezel" wordt "slecht benut"). Het uiteindelijk ontwerp wordt echter niet alleen bepaald door economisch materiaalgebruik. Daarnaast spelen o.a. arbeidskosten en uitvoeringsmogelijkheden een rol.

De in het materiaal optredende krachten geven aanleiding tot vervormingen. Trek geeft rek, druk geeft stuik (en mogelijk aanleiding tot knik- en plooiverschijnselen) terwijl momenten buiging en/of torsie tot gevolg hebben. De vervormingen kunnen aanleiding zijn tot een andere krachtdistributie in en op de constructie.

Ook de vorm van de constructie kan soms van invloed zijn op de erop werkende krachten.

In de volgende paragrafen zal op enige belastingen en hun invloed nader worden ingegaan.

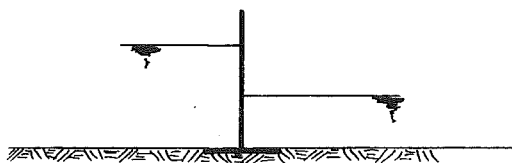
In voorkomende gevallen zal de invloed van de constructievorm en de vervorming van de constructie op de belasting worden besproken. De volgorde waarin de belastingen behandeld worden is in het algemeen niet de volgorde, waarin ze tijdens een ontwerp naar voren komen. Op een constructie(onderdeel) werkt in het algemeen meer dan één belasting. Er is gestreefd naar verbijzondering van belastingen: steeds wordt één type belasting beschouwd met - waar mogelijk - de daaruit voortvloeiende constructievorm.

Het uiteindelijk ontwerp wordt mede bepaald door het totaal van de erop werkende krachten. Daarnaast zijn er vele andere factoren die de constructievorm bepalen. In de volgende paragrafen beperken we ons tot de krachten.

Een belasting die steeds aanwezig is, is die door het eigen gewicht van de constructie. In het navolgende zal het eigen gewicht als eerste worden behandeld, terwijl het in het ontwerp pas kan worden vastgesteld indien de afmetingen, voortvloeiend uit overige krachten, bekend zijn.

3.2.2. Eigen gewicht

In een schetsontwerp worden constructies of onderdelen daarvan vaak aangegeven door simpele lijnen.



Omdat deze lijnen een schematisering van de constructie of van onderdelen daarvan zijn, mag niet worden vergeten dat hieraan volumina en gewichten moeten worden toegekend.

Een hierbij vaak gehanteerd concept is dat van de absolute volumina. Hierbij wordt nagegaan hoeveel ruimte een bepaalde stof in een volume inneemt. Van elk deelvolume wordt het gewicht in rekening gebracht. Voor vaste stoffen is het gewicht G gelijk aan

$$G = \rho g V$$

met ρ = soortelijke massa in kg/m^3

g = versnelling t.g.v. de zwaartekracht in m/s^2

V = absolute volume in m^3

Vaak bevinden zich meer stoffen in een beschouwd volume. Stel, we willen het gewicht bepalen van $1 m^3$ zand. Behalve zandkorrels ($\rho_k = 2650 \text{ kg}/m^3$) bevindt zich lucht ($\rho_l \approx 1,293 \text{ kg}/m^3$, afhankelijk van temperatuur en druk) en water ($\rho_w \approx 1000 \text{ kg}/m^3$, afhankelijk van temperatuur en druk) in het beschouwde volume van $1 m^3$. Stel, het poriënvolume (dat deel van het volume dat niet door zandkorrels wordt ingenomen) is ε van het totaalvolume. Stel, $\varepsilon = 0,4$. Stel dat het zand volkomen droog is.

Aan zandkorrels bevindt zich in het volume:

$(1 - \varepsilon) \times V = (1 - 0,4) \times 1 = 0,6 m^3$ met een gewicht G_k van:

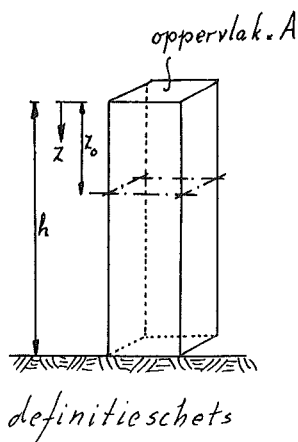
$$\rho_k g V_k = 2650 \times 10 \times 0,6 = 15900 \approx 16000 \text{ N}$$

(Het gewicht aan lucht en de opdriving van het volume van $1 m^3$ in lucht worden verwaarloosd).

Indien het poriënvolume ($\varepsilon \times V = 0,4 \times 1 = 0,4 m^3$) geheel gevuld is met water, wordt het gewicht vermeerderd met $\rho_w g V_w = 1000 \times 10 \times 0,4 = 4000 \text{ N}$.

Het totaalgewicht nat zand per m^3 wordt dan $16000 + 4000 = 20.000 \text{ N}$.

Het eigen gewicht moet "afgevoerd" worden naar de ondergrond. De kracht-richting is steeds gericht volgens de ter plaatse heersende richting van de zwaartekracht (per definitie verticaal). Een rechte kolomvormige constructie die alléén door eigen gewicht wordt belast wordt uitsluitend belast op druk. In een snede ter hoogte z_0 (zie fig.) dient een



kracht overgebracht te worden van $\rho_m g \int_0^{z_0} A(z) z dz$ waarin:

ρ_m = soortelijke massa constructiemateriaal

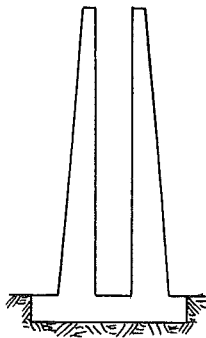
g = versnelling t.g.v. de zwaartekracht

z = lopende coördinaat

$A(z)$ = oppervlak dwarsdoorsnede als functie van z

A_{z_0} = oppervlak dwarsdoorsnede voor $z = z_0$

waaruit ter plaatse een drukspanning volgt van $\rho_m g \frac{1}{A_{z_0}} \int_0^{z_0} A(z) z dz$.

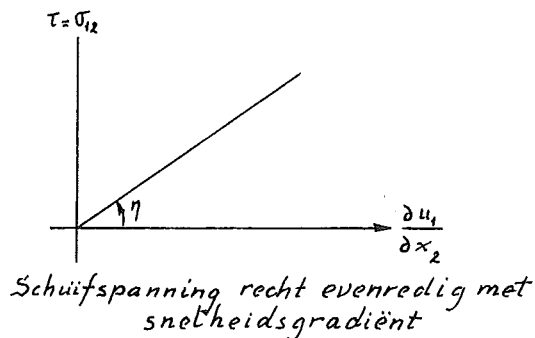


De druksterkte van het constructiemateriaal is begrensd. Een volledige benutting van het materiaal kan nu worden verkregen door het oppervlak van de dwarsdoorsnede A over de hoogte aan te passen aan de over te brengen drukkracht, zodat de drukspanning over de hoogte constant is. Dit leidt tot de tapase vorm van bv. gemetselde schoorstenen.

3.2.3. Waterdruk

3.2.3.1. Inleiding

In vele gevallen kan water worden beschouwd als een Newtonse vloeistof, d.w.z. dat wordt aangenomen dat de krachten die door een aangrenzend waterdeeltje op het beschouwde waterdeeltje worden uitgeoefend, samenhangen met het snelheidsverschil tussen die waterdeeltjes.



In formulevorm (voor tweedimensionale stroming en een lineair verband tussen kracht en snelheidsgradiënt):

$$\sigma_{21} = \eta \frac{\partial u_1}{\partial x_2}$$

waarin:

$$\begin{aligned}\sigma_{21} &= \text{schuifspanning in } x_1\text{-richting} \\ \eta &= \text{dynamische viscositeit} \\ \frac{\partial u_1}{\partial x_2} &= \text{snelheidsgradiënt in } x_2\text{-richting}\end{aligned}$$

Het ontbreken van een constante term in het rechterlid duidt erop, dat wordt aangenomen dat, indien de snelheidsgradiënt nul is, ook de schuifspanning nul is. M.a.w. indien het water in rust is, wordt het verondersteld geen schuifspanningen te kunnen opnemen. Bij bewegend water (stroming en golven) spelen viscositeit en schuifspanning wél een rol.

3.2.3.2. Hydrostatische druk

Voor de berekening van krachten als gevolg van statische waterdruk maken we gebruik van de wet van Bernoulli voor permanente stroming.

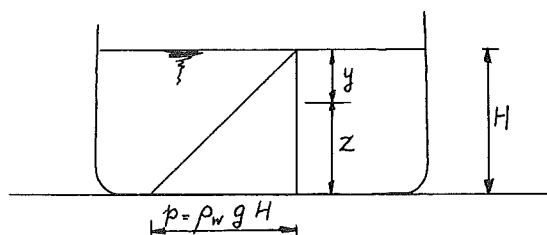
(N.B. Een statische toestand is ook permanent!):

De (constante) energiehoogte is gelijk aan de som van de snelheidshoogte, de drukhoogte en de plaatshoogte.

$$H = \frac{v^2}{2g} + \frac{p}{\rho_w g} + z$$

Indien v gelijk aan nul is, volgt hieruit:

$$\frac{p}{\rho_w g} + z = H$$



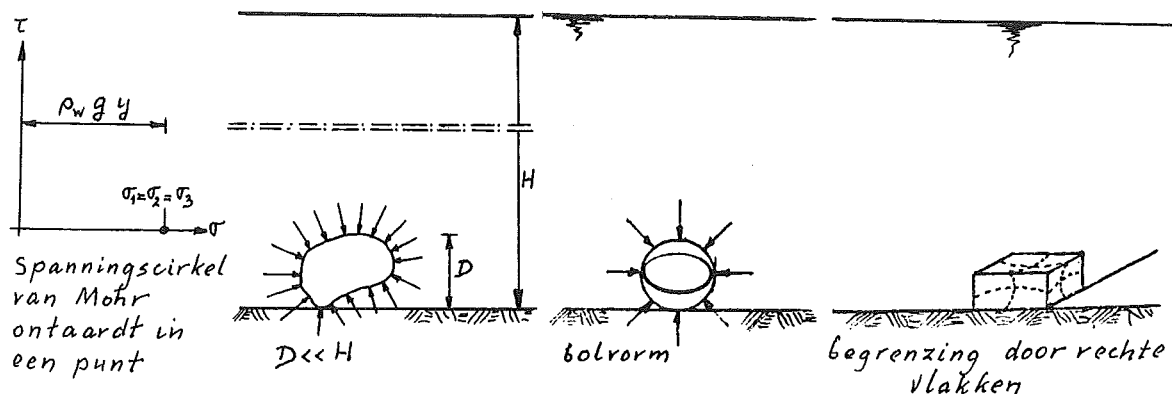
Voor een punt op een hoogte z boven een referentieniveau (zie fig.) geldt, bij een energiehoogte H boven het referentieniveau:

$$p = \rho_w g (H - z) = \rho_w g y, \text{ in woorden:}$$

Over de verticaal is de druk hydrostatisch, d.w.z. evenredig met de diepte onder het wateroppervlak.

Uit de wet van Bernoulli en de veronderstelling dat water in rust geen schuifspanningen kan opnemen, volgt, dat in elk punt onder water een bol (druk)spanningstoestand heerst. (De spanningscirkel van Mohr ont-aardt in een punt, zie fig.).

Indien de constructie-afmetingen klein zijn t.o.v. de waterdiepte, kan worden aangenomen, dat op de hele constructie dezelfde druk werkt, zie fig.



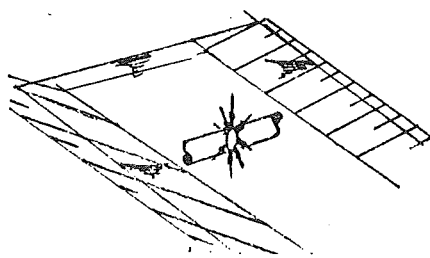
Kiezen we als constructievorm een bol, dan wordt de constructie geheel op normaal (druk)spanning belast door het water, waardoor het constructie-materiaal optimaal wordt benut.

Een constructievorm die de uitwendige druk opneemt als interne normaal-trekspanningen is ruimtelijk moeilijk voorstelbaar. Begrenzing door plat-te vlakken leidt tot buigende momenten.

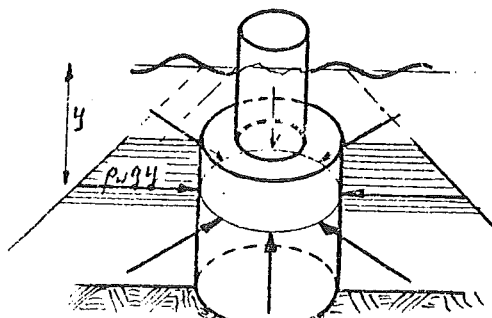
Als voorbeeld van bovenstaande overwegingen kan worden gedacht aan onder-zeese opslagtanks.

Vaak zal in één richting de afmeting van een kunstwerk groot zijn t.o.v. de afmetingen in een vlak loodrecht op die richting. (Denk hierbij bv. aan leidingtunnels). In het vlak loodrecht op de grootste afmeting wordt vaak de cirkelvorm aangehouden, omdat in dit vlak de waterdruk praktisch constant is. Hierdoor kan door normaaldruk het materiaal in de snede op-timaal worden benut. Staat een constructie verticaal, dan is op elke hoogte boven de bodem de waterdruk radiaal naar de constructie-as ge-richt. (Denk hierbij bv. aan het ontwerp van het PTT-eiland dat uitvoe-rig wordt behandeld in het college f9B).

Voor deze typen constructies is de cilindervorm uit materiaal-economisch oogpunt een logische oplossing.



deel leidingtunnel

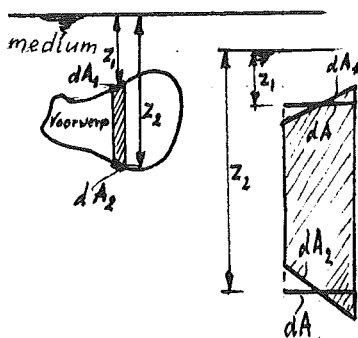


ontwerp P.T.T.-eiland

3.2.3.3. Opwaartse waterdruk

Een voorwerp, gedompeld in een medium (water), ondervindt een opwaartse kracht (opdriving), gelijk aan het gewicht van het verplaatste medium. (Wet van Archimedes).

Deze wet volgt direct uit de hiervoor behandelde hydrostatische druk: Verdeel het lichaam in verticale kolommetjes. Noem de horizontale projectie van het onder- resp. bovenzvlak: dA



$$\text{Waterdruk } p_1 = \rho_w g z_1 \quad \text{Kracht } \downarrow = \rho_w g z_1 dA$$

$$\text{Waterdruk } p_2 = \rho_w g z_2 \quad \text{Kracht } \uparrow = \rho_w g z_2 dA$$

$$\text{Totale opwaartse kracht op prisma} \quad \rho_w g (z_2 - z_1) dA$$

$$\text{Totale kracht op lichaam:} \quad \int_{\text{lichaam}} \rho_w g (z_2 - z_1) dA = \rho_w g \text{ Volume}_{\text{lichaam}}$$

Voor het eerder behandelde voorbeeld van 1 m^3 zand volgt hieruit, dat 1 m^3 zand onder water (met een poriënvolume van 40%) een schijnbaar gewicht heeft van 10.000 N, namelijk:

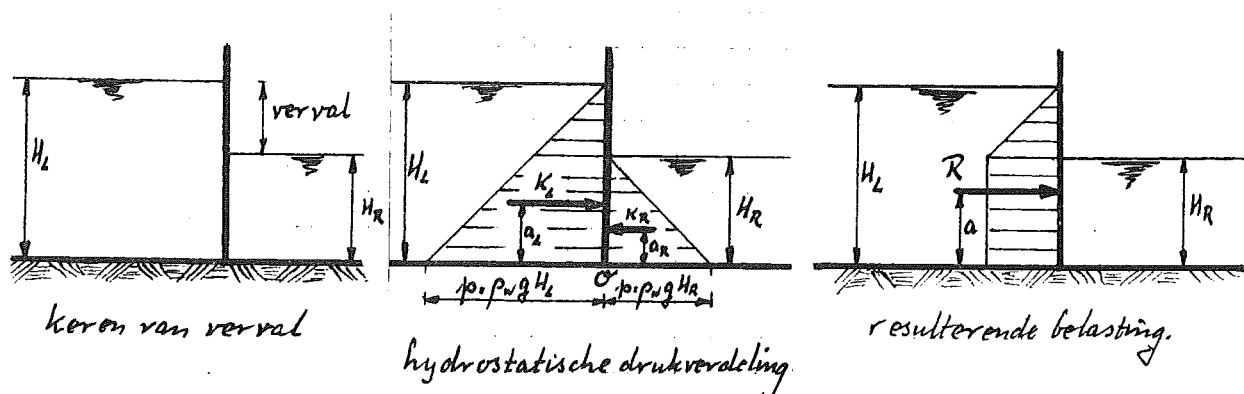
Eigen gewicht 20.000 N (eerder berekend)

Opwaartse kracht $\underline{10.000 \text{ N}}$ ($\rho_w \cdot g \cdot \text{Vol}_1 \text{ m}^3 = 1000 \cdot 10 \cdot 1 = 10.000 \text{ N}$)

Schijnbaar gewicht 10.000 N

3.2.3.4. Verval

Vaak scheidt een waterbouwkundige constructie twee (grond-)waterniveaus. De constructie keert dan een verval. De resulterende belasting t.g.v. het verval op het constructiedeel dat de kerende functie vervult, wordt gevonden als het verschil van de waterdrukken (zie fig.).



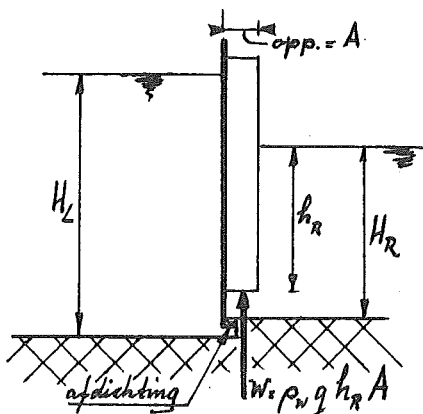
Het aangrijpingspunt van de resulterende belasting t.o.v. een willekeurige as (bv. door O, en samenvallend met de bodem in het vlak van tekening (zie fig.)) wordt gevonden door het statisch moment van de resulterende drukfiguur t.o.v. deze as te delen door het oppervlak van de drukfiguur.

$$R = K_L - K_R = \int_0^{H_L} \frac{1}{2} \cdot \rho_w \cdot g \cdot h \cdot d \cdot h - \int_0^{H_R} \frac{1}{2} \rho_w \cdot g \cdot h \cdot d \cdot h$$

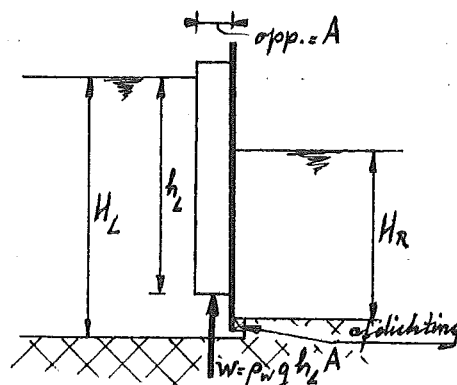
$$a = \frac{\int_0^{H_L} \frac{1}{2} \cdot \rho_w \cdot g \cdot h^2 \cdot d \cdot h - \int_0^{H_R} \frac{1}{2} \cdot \rho_w \cdot g \cdot h^2 \cdot d \cdot h}{R}$$

In het bovenstaande is uitsluitend gekeken naar de belasting over één afmeting van de constructie (de hoogte). De constructie is echter ruimtelijk (heeft een volume) en zal, omdat hij in water gedompeld is, een opwaartse kracht ondervinden. Afhankelijk van de plaats van de afdich-

ting moet nu de opwaartse kracht als gevolg van waterdruk aan de zijde met de hoge waterstand, dan wel die aan de zijde met de lage waterstand in rekening worden gebracht (zie fig.).



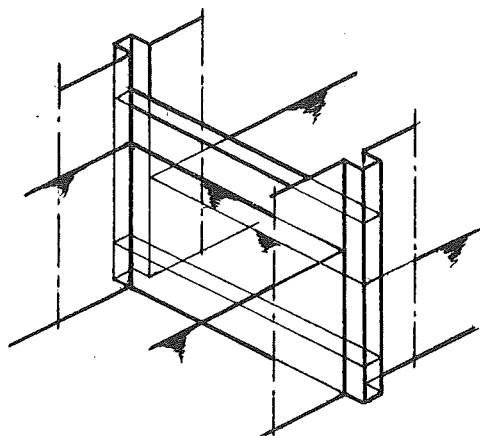
afdichting aan zijde hoge waterstand



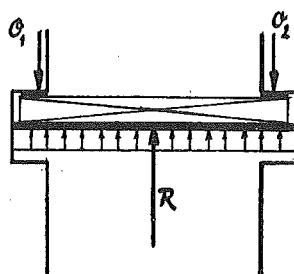
afdichting aan zijde lage waterstand

Voor het oppervlak A waarop de opwaartse waterdruk werkt, dient bedacht te worden, dat de constructie ook een afmeting loodrecht op het vlak van tekening heeft.

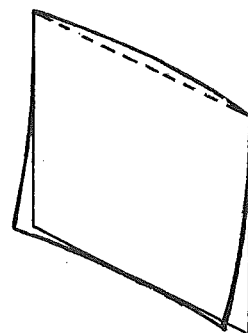
De belastingen op het vervalkerende constructiedeel dienen te worden overgedragen naar de opleggingen daarvan. Afhankelijk van de vorm van het kerende constructiedeel treden hierbij druk- of trekspanningen en/of momenten in dit constructiedeel op. Als eerste beschouwen we een kerend constructiedeel, uitgevoerd als vlakke plaat (zie fig.) waarbij de opleggingen aan de zijkanten zijn gedacht.



scheve projectie
Kering met opleggingen aan de zijkanten



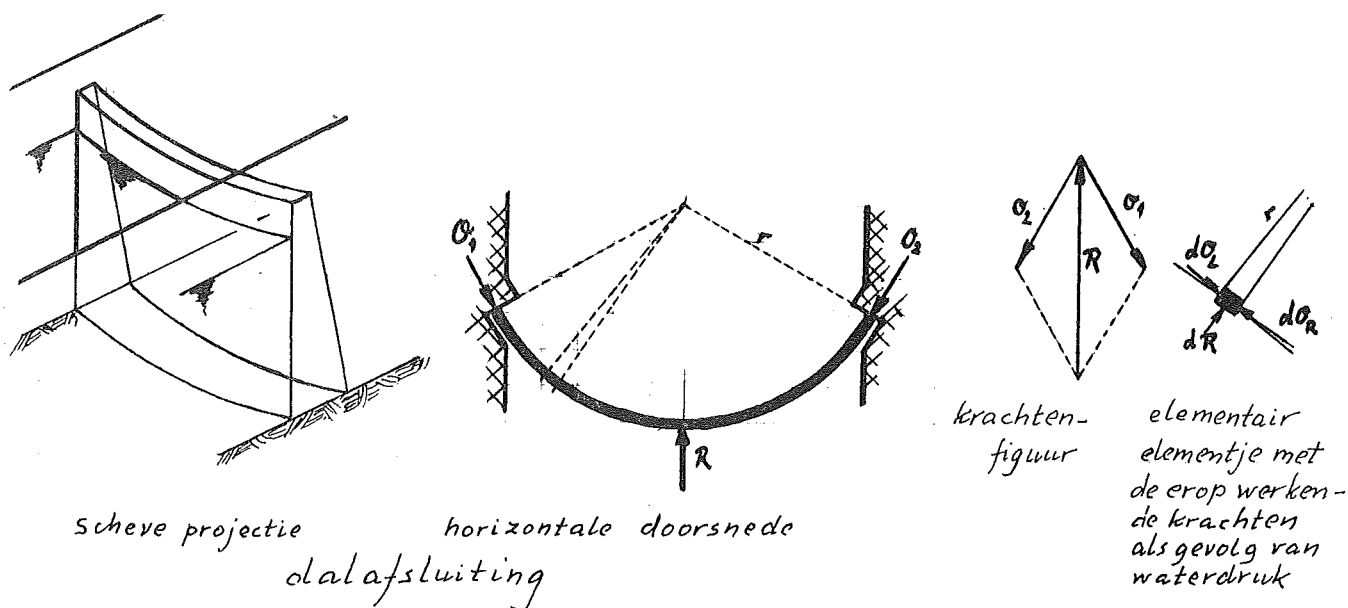
horizontale
doorsnede



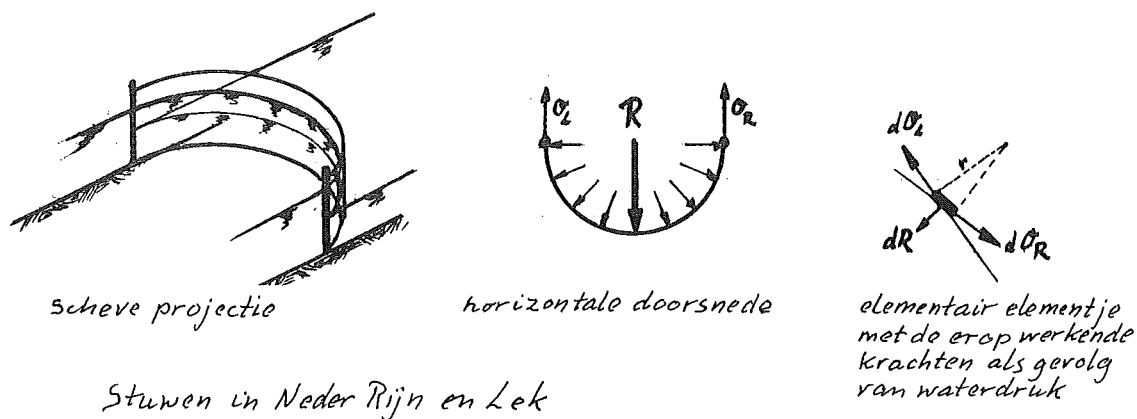
oplegging aan
drie zijden

De plaat wordt dan op buiging belast. (Denk bv. aan rol- en hefdeuren). Doorbuiging van de (slappe) plaat veroorzaakt problemen bij de afdichting, vooral aan de onderzijde. Wordt ook een onderaanslag toegepast, dan blijven er afdichtingsproblemen in de hoeken waar de aanslagen elkaar ontmoeten (zie fig.). Afdichtingsproblemen zijn bij vlakke plaatvormige constructies alleen "afdoende" op te lossen door de opleggingen als volkomen inklemmingen uit te voeren. Dit is echter praktisch niet uitvoerbaar.

Het toepassen van gebogen vlakken maakt het mogelijk, de belastingen als gevolg van verval geheel als drukspanningen (als bij dalafsluitingen)

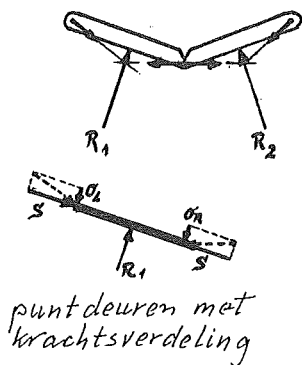


of als trekspanningen (stuwen in Nederrijn en Lek) naar de opleggingen over te brengen (zie fig.)

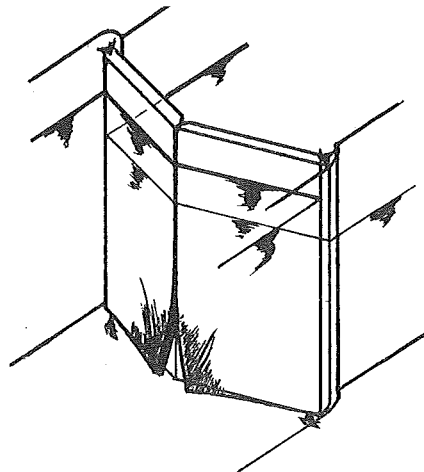


Stuwen in Neder Rijn en Lek

Als overgangsvorm tussen de vlakke kering en de drukboog kan de puntdeur beschouwd worden. De overspanning (en daarmee het moment) wordt verkleind. In de deur wordt een drukkracht ("spatkracht") opgeroepen door de belasting (zie fig.).



puntdeuren met krachtsverdeling

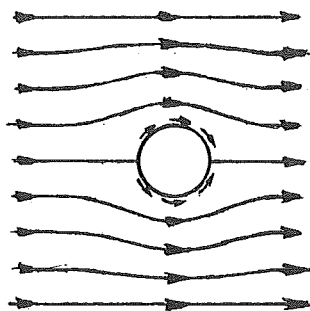


"openkrullen" van een puntdeur

Ook puntdeuren hebben de neiging in het midden "open te krullen".

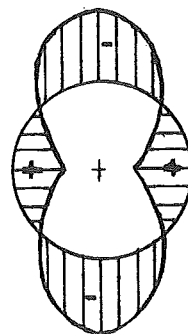
3.2.3.5. Stromingsdruk in permanente stroming

De wet van Bernoulli voor permanente stroming is afgeleid onder de veronderstelling van een conservatief krachtenveld, m.a.w. uit de potentiaaltheorie. Veronderstellen we een tweedimensionaal stromingsveld (vlakke stroming: $v_x = -\frac{\partial \phi}{\partial x}$, $v_y = -\frac{\partial \phi}{\partial y}$, $v_z = 0$ met ϕ = snelheidspotentiaal en v_x , v_y en v_z snelheden in resp. de x-, y- en z-richting) dan is de drukverdeling op een lichaam in dit veld te berekenen (mits de vorm van het lichaam in eenvoudige functies is te beschrijven). Voor een rechte cirkelcilinder (oneindig lang in de richting loodrecht op het vlak van tekening) wordt de drukverdeling dan als aangegeven in de figuur.



stroming rond een cilinder

volgens potentiaaltheorie



drukverdeling rond cilinder
+ = druk - = trek

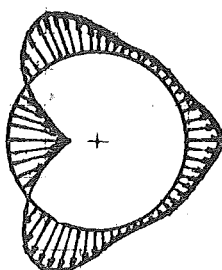
Uit de getekende drukfiguur volgt, dat volgens de potentiaaltheorie door de stroming geen resulterende kracht op het voorwerp wordt uitgeoefend.

Bij lage stroomsnelheden kan de resulterende kracht worden verklaard uit de huidweerstand (wandwrijving). Bij verder opvoeren van de stroomsnelheid volgen de stroomlijnen het lichaam niet meer. Hoewel de grenslaag laminair blijft, wordt de weerstand van het lichaam in de stroming nu voornamelijk bepaald door de vorm van het lichaam (vormweerstand). Niet zozeer het lichaam zelf, als wel de vorm van het "zog" achter het lichaam bepaalt nu de resulterende kracht op het lichaam.

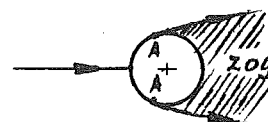
A = loslaatpunt stroomlijnen



stroming rond een
cilinder met wand-
wrijving

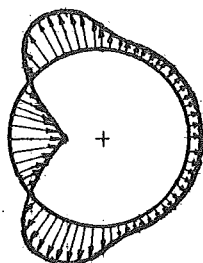


drukverdeling bij
laminaire grenslaag

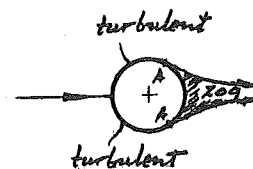


zog achter
cilinder

Indien de stroomsnelheid nog verder wordt opgevoerd, wordt de grenslaag turbulent en het loslaatpunt van de stroomlijnen verplaatst stroomafwaarts. De onderdruk aan de achterzijde van de cilinder neemt hierdoor af, waardoor ook de resulterende kracht op de cilinder afneemt.



drukverdeling bij
turbulente grenslaag



zog achter
cilinder

Is het aangestroomde lichaam kantig, dan is het loslaatpunt van de stroomlijnen gefixeerd en treedt het stroomafwaarts verplaatsen van het loslaatpunt niet op.

Naast de stroomsnelheid is ook de viscositeit van de vloeistof, waarin het aangestroomde lichaam zich bevindt, van belang. Deze geeft immers een verband met de schuifspanning. Bij aangestroomde lichamen is het gebruikelijk, te werken met de kinematische viscositeit ν , waarmee een verband bestaat met de eerdergenoemde dynamische viscositeit η volgens:

$$\nu = \frac{\eta}{\rho} \text{ (m}^2\text{/s)}$$

waarin ρ de soortelijke massa van de vloeistof is.

N.B. Ook ν is dus afhankelijk van de temperatuur en, in mindere mate, van de druk.

Uit het voorgaande blijkt, dat de resulterende kracht op een lichaam in stroming alleen uit meting kan worden bepaald. Naar analogie van de wet van Bernoulli wordt aangenomen, dat de resulterende kracht evenredig is met het kwadraat van de vloeistofsnelheid:

$$K = C_D \frac{1}{2} \rho v^2 A$$

waarin:

K = resulterende kracht per m' op het lichaam

ρ = soortelijke massa van de vloeistof

v = vloeistofsnelheid van de ongestoorde stroom

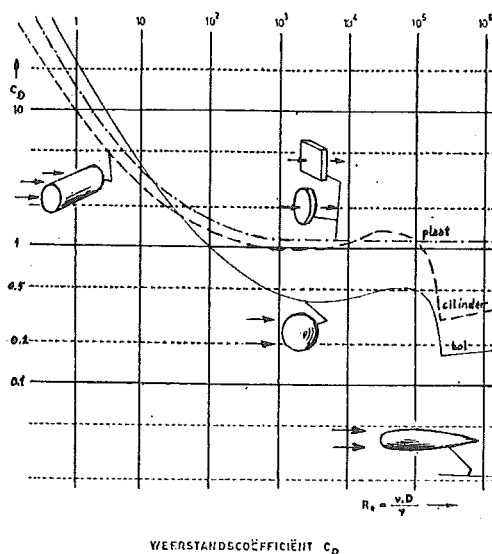
A = aangestroomde oppervlak

C_D = weerstandscoefficiënt, afhankelijk van de vorm van het lichaam, de ruwheid daarvan en van de vloeistofsnelheid, een kenmerkende afmeting van het lichaam (voor een cilinder: de diameter d) en de kinematische viscositeit.

Deze laatste drie parameters worden gecombineerd tot het Reynoldsgetal Re

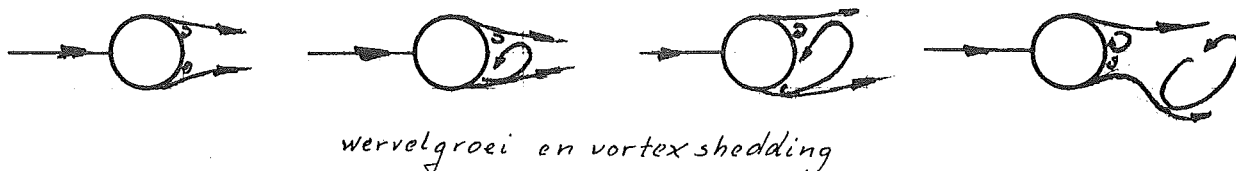
$$Re = \frac{v d}{\nu} \text{ (dimensieloos)}$$

Een grafiek van C_D als functie van het Reynoldsgetal voor diverse vormen is hieronder weergegeven.



In het voorgaande is uitgegaan van een vlakke stroming, terwijl uitsluitend de krachten op het lichaam en de stroming daaromheen beschouwd werd. De weerstandscoefficiënt zal in een opstelling moeten worden bepaald. Hierbij zal aan de voorwaarde van vlakke stroming moeilijk kunnen worden voldaan. Wrijving langs de wanden van de opstelling en vervorming van het vrije oppervlak t.p.v. het lichaam hebben een storende invloed op de bepaling van C_D . De gegeven grafiek geldt dan ook alleen voor "ruim water" condities, met als gevolg dat de lichaamsafmetingen in het vlak loodrecht op de lengte-as van het lichaam (die weer loodrecht dient te staan op de stroomrichting) klein moeten zijn t.o.v. overige opstellingsafmetingen, inclusief afstanden tot andere lichamen in de stroming.

Indien de grenslaag turbulent wordt zullen in het zog achter het lichaam wervels ontstaan. Indien de stroomsnelheid voldoende groot is, zullen deze wervels alternerend loslaten (Vortex shedding, wervelstraat van Von Kàrmàn).



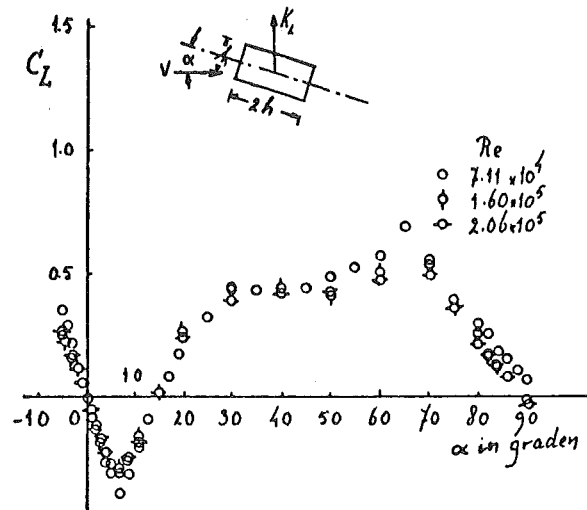
wervelgroei en vortex shedding

Hierdoor zal op het lichaam een in de tijd variërende kracht worden uitgeoefend loodrecht op de stroomrichting. Deze zg. liftkracht K_L kan geschreven worden als

$$K_L = C_L \frac{1}{2} \rho v^2 A \sin 2 \pi ft$$

waarin: f = loslaatfrequentie van de wervels

C_L = liftcoëfficiënt, afhankelijk van o.a. de richting van aanstromen (zie fig.) en de turbulentiegraad van de stroming, alsmede van factoren, genoemd bij de weerstandscoefficiënt



Variatie van de aerodynamische liftcoëfficiënt met de aanstromingshoek

Overgenomen uit

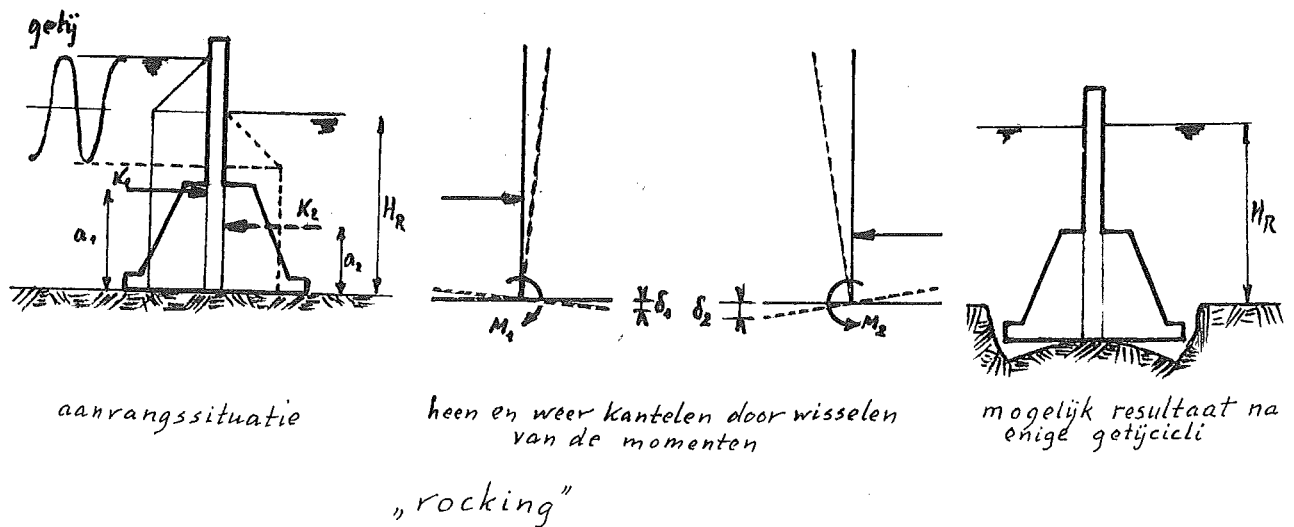
B.J. Vickery: Load fluctuations via turbulent flow
Proc. ASCE 94 EM1 pp.31/46, 1968

3.2.3.6. Niet-permanente stromingsdruk (golfbelasting)

3.2.3.6.1. Inleiding

Bij niet-permanente stromingsdruk wordt hier gedacht aan periodiek in de tijd wisselende belastingen (golfbelastingen). Onderscheid dient te worden gemaakt tussen belastingen door lange golven (verticale versnellingen verwaarloosbaar) en door korte golven (verticale versnellingen niet verwaarloosbaar).

Belasting door lange golven (hoogwatergolven, getijgolven) wordt meestal in rekening gebracht als een statische belasting. Op een bepaald tijdstip wordt de kracht op de constructie beschouwd als die, behorende bij een permanente toestand op dat tijdstip. Met name voor de fundering dient echter wél het in de tijd wisselende karakter van de belasting in rekening te worden gebracht om "rocking" (heen en weer kantelen, zie fig.) te vermijden.



Belasting door korte golven wordt meestal als een semi-statische belasting opgevat. In het navolgende zullen twee eenvoudige gevallen worden besproken: de belasting op een oneindig lange wand en de belasting op een slanke constructie.

Aparte vermelding verdienen nog de belastingen door golfklappen. Dit zijn kortdurende drukstoten die door korte golven op de constructie worden uitgeoefend. Doel van onderzoek is in dit geval vaak: het bepalen van een stootcoëfficiënt, zodat de belasting als semi-statische kracht in de berekening kan worden opgenomen. Van golfklappen is theoretisch weinig bekend. Ook hierop zal in het volgende iets nader worden ingegaan.

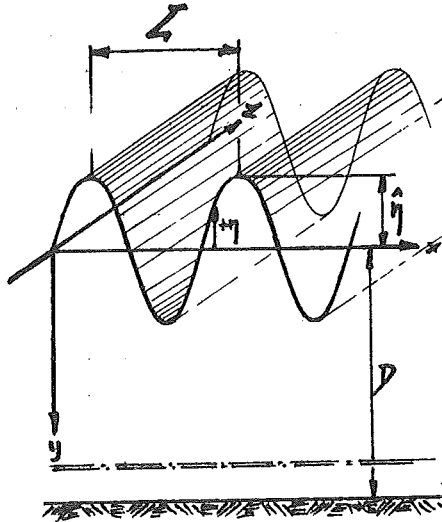
3.2.3.6.2. Belasting door korte golven op een lange wand

Uit de potentiaaltheorie en de wet van behoud van massa (continuïteit) volgt de wet van Bernoulli voor niet-permanente stroom (zie college Korte golven):

$$\frac{v^2}{2g} + \frac{p}{\rho g} - y - \frac{1}{g} \frac{\partial \phi}{\partial t} = F(t)$$

waarin: v = watersnelheid langs een stroomlijn
 g = versnelling t.g.v. de zwaartekracht
 p = druk op diepte y beneden stilwaterniveau
 ρ = soortelijke massa van water

- y = abscis van de beschouwde plaats (zie fig.)
 ϕ = snelheidspotentiaal
 $F(t)$ = functie, alléén afhankelijk van de tijd



definitieschets
(golfsteilheid overdreven)

Hierbij zijn de volgende veronderstellingen gemaakt:

- a) Tweedimensionaal stromingsbeeld (golven langkammig: $\frac{\partial}{\partial z} = 0$, zie fig.). Hieruit volgt, dat een RECHTE VLAkke wand is verondersteld, waarvan de lengterichting loodrecht op de voortplantingsrichting van de golven staat.

- b) Conservatief krachtenveld (impliceert o.a.: geen wrijving,

$$v_x = -\frac{\partial \phi}{\partial x}, \quad v_y = -\frac{\partial \phi}{\partial y}$$

We veronderstellen voorts:

c) $\frac{v^2}{2} \lll \frac{\partial \phi}{\partial t}$

en verwerken $F(t)$ in de snelheidspotentiaal ϕ .

Hiermee wordt de wet van Bernoulli:

$$p = \rho g y + \rho \frac{\partial \phi}{\partial t}$$

Veronderstellen we voorts:

- d) De snelheidspotentiaal $\phi(x, y, t)$ is zuiver sinusvormig in de tijd:

$$\phi(x, y, t) = G(y) * \sum \cos \{ H(x, t) \}$$

- e) Zuiver sinusvormige invallende golven: $\eta_i = \hat{\eta} \sin(kx - \omega t)$ met

$$k = \text{golfgetal} = \frac{2\pi}{L} \text{ met } L = \text{golflengte en}$$

$$\omega = \text{radiaalfrequentie} = \frac{2\pi}{T} \text{ met } T = \text{golfperiode}$$

- f) Amplitude verwaarloosbaar t.o.v. waterdiepte: $\hat{\eta} \lll D$
- g) Volledige reflectie tegen de wand (wand voldoende steil, geen energieabsorptie in de wand)
- h) Geringe golfsteilheid ($\frac{\hat{\eta}}{L} < \approx 1/30$) dan kan de snelheidspotentiaal ϕ worden geschreven als:

$$\phi = \frac{g \hat{\eta}}{\omega} \frac{\cosh k (D - y)}{\cosh k D} \left\{ \cos (kx + \omega t) + \cos (kx - \omega t) \right\}$$

Met de wet van Bernoulli volgt hieruit voor de drukverdeling voor de wand;

$$p = \rho g y - 2 g \hat{\eta} \rho \frac{\cosh k (D - y)}{\cosh k D} \cos k x \sin \omega t$$

Geeft de wand niet mee (volgt uit veronderstelling g)) dan is t.p.v. de wand $v_x = 0$. Voor de druk op de wand over de diepte volgt hieruit voor de maximale druk

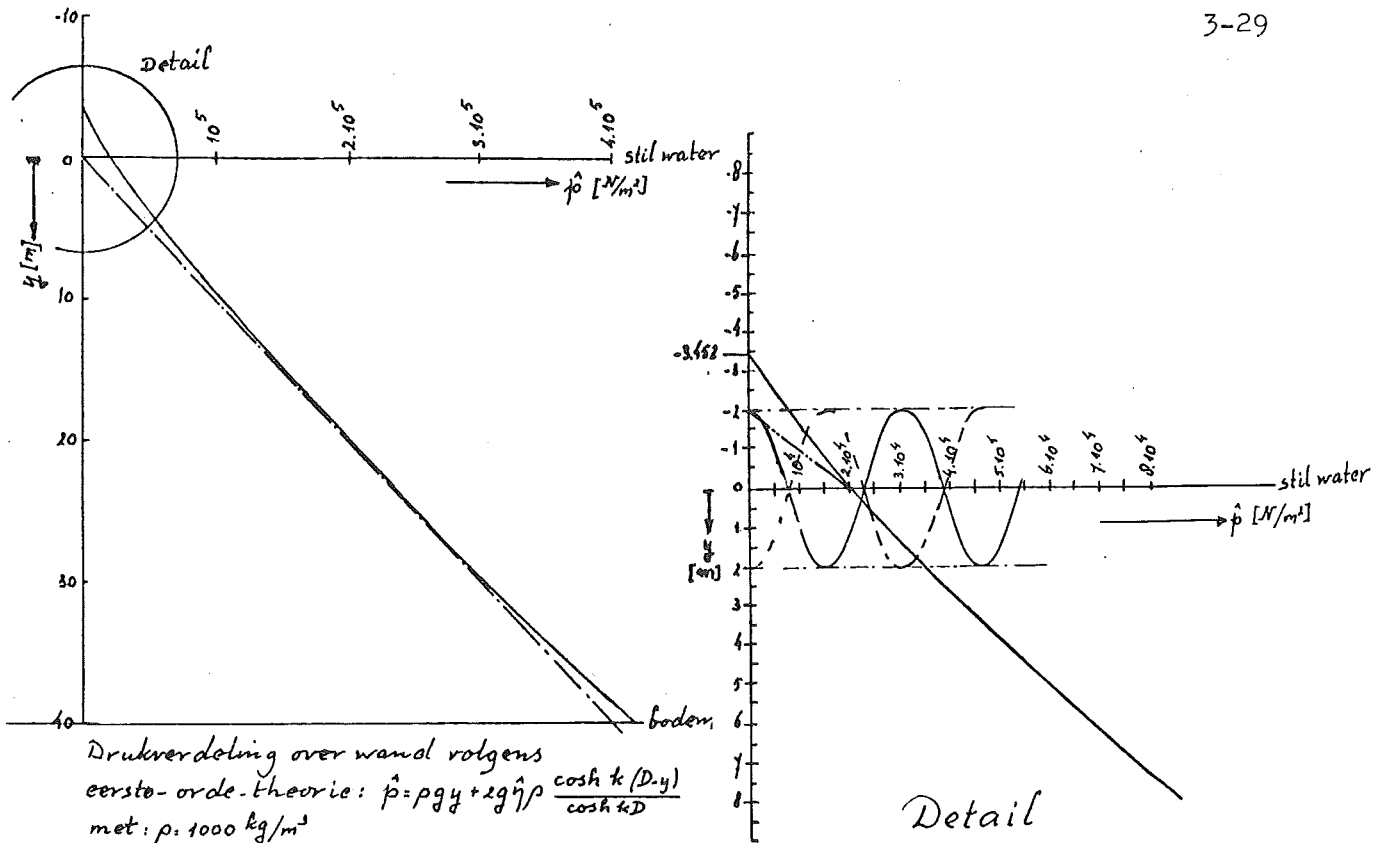
$$\hat{p} = \rho g y + 2 g \hat{\eta} \rho \frac{\cosh k (D - y)}{\cosh k D} \quad (\text{zie fig.})$$

waarbij de amplitude van de (staande) golf voor de wand tweemaal zo groot is als die van de invallende golf.

Opmerkelijk is, dat met de formules drukken worden berekend op plaatsen langs de wand die hoger liggen dan de top van de staande golf vóór de wand. Dit kan uiteraard niet juist zijn (het is een gevolg van veronderstelling f), waarin de afleiding $\hat{\eta}$ verwaarloosd is). Bij alle benaderingen die reeds zijn gedaan, kunnen we als veronderstelling poneren:

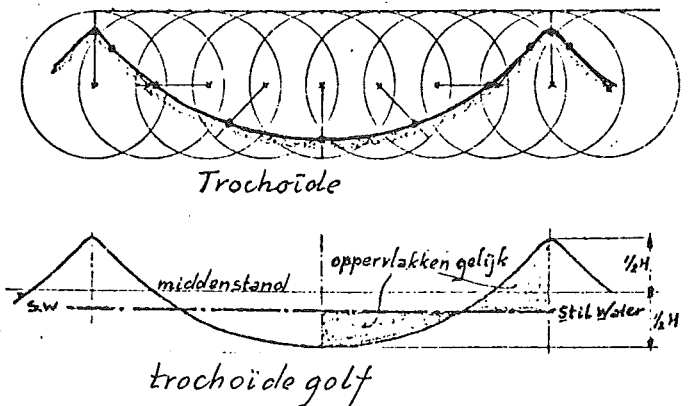
- i) Tussen de top van de staande golf en het stilwaterniveau verloopt de druk lineair.

De grootte van de kracht op de wand en het aangrijpingspunt worden weer bepaald als omschreven bij "verval".



Drukverdeling over wand volgens eerste-orde theorie: $\hat{p} = \rho g y + 2g\hat{\eta}\rho \frac{\cosh k(D-y)}{\cosh kD}$
 met: $\rho = 1000 \text{ kg/m}^3$
 $g = 10 \text{ m/s}^2$
 $\eta = 1 \text{ m}$
 $k = \frac{2\pi}{40} \text{ (} L = 40 \text{ m)}$
 $D = 40 \text{ m}$

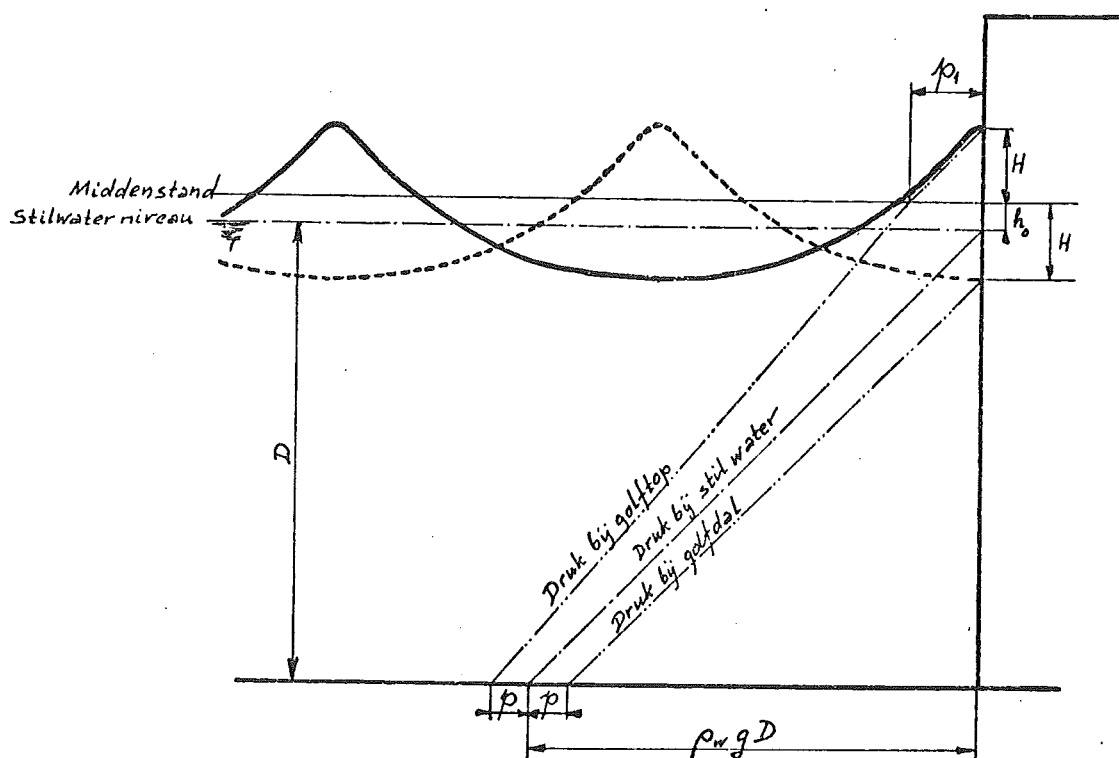
Golven zijn in de natuur niet zuiver sinusvormig. Vaak wordt als wiskundige formulering de trochoïde gebruikt. Een trochoïde is de baan, die een punt van de voerstraal van een cirkel beschrijft; als de cirkel wentelt langs een rechte (zie onderstaande fig.).



Uitgaande van deze golfvorm heeft Sainflou (Annale des Ponts et Chaussées, 1928) een benadering voor de drukken over de hoogte van een

wand afgeleid.

Uit bovenstaande figuur blijkt, dat voor een trochoïde golf de middenstand (d.i. de halve afstand van top-tot-dal) hoger ligt dan het stilwaterniveau. De benadering van Sainflou bestaat uit het schematiseren van het kromlijinig drukverloop (analoog aan dat, afgeleid voor sinusvormige golven) tot een drukverloop volgens gebroken rechte lijnen als in onderstaande figuur.



QUASIE STATISCHE BELASTING OP EEN VERTIKALE WAND

golfhoogte H (hoogte aankomende golf)

golflengte L

volledige terugkaatsing

$$h_0 = \frac{\pi H^2}{L} \coth \frac{2\pi D}{L}$$

$$p = \frac{\rho_w g H}{\cosh \frac{2\pi D}{L}}$$

$$p_1 = \rho_w g H$$

De benadering volgens Sainflou leidt tot grotere maximale drukken (bij een golftop voor de wand) en kleinere minimale drukken (bij een golfdal voor de wand) dan volgens de eerste orde theorie. De afwijkingen zijn echter gering.

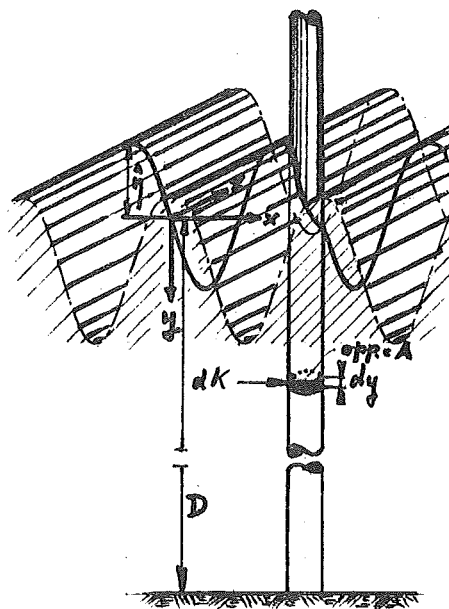
3.2.3.6.3. Belasting door korte golven op een slanke cirkelcilinder

Het begrip "slanke cirkelcilinder" in deze beschouwing wil zeggen dat de reflectie van golfenergie tegen de constructie wordt verwaarloosd. Dit houdt in, dat een lopende golf wordt beschouwd. Wordt weer uitgegaan van een potentiaalstroom (impliceert o.a. géén wrijving) en passen we weer een lineaire theorie toe (zie "belasting op lange wand", veronderstellingen a) t/m f) en veronderstelling h)), dan kan de snelheidspotentiaal geschreven worden als:

$$\phi = \frac{g \hat{\eta}}{\omega} \frac{\cosh k (D - y)}{\cosh k D} \cos (kx - \omega t)$$

waarbij een sinusvormige lopende golf hoort, voorgesteld door

$$\eta = \hat{\eta} \sin (kx - \omega t)$$



*definitieschets
(golfsteilheid overdreven)*

De snelheid in x-richting wordt op elk tijdstip en voor elke diepte y (zie fig.) gegeven door:

$$v_x = \frac{g \hat{\eta} k}{\omega} \frac{\cosh k (D - y)}{\cosh k D} \sin (kx - \omega t) \quad (= - \frac{\partial \phi}{\partial x}, \text{ per definitie})$$

Voor de (alzijdige) druk op diepte y vonden we reeds (zie "belasting door korte golven op een lange wand")

$$p = \rho g y + \rho \frac{\partial \phi}{\partial t}$$

Uit differentiëren van ϕ naar t volgt dan:

$$p = \rho g y - \rho g \hat{\eta} \frac{\cosh k (D - y)}{\cosh k D} \sin (kx - \omega t)$$

waaruit geconcludeerd kan worden, dat volgens de lineaire theorie de druk op een bepaalde diepte op elk tijdstip in fase is met de snelheid in x-richting.

Een massa water op diepte y versnelt en vertraagt in x-richting en ondervindt daarbij een massatraagheidskracht K_1 :

$$K_1 = \rho V \frac{\partial v_x}{\partial t}$$

(N.B. De massatraagheidskracht in y-richting worden buiten beschouwing gelaten).

Volgens de definitieschets is het volume V gelijk aan:

$$V = A dy$$

Dit ingezet in K_1 en differentiëren van v_x naar de tijd levert:

$$K_1 = \rho A g \hat{\eta} k \frac{\cosh k (D - y)}{\cosh k D} \cos (kx - \omega t) dy.$$

Deze kracht is dus $\pi/2$ rad. uit fase met de snelheden in x-richting.

Beschouwd is een massa water met volume $A dy$. Dit volume maakt echter (zie definitieschets) deel uit van een (min of meer starre) constructie. Naar analogie van de beschouwing voor een kracht op een lichaam in permanente stroming wordt nu een massatraagheidscoëfficiënt C_m ingevoerd:

$$K_1 = \rho A C_m g \hat{\eta} k \frac{\cosh k (D - y)}{\cosh k D} \cos (kx - \omega t)$$

Naast de traagheidskracht ondervindt de constructie ook een stromingskracht K_2 . Omdat hier (in tegenstelling tot het geval van permanente stroming) de snelheid in x-richting van teken wisselt in de tijd wordt de stromingskracht K_2 gegeven door:

$$K_2 = \frac{1}{2} \rho v_x / v_x / C_D \sqrt{\frac{A}{\pi}} dy$$

De totale kracht dK op diepte y over een strookje wordt nu

$$dK = \rho v_x / v_x / C_D \sqrt{\frac{A}{\pi}} dy + \rho A C_m \frac{\partial v_x}{\partial t} dy \quad (\text{Morison})$$

geldig voor paaldiameter ($D = 2 \sqrt{\frac{A}{\pi}}$) - golflengte (L) verhoudingen $\frac{D}{L} < 0,05$

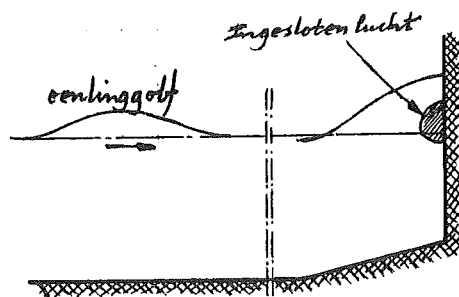
De totale kracht op de constructie, berekend volgens deze formule, is getabelleerd (zie: Morison: Forces executed by surface waves on piles Petroleum transactions of the American Institute of Mining Engineers (Vol. 189: 1950)

Zie ook: Shore Protection Manual U.S. Army Coastal Engineering Research Center, hfdst. 7.

Vaak zijn constructies niet "slank" of worden ze ondersteund door meerdere "slanke constructies" (staan ze op palen). Ook is in het bovenstaande geen aandacht besteed aan het loslaten van wervels waarvan de sterkte over de hoogte varieert. Er ontstaat een kracht (e.v.t. opslingering!) in z-richting. Reflectie, en bij paalrooster werken ook diffractie, zijn niet in de berekening opgenomen, terwijl de wrijvings- en vormweerstand in (langs experimentele weg bepaalde) coëfficiënten is verwerkt. De "Morison-formule" is dan ook aan kritiek onderhevig. De stroom publikaties over dit onderwerp houdt nog steeds aan, zie o.a. Mechanics of wave-induced forces on cylinders, Symp. Bristol 1978, Shaw T.L (ed) London, Pitman 1979

3.2.3.6.4. Golfklappen

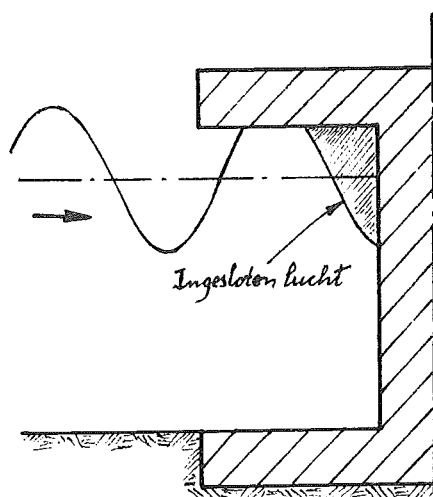
Golfklappen zijn kortdurende drukstoten die door korte golven op een constructie worden uitgeoefend. Van de verschijnselen die bij golfklappen een rol spelen is weinig bekend. Er kan (met enige overdrijving) worden gesteld, dat er net zoveel theorieën als onderzoekers op dit gebied zijn. Als voorbeeld van een hypothese wordt hier de theorie van Bagnold genoemd.



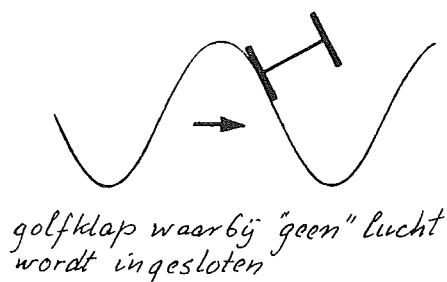
principeschets proeven van
Bagnold

Bagnold deed proeven op laboratoriumschaal aan "eenlinggolven" die steiler wordend op een zeer nauwkeurig ingesteld talud, braken tegen een verticale wand (zie fig.). Het is hem gelukt, de berekende drukken ook in het model te reproduceren (omgerekend op prototype zou dit drukken opleveren tot 10^4 kN/m², niet klein dus!). De hypothese gaat ervan uit, dat de drukstijging geheel veroorzaakt wordt door compressie van ingesloten lucht door het golffront. Te verwachten is dan, dat verlaaging van de druk van de ingesloten lucht invloed moet hebben op de grootte van de golfklap. (Proeven in een vacuümgoet (uitgevoerd aan de TH) toonden echter geen invloed van de verlaagde druk. Dit kon echter zeer goed aan de gebruikte proefopstelling worden geweten).

Situaties van ingesloten lucht kunnen ook optreden indien geen sprake is van brekende golven (zie fig.).



*voorbeeld van ingesloten lucht
bij niet-brekende golven*



Ook in gevallen waar niet duidelijk lucht wordt ingesloten (zie fig.) kunnen golfklappen optreden.

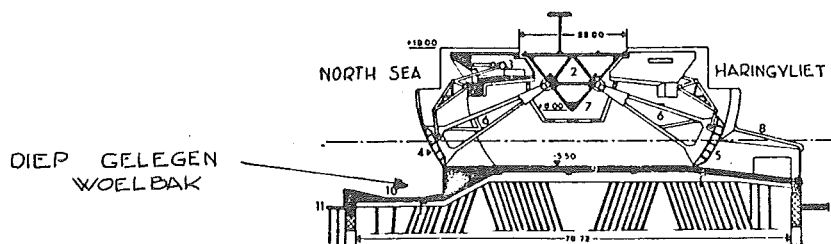
Daar de verschijnselen die bij golfklappen een rol spelen niet bekend zijn, is interpretatie van laboratoriumproeven een hachelijke zaak. De wijze van "opschaling naar prototype" is om deze reden nl. niet bekend.

Voorbeelden van constructieve maatregelen om golfklappen te vermijden of te reduceren zijn:

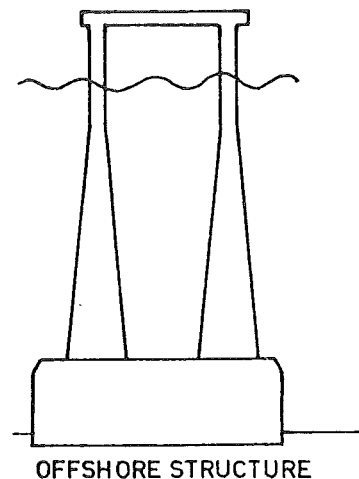
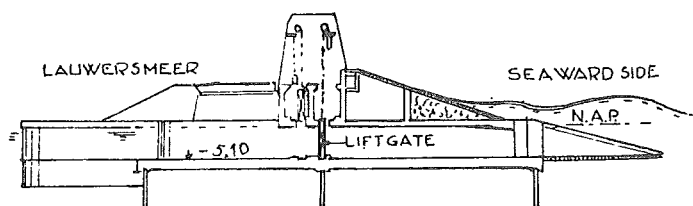
- Zorg, dat geen golven tegen de constructie breken.

Om deze reden is bijvoorbeeld de woelbak aan de zeezijde van de Haring-

vlietsluizen diep gelegd.



- Leg de constructie laag (onder het "dal" van de golven) of hoog (boven de "top" van de golven). Het eerste principe is toegepast bij de uitwateringssluizen van het Lauwersmeer.



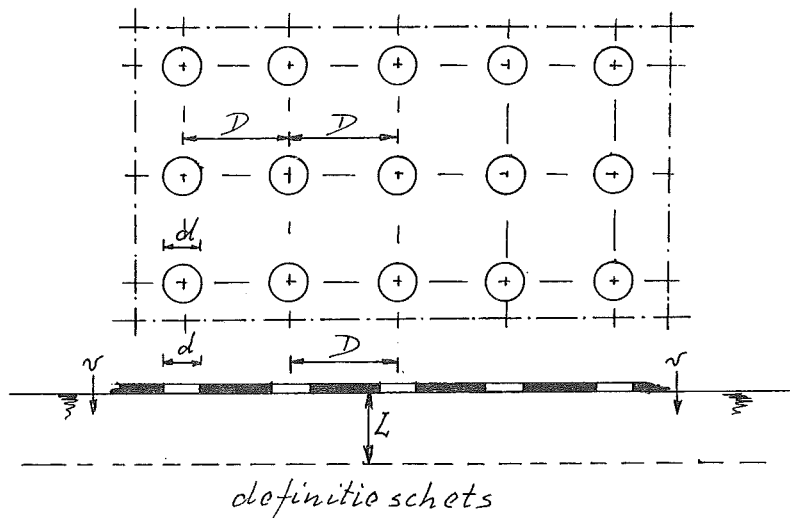
Bij hogere buitenwaterstanden treedt geen vrije waterspiegel in de sluis-koker op. Het principe is niet consequent aangehouden. Bij lagere buitenwaterstanden lopen wél golven de koker in. Deze golven zijn dan echter ook lager, waardoor de golfklappen beperkt blijven.

Het tweede principe wordt o.a. toegepast bij offshore constructies, waar het dek boven de hoogste te verwachten golftoppen wordt ontworpen.

- Reduceer de hydrodynamische massa.

Niet het gehele zeevolume vóór de constructie zal invloed hebben op de op de constructie uitgeoefende golfklap, doch slechts een deel daarvan. De massa van dit deel wordt hydrodynamische massa genoemd.

Het principe van reductie van de hydrodynamische massa kan worden verduidelijkt door een stijve geperforeerde plaat te beschouwen die met een bepaalde snelheid een vlak wateroppervlak treft. De hydrodynamische massa kan dan worden voorgesteld als een waterschijf met dikte L . Het gatenpatroon wordt vierkant en regelmatig verondersteld (zie fig.).



Stel de gatdiameter is d en de hart-op-hartafstand van de gaten is D . De verhouding tussen de oppervlakte van de gaten en het plaatoppervlak, vermenigvuldigd met 100 wordt het gatpercentage genoemd:

$$\text{gatpercentage} = \frac{\text{opp. gaten}}{\text{totaal opp.}} \times 100 = \frac{n \pi d^2}{n \pi D^2} \times 100 = \frac{d^2}{D^2} \times 100$$

Het gatpercentage wordt o.a. bepaald door de vereiste sterkte van de plaat.

De hydrodynamische massa, waarvoor L een maat is, kan bij gegeven val-snelheid van de plaat worden opgevat als een functie van D en d :

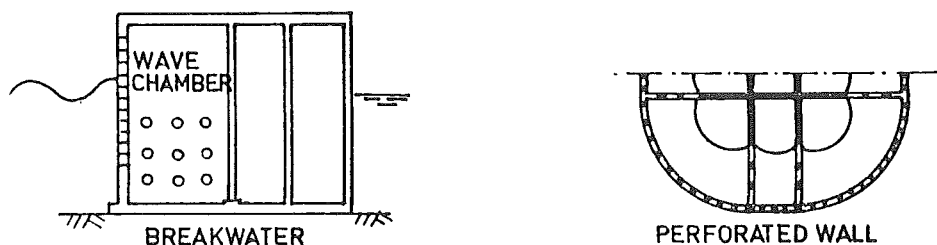
$$L = f(D, d).$$

Dimensieloos gemaakt, wordt deze formule:

$$\frac{L}{d} = f\left(\frac{D}{d}\right)$$

Bij een constant gatpercentage is d^2/D^2 en dus ook D/d constant, waardoor de hydrodynamische massa recht evenredig wordt met de gatdiameter d . Door nu geperforeerde wanden aan te brengen vóór een aan golfklappen blootstaande constructie, wordt de hydrodynamische massa eveneens kleiner. In een ruimte tussen een geperforeerde wand en de constructie wordt energie omgezet in turbulentie (warmte). De reflectie van golf-energie wordt hierdoor kleiner.

Als voorbeelden kunnen "perforated breakwaters" worden genoemd (waarmee vooral in Japan ervaring is opgedaan) en de geperforeerde wand rond het booreiland Ekofisk (zie fig.).



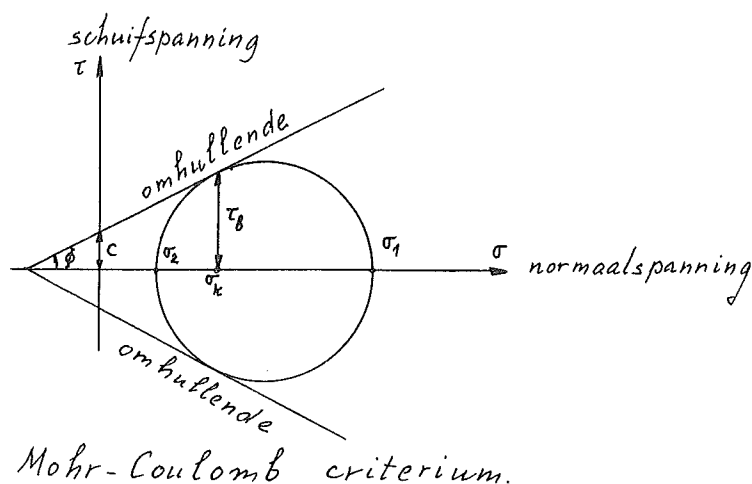
3.2.4. Gronddruk

3.2.4.1. Inleiding

Grond bestaat in principe uit de drie fasen: korrels, water en lucht. Voor berekening van belastingen op constructies is het gebruikelijk, te rekenen met het VOLUMEGEWICHT van de grond. Elke fase wordt met het bijbehorende absolute volume in rekening gebracht (zie onder "eigen gewicht").

De lucht- en waterfase in grond nemen bij evenwicht geen schuifspanningen op, de korrelfase kan in rust wel schuifspanningen opnemen. Om deze reden worden korrel- en waterspanningen in grondbelastingsberekeningen gescheiden behandeld. Hierbij moet onderscheid worden gemaakt tussen "natte grond" en "grond onder water". Bij "natte grond" wordt verondersteld, dat de grond wel water bevat, maar dat het water geen druk uitoefent (denk hierbij aan funiculair of pendulair water). In dit geval is, evenals voor droge grond, de korrelspanning gelijk aan de grondspanning: de korrels moeten het totale gewicht van de grond dragen. Bij "grond onder water" wordt de bepaling van de kracht op de korrels het gewicht van de natte grond vermindert met de opwaartse kracht op het grondvolume in rekening gebracht. De waterdruk wordt later als aparte belasting (hydrostatische druk) in rekening gebracht.

Voor de korrels wordt in het algemeen aangenomen, dat het spanningsgedrag gekarakteriseerd kan worden door de cohesie (c) en de hoek van inwendige wrijving (ϕ). Voor berekeningen wordt het Mohr-Coulomb-bezwijkcriterium gehanteerd. (zie fig.), waarbij men stelt, dat spanningscirkels binnen de omhullende wél bestaanbaar zijn (evenwichtssituaties weergeven) en daarbuiten niet.



Als "bezwijkschuifspanning" bij een bepaalde combinatie van hoofdspansingen wordt gevonden:

$$\tau_b = \sigma_k \operatorname{tg} \phi + c$$

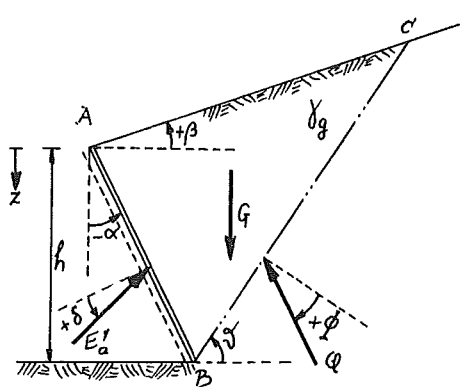
waarin σ_k de optredende korrelspanning is.

De berekeningen gaan veelal uit van optredende glijvlakken. De procedure daarbij is, dat men vóóronderstellingen doet over de vorm van een mogelijk optredend glijvlak (recht, cirkelvormig, logaritmische spiraal etc.) en dan nagaat of de maximaal mogelijke schuifspanningen langs dat glijvlak in staat zijn de krachten op de afschuivende grondmoot in evenwicht te houden. Ook zijn veronderstellingen nodig omtrent de spanningsverdelingen in het inwendige en langs de randen van de afschuivende moot grond. Het gevonden "gevaarlijke glijvlak" wordt verondersteld een bovengrens voor de werkelijke bezwijkbelasting te geven (de werkelijke bezwijkbelasting zal kleiner zijn dan, of hoogstens gelijk zijn aan de berekende. Men kan immers een mogelijk ongunstiger glijvlak over het hoofd hebben gezien). Op de juistheid van deze beschouwingswijze wordt hier verder niet ingegaan.

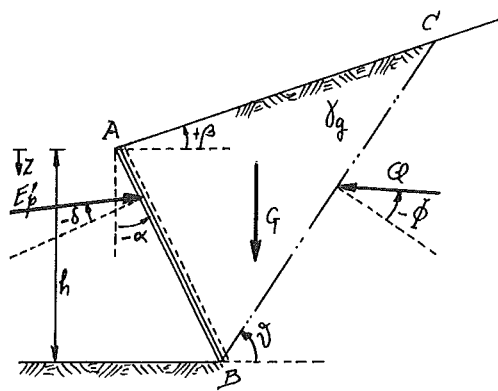
Gezien de veelheid van veronderstellingen en het feit dat een bovengrens van belastingen wordt gevonden, moeten diverse "veiligheidscoëfficiënten" worden ingevoerd. Deze veiligheidscoëfficiënten berusten voor een groot deel op ervaring. ("gevallen waarin het is misgegaan") en voor een deel op metingen van gronddruk op gebouwde constructies.

3.2.4.2. Actieve en passieve korreldruk

Uitgaande van de verticale korrelspanningen dient de belasting die door de korrels op de wand wordt uitgeoefend, te worden bepaald. Voor de "omrekening" van verticale korreldrukken naar drukken die op de wand worden uitgeoefend, wordt een korreldrukcoëfficiënt λ geïntroduceerd. Indien de wand geacht wordt "mee te geven" onder de belasting spreekt men van "actieve korreldruk" (korreldrukcoëfficiënt λ_a). Indien de wand geacht wordt de grond "op te stuiken" spreekt men van "passieve korreldruk" (korreldrukcoëfficiënt λ_p). Als noch van actieve, noch van passieve korreldruk sprake is, rekent men met "neutrale korreldruk" (coëfficiënt λ_n). Hierop wordt in de volgende paragraaf nader ingegaan.



actieve korreldruk



passieve korreldruk

Achter de coëfficiënten λ dient geen "fysische" of "meetkundige" interpretatie te worden gezocht. Men beschouwe ze zuiver als "omrekeningscoëfficiënten". Om het principe aan te geven van de bepaling van de coëfficiënten λ_a en λ_p wordt de kracht die de korrels uitoefenen op een loodrecht op het vlak van tekening oneindig lange - wand \overline{AB} beschouwd, per m' loodrecht op het vlak van tekening (zie fig.). Het potentiële glijvlak \overline{BC} wordt recht verondersteld. Gezocht wordt de hoek δ waarbij juist evenwicht heerst tussen de op de grondmoot ABC per m' loodrecht op het vlak van tekening werkende krachten E_a' (resp. E_p'), G en Q,

waarbij E_a' (resp. E_p') de door de wand op de korrels uitgeoefende druk, geïntegreerd over de lengte \overline{AB} , G het gewicht van de grondmoot ABC , en Q de langs het (potentiële) glijvlak \overline{BC} geïntegreerde spanning is.

De grond wordt hier geacht een volumegewicht γ_g , een hoek van inwendige wrijving ϕ en een cohesie $c = 0$ te hebben.

De wand wordt oneindig stijf verondersteld, maakt een hoek $-\alpha$ met de verticaal en heeft een verticaal gemeten hoogte h .

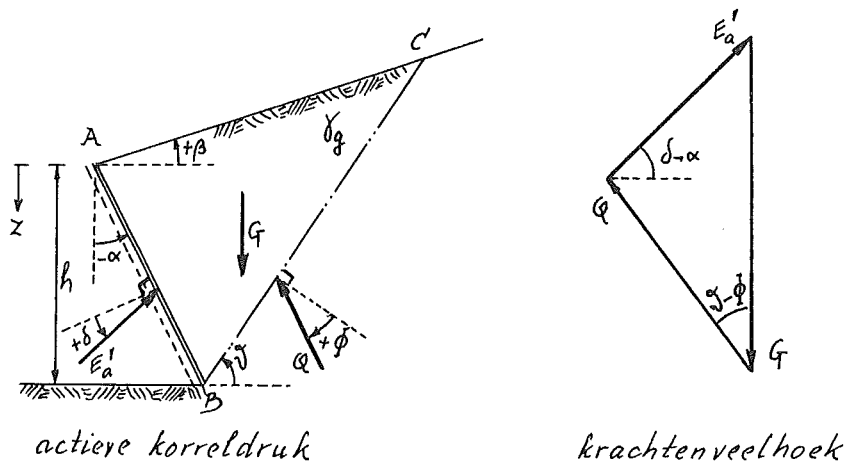
Vanaf de bovenkant van de wand loopt het maaiveld op onder een hoek $+\beta$. Tussen de korrels en de wand wordt wrijving verondersteld, zodat de resultante van de normaalkracht op de wand en de wandwrijving een hoek $+\delta$ (bij actieve korreldruk) resp. $-\delta$ (bij passieve korreldruk) met de wand maakt. (Vaak wordt voor δ een waarde van $2/3 \phi$ ingevoerd).

In het geval van actieve korreldruk zal de kracht Q een hoek $+\phi$, in het geval van passieve korreldruk een hoek $-\phi$ maken met het potentiële glijvlak.

Voor de gezochte waarde van \mathfrak{J} neemt E_a' de waarde E_a , resp. E_p' de waarde E_p aan.

Gezocht wordt nu naar die waarde van \mathfrak{J} waarvoor E_a' resp. E_p' extreem wordt.

Beschouwen we het geval van actieve korreldruk. (Voor passieve korreldruk verloopt de beschouwing analoog).



Uit de geometrie van de grondmoot ABC volgt:

$$G = \frac{1}{2} \gamma_g h^2 \left\{ (1 - \operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} \mathfrak{J}) \frac{1 - \operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} \beta}{\operatorname{tg} \mathfrak{J} - \operatorname{tg} \beta} \right\} \text{ per m'}$$

E'_a en Q zijn gegeven in richting, zodat G is te ontbinden (zie fig.):
 waaruit volgt:

$$G = E'_a \sin(\delta - \alpha) + \frac{E'_a \cos(\delta - \alpha)}{\operatorname{tg}(\mathfrak{J} - \varnothing)} =$$

$$= \frac{1}{2} \gamma_g h^2 \left\{ (1 - \operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} \mathfrak{J}) \frac{1 - \operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} \beta}{\operatorname{tg} \mathfrak{J} - \operatorname{tg} \beta} \right.$$

Hieruit is E'_a op te lossen:

$$E'_a = \frac{1}{2} \gamma_g h^2 \frac{(1 - \operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} \mathfrak{J}) \frac{1 - \operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} \beta}{\operatorname{tg} \mathfrak{J} - \operatorname{tg} \beta}}{\sin(\delta - \alpha) + \frac{\cos(\delta - \alpha)}{\operatorname{tg}(\mathfrak{J} - \varnothing)}}$$

E'_a is extreem (maximaal) voor $\frac{d E'_a}{d \mathfrak{J}} = 0$, zodat

$$\left\{ \sin(\delta - \alpha) + \frac{\cos(\delta - \alpha)}{\operatorname{tg}(\mathfrak{J} - \varnothing)} \right\} \left\{ \frac{\operatorname{tg} \alpha}{\cos^2 \mathfrak{J}} \frac{\operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} \beta - 1}{\operatorname{tg} \mathfrak{J} - \operatorname{tg} \beta} - \right.$$

$$\left. - (1 - \operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} \mathfrak{J}) \frac{1 - \operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} \beta}{\cos^2 \mathfrak{J} (\operatorname{tg} \mathfrak{J} - \operatorname{tg} \beta)^2} \right\} +$$

$$+ (1 - \operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} \mathfrak{J}) \frac{1 - \operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} \beta}{\operatorname{tg} \mathfrak{J} - \operatorname{tg} \beta} \frac{\cos(\delta - \alpha)}{\cos^2(\mathfrak{J} - \varnothing) \operatorname{tg}^2(\mathfrak{J} - \varnothing)} = 0$$

Als oplossing wordt gevonden:

$$\mathfrak{J} = \operatorname{arccotg} \frac{\cos \varnothing - \kappa \sin(\varnothing + \delta - \alpha)}{\sin \varnothing + \kappa \cos(\varnothing + \delta - \alpha)} \quad \text{waarin}$$

$$\kappa = \frac{\cos(\alpha + \varnothing)}{\sin(\varnothing + \delta) + \sqrt{\frac{\sin(\varnothing + \delta) \cos(\alpha + \beta) \cos(\delta - \alpha)}{\sin(\varnothing - \beta)}}$$

hetgeen gecontroleerd kan worden door substitutie in $\frac{d E'_a}{d \mathfrak{J}} = 0$

(Afleiding in: Muller-Breslau: "Erddruck auf Stützmauern", 1906)

Stellen we

$$E'_a = \frac{1}{2} \gamma_g h^2 \lambda_a$$

als HIER gedefinieerde waarde voor λ_a , en substitueren we de $E'_{a_{\max}}$ met de bijbehorende waarde van \mathfrak{J} hierin, dan volgt:

$$\lambda_a = \frac{\cos^2 (\varnothing + \alpha)}{\cos^2 \alpha \cos (\delta - \alpha) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin (\varnothing + \delta) \sin (\varnothing - \beta)}{\cos (\delta - \alpha) \cos (\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

Analoog valt een berekening op te zetten voor λ_p , waaruit volgt:

$$\lambda_p = \frac{\cos^2 (\varnothing - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cos (\delta - \alpha) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin (\varnothing - \delta) \sin (\varnothing + \beta)}{\cos (\delta - \alpha) \cos (\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

waarbij voor γ de waarde behoort:

$$\gamma = \operatorname{arccotg} \left\{ \frac{\cos \varnothing - \kappa \sin (\delta - \varnothing - \alpha)}{-\sin \varnothing + \kappa \cos (\delta - \varnothing - \alpha)} \right\} \text{ waarin}$$

$$\kappa = \frac{\cos (\alpha - \varnothing)}{\sin (\delta - \varnothing) + \sqrt{\frac{\sin (\delta - \varnothing) \cos (\alpha + \beta) \cos (\delta - \alpha)}{-\sin (\varnothing + \beta)}}$$

De waarden voor λ_a en λ_p kunnen volgens bovenstaande formules voor diverse waarden van \varnothing , α , δ en β met een programmeerbaar rekenmachientje eenvoudig worden berekend, waarmee de kracht op de wand: E_a resp. E_p bekend is:

$$E_a \text{ resp. } E_p = \frac{1}{2} \gamma_g h^2 \lambda_a \text{ resp. } \lambda_p$$

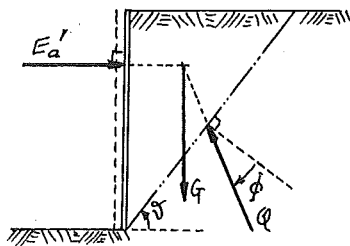
(N.B. Waarden voor λ_p en λ_a zijn getabelleerd in:

Krey: "Erddruck, Erdwiderstand und Tragfähigkeit des Baugrundes", 1936)

Recapitulerend zijn voor bovenstaande formules de belangrijkste veronderstellingen:

- . Wand oneindig stijf
- . Rechte glijvlakken
- . Homogene grond
- . Wrijving tussen grond en wand constant over de hoogte
- . Geen cohesie (N.B. Enige pagina's verder worden formules gegeven voor λ_a en λ_p waarbij wèl cohesie in rekening wordt gebracht.)

Werken we de formule voor λ_a voor een simpel geval verder uit: (zie fig.)



$$\alpha = \beta = \delta = 0$$

- $\alpha = 0$ (wand verticaal)
- $\beta = 0$ (maaiveld horizontaal)
- $\delta = 0$ (geen wandwrijving)

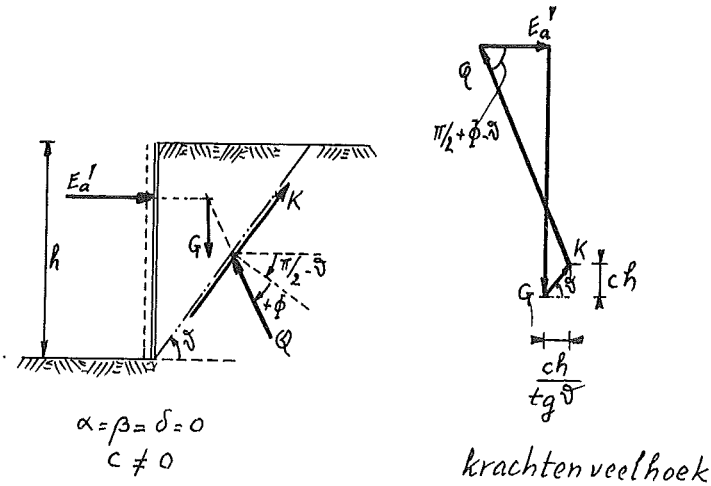
$$\begin{aligned} \lambda_a &= \frac{\cos^2 \phi}{(1 + \sin \phi)^2} = \frac{(\cos 2 \cdot \phi/2)^2}{(1 + \sin 2 \cdot \phi/2)^2} = \left(\frac{1 - 2 \sin^2 \phi/2}{1 + 2 \sin \phi/2 \cos \phi/2} \right)^2 = \\ &= \left(\frac{\cos^2 \phi/2 + \sin^2 \phi/2 - 2 \sin^2 \phi/2}{\cos^2 \phi/2 + \sin^2 \phi/2 + 2 \sin \phi/2 \cos \phi/2} \right)^2 = \\ &= \left\{ \frac{\cos^2 \phi/2 - \sin^2 \phi/2}{(\cos \phi/2 + \sin \phi/2)^2} \right\}^2 = \\ &= \left\{ \frac{(\cos \phi/2 + \sin \phi/2)(\cos \phi/2 - \sin \phi/2)}{(\cos \phi/2 + \sin \phi/2)^2} \right\}^2 = \\ &= \left(\frac{\cos \phi/2 - \sin \phi/2}{\cos \phi/2 + \sin \phi/2} \right)^2 = \\ &= \left(\frac{1 - \operatorname{tg} \phi/2}{1 + \operatorname{tg} \phi/2} \right)^2 = \left(\frac{\operatorname{tg} \pi/4 - \operatorname{tg} \phi/2}{1 + \operatorname{tg} \pi/4 \operatorname{tg} \phi/2} \right)^2 = \operatorname{tg}^2 (\pi/4 - \phi/2) \end{aligned}$$

Voor λ_p vinden we analoog:

$$\lambda_p = \operatorname{tg}^2 (\pi/4 + \phi/2)$$

Veronderstellen we nu, dat de grond wèl een cohesie c heeft, dan werkt langs het afschuifvlak \overline{BC} (zie fig.) ter lengte $\frac{h}{\sin v}$ een extra kracht: K .

$$K = \frac{c h}{\sin v} \quad (\text{te berekenen voor elke } v)$$



Uit de geometrie volgt:

$$G = \frac{1}{2} \gamma_g h^2 \cotg \vartheta$$

en (zie fig.):

$$\frac{G - c h}{E_a' + \frac{c h}{\tg \vartheta}} = \tg (\pi/2 - \vartheta + \varphi)$$

E_a' uit deze beide vergelijkingen opgelost geeft:

$$E_a' = \frac{1}{2} \gamma_g h^2 \cotg \vartheta \cotg (\pi/2 - \vartheta + \varphi) - c h \left\{ \cotg \vartheta + \cotg (\pi/2 - \vartheta + \varphi) \right\}$$

E_a' wordt extreem voor:

$$\frac{1}{2} \gamma_g h^2 \left\{ - \frac{1}{\sin^2 \vartheta} \frac{\sin (\vartheta - \varphi)}{\cos (\vartheta - \varphi)} + \frac{\cos \vartheta}{\sin \vartheta} \frac{1}{\cos^2 (\vartheta - \varphi)} \right\} +$$

$$- c h \left\{ - \frac{1}{\sin^2 \vartheta} + \frac{1}{\cos^2 (\vartheta - \varphi)} \right\} = 0$$

of

$$\frac{1}{2} \gamma_g h^2 \left\{ - \sin (\vartheta - \varphi) \cos (\vartheta - \varphi) + \sin \vartheta \cos \vartheta \right\} - c h$$

$$\left\{ - \cos^2 (\vartheta - \varphi) + \sin^2 \vartheta \right\} = 0$$

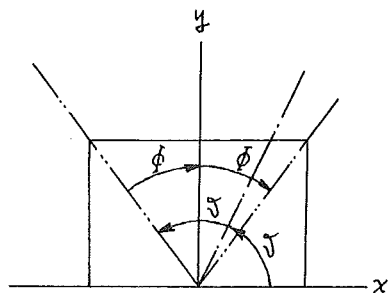
of

$$\frac{1}{4} \gamma_g h^2 \left\{ - \sin 2 (\vartheta - \varphi) + \sin 2 \vartheta \right\} + c h \left\{ \cos^2 (\vartheta - \varphi) - \sin^2 \vartheta \right\} = 0$$

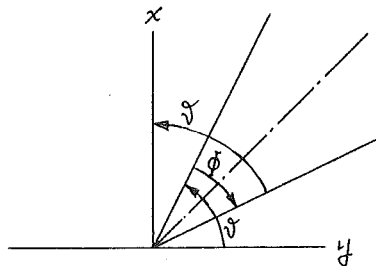
Hieraan wordt uiteraard voldaan door de triviale oplossing:

$\mathcal{V} = \phi = 0$. Voor $\phi \neq 0$ moet zowel $\sin 2\mathcal{V} - \sin 2(\mathcal{V} - \phi) = 0$, waaruit $2\mathcal{V} + 2(\mathcal{V} - \phi) = \pi$ (zie fig.)

als $\cos^2(\mathcal{V} - \phi) - \sin^2\mathcal{V} = 0$, waaruit $(\mathcal{V} - \phi) + \mathcal{V} = \pi/2$ (zie fig.)



$$\sin 2\mathcal{V} = \sin 2(\mathcal{V} - \phi)$$



$$|\cos(\mathcal{V} - \phi)| = |\sin\mathcal{V}|$$

Uit deze twee voorwaarden volgt: $\mathcal{V} = \pi/4 + \phi/2$

Hieruit blijkt, dat de richting van het glijvlak onafhankelijk is van de cohesie.

■ N.B. Dit geldt ook indien en/of $\alpha \neq 0$ en/of $\beta \neq 0$ en/of $\delta \neq 0$.

In het onderhavige voorbeeld (waarin $\alpha = \beta = \delta = 0$) volgt hieruit voor E_a :

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma_g h^2 \cotg(\pi/4 + \phi/2) \cotg(\pi/2 - \pi/4 - \phi/2 + \phi) + \\ - c h \left\{ \cotg(\pi/4 + \phi/2) + \cotg(\pi/2 - \pi/4 - \phi/2 + \phi) \right\}$$

of

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma_g h^2 \cotg^2(\pi/4 + \phi/2) - c h \left\{ 2 \cotg(\pi/4 + \phi/2) \right\}$$

of

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma_g h^2 \operatorname{tg}^2(\pi/4 - \phi/2) - 2 c h \operatorname{tg}(\pi/4 - \phi/2)$$

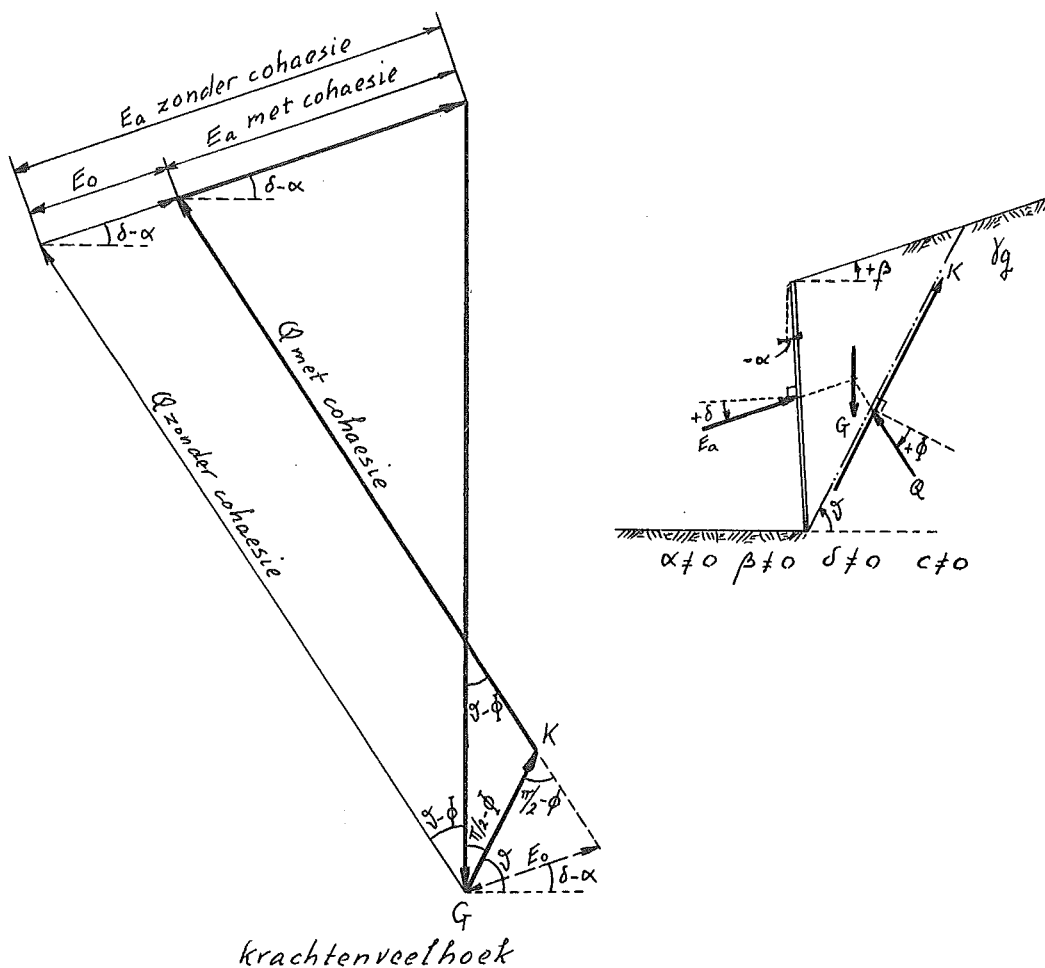
Stel hierin: $\lambda_a = \operatorname{tg}^2(\pi/4 - \phi/2)$ (andere definitie van λ dan hiervóór! zie pag. 3-41) dan is:

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma_g h^2 \lambda_a - 2 c h \sqrt{\lambda_a}$$

■ N.B. Deze laatste formule geldt slechts indien $\alpha = \beta = \delta = 0$

■ BOVENDIEN IS GEEN ADHESIE LANGS DE WAND IN REKENING GEBRACHT

Indien en/of $\alpha \neq 0$ en/of $\beta \neq 0$ en/of $\delta \neq 0$, dan valt eenvoudig af te leiden dat, indien de adhesie langs de wand niet in rekening wordt gebracht, geldt:



$$E_a = \frac{1}{2} \gamma_g h^2 \lambda_a - \frac{c h \cos \phi}{\cos \vartheta \cos (\phi - \vartheta - \alpha + \delta)} \cdot \frac{1 - \operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} \beta}{\operatorname{tg} \vartheta - \operatorname{tg} \beta}$$

waarin:

$$\lambda_a = \frac{\cos^2 (\phi + \alpha)}{\cos^2 \alpha \cos (\delta - \alpha) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin (\phi + \delta) \sin (\phi - \beta)}{\cos (\delta - \alpha) \cos (\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

en

$$\vartheta = \operatorname{arccotg} \left\{ \frac{\cos \phi - \kappa \sin (\phi + \delta - \alpha)}{\sin \phi + \kappa \cos (\phi + \delta - \alpha)} \right\}$$

met

$$\kappa = \frac{\cos (\alpha + \phi)}{\sin (\phi + \delta) + \sqrt{\frac{\sin (\phi + \delta) \cos (\alpha + \beta) \cos (\delta - \alpha)}{\sin (\phi - \beta)}}}$$

Analoog kan worden afgeleid:

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma_g h^2 \lambda_p + \frac{c h \cos \phi}{\cos \delta \cos (\phi + \delta + \alpha - \beta)} \cdot \frac{1 - \operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} \beta}{\operatorname{tg} \delta - \operatorname{tg} \beta}$$

waarin:

$$\lambda_p = \frac{\cos^2 (\phi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cos (\delta - \alpha) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin (\phi - \delta) \sin (\phi + \beta)}{\cos (\delta - \alpha) \cos (\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

en:

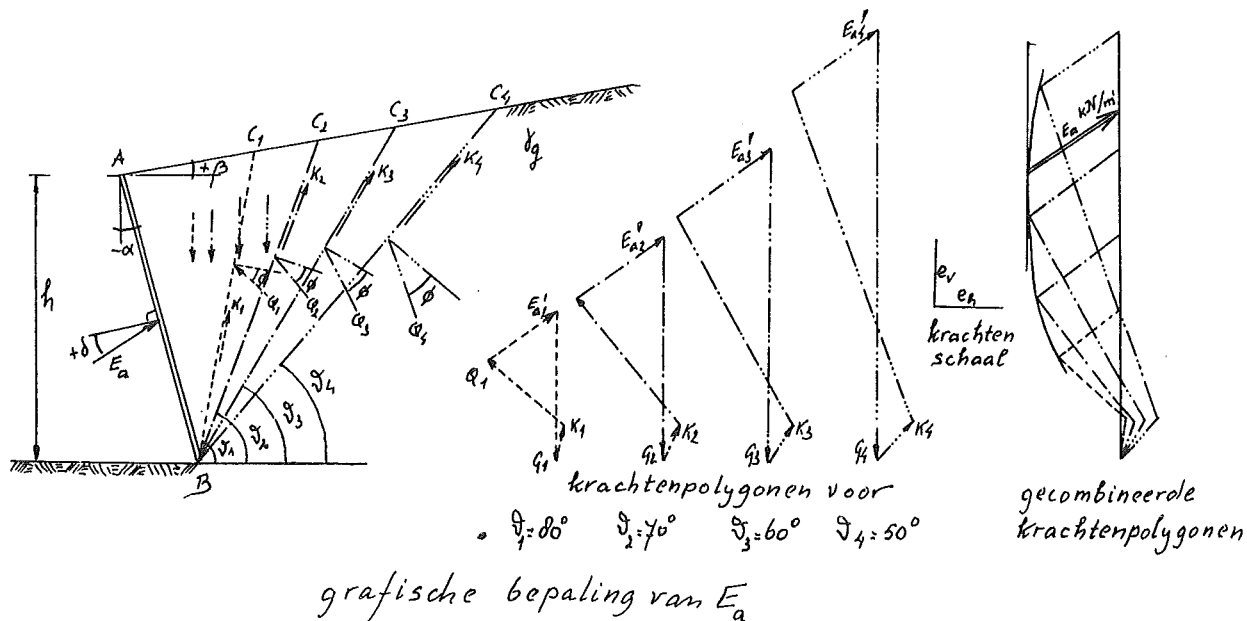
$$\delta = \operatorname{arccotg} \left\{ \frac{\cos \phi - \kappa \sin (\delta - \phi - \alpha)}{\sin \phi + \kappa \cos (\delta - \phi - \alpha)} \right\}$$

met:

$$\kappa = \frac{\cos (\alpha - \phi)}{\sin (\delta - \phi) + \sqrt{\frac{\sin (\delta - \phi) \cos (\alpha + \beta) \cos (\delta - \alpha)}{-\sin (\phi + \beta)}}$$

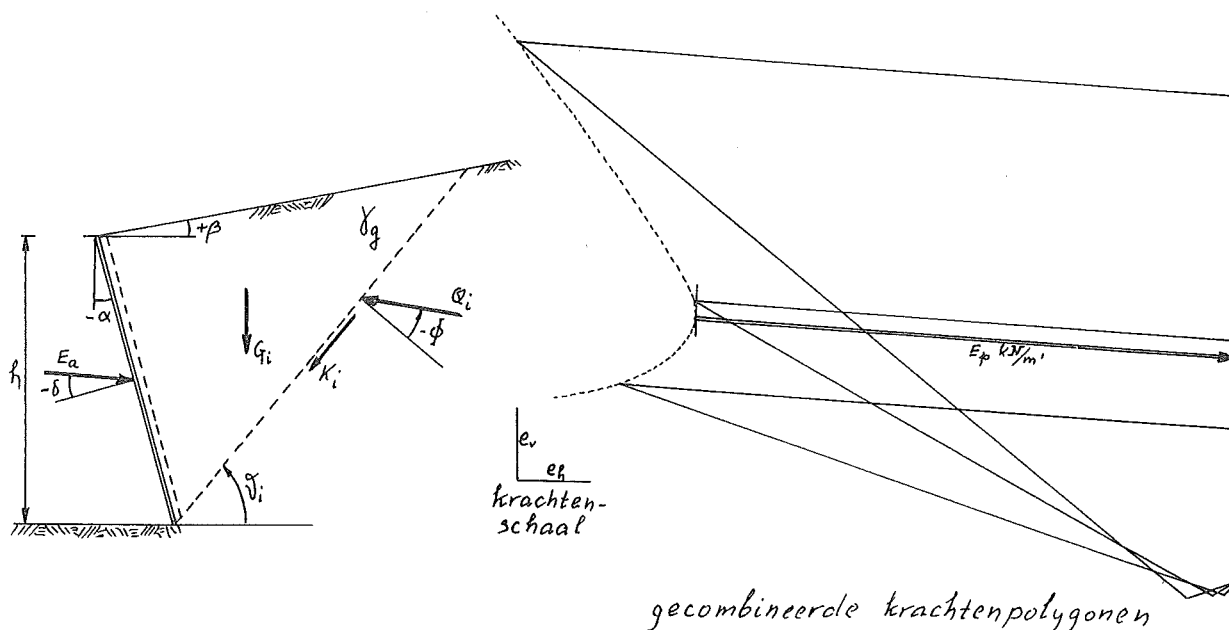
3.2.4.3. Grafische bepaling van E_a en E_p

De krachten, die werken op een grondmoot ABC_i kunnen voor diverse hoeken δ_i worden uitgezet in krachtenveelhoeken. Indien deze krachtenveelhoeken over elkaar heen (gecombineerd) getekend worden (zie fig.) dan kan eenvoudig het maximum (voor E_a) resp. het minimum (voor E_p) worden bepaald.



Voor $\alpha = -15^\circ$, $\beta = 10^\circ$, $\phi = 30^\circ$, $\delta = 20^\circ$, $c = 25 \text{ kN/m}^2$, $\gamma_g = 22 \text{ kN/m}^3$ en $h = 20 \text{ m}$ volgt, bij een krachtschaal van $e_v = e_h = 1000 \text{ kN}$, uit de fig.: $E_a = 1570 \text{ kN/m'}$

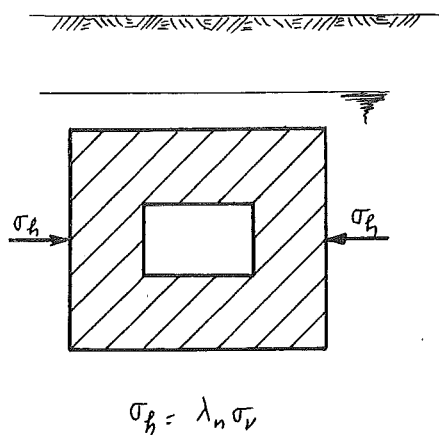
Voor $\alpha = -15^\circ$, $\beta = 10^\circ$, $\phi = 30^\circ$, $\delta = \overset{\text{min!}}{\text{---}} 20^\circ$, $c = 25 \text{ kN/m}^2$, $\gamma_g = 22 \text{ kN/m}^3$ en $h = 20 \text{ m}$ volgt uit onderstaande figuur (krachtschaal: $e_v = e_h = 4000 \text{ kN}$): $E_p \approx 30000 \text{ kN}$.



grafische bepaling E_p

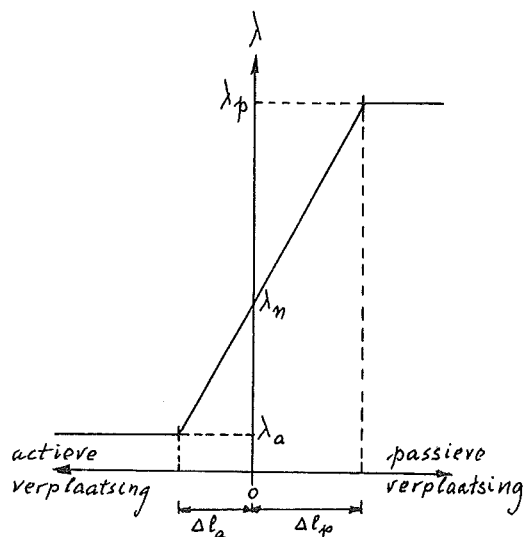
gecombineerde krachtenpolygonen

3.2.4.4. Neutrale korreldruk



Indien zich in de grond geen glijvlakken kunnen ontwikkelen, kunnen de korrels geacht worden zich niet ten opzichte van de constructie te verplaatsen. De in zo'n situatie door de korrels op de constructie uitgeoefende druk noemt men de neutrale korreldruk. Analoog aan de coëfficiënten λ_a en λ_p , waarbij wél verplaatsingen van korrels een rol spelen, kan men de coëfficiënt λ_n

voor neutrale korreldruk definiëren voor die combinatie van hoofdspansingen waarbij de korrels in rust blijven.



Uit metingen van hoofdspansingen in gevallen waarbij "actieve" dan wel "passieve glijvlakken" optreden - waaruit λ_a en λ_p kunnen worden berekend - met de bijbehorende verplaatsingen, wordt veelal de coëfficiënt voor neutrale korreldruk bepaald door lineaire interpolatie tussen λ_a en λ_p .

Vaak worden als benaderingen aangehouden:

- Voor niet-cohesief materiaal:

$$\lambda_n = 1 - \sin \varnothing \quad (\text{Jaky, 1944})$$

- Voor cohesief materiaal:

$$\lambda_n = 0,95 (1 - \sin \varnothing) \quad (\text{Brooker \& Ireland, 1965})$$

waarin \varnothing de hoek van inwendige wrijving van het korrelmateriaal is.

De mate van (over-)consolidatie van de grond is van grote invloed op de coëfficiënt voor neutrale korreldruk. Voor overgeconsolideerde kleien kan deze coëfficiënt zelfs gelijk zijn aan λ_p .

Voorbeelden van constructies waarbij de coëfficiënt voor neutrale korreldruk in rekening wordt gebracht, zijn: sluizen, gegraven bouwdokken, tunnels, scheepsliften, etc. Kenmerkend is, dat deze constructies symmetrisch, symmetrisch belast en stijf zijn. Dit laatste met name wat de overgangen tussen horizontale en verticale constructie-elementen (verbinding van "vloeren" resp. "daken" met de wanden) betreft.

Voor literatuur m.b.t. meting, toepassing en restricties van de coëfficiënt voor neutrale korreldruk kan o.a. worden verwezen naar:

J. Jaky:

The coëfficiënt of earth pressure at rest
Journal of the Society of Hungarian Architects and Engineers,
Budapest 1944 (in Hungarian)

E.W. Brooker and H.O. Ireland:

Earth pressures at rest related to stress history,
Canadian Geotechnical Journal, Vol. 2, Nr. 1, 1965

A.Myslivec:

Pressure at rest of cohesive soils,
5th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering,
Madrid 1972

MM.H. Al-Shaikh-Ali, A.G. Davis and M.J. Lloyd:

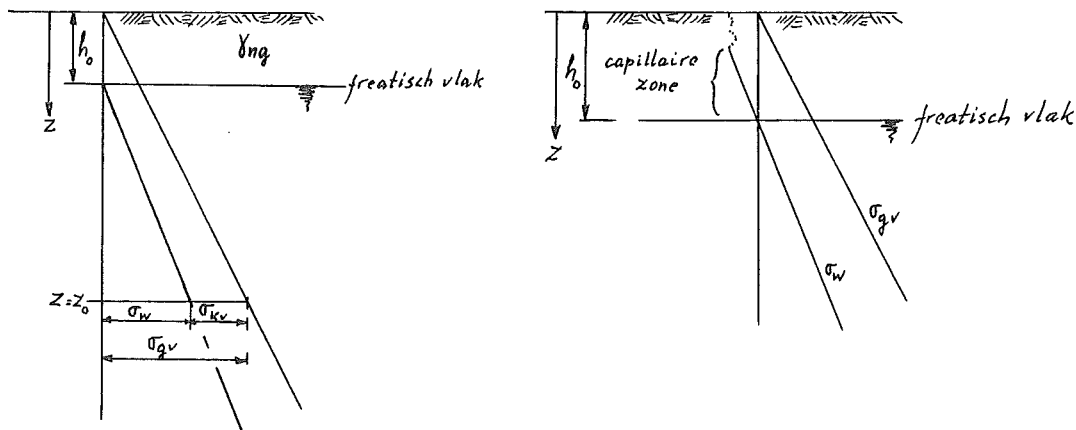
In situ measurement of K_0 in a stiff fissured glacial till by hydraulic fracturing,
Ground Engineering, January 1981

T.B. Edil and A.W. Dhowian:

At-Rest Lateral Pressure of Peat Soils,
ASCE, GT 2, February 1981

3.2.4.5. Waterspanningen

Indien de grond zeer goed waterdoorlatend is, verloopt de grondwater-spanning hydrostatisch.



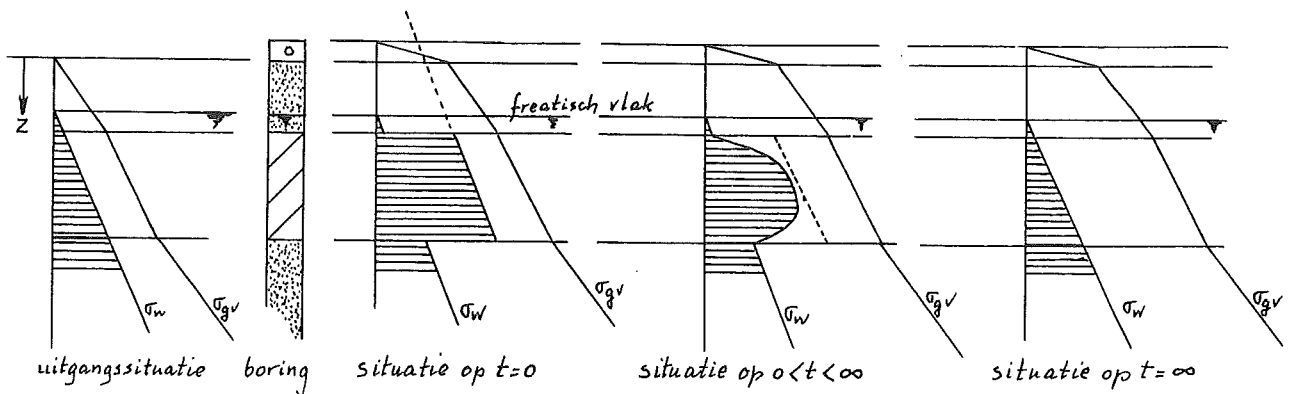
Indien het freatisch vlak zich op een diepte h_0 onder het maaiveld bevindt, zal die waterspanning σ_w op een diepte z_0 beneden het maaiveld gelijk zijn aan:

$$\sigma_w = (z_0 - h_0) \rho_w g \text{ N/m}^2$$

mits het grondwater in rust is en $z_0 > h_0$. Bezit de grond capillaire

eigenschappen, dan geldt bovenstaande formule voor σ_w ook in de capillaire zône.

Als de grond niet goed waterdoorlatend is, dient de belastingsgeschiedenis in de beschouwing te worden betrokken. Veronderstellen we een uitgangssituatie als in onderstaande figuur, waarin twee goed doorlatende zandlagen worden gescheiden door een slecht doorlatende kleilaag.



Het freatisch vlak bevindt zich in de bovenste zandlaag. Het waterspanningsverloop is hydrostatisch. Indien in deze uitgangssituatie op de grond een bovenbelasting wordt aangebracht (bv. door ophoging) dan zal de verticale grondspanning in de lagen onder de bovenbelasting toenemen met die bovenbelasting. Het freatisch vlak in de bovenste zandlaag zal slechts weinig van plaats veranderen omdat de zandlaag goed waterdoorlatend is en water gemakkelijk in zijdelingse richting kan afvloeien naar plaatsen buiten de bovenbelasting. Om deze reden zal ook de waterspanning in de onderste zandlaag weinig variëren. De kleilaag echter is zeer slecht doorlatend. De toename van de grondspanning daarin zal in eerste instantie geheel door de waterspanning worden opgenomen, de korrelspanningen blijven wat ze in de uitgangssituatie waren. In de loop van de tijd wordt de kleilaag samengedrukt (consolidatie) en wordt water uitgedreven. De korrelspanningen nemen dan toe, de waterspanningen af. Na enige (theoretisch oneindig lange) tijd is het waterspanningsverloop onder de bovenbelasting weer hydrostatisch.

Het geen rekening houden met de spanningshistorie houdt in, dat te grote korrelspanningen worden verondersteld in slecht doorlatende lagen, waardoor te kleine waarden voor λ_a en te hoge voor λ_p worden aangenomen. Dit resulteert in te lage aangenomen belastingen op de wand, waardoor de berekening aan de erg onveilige kant wordt!

3.2.5. Calamiteiten

Bij het ontwerpen van constructies tracht men een voldoende veiligheid te garanderen. Dit betekent, dat het risico beperkt moet blijven tot een kleine waarde. Onder risico verstaat men in de technische wetenschappen de mathematische verwachtingswaarde van het verlies volgens

$$\text{risico} = \text{kans} \times \text{gevolg}$$

waarin: kans = de bezwijkkans van de constructie

gevolg = de schade die het gevolg is van bezwijken

Het ontwerpproces zoals dat tot nu toe is beschouwd, was erop gericht de kans op bezwijken tengevolge van vaak voorkomende belastingssituaties zeer klein te houden. Er zijn echter belastingssituaties aan te geven, die niet in de ontwerpberoekeningen zijn betrokken omdat ze zelden voorkomen. Indien de gevolgen van het bezwijken in een dergelijke situatie zeer aanzienlijk zijn, is er toch sprake van een risico, dat niet verwaarloosbaar is. Wanneer een dergelijk risico werkelijkheid wordt, spreekt men van een calamiteit.

Bij wijze van voorbeeld van een calamiteit kan men denken aan een explosie in een tunnel, of aan een scheepsaanvaring van een sluisdeur of brugpijler. Op een aantal van 143 brug-instortingen bleken 10 veroorzaakt te zijn door scheepsaanvaringen. Aanvaring als schade-oorzaak neemt snel toe, als gevolg van de groei van aantal en grootte van de schepen. Aanvaring kan het gevolg zijn van slecht zicht, maar ook van een defect in het scheepssysteem, waardoor het roer blokkeert of het schip vooruit vaart in plaats van achteruit.

Ook sluisdeuren worden aangevaren, zij het dat de snelheid van de schepen dan gering is.

Vollopen van een tunnel kan optreden na een dijkbreuk elders, maar ook door een lek in de tunnel, zoals na een explosie van een tankauto. Een explosiebelasting van circa 1 BAR (10 m waterkolom) zal door normaal ontworpen tunnels kunnen worden doorstaan. Onder normaal ontworpen tunnels worden verstaan tunnels waardoor het vervoer van gevaarlijke, ontvlambare en explosieve stoffen in grotere hoeveelheden is verboden. Voor zwaardere explosies (dus indien het vervoer van explo-

sieve stoffen in grotere hoeveelheden is toegestaan en geen verkeersmaatregelen zijn voorzien om het risico van ontploffingen te verkleinen) zal een tunnel speciaal moeten worden ontworpen. Dit betekent in dwarsdoorsnede extra betondikte én ruimte voor energie-absorberende panelen, waarmee men explosiebelastingen terugbrengt tot 4 à 6 BAR. Voorts mag het zinken van een schip boven op een tunnel, na een aanvaring bv., niet tot onherstelbare schade leiden.

Een tunnel die vol water staat oefent een veel groter gewicht op de fundering uit dan in de normale gebruikssituatie. Indien de tunnel op palen is gefundeerd kan de paalbelasting ontoelaatbaar hoog oplopen. Indien de tunnel op staal is gefundeerd kunnen er grotere zettingen optreden. Hierdoor kunnen ter plaatse van de aansluiting aan een oprit die op palen is gefundeerd, lekken in de afdichting ontstaan. Hieruit voortvloeiend waterbezwaar moet door injectie met kunstharsen of grout worden bestreden.

Ten onrechte worden ook de gevolgen van het feit, dat in de ontwerpfase een belastingssituatie over het hoofd is gezien, onder de calamiteiten gerangschikt.

Op het aantal van 143 onderzochte instortingen van bruggen, bleken 66 veroorzaakt door bezwijken van de fundering tengevolge van uitschuring en onderspoeling. Als vuistregel voor de aanlegdiepte van een pijler in een getijrivier wordt met het oog op uitschuring het 4-voud van het getijverschil genoemd.

Het veronachtzamen van een belastingssituatie is een van de grootste gevaren die de ontwerper bedreigen.

De vraag is nu op welke wijze men in het ontwerp het beste rekening kan houden met de kans op een calamiteit.

Een oplossing is volledig te ontwerpen op de belastingssituatie, die tot de calamiteit leidt. Dit is in veel gevallen niet aantrekkelijk omdat de dimensionering op dergelijke belastinggevallen (bv. scheepsaanvaring) enorme kostenconsequenties heeft.

Daarom tracht men vaak de belastingen te verkleinen of te vermijden. Het plaatsen van ducdalven voor een brugpijler is hiervan een voorbeeld, of het bouwen van een eiland om de pijler in de vorm van een steenbestorting.

Een andere aanpak is te trachten de gevolgen van het bezwijken van de constructie te beperken.

Zo is bij sluizen vaak een reservedeur aanwezig. De waterkerende functie als geheel is minder kwetsbaar als de deur in het benedenhoofd even

hoog wordt ontworpen als die in het bovenhoofd. Bij belangrijke zeesluizen brengt men wel in beide hoofden een dubbel stel roldeuren aan, die elkaars reserve zijn, om bij schadevaring geen langdurige scheepvaartstremming te krijgen.

En van gebouwen eist het bouwtoezicht dat de stabiliteit gewaarborgd is indien een buitengevelkolom door een aanrijding of een bomexplosie verdwenen is.

In het algemeen zal de constructie meer robuust worden ontworpen.

Een probleem bij de beveiliging tegen calamiteiten is dat men vaak uitgaat van ongelukken zoals die eerder hebben plaatsgevonden. Men zou ook moeten trachten calamiteiten te voorzien die in hun soort nog niet eerder zijn voorgekomen, maar waarvan kan worden aangenomen dat het theoretisch slechts een kwestie van tijd is, wanneer dat wel gebeurt. De risico-analyse, waarbij m.b.v. foutenbomen en gebeurtenissenbomen de gevolgen van allerlei onwaarschijnlijke begingebourtenissen worden geanalyseerd is een goed hulpmiddel.

Literatuur:

Smith, D.W.:

Bridge failures

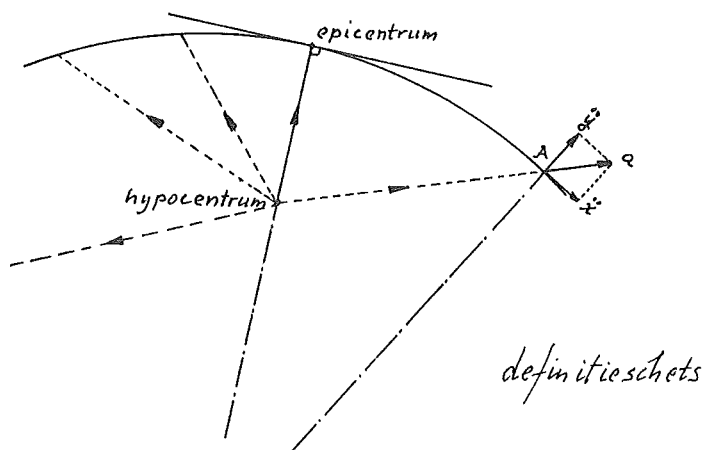
Proc. Instn. Civ. Eng. 60 (1976) pag. 367 - 382

Manuel sécurité des structures

CEB Bulletin 128, par. 11.81

3.2.6. Aardbevingen

Aardbevingen zijn veelal het gevolg van brossse breuk in een aardplooi. De plaats van de brossse breuk wordt het hypocentrum genoemd; het punt dat daar verticaal boven op het aardoppervlak ligt, is het epicentrum.



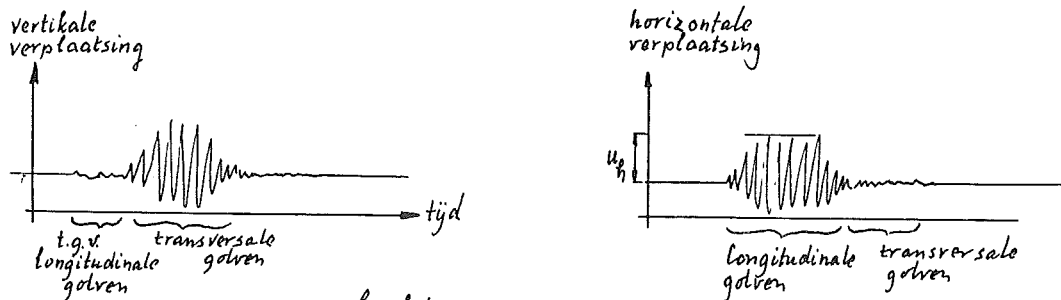
Op de verschillende soorten drukgolven, die als gevolg van de brossse breuk ontstaan, wordt hier verder niet ingegaan. Eenvoudshalve onderscheiden we twee soorten trillingen:

- . Compressietrillingen (longitudinaal, d.w.z. langs het aardoppervlak)
- . Transversale trillingen (loodrecht op het aardoppervlak)

Een bij aardbevingsberekeningen veel gehanteerd begrip is de bevingsgraad ϵ , d.i. het quotiënt van maximale versnelling t.g.v. de aardbeving en de versnelling t.g.v. de zwaartekracht. Men onderscheidt de horizontale en de verticale bevingsgraad:

$$\epsilon_h = \frac{\ddot{x}_{\max}}{g} \quad ; \quad \epsilon_v = \frac{\ddot{y}_{\max}}{g}$$

De versnellingen kunnen uit seismogrammen (registraties van verplaatsingen tijdens aardbevingen) worden berekend.



voorbeelden van seismogrammen.

Veronderstellen we een horizontale sinusvormige beweging van het aardoppervlak:

$$x = u_h \sin \frac{2\pi}{T_h} t$$

waarin u_h de maximale horizontale uitwijking en T_h de daarbij behorende trillingstijd is.

De maximale horizontale versnelling wordt dan:

$$\ddot{x}_{\max} = \frac{4\pi^2 u_h}{T_h^2}$$

Stel dat uit seismogrammen wordt gevonden:

$$u_h = 15 \text{ cm en } T_h = 1,35 \text{ sec., dan wordt:}$$

$$\ddot{x}_{\max} = 0,15 \frac{4\pi^2}{1,35^2} \approx 3,25 \text{ m/s}^2$$

Stel de versnelling t.g.v. de zwaartekracht $g = 9,81 \text{ m/s}^2$, dan wordt de horizontale bevingsgraad:

$$\epsilon_h = \frac{3,25}{9,81} \approx 1/3$$

(N.B. Als geen seismogrammen beschikbaar zijn, wordt veelal een horizontale bevingsgraad van $1/3$ aangehouden).

Vaak is de verticale uitwijking in de orde van de helft van de horizontale. Veronderstellen we een verticale trillingstijd gelijk aan de horizontale, dan volgt hieruit een verticale bevingsgraad

$$\epsilon_v \approx 1/6$$

(N.B. Dit getal wordt vaak gehanteerd als geen nadere gegevens bekend zijn).

De bevingsgraad variëert. Hij is des te kleiner naarmate de beschouwde locatie verder van het hypocentrum af is gelegen. Verder wordt hij sterk beïnvloed door de bodemgesteldheid: de bevingsgraad is des te kleiner naarmate de bodem vaster en samenhangender is. Losse aardlagen ondergaan door bevingen grote massaverplaatsingen. De volgende tabel geeft een globale indruk van de verhoudingen van de horizontale bevingsgraad voor diverse grondsoorten:

Stel: voor vaste rotsgrond: $\epsilon_h = 0,1$

Dan is globaal voor:

zandsteen	$\epsilon_h = 0,1 \text{ à } 0,24$
los zand	$\epsilon_h = 0,24 \text{ à } 0,44$
geroerde grond	$\epsilon_h = 0,44 \text{ à } 1,16$
veengrond, moeras	$\epsilon_h = 1,2$

Indien geen seismogrammen beschikbaar zijn, kan voor alluviale grond: $\epsilon_h \approx 1/3$ en voor rotsgrond: $\epsilon_h \approx 1/10$ worden aangehouden.

Bij de berekening van constructies tegen seismische belastingen kunnen twee typen constructies worden onderscheiden:

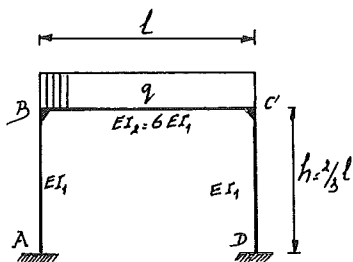
- . Stijve, massale constructies, waarbij de eigenperiode van de constructie te verwaarlozen is t.o.v. de kleinste periode van de aardbeving.
- . Slanke constructies, waarbij de eigenperiode in dezelfde orde van grootte ligt als de kleinste periode van de aardbeving.

Hierbij dient men dus de kleinste periode van de aardbeving te kennen. Deze volgt weer uit seismogrammen. Indien deze niet beschikbaar zijn, wordt voor de kleinste aardbevingsperiode vaak 1 sec. aangehouden.

Op de respons van constructies onder dynamische belastingen wordt uitgebreid ingegaan in het college b15A, dynamica van constructies, terwijl in het college b15B, voortgezette dynamica van constructies, onder andere wordt ingegaan op het gedrag van funderingen onder aardbevingen. In het kader van het onderhavige college kan de behandeling van constructies onder seismische belasting daarom summier zijn.

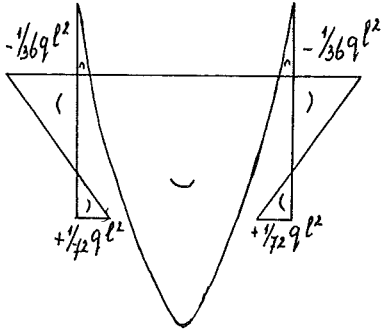
Met versnellingen en vertragingen van een constructie als gevolg van aardbevingen wordt rekening gehouden door het invoeren van traagheidskrachten volgens het beginsel van d'Alembert:

Op ieder ogenblik van de beweging van een lichaam bestaat er evenwicht tussen de uitwendige beweegkrachten en de ingevoerde traagheidskrachten.



Beschouwen we als voorbeeld van een stijve constructie het nevenschets- te portaal. Stijlen en regel worden massaloos verondersteld, de regel draagt een gelijkmatig verdeelde belasting. De buigstijfheid van de stij-

len is gelijk, terwijl de buigstijfheid van de regel zesmaal zo groot wordt genomen als die van een stijl. De portaaloverspanning wordt gelijk gekozen aan anderhalf maal de portaalhoogte. Een eenvoudige berekening levert de momentenverdeling als nevenschetsst:

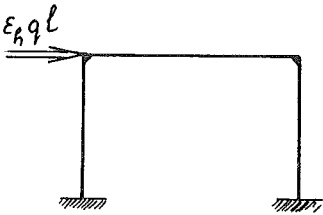


$$M_A = M_D = \frac{q l^2}{12 \times (k + 2)},$$

$$M_B = M_C = - \frac{q l^2}{6 \times (k + 2)}$$

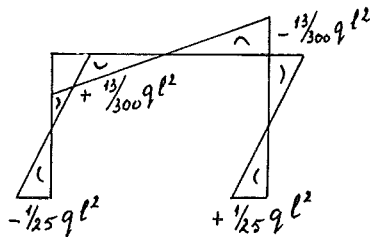
waarin:

$$k = \frac{EI_2}{EI_1} \frac{h}{l} = 6 \times 2/3 = 4$$



Stijlen en regel zijn massaloos verondersteld. De traagheidskracht t.g.v. een seismische belasting werkt dan alleen op de gelijkmatig verdeelde belasting.

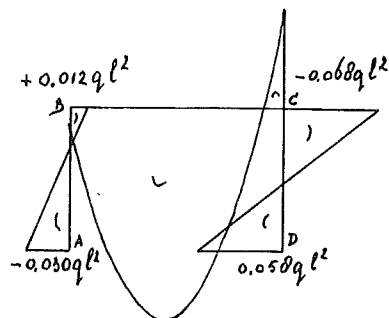
Brengen we alleen horizontale versnellingen in rekening met een bevingingsgraad $\epsilon_h = 1/4$, dan werkt op de regel een traagheidskracht van $\epsilon_h q l = 1/4 q l$. De momentenverdeling in het portaal alléén t.g.v. de traagheidskracht wordt dan als nevenschetsst:



$$M_A = - M_D = - \epsilon_h q l \frac{h}{2} \frac{3k + 1}{6k + 1},$$

$$M_B = - M_C = \epsilon_h q l \frac{h}{2} \frac{3k}{6k + 1}$$

Superpositie levert de totale momentenverdeling waarop de constructie moet worden berekend.



$$M_A = \frac{q l^2}{12 (k + 2)} - \epsilon_h q l \frac{h}{2} \frac{3k + 1}{6k + 1} = -0,030 q l^2$$

$$M_B = -\frac{q l^2}{6 (k + 2)} + \epsilon_h q l \frac{h}{2} \frac{3k}{6k + 1} = +0,012 q l^2$$

$$M_C = -\frac{q l^2}{6 (k + 2)} - \epsilon_h q l \frac{h}{2} \frac{3k}{6k + 1} = -0,068 q l^2$$

$$M_D = \frac{q l^2}{12 (k + 2)} + \epsilon_h q l \frac{h}{2} \frac{3k + 1}{6k + 1} = +0,058 q l^2$$

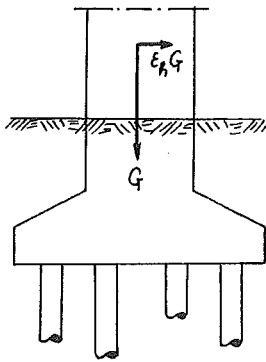
N.B. Er moet worden berekend op de maximaal optredende momenten. De traagheidskracht kan n.l. ook naar links werken!

In het hier behandelde voorbeeld is ervan uitgegaan, dat de voetpunten van de portaalstijlen A en D gelijktijdig dezelfde verplaatsing ondergaan. Zonder koppeling tussen deze voetpunten zal dit in het algemeen niet het geval zijn. Verplaatsing van de punten A en D t.o.v. elkaar geeft extra momenten in het portaal.

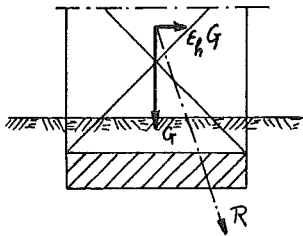
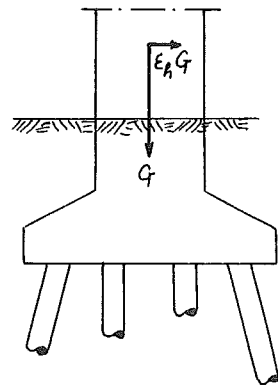
Opmerkingen:

- . Als stijve constructies bezwijken onder invloed van seismische belasting, is dit altijd een gevolg van onvoldoende sterkte tegen dwarskracht: dwarsverbanden zijn nodig.
- . Lichte constructiematerialen zijn gunstig (q in het rekenvoorbeeld is klein).

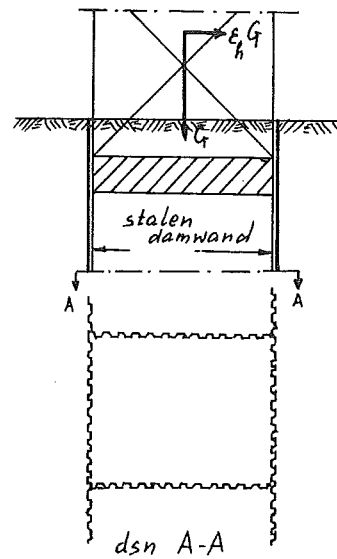
Voorbeelden:



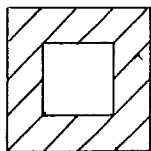
Bij paalfunderingen:
schoorpalen nodig
om $\epsilon_h G$ op te nemen



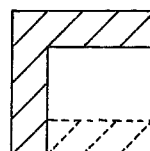
Bij staalfunderingen:
losse grond opslui-
ten in kisten



Maak stijve constructies inderdaad stijf:

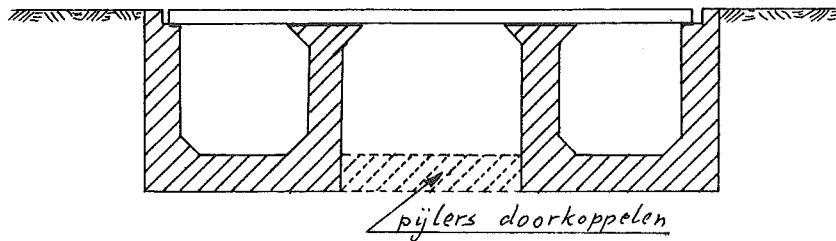


plattegrond
goed

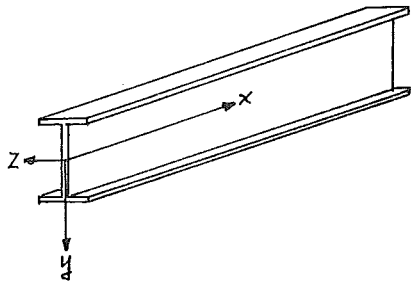


plattegronden
slecht

Koppel pijlers. Vermijd "losstaande delen" die gaan "slingeren":



Van de slanke constructie zullen we hier alleen de zuiver prismatische, symmetrische, eenzijdig ingeklemde, homogene staven behandelen. Indien



we afzien van demping, veroorzaakt door verschuivingen in de kristalstructuur van het materiaal, dan zal elk punt van zo'n staaf, als hij wordt aangestoten, een zuiver sinusvormige beweging uitvoeren.

(De demping zal in het algemeen klein zijn: vergelijk een stemvork).

Als ten tijde $t = 0$ de positieve x -as van een Carthesiaans assenstelsel samenvalt met de as van de staaf, dan geldt voor de uitwijking y van elk punt van die staaf:

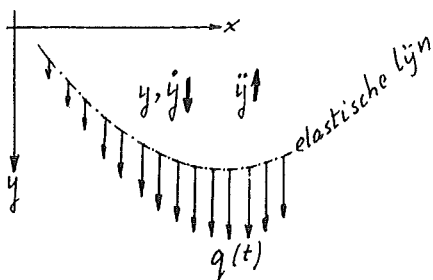
$$y = y_0 \sin \omega t$$

waarin y_0 de maximale uitwijking van het beschouwde punt en ω een eigen frequentie van de staaf is. Voor de snelheid \dot{y} van elk punt volgt hieruit:

$$\dot{y} = y_0 \omega \cos \omega t$$

en voor de versnelling \ddot{y} :

$$\ddot{y} = -y_0 \omega^2 \sin \omega t$$



Passen we het beginsel van d'Alembert toe, dan is de schijnkracht q die in elk punt van de staaf werkt gelijk aan:

$$q = \mu \omega^2 y_0 \sin \omega t$$

waarin μ de massa per lengteëenheid van de staaf is.

Deze traagheidskracht in elk punt kunnen we opvatten als een verdeelde belasting over de staaf. Voor de staaf geldt:

$$\frac{d^2 M}{dx^2} = -q \text{ en } \frac{d^2 y}{dx^2} = -\frac{M}{EI} \text{ (mits de wet van Hooke geldt)}$$

waarin M het buigend moment in de staaf, E de elasticiteitsmodulus van het materiaal en I het traagheidsmoment van het profiel om de z-as is. Differentiëren en substitutie van het bovenstaande geeft:

$$\frac{d^4 y}{dx^4} = \frac{\mu}{EI} \frac{d^2 y}{dt^2} = \frac{\mu \omega^2}{EI} y$$

Stel $\frac{\mu \omega^2}{EI} = a^4$, dan volgt als algemene differentiaalvergelijking voor een homogene prismatische symmetrische staaf:

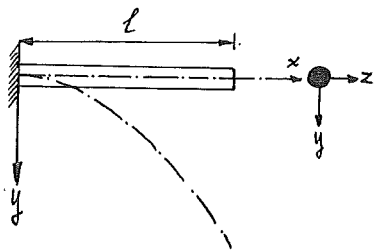
$$\frac{d^4 y}{dx^4} = a^4 y$$

met als algemene oplossing:

$$y(x, t) = A \cosh ax + B \sinh ax + C \cos ax + D \sin ax$$

waarin A, B, C en D afhankelijk zijn van de rand- en beginvoorwaarden.

Voor een eenzijdig ingeklemde ligger (zie fig.) is:



$$[y]_{x=0} = 0$$

$$\left[\frac{dy}{dx} \right]_{x=0} = 0$$

$$[M]_{x=l} = 0 \text{ waaruit } \left[\frac{d^2 y}{dx^2} \right]_{x=l} = 0$$

$$[D]_{x=l} = 0 \text{ waaruit } \left[\frac{d^3 y}{dx^3} \right]_{x=l} = 0$$

waarin D de dwarskracht is.

Substitutie hiervan in de algemene oplossing levert twee homogene vergelijkingen in A' en B':

$$A' (\cosh al + \cos al) + B' (\sinh al + \sin al) = 0$$

$$A' (\sinh al - \sin al) + B' (\cosh al + \cos al) = 0$$

waarin A' en B' nog uitsluitend van de beginvoorwaarden afhangen. Als de beginvoorwaarden ongelijk aan nul zijn, dan is er een trilling. Het vergelijkingenstelsel moet oplosbaar zijn ONAFHANKELIJK van de beginvoorwaarden.

Oplosbaarheid van dit stelsel voor alle waarden van A' en B' vereist, dat de determinant van Cramer gelijk aan nul is:

$$\begin{vmatrix} \cosh al + \cos al & \sinh al + \sin al \\ \sinh al - \sin al & \cosh al + \cos al \end{vmatrix} = 0$$

of

$$\cosh al \cos al + 1 = 0$$

$\beta_1 = 1,875$ Aan deze voorwaarde wordt voldaan door oneindig veel
 $\beta_2 = 4,694$ waarden van al, die elk een eigen frequentie van de
 $\beta_3 = 7,855$ vrij trillende staaf geven,
 $\beta_4 = 10,996$ Stel $al = \beta$, dan is $\beta_1 = 1,875$ waaruit de laagste
 $\beta_5 = 14,137$ eigen frequentie van de staaf volgt:
 $\beta_6 = 17,279$
 etc.

$$\left(a = \frac{\beta}{l} = \sqrt[4]{\frac{\mu \omega^2}{EI}} \text{ of } \omega_1 = \beta_1^2 \sqrt{\frac{EI}{\mu l^4}} \right)$$

$\omega_1 \approx 3,52 \sqrt{\frac{EI}{\mu l^4}}$, hetgeen de hoofdfrequentie wordt genoemd.

De grootste eigen trillingstijd (hoofdperiode) van de staaf wordt:

$$T_1 \approx \frac{2\pi}{3,52} \sqrt{\frac{\mu l^4}{EI}} \approx 1,788 \sqrt{\frac{A \rho_m l^4}{EI}}$$

waarin A het oppervlak van de dwarsdoorsnede van de staaf en ρ_m de soortelijke massa van het materiaal is.

De traagheidsstraal i van de dwarsdoorsnede van de staaf is gedefinieerd door:

$$i^2 = \frac{I}{A}$$

zodat de hoofdperiode te schrijven is als:

$$T_1 = c l \lambda$$

waarin $c = 1,788 \sqrt{\frac{\rho_m}{E}}$ en $\lambda = \frac{l}{i}$, de slankheid van de staaf.

In de volgende tabel worden enige richtwaarden voor de coëfficiënt c gegeven:

	baksteen	gew. beton	hout	staal
ρ_m in kg/m^3	1600	2200	700	7850
E in N/m^2	5×10^9	$21,5 \times 10^9$	10×10^9	215×10^9
c in sec/m^1	1/1000	1/1800	1/2100	1/2900

Twee voorbeelden:

- Veronderstel een massieve rondhouten mast met diameter $D = 30$ cm en lengte $l = 10$ m. Dan is $\lambda = l/i = l/\frac{1}{4} D = 40/0,3 = 133$. De hoofdperiode van deze mast is: $1/2100 \times 10 \times 133 \approx 0,64$ sec.
- Voor een dunwandige gewapend betonnen schoorsteen met diameter $D = 12,2$ m en hoogte $l = 168$ m wordt:

$$I = \frac{1}{2} \times 2 \pi r \delta + r^2 = \pi r^3 \delta, \quad A = 2 \pi r \delta, \quad \text{zodat } i = \frac{1}{2} r \sqrt{2} = \frac{1}{4} D \sqrt{2}$$

$$\text{De hoofdperiode is: } 1/1800 \times 168 \times \frac{168}{\frac{1}{4} \times 12,2 \times \sqrt{2}} \approx 3,6 \text{ sec.}$$

Uit de veronderstelling voor de uitwijking: $y = y_0 \sin \omega t$ en de daaruit volgende versnelling: $\ddot{y} = -\omega^2 y_0 \sin \omega t$ volgt, dat de versnelling (en dus de traagheidskracht) recht evenredig is met de uitwijking.

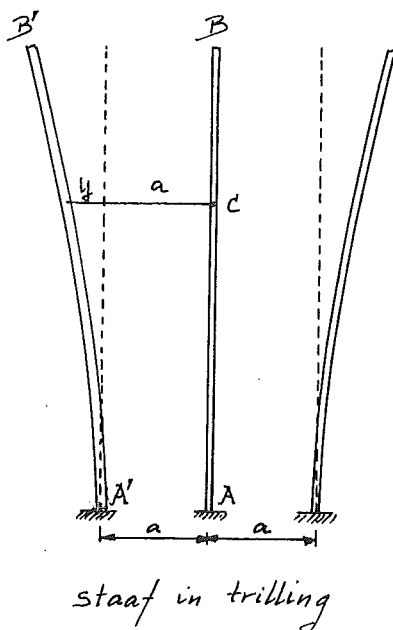
Beschouw nevenstaande constructie, waarbij het voetpunt A een door een aardbeving gedwongen trilling ondergaat van de vorm:

$$y_a = a \sin \nu t$$

waarin a de maximale uitwijking van het punt A en ν de frequentie van de aardbeving is. Beschouw een willekeurig punt C van de constructie. De seismische belasting q in dit punt C is dan volgens het beginsel van d'Alembert:

$$q = \mu \nu^2 (a + y)$$

Als A'B' een eigen doorbuiging zou zijn, d.w.z. een uitbuigingsvorm bij een vrije trilling, dan zou hierbij een traagheidsbelasting q' behoren, groot $q' = \mu \omega y$ waarbij dus een uitbuiging y behoort.



Splits de belasting q in de delen q_1 en q_2 volgens

$$q = q_1 + q_2$$

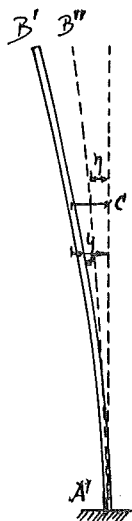
$$\text{waarin } q_1 = \mu v^2 a \quad \text{en } q_2 = \mu v^2 y.$$

De kromme A'B'' is dan de uitbuiging bij een horizontale (statische) traagheidsbelasting $q_1 = \mu v^2 a$.

T.o.v. de verticale stand is de uitbuiging van C: η

De uitbuiging $y - \eta$ is dan een gevolg van de belasting $q_2 = \mu v^2 y$.

Een horizontale belasting $q_2 = \mu v^2 y$ geeft dus een uitbuiging:



$$\frac{q_2}{q_1} * y = \frac{\mu v^2 y}{\mu \omega^2 y} y = \frac{y^2}{\omega^2} y = y - \eta$$

waaruit volgt:

$$y = \frac{\eta}{1 - \frac{v^2}{\omega^2}} = \frac{n}{n - 1} \eta \quad \text{als } n = \frac{\omega^2}{v^2} = \frac{T_a^2}{T_c^2}$$

waarin T_a de periode van de aardbeving en T_c de periode van de constructie is. Dan is ook A'B'' een eigen doorbuiging.

De berekeningsprocedure voor slanke constructies is dus globaal als volgt:

- . Bepaal een traagheidsbelasting als bij stijve constructies en bereken daarbij de uitbuiging A'B''.
- . Vergroot de gevonden uitbuigingen η met vergrotingsfactor $f = \frac{n}{n - 1}$.
- . Ook de belastingen, buigende momenten, etc. worden t.g.v. de grotere verplaatsingen f maal zo groot.

Voor het voorbeeld van de houten mast met diameter D van 30 cm en lengte l van 10 m wordt de vergrotingsfactor bij een aardbevingsperiode van 1 sec.:

$$f = \frac{1/0,64^2}{1/0,64^2 - 1} \approx 1,69$$

De gewapend betonnen schoorsteen met een laagste trillingstijd van 3,6 sec. zal niet in resonantie komen, maar breken ($T_c = 3,6 > T_a = 1$).

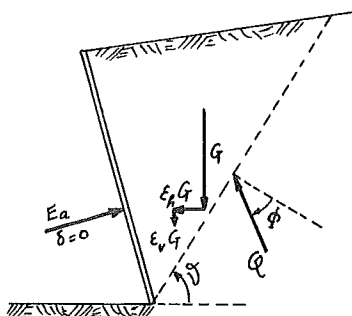
Als constructieve richtlijnen voor slanke constructies kunnen worden aangegeven:

- Ontwerp zo stijf mogelijk (dan is T_c klein en dus f klein).
- Zorg, dat de grootste eigen trillingstijd van de constructie hoogstens de helft van de kleinste periode van de aardbeving is

$$\left(\frac{T_a}{T_c} = 2 \Rightarrow n = 4 \Rightarrow f = 4/3\right).$$

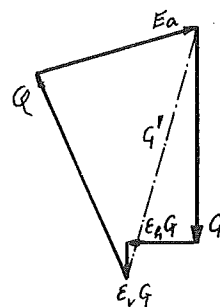
Ook in grondmechanicaberekeningen kan het principe van d'Alembert eenvoudig worden toegepast **MITS WATERSPANNINGEN GEEN ROL SPELEN!**

Behalve de horizontale speelt hier ook de verticale bevinggraad een rol. Bij seismische belastingen wordt de wandwrijvingshoek δ steeds gelijk aan nul gesteld. Samen met het gewicht G van de "afschuivende grondmoot" worden de traagheidskrachten $\epsilon_h G$ en $\epsilon_v G$ in rekening gebracht.



actieve korreldruk

(N.B. Beschouw ook passieve korreldruk.)



krachtenveelhoek

De berekening verloopt dan verder analoog aan hetgeen hiervoor behandeld is bij "actieve en passieve korreldruk".

Aardbevingstrillingen zijn niet zuiver sinusvormig. M.b.v. de Fourieranalyse zijn onregelmatige trillingen echter te ontbinden in sinuscomponenten. De uitwerking hiervan (spectraalanalyse) valt buiten het kader van dit college.

Stijlen en regels van constructies zijn i.h.a. niet zuiver prismatisch, symmetrisch, homogeen en eenzijdig ingeklemd, zoals in de hiervoor behandelde voorbeelden. Afwijkingen van het in de voorbeelden gestelde maken berekeningen gecompliceerder, maar niet principiëel anders.

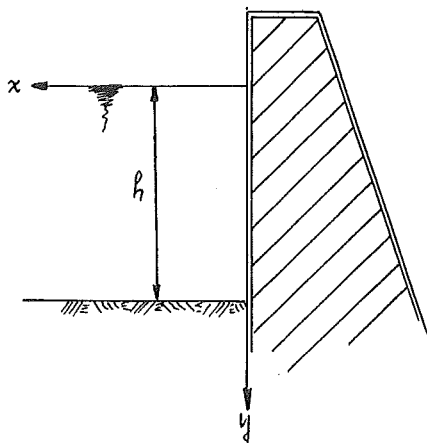
Voor verdere informatie wordt verwezen naar de colleges b13, b15A en b15B. Ook op de bezwijkanalyse, volgens welke constructies, belast door seismische belasting, veelal berekend worden, zal hier niet worden ingegaan. Hierover wordt nadere informatie gegeven in de colleges b19A

en b19B (plasticiteitsleer).

Wel zal nog iets nader worden ingegaan op de interactie tussen starre constructies en watermassa's onder invloed van seismische belasting.

De volgende beschouwing is ontleend aan:

H.M. Westergaard:
Water pressure on dams during earthquakes
Proc. ASCE, November 1931



Veronderstellen we een starre, oneindig lange rechte dam met verticaal front aan de waterzijde (zie fig.).

Beschouwen we alleen kleine verplaatsingen (ξ is de verplaatsing in de x-richting, η die in de y-richting), dan mogen de relatief eenvoudige vergelijkingen die van toepassing zijn op de voortplanting van geluid in vloeistoffen worden toegepast. De viscositeit van het water wordt buiten beschouwing gelaten.

Toepassing van het beginsel van d'Alembert in x-richting op een elementair volume-elementje levert:

$$\frac{\partial \sigma}{\partial x} = \frac{w}{g} \frac{\partial^2 \xi}{\partial t^2}$$

waarin:

σ = spanning in het water tengevolge van de dynamische belasting, positief gerekend als trek (hier is de hydrostatische druk niet inbegrepen)

w = gewicht van het water per volume-eenheid

g = versnelling t.g.v. de zwaartekracht

x = x-richting in een Carthesiaans assenstelsel, positief van de dam af en langs het ongestoorde wateroppervlak

t = tijd

ξ = verplaatsing van een waterdeeltje in x-richting

Toepassing in y-richting levert:

$$\frac{\partial \sigma}{\partial y} = \frac{w}{g} \frac{\partial^2 \eta}{\partial t^2}$$

waarin: η = verplaatsing van een waterdeeltje in y-richting.

Voor kleine verplaatsingen kunnen we de Wet van Hooke invoeren als relatie tussen de spanning en de volumerek:

$$\sigma = k e$$

waarin:

k = volume-elasticiteitsmodulus (bulk modulus)

e = volumerek: $e = \frac{\partial \xi}{\partial x} + \frac{\partial \eta}{\partial y}$ (Omdat we een tweedimensionaal geval beschouwen vervalt de term met $\frac{\partial}{\partial z}$)

$e = \frac{\partial \xi}{\partial x} + \frac{\partial \eta}{\partial y}$ gesubstitueerd in $\sigma = k e$ levert:

$$\sigma = k \left(\frac{\partial \xi}{\partial x} + \frac{\partial \eta}{\partial y} \right)$$

Aan de volgende randvoorwaarden moet voor de watermassa worden voldaan:

- $[\sigma]_{y=0} = 0$ (druk aan vrije oppervlak is nul)
- $[\eta]_{y=h} = 0$ (geen verticale verplaatsing aan de bodem)
- $[\xi]_{x=0} = -\frac{\xi_h g T_a^2}{4\pi^2} \cos \frac{2\pi t}{T_a}$ (punten op het verticale front van de dam volgen de seismische verplaatsing omdat de dam star is verondersteld).

Hierin is: ξ_h de horizontale bevingsgraad en

T_a de periode van de horizontale trilling van de damfundering.

- $[\sigma]_{x \rightarrow \infty} \Rightarrow 0$ (oneindig van de dam af worden door de horizontale beweging van de dam geen drukken opgewekt).

Het is gemakkelijk na te gaan, dat aan bovenstaande randvoorwaarden en de vergelijkingen

$$\frac{\partial \sigma}{\partial x} = \frac{w}{g} \frac{\partial^2 \xi}{\partial t^2}$$

$$\frac{\partial \sigma}{\partial y} = \frac{w}{g} \frac{\partial^2 \eta}{\partial t^2}$$

$$\sigma = k \left(\frac{\partial \xi}{\partial x} + \frac{\partial \eta}{\partial y} \right)$$

wordt voldaan door:

$$\xi = - \frac{\epsilon_h g T_a^2}{\pi^3} \cos \frac{2\pi t}{T_a} \sum_{n=1,3,5,\dots}^n \frac{1}{n} e^{-q_n} \sin \frac{n\pi y}{2h}$$

$$\eta = \frac{\epsilon_h g T_a^2}{\pi^3} \cos \frac{2\pi t}{T_a} \sum_{n=1,3,5,\dots}^n \frac{1}{n c_n} e^{-q_n} \cos \frac{n\pi y}{2h}$$

$$\sigma = - \frac{8 \epsilon_h w h}{\pi^2} \cos \frac{2\pi t}{T_a} \sum_{n=1,3,5,\dots}^n \frac{1}{n^2 c_n} e^{-q_n} \sin \frac{n\pi y}{2h}$$

waarin: $c_n = \sqrt{1 - \frac{16 w h^2}{n^2 g k T_a^2}}$

en: $q_n = \frac{n\pi c_n x}{2h}$

N.B. n is het rangnummer van de beschouwde eigen trilling van de water-massa.

Als extra voorwaarde gold nog, dat de verplaatsingen klein blijven. De voortplantingssnelheid van drukgolven in water v_s is gelijk aan:

$$v_s = \sqrt{\frac{k g}{w}}$$

(N.B. dit is een andere schrijfwijze voor: $v = \sqrt{\frac{E}{\rho}}$, de voortplantings-snelheid van drukgolven in continue media).

De golflengte l van de drukgolven volgt uit:

$$l = v_s T_a = T_a \sqrt{\frac{g k}{w}}$$

Hiermee wordt $c_n = \sqrt{1 - \frac{16 h^2}{n^2 l^2}}$

Met $n = 1$ (eerste eigen trillingstijd) wordt $c_1 = 0$ als $h = \frac{l}{4}$.

(Voor $c_n = 0$ wordt $\xi \rightarrow \infty$, $\eta \rightarrow \infty$ en $\sigma \rightarrow \infty$, hetgeen resonantie wordt genoemd).

Treedt resonantie nu ook in praktische gevallen op?

Dit controleren we aan de hand van een getallenvoorbeeld:

Stel $T_a = 1$ sec., $v_s = 1430$ m/s (voortplantingssnelheid in zuiver water van 15°C onder atmosferische druk) dan is: $l = 1430 \times 1 = 1430$ m.

De bijbehorende reservoirdiepte is dan

$$h = \frac{1}{4} \approx 360 \text{ m}$$

De hoogste reservoirdammen die tot nu toe zijn gebouwd hebben een hoogte in de orde van 200 à 250 m, zodat voor het niet-klein-blijven van de waterverplaatsingen als gevolg van resonantie niet behoeft te worden gevreesd. Dergelijke hoge dammen worden niet in aardbevingsgebieden gebouwd. (Tweede- en hogere eigen trillingstijden geven voor resonantie grotere benodigde reservoirdiepten).

Een andere bron voor het niet-klein-blijven van de verplaatsingen is het feit, dat de oplossing een singulariteit bevat voor $x = 0$, $y = 0$.

Dit is als volgt in te zien:

$$\text{In } c_n = \sqrt{1 - \frac{16 h^2}{n^2 l^2}} \text{ is de term } \frac{16 h^2}{n^2 l^2} \text{ maximaal } \frac{16 h^2}{1^2}, \text{ n.l. voor } n = 1.$$

Praktisch zal dus steeds deze term verwaarloosbaar zijn t.o.v. 1, zodat $c_n \approx 1$.

De maximale horizontale verplaatsing voor $x = 0$ is dan:

(zie randvoorwaarden):

$$[\xi]_{x=0} = \frac{\varepsilon_h g T a^2}{4 \pi^2}, \text{ stel } r.$$

De verticale verplaatsingen voor $x = 0$ en $y = 0$ worden dan:

$$[\eta]_{y=0} = \frac{4 r}{\pi} \sum_{1,3,5\dots}^n \frac{1}{n} e^{-\frac{n \pi x}{2 h}}$$

$$[\eta]_{x=0} = \frac{4 r}{\pi} \sum_{1,3,5\dots}^n \frac{1}{n} \cos \frac{n \pi y}{2 h}$$

$$\begin{aligned} \text{Nu is: } \sum_{i=1,3,5\dots}^{\infty} \frac{(e^{-\pi x/2h})^n}{n} &= e^{-\pi x/2h} + \frac{e^{-3\pi x/2h}}{3} + \dots = \\ &= \frac{1}{2} \ln \frac{1 + e^{-\pi x/2h}}{1 - e^{-\pi x/2h}} \end{aligned}$$

en

$$\sum_{i=1,3,5,\dots}^{\infty} \frac{\cos n\pi y/2h}{n} = \cos \frac{\pi y}{2h} + 1/3 \cos \frac{3\pi y}{2h} + \dots = -\frac{1}{2} \ln \operatorname{tg} \frac{\pi y}{4h}$$

zodat:

$$[\eta]_{y=0} = \frac{2r}{\pi} \ln \frac{1 + e^{-\pi x/2h}}{1 - e^{-\pi x/2h}} = -\frac{2r}{\pi} \ln \operatorname{tgh} \frac{\pi x}{4h}$$

en

$$[\eta]_{x=0} = -\frac{2r}{\pi} \ln \operatorname{tg} \frac{\pi y}{4h}$$

Beide formules geven oneindig grote verticale verplaatsingen voor $x = 0$ en $y = 0$. In dit punt $x = 0$, $y = 0$ en in de naaste omgeving ervan zijn de verplaatsingen dus niet klein en voldoet de oplossing niet. De "naaste omgeving" van $x = 0$, $y = 0$ blijkt echter zeer klein te zijn.

(Voor $x = 0,1 h$ is $\operatorname{tgh} \frac{\pi x}{4h} = \operatorname{tgh} 0,07854 \approx 0,07854$ en voor $y = 0,1 h$ is $\operatorname{tg} \frac{\pi y}{4h} = \operatorname{tg} 0,07854 \approx 0,07870$). De gevonden oplossing is dus bruikbaar, behalve rond het singuliere punt $x = 0$, $y = 0$.

Uit de gevonden waarde voor de drukken in het water:

$$\sigma = -\frac{8 \epsilon_h w h}{\pi^2} \cos \frac{2\pi t}{T_a} \sum_{1,3,5,\dots}^n \frac{1}{n^2 c_n} e^{-q_n} \sin \frac{n\pi y}{2h}$$

volgt, dat de maximale druk optreedt voor

$$\cos \frac{2\pi t}{T_a} = 1 \text{ en } q_n = \frac{n\pi c_n x}{2h} = 0, \text{ dus voor } x = 0.$$

De druk op de dam over de diepte is dus maximaal:

$$p = \frac{8 \epsilon_h w h}{\pi^2} \sum_{1,3,5,\dots}^n \frac{1}{n^2 c_n} \sin \frac{n\pi y}{2h}$$

hetgeen goed benaderd kan worden door:

$$p' = C \epsilon_h \sqrt{h y} \quad (h \text{ en } y \text{ in meters})$$

waarin C zó bepaald moet worden, dat voor $y = h$ geldt: $p = p'$.

Als benadering kan voor C worden aangehouden:

$$C = \frac{8016}{\sqrt{1 - 7,74 \times 10^{-6} h^2/T_a^2}} \text{ N/m}^3$$

waarin h in meters en T in seconden moeten worden ingevoerd omdat de coëfficiënt $7,74 + 10^{-6a}$ niet dimensieloos is.

De gevonden drukken dienen SAMEN MET DE HYDROSTATISCHE DRUK als waterdrukken tegen de dam in rekening te worden gebracht.

Freatisch water in slecht doorlatende grond zal praktisch reageren als een starre massa. In zeer goed doorlatende grond zullen de waterspanningen onder invloed van aardbevingen echter sterk kunnen oplopen. Het grondwater gedraagt zich dan ongeveer als het hiervoor behandelde geval van een watermassa met vrije waterspiegel. De verticale waterverplaatsingen bij het vrije oppervlak bleven daar in de buurt van de dam niet klein. Geconstateerd is, dat vaak bij "rockfill dams" bezwijken van de dam optrad enige uren of zelfs een dag na de beving. Dit kan worden verklaard uit een "opbouw" van waterspanningen in deze dammen.

(H. Bolton Seed: Considerations in the earthquake-resistant design of earth and rockfill dams, The Rankine Lecture, 1979, gepubliceerd in Geotechnique 29, nr. 3).

Op het gedrag van grond-, korrel- en waterspanningen onder in de tijd variërende belasting kan in het kader van dit college niet verder worden ingegaan. Verwezen kan o.a. worden naar genoemde Rankine Lecture 1979 en naar de daarin geciteerde literatuur en naar Henry H. Thomas: The engineering of large dams.

4. VOORBEELDEN VAN ENIGE VEEL VOORKOMENDE BEREKENINGEN

4.1. Inleiding

Beschouwing van waterbouwkundige constructies laat zien dat hierin een aantal basiselementen voorkomen, nl.: vloeren, wanden, dekplaten (eigenlijk ook een vloer).

Zo bestaat een schutsluis met bakprofiel uit een vloerplaat met wanden. Is er sprake van een profiel met L-vormige keermuren en een bodembescherming, dan vinden we bij deze muren ook weer vloerplaat- en wandelementen.

Wordt het bakprofiel voorzien van een dekplaat, dan krijgen we het statisch systeem van een tunneldoorsnede.

De L-vormige keermuren worden niet alleen toegepast voor schutsluizen, doch kunnen in meer algemene zin ook dienst doen als grond- en waterkerende constructie, waarvoor echter ook veel dam"wanden" worden toegepast.

Wordt het bovengenoemde tunnelprofiel ook aan de open zijden voorzien van een wand (bv. om het tunnelelement te kunnen laten opdrijven, transporteren en afzinken) dan verkrijgen we het statisch systeem van een gesloten doos, zoals dat veel voorkomt bij gebouwgedeelten in de grond en in het water, bv. kelders en gemalen.

In dit hoofdstuk zal nader worden ingegaan op de berekening van enige basiselementen uit de civiele techniek, nl. de bakconstructie (bv. bij schutsluizen) en de damwand (bij bouwputten, wachtplaatsen en toelidingswerken van sluizen). Het dimensioneren van ingewikkelder vormen (tunneldoorsneden, doosvormige constructies e.d.) zal dan in principe geen problemen meer opleveren.

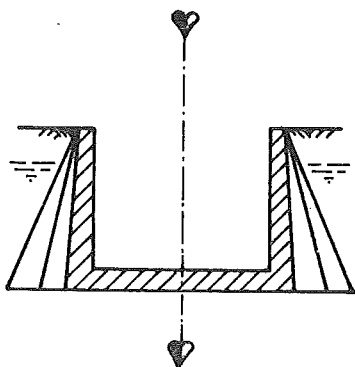
Aangezien de computer in de constructeurspraktijk steeds meer gemeengoed wordt (dalende prijzen voor machines die steeds meer mogelijkheden hebben) zal niet alleen aandacht worden besteed aan hand- doch ook aan computerberekeningen.

De computerberekening mag echter nooit als enig hulpmiddel voor het construeren worden gezien. De machine rekent in vrijwel alle gevallen goed, doch het resultaat is afhankelijk van de invoer. Steeds dient te worden gezocht naar eenvoudige methoden om de uitvoer te controleren zoals bv. de contrôle van horizontaal, verticaal en momentenevenwicht.

In twijfelgevallen zal toch naar globale handberekeningsmethoden moeten worden teruggegrepen.

4.2. De bakconstructie (handberekening)

Allereerst wordt ingegaan op de fundering op staal. De wanden van de bak ontleen hun horizontale stabiliteit aan de vloer en de symmetrie van de belastingen.



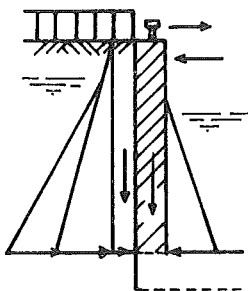
Voor de berekening onderscheiden we de verschillende levensstadia van de constructie, de belastingen en de belastinggevallen als mogelijke belastingcombinaties in elk levensstadium.

4.2.1. Levensstadia

Men onderscheidt drie fasen:

- a. bouwfase - wordt de sluis ter plaatse in een bouwput gebouwd, of bv. geheel of in delen geprefabriceerd en ingevaren.
- b. gebruiksfase - komen na ingebruikneming nog bijzondere situaties voor: bv. drooggezette kolk of zeer lage grondwaterstand door naburige bouwput.
- c. onderhoudsfase - zijn de te inspecteren delen met behulp van een stalen taatskuip bereikbaar of komt de gehele sluis droog te staan.

4.2.2. Belastingen

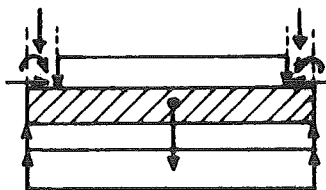


Op de wand werken belastingen door:

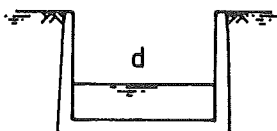
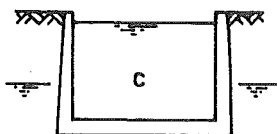
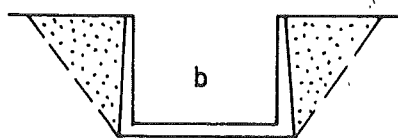
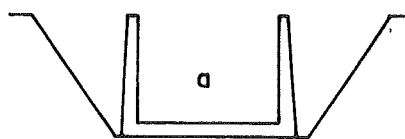
- a. eigen gewicht
- b. horizontale korreldruk uit grond en bovenbelasting
- c. horizontale waterdruk uit grondwater en kolkvulling
- d. benedenwaartse verticale wrijving uit grond
- e. troskrachten uit bolders
- f. scheepstoten

Op de vloer werken belastingen door:

- a. eigen gewicht vloer
- b. belastingen uit wanden (krachten en momenten)
- c. verticale korreldruk
- d. verticale waterdruk uit grondwater en kolkvulling



4.2.3. Belastinggevallen



Voor de bouwfase gelden in dit voorbeeld twee belastinggevallen (ter plaatse bouwen in een bouwput):

- a. kolk niet aangeaard, geen grondwater, geen water in de kolk
- b. kolk wel aangeaard, geen grondwater, geen water in de kolk

In de gebruiksfase zijn de twee belastinggevallen:

- c. kolk aangeaard, minimum grondwaterstand, maximum waterstand in de kolk
- d. kolk aangeaard, maximum grondwaterstand, minimum waterstand in de kolk.

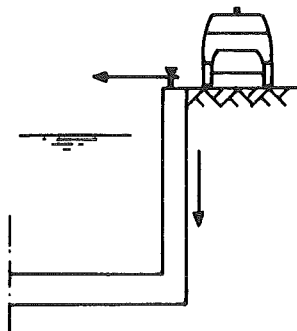
Uiteraard gaat het bij c en d om de kans van gelijktijdig optreden van lage (resp. hoge) grondwaterstanden en hoge (resp. lage) waterstanden in de kolk.

Daarbij zij opgemerkt, dat de grondwaterstanden onder en naast de sluis als regel enige tijd nodig hebben om zich aan te passen aan wisselende waterstanden op het beneden en/of bovenkanaalpand. Zo is de kans bij een sluis aan zee op een zeer hoge kolkwaterstand gecombineerd met een extreem lage grondwaterstand als regel groter dan bij een sluis nabij een rivier. Aan zee kan een zeer hoge waterstand in een combinatie van astronomisch getij en wind namelijk binnen enkele uren ontstaan, nabij een rivier kan dit dagen of weken duren.

In het eerste geval zal de grondwaterstand nauwelijks stijgen, in het tweede geval zal zij geleidelijk aan mee omhoog gaan.

Welke belastingen moeten in rekening worden gebracht?

De verticale wandwrijving uit negatieve kleef zal zich zeker ontwikkelen, daar de aanvulling van de bouwput naast de wanden ongetwijfeld zal klinken. Op den duur kan ze echter afnemen in grootte.

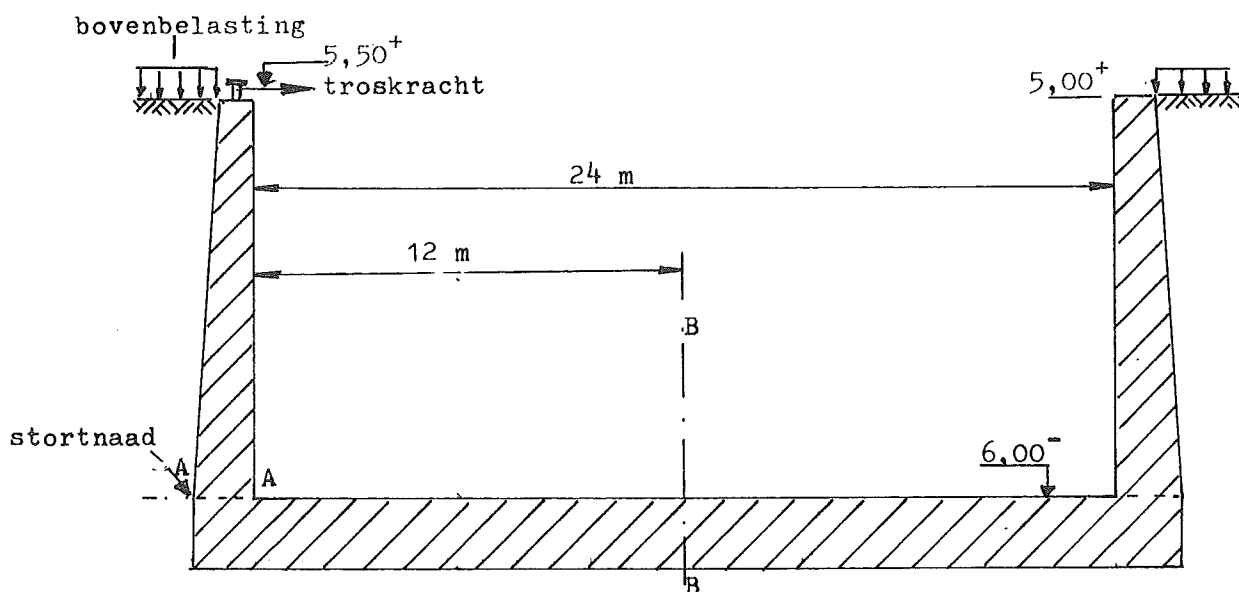


Daarom wordt zij in de berekening alleen in die gevallen ingevoerd, waarin ze de optredende buigende momenten vergroot.

Ook de mobiele bovenbelasting, bv. door een brandweerauto, en de troskracht mogen alleen worden ingevoerd als ze ten ongunste werken, dus het resultaat naar de veilige kant beïnvloeden.

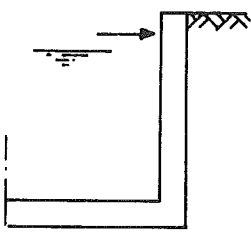
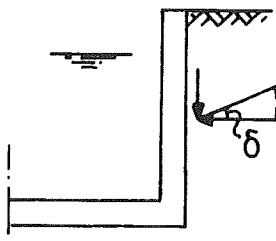
4.3. Rekenvoorbeeld

4.3.1. Uitgangspunten



Voor het bovenstaande bakprofiel worden de volgende aannamen gedaan:

- volumegewicht gewapend beton 24 kN/m^3
- volumegewicht grond boven grondwater 18 kN/m^3
- volumegewicht grond onder grondwater 10 kN/m^3
- mobiele bovenbelasting meestal $5 \text{ à } 10 \text{ kN/m}^2$, hier 10 kN/m^2
- bij het bepalen van de horizontale korreldruk op de wanden
 $(\sigma_{\text{hor}} = \lambda \cdot \sigma_{\text{vert}})$ moet bij de stijve betonwanden worden uitgegaan van de neutrale en niet van de actieve gronddruk.
 $\lambda_{\text{neutraal}}$ varieert voor aanvulzand tussen 0,45 en 0,55; hier $\lambda_{\text{neutraal}} = 0,5$. In het algemeen is $\lambda_{\text{neutr.}} = 1 - \sin \phi$, waarbij ϕ de hoek van inwendige wrijving is.
- in belastinggeval c (zie 4.2.3.) staat het grondwater op $- 1 \text{ m}$ en het water in de kolk op $+ 3 \text{ m}$.



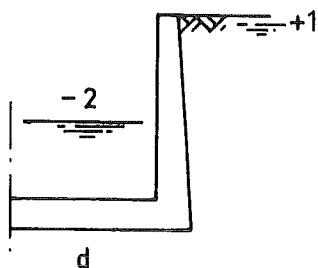
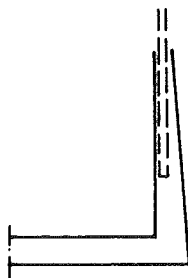
- in belastinggeval d zijn deze waarden resp. + 1 m en - 2 m
- voor de negatieve kleef langs de wand wordt uitgegaan van $\text{tg } \delta \times \sigma_{\text{hor}}$, waarin δ de hoek is voor de wandwrijving en σ_{hor} de korreldruk (géén waterdruk). Dit stellen we hier op $\frac{1}{2} \times \sigma_{\text{hor}}$.

- de troskracht wordt gesteld op 120 kN haaks op de wand. Bij een indeling van de schutkolk in mootlengten van 18 m

en een plaatsing van de bolder in het midden van de moot komt dit neer op 7 kN/m'.

- de naar buiten gerichte scheepsstoten worden niet in de berekening betrokken, daar zij grotendeels door de korrel- en waterdrukken werkend op de wand zullen worden opgenomen en dus slechts geringe dwarskrachten en momenten in de constructie als geheel zullen veroorzaken.

4.3.2. De wanden



Van de trapeziumvormige wand wordt de breedte aan de bovenzijde bepaald uit praktische overwegingen:

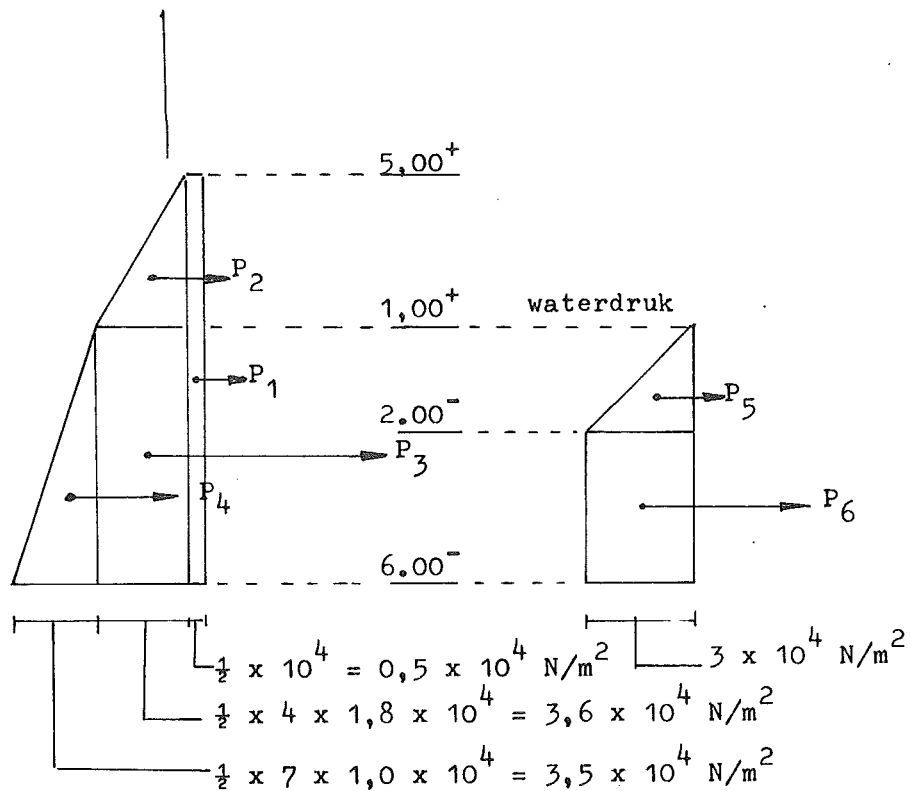
voldoende breed voor het doorvoeren van stortkokers etc. tijdens het maken van de wand, voor het plaatsen van bolders, haalkommen, ladders, etc. Dit komt neer op 0,6 à 1,0 m. Hier houden we de laatste waarde aan. De breedte van de onderzijde, juist boven de vloer (doorsnede A.A in de **figuur** op blz. 4-4) wordt bepaald door momenten en dwarskrachten. Als regel is de dwarskracht bij dit soort constructies maatgevend, tenzij een dwarskrachtwapening wordt toegepast, wat meestal weinig aantrekkelijk is, mede door de juist boven de vloer - om

uitvoeringstechnische redenen - noodzakelijke stortnaad.

De grootste momenten en dwarskrachten zullen optreden in gebruiksfase d (maximum grondwaterstand, minimum waterstand in de kolk, resp. + 1 m en - 2 m). Deze fase is hieronder nader uitgewerkt, waarbij zij opgemerkt, dat P_1 de bijdrage van de mobiele belasting is.

Belastingdiagrammen:

aktieve korreldruk



Wandberekening voor bepaalde doorsnede A-A (per m')

Dwarskracht in N/m'	arm	Moment in Nm/m'
$P_1 = 0,5 \times 10^4 \times 11 = 5,5 \times 10^4$	$\times 5,5 =$	$30,3 \times 10^4$
$P_2 = \frac{1}{2} \times 3,6 \times 10^4 \times 4 = 7,2 \times 10^4$	$\times 8,33 =$	$60,0 \times 10^4$
$P_3 = 3,6 \times 10^4 \times 7 = 25,2 \times 10^4$	$\times 3,5 =$	$88,2 \times 10^4$
$P_4 = \frac{1}{2} \times 3,5 \times 10^4 \times 7 = 12,3 \times 10^4$	$\times 7/3 =$	$28,7 \times 10^4$
$P_5 = \frac{1}{2} \times 3 \times 10^4 \times 3 = 4,5 \times 10^4$	$\times 5,0 =$	$22,5 \times 10^4$
$P_6 = 3 \times 10^4 \times 4 = 12,0 \times 10^4$	$\times 2,0 =$	$24,0 \times 10^4$
troskracht	$= 0,7 \times 10^4$	$\times 11,5 = 8,0 \times 10^4$
Totaal S	$= 67,4 \times 10^4$ N/m'	$M = 261,7 \times 10^4$ Nm/m'

De rekenwaarde voor de dwarskracht in de grenstoestand bezwijken (T_d) bedraagt dus $1,7 \times 67,4 \times 10^4 = 114,6 \times 10^4$ N/m'.

Gaan we uit van een betonkwaliteit B 22,5 dan kan volgens de VB 74 bij een wanddikte van 1,80 m nog juist worden volstaan zonder dwarskrachtwapening. Immers

$$\bar{\tau}_d = \frac{T_d}{b \times h} = \frac{114,6 \times 10^4}{1000 \times 1800} = 0,64 \text{ N/mm}^2$$

terwijl $\bar{\tau}_d$ kleiner of gelijk moet zijn aan $\bar{\tau}_1$, welke voor een kwaliteit B 22,5 bedraagt $0,65 \text{ N/mm}^2$.

Opgemerkt zij dat zich juist boven de vloer een stortnaad bevindt. Dit lijkt een verzwakking (slechte hechting van jonge aan oude beton), ook voor het overbrengen van de dwarskracht. Proeven, uitgevoerd voor het ontwerp van de stormvloedkering in de Oosterschelde, hebben echter aangetoond, dat de veiligheid voor het overbrengen van dwarskrachten bij dit soort stortnaden niet kleiner is dan die bij een homogene betonconstructie. Het is dan ook gerechtvaardigd om voor de stortnaad de gebruikelijke berekening toe te passen. De vroeger vaak toegepaste tandconstructie in de stortnaad verhoogt de veiligheid niet en is dus weinig zinvol voor de dwarskrachtoverdracht.

Het breukmoment bedraagt $1,7 \times 261,7 \times 10^4 = 444,9 \times 10^4$ Nm/m'.

Bij een maat voor dekking + halve staafdikte van 0,1 m aan de achterzijde van de wand wordt bij de dikte van 1,80 m de inwendige hefboomsarm globaal $z = 0,9 \times 1,70 = 1,53$ m. De benodigde wapening Fe B 400 is dan

$$A = \frac{M}{z \times \sigma} \quad \text{of} \quad A_a = \frac{444,9 \times 10^4}{1,53 \times 400} = 7270 \text{ mm}^2/\text{m}'$$

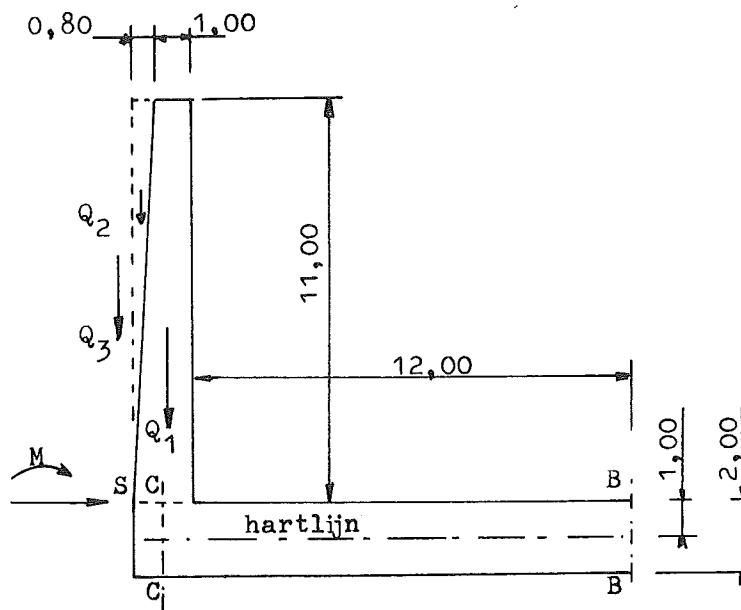
Deze globale contrôle geeft een redelijk wapeningspercentage (0,4%) voor de hoofdwapening van dit soort constructies.

In wezen zou zowel bij de dwarskracht- als bij de momentenberekening de normaalkracht veroorzaakt door het eigen gewicht van de wand kunnen worden meegerekend. De bijdrage hiervan is echter zeer gering.

4.3.3. De vloer

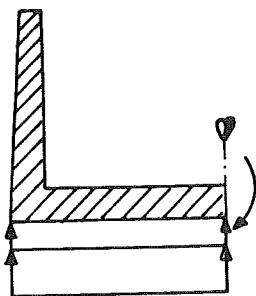
Uitgaande van de in de voorgaande paragraaf bepaalde dimensies van de wanden maken we nu de ontwerpberekening voor de vloer.

Dit dient te geschieden voor de belastinggevallen a t/m d (zie 4.2.3.). Van de uit deze vier berekeningen volgende grootste momenten (en evt. normaal- en dwarskrachten) worden de hoogste waarden aangehouden voor het dimensioneren en wapenen van de vloer. Daar het hier slechts gaat om een voorbeeld wordt alleen geval d in deze paragraaf beschouwd, dus grondwater op + 1,0 m en water in de kolk op - 2,0 m.



In de figuur is de vloerdikte voorlopig gesteld op 2 m. Later zal gecontroleerd moeten worden of dit juist is, gezien de optredende momenten en normaalkrachten. Eigenlijk moet dit ook voor de dwarskrachten, doch deze zijn als regel niet bepalend voor de vloer. Het moment per m' in de hartlijn van de vloer onder de wand is (zie ook 4.3.2.):

$$M_x = M + 1,0 \times S = 261,7 \times 10^4 + 67,4 \times 10^4 = 329,1 \times 10^4 \text{ Nm.}$$



Voor de bepaling van het moment in de vloer t.p.v. de sluisas (M_B) zullen we eerst alle op de halve vloer werkende krachten bekijken, teneinde de som van de verticale korreldrukken die onder de sluisvloer werken (en samen met de opwaartse waterdruk evenwicht moet maken met de andere krachten) te kunnen bepalen.

Alles per m'.

e.g. wand	$Q_1 = \frac{1}{2} (1 + 1,8) \times 11 \times 2,4 \times 10^4 = 37 \times 10^4 \text{ N}$
e.g. grond	$Q_2 = \frac{1}{2} \times 0,8 \times 11 \times 1,8 \times 10^4 = 7,9 \times 10^4 \text{ N}$
neg. kleef	$Q_3 = \frac{1}{2} (P_1 + P_2 + P_3 + P_4 + P_5) = 33,2 \times 10^4 \text{ N}$
e.g. vloer	$Q_4 = 13,8 \times 2 \times 2,4 \times 10^4 = 66,2 \times 10^4 \text{ N}$
water (kolk)	$Q_5 = 12 \times 4 \times 10^4 = 48 \times 10^4 \text{ N}$
opwaartse waterdr.	$Q_6 = 13,8 \times 9 \times 10^4 = 124,2 \times 10^4 \text{ N}$
vert. korreldruk	$Q_7 = Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 - Q_6 = 68,1 \times 10^4 \text{ N}$

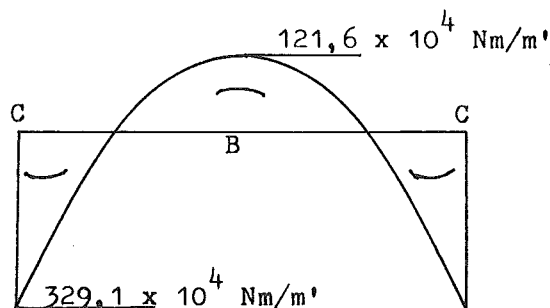
Opgemerkt zij dat Q_2 het gewicht is van het driehoekig grondgedeelte achter de wand, dat zijn druk aan de vloer afgeeft. P_5 is de neutrale korreldruk, die werkt op het kopvlak van de vloer ($16,1 \times 10^4 \text{ N}$) en in tegenstelling tot P_1 t/m P_4 niet is vermeld in de vorige paragraaf. Van alle krachten kennen we het aangrijpingspunt, behalve van Q_7 . Voor de onderstaande bepaling van het moment M_B zullen we voorlopig van de veronderstelling uitgaan, dat de korreldrukken gelijkmatig onder de vloer zijn verdeeld. In de volgende paragraaf zullen we aantonen, dat dit een veronderstelling is, die leidt tot te hoge momenten en dat daarom in de praktijk voor dit soort berekeningen een andere verdeling wordt aangehouden, die tot minder wapening etc. leidt.

Maximum moment in as sluis (B-B), waarbij "met de klok draaiend" positief is gerekend.

Maximum moment in as sluis (B-B), waarbij "met de klok draaiend" positief is gerekend.

$$\begin{aligned}
 M_1: & & & 329,1 \times 10^4 \text{ Nm} \\
 Q_1: & - 37 \times 10^4 \text{ N} \times 12,7 \text{ m} = - 469,9 \times 10^4 \text{ Nm} \\
 Q_2: & - 7,9 \times 10^4 \text{ N} \times 13,25 \text{ m} = - 104,7 \times 10^4 \text{ Nm} \\
 Q_3: & - 33,2 \times 10^4 \text{ N} \times 13,8 \text{ m} = - 458,2 \times 10^4 \text{ Nm} \\
 Q_4: & - 66,2 \times 10^4 \text{ N} \times 6,9 \text{ m} = - 456,8 \times 10^4 \text{ Nm} \\
 Q_5: & - 48 \times 10^4 \text{ N} \times 6 \text{ m} = - 288 \times 10^4 \text{ Nm} \\
 Q_6: & 124,2 \times 10^4 \text{ N} \times 6,9 \text{ m} = 857 \times 10^4 \text{ Nm} \\
 Q_7: & 68,1 \times 10^4 \text{ N} \times 6,9 \text{ m} = \underline{469,9 \times 10^4 \text{ Nm}} \\
 \text{Totaal moment } M_B & & = & - 121,6 \times 10^4 \text{ Nm} \\
 & & & \text{-----}
 \end{aligned}$$

De momentenlijn voor de vloer is dus voor geval d:



Voor een werkelijke berekening zullen we ons nog op twee zaken moeten beraden:

- a. In par. 4.2.3. is vermeld dat de mobiele belasting, de troskracht en de negatieve kleef alleen in rekening moet worden gebracht indien zij de momenten vergroten. De eerste 2 vergroten M_C en verkleinen M_B , de derde doet het tegenovergestelde. Daar bij de bepaling van M_C echter geen der krachten Q_1 t/m Q_3 in rekening is gebracht (deze verwaarlozing is gerechtvaardigd gezien de kleine hefboomsarm van de krachten) behoeft geen correctie voor de negatieve kleef te worden aangebracht. Voor M_B zal echter een herberekening moeten plaatsvinden, waarbij de troskracht en de bovenbelasting

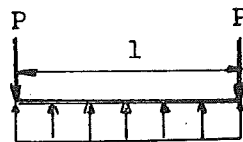
worden weggelaten. Hierbij zal moeten worden nagegaan of dit voor de bovenbelasting inderdaad betekent dat M_B toeneemt, want zowel de horizontale korreldrukken op de wand als de negatieve kleeft nemen hierdoor af, terwijl de hieruit resulterende effecten voor M_B tegengesteld van teken zijn.

- b. Reeds eerder is vermeld, dat de aanname van de gelijkmatig verdeelde verticale korreldruk tot te hoge momenten leidt. In de volgende paragraaf wordt hierop nader ingegaan.

4.3.4. De verdeling van de verticale korreldrukken onder de vloer

Voor de verdeling zijn verschillende uitgangspunten mogelijk:

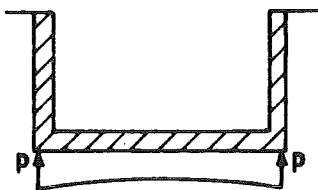
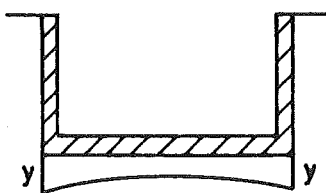
1. Een gelijkmatig verdeelde reactie voor de, voor het geval van de sluisvloer, symmetrisch t.o.v. de as aangrijpende belastingen op de vloer (Q_1 t/m Q_6) en geen reacties voor de momenten, die vanuit de wanden op de vloer worden overgebracht (M_C). Met andere woorden, een oneindig stijve vloer op een zeer slappe ondergrond (waarin geen schuifkrachten worden overgebracht). Deze aanname leidt tot irreële en te hoge momenten in de vloer, want in werkelijkheid is de reactie afhankelijk van de stijfheid van de vloer (EI) en de samendrukbaarheid van de ondergrond.

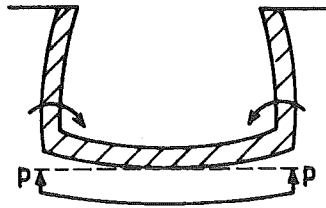


$$M_{\max} = \frac{1}{4} Pl$$

2. Een beschouwing van de vloer als een elastisch ondersteunde ligger, waarbij wèl rekening wordt gehouden met de beide laatstgenoemde aspecten.

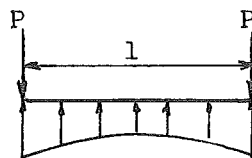
Bij deze berekening wordt aangenomen, dat de reactie p overal onder de vloer recht evenredig is met de aldaar optredende verticale indrukking van de ondergrond y . Hierbij geldt dat $p = k y$, waarin k (N/m^3) de beddingsconstante is en in grootte afhankelijk van de plaatselijke grondgesteldheid. In deze opzet worden ook de momenten, die op de vloer van-





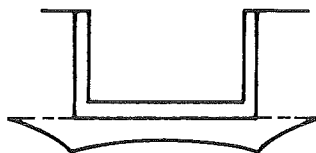
uit de wanden aangrijpen, gedeeltelijk als belastingen aan de ondergrond afgegeven (direct onder de wand, waar het moment de vloer als het ware iets omhoog tilt, zullen de verticale korreldrukken, veroorzaakt door de andere belastingen, iets afnemen; verder naar de sluisas toe drukt het moment de vloer juist tegen de grond aan en nemen de korreldrukken toe).

Dit in tegenstelling tot de voorgaande benadering, waarbij het moment over de volle breedte in de vloer aanwezig is. Een goede handleiding voor deze rekenmethode is "Beams on elastic foundation" van M. Hetényi (The University of Michigan Press, Ann Arbor, USA, 1946). Deze methode, die leidt tot kleinere momenten dan de voorgaande benadering, wordt als regel voor de berekening van waterbouwkundige kunstwerken gebruikt. Zie ook college b13.



$$M_{\max} < \frac{1}{4} Pl$$

De praktijk heeft uitgewezen dat het een veilige methode is, zeker indien - gezien de ook lokaal aanwezige spreiding in, en de nooit exacte metingen van de eigenschappen van de ondergrond - de berekening éénmaal wordt gemaakt met een hoge en éénmaal met een lage waarde van k en de grootst gevonden momenten worden aangehouden.



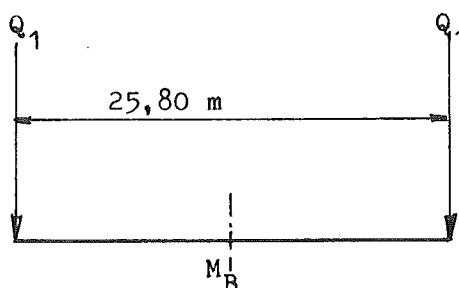
Toch zitten er verwaarlozingen in de uitgangspunten. De relatie tussen p en y is niet lineair, doch logarithmisch (Terzaghi), nog afgezien van het verloop in de tijd. Bovendien is de beddingsconstante niet gelijk over de gehele breedte van de vloer: nabij de uiteinden van de ligger wordt de belasting in de ondergrond gespreid tot buiten het door de vloer bedekte oppervlak. Door deze schuifkrachten-

overbrenging en het activeren van de naastliggende grond wordt de grond hier stijver en k groter.

3. Een beschouwing, waarbij rekening wordt gehouden met de relatie van Terzaghi en een belastingsverspreiding in de ondergrond volgens Boussinesq.

De werkelijkheid wordt dichter benaderd dan bij methode 2. Doch gezien de minder gunstige ervaringen en de onbekendheid van bepaalde factoren wordt de methode niet of nauwelijks toegepast.

Teneinde een kwantitatieve indruk te krijgen omtrent de verschillen tussen de methoden 1 en 2 zullen we het bakprofiel uit dit rekenvoorbeeld doorrekenen voor het meest simpele belastingsgeval, namelijk a (dus het bouwstadium met alleen wanden en vloeren en geen anaarding of grondwater).



$$Q_1 = 37 \times 10^4 \text{ N (we beschouwen een meter lengte).}$$

De vloer is 2 m dik en is geschematiseerd tot de afstand tussen het hart van de wanden.

Methode 1 (gelijkmatig verdeelde reactie). De gelijkmatig opgelegde vloer geeft geen momenten.

$$M_B = \frac{1}{4} \times 37 \times 10^4 \times 25,8 = 238,7 \times 10^4 \text{ Nm}$$

Methode 2 (elastisch ondersteunde ligger). Ook hier geeft de vloer geen momenten.

Volgens Hetényi:

$$M_B = \frac{2 Q_1}{\lambda} \times \frac{\sinh \lambda L/2 \times \sin \lambda L/2}{\sinh \lambda L + \sin \lambda L}$$

waarin L: lengte ligger (25,8 m)

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{k}{4 EI}}$$

Dit is dus de factor waarin de samendrukbaarheid van de ondergrond en de stijfheid van de vloer verdisconteerd zijn. Doordat het een 4e machtswortel betreft, heeft een iets verkeerde keuze van k een relatief

klein effect op de uitkomst.

De EI van de vloer bedraagt $25 \times 10^9 \times \frac{1}{12} \times 1 \times 2^3 = 16,67 \times 10^9 \text{ Nm}^2$.

Nemen we voor k een voor verschillende Nederlandse zandgronden vaak reële waarde, namelijk 10^7 N/m^3 , dan wordt $\lambda = 1,1 \times 10^{-1}$.

Indien we de verschillende bedragen invoeren in de bovenstaande formule (de tabellen in het boek van Hetényi beperken het rekenwerk) dan vinden we $M_B = 148 \times 10^4 \text{ Nm}$, met andere woorden 62% van het moment bepaald volgens methode 1.

Voor beddingsconstanten van 0,5 en $1,5 \times 10^7$ wordt M_B resp. 182,8 en $122,2 \times 10^4 \text{ Nm}$ (dus resp. 77% en 51% van het moment volgens methode 1).

Uit dit voorbeeld blijkt dat, naarmate de ondergrond meer samendrukbaar is (kleinere waarde van k), het moment, en dus ook de verdeling van de reactie onder de vloer, meer nadert tot die van de gelijkmatig verdeelde reactie. Hetzelfde effect wordt ook bereikt door bij een gelijkblijvende beddingsconstante de vloer dikker en de EI daardoor groter te maken (een gelijkmatige reactie treedt op bij een oneindig stijve ligger en een zeer samendrukbare bodem).

4.3.5. Opmerkingen

In het rekenvoorbeeld is voor de wanden het meest ongunstige belastingsgeval (d) beschouwd.

De daaruit bepaalde dimensionering is dus juist. Voor de vloer is in par. 4.3.3. eveneens geval d doorgerekend en wel met een gelijkmatig verdeelde korreldrukreactie. In par. 4.3.4. is voor belastingsgeval a de invloed bekeken van verschillende aannamen voor de verdeling van de reactie. Getracht is aan te tonen dat de theorie van de elastisch ondersteunde ligger tot reëlere en tevens tot kleinere buigende momenten leidt dan een gelijkmatig verdeelde reactie. Voor een werkelijke dimensioneringsberekening van de vloer zal geval d moeten worden herberekend met een elastische ondersteuning, terwijl ook de belastingsgevallen b en c zullen moeten worden gecontroleerd. De grootste uit de 4 belastingsgevallen gevonden momenten zijn bepalend voor de dimensionering. Vanuit de wanden wordt een niet onaanzienlijke normaalkracht geïntroduceerd in de vloer, welke gunstig is voor het opnemen van de momenten en dus mede in de dimensionering zal worden betrokken.

4.3.6. Fundering op palen

Bij onvoldoende draagkracht van de ondergrond wordt een paalfundering toegepast.

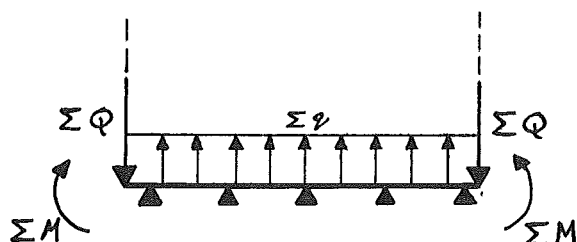
Hierbij wordt de bij een fundering op staal optredende verticale korrel-druk tegen de vloer geconcentreerd geleverd door de palen. Voor het overige blijven de belastingen op wanden en vloer hetzelfde.

Aangezien de palen relatief starre elementen zijn, kan een eerste verkennende berekening worden opgezet door er vanuit te gaan dat de vloer ter plaatse van de palen oneindig star is ondersteund.

Meestal wordt door een grondmechanisch adviesbureau een toelaatbare paalbelasting aangegeven als functie van de diepte van de paalpunt (zowel op druk als op trek). Op grond van deze informatie, economie en uitvoeringstechnieken wordt een paalpuntniveau en daarmee een toelaatbare paalbelasting bepaald.

Het is duidelijk dat ernaar moet worden gestreefd de palen dusdanig onder de vloer te plaatsen dat de toelaatbare belasting zoveel mogelijk wordt benut.

De handberekening is echter een zg. contrôleberekening - dat houdt in dat bij een bepaalde paalplaatsing de paalkrachten worden berekend - zodat enige malen doorrekenen nodig zal zijn om redelijk gelijke paalkrachten te krijgen. Hoe ver deze optimalisering wordt doorgevoerd hangt af van de beschikbare tijd en de instelling van de constructeur.



In nevenstaande figuur is het mechanicasysteem voor de betreffende situatie getekend. De dimensionering van de wand ondergaat geen wijziging ten opzichte van die bij een fundering op staal. Slechts de vloer moet anders worden ontworpen. Conform het reeds

besproken belastingsgeval d zijn de belastingen per m' constructie dan

$$\Sigma Q = Q_1 + Q_2 + Q_3 = (37 + 7,9 + 33,2) \times 10^4 = 78,1 \times 10^4 \text{ N}$$

$$\Sigma M = 329,1 \times 10^4 \text{ Nm}$$

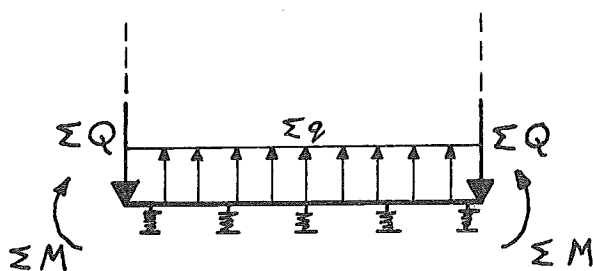
$$\begin{aligned} \Sigma q &= \text{eigen gewicht vloer} + \text{kolkwater} - \text{opwaartse kracht} \\ &= 2 \times 2,4 \times 10^4 + 4 \times 1 \times 10^4 - 9 \times 1 \times 10^4 = -0,2 \times 10^4 \text{ N/m} \end{aligned}$$

Bij een aangenomen paalplaatsing is de vloerberekening nu vereenvoudigd tot een berekening van een doorgaande ligger, evt. met overstekken, die met de zg. krachtenmethode (Cross)

kan worden uitgevoerd. In dit geval kan zinvol gebruik worden gemaakt van de aanwezige symmetrie.

Er dient op te worden gewezen dat de paalafstanden in relatie tot de vloerdikte niet te groot mogen zijn. Is dit nl. wèl het geval, dan gaat deze ééndimensionale benadering niet meer op en moet gebruik worden gemaakt van de rekenwijze voor zg. paddestoelvloeren (zie het betreffende deel van de VB '74).

Bovenstaande benadering van de paal als star element is in theorie niet juist. Ook de betonpaal heeft uiteindelijk een eigen elasticiteit en is dus te vergelijken met een veer. Het mechanicasysteem wordt dan als aangegeven in nevenstaande figuur.



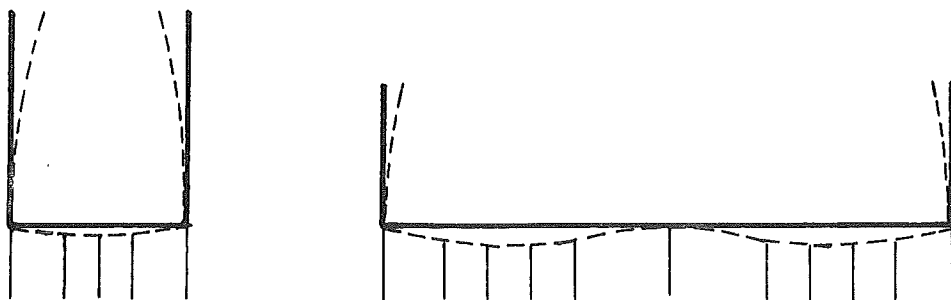
Het doorrekenen van dit systeem is echter een zeer tijdrovende en nauwkeurige aangelegenheid.

Een bijkomende moeilijkheid is het bepalen van de veerconstante van de palen. Waar het fictieve vasthoudpunt zich

bevindt is niet exact bekend (afhankelijk van de bodemopbouw) en dus is de veerconstante niet precies te bepalen. De remedie is dan een zogenaamde gevoeligheidsanalyse, door variatie van het fictieve inklemmingspunt, doch dit heeft tot gevolg dat voor één paalplaatsing minstens twee berekeningen moeten worden gemaakt met alle gevolgen van dien. De conclusie is dat men hiertoe dan ook niet snel zal overgaan, althans bij handberekeningen, en zal volstaan met starre ondersteuning. Op het verschil in resultaat tussen de starre en verende ondersteuning zal bij de computerberekening worden teruggekomen.

Tenslotte nog enige opmerkingen over de paalplaatsing.

Bij een smalle hoge sluisbak zal in het algemeen in alle veldpalen druk



ontstaan omdat de resulterende belasting van eigen gewicht vloer, kolkwater en opwaartse kracht niet in staat is het positieve moment vanuit

de wanden in de vloer op te heffen. Hierbij is een vergaande optimalisatie van de paalkrachten mogelijk (let wel: ook de paalafstand in de rij kan worden gevarieerd) waarbij de palen in het midden van de bak het dichtst op elkaar staan. Hebben we te maken met een lage brede kolk, dan zal in het middengebied het negatieve moment meestal wèl de overhand krijgen waardoor de druk in de palen sterk wordt gereduceerd. In dit geval kunnen, om de palen goed te benutten, deze verder uit elkaar worden gezet, doch hierdoor wordt het moment in de middendoorsnede groter. Het is dus een spel van geven en nemen om uiteindelijk een bevredigende oplossing te vinden.

4.4. De bakconstructie (computerberekening)

Werd bij de handberekening gebruik gemaakt van een krachtenmethode, de meeste uitgebreidere computerprogramma's zijn gebaseerd op de verplaatsingsmethode. Hierbij worden evenveel vergelijkingen opgesteld als er onbekende grootheden in de constructie zijn. Het oplossen van deze vergelijkingen **past** veel beter in het toepassingsgebied van de computer dan het vereffenen van momenten bij de krachtenmethode.

Desalniettemin zijn er wel wat simpele programma's, voornamelijk op tafelmachines, die zijn gebouwd om de Cross-berekening te automatiseren.

De programma's die gebruikt kunnen worden zijn meestal bekend onder de naam "vlakke staaf-programma", "staafberekenningsprogramma" of iets van dien aard.

In wezen verschillen ze nauwelijks van aard, de verschillen betreffen vaak meer de "gebruikersvriendelijkheid" van de invoer en de faciliteiten bij de uitvoer.

Tweede-orde-effecten worden niet meegenomen, en dus zal de stabiliteit van de constructie-onderdelen nog eens apart moeten worden bekeken. Voorzover op dit moment (mei '81) bekend, is er geen "vlakke-staaf-programma" dat opgave van de belasting als functie van de verplaatsing mogelijk maakt. Dit kan wèl bij de geavanceerde damwandprogramma's, waarop in het navolgende nog nader wordt teruggekomen. Voor een wat uitgebreider programma maakt het geen verschil of we met een staal- of een paalfundering te maken hebben. Het is namelijk slechts mogelijk in discrete punten veren aan te brengen, zodat ook een staalfundering moet worden vereenvoudigd tot een paalfundering, zij het met "zeer slappe palen". De mate van nauwkeurigheid van de uitkomst hangt af van de fijnheid van de verdeling van de discrete punten. Voor verschillende belastinggevallen

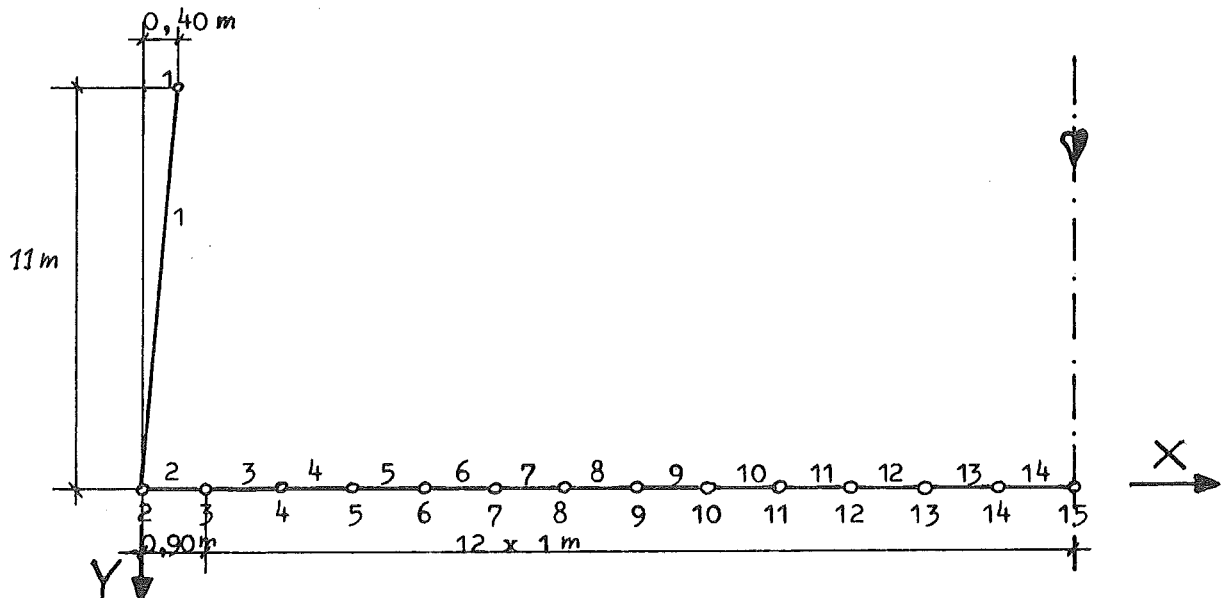
behoeft meestal de geometrie slechts éénmaal te worden opgegeven, doch dit heeft te maken met de genoemde "gebruikersvriendelijkheid".

In dit kader past bv. ook het automatisch meenemen van het eigen gewicht en het combineren van belastinggevallen.

In het navolgende zal een voorbeeld van een computerberekening worden gegeven voor het in par. 4.3.1. beschreven belastinggeval d. Het gebruikte programma is het Genesys-subsysteem "VLASKO" een afkorting van VLA(kke) S(taaf) KO(nstructies).

Het constructieschema is gegeven in onderstaande figuur, de belastingen zijn identiek aan die welke zijn gebruikt voor de handberekening (belastinggeval d).

Er wordt 1 m' constructielengte beschouwd.



Er treedt echter wél een groot verschil ten opzichte van de handberekening op, als voor de wandhoogte op grond van het staafassenschema een hoogte van 12 m wordt aangehouden.

Het maatgevende moment, optredend aan de onderzijde van de wand, wordt dan met 12 m inplaats van met 11 m hoogte bepaald. Dit geeft een veel te hoge moment- en dwarskrachtwaarde.

De schematisering voor de computer dient dan ook uiterst kritisch te worden bekeken.

Aangezien voor een computerberekening meestal een geometrieschema op de staafassen wordt aangehouden treden enige verschillen op t.o.v. de handberekening.

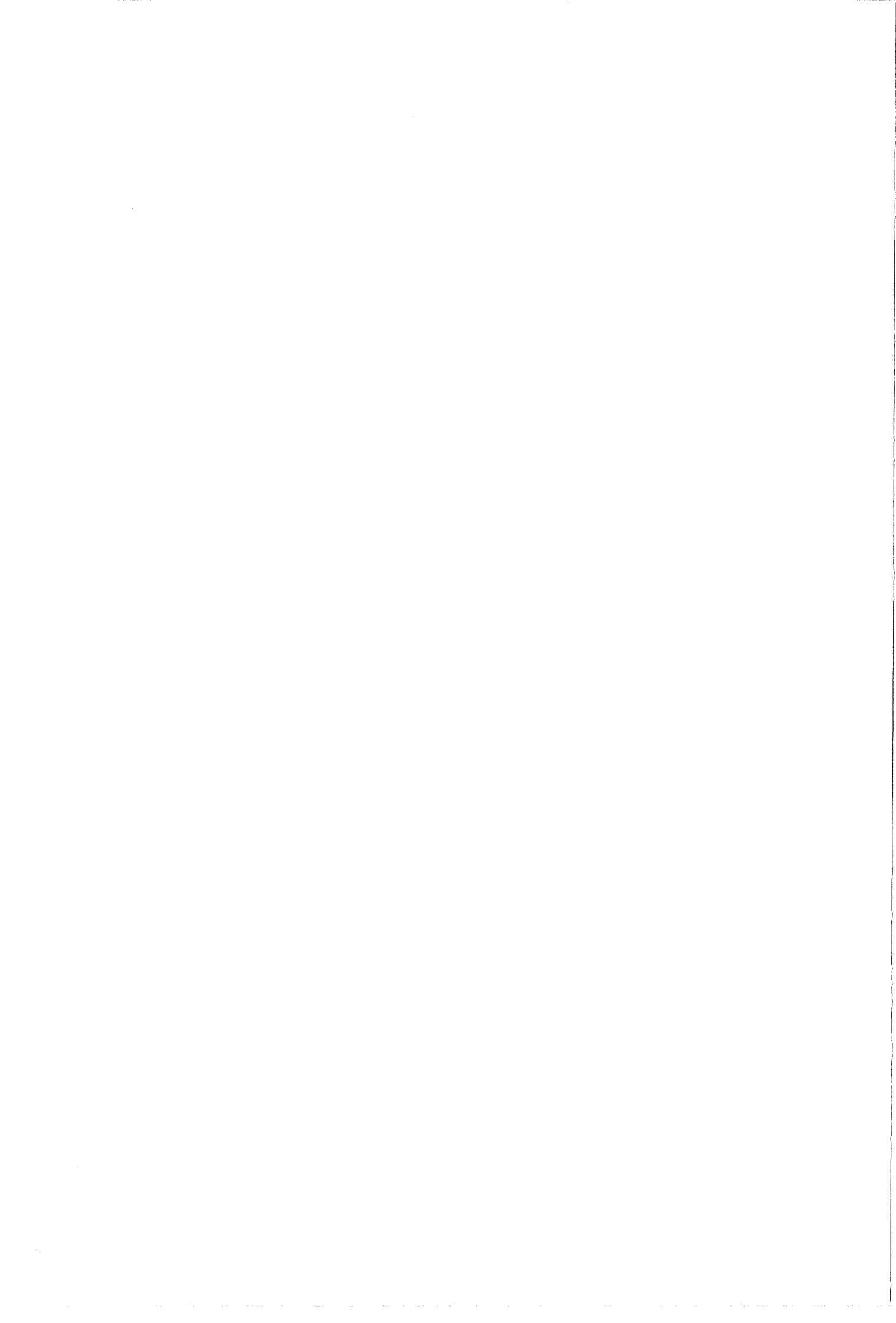
Een voorbeeld hiervan is de gelijkmatige verdeling van Q_2 en Q_3 over de wandhoogte van 11 m. Deze verschillen zijn echter niet erg belangrijk.

Aangezien de constructie en de belasting symmetrisch zijn wordt slechts een halve constructie doorgerekend. (Dit betekent niet dat in de praktijk niet asymmetrisch aangevuld zou kunnen worden!)

Voor de beddingconstante van de staalfundering is de waarde van 0,015 N/mm³ aangehouden.

Achtereenvolgens worden de korreldruk en de waterdruk op de wand, de negatieve kleef met het gewicht van de grondwig boven de wand, het water in de kolk en de opwaartse kracht opgegeven.

De overige invoer spreekt voor zich, hetgeen ook voor de uitvoer geldt.



*GENESYS
 *START 'VLASKO/1'
 JOB VOORBEELD BAKBEREKENING
 *TABLES

'COORDINATEN'

KNOOP	X	Y
1	0.4	-12.
2	0.	0.
3	0.9	0.
4	1.90	0.
5	2.90	0.
6	3.90	0.
7	4.90	0.
8	5.90	0.
9	6.90	0.
10	7.90	0.
11	8.90	0.
12	9.90	0.
13	10.90	0.
14	11.90	0.
15	12.90	0.

'PROFIELGEGEVENS'

NUMMER	DOORSN	TRM
1	2.E6	6.67E11
2	1.E6	8.33E10
2	1.8E6	4.86E11

'STAVEN'

NUMMER	I	J	PROFIEL	AANSLUITING
1	1	2	2	'SCHAR', 'VAST'
2	2	3	1	'VAST', 'VAST'
3	3	4	1	'VAST', 'VAST'
4	4	5	1	'VAST', 'VAST'
5	5	6	1	'VAST', 'VAST'
6	6	7	1	'VAST', 'VAST'
7	7	8	1	'VAST', 'VAST'
8	8	9	1	'VAST', 'VAST'
9	9	10	1	'VAST', 'VAST'
10	10	11	1	'VAST', 'VAST'
11	11	12	1	'VAST', 'VAST'
12	12	13	1	'VAST', 'VAST'
13	13	14	1	'VAST', 'VAST'
14	14	15	1	'VAST', 'VAST'

'PUNTONDERSTEUNINGEN'

KNOOP	RICHTING
15	'X', 'RZ'

'VERENDE-PUNTONDERSTEUNINGEN'

KNOOP	KRACHTCONST	MOMENTCONST
2	0., 20.25	0.
3	0., 14.25	0.
4	0., 15.0	0.
5	0., 15.0	0.
6	0., 15.0	0.
7	0., 15.0	0.
8	0., 15.0	0.
9	0., 15.0	0.
10	0., 15.0	0.
11	0., 15.0	0.
12	0., 15.0	0.
13	0., 15.0	0.
14	0., 15.0	0.
15	0., 7.5	0.

'LIJNLASTEN/F'				
STAAF	RICHTING	BELGEV	KRACHTEN	AFST
		KORRELDruk		
1	'X'	1	5.	0.
1	'X'	1	0.,36.	0.,4.
1	'X'	1	36.	4.,12.
1	'X'	1	0.,40.	4.,12.
		WATERDruk		
1	'X'	1	0.,30.	4.,7.
1	'X'	1	30.	7.,12.
		NEG KLEEF + GEWICHT GROND		
1	'Y'	1	37.4	0.
		WATER IN KOLK		
3	'Y'	1	40.	0.
4	'Y'	1	40.	0.
5	'Y'	1	40.	0.
6	'Y'	1	40.	0.
7	'Y'	1	40.	0.
8	'Y'	1	40.	0.
9	'Y'	1	40.	0.
10	'Y'	1	40.	0.
11	'Y'	1	40.	0.
12	'Y'	1	40.	0.
13	'Y'	1	40.	0.
14	'Y'	1	40.	0.
		OPWAARSTE KRACHT		
2	'Y'	1	-90.	0.
3	'Y'	1	-90.	0.
4	'Y'	1	-90.	0.
5	'Y'	1	-90.	0.
6	'Y'	1	-90.	0.
7	'Y'	1	-90.	0.
8	'Y'	1	-90.	0.
9	'Y'	1	-90.	0.
10	'Y'	1	-90.	0.
11	'Y'	1	-90.	0.
12	'Y'	1	-90.	0.
13	'Y'	1	-90.	0.
14	'Y'	1	-90.	0.

*MASTER

CONSTANTEN ALLE PROFIELEN EMOD 28000. SG 24.

RASTERPUNTEN STAAF 1,2,3,4,5,6,7,8,9,10,11,12,13,14 IS 3

BEREKEN EIGENGEWICHT

COMBINEER BELCOB 'EIGENGEWICHT' MET BELGEV 1 ALS 'GEBRUIKSSITUATIE'

Druk ALLES

°BELASTINGGEVAL 1°

	STAAF	RASTERPUNT	NORMAALKRACHT KN	MOMENT KN*M	DWARSKRACHT KN	
°	1	°	1	-0.000	0.000	-0.000
°	=	°	2	-146.452	145.892	96.933
°	=	°	3	-217.597	444.877	211.572
°	=	°	4	-252.246	694.087	290.994
°	=	°	5	-422.980	3347.149	789.563
°	2	°	6	-775.033	3347.142	-509.872
°	=	°	7	-775.033	3126.812	-469.372
°	=	°	8	-775.033	2924.707	-428.872
°	3	°	9	-775.033	2924.699	-462.634
°	=	°	10	-775.033	2699.632	-437.634
°	=	°	11	-775.033	2487.065	-412.634
°	4	°	12	-775.033	2487.061	-439.775
°	=	°	13	-775.033	2273.424	-414.775
°	=	°	14	-775.033	2072.286	-389.775
°	5	°	15	-775.033	2072.282	-410.534
°	=	°	16	-775.033	1873.265	-385.534
°	=	°	17	-775.033	1686.748	-360.534
°	6	°	18	-775.033	1686.746	-376.574
°	=	°	19	-775.033	1504.709	-351.574
°	=	°	20	-775.033	1335.172	-326.574
°	7	°	21	-775.033	1335.170	-339.247
°	=	°	22	-775.033	1171.797	-314.247
°	=	°	23	-775.033	1020.924	-289.247
°	8	°	24	-775.033	1020.922	-299.631
°	=	°	25	-775.033	877.356	-274.631
°	=	°	26	-775.033	746.291	-249.631
°	9	°	27	-775.033	746.291	-258.553
°	=	°	28	-775.033	623.264	-233.553
°	=	°	29	-775.033	512.738	-208.553
°	10	°	30	-775.033	512.739	-216.600
°	=	°	31	-775.033	410.689	-191.600
°	=	°	32	-775.033	321.140	-166.600
°	11	°	33	-775.033	321.138	-174.197
°	=	°	34	-775.033	240.290	-149.197
°	=	°	35	-775.033	171.942	-124.197
°	12	°	36	-775.033	171.941	-131.605
°	=	°	37	-775.033	112.388	-106.605
°	=	°	38	-775.033	65.336	-81.605
°	13	°	39	-775.033	65.335	-88.958
°	=	°	40	-775.033	27.106	-63.958
°	=	°	41	-775.033	1.377	-38.958
°	14	°	42	-775.033	1.377	-46.318
°	=	°	43	-775.033	-15.532	-21.318
°	=	°	44	-775.033	-19.941	3.682

°BELASTINGCOMBINATIE EIGENGEWICHT°

STAAF	RASTERPUNT	NORMAALKRACHT KN	MOMENT KN*M	DWARSKRACHT KN		
°	1	°	1	0.000	0.000	-0.000
°	=	°	2	-108.732	7.036	3.624
°	=	°	3	-172.800	16.409	5.760
°	=	°	4	-207.063	22.716	6.902
°	=	°	5	-403.200	73.221	13.440
°	2	°	6	0.000	73.016	-253.595
°	=	°	7	0.000	-45.961	-275.195
°	=	°	8	0.000	-174.659	-296.795
°	3	°	9	0.000	-174.641	-198.037
°	=	°	10	0.000	-279.660	-222.037
°	=	°	11	0.000	-396.678	-246.037
°	4	°	12	0.000	-396.670	-149.842
°	=	°	13	0.000	-477.591	-173.842
°	=	°	14	0.000	-570.512	-197.842
°	5	°	15	0.000	-570.500	-109.093
°	=	°	16	0.000	-631.047	-133.093
°	=	°	17	0.000	-703.593	-157.093
°	6	°	18	0.000	-703.588	-75.274
°	=	°	19	0.000	-747.225	-99.274
°	=	°	20	0.000	-802.863	-123.274
°	7	°	21	0.000	-802.864	-47.930
°	=	°	22	0.000	-832.829	-71.930
°	=	°	23	0.000	-874.794	-95.930
°	8	°	24	0.000	-874.790	-26.345
°	=	°	25	0.000	-893.962	-50.345
°	=	°	26	0.000	-925.135	-74.345
°	9	°	27	0.000	-925.132	-9.851
°	=	°	28	0.000	-936.057	-33.851
°	=	°	29	0.000	-958.982	-57.851
°	10	°	30	0.000	-958.979	2.293
°	=	°	31	0.000	-963.833	-21.707
°	=	°	32	0.000	-980.686	-45.707
°	11	°	33	0.000	-980.680	10.851
°	=	°	34	0.000	-981.254	-13.149
°	=	°	35	0.000	-993.828	-37.149
°	12	°	36	0.000	-993.822	16.619
°	=	°	37	0.000	-991.513	-7.381
°	=	°	38	0.000	-1001.203	-31.381
°	13	°	39	0.000	-1001.201	20.373
°	=	°	40	0.000	-997.015	-3.627
°	=	°	41	0.000	-1004.828	-27.627
°	14	°	42	0.000	-1004.820	22.918
°	=	°	43	0.000	-999.361	-1.082
°	=	°	44	0.000	-1005.902	-25.082

BELASTINGCOMBINATIE GEBRUIKSSITUATIE

	STAAF	RASTERPUNT	NORMAALKRACHT KN	MOMENT KN*M	DWARSKRACHT KN	
'	1	'	1	0.000	0.000	-0.000
'	=	'	2	-255.184	152.928	100.557
'	=	'	3	-390.397	461.286	217.332
'	=	'	4	-459.308	716.802	297.896
'	=	'	5	-826.180	3420.370	803.003
'	2	'	6	-775.033	3420.158	-763.467
'	=	'	7	-775.033	3080.851	-744.567
'	=	'	8	-775.033	2750.048	-725.667
'	3	'	9	-775.033	2750.058	-660.671
'	=	'	10	-775.033	2419.972	-659.671
'	=	'	11	-775.033	2090.387	-658.671
'	4	'	12	-775.033	2090.391	-589.616
'	=	'	13	-775.033	1795.833	-588.616
'	=	'	14	-775.033	1501.775	-587.616
'	5	'	15	-775.033	1501.782	-519.627
'	=	'	16	-775.033	1242.218	-518.627
'	=	'	17	-775.033	983.155	-517.627
'	6	'	18	-775.033	983.158	-451.848
'	=	'	19	-775.033	757.484	-450.848
'	=	'	20	-775.033	532.309	-449.848
'	7	'	21	-775.033	532.306	-387.177
'	=	'	22	-775.033	338.968	-386.177
'	=	'	23	-775.033	146.129	-385.177
'	8	'	24	-775.033	146.132	-325.976
'	=	'	25	-775.033	-16.606	-324.976
'	=	'	26	-775.033	-178.844	-323.976
'	9	'	27	-775.033	-178.841	-268.403
'	=	'	28	-775.033	-312.793	-267.403
'	=	'	29	-775.033	-446.244	-266.403
'	10	'	30	-775.033	-446.240	-214.307
'	=	'	31	-775.033	-553.143	-213.307
'	=	'	32	-775.033	-659.547	-212.307
'	11	'	33	-775.033	-659.542	-163.345
'	=	'	34	-775.033	-740.964	-162.345
'	=	'	35	-775.033	-821.887	-161.345
'	12	'	36	-775.033	-821.881	-114.986
'	=	'	37	-775.033	-879.124	-113.986
'	=	'	38	-775.033	-935.867	-112.986
'	13	'	39	-775.033	-935.866	-68.586
'	=	'	40	-775.033	-969.909	-67.586
'	=	'	41	-775.033	-1003.451	-66.586
'	14	'	42	-775.033	-1003.443	-23.400
'	=	'	43	-775.033	-1014.893	-22.400
'	=	'	44	-775.033	-1025.844	-21.400

OPLEGREACTIES VOOR BELASTINGGEVAL 1

KNOOP	X KN	Y KN	RZ KN*M
2	-0.000	60.833	-0.003
3	-0.000	33.756	-0.002
4	0.000	27.138	-0.000
5	0.000	20.762	-0.001
6	-0.000	16.037	0.000
7	0.000	12.674	-0.000
8	0.000	10.384	-0.000
9	-0.000	8.918	0.000
10	0.000	8.049	0.000
11	0.000	7.597	-0.000
12	-0.000	7.407	-0.000
13	0.000	7.355	-0.000
14	0.000	7.358	-0.000
15	-775.033	3.682	19.941

'OPLEGREACTIES VOOR BELASTINGCOMBINATIE EIGENGEWICHT'

KNOOP	X KN	Y KN	RZ KN*M
2	-0.000	-149.850	0.006
3	-0.000	-98.752	0.002
4	0.000	-96.185	-0.004
5	0.000	-88.754	0.005
6	0.000	-81.801	0.003
7	0.000	-75.357	-0.001
8	0.000	-69.589	-0.002
9	-0.000	-64.491	-0.004
10	0.000	-60.141	-0.000
11	0.000	-56.560	0.003
12	-0.000	-53.768	0.000
13	0.000	-51.754	-0.002
14	0.000	-50.549	-0.000
15	0.000	-25.074	1005.899

'OPLEGREACTIES VOOR BELASTINGCOMBINATIE GEBRUIKSSITUATIE'

KNOOP	X KN	Y KN	RZ KN*M
2	-0.000	-89.018	0.003
3	-0.000	-64.996	0.000
4	0.000	-69.047	-0.004
5	0.000	-67.992	0.004
6	-0.000	-65.764	0.003
7	0.000	-62.683	-0.002
8	0.000	-59.204	-0.002
9	-0.000	-55.573	-0.003
10	0.000	-52.092	0.000
11	0.000	-48.963	0.003
12	-0.000	-46.361	0.000
13	0.000	-44.399	-0.002
14	0.000	-43.190	-0.000
15	-775.033	-21.392	1025.840

'KNOOPVERPLAATSINGEN BELASTINGGEVAL 1'

KNOOP	U MM	V MM	PHIZ RAD
1	19.08	-2.31	0.0000
2	0.18	-3.00	0.0008
3	0.17	-2.37	0.0006
4	0.15	-1.81	0.0005
5	0.14	-1.38	0.0004
6	0.12	-1.07	0.0003
7	0.11	-0.84	0.0002
8	0.10	-0.69	0.0001
9	0.08	-0.59	0.0000
10	0.07	-0.54	0.0000
11	0.06	-0.51	0.0000
12	0.04	-0.49	0.0000
13	0.03	-0.49	0.0000
14	0.01	-0.49	-0.0000
15	0.00	-0.49	0.0000

KNOOPVERPLAATSINGEN BELASTINGCOMBINATIE EIGENGEWICHT

KNOOP	U MM	V MM	PHIZ RAD
1	-6.04	7.25	0.0000
2	-0.00	7.40	-0.0005
3	-0.00	6.93	-0.0005
4	-0.00	6.41	-0.0005
5	-0.00	5.92	-0.0005
6	-0.00	5.45	-0.0004
7	-0.00	5.02	-0.0004
8	-0.00	4.64	-0.0004
9	-0.00	4.30	-0.0003
10	-0.00	4.01	-0.0003
11	-0.00	3.77	-0.0002
12	-0.00	3.58	-0.0002
13	-0.00	3.45	-0.0001
14	-0.00	3.37	-0.0000
15	0.00	3.34	0.0000

KNOOPVERPLAATSINGEN BELASTINGCOMBINATIE GEBRUIKSSITUATIE

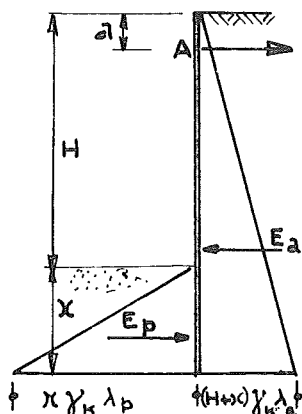
KNOOP	U MM	V MM	PHIZ RAD
1	13.04	4.94	0.0000
2	0.18	4.40	0.0003
3	0.17	4.56	0.0001
4	0.15	4.60	-0.0000
5	0.14	4.53	-0.0001
6	0.12	4.38	-0.0002
7	0.11	4.18	-0.0002
8	0.10	3.95	-0.0002
9	0.08	3.71	-0.0002
10	0.07	3.47	-0.0002
11	0.06	3.26	-0.0002
12	0.04	3.09	-0.0002
13	0.03	2.96	-0.0001
14	0.01	2.88	-0.0000
15	0.00	2.85	0.0000

*FINISH

Tenslotte is het bij computerberekeningen met zeer geavanceerde programmatuur mogelijk tekenwerk te laten verrichten. Te denken valt aan de geometrie, momenten-, dwarskrachten- en normaalkrachtenlijnen, invloedslijnen en elastische lijnen. Dit maakt de interpretatie van de uitvoer, vooral bij ingewikkelde vormen en/of belastingen een stuk eenvoudiger.

4.5. De damwand (handberekening)

Damwanden ontleen hun stabiliteit aan inklemming in de grond, of aan een oplegging in de grond in combinatie met (een) veranker(en) op hoger niveau. Ook komen vaak oplossingen voor bestaande uit een gehele of gedeeltelijke inklemming in de grond én een veranker(en) daarboven. Bij de handberekening veronderstellen we dat de verplaatsingen, ook bij verankeringen, dusdanig groot zijn dat zich een actieve gronddruk op de wand kan ontwikkelen. Tevens gaan we uit van rechte glijdvlakken.



Eerst beschouwen we de verankerde wand met minimale inheidiepte (dus opgelegd in de grond) aangegeven in nevenstaande schets. Eenvoudigheidshalve rekenen we met droge grond en worden verticale krachten tussen grond en damwand (δ) buiten beschouwing gelaten.

Zoals steeds bij constructies in rust geldt:

$$\sum V = 0; \quad \sum H = 0; \quad \sum M = 0$$

Het moment wordt bepaald om het ankerpunt A, de onbekende ankerkracht valt dan weg.

De gronddrukken aan de actieve en passieve zijde zijn, als de inheidiepte beneden de bodem op x wordt gesteld en de hoogte van bovenkant damwand tot de bodem H :

$$E_a = \frac{1}{2} (H + x)^2 \gamma_k \lambda_a$$

$$E_p = \frac{1}{2} x^2 \gamma_k \lambda_p$$

Moment om A = 0:

$$\frac{1}{2} (H + x)^2 \gamma_k \lambda_a \cdot \left\{ \frac{2}{3} (H + x) - a \right\} =$$

$$= \frac{1}{2} x^2 \gamma_k \lambda_p (2/3 x + H - a)$$

Hierin is a de afstand van het ankerpunt A tot bovenkant damwand (maaiveld).

Met deze 3e graadsvergelijking kan x worden bepaald, bv. door proberenderwijs waarden voor x in te vullen (de ontwerpberekening is dan eigenlijk een contrôle-berekening).

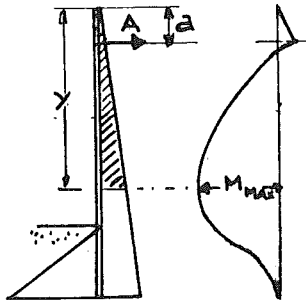
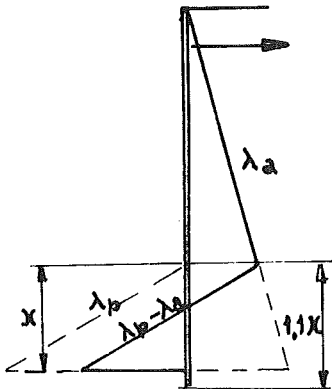
Tegenwoordig zijn er numerieke procedures voor.

Voor de bepaling van de inheidiepte wordt x ca. 10% vergroot met het oog op de veiligheid.

Als de inheidiepte is bepaald, zijn de actieve gronddruk E_a , de passieve gronddruk E_p en het verschil, de ankerkracht A, bekend.

Het punt waar de dwarskracht nul is op y m vanaf maaiveld wordt bepaald uit $A = \frac{1}{2} y^2 \gamma_k \lambda_a$.

Het maximum moment is $M = A (1/3 y - y + a)$.



	γ kN/m ³		ϕ
	BOVEN WATER	ONDER WATER	
ZAND	18-19	10-11	30-35
KLEI	17-19	7-9	20-25
VEEN	11-13	1-3	15

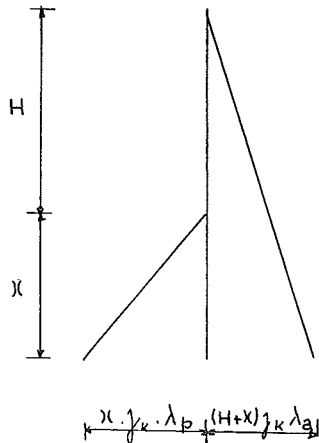
Bij het volumegewicht is er verschil tussen de grond boven water en onder water: het verschil tussen het volumegewicht van vochtige grond, en het volumegewicht van grond verzadigd met water verminderd met de opwaartse waterdruk. Een geijkte methode is om de verticale gronddruk σ_g te bepalen met de gewichten van de droge en de natte grond, hierop in mindering te brengen de waterspanning σ_w , daarna de resterende korrelspanning σ_{kv} met λ te vermenigvuldigen en hierbij tenslotte de waterspanning σ_w op te tellen. Dit geeft de horizontale wanddruk.

In tabelvorm voor de actieve druk op bv. 1 m onder maaiveld:

Peil	Laagdikte m	γ kN/m ³	σ_{gr} vert.	σ_w	σ_{kv} vert.	λ_a	σ_{kh} hor.	$\sigma_{gr} = \sigma_{kh} + \sigma_w$ hor.
0								
1	1	20	20	10	10	0,33	3,3	13,3

Een verschil in hoogte van de waterstand voor en achter de damwand wordt hiermee ook ingevoerd.

Bovenstaande rekenwijze staat bekend onder de "methode Blum".



Doen we iets dergelijks bij de onverankerde wand, dan vinden we:

$$\sum M_{\text{top}} = 0$$

$$\frac{1}{2} x^2 \cdot \gamma_k \cdot \lambda_p \cdot (H + 2/3 x) = 1/3 (H + x)^3 \cdot \gamma_k \cdot \lambda_a,$$

hetgeen weer een derdegraadsvergelijking in x is.

Voor $\lambda_a = 1/3$ en $\lambda_p = 3$ volgt hieruit:

$$16 x^3 + 21 H x^2 - 6 H^2 x - 2 H^3 = 0$$

Onderzoek van de bijbehorende kromme geeft twee negatieve wortels en de reële oplossing $x \approx 0,401 H$.

Contrôle of $\sum H = 0$:

$$E_p = \frac{1}{2} x^2 \gamma_k \lambda_p = \frac{1}{2} x 0,401^2 H^2 x 3 \gamma_k = 0,2412 H^2 \gamma_k$$

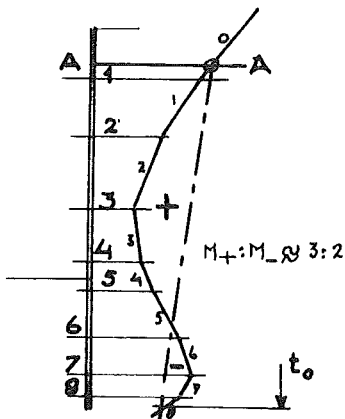
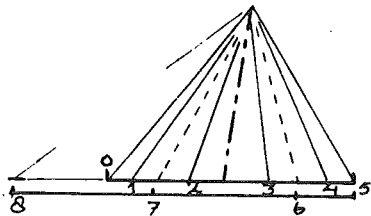
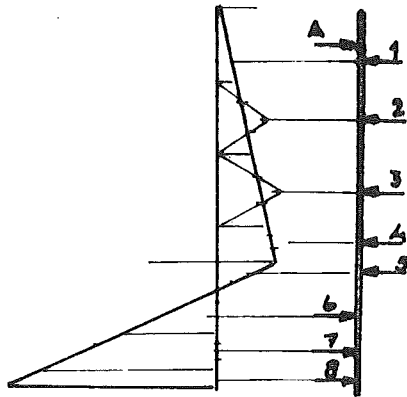
$$E_a = \frac{1}{2} (H + x)^2 \gamma_k \lambda_a = \frac{1}{2} x 1,401^2 H^2 x 1/3 \gamma_k = 0,3271 H^2 \gamma_k$$

waaruit blijkt dat aan $\sum H = 0$ niet wordt voldaan. Het zou ook toeval zijn als aan $\sum H = 0$ werd voldaan, omdat er teveel variabelen zijn.

Remedie: laat één onbekende in de vergelijking, bv. λ_p , en controleer later of de door de grond geleverde waarde groter is dan de voor de berekening vereiste waarde.

Naast bovengenoemde handberekeningen op analytische wijze, is het ook mogelijk grafische berekeningen uit te voeren. Hierbij wordt eerst het

verloop van de korrel- en waterspanningen aan weerszijden van de wand op analytische wijze bepaald. Daarna wordt de totale belasting in een aantal moten verdeeld.

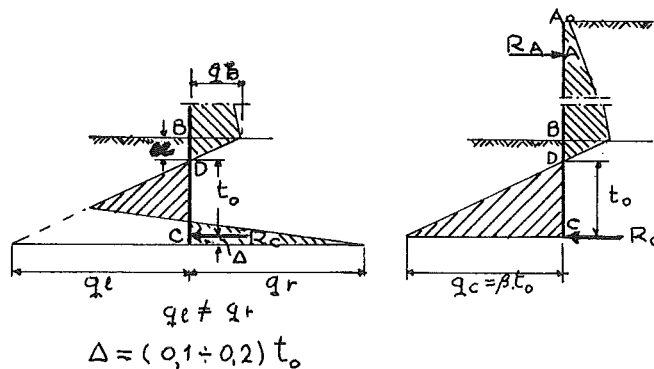


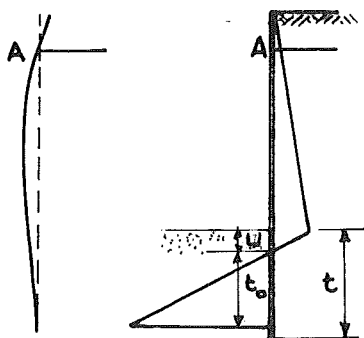
Van elke moot wordt de grootte van de resultante en haar werklijn vastgelegd. Deze krachten worden achter elkaar uitgezet, een poolpunt gekozen en met de poolfiguur de stangenveelhoek geconstrueerd. De sluitlijn gaat aan de bovenzijde door het snijpunt van de eerste stang met het anker.

Aan de onderzijde kan het snijpunt zo worden gekozen, dat de verhouding van de door de sluitlijn en de momentenlijn ingesloten positieve en negatieve momentenvlakken, leidt tot een aan de voet volledig ingeklemde damwand. De inheidiepte ligt dieper dan het onderste snijpunt van de sluitlijn: $t = u + 1,2 t_0$. (zie Duits normblad EAU "Ufereinfassungen" 8.2.6).

Deze 20% extra damwandlengte komt voort uit de schematisering bij de methode Blum (zie onderstaande figuren). Blum heeft namelijk een zg. Ersatzkraft ingevoerd. In werkelijkheid is dit een druk op een bepaald

oppervlak. Daarom moet de berekende inheidiepte worden vergroot.

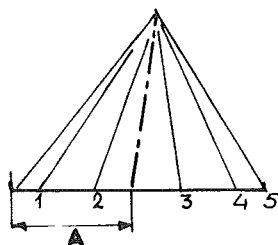




Bij deze volledig ingeklemde damwand is de verplaatsing van het ankerpunt A t.o.v. de verticale raaklijn door het onderste punt van de wand nul. De contrôle bestaat uit de constructie van de elastische lijn waarbij het statisch moment van de momentenvlakken t.o.v. A nul is.

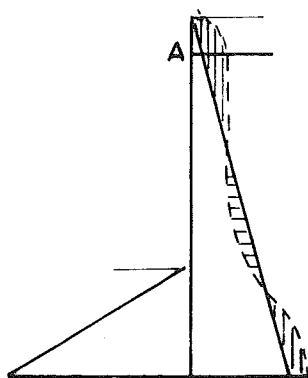
Beschouwen we het momentenvlak als belastingvlak, dan is de verplaatsing van A:

$$u_A = \frac{\sum \text{stat. moment M-vlak t.o.v. A}}{EI}$$



Als het statisch moment niet gelijk nul is, kan de sluitlijn worden gecorrigeerd door deze over een afstand Δx te verdraaien. De waarde van Δx wordt berekend uit de gevonden waarde voor het statisch moment en de correctie hierin die de verdraaiing zal veroorzaken.

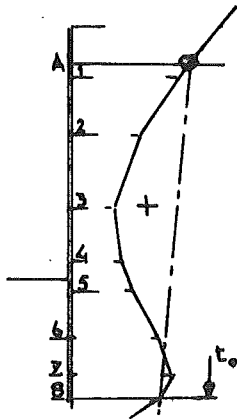
De ankerkracht volgt uit de sluitlijn in de poolfiguur.



Als de damwand is geheel in ongeroerde grond en er nauwelijks grond moet worden aangevuld, concentreert zich de korrel-druk enigszins op het starre ankerpunt, de doorbuigende damwand onttrekt zich aan de druk. Bij het ankerpunt is eerder sprake van neutrale gronddruk dan van actieve gronddruk.

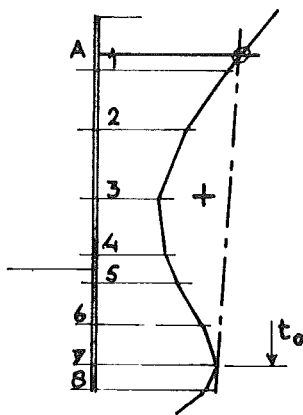
Bij het dimensioneren reduceert men dan vaak met het oog op bedoelde verplaatsing van de druk, het gedeelte van het veldmoment dat door de korrelspanning wordt veroorzaakt met $1/3$ en vergroot de ankerkracht met een factor 1,5 (spanningsconcentratiecoëfficiënt).

Men past ook wel kleinere waarden toe.



Door de sluitlijn zo te verdraaien om het bovenste snijpunt met de ankerstang, dat het negatieve moment kleiner wordt en het positieve moment groter dan bij de hiervoor behandelde volledig ingeklemde wand, verkrijgt men de damwand met gedeeltelijk ingeklemde voet.

Op deze wijze streeft men proberenderwijs naar een oplossing die past bij een bepaald damwandprofiel of bij een bepaalde damwandlengte.



De in het begin van dit hoofdstuk analytisch berekende oplossing wordt grafisch verkregen als de sluitlijn aan de onderzijde raakt aan de momentenlijn, dit geeft de aan de voet opgelegde damwand. Het raakpunt bepaalt de minimale inheidiepte, die kleiner is dan die bij de geheel of gedeeltelijk ingeklemde damwand.

Zoals reeds gezegd is de numerieke zowel als de grafische oplossingsmethode gebaseerd op de door Blum ontwikkelde rekenwijze.

Ondanks het feit dat het gebruikte rekenmodel fysisch niet geheel juist is, er wordt bv. niet gekeken naar de stijfheid van de wand en naar de veer karakteristiek van de grond, is het een methode die zijn waarde in het verleden ruimschoots heeft bewezen, en dat voor eenvoudige gevallen ook nu nog zeer goed bruikbaar is, zij het, dat men zich in zo'n geval van een eenvoudig programmeerbare rekenmachine zal bedienen, waarbij het rekenprogramma op de methode "Blum" is gebaseerd. Hierop wordt in de volgende paragraaf nader teruggekomen.

Het is helaas niet mogelijk de methode te gebruiken in gevallen waarin sprake is van meer dan één verankerings- of stempelniveau. Ook ingeval van bouwputwanden die tegen een onderwaterbetonvloer steunen is de methode niet bruikbaar. In de praktijk zijn hiervoor verschillende andere methoden ontwikkeld, waarop hier niet verder zal worden ingegaan aangezien juist deze gevallen zeer geëigend zijn om met de hierna te behandelen computerprogramma's te worden doorgerekend.

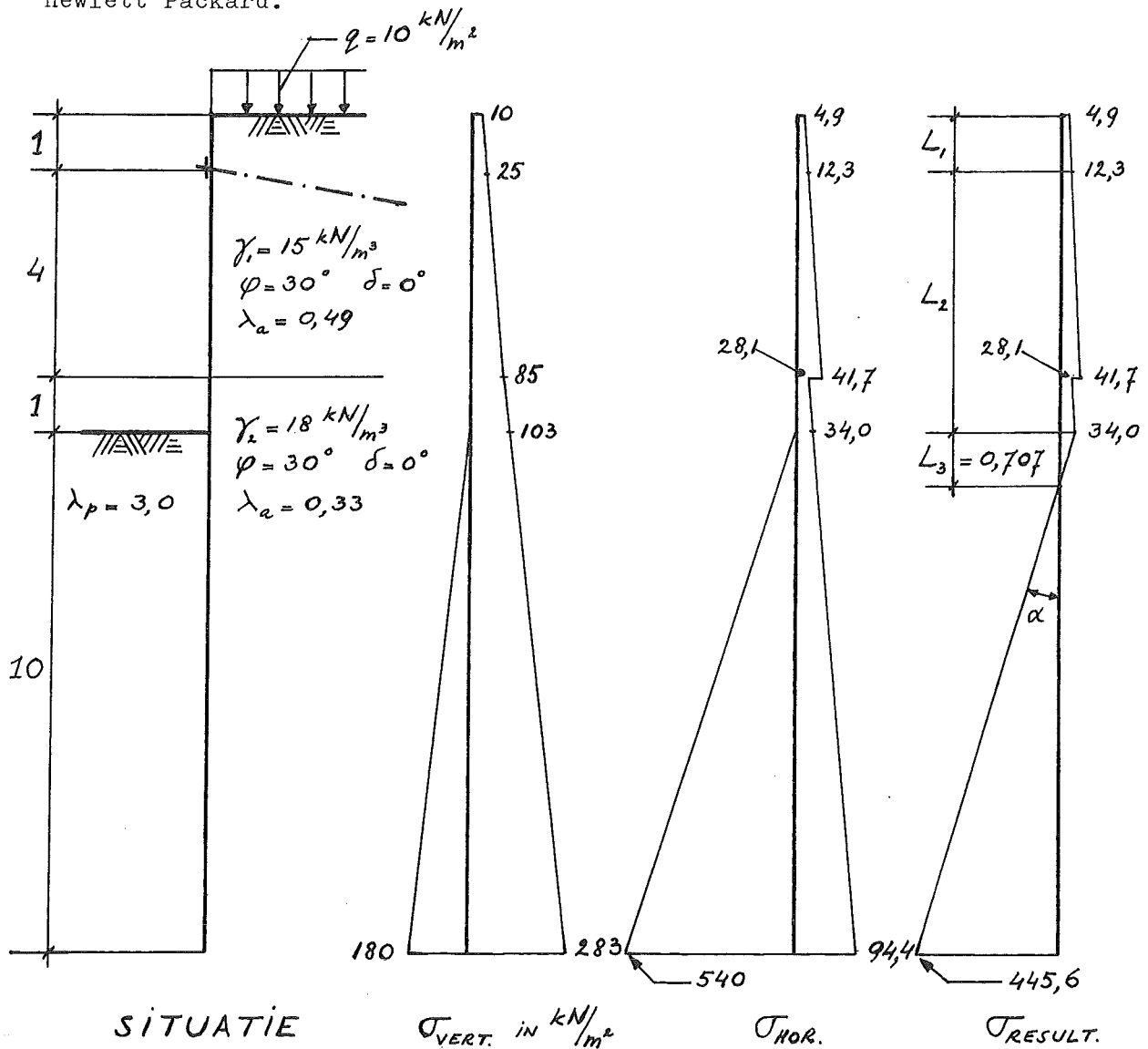
4.6. De damwand (computerberekening)

Evenals voor de berekening van de bak zijn ook voor damwandberekeningen computerprogramma's ontwikkeld.

Gezien de ontwikkeling van de rekenapparatuur lag het voor de hand dat eerst de Blum-methode werd geautomatiseerd, in feite het oplossen van een derdegraadsvergelijking.

Men had dan de keus tussen damwanden die vrij waren ingeklemd of verankerd waren, waarbij het ondereind òf vrij was opgelegd òf volledig was ingeklemd. Met de hand moest dan de belasting op de wand worden bepaald, waarna de resulterende belasting moest worden ingevoerd.

Het hieronder gegeven voorbeeld is gebaseerd op een programma dat reeds in 1969 is geschreven voor de programmeerbare tafelrekenmachine "PROGRAM 101" van Olivetti, en daarna overgezet op de "HP 9815" van Hewlett Packard.



24
 GEEF L1, L2, L3 } zie figuur op blz. 4-32
 1.00
 5.00
 0.71

PER LAAG:
 Q BO, H, Q ON
 4.90
 1.00
 12.30

 12.30
 4.00
 41.70

 28.10
 1.00
 34.00

 34.00
 0.71
 0.00

AANT LAGEN ONDER
 BEL.NPT?
 1

PER LAAG:
 Q BO, H, Q ON
 0.00
 9.29
 446.60

Voorbeeld vrij opgelegde damwand

DAMWANDLENGTE=
 8.71

ANKERKRACHT=
 92.68

M ANK= -3.68
 M MAX= 162.96
 OP 4.39 VAN TOP

Waarden in kN en m

GEEF L1, L2, L3 } — zie figuur op blz. 4-32

-4
1.00
5.00
0.71

PER LAAG:
Q BO, H, Q ON
4.90
1.00
12.30

12.30
4.00
41.70

28.10
1.00
34.00

34.00
0.71
0.00

TANGENS ALPHA? } — helling lijn van steungrondndruk
48.06

DAMWANDLENGTE =
10.50
ANKERKRACHT =
80.03
M ANK = -3.68
M MAX = 122.20
OP 4.04 VAN TOP

Voorbeeld van volledig ingeklemde wand
met verankering

In het bovenstaande is voor eenzelfde situatie een verankerde damwand uitgerekend, enerzijds vrij opgelegd in de bodem, anderzijds volledig ingeklemd.

De resultaten zijn als volgt:

	M_{\max} (kNm/m')	A (kN/m')	wandlengte (m)
vrij opgelegd	162,96	92,68	8,71
volledig ingeklemd	122,20	80,03	10,50

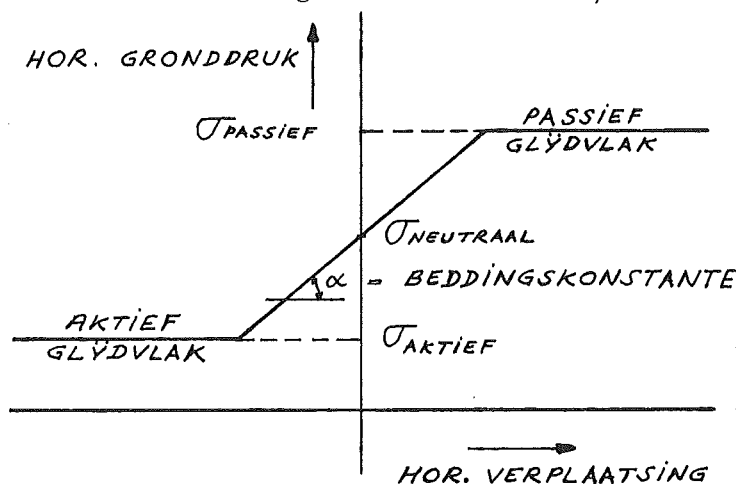
Afhankelijk van de ter beschikking staande damwandprofielen en ankerstangen kan nu naar een kostenoptimalisatie van de wand worden gestreefd.

Naarmate de geheugencapaciteit van de rekenmachines groeide, kwamen

andere en nauwkeuriger rekenmethoden die beter aansluiten bij de werkelijkheid.

Dit wordt in het onderstaande geïllustreerd aan de hand van het GENESYS-subsysteem "DAMWAND/2" van de Rijkswaterstaat.

Dit programma gaat niet meer uit van volledig ontwikkelde glijdvlakken, doch benadert de grond als een veer, met de nevenstaande karakteris-

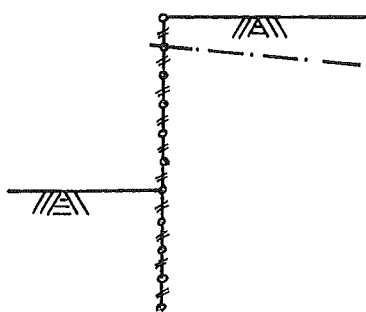


tiek.

Dit houdt in dat pas bij de betreffende benodigde verplaatsing de glijdvlakken in rekening worden gebracht en de grond als het ware vloeit.

Vanwege deze grondkarakteristiek wordt het programma ook wel het "verenprogramma" genoemd.

De damwand wordt nu opgedeeld in een aantal mootjes waarop belastingen werken en die compatibel met elkaar worden verbonden door middel van knopen.



Met behulp van de elementenmethode worden de momenten en dwarskrachten in de knopen bepaald.

Voor zowel de linker als de rechterzijde van de wand moeten in ieder geval worden opgegeven: het betreffende grondlaagnummer, de afstand van bovenzijde laag tot bovenzijde damwand, het volumegewicht van de grond,

λ_a , λ_n , λ_p , de cohesie, de beddingsconstante (zowel onder als bovenin de laag) en een eventuele waterover-

of onderspanning.

Verder de gegevens van de toegepaste damwandplank zoals: de lengte, de elasticiteitsmodulus van het staal en het traagheidsmoment per m'. Worden ankers toegepast, dan dienen van het type anker te worden opgegeven: het nummer, de elasticiteitsmodulus van het ankerstaal, de doorsnede van het anker per m' wand, de lengte van de ankerstaaf en de vloeikracht.

Om een fase te kunnen doorrekenen heeft het programma vervolgens

*GENESYS

*START 'DAMWAND/2'

JOB VOORBEELD DAMWANDBEREKENING

*TABLES

'GRONDGEGEVENS LINKS'										
	NO	AFST	VG	LA	LN	LP	COH	K		WOSP
0001	1	6.	16.	0.28	0.5	5.75	0.	15000.,15000.		0.
0002	2	7.	20.	0.28	0.5	5.75	0.	15000.,15000.		0.
'GRONDGEGEVENS RECHTS'										
	NO	AFST	VG	LA	LN	LP	COH	K		WOSP
0001	1	0.	16.	0.28	0.5	5.75	0.	15000.,15000		0.
0002	2	3.	20.	0.28	0.5	5.75	0.	15000.,15000		0.
'ANKERGEDEVENS'										
	NO	EMODULUS		DOORSN	LENGTE	VLOEIK				
0001	1	2.1E8		5.36E-4	7.	85.76				

*MASTER

DAMWAND LENGTE 10. EMODULUS 2.1E8 TRM 28780.E-8

MAAIVELD PEIL 6.,0.

WATER PEIL 7.,3.

ANKER R NO 1 OP 1.

BOVENBEL 0.,10.

DRUK ALLE RESULTATEN

+++++

+AANTAL ITERATIES VOOR FASE 1 IS 4+

+++++

'VERPL.MOM.DWAR. EN HOR.KORRELDR.'

KNOOP	AFST	VERPL	MOMENT	DWAR	KORDRL	AP	KORDRR	AP
	M	MM	KN	KN/M	KN/M**2		KN/M**2	
' 1'	0.00	-1.17	-0.00	0.01	0.00	' '	22.49	' '
' '	0.07	-0.78	-0.05	-1.31	0.00	' '	17.17	' '
' '	0.13	-0.39	-0.17	-2.28	0.00	' '	11.86	' '
' '	0.20	0.00	-0.34	-2.89	0.00	' '	6.54	' '
' '	0.27	0.39	-0.55	-3.24	0.00	' '	3.99	'A'
' 2'	0.33	0.78	-0.77	-3.52	0.00	' '	4.29	'A'
' 2'	0.33	0.78	-0.77	-3.47	0.00	' '	4.29	'A'
' '	0.40	1.17	-1.01	-3.76	0.00	' '	4.59	'A'
' '	0.47	1.56	-1.27	-4.08	0.00	' '	4.89	'A'
' '	0.53	1.95	-1.55	-4.41	0.00	' '	5.19	'A'
' '	0.60	2.34	-1.86	-4.77	0.00	' '	5.49	'A'
' 3'	0.67	2.74	-2.19	-5.15	0.00	' '	5.79	'A'
' 3'	0.67	2.74	-2.19	-5.15	0.00	' '	5.79	'A'
' '	0.73	3.13	-2.55	-5.54	0.00	' '	6.09	'A'
' '	0.80	3.52	-2.93	-5.96	0.00	' '	6.38	'A'
' '	0.87	3.91	-3.34	-6.39	0.00	' '	6.68	'A'
' '	0.93	4.30	-3.78	-6.85	0.00	' '	6.98	'A'
' 4'	1.00	4.69	-4.25	-7.32	0.00	' '	7.28	'A'
' 4'	1.00	4.69	-4.22	68.11	0.00	' '	7.28	'A'
' '	1.08	5.16	1.20	67.51	0.00	' '	7.64	'A'
' '	1.16	5.63	6.58	66.88	0.00	' '	8.00	'A'
' '	1.24	6.10	11.90	66.23	0.00	' '	8.36	'A'
' '	1.32	6.57	17.17	65.55	0.00	' '	8.71	'A'
' 5'	1.40	7.03	22.39	64.83	0.00	' '	9.07	'A'
' 5'	1.40	7.03	22.40	64.84	0.00	' '	9.07	'A'
' '	1.48	7.50	27.55	64.09	0.00	' '	9.43	'A'
' '	1.56	7.96	32.65	63.33	0.00	' '	9.79	'A'
' '	1.64	8.42	37.68	62.53	0.00	' '	10.15	'A'
' '	1.72	8.87	42.65	61.70	0.00	' '	10.51	'A'
' 6'	1.80	9.32	47.56	60.85	0.00	' '	10.86	'A'
' 6'	1.80	9.32	47.56	60.85	0.00	' '	10.86	'A'
' '	1.88	9.76	52.39	59.96	0.00	' '	11.22	'A'
' '	1.96	10.20	57.16	59.05	0.00	' '	11.58	'A'
' '	2.04	10.63	61.84	58.11	0.00	' '	11.94	'A'
' '	2.12	11.06	66.45	57.14	0.00	' '	12.30	'A'
' 7'	2.20	11.48	70.98	56.14	0.00	' '	12.66	'A'
' 7'	2.20	11.48	70.99	56.14	0.00	' '	12.66	'A'

'	'	2.28	11.89	75.44	55.12	0.00	'	'	13.01	'A'
'	'	2.36	12.29	79.81	54.06	0.00	'	'	13.37	'A'
'	'	2.44	12.69	84.09	52.98	0.00	'	'	13.73	'A'
'	'	2.52	13.08	88.28	51.86	0.00	'	'	14.09	'A'
'	8'	2.60	13.45	92.39	50.72	0.00	'	'	14.45	'A'
'	8'	2.60	13.45	92.39	50.72	0.00	'	'	14.45	'A'
'	'	2.68	13.82	96.40	49.55	0.00	'	'	14.81	'A'
'	'	2.76	14.18	100.32	48.35	0.00	'	'	15.16	'A'
'	'	2.84	14.52	104.14	47.13	0.00	'	'	15.52	'A'
'	'	2.92	14.86	107.86	45.87	0.00	'	'	15.88	'A'
'	9'	3.00	15.18	111.48	44.59	0.00	'	'	16.24	'A'
'	9'	3.00	15.18	111.53	44.60	0.00	'	'	16.24	'A'
'	'	3.09	15.51	115.29	43.16	0.00	'	'	16.48	'A'
'	'	3.17	15.83	118.92	41.63	0.00	'	'	16.72	'A'
'	'	3.26	16.14	122.42	40.00	0.00	'	'	16.96	'A'
'	'	3.34	16.43	125.78	38.28	0.00	'	'	17.20	'A'
'	10'	3.43	16.70	128.98	36.46	0.00	'	'	17.44	'A'
'	10'	3.43	16.70	129.01	36.46	0.00	'	'	17.44	'A'
'	'	3.51	16.96	132.05	34.55	0.00	'	'	17.68	'A'
'	'	3.60	17.21	134.93	32.55	0.00	'	'	17.92	'A'
'	'	3.69	17.43	137.63	30.45	0.00	'	'	18.16	'A'
'	'	3.77	17.64	140.15	28.26	0.00	'	'	18.40	'A'
'	11'	3.86	17.84	142.47	25.98	0.00	'	'	18.64	'A'
'	11'	3.86	17.84	142.50	25.98	0.00	'	'	18.64	'A'
'	'	3.94	18.01	144.62	23.60	0.00	'	'	18.88	'A'
'	'	4.03	18.17	146.54	21.12	0.00	'	'	19.12	'A'
'	'	4.11	18.31	148.24	18.55	0.00	'	'	19.36	'A'
'	'	4.20	18.44	149.72	15.89	0.00	'	'	19.60	'A'
'	12'	4.29	18.54	150.96	13.14	0.00	'	'	19.84	'A'
'	12'	4.29	18.54	150.99	13.14	0.00	'	'	19.84	'A'
'	'	4.37	18.63	151.99	10.29	0.00	'	'	20.08	'A'
'	'	4.46	18.69	152.75	7.34	0.00	'	'	20.32	'A'
'	'	4.54	18.74	153.25	4.31	0.00	'	'	20.56	'A'
'	'	4.63	18.77	153.49	1.17	0.00	'	'	20.80	'A'
'	13'	4.71	18.79	153.45	-2.05	0.00	'	'	21.04	'A'
'	13'	4.71	18.79	153.48	-2.05	0.00	'	'	21.04	'A'
'	'	4.80	18.78	153.16	-5.37	0.00	'	'	21.28	'A'
'	'	4.89	18.75	152.55	-8.78	0.00	'	'	21.52	'A'
'	'	4.97	18.71	151.65	-12.29	0.00	'	'	21.76	'A'
'	'	5.06	18.65	150.44	-15.89	0.00	'	'	22.00	'A'
'	14'	5.14	18.57	148.92	-19.59	0.00	'	'	22.24	'A'
'	14'	5.14	18.57	148.95	-19.59	0.00	'	'	22.24	'A'
'	'	5.23	18.47	147.11	-23.38	0.00	'	'	22.48	'A'
'	'	5.31	18.35	144.94	-27.26	0.00	'	'	22.72	'A'
'	'	5.40	18.22	142.43	-31.24	0.00	'	'	22.96	'A'
'	'	5.49	18.07	139.58	-35.31	0.00	'	'	23.20	'A'
'	15'	5.57	17.90	136.37	-39.48	0.00	'	'	23.44	'A'
'	15'	5.57	17.90	136.40	-39.48	0.00	'	'	23.44	'A'
'	'	5.66	17.71	132.83	-43.74	0.00	'	'	23.68	'A'
'	'	5.74	17.51	128.90	-48.10	0.00	'	'	23.92	'A'
'	'	5.83	17.30	124.59	-52.54	0.00	'	'	24.16	'A'
'	'	5.91	17.07	119.89	-57.09	0.00	'	'	24.40	'A'
'	16'	6.00	16.82	114.80	-61.72	0.00	'	'	24.64	'A'
'	16'	6.00	16.82	114.48	-61.74	0.00	'P'		24.64	'A'
'	'	6.07	16.62	110.25	-65.20	6.13	'P'		24.83	'A'
'	'	6.13	16.41	105.79	-68.32	12.27	'P'		25.01	'A'
'	'	6.20	16.19	101.15	-71.08	18.40	'P'		25.20	'A'
'	'	6.27	15.97	96.33	-73.49	24.53	'P'		25.39	'A'
'	17'	6.33	15.74	91.36	-75.55	30.67	'P'		25.57	'A'
'	17'	6.33	15.74	91.36	-75.55	30.67	'P'		25.57	'A'

'	'	6.40	15.50	86.26	-77.26	36.80	'P'	25.76	'A'
'	'	6.47	15.25	81.06	-78.61	42.93	'P'	25.95	'A'
'	'	6.53	15.00	75.79	-79.62	49.07	'P'	26.13	'A'
'	'	6.60	14.75	70.45	-80.27	55.20	'P'	26.32	'A'
'18'	'	6.67	14.49	65.09	-80.56	61.33	'P'	26.51	'A'
'18'	'	6.67	14.49	65.09	-80.56	61.33	'P'	26.51	'A'

'	'	6.73	14.22	59.72	-80.51	67.47	'P'	26.69	'A'
'	'	6.80	13.95	54.36	-80.11	73.60	'P'	26.88	'A'
'	'	6.87	13.68	49.05	-79.35	79.73	'P'	27.07	'A'
'	'	6.93	13.40	43.79	-78.24	85.87	'P'	27.25	'A'
'19'	'	7.00	13.12	38.62	-76.78	92.00	'P'	27.44	'A'
'19'	'	7.00	13.12	38.42	-76.84	92.00	'P'	27.44	'A'
'	'	7.09	12.75	31.93	-74.54	96.93	'P'	27.68	'A'
'	'	7.17	12.38	25.65	-71.83	101.86	'P'	27.92	'A'
'	'	7.26	12.01	19.62	-68.72	106.79	'P'	28.16	'A'
'	'	7.34	11.63	13.88	-65.21	111.71	'P'	28.40	'A'
'20'	'	7.43	11.26	8.46	-61.29	116.64	'P'	28.64	'A'
'20'	'	7.43	11.26	8.34	-61.29	116.64	'P'	28.64	'A'
'	'	7.51	10.88	3.27	-56.98	121.57	'P'	28.88	'A'
'	'	7.60	10.50	-1.41	-52.26	126.50	'P'	29.12	'A'
'	'	7.69	10.12	-5.68	-47.14	131.43	'P'	29.36	'A'
'	'	7.77	9.75	-9.48	-41.62	136.36	'P'	29.60	'A'
'21'	'	7.86	9.37	-12.80	-35.70	141.29	'P'	29.84	'A'
'21'	'	7.86	9.37	-12.86	-35.51	141.29	'P'	29.84	'A'
'	'	7.94	8.99	-15.63	-29.18	146.21	'P'	30.08	'A'
'	'	8.03	8.62	-17.86	-22.83	142.45	'	30.32	'A'
'	'	8.11	8.25	-19.56	-16.88	137.31	'	30.56	'A'
'	'	8.20	7.88	-20.77	-11.38	132.21	'	30.80	'A'
'22'	'	8.29	7.51	-21.52	-6.35	127.15	'	31.04	'A'
'22'	'	8.29	7.51	-21.39	-6.32	127.15	'	31.04	'A'
'	'	8.37	7.15	-21.74	-1.74	122.12	'	31.28	'A'
'	'	8.46	6.79	-21.70	2.40	117.13	'	31.52	'A'
'	'	8.54	6.43	-21.34	6.08	112.18	'	31.76	'A'
'	'	8.63	6.08	-20.67	9.33	107.27	'	32.00	'A'
'23'	'	8.71	5.72	-19.75	12.13	102.40	'	32.24	'A'
'23'	'	8.71	5.72	-19.63	12.13	102.40	'	32.24	'A'
'	'	8.80	5.37	-18.48	14.50	97.56	'	32.48	'A'
'	'	8.89	5.02	-17.16	16.43	92.76	'	32.72	'A'
'	'	8.97	4.68	-15.68	17.93	87.99	'	32.96	'A'
'	'	9.06	4.33	-14.09	19.01	83.24	'	33.20	'A'
'24'	'	9.14	3.99	-12.43	19.66	78.52	'	33.44	'A'
'24'	'	9.14	3.99	-12.31	19.65	78.52	'	33.44	'A'
'	'	9.23	3.65	-10.62	19.88	73.83	'	33.68	'A'
'	'	9.31	3.31	-8.92	19.68	69.15	'	33.92	'A'
'	'	9.40	2.97	-7.26	19.06	64.49	'	34.16	'A'
'	'	9.49	2.63	-5.66	18.02	59.84	'	34.40	'A'
'25'	'	9.57	2.29	-4.18	16.57	55.21	'	34.64	'A'
'25'	'	9.57	2.29	-4.04	16.68	55.21	'	34.64	'A'
'	'	9.66	1.95	-2.69	14.81	50.58	'	34.88	'A'
'	'	9.74	1.62	-1.52	12.37	45.95	'	38.48	'
'	'	9.83	1.28	-0.59	9.15	41.33	'	43.95	'
'	'	9.91	0.94	0.03	5.07	36.71	'	49.43	'
'26'	'	10.00	0.61	0.26	0.12	32.09	'	54.91	'

'ANKERKRACHTEN RECHTS'
 KNOOP AFST ANKERKRACHT
 M KN/M
 4 1.00 75.42
 *FINISH

Tot slot nog wat algemene opmerkingen over dit voorbeeld.

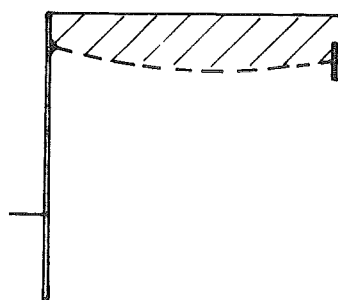
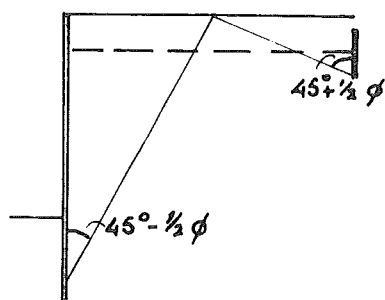
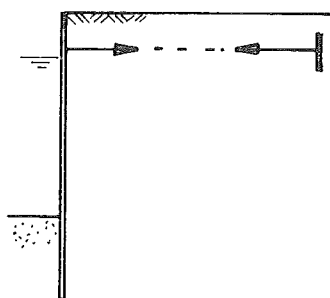
Uit dit eenvoudige geval, slechts één fase, blijkt al dat de hoeveelheid uitvoer erg groot is. Dit maakt een goede interpretatie van de resultaten er niet gemakkelijker op. Daarom zal al heel snel worden overgegaan op ook grafische presentatie van de uitvoer. Hierbij kunnen momenten-, dwarskrachten- en verplaatsingslijnen worden getekend met bijschrijving van de waarde van de diverse grootheden. Eén en ander maakt een goede interpretatie veel gemakkelijker en daarmee de kans op fouten geringer.

Uit de beschrijving van de faciliteiten blijkt dat heel eenvoudig stemfels of ankers op verschillende niveaus kunnen worden aangebracht, iets wat bij "Blum" slechts met "trucs" kon.

Onderwaterbeton kan als een grondlaag worden ingevoerd, uiteraard met aangepaste eigenschappen.

4.7. De verankering van de damwand

De ankerstang



De ankerkracht op de damwand wordt uitgeoefend door een ankerstang, die aan het andere eind is bevestigd aan een ankerplaat, of een doorlopende ankerwand waaraan de reactiekracht wordt ontleend.

In zandlagen worden de ankerstaven soms voorzien van een onder hoge persdruk met grout geïnjecteerd verankeringsgedeelte (groutanker).

De lengte van de ankerstang is bij ankerplaat of -wand zo groot, dat het passieve glijvlak vóór de ankerwand ($45^\circ + \frac{1}{2} \phi$) het actieve glijvlak achter de kerende wand ($45^\circ - \frac{1}{2} \phi$) niet snijdt. De ankerstang kan van een wartel worden voorzien om het spannen en in één lijn richten van de damwand te vergemakkelijken. Bij de verbinding van de ankerstang aan de gording die aan de damwand is bevestigd, wordt soms een schotelscharnier ingebouwd. De ankerstang kan dan vervormen mét de opgebrachte, in-

klinkende grond zonder bij de bevestiging aan de gording op een moment te worden belast. De ankerstang wordt tegen corrosie beschermd, bv. door omwikkelen met vet band.

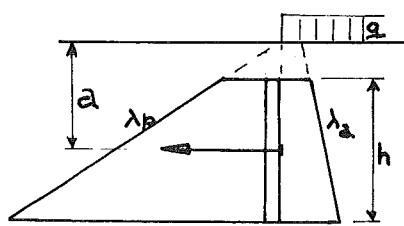
Bij het dimensioneren van de staaldoorsnede van het anker wordt de vergrotingsfactor (1,5) soms niet, soms wel in rekening gebracht (bij een stempeling van een bouwkuip vergroot men als regel de stempelkracht wel).

De ankerplaat

De ankerplaat of de doorlopende ankerwand moet de ankerkracht, vergroot met genoemde factor, opnemen door de ontwikkeling van de passieve gronddruk aan de voorzijde. Aan de achterzijde is er belasting van de actieve gronddruk en een bovenbelasting.

Het anker wordt zo mogelijk gesitueerd boven het grondwater en staat loodrecht op de ankerplaat, de wrijvingshoek $\delta = 0$.

De resulterende korrelspanning t.p.v. het anker is:



$$a \gamma_k \lambda_p - (q + a \gamma_k) \lambda_a, \text{ waarin}$$

a de afstand van anker tot maaiveld, q de bovenbelasting. De hoogte h van de plaat wordt bepaald uit:

$$h \left\{ a \gamma_k \lambda_p - (q + a \gamma_k) \lambda_a \right\} = A$$

Indien men de ankerkracht met de factor 1,5 heeft vermenigvuldigd, moet dit ook voor de ankerplaat gebeuren.

Het moment in de plaat is dan

$$M = 3/4 A \cdot 1/4 h = 3/16 A h$$

Uiteraard is ook een computerberekening van de ankerplaat of ankerwand mogelijk. Dit gaat op dezelfde wijze als beschreven bij de damwand, door gebruik te maken van een uitwendige kracht op de wand. Deze kracht is de bij de damwandberekening gevonden ankerkracht, vermenigvuldigd met de gewenste veiligheidscoëfficiënt.

4.8. Het evenwicht van de samengestelde constructie (damwand + ankerwand)

De complete constructie van keerwand, anker en ankerwand mét het ingesloten grondmassief wordt op evenwicht gecontroleerd. Het totale verticale gewicht G is dat van ingesloten grondmassief én de bovenbelasting. Horizontaal werken achter de ankerwand actieve korreldruk E_a + waterdruk W_1 , en vóór de keerwand passieve korreldruk E_p + waterdruk W_2 .

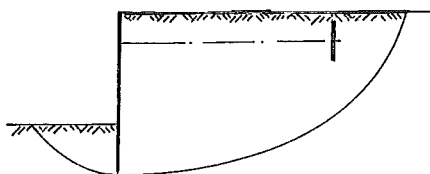
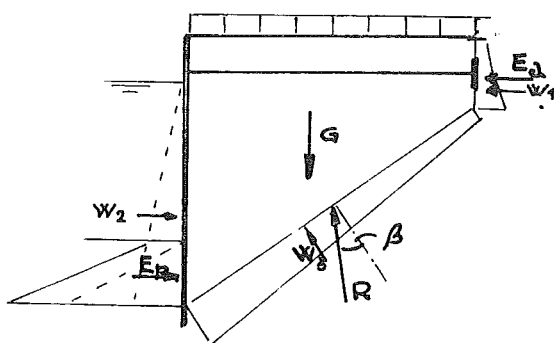
Tenslotte werkt op het vlak door de voet van de keerwand en ankerwand de opwaartse waterdruk W_3 en de resultante R van de korreldruk.

Genoemde krachten uitgezet in een krachtenveelhoek geven als sluitlijn de reactie R op het vlak door de voet van de wanden.

De eis voor evenwicht is nu dat de hoek β die de reactie R met de normaal op zijn vlak insluit, kleiner is dan de hoek van inwendige wrijving ϕ .

Bovendien is het raadzaam te onderzoeken of er geen glijvlakken zijn te vinden die gevaar opleveren voor instabiliteit. Voor de uitvoering van deze contrôle wordt verwezen naar de desbetreffende grondmechanicatheorie. Op grond van deze theorie zijn ook een aantal computerprogramma's ontwikkeld die deze contrôle

zeer snel uitvoeren door voor verschillende glijvlakken de veiligheid tegen afschuiven te bepalen.



4.9. Praktijk informatie over damwandconstructies

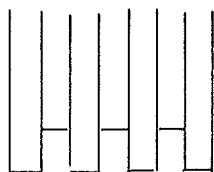
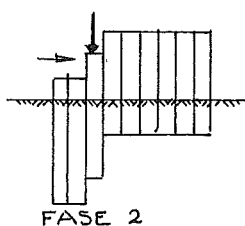
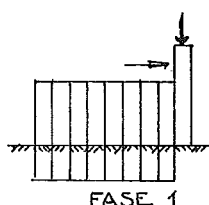
Ter beëindiging van deze paragrafen over het berekenen van damwanden nog enige losse opmerkingen, voornamelijk betrekking hebbend op de praktijk van de uitvoering.

Damwanden kunnen worden gemaakt van hout, beton en staal. Bij hout en beton beperkt de toepassing zich tot kleine wanden, vaak voor bescherming van kanaaloevers. De grotere wanden worden in staal gemaakt, dat hiervoor in verschillende kwaliteiten wordt geleverd (zie de diverse profielenboekjes van damwandfabrikanten).

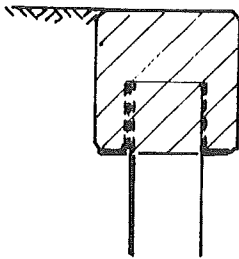
Ankerstaven zijn altijd van staal, terwijl voor de ankerwanden hetzelfde geldt als voor de damwand: kleinere van hout of beton (ankerschotten) en grotere van staal (de eigenlijke wand).

Ook is verankering aan paaljukken mogelijk, en zelfs aan in de grond geslagen enkele stalen palen, of aan in de grond door middel van een betonprop vastgezette ankers (groutankers).

Worden aan het scherm eisen gesteld voor wat betreft de waterdichtheid van de naden (sloten genoemd), dan kan een goede waterdichtheid worden bereikt door vóór het heien een bitumen emulsie of een kunststofstrip in het slot aan te brengen. Ook hiervoor wordt verwezen naar de publikaties van de verschillende fabrikanten.



De planken kunnen door heien of trillen in de grond worden gebracht. Vooral bij heien wordt een zekerder manier van in de grond brengen verkregen door het zg. "gestaffeld" heien. Hierbij worden eerst alle planken tot een bepaalde diepte in de grond geslagen, waarna het blok terugkeert naar de eerste plank en daarna alle planken tot een eventuele volgende tijdelijke diepte **wegslaat**. Het aantal staffels is afhankelijk van het verloop van de sondering. Een harde laag zal men liefst passeren met zoveel mogelijk geleiding aan weerszijden van iedere plank. Anderszids is het een relatief dure werkwijze. Door staffelen kan echter ook een besparing worden verkregen. Om de andere plank wordt dan aan de voet korter gehouden, bv. ca. 1 m of gelijk aan de diepte die voldoet aan de vrij opgelegde situatie.



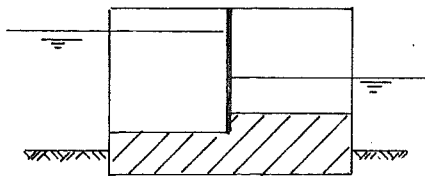
Vaak wordt de kop van een damwand in een gewapend betonnen of stalen gording opgesloten. Zijn hierop bolders aangebracht, dan spreidt de gording de troskracht, die ook door de verankering moet worden opgenomen.

Literatuur

- Publikaties van H. Blum: "Die Bautechnik 1932 - '49 - '50 - '51 - '58"
- Empfehlungen des Arbeitsausschusses "Ufereinfassungen"
- Empfehlungen des Arbeitskreises "Baugruben"
Die Bautechnik 1976 nr. 9 en 10
- ir. E. Horvat: "Geotechnische aspecten bij de aanleg van de metro", "Cement" 1977, nr. 10
- prof.ir. A.F. van Weele: "Hoe zinvol zijn verfijnde berekeningsmethoden voor grondkerende constructies"
Polytechnisch Tijdschrift b 1978, nr. 7
- Profielenboekjes van damwandfabrikanten.
- Erddruckmessungen (Bauwerken, Baugruben):
Die Bautechnik 1965, nr. 9 en 11 (Müller)
1967, nr. 8 (Müller)
1966, nr. 6 (Herb)
1968, nr. 2, 4, 9 (Vogel)
1968, nr. 9 (Briske)
1980, nr. 10, 12 (Briske)
- Leimdorfer: "Sheetpiling", Dock and Harbour A, febr. 1978
- Berekeningsmethoden damwanden, TH Delft, Civ. Techniek

4.10. Onderloopsheid- en achterloopsheid damwanden

4.10.1. Algemeen



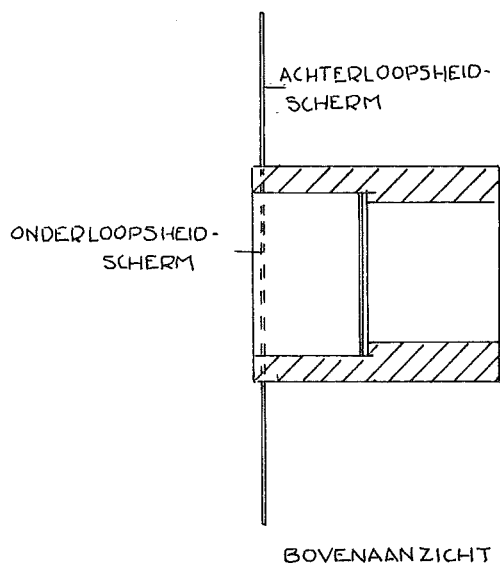
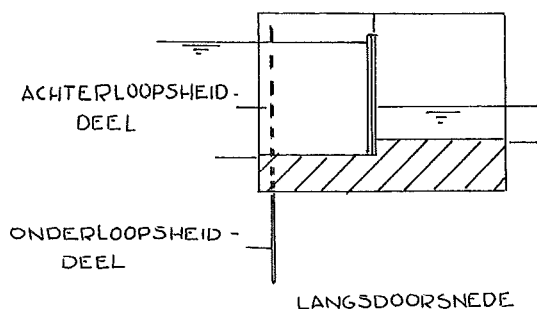
Aangezien grond een poreus medium is, zal bij waterkerende constructies altijd ook een watertransport door de bodem onder het kunstwerk plaatsvinden. De snelheden en hoeveelheden hiervan kunnen worden bepaald met de bekend veronderstelde theorie van de grondwatermechanica. In de

praktijk betekent dit het tekenen van een vierkantennet of, bij wat ingewikkelder constructievorm of bodemopbouw, het meten in een analogon. Met deze hulpmiddelen is het mogelijk op diverse plaatsen de stabiliteit van gronddeeltjes te controleren. De krachten die op de gronddeeltjes werken zijn dan: eigen gewicht, opwaartse kracht en stromingsdruk. In het bovenstaande wordt ervan uitgegaan dat de bodem strak tegen de onderzijde van het kunstwerk aansluit. Mocht dit bij funderingen op staal door ongelijkmatige zetting al twijfelachtig zijn, bij funderingen op harde elementen zoals palen of putten is zetting van het grondpakket t.o.v. de constructie zeker niet ondenkbeeldig, zodat hier zelfs op een spleet tussen constructie en grond moet worden gerekend. Het zal duidelijk zijn dat deze spleet een te geringe weerstand voor het water zal vormen en dat dit water zich met relatief hoge snelheden via de spleet van het hoge naar het lage niveau zal gaan bewegen. Ontgronding, en daardoor afname van de weerstand, dus toename van de snelheid, leidt via een steeds groter wordende spleet tot het uiteindelijke bezwijken van het kunstwerk. Dit proces wordt aangeduid met de Engelse term "piping". Deze vorm van lekkage, dus door het grondmassief onder de constructie heen, wordt in vaktermen "onderloopsheid" genoemd. Bovendien treedt het verschijnsel niet alleen onder de constructie op, maar ook aan de zijkant en heet dan "achterloopsheid".

Recent opgestelde risico-analyses voor een tunnelafrit die als waterkering moet functioneren gaven als resultaat dat de kans op het overstromen van het achterland door onder- en achterloopsheid vele malen groter is dan de kans op ditzelfde verschijnsel door het bezwijken van de betonconstructie.

Maatregelen om het verschijnsel te elimineren dienen erop gericht te zijn de weerstand in het grondmassief te vergroten. In de praktijk

gebeurt dit vaak door het aanbrengen van een damwandscherm zowel onder als naast de constructie.



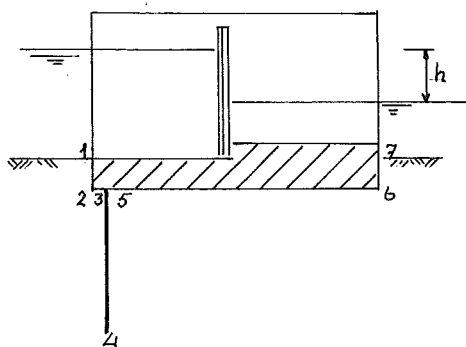
Over de bepaling van de lengte van deze schermen heerst nog grote onwetendheid. Verschillende berekeningsmethoden, van zeer grof tot enorm nauwkeurig, zijn in zwang, doch hebben alle de eigenschap niet exact te zijn. Alleen de eenvoudigste worden hier genoemd, voornamelijk omdat ze de problematiek goed illustreren en anderzijds omdat ze snel een indruk geven over de orde van grootte van het effect van de maatregel.

Voor de ingewikkelde wordt verwezen naar de betreffende literatuur (bv. de methoden van Pavlovsky en Chugaev).

Aangezien de verschijnselen onderen achterloopsheid in principe hetzelfde zijn, wordt in het navolgende alleen gesproken over onderloopsheid.

Tenslotte moet nog worden opgemerkt dat de berekeningswijzen alle zijn gebaseerd op funderingen op staal en dat tegen de spleet onder het kunstwerk op palen extra maatregelen moeten worden genomen (zie ook het desbetreffende hoofdstuk "Voorzieningen tegen onder- en achterloopsheid" van het college f1).

4.10.2. De methode van Bligh



De methode is gebaseerd op de aanname dat het drukverschil langs de stroomlijn aan de onderzijde van de constructie en de zijvlakken van de damwanden (in de figuur het traject 1-2-3-4-5-6-7) evenredig is met de lengte van de kwelweg,

ongeacht of deze een horizontaal, een verticaal of een schuin verloop heeft.

In formulevorm: $h = \frac{1}{C_B} L$

waarin: h = het verval over de constructie

C_B = een constante, afhankelijk van de grondsoort

L = totale kwel lengte

Bligh neemt een veiligheidscoëfficiënt van 1,5 in acht, zodat is te stellen: $L \geq 1,5 C_B h$.

In zijn boek: "The practical design of irrigation works", Constable & Company Limited, London 1925, worden voor verschillende grondsoorten de bijbehorende C_B -waarden gegeven (pg 165 en 166), bv.:

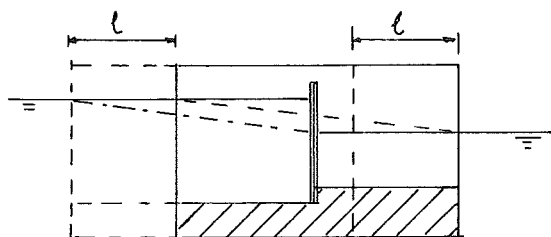
zeer fijn slib $C_B = 18$

fijn zand 15

grof zand 12

grind met zand 5 à 9

Zoals gezegd is de methode erg grof en geeft juist bij niet-afgeronde hoeken onjuiste snelheden (de stroomlijnen lopen daar zeer dicht bij elkaar).



Eén en ander wordt ge-illustriseerd aan de hand van een voorbeeld.

Bij nevenstaande constructie is het verloop van de drukhoogte ter plaatse van de fundering aangegeven met een ---- lijn.

Hieruit blijkt dat de vloer moet worden gedimensioneerd op een opwaartse kracht.

Wordt aan de benedenstroomse zijde de vloer over een lengte l ingekort en deze lengte aan de bovenstroomse zijde aangebracht, dan verschuift de drukhoogtelijn ook over deze lengte l naar links (in fig. ---), zodat de druk onder de bodemplaat benedenstrooms minder wordt.

Weliswaar ondervindt de aangebrachte bovenstroomse vloer een grote opwaartse druk, doch hier is ook een grote neerwaartse belasting door het water aanwezig.

De bovenstrooms aangebrachte vloer kan vervallen als onder de constructie een damwand wordt geslagen met een lengte gelijk aan de halve lengte

van de vloer. Ook de plaats van deze damwand is bepalend voor de hoogte van de druk onder de vloer: hoe verder naar de linker constructierand, hoe lager de belasting op de benedenstroomse vloer.

In het algemeen geldt dat plaatsing zoveel mogelijk bovenstrooms gunstig is in verband met de stabiliteit van het constructie-onderdeel (bv. landhoofd).

4.10.3. De methode van Lane

Lane heeft de theorie van Bligh aangevuld op basis van een onderzoek aan ruim 200 dammen van metselwerk. Hij stelt dat verticaal geplaatste constructiedelen meer weerstand bieden tegen stroming dan horizontale. Hellingen groter dan 45° worden geacht verticaal te zijn, hellingen **kleiner** dan 45° horizontaal.

Zijn voorstel is de horizontale vlakken slechts voor een derde deel mee te rekenen.

Volgens Bligh was

$$C_B = \frac{\sum L_{\text{vert.}} + \sum L_{\text{hor.}}}{h}$$

terwijl Lane nu stelt

$$C_L = \frac{\sum L_{\text{vert.}} + \sum \frac{1}{3} L_{\text{hor.}}}{h}$$

Op grond van deze aanname ondergaan ook de grondconstanten wijzigingen. In zijn artikel "Security from under-seepage", gepubliceerd in "Transactions of the American Society of Civil Engineers", volume 100, pagina 1257 geeft hij de volgende waarden:

zeer fijn zand of silt	$C_L = 8,5$
fijn zand	7,0
middelfijn zand	6,0
grof zand	5,0
fijn grind	4,0
etc.	

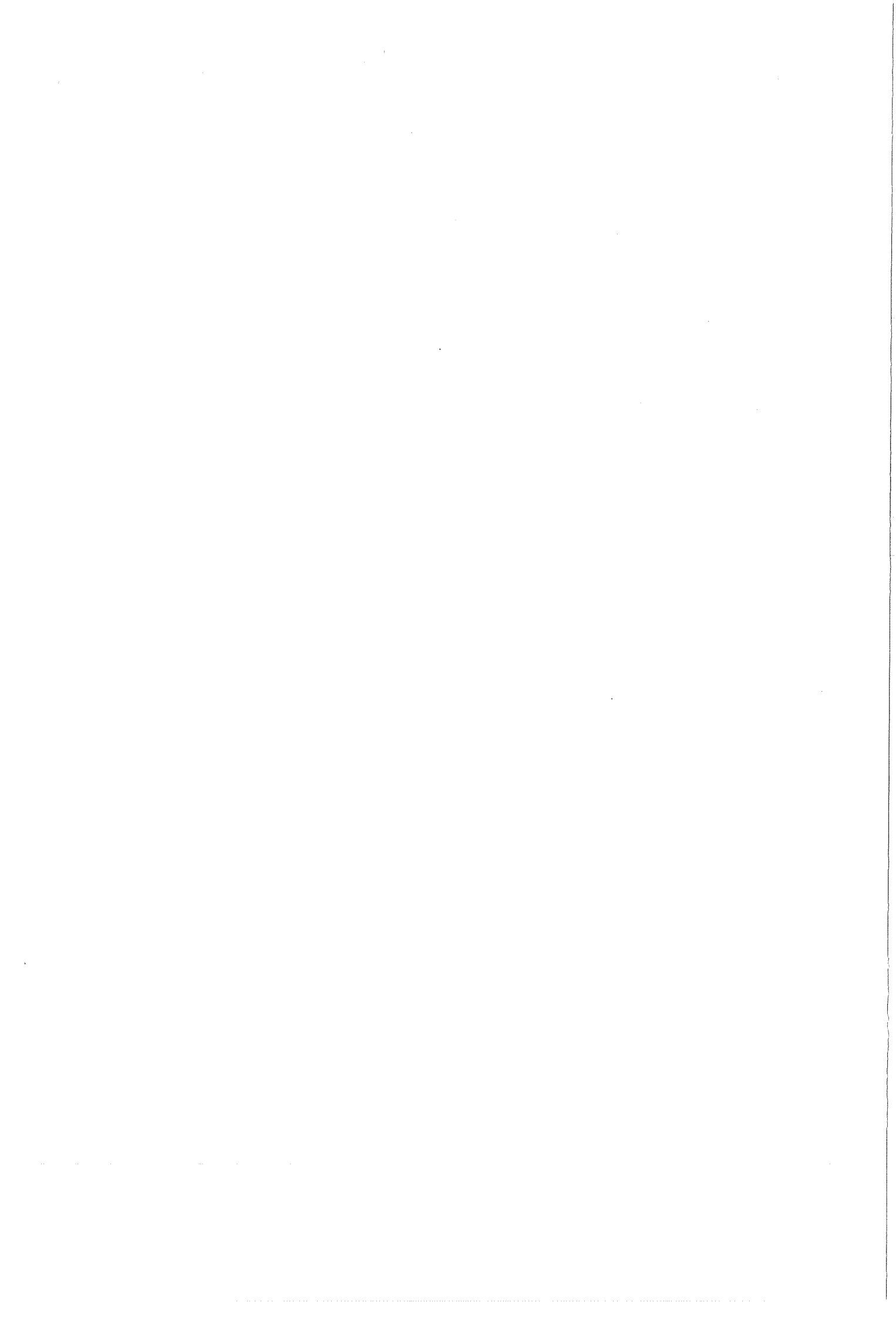
De verticale en horizontale vlakken mogen echter alleen volledig resp. voor een derde deel in rekening worden gebracht als aan de volgende voorwaarden wordt voldaan:

1. het bouw materiaal moet direkt aansluiten tegen de ongeroerde omtrek van de sleuf.
2. de wanden moeten dicht zijn en waterdicht aansluiten op de vloerplaat.

Uit de eerste voorwaarde volgt dat indien op een echte spleet onder de constructie moet worden gerekend, dus bij een fundering op harde elementen, de kwelweg langs de bodemplaat in het geheel niet mag worden meegerekend, tenzij maatregelen ter afsluiting van deze spleet worden genomen.

De tweede voorwaarde legt een grote verantwoordelijkheid bij het uitvoerend en toezichthoudend personeel.

In het algemeen leidt een berekening volgens Bligh tot grotere damwandlengten dan die volgens Lane. In Nederland wordt meestal Lane toegepast. De ervaring daarmee is gunstig, zij het dat de methode zeker nog niet goed is onderbouwd.



Hoofdstuk 5. BOUWPUTTEN

5. 1. De klassieke bouwput

De meeste waterbouwkundige kunstwerken bevinden zich geheel of gedeeltelijk in of nabij het water. Dit houdt in dat voor hun bouw aparte voorzieningen of maatregelen nodig zijn, die soms mede bepalend zijn voor het ontwerp van het uiteindelijke kunstwerk.

In grote lijnen kunnen drie werkwijzen worden onderscheiden:

1. in het water wordt een tijdelijke rondgaande waterkering opgeworpen. Na het droogpompen van de aldus omsloten ruimte wordt daarin het eigenlijke kunstwerk gebouwd. Voorbeelden zijn een stalen damwandkuip rondom een in aanbouw zijnde rivierpijler van een brug en de tijdelijke ringdijk rondom de spuisluisen in het Haringvliet;
2. het kunstwerk wordt "op het land" buiten de eigenlijke waterloop gebouwd in een aldaar te graven bouwput. Na voltooiing wordt de waterloop dusdanig verlegd, dat het kunstwerk daarin is opgenomen. Een voorbeeld is de aanleg van een stuwcomplex in een bouwput gesitueerd "op het land" in de binnenbocht van een rivier. Later wordt de stuw opgenomen in het verlegde bed, dat de bocht afsnijdt;
3. het kunstwerk wordt elders geprefabriceerd, drijvend vervoerd en op zijn definitieve plaats afgezonken door het aanbrennen van ballast. Dit is bijvoorbeeld het geval bij de in hoofdstuk 8 te behandelen gezonken tunnels.

De keuze tussen de verschillende bouwmethoden is afhankelijk van de aard van het kunstwerk, de plaatselijke omstandigheden, de kosten etc. Zo zal bij werkwijze 1 bijvoorbeeld rekening moeten worden gehouden met de hinder voor de scheepvaart en de waterafvoer (het "eiland" vormt een obstakel in de waterweg) en met het feit, dat de bouwplaats minder eenvoudig bereikbaar is voor personeel, materieel en materialen.

In het navolgende zullen we onze aandacht richten op de "op het land" gebouwde kunstwerken (methode 2). Misschien is de omschrijving "op het land" niet geheel juist, want door hun aard zullen de meeste waterbouwkundige kunstwerken voor een belangrijk gedeelte onder het maaiveld liggen. Een mogelijkheid is het kunstwerk te bouwen in een zogenaamde klassieke bouwput (zie fig. 5.1, waar als voorbeeld een sluis -in dwarsdoorsnede- is aangegeven): een door taluds begrensde ingraving, waarvan de bodem ligt op het niveau van de onderzijde van het te maken kunstwerk en waarvan de breedte correspondeert met de buitenmaten van de definitieve constructie vermeerderd met enige ruimte voor het plaatsen van de bekistingen en eventueel voor werkwegen en kraanbanen. Vanaf de bodem worden palen (indien een fundering op staal niet mogelijk is) en onderloopshedschermen geheid en na het aanbrengen van de werkvloer wordt de betonconstructie gemaakt. Na voltooiing wordt de put vanaf de insteek tot aan de wanden aangeaard.

De eigenlijke bouw geschiedt in den droge en dus zal een bemaling ervoor moeten zorgen, dat gedurende de uitvoering het grondwater tot beneden de putbodem wordt verlaagd. De voorafgaande ontgraving wordt meestal droog verricht, alhoewel de bouwput soms wordt gebaggerd. De keuze tussen een natte of droge ontgraving wordt bepaald door kostenafwegingen, waarvoor mede van belang zijn: het makkelijk kunnen aanvoeren van baggermaterieel (indien de bouwput zich direct naast open water bevindt,

behoeft slechts een korte toegangseul te worden gebaggerd); het vinden van voldoende ruimte voor depots en bezinkingsbassins in de omgeving (baggerdepots kunnen vaak minder hoog worden opgezet dan droge depots, althans indien de uitvoering in een kort tijdsbestek geschiedt, en vragen daardoor meer oppervlak); het feit, dat bij een droge ontgraving vrijwel direct kan worden begonnen met de definitieve constructie wanneer slechts een gedeelte van de put op diepte is gebracht, terwijl bij een gebaggerde put een afsluitdam moet worden gemaakt na het verdwijnen van het baggermaterieel en pas dan kan worden begonnen met het droogmaken van de gehele put, etc.

In par.5.2. en 5.3, zal nader op een aantal facetten van de klassieke bouwput worden ingegaan, te weten op de stabiliteit van de taluds en de bemaling. In par.5.4. worden enige mogelijke bezwaren van deze bouwmethode voor de omgeving beschreven: het relatief grote ruimtebeslag (de taluds vragen meer ruimte dan voor de uiteindelijke constructie nodig is; ruimte die niet altijd beschikbaar is) en de eventuele gevolgen van de bemaling voor de omgeving (bijv. zettingen). Deze negatieve effecten van de klassieke bouwput zijn meestal acceptabel en spelen soms in het geheel niet (voldoende goedkope terreinen aanwezig; niet altijd zullen zettingen optreden en indien dit toch het geval is, behoeven er zich geen voor zetting gevoelige objecten in de buurt te bevinden).

In par.5.5, worden tenslotte andere methoden aangegeven om het kunstwerk te bouwen, want in wezen is de klassieke bouwput slecht één van de mogelijkheden om het kunstwerk tot stand te brengen: men kan bijv. overwegen om de put te begrenzen door damwanden in plaats van taluds (kleiner ruimtebeslag) of de bemaling te vermijden door het werk uit te voeren in een waterdichte kuip zijdeling begrensd door damwanden en aan de onderzijde door een bodemafsluiting (zie bijv. fig. 5.11), enz. enz.

In Nederland is de klassieke bouwput meestal de goedkoopste oplossing, maar bijzondere omstandigheden (eisen van de omgeving) kunnen ertoe leiden één van de andere mogelijkheden genoemd in par.5.5. te kiezen.

5. 2. De stabiliteit van de bouwput-taluds.

De taluds worden als regel zo steil mogelijk opgezet teneinde het grondverzet (ontgraven en later weer aanvullen) en het ruimtebeslag (aankoop terreinen etc.) zoveel mogelijk te beperken.

In het algemeen zullen de taludhellingen in Nederland liggen in de orde van 1:2 à 1:3, afhankelijk van de grondsoort. Dit is echter een te summiere opmerking om hierop te kunnen ontwerpen. Een gedetailleerde evenwichtsberekening is dan ook noodzakelijk. Deze zal als regel worden uitgevoerd door een grondmechanisch adviesbureau aan de hand van terreinmonsters (boringen met ongeroerde monsters) en laboratoriumproeven op deze monsters (volumegegewicht, wrijvingseigenschappen). Teneinde enig inzicht te geven volgt hieronder de opzet van een dergelijke berekening.

De ervaring heeft geleerd dat afschuivingen vaak optreden volgens cirkelvormige schuifvlakken (dit zal echter niet het geval zijn bij zeer slappe gronden, die bij afschuiving geen duidelijke schuifvlakken te zien geven, doch waar de teen van het talud uiloopt als een dikke stroop).

De berekening is erop gericht om het meest ongunstige schuifvlak te vinden; met andere woorden dat vlak, waarbij de veiligheid het kleinst is. Deze kleinste veiligheid moet dan aan de gestelde eisen voldoen.

In het schuifvlak zullen zich schuifspanningen ontwikkelen, welke maximaal (in de evenwichtssituatie juist voor het moment van afschuiven) de volgende waarde bereiken:

$$\tau_s = \sigma_n \cdot \tan\phi + c$$

waarin τ_s = totale schuifspanning

σ_n = korrelspanning loodrecht op het schuifvlak

ϕ = hoek van inwendige wrijving

c = cohesie.

De veiligheidsfactor is dat getal, waardoor de grondparameters $\tan\phi$ en c moeten worden gedeeld opdat de afschuivende grondmassa juist in evenwicht verkeert. Voor tijdelijke ontgravingen, zoals de beschouwde bouwputten, wordt de veiligheidsfactor als regel op 1,2 gesteld, terwijl zij voor blijvende taluds tenminste 1,3 moet bedragen.

In figuur 5.2 wordt aangetoond, dat bij grond, waarin alleen de cohesie een rol speelt ($\tan\phi=0$) het middelpunt 0 van het meest ongunstige cirkelvormige glijvlak boven het midden van het talud (M) moet liggen. De krachten, welke op het grondmassief ingesloten door de cirkel werken, zijn: het (verticale) eigen gewicht van de grondmoot G, de gesommeerde korrelspanningen σ_n (loodrecht op het cirkelvlak en dus gaande door 0) en de cohesie c (werkend langs de gehele cirkelomtrek met een constante waarde onafhankelijk van de diepte).

G en σ_n zijn niet aangegeven in de figuur. Beschouwen we het momenten-evenwicht om O , dan constateren we dat G rechts daarvan ligt en dus de afschuiving bevordert, dat c die tegenwerkt en dat de gesommeerde korreldruk σ_n geen invloed heeft (gaat door O). Verschuiven we O iets naar rechts of naar links ten opzichte van het midden van het talud M , dan neemt in beide gevallen het aandrijvend moment af met $a \Delta G$. Met andere woorden de situatie met O boven M is de meest ongunstige. Overigens zullen een aantal cirkels met hun middelpunt op deze verticaal moeten worden onderzocht, totdat de meest ongunstige situatie is gevonden.

In figuur 5.3 is een cirkelvormig schuifvlak getekend voor een grond met $c=0$ en $\tan\phi > 0$. Zoals hierna bij de meer gedetailleerde berekening zal worden uitgelegd, wordt de grondmoot boven de cirkel-omtrek verdeeld in een aantal lamellen, onderling gescheiden door verticale vlakken. Een van die lamellen, NAB , is in de figuur aangegeven. Op deze lamel werken: het eigen gewicht G (hier niet getekend), een steundruk P welke wordt geleverd door de aangrenzende lamel (de hoek, welke P maakt met de horizontaal kan nooit groter zijn dan ϕ) en de resultante Q van de korreldrukken werkend op het cirkelvlak ABC . (de korreldrukken zijn samengesteld uit σ_n , de korreldruk welke loodrecht op het schuifvlak werkt en de schuifspanning

$\tau_s = \sigma_n \cdot \tan\phi$). Q maakt een hoek ϕ met de straal van de cirkel. Dit betekent, dat in de evenwichtssituatie de krachten Q , die werken op de verschillende lamellen (de anderen zijn niet getekend), raken aan een cirkel met straal $R \sin\phi$ (de wrijvingscirkel). Bekijken we weer het moment om O : G veroorzaakt een aandrijvend moment, Q verzet zich daartegen, terwijl P , een inwendige kracht, geen rol speelt (de krachten P compenseren elkaar: de lamel ABN belast de naastliggende met een kracht P , maar omgekeerd levert deze aangrenzende lamel de steundruk voor de belasting P). Verschuiven we O een weinig naar links of naar rechts dan neemt het aandrijvend moment af met $a \Delta G$. Met andere woorden de "ongunstigste" cirkels zijn die, waarbij de wrijvingscirkel raakt aan de verticaal door het midden van het talud en waarvan het middelpunt ten opzichte van die verticaal ligt aan de zijde van de teen van het talud.

Voor gronden met c en $\tan\phi$ beide groter dan nul ligt het midden van de ongunstigste cirkel tussen de situaties getekend in de figuren 5.2 en 5.3 (dus verticaal door M snijdt de wrijvingscirkel).

In figuur 5.4 wordt de stabiliteit van een talud in een grond met $c=0$ nader onderzocht. Het segment is verdeeld in de lamellen I t/m III en wel dusdanig, dat de scheidingsvlakken door de knikpunten van het talud gaan. Begonnen wordt met de stabiliteit van lamel I. Hierop werken het naar grootte en plaats bekende eigen gewicht G_1 , de resultanten van de korreldrukken Q_1 (grootte niet bekend; het aangrijpingspunt op de cirkel moet dusdanig worden gekozen, dat de spanningen waarvan zij de resultante is, op aanmerkelijke wijze zijn verdeeld over het cirkelgedeelte van lamel I; moet raken aan de wrijvingscirkel) en de steundruk P_{1-2} , welke lamel II op lamel I uitoefent (grootte niet bekend; hoek met de horizontaal kleiner dan ϕ ; het aangrijpingspunt op het scheidingsvlak moet realistisch zijn voor de drukken waarvan zij de resultante is). Uit G_1 worden nu de grootten van Q_1 en P_{1-2} bepaald. P_{1-2} is een belasting op lamel II en wordt samengesteld met G_2 tot een resultante, welke vervolgens wordt ontbonden over Q_2 en P_{2-3} . Tenslotte wordt het evenwicht van lamel III onderzocht: uit de bekenden G_3 en P_{2-3} wordt Q_3 bepaald. Het blijkt dat Q_3 niet aan de wrijvingscirkel raakt.

Zou zij dit wel hebben gedaan, dan zou het talud nog juist in evenwicht zijn geweest. Zou zij de wrijvingscirkel hebben gesneden, dan zou de veiligheid groter dan 1 zijn geweest. Nu zal de grond afschuiven en zal derhalve een flauwer talud moeten worden onderzocht.

Als regel is deze controle een bewerkelijke zaak: verschillende cirkels zullen moeten worden onderzocht totdat de meest ongunstige is gevonden. Indien we voor de meest ongunstige vinden dat Q3 de wrijvingscirkel snijdt, weten we nog niet hoe groot de numerieke veiligheid is. Eigenlijk zouden we de gehele berekening voor verschillende waarden van ϕ' ($<\phi$) moeten proberen, net zolang tot Q3 juist aan de wrijvingscirkel raakt. De verhouding $\tan\phi:\tan\phi'$ geeft ons dan de veiligheid als eerder in deze paragraaf gedefinieerd.

Nog gecompliceerder wordt de zaak indien we te maken krijgen met grond, die zowel een ϕ als een c "bezit", en indien, zoals meestal het geval in Nederland is, de grond is opgebouwd uit meerdere lagen, elk met een eigen waarde voor ϕ en c . Bovendien zal men meestal grondwater aantreffen, freatisch dan wel spanningswater. Opgemerkt zij, dat grondwater enerzijds het eigen gewicht van de lamellen vergroot en anderzijds een opwaartse kracht tegen de onderzijde van de lamel geeft, welke gericht is op het middelpunt van de cirkel. De grafische benadering wordt hierdoor bewerkelijker en men zal zijn toevlucht nemen tot computer-berekeningen, bijvoorbeeld het door het Laboratorium voor Grondmechanica te Delft gehanteerde Genesys Substelsysteem "Stagrom/1".

Het aantal lamellen wordt daarbij vergroot, ondermeer met de voorwaarden, dat de gehele onderzijde van één lamel zich altijd onder of geheel boven de freatische lijn bevindt. Voor verschillende cirkels wordt dan de grootte van de veiligheid bepaald, waarbij voor de verschillende grondlagen dezelfde veiligheidsfactor geldt.

Tenslotte zij opgemerkt, dat, indien men een uit verschillende lagen opgebouwde grond toch grafisch zou willen benaderen, men niet één wrijvingscirkel heeft doch meerdere, elk met een andere straal $R\sin\phi$ afhankelijk van de waarde van ϕ voor de betreffende laag, zij het alle met hetzelfde middelpunt, namelijk dat van de afschuifcirkel.

5.3. De bemaling

Vrijwel zonder uitzondering moeten de bouwputten voor waterbouwkundige kunstwerken tijdens de uitvoering worden drooggehouden door middel van een bemaling, waarbij het wenselijk is, dat de grondwaterstand tot ca. 0,50 m beneden de putbodem wordt verlaagd teneinde goed te kunnen werken. Ook voor de taluds is een goede ontwatering van belang: uittredend water zal de stabiliteit niet ten goede komen en ditzelfde geldt voor te grote stijghoogten in de grondlagen direct onder het talud. Afschuivingen worden vaak veroorzaakt door het feit, dat in slecht doorlatende lagen de grondwaterspanning zich niet voldoende snel aanpast aan de vermindering van het gewicht door de ontgraving (m.a.w. de vermindering resulteert dan voornamelijk in een afname van de korreldrukken, waardoor zich onvoldoende wrijving kan ontwikkelen). Een ander probleem is het opbarsten van de putbodem, indien zich daaronder een slecht doorlatende laag bevindt.

Wanneer de stijghoogte in een hieronder gelegen watervoerende laag niet voldoende wordt verlaagd (d.m.v. een zogenaamde spanningsbemaling) wordt de bodem van de put omhoog gedrukt, daar door de ontgraving de bovenbelasting is verminderd.

In principe zijn twee bemalingstypen mogelijk:

1. een open bemaling, waarbij afvoersloten of drains langs de teen van het talud het water naar putten brengen, van waaruit het met behulp van vuilwaterpompen uit de bouwput wordt verwijderd;
2. een bronbemaling (zie figuur 5.5), waarbij de volgende typen kunnen worden onderscheiden:

- a. een vacuumbemaling met gesloten putten, waarbij de stijgbuis van elke put via een flexibele leiding wordt aangesloten op de gemeenschappelijke zuigleiding. De onderdruk in de zuigleiding wordt verkregen door een centrifugaal- of plunjerpomp;
- b. een vacuumbemaling met open putten. Het systeem is gelijk aan dat van a, zij het dat in iedere put een haalbuis hangt, en heeft het voordeel ten opzichte van a dat de waterstand in de putten maximaal kan worden verlaagd, mits de haalbuizen voldoende lengte hebben;
- c. een bemaling met onderwaterpompen, waarbij in elke put een pomp wordt gehangen.

Een open bemaling is slechts mogelijk bij een geringe verlaging in slecht doorlatende gronden (hooguit 4 à 5 m in klei).

Doordat de onderdruk nooit meer kan zijn dan de atmosferische druk (≈ 10 m waterkolom), is de grondwaterstandsverlaging, die men met een vacuumbemaling kan bereiken, zelden meer dan 4 m. Bij diepe bouwputten moet een vacuumbemaling dan ook in trappen worden aangebracht. Het toepassingsgebied loopt van slibhoudende tot grove zanden. De opbrengst per put ligt in de orde van 1,5 à 2 m³/uur.

Bij onderwaterpompen, die in het grondwater hangen, speelt de beperking door de zuighoogte niet (voornamelijk persen i.p.v. zuigen). De daardoor te bereiken grote grondwaterstandsverlagingen maken dit type aantrekkelijk voor de bouw van waterbouwkundige kunstwerken. De installatie is bedrijfszekerder dan bij een vacuumbemaling, waar luchtlekkages tot problemen kunnen leiden ("luchttrekken" in één put kan veroorzaken dat de wateropbrengst van alle putten aangesloten op één pomp stopt). Wel moet men er voor zorgen dat de pomp diep genoeg hangt om droogvallen te voorkomen. Zij worden toegepast in het gebied lopend van fijn zand tot grof grind. De capaciteit van de pompen varieert van 5 tot 250 m³/uur (in de waterbouw worden meest pompen van 40 tot 100 m³/uur toegepast).

Alhoewel de opzet van een bemaling als regel het werk is van gespecialiseerde adviseurs, zal hieronder een schets worden gegeven van de berekening teneinde enig inzicht in deze materie te verschaffen.

In principe kunnen we grondwater onderverdelen in twee soorten: freatisch en spanningswater. Bij de eerste soort stelt zich in een goed doorlatend grondmassief een vrije waterspiegel in, bij de tweede bevindt zich een geheel met water gevulde, goed doorlatende laag tussen twee verticaal afsluitende lagen.

We zullen eerst nagaan welk freatisch vlak zich instelt in het cirkelvormig eiland van figuur 5.6, waar in het middelpunt een bemalingsput is geplaatst. De ondergrond van het vrije water rondom het eiland en onder het eiland zelf is niet doorlatend in tegenstelling tot de opbouw van het eiland. Voordat de pomp wordt aangezet is de grondwaterspiegel gelijk aan het niveau van het open water.

Geleidelijk aan daalt de spiegel totdat een stationnaire toestand is bereikt, die we nader zullen onderzoeken. We gaan hierbij uit van de filterwet van Darcy:

$$Q = k.F.\frac{dh}{dr}$$

waarin Q = debiet (m^3/sec)
 k = doorlatendheidscoëfficiënt (m/sec)
 F = filteroppervlak (m^2)
 $\frac{dh}{dr}$ = verhang

voor het eiland betekent dit:

$$Q = k.2\pi r h.\frac{dh}{dr}$$

$$\text{of } 2hdh = \frac{Q}{\pi k} \cdot \frac{dr}{r}$$

waarvan de oplossing is:

$$h^2 = \frac{Q}{\pi k} \ln r + C$$

voor $r = R$ geldt:

$$H^2 = \frac{Q}{\pi k} \ln R + C$$

Trekken we beide vergelijkingen van elkaar af, dan is het resultaat:

$$H^2 - h^2 = -\frac{Q}{\pi k} \frac{\ln r}{R} \quad \dots (1)$$

Op overeenkomstige wijze kunnen we voor het spanningswater in de doorlatende laag van figuur 5,7 de volgende relatie afleiden:

$$H - h = -\frac{Q}{2\pi k D} \frac{\ln r}{R} \quad \dots (2)$$

Meestal is de afdekkende laag niet volledig afsluitend en krijgen we onvolkomen spanningswater. In figuur 5,8 is een veelvoorkomend profiel aangegeven: twee goed doorlatende lagen gescheiden door een slecht doorlatende kleilaag met dikte d . We nemen aan, dat door onttrekking aan het onderpakket geen verlaging van de waterstand in het bovenpakket optreedt (dit wordt bijv. gerealiseerd door poldersloten in het bovenpakket). Dit betekent dat het onderpakket via de kleilaag voeding krijgt vanuit het bovenpakket. Volgens Darcy bedraagt deze voeding $L = k' \cdot \frac{H - h}{d}$ per eenheid

van oppervlak, waarin k' de verticale doorlatendheidscoëfficiënt van de kleilaag is. Voor dit geval kan de volgende relatie worden afgeleid (zie ook collegedictaat b90 van Prof. ir. A. Verruijt):

$$H - h = \frac{Q}{2\pi k D} K_0(r/\lambda) \quad \dots (3)$$

waarin $K_0(r/\lambda)$ een gemodificeerde Bessel-functie van de eerste soort, orde nul is (zie bijvoorbeeld collegedictaat b90, appendix A of Abramowitz & Stegun: Handbook of mathematical functions).

λ , de zogenaamde lekfactor (eenheid: meters), kan bepaald worden uit:

$$\lambda^2 = kDC, \text{ waarin } C \text{ (de weerstand van de kleilaag; } \\ \text{éénheid: seconden; soms ook etmalen) } = \frac{d}{k'}$$

Met de formules 1 t/m 3 voor respectievelijk freatisch, volkomen en onvolkomen spanningswater kunnen de meeste stationnaire stromingsbeeldingen worden berekend. Alvorens enige globale berekeningsvoorbeelden te geven volgen hier nog een aantal opmerkingen.

1. De formules zijn allemaal afgeleid voor zogenaamde volkomen putten, dat wil zeggen dat hun filter over de volle hoogte van de laag, waaraan water wordt onttrokken, doorloopt. Dit zal lang niet altijd het geval zijn. Indien het ondereinde van de put bij freatisch water niet samenvalt met een ondoorlatende laag wordt formule 1 meestal ook toegepast, daar gebleken is, dat het water beneden de onderzijde van de put vrijwel niet aan de stroming deelneemt (m.a.w. denk de doorlatende laag niet dieper dan de onderzijde van de put). Indien de ondoorlatende laag op grote diepte ligt beveelt Sichardt aan om het aldus berekende debiet met 20% te vergroten.

2. De formules zijn afgeleid voor een cirkelvormig eiland, een niet alledaagse situatie. In werkelijkheid ligt de te bemalen bouwput meestal op het land. Onder R wordt dan verstaan de afstand uit de put, waarop de verlaging nagenoeg nul is. Voor kleine bemalingen wordt R wel eens benaderd door de empirische formule van Sichardt: $R = 3000 (H - h)\sqrt{k}$, waarin als eenheden worden gebruikt meters en seconden.

Voor grote bemalingen gaat men af op ervaring of de indicaties uit de onder 5 te noemen pompproeven. Zoals in het rekenvoorbeeld zal worden aangetoond is de invloed van een "foute" schatting van R beperkt door het feit, dat het om de (natuurlijke) logaritmie van $1/R$ gaat.

3. De formules zijn afgeleid voor één put in het centrum. In werkelijkheid zullen rondom de bouwput een aantal bemalingsputten worden geïnstalleerd. Voor de formules 2 en 3 bestaat een lineair verband tussen Q en de verlaging. Hier geldt het superpositie-beginsel, dat wil zeggen, dat in enig punt de totale daling gelijk is aan de som der dalingen veroorzaakt door de individuele putten.

Bij freatisch water (formule 1) is dit niet het geval; daar moet men de verschillen van de kwadraten van H en h superponeren. In dit verband zij opgemerkt, dat voor freatisch water in de praktijk zeer vaak toch formule 2 wordt gebruikt. Dit kan als volgt worden gerechtvaardigd. Deel formule 1 door $(H + h)$. We krijgen dan:

$$H - h = - \frac{Q}{\pi k (H+h)} \cdot \frac{\ln r}{R}$$

Door $H + h$ gelijk te stellen aan $2D$ gaat formule 1 in 2 over. We hebben dan wel een andere definitie voor D ingevoerd, namelijk niet meer de dikte van de waterdoorlatende laag, maar de gemiddelde waarde van de grootste en de kleinste waterhoogte in het beschouwde gedeelte van het watervoerende pakket.

Gebruiken we formule 2 dan kunnen we weer uitgaan van het lineair superpositie beginsel, dat eerder is genoemd voor spanningswater.

4. De formules zijn afgeleid voor de stationnaire toestand. Voor de daaraan voorafgaande niet-stationnaire fase gelden andere formules (zie bijv. Ing. A.A. Peeters "Algemene beschouwingen over het bemalen van bouwputten" in het cursus-dictaat "Bemaling van bouwputten 1978-1979" van de Stichting Postdoctoraal Onderwijs in de Civiele Techniek). Meestal worden bemalingen echter ~~ontworpen~~ op de stationnaire toestand, waarbij het wel zaak is de pompen tijdig aan te zetten, want het duurt enige tijd totdat de stationnaire toestand (en de gewenste situatie) is bereikt. Voorts dient de bemaling voldoende overcapaciteit te bezitten voor het opvangen van neerslag (een grotere verlaging dan technisch noodzakelijk kan een buffer vormen voor extreme regenval).

5. Bepaalde parameters, zoals de doorlatendheidscoëfficiënt k kunnen ontleend worden aan de laboratoriumproeven op ongeroerde monsters. Zij zijn echter meestal niet representatief voor het omvangrijke gebied waarin de grondwaterstroming zich afspeelt. Het is dan ook gewenst zo niet noodzakelijk een pompproef te doen: een bemalingsput met daaromheen een aantal raaien met peilputten. Uit de pompproef worden parameters zoals het doorlaatvermogen kD (meestal uitgedrukt in m^2 /etmaal) en de lekfactor λ (in meters) bepaald. Voor een nadere beschrijving zij verwezen naar het onder 4 vermelde artikel van Ing. A.A. Peeters).

6. In de regel bevinden de bouwputten zich nabij waterlopen (rivieren, kanalen), waarin het waterbouwkundige kunstwerk later wordt opgenomen. Deze waterloop kan dan optreden als een "voedende" grens. Ter plaatse van de grens wordt de stijghoogte dan niet beïnvloed door de bemaling. Rekentechnisch kan men dit benaderen door de introductie van een denkbeeldige "spiegelput": vanuit de bemalingsput trekt men een loodlijn op de voedingsgrens en op deze loodlijn doch aan de andere zijde van de grens projecteert men een injectieput, die dezelfde hoeveelheid water injecteert als de bemalingsput onttrekt. Door de afstanden tot de grens gelijk te nemen, wordt bereikt dat langs de grens, tenminste als deze recht is, de stijghoogte gelijk blijft (de verlaging hier veroorzaakt door de bemalingsput wordt ongedaan gemaakt door een gelijke verhoging bewerkstelligd door de injectieput). Met deze beide putten kan men op ieder gewenst punt aan de bemalingszijde van de grens de optredende verlaging berekenen. Bij volkomen spanningswater geldt bijvoorbeeld voor een punt op de loodlijn (indien de afstand van de bemalingsput - en dus ook van de injectieput - tot de grens A bedraagt):

$$\text{verlaging} = H - h = - \frac{Q}{2\pi kD} \left(\ln \frac{r}{R} - \ln \frac{2A - r}{R} \right)$$

Opgemerkt zij dat er meestal geen sprake is van een volkomen voedende grens: ook bij brede, diepe rivieren (bijv. de Nieuwe Maas bij Pernis van - 600 m bij - 13 m) is de invloed van de bemaling nog aan de overzijde te bespeuren. Een sliblaag op de bodem van de rivier geeft een grote intree-weerstand, waardoor niet aan de definitie van een volkomen voedende grens wordt voldaan: geen stijghoogteverlaging t.p.v. de grens als gevolg van de bemaling.

In dat geval moet eigenlijk een verschoven grens worden geïntroduceerd, dus niet t.p.v. de waterloop, maar meer landinwaarts aan de niet bemalen zijde.

Tot slot volgen hieronder enige globale rekenvoorbeelden voor de eerste opzet van een bemaling (zie ook fig. 5.9).

Eerste rekenvoorbeeld.

Neem een bouwput met afmetingen aan de insteek van 50 x 100 m, welke zich bevindt in een 25 m dik, goed doorlatend grondpakket, dat rust op een ondoorlatende laag. De grondwaterspiegel bevindt zich op 1 m onder het maaiveld ($H = 24$ m).

Ter plaatse van de bouwput willen we de grondwaterstand met 8 m verlagen ($h = 16$ m). Voor de grond bedraagt k 5×10^{-4} m/sec. (ter vergelijking volgt hier een overzicht, dat zeker niet absoluut is; voor grind ligt k in de orde van 10^{-2} m/sec.; grof zand: orde 10^{-3} ; matig grof tot matig fijn zand: 10^{-3} à 10^{-4} ; fijn zand: 10^{-4} à 10^{-5} ; klei: 10^{-9} à 10^{-11}).

We benaderen de rechthoekige put (diagonaal = 112 m) door een ronde met een straal van 56 m en vervangen in gedachte de bemalingsputten, welke in werkelijkheid langs de zijden van de rechthoekige bouwput zullen worden geïnstalleerd, door één grote in het midden van de cirkel (eigenlijk mag dit bij formule 1 alleen, indien ook de werkelijke bemalingsputten regelmatig langs de omtrek van een cirkel zijn verdeeld).

We schatten R op 1000 m en vinden dan met formule 1:

$$24^2 - 16^2 = - \frac{Q}{\pi \cdot 5 \cdot 10^{-4}} \ln \frac{56}{1000}.$$

Hieruit volgt: $Q = 0,174$ m³/sec. of 628 m³/uur. Dit betekent 16 onderwaterpompen van ieder 40 m³/uur.

Wat is nu de invloed van de keuze van de straal? Gebruiken we de empirische formule van Sichardt (zie onder 2 hierboven), die overigens alleen wordt toegepast voor kleine bemalingen en dus zeker niet hier, dan krijgen we een straal van 537 m, waaruit een debiet van 800 m³/uur volgt (27,4% meer dan bij een straal van 1000 m). Bij een straal van 2000 m wordt het debiet 506 m³/uur (19,4% minder). Met andere woorden: het debiet is betrekkelijk ongevoelig voor de grootte van de straal, die in het bovenstaande nagenoeg gehalveerd dan wel verdubbeld is.

We krijgen overigens exact dezelfde uitkomsten, indien we -zoals in 3 is uiteengezet- voor deze freatische situatie formule 2 gebruiken, waarbij voor D wordt ingevoerd het gemiddelde van H en h .

Tweede rekenvoorbeeld.

Stel dat we een andere grondopbouw hebben, met dien verstande dat de bovenste 13 m ondoorlatend is, terwijl daaronder het bodemprofiel ongewijzigd blijft met de stijghoogte van het grondwater op 1 m-.

Op de onderzijde van deze ondoorlatende laag werkt een opwaartse waterdruk van 120 kN/m². Na de ontgraving rest boven de 13 m- nog maar een laag ter dikte van 4,5 m. Bij een volumegewicht van 16 (kN/m³) betekent dit een neerwaartse kracht van 72 kN/m², te weinig om evenwicht te maken, waardoor de bodem op zal barsten.

Indien we een veiligheid van 1,2 willen hebben, mag de opwaartse waterdruk niet meer bedragen dan $\frac{72}{1,2} = 60 \text{ kN/m}^2$. Met andere woor-

den de stijghoogte moet met 6 m worden verlaagd. Daar het volkomen spanningswater betreft, gebruiken we formule 2, waarbij $D = 25 - 13 = 12 \text{ m}$:

$$6 = - \frac{Q}{2\pi \cdot 5 \cdot 10^{-4} \cdot 12} \cdot \frac{\ln 56}{1000}$$

Waaruit volgt: $Q = 0,078 \text{ m}^3/\text{sec}$ of $283 \text{ m}^3/\text{uur}$.

Wat verandert er indien zich op 300 m uit het hart van de bouwput een "voedende grens" bevindt (dit moet een diepe rivier zijn, want zij moet direct contact maken met de watervoerende laag, waarvan de bovenzijde op 13 m - ligt)? We introduceren nu een denkbeeldige injectieput, welke aan de overzijde van de grens ligt, symmetrisch t.o.v. de bemalingsput. Aan de "voorzijde" van de cirkelvormige bouwput geeft deze injectieput een verhoging van de stijghoogte, groot: $-\frac{0,078}{2\pi \cdot 5 \cdot 10^{-4} \cdot 12} \cdot \frac{\ln 600 - 56}{1000} = 1,27 \text{ m}$.

De totale verlaging is in dit geval dus $6 - 1,27 = 4,73 \text{ m}$, waardoor de bouwputbodem zou opbarsten. Het debiet moet derhalve worden verhoogd tot $\frac{6}{4,73} \times 283 = 359 \text{ m}^3/\text{uur}$.

5.4. Eventuele problemen voor de omgeving.

Bijna altijd leidt de klassieke bouwput (tussen taluds en met bemaling) tot de laagste bouwkosten, ook indien men hieraan de kosten van eventuele schaden aan de omgeving toevoegt. De nadelen kunnen zijn het grote ruimtebeslag (door de taluds vraagt de uitvoering veel meer ruimte dan voor het voltooide kunstwerk nodig is; hetgeen problemen kan geven in stedelijke gebieden en indien een nieuw kunstwerk naast een bestaand moet worden gebouwd) en de eventuele gevolgen van de bemaling. Alvorens op dit laatste punt in te gaan, dient nadrukkelijk gezegd te worden, dat zeer vaak in het geheel geen of slechts beperkte schade zal optreden.

In agrarische gebieden kan een bemaling leiden tot verdroging en daardoor tot oogstderiving. Vaak echter zal de oppervlaktelaag het regenwater voldoende "vasthouden" om het negatieve effect van de verlaging ongedaan te maken.

Een belangrijk punt zijn de eventuele zettingen als gevolg van de tijdelijke verlaging van de grondwaterstand. Dit moge met het volgende worden toegelicht. Op een diepte h onder het maaiveld geldt voor een horizontaal vlak: gronddruk (σ_g) = korreldruk (σ_k) + waterdruk (σ_w). De gronddruk is gelijk aan het gewicht van de kolom grond erboven (hoogte = h ; oppervlak bijv. 1 m^2). Voor de grond boven het grondwaterniveau is het volumegewicht bij een poriënvolume van 40%: $0,6 \times 26,5 = 15,9 \text{ kN/m}^3$ (26,5 is het volumegewicht van de minerale korrels) en voor die onder het niveau dus $15,9 + 4 = 19,9$. Zakt het grondwaterniveau door de bemaling bijvoorbeeld 1 m, dan neemt σ_g af met 4 kN en σ_w met 10 kN/m^2 , waardoor σ_k toeneemt met 6 kN/m^2 .

In daarvoor gevoelige gronden zal dit leiden tot samendrukking van het grondpakket en zetting van het maaiveld alsmede tot vergroting van de negatieve kleeft op palen. Indien huizen of gebouwen gelijkmatig over hun hele grondvlak zetten behoeft dit nog niet tot schade te leiden, erger kan het zijn bij ongelijke zettingen binnen één gebouw, welke in de hand worden gewerkt door een slechte fundatie.

Maaiveldzettingen in een agrarisch gebied zijn geen probleem indien de slootwaterstand daarop kan worden aangepast. In oude landbouwgebieden met zeer verschillende slootpeilen is dit niet altijd mogelijk en kan een kleinere afstand tussen maaiveld en grondwater leiden tot blijvende oogstvermindering (daar waar deze afstand aanvankelijk te groot was kan echter zelfs een verbetering intreden).

In waterwingebieden kan afhankelijk van de situatie bemaling zelfs geheel verboden zijn, daar het bemalingswater als regel op open water wordt geloosd en daardoor verloren gaat.

Retourbemaling (zie ook par.5.5) kan hier een oplossing bieden: het opgepompte water wordt daarbij via injectieputten op enige afstand van het werk teruggebracht in de ondergrond. Bij de bouw van de tunnel onder de Dordtse Kil werd een groot gedeelte van het opgepompte water rechtstreeks aan het waterwinbedrijf geleverd (de onttrekking geschiedde uit een laag, waaruit normaal geen drinkwater werd gewonnen, doch waar het water van goede kwaliteit was; de eigen winning uit de diepere lagen kon gedurende de tunnelbouw worden beperkt).

Soms is het door de bemaling opgepompte water van slechte kwaliteit en mag het niet worden geloosd op open water onder meer met het oog op de verzilting (landbouw en veeteelt!).

Nogmaals: deze problemen kunnen optreden doch zeer vaak zal dit niet het geval zijn. Indien schaden optreden zullen deze door de bouwer moeten worden vergoed. Goede waarnemingen (grondwaterstanden, hoogtemetingen, beschrijving gebouwen en gewassen) zowel vóór, tijdens als na de bemaling zijn nodig om de schade te kunnen vaststellen. In bijzondere gevallen (bijv. nabij gelegen historische gebouwen) zullen de hierna te noemen alternatieve bouwwijzen moeten worden toegepast, waarvan men de extra kosten echter niet moet onderschatten.

5.5. Alternatieve bouwwijzen

Een van de meest toegepaste alternatieven is de damwandkuip gevormd door verankerde of gestempelde stalen damwanden en een vloer van onderwaterbeton verankerd aan trekpalen (fig. 5.10). De voordelen zijn het kleine ruimtebeslag en het voorkómen van een bemaling. De volgorde van uitvoering is: heien van de damwand-schermen, ontgraven van de tussenliggende grond (waarbij het grondwaterniveau in de put gehandhaafd blijft), het door het water heen heien van palen en het storten van de onderwaterbetonvloer. Na het leegpompen van de kuip wordt de eigenlijke gewapend betonconstructie gemaakt.

De groutankers of stempels worden als regel na een geringe ontgraving juist boven het grondwaterniveau aangebracht. Meestal worden geprefabriceerde voorgespannen betonpalen toegepast, welke over de hoogte, waarover zij in het onderwaterbeton worden opgenomen, zijn gebouwd of voorzien van ribbels voor een betere dwarskrachtoverbrenging.

De dikte van de onderwaterbetonvloer bedraagt tenminste 1,50 m teneinde ongelijkmatigheden van de ontgraven bodem en onzekerheden omtrent de juiste ligging van het bovenvlak te kunnen opvangen. Het geheel geschiedt immers onder water, waar ook het aanbrengen van het beton niet onder ideale omstandigheden geschiedt (trillen en afwerken zijn er niet bij). Na het droogpompen worden de hoogste punten weggehakt en de gehele vloer vlak afgewerkt met vulbeton alvorens de eigenlijke vloer te maken. De boven het vulbeton uitstekende paalkoppen worden van beton ontdaan, waardoor de paalwapening in de constructievloer wordt opgenomen.

De damwand wordt tijdens de ontgraving uitsluitend belast door de horizontale korreldrukken, waarbij zij aan de bovenzijde is opgelegd op de stempels en aan de onderzijde in de grond. Na het leegpompen moet bij het aldus ontstane momentenvlak worden opgeteld het vlak veroorzaakt door de waterdruk (zie figuur

5.10). Voor de waterdruk is de damwand opgelegd op het stempel en aan de bovenzijde van het onderwaterbeton (zeg 0,20 m onder het bovenvlak van de vloer) gedeeltelijk ingeklemd. De mate van inklemming hangt af van de passieve gronddrukken beneden dit draaipunt, maar $2/3$ van de waarde van een volkomen inklemming is een redelijke aanname voor een eerste dimensioneringsberekening.

De onderwaterbetonvloer wordt belast door de opwaartse waterdruk verminderd met het eigen gewicht. De vloer brengt de belasting over naar de trekpalen. Een contrôle-berekening zal moeten uitwijzen of met de praktisch bepaalde dikte kan worden volstaan. Hieronder volgt het principe van een dergelijke contrôle.

Uitgangspunten: vloerdikte = 1,50 m; betonkwaliteit: B 22,5; palen, vierkant 0,4 m en h.o.h. 3,05 m in beide richtingen; overdruk grondwater tegen onderzijde vloer: 100 kN/m^2 . Rekenwaarde voor de belasting bij de grenstoestand bezwijken: $q = 1,7 (100 - 1,5 \cdot 23) = 111,35 \text{ KN/m}^2$ (N.B. $\gamma = 1,2$ van het eigen gewicht en 1,5 voor de waterdruk leiden tot een lagere q ; zie ook VB 1974, A401.2.2).

Langs het omtreksvlak van de paal (dit is het ongunstigste schuifvlak i.v.m. de aanhechting van jong op oud beton) geldt: $T_d = 3,05^2 \cdot 111,35 = 1035,8 \text{ KN}$; $\tau_d = \frac{1035,8}{4 \cdot 0,4 \cdot 1,5} = 431,6 \text{ KN/m}^2 <$

$\tau_1 (= 0,5 f_b = 675 \text{ KN/m}^2)$. f_b is de rekenwaarde voor de treksterkte van beton.

Het beton kan de schuifkracht dus overbrengen. Opgemerkt zij, dat voor onderwaterbeton wordt afgeweken van de VB 74, waar in deel D wordt gesteld, dat bij ongewapend beton geen dwarskrachten kunnen worden opgenomen, tenzij een normaaldrukkraft aanwezig is. In plaats daarvan wordt gebruik gemaakt van de dwarskrachtberekening van deel E (gewapend beton). Ook de damwanden worden vaak beschouwd als elementen voor het opnemen van trekkrachten. Zij worden daartoe voorzien van opgeloste stalen nokken voor de overdracht van dwarskrachten vanuit het onderwaterbeton.

Het buigend moment wordt in eerste instantie gesteld op $\frac{1}{10} q l^2 = 103,6 \text{ KNm}$ per meter vloerbreedte. $\sigma_b = \frac{103,6}{1/6 \cdot 1 \cdot 1,5^2} = 276,3 < 0,7 f_b (= 910 \text{ KN/m}^2)$ en is dus toelaatbaar (VB74, D503,5).

Zo liggen de extra kosten voor de uitvoering in een dergelijke bouwkuip t.o.v. die in een klassieke bouwput (taluds, bemaling) voor de open afrit van een 2 x 3-strooks autotunnel (28 m tussen de wanden) in de orde van 35 à 40%. De methode is overigens geschikt voor veel soorten kunstwerken: sluizen, gesloten tunnelprofielen, gemalen etc.

Theoretisch is het mogelijk een diepwand te maken i.p.v. een damwand. De latere te maken betonwand is dan niet meer nodig. De combinatie van de "stijve" diepwand met de slappe groutankers is echter niet gelukkig: bij toenemende "stempelkrachten" zullen de ankers relatief veel vervormen en zal de diepwand t.p.v. gedeeltelijke inklemming bij de vloer een te grote hoekverdraaiing krijgen en dus "kraken".

Een gelukkige onstandigheid, die zich in Nederland wel eens voordoet, is het aantreffen van een goed afsluitende kleilaag beneden de putbodem (fig. 5.11). In dat geval zijn de met A en B aangegeven oplossingen mogelijk voor het maken van de bouwput. Bij B kan met een lichter damwandprofiel (of een klei-cement-scherm van bijv. 0,08 m dikte) worden volstaan en zijn geen groutankers (of stempels) nodig, waar als nadeel het grotere terreinbeslag tegenover staat. Het gewicht van de kleilaag en van de resterende grondlaag erboven moet groter zijn dan de opwaartse waterdruk onder tegen de kleilaag. Vaak wordt gewerkt met een veiligheid van 1,1. Enig waterbezwaar zal men houden doordat de kleilaag nooit absoluut waterdicht is en bovendien gerekend moet worden op slotlekkage van de damwanden en kwel door het klei-cement-scherm. Waar een groter ruimbleslag geen rol speelt is oplossing B wel eens gebruikt als definitieve constructie voor verdiepte wegen en tunnel-inritten (Drechtunnel) door het wegdek aan te brengen op de bodem van de afgraving. In dat geval komt men - als enige uitzondering in deze paragraaf - tot goedkopere bouwmethoden dan met de zogenaamde klassieke bouwput: er behoeft immers geen definitieve gewapend betonnen bakconstructie verankerd aan trekpalen te worden gebouwd.

In principe kan men de slecht doorlatende laag ook kunstmatig creëren door het via injectielansen aanbrengen van een horizontale injectielaag (dikte 1 à 1,50 m) tussen de onderzijden van de damwandschermen. Grove alluviale gronden kunnen worden geïnjecteerd met stabiele mengsels, gebaseerd op klei en cement. Voor middelfijn zand ($k = 10^{-4}$ à 10^{-5} m/sec) worden gels gebaseerd op waterglas gebruikt. Door de relatief hoge kosten van de injectie zal men proberen het oppervlak te beperken en krijgt men oplossingen, die op die van fig. 5.11A lijken, zij het dat de injectielaag even links van de damwand stopt en de laag naar verhouding dunner is dan het hier getekende kleipakket. Ook bij de injectielaag zal men op kwel moeten rekenen. In mijn eigen praktijk bleek dat de injectielaag steeds tot duurdere oplossingen leidde dan de damwandkuip met een onderwaterbetonvloer. De oorzaken waren tweërlei: de hoge kosten van de injectielaag en de zware damwandprofielen en verankeringen. Bij de injectiemethode (en ook bij de kleilaag volgens fig. 5.11A) is de damwand immers aan de onderzijde in de grond opgelegd en krijgt daardoor een grotere overspanning dan bij de onderwaterbetonvloer, althans voor de waterbelasting (zie fig. 5.10 onder B). Ook de gedeeltelijke inklemming bij deze vloer werkt gunstig.

Een interessante ontwikkeling is de toepassing van vliezen voor verdiepte wegen (fig. 5.12). In een cunet wordt een vlies van p.v.c. of polyetheen (dik bijv. 0,8 mm) aangebracht en vervolgens afgedekt met een zandlaag waarop het wegdek wordt aangebracht.

Een rioleringsysteem zorgt ervoor dat de waterstand boven het vlies (nearslag, eventueel lekwater) op ruim 1 m beneden de verharding blijft. Het vlies kan in den droge worden aangebracht, maar indien een bemaling met het oog op de omgeving niet is toegestaan, kan dit ook in de natte geschieden. Het cunet wordt dan gebaggerd, waarbij in het cunet een waterstand gelijk aan het grondniveau wordt gehandhaafd. Na het afzinken van het vlies op de bodem en de taluds wordt de grondaanvulling aangebracht, waarna de grondwaterstand boven het vlies verlaagd kan worden. Ook hier geldt weer dat de gronddekking op het vlies zwaar genoeg moet zijn om de opwaartse waterdruk te weerstaan (veiligheid 1,1).

Een methode ontwikkeld voor de metrobouw in steden (Milaan) is de wanden-dakmethode (fig. 5.13), waarbij vanuit een ondiepe ingraving diepwanden worden gemaakt, welke worden afgedekt door een gewapend betonnen dakplaat, die ter plaatse wordt gestort. Daarna kan het straatniveau worden hersteld en weer in gebruik genomen, terwijl onder het dak wordt ontgraven en eenmaal op diepte gekomen de vloer wordt gestort. Teneinde de grondwaterstand te verlagen tijdens de laatstgenoemde werkzaamheden wordt onder de dakplaat met luchtdruk gewerkt (overdruk = 10H; zie fig. 5.13). Via een plaatselijke luchtsluis zullen personeel, materialen en materiëel in- en uitgeschut moeten worden. De methode is ook toegepast voor de in de oever gebouwde gesloten gedeelten van de Drechtunnel, zij het dat daar de diepwanden zijn doorgezet in een horizontale slecht doorlatende kleilaag, waardoor zonder druklucht gewerkt kon worden. De voordelen van de methode zijn niet alleen het vermijden van bemaling en het geringe ruimtebeslag maar ook het zeer vroegtijdig weer in gebruik kunnen nemen van het terrein boven de tunnel.

Bij de schildmethode (fig. 5.14; zie ook "Tunnelbouw met de schildmethode" ing. F. Brink, ir. J.M. Kalitowski, ing. A. Stieber en ing. G.T. Visser, Polytechnisch Tijdschrift, bouwkunde, wegen- en waterbouwkunde 34 (1979), nr. 10) wordt nagenoeg geheel ondergronds gewerkt. De methode, die zowel geschikt is voor stedelijke tunnels als voor oeververbindingen is tot nog toe niet toegepast in Nederland. De eigenlijke werkzaamheden geschieden binnen een stalen cilinder (het schild), waarbinnen de grond wordt ontgraven en een cirkelvormige constructie wordt opgebouwd uit geprefabriceerde betonnen (soms gietijzeren of stalen) segmenten. De getekende platforms dienen als steun aan het ontgravingsfront en voor vereenvoudiging van de graafwerkzaamheden, die niet persé met de hand behoeven te geschieden, maar waarvoor ook machines kunnen worden ingebouwd. Aan- en afvoer geschieden via het reeds gemaakte tunneldeel. Teneinde het grondwater buiten de tunnel te houden wordt een dicht schot met luchtsluis (het schot is niet getekend bij het "handschild") nabij het begin van de tunnel geplaatst en wordt het inwendige onder luchtdruk gezet. Deze druk moet aan de onderzijde 10H zijn wil het water buiten blijven. Dit betekent, dat aan de bovenzijde de lucht een overdruk 10D heeft ten opzichte van de waterdruk. Teneinde hiermee evenwicht te maken en geen lucht te laten ontsnappen moet de gronddekking theoretisch D bedragen (indien het volumegewicht van de grond onder water 10kN/m^3 bedraagt), praktisch wordt echter ca. 1,5 D aangehouden. Het werken onder luchtdruk is kostbaar (verliesuren met in- en uit-schutten etc; een en ander geldt ook voor de wanden-dakmethode). Vandaar dat tegenwoordig vaak wordt gewerkt met een gesloten schot in het schild, waarvoor een cutter de grond lossnijdt en de grondpompen het grond-watermengsel naar achteren afvoeren. Via een aanvoerleiding wordt een gelijk volume aan water toegevoerd, teneinde het graaffront stabiel te houden.

Vaak moet bentoniet aan het water worden toegevoegd voor een grotere steun aan het graaffront. Aan de achterzijde van het schild zorgt een staardichting ervoor, dat geen water naar binnen komt.

Voor beide typen geldt, dat het schild een iets grotere diameter heeft dan de voltooide tunnel. De hierdoor ontstane holle ruimte wordt opgevuld met cementgrout door via afsluitbare doorvoeringen, opgenomen in de geprefabriceerde segmenten, te injecteren vanuit het inwendige van de tunnel tijdens het naar voren bewegen van het schild.

In tegenstelling tot de voorgaande methoden, wordt bij een retourbemaling de bemaling niet voorkomen, maar worden de nadelige effecten voor de omgeving geheel of gedeeltelijk ongedaan gemaakt. Daartoe worden de afvoerleidingen aangesloten op putten met filters, via welke het opgepompte water weer in de grond wordt geïnjecteerd op enige afstand van het werk. De relatie tussen debiet en verhoging van de grondwaterstand (stijghoogte) is conform de eerder genoemde formules voor bemalingsputten. Opgemerkt zij, dat retourneren altijd een zwaardere bemaling betekent, tenzij de infiltratie op grote afstand ($\gg R$) geschiedt, waardoor de infiltratieputten geen verhoging meer geven ter plaatse van de bouwput. De retourputten kunnen rondom de bouwput worden geplaatst, waardoor de invloed van de bemaling in alle richtingen wordt afgeschermd of alleen vóór of nabij objecten, die schadegevoelig zijn.

In verband met de bedrijfszekerheid wordt meestal voorkeur gegeven aan meerder kleine infiltratieputten (orde $10 \text{ m}^3/\text{uur}$) boven enkele grote (in de orde van de bemalingsputten, zeg $60 \text{ m}^3/\text{uur}$). Ontwerp, installatie en exploitatie dienen zeer zorgvuldig te geschieden. Zo kan bij beluchting van het systeem ijzer-uitvlokking (verstopping) bij de filters optreden. Ook kunnen de infiltratiefilters "verstopt" raken door de afzetting van gasbelletjes (methaangas, eerst opgelost in het grondwater, vormt na opgepompt te zijn, dus bij lagere druk, belletjes).

Alhoewel de onderzoeken nog niet geheel zijn afgerond (zie het rapport "Retourbemaling", november 1978, van de desbetreffende studiegroep van de Sectie voor Tunneltechniek aan het Koninklijk Instituut van Ingenieurs) ziet het er naar uit, dat een retourbemaling in Nederland altijd mogelijk is. In hoeverre retourbemaling echter een economisch aantrekkelijke oplossing is, zal van geval tot geval moeten worden onderzocht.

5.6. Literatuur

prof.ir. A. Verruijt
Collegedictaat b90 "Grondwatermechanica"

Abramowitz en Stegun
"Handbook of mathematical functions"

W. Sichert en W. Kyrieleis
"Grundwasserabsenkung bei Fundierarbeiten"
2. Auflage, Berlin 1930

Ing. A.A. Peters
"Algemene beschouwingen over het bemalen van bouwputten"
Cursusdictaat "Bemaling van bouwputten 1978-1979" van de Stichting
Postdoctoraal onderwijs in de Civiele Techniek

Prof.ir. C.L. Begemann
Methode Begemann "Fundering op palen"
Stichting Bouwresearch

ing. F. Bring, ir. J.M. Kalitowski, ing. A. Stieber, ing. G.T. Visser
"Tunnelbouw met de schildmethode"
Polytechnisch Tijdschrift; bouwkunde, wegen en waterbouwkunde 34 (1979),
nr. 10

Studiegroep van de Sectie voor Tunneltechniek
Rapport "Retourbemaling"
november 1978, KIVI

5.7. Figuren

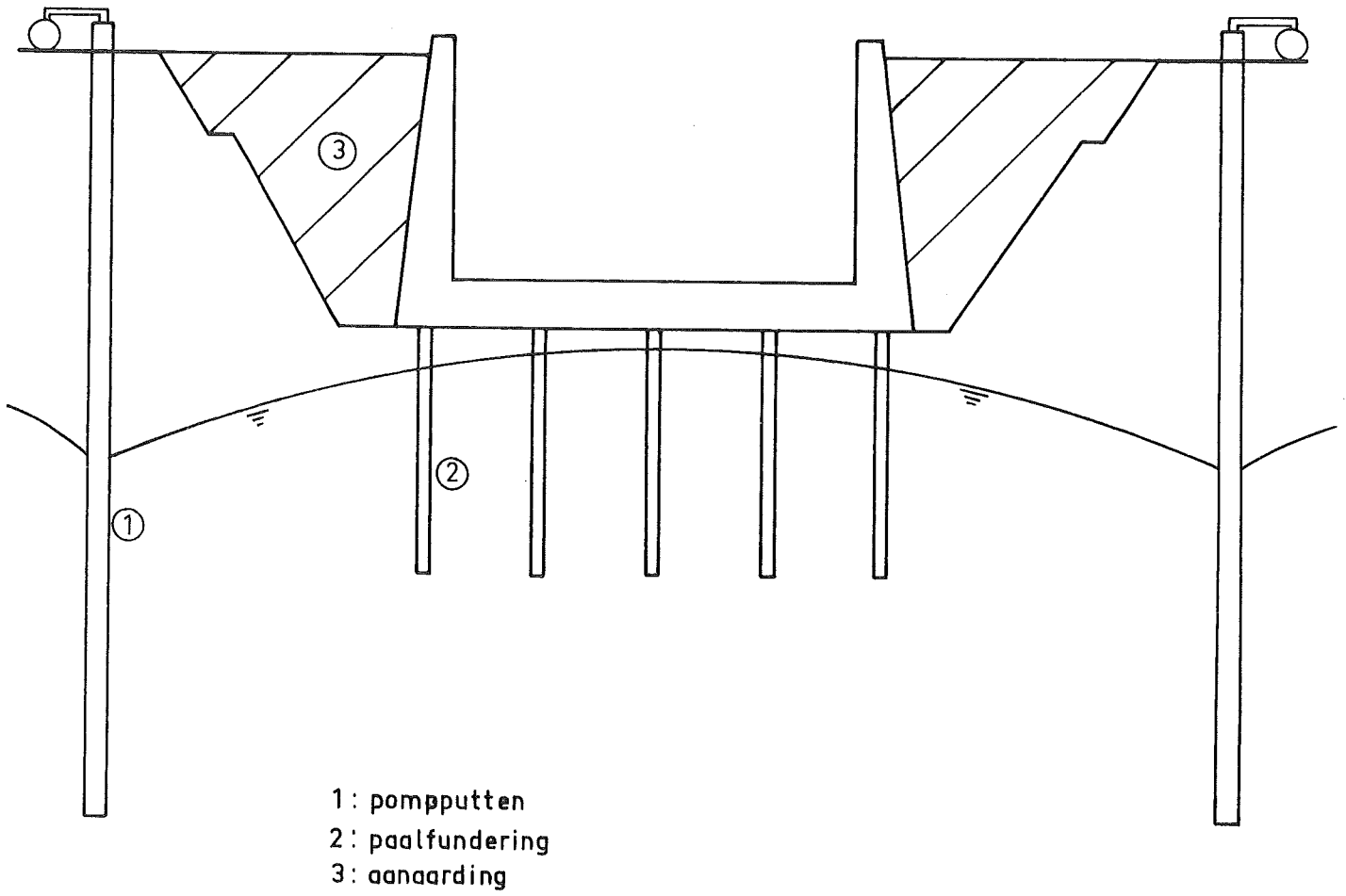


Fig. 5.1

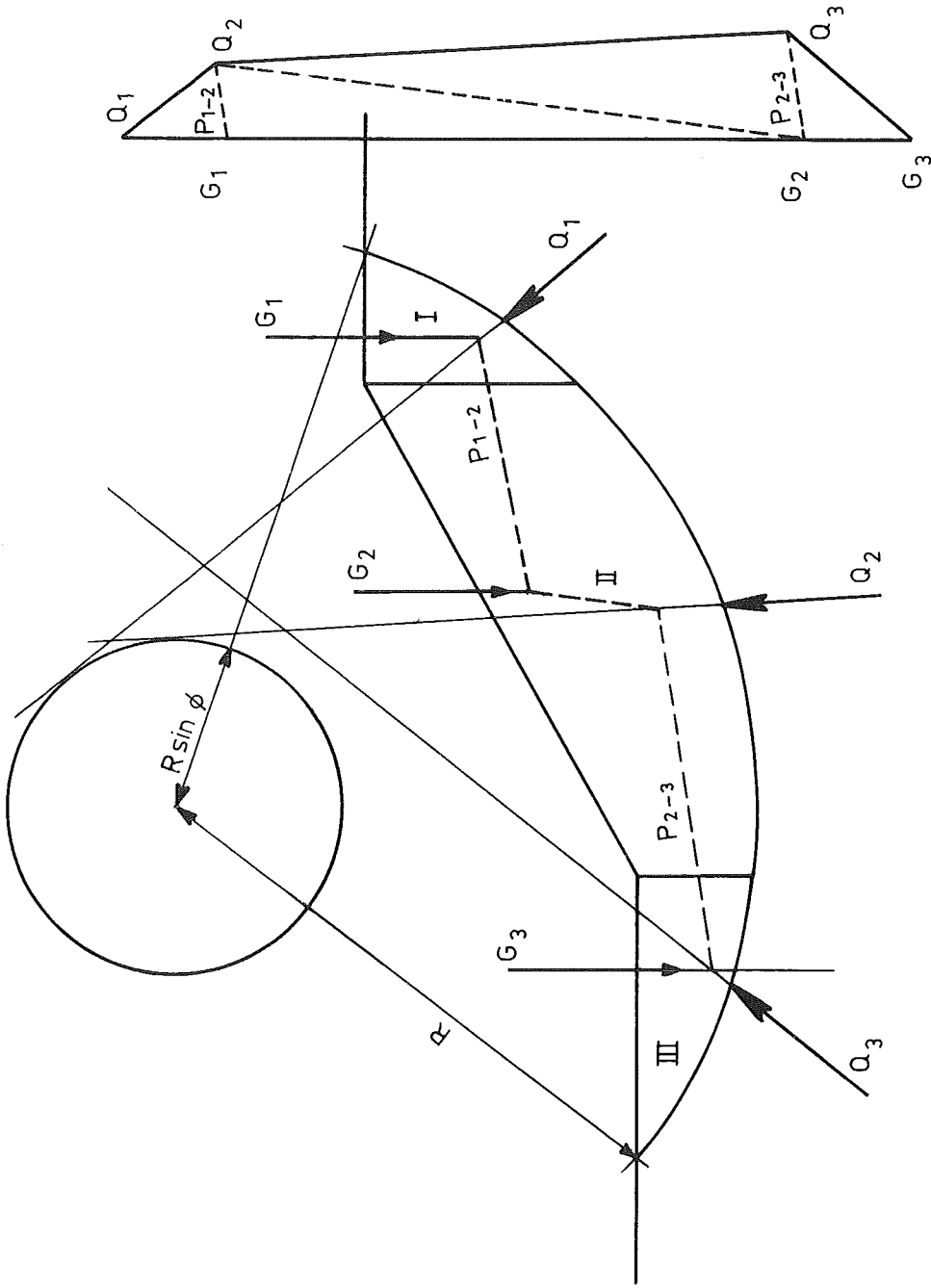
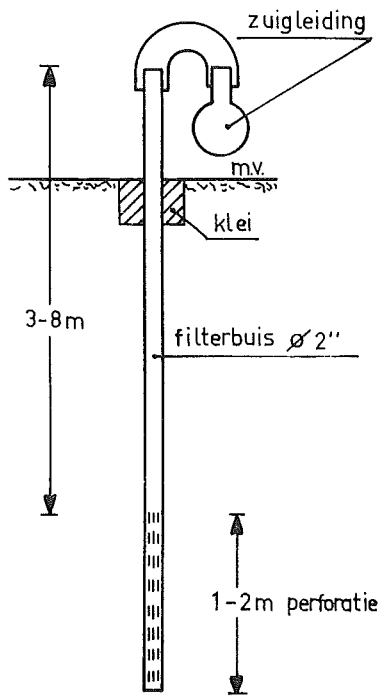
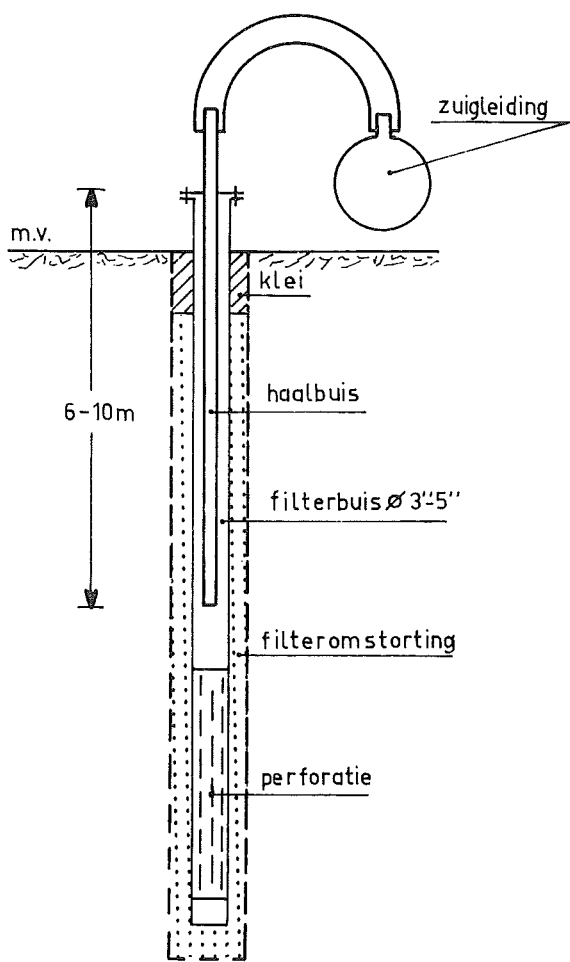


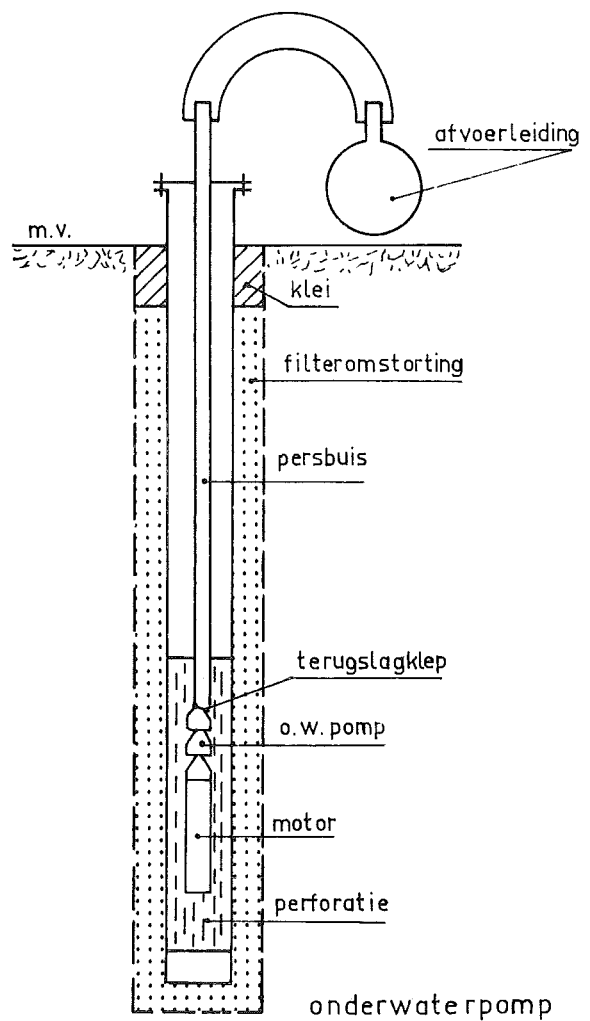
Fig. 5.4



vacuumbemaling met gesloten putten



vacuumbemaling met open putten



onderwaterpomp

Fig. 5.5

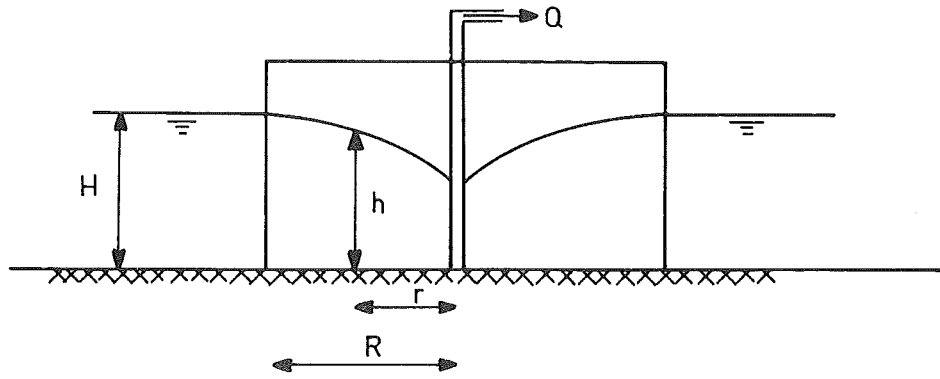


Fig. 5.6

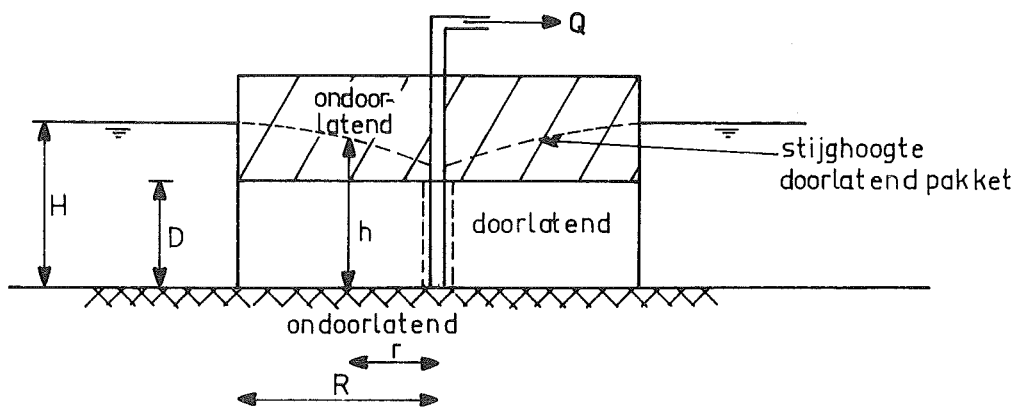


Fig. 5.7

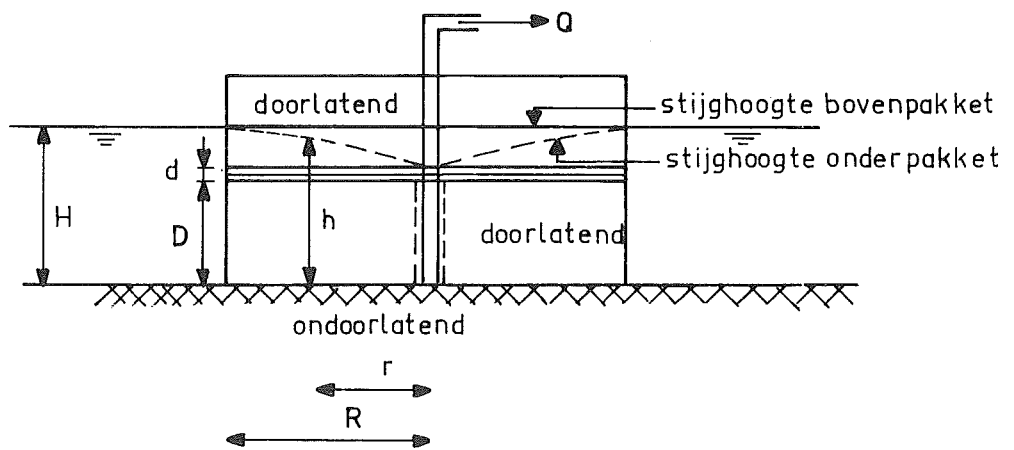
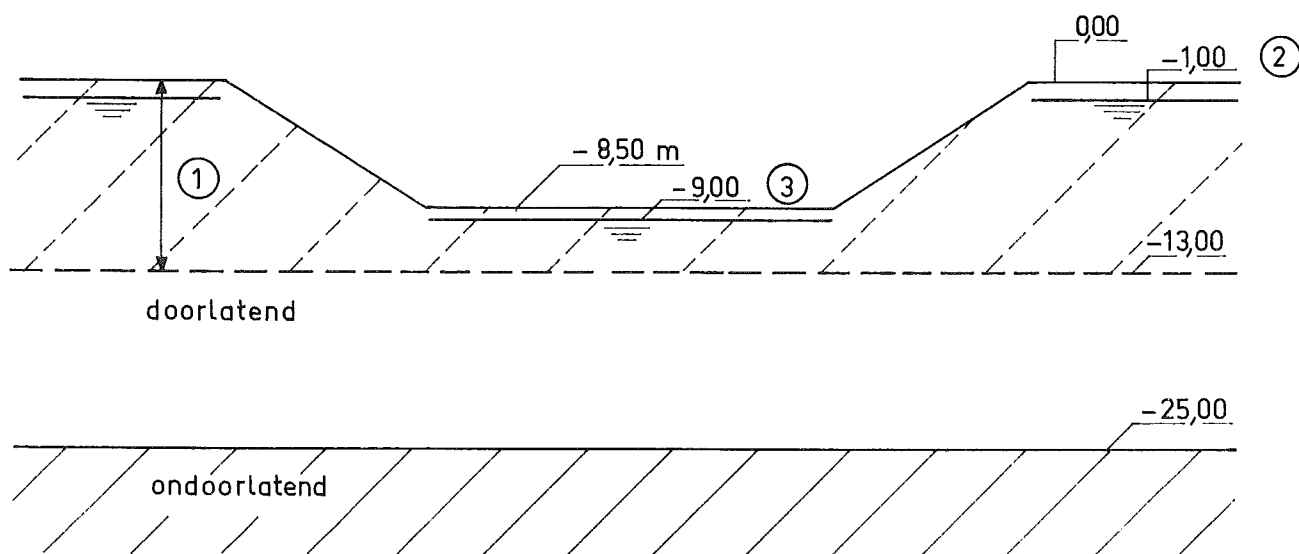
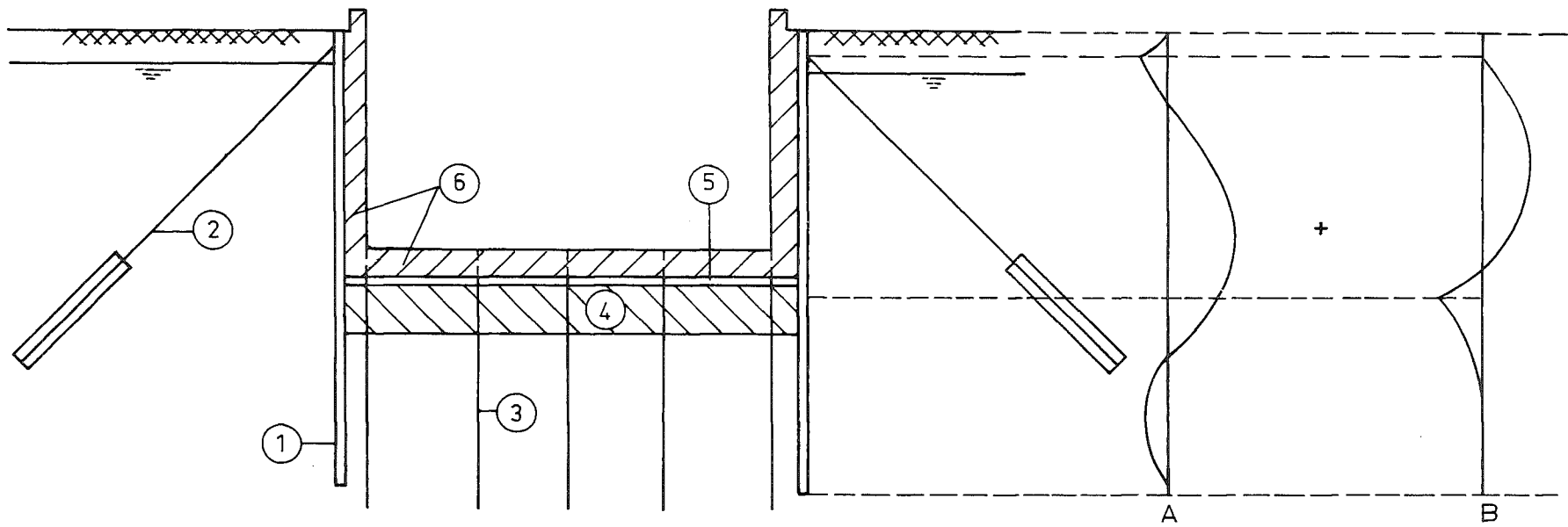


Fig. 5.8



- 1: pakket, dat doorlatend is verondersteld in het eerste rekenvoorbeeld en ondoorlatend in het tweede
- 2: oorspronkelijke grondwaterstand
- 3: verlaagde grondwaterstand in het eerste rekenvoorbeeld

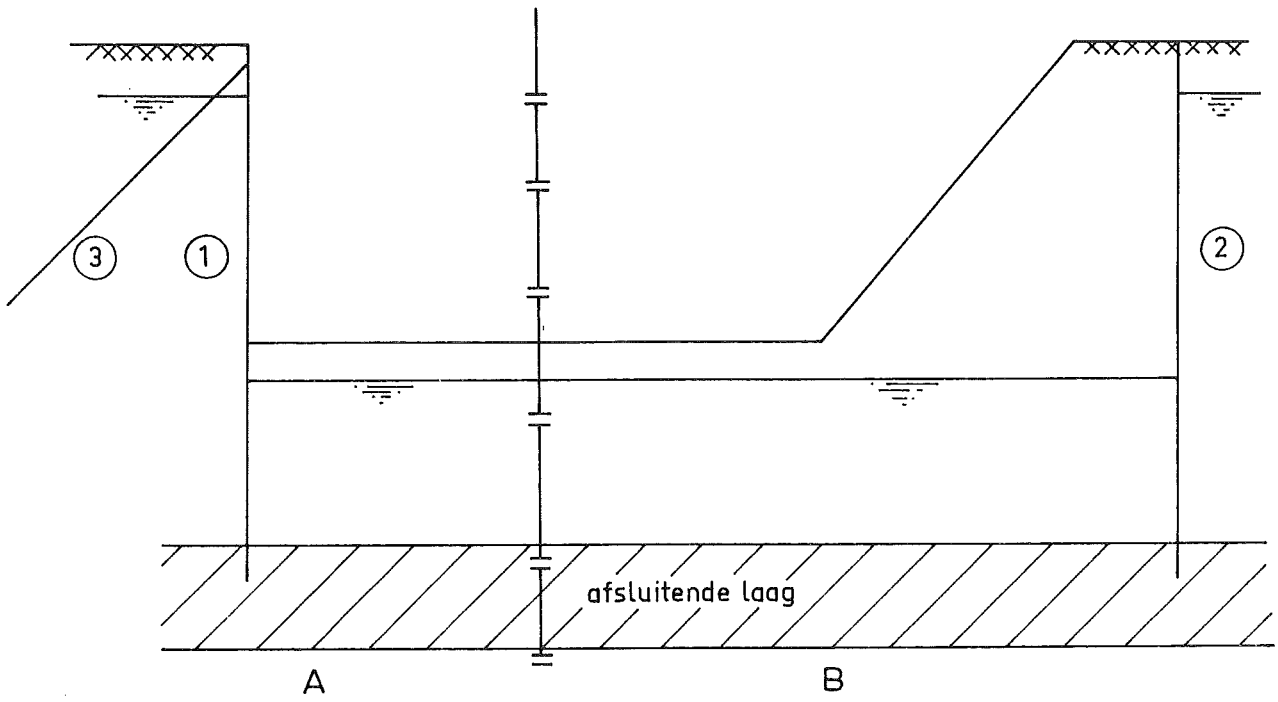
Fig. 5.9



- 1 : damwand
- 2 : groutanker
- 3 : paal
- 4 : onderwaterbeton
- 5 : uitvulbeton
- 6 : definitieve gew. betonconstructie

A : momentenlijn in damwand na ontgraving
 B : toename momenten na droogpompen

Fig. 5.10



A en B : mogelijke oplossingen

1 : damwand

2 : damwand of klei - cementscherm

3 : groutanker

Fig. 5.11

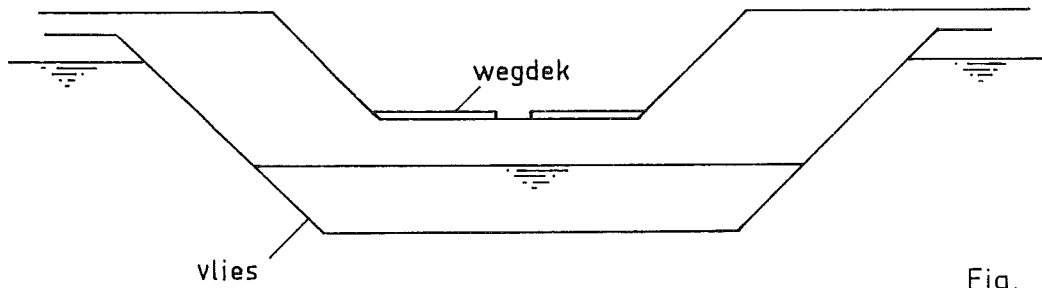


Fig. 5.12

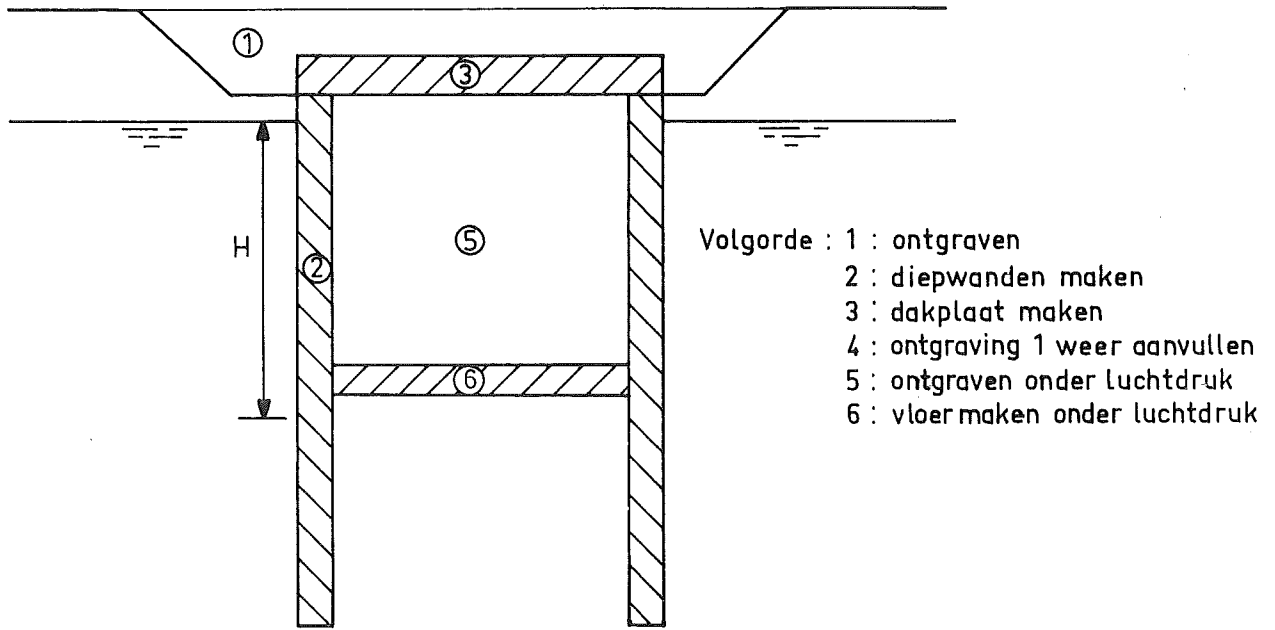
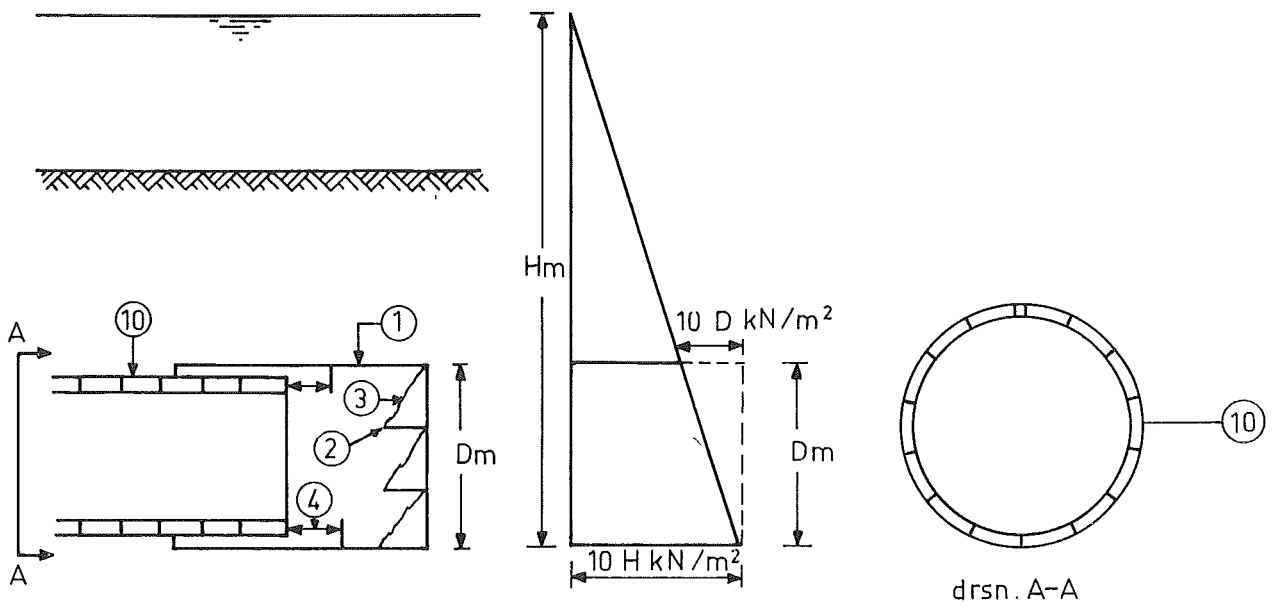
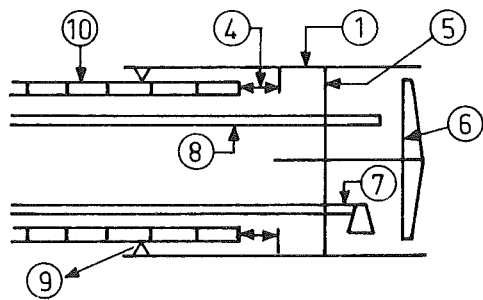


Fig. 5.13



handschild met platforms
en luchtdruk



vloeistof - schild (vol. mechanisch)

- 1 : schild
- 2 : platform
- 3 : ontgravingsfront
- 4 : vijzels
- 5 : gesloten schot
- 6 : cutter
- 7 : grondpomp met afvoerleiding
- 8 : aanvoerleiding
- 9 : staartdichting
- 10 : prefab segmenten

Fig. 5.14

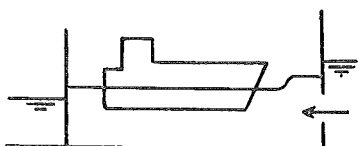
6. Vul- en ledigsystemen van schutsluizen

6.1. Algemeen

Voor een schutsluis is de grootte van de kolk en de schuttijd bepalend voor de capaciteit. De tijd voor in- en uitvaren en voor afmeren in de sluis bepalen mét de tijd benodigd voor vullen of ledigen de schuttijd. Per richting vraagt één schutting voor een duwvaartsluis 30 à 45 minuten, waarvan het vullen of ledigen circa 10 minuten; eventuele tijdwinst zit dus maar voor een deel in het vullen en ledigen.

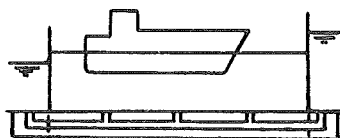
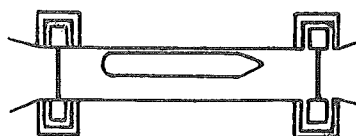
Een belangrijke eis t.a.v. het vul- en ledigstelsel is een groot debiet terwille van de snelheid van schutten bij het normaal aanwezige verval, zonder dat ontoelaatbare krachten op de schepen in de kolk of in de voorhaven worden uitgeoefend.

Daarnaast kan geëist worden dat het waterverlies van bovenpand naar benedenpand zo klein mogelijk is; dat de zoutwaterpenetratie wordt belemmerd en daarmee het zoetwaterverlies wordt beperkt; dat er een mogelijkheid is door de sluis te spuien.



Vullen en ledigen gebeurt in het algemeen door:

- a. openen van schuiven in de deur, of langzaam openen van de deur zelf (hefdeur).
- b. omloopriolen met schuiven óm de deur, uitkomend in wand of vloer van het sluishoofd.
- c. een door schuiven bediend kanalensysteem met openingen in wand of bodem van de sluisenkolk.



Genoemde bijkomende eisen kunnen leiden tot bijzondere systemen waarbij b.v. pompen, spaarbekkens naast de sluisenkolk, zoutwaterkelders onder de kolkbodem, een beweegbare bak in de kolk, of combinatie met een spuikanaal worden toegepast.

Voorzieningen om de krachten op de schepen in de kolk te beperken zijn:

- a. schuiven die geprogrammeerd worden bewogen om de opening geleidelijk vrij te geven, of verlopende vorm van de opening, waardoor het debiet bij lineair heffen niet lineair toeneemt.
- b. spreidingsbalken voor de opening.
- c. woelkelders met breekbalken om de energie te vernietigen.

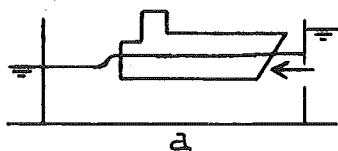
Er is een wisselwerking tussen eisen en kosten van aanleg en exploitatie. Systemen met langsriolen, spaarbekkens of zoutwaterkelders vragen hogere aanlegkosten, en als bovendien pompen worden toegepast, ook hogere exploitatiekosten.

6.2. Krachten op het schip

Bij het vullen van de kolk door de deur wordt het water vertraagd en wordt energie vernietigd waardoor krachten op het schip worden uitgeoefend in de richting van de deur. Bij het ledigen wordt het water in de kolk versneld waarvan de schepen in de kolk als regel weinig hinder ondervinden; soms geeft dit wel bezwaren.

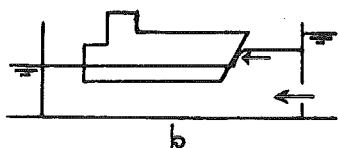
Een kanalsysteem met regelmatig over de kolkvloer verspreide inlaatopeningen geeft de kleinste krachten op het schip en wordt toegepast bij zeer grote vervallen (bv. vanaf 20 m). Een langsriool met laag in de wand in een sleuf in de bodem geplaatste inlaatopeningen geeft ook kleine krachten en wordt toegepast bij vervallen tot circa 25 m.

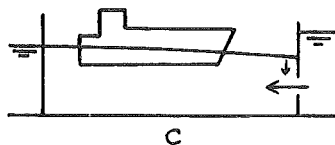
Bij vervallen tot 6 m kan de kolk gevuld en geleidigd worden in langsrichting door openingen in de deuren, die door schuiven worden bediend. Dit is vaak de goedkoopste oplossing en de deuren zijn uitwisselbaar.



Bij vulling door de deur ontstaan op het schip langskrachten door:

- a. de vulstraal tegen de boeg van het schip dat dicht bij de schuifopening ligt.
- b. een translatiegolf van boven- naar benedenhoofd die weer wordt teruggekaatst.

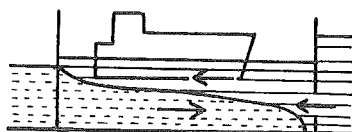




c. een negatieve helling van de waterspiegel, door de afzinking ter plaatse van de vulstraat waar de snelheid van het water het grootst is, terwijl die snelheid bij het benedenhoofd nul is.

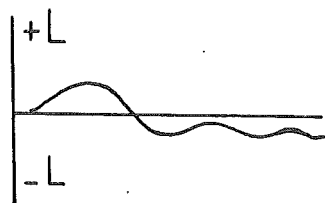
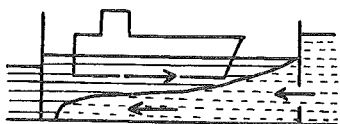
d. wrijving van het water langs de scheepshuid; deze speelt nauwelijks een rol.

Opgemerkt wordt dat vullen van een zoute kolk met zoet water of andersom, tengevolge van het dichtheidsverschil, veel wijzigt in het krachtenspel. Ook bij het openen van de deuren ontstaat een stroming door de uitwisseling van zoet met zout water.



Het vullen van een zoute kolk met zoet water geeft een sterke bovenstroom en een extra kracht in de richting van het benedenhoofd.

Het vullen van een zoete kolk met zout water geeft een sterke onderstroom met een extra kracht op het schip in de richting van de vuldeur in het bovenhoofd. Ten opzichte van de homogene toestand kunnen dichtheidsverschillen de krachten verdubbelen. Eén en ander geldt voor de kopvulling, d.w.z. vullen door schuiven in de deuren of door omloopriolen in het sluishoofd.



De resulterende langskracht op het schip moet zo klein mogelijk blijven. Tengevolge van de translatiegolf die wordt teruggekaatst wisselt deze van teken. Het streven is de grootste positieve langskracht en grootste negatieve langskracht (resultierend uit translatiegolf én stromingskrachten) ongeveer gelijk te krijgen, met slechts één keer wisseling van teken tijdens het vullen.

Behalve de krachten op het schip nadat het in de kolk is gemeerd tijdens het vullen, moeten we de troskrachten tijdens het tot stilstand komen en meren beschouwen. Voor het schip is dit een normale procedure waarvoor geëigende kabels aan boord zijn.



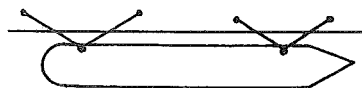
Een binnenschip meert, door de voortros om de bolder op de sluis te leggen en het losse eind met een paar slagen om de scheepsbolder. Al vierend wordt het schip geleidelijk afgeremd door de wrijving tussen tros en scheepsbolder, waarbij de troskracht in de hand wordt gehouden door strak-trekken of laten slippen van het losse eind. Als het schip

stilligt wordt ook de achtertros symmetrisch uitgelegd, vaak nadat eerst de voortros opnieuw naar voren is uitgelegd. Bij deze wijze van meren kan het schip weinig dwarskracht opnemen, vooral bij de aanwezigheid van vaste bolders, als het schip gaat stijgen. Daarom is het gewenst dat de hydrodynamische krachten naar de wand toe zijn gericht.

De toelaatbare hydrodynamische kracht is gerelateerd aan de toelaatbare kracht in de kabel. De zwaarste kabels die nog met de hand kunnen worden bediend zijn staalkabels \varnothing 22 mm met een breukbelasting van 105 kN. Als er handwinches aan boord zijn, zoals bij duwbakken, kunnen zwaardere kabels worden gebruikt. Nylon trossen absorberen door een grotere rek meer energie.

Bovengrenzen voor de hydrodynamische langskrachten op het schip zijn:

schepen tot	600 ton - 1,5 ^o /oo van de waterverplaatsing
schepen tot	2.000 ton - 1 ^o /oo van de waterverplaatsing
4-baks duweenheid tot	10.800 ton - 0,7 ^o /oo - 1 ^o /oo van de waterverplaatsing



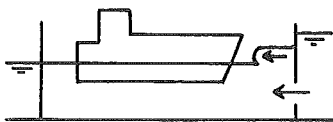
Zeeschepen vragen een afzonderlijke beschouwing, ze kunnen niet onder een algemene regel worden gevat. Het meren van zeeschepen gebeurt meestal met 4 trossen die op constante spanning strak worden gehouden door winches op het schip.

Tenslotte wordt opgemerkt dat het ledigen van de kolk een translatiegolf in de voorhaven geeft. De krachten op de daar wachtende schepen zijn beperkter dan op de schepen in de kolk, maar mogen ook niet groot zijn.

Verder staat het stortebed buiten de sluis bloot aan de krachten door de uitstroming (dit is ook het geval door de retourstroom als het schip de sluis binnenvaart).

6.3. Berekening van troskrachten

De grootste langskrachten op het schip ontstaan bij langsvulling van de kolk (door deuren of door omloopriolen in de hoofden). Het instromende water geeft een niveauverhoging die zich als translatiegolf voortplant. De zich voortplantende golf oefent een langskracht op het schip uit, die zal blijven werken tot de golf het schip heeft gepasseerd. De golf keert tegen het benedenhoofd om en passeert het schip in omgekeerde richting. De langskracht op het schip werkt dus eerst in de richting van het benedenhoofd en vervolgens in die van het bovenhoofd, enz. (na de eerste terugkaatsing is de resulterende helling vaak nul).



Voor de translatiegolf geldt bij een niveauverhoging z die zich voortplant met snelheid c , debiet Q , waterdiepte h en kolkbreedte b , dat

$$z = \frac{Q}{b \cdot c} = \frac{Q}{b} \cdot \sqrt{\frac{1}{gh}}$$

$$\frac{dz}{dx} = \frac{dz}{dt} \cdot \frac{dt}{dx} = \frac{dz}{dt} \sqrt{\frac{1}{gh}} = \frac{dQ}{dt} \cdot \frac{1}{gh \cdot b}$$

Dit geldt zolang de golf niet is teruggekaatsd.

Aangezien $\frac{dz}{dx}$ geldt voor een kolk zonder schip, is nu slechts bij benadering:

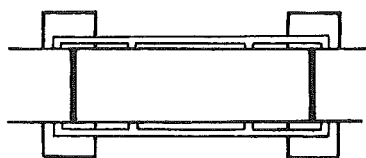
$$\text{kracht op het schip} = \text{scheepsgewicht} \times \frac{dz}{dx}$$

De verstoring door het schip kan in rekening worden gebracht door voor de voortplantingssnelheid $c = \sqrt{gh}$ te

schrijven: $c = \sqrt{g(F - n)/b}$ met F en n als natte doorsnede van respectievelijk kolk en schip.

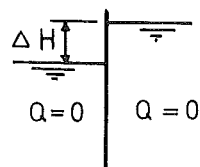
Er bestaat een rekenprogramma voor een nauwkeurige berekening gedurende het gehele vulproces (Waterloopkundig Laboratorium te Delft).

Een langscriool met meerdere aftappunten met één inlaatschuif aan het begin is ongunstig omdat aanvankelijk het meeste water door het eerste aftappunt gaat tengevolge van het traagheidseffect. Dit wordt ontlopen door elk aftappunt van schuiven te voorzien waardoor het debiet

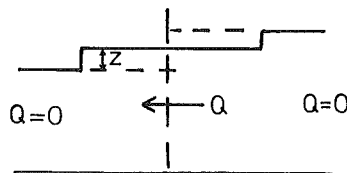


bij alle aftappunten gelijk wordt gehouden en de langskrachten meer beperkt worden. Door het aanbrengen van bijvoorbeeld 2 inlaatpunten op $\frac{1}{4}$ en $\frac{3}{4}$ van de kolk lengte wordt de kolk a.h.w. opgedeeld in 4 deelkolken, elk met een kopvulling van $\frac{1}{4} Q$, wat optimaal is voor verminderen van de langskrachten. De troskracht kan ook verkleind worden door $\frac{dQ}{dt}$ te halveren en pas na tijd $t = \frac{L}{\sqrt{gh}}$ de andere helft bij te voegen, bv. door een getrapt hefprogramma ($L =$ kolk-lengte).

Een tijdwinst wordt verkregen door de deuren te openen voordat het water aan weerszijden gelijk is. De kracht op het schip bij een niveauverhoging z van de translatiegolf is $\rho g z n$, waarin n is natte doorsnede schip. Bij benadering $\rho g \frac{z}{L} n L \approx \frac{z}{L} \times$ scheepsgewicht. Het criterium voor de troskracht is $\frac{z}{L}$.

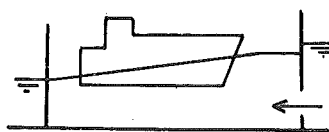


Als het restverval ΔH is, is de niveauverhoging z kleiner dan ΔH door het reducerend effect van de negatieve golf in het bovenpand, maar de golf die tegen het schip gedeeltelijk terugkaatst geeft een groter verhang, wat het effect vergroot. Als beide effecten elkaar opheffen is het criterium $\frac{\Delta H}{L}$.

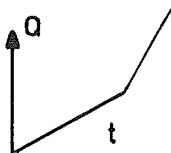


Bedacht moet worden dat deze troskracht ontstaat op een moment dat de schipper er niet meer op rekent.

6.4. Verkleinen van de hydraulische krachten

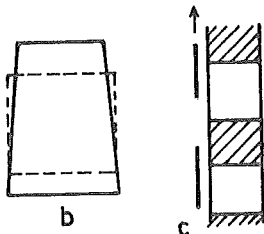
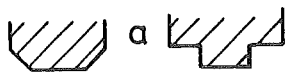


De langskracht tengevolge van de translatiegolf wordt verkleind door het voorste deel van de golf de vorm van een wig te geven met een lengte groter dan de scheepslengte. Dit gebeurt door het debiet Q zeer langzaam te laten toenemen en geleidelijk te vergroten door een aangepast hefprogramma, of een bijzondere vormgeving.

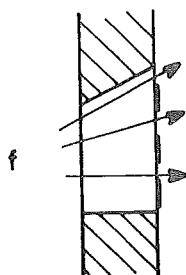
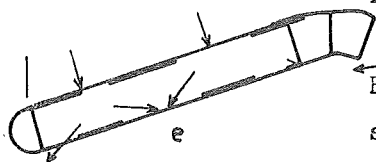
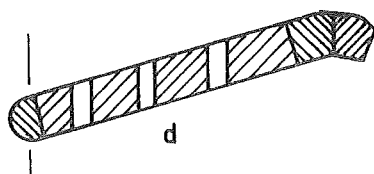


Het grote bezwaar van vullen door het heffen van de deur zelf is, dat in het begin een te grote opening ontstaat. Daarom wordt dit weinig toegepast.

Een aangepast hefprogramma wordt verkregen door een zeer langzame beginbeweging van de schuiven, door niet alle schuiven tegelijk te heffen, of door het heffen te onder-



breken. Een bijzondere vorm kan men geven aan opening of schuif (a); een breekplaat voor de opening vernietigt energie (b); een jalouziëschuif zodanig dat één opening later vrijkomt (c).



Het negatief verhang van de waterspiegel wordt verkleind door een goed stroombeeld tengevolge van spreiding van de vulstraal over de kolkbreedte. Dit wordt bereikt door:

- de schuifopeningen in breedterichting te spreiden (d)
- de openingen evenwijdig aan de sluisas te richten
- verticale breekbalken of een breekplaat (e)
- een geperforeerde plaat voor de opening (f)

Een risico is dat drijvend vuil zich vastzet. Dit pleit voor laaggeplaatste openingen en grote mazen in het breekrooster.

Bij het vullen door openingen in de wand, die in een bodemsleuf uitkomen, zijn de stromingskrachten klein, maar deze dwarskrachten kunnen door de stand van de trossen ook moeilijk worden opgenomen.

Als bij vullen door één wand de vulstroom onder het schip door schiet, dan wordt het schip tegen de vulwand gedrukt, wat gunstig is.

Bij vullen door de kolkvloer over een redelijk deel van de lengte zijn de krachten gering.

6.5. Het debietprogramma bij vullen en ledigen

6.5.1. Schuifopening in de deur

De helling van de waterspiegel is klein en bij benadering geldt dat het verval z over de opening bepaald wordt door de gemiddelde kolkwaterstand h en de buitenwaterstand h_0 . Voor het instroomdebiet Q geldt bij een kolk met verticale wanden en oppervlak A dat $Q = - A \frac{dz}{dt}$.

Bij de berekening van het debiet mag de traagheid van het water in de openingen worden verwaarloosd, zodat het debiet zich aanpast aan het momentane waterstandsverschil z en ook aan de momentane effectieve schuifopening μ_f ,

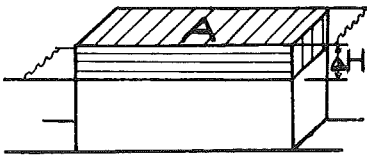
$$Q = \mu f \sqrt{2 g z} \quad (1)$$

Als aangenomen wordt dat de vulopening μf constant blijft (oneindig snel geheven schuif) neemt Q lineair met de tijd af en wordt tenslotte $Q = 0$.

$$\mu f \sqrt{2 g z} = - A \frac{dz}{dt} \quad (2)$$

Uit (1) en (2) is op te lossen:

$$\frac{\mu f \sqrt{2 g}}{A} t = - 2 \sqrt{z} + \text{const.} = - \frac{2 Q}{\mu f \sqrt{2 g}} + \text{const.}$$



De sluis is vol als $Q = 0$; heftijd schuif is t_h .

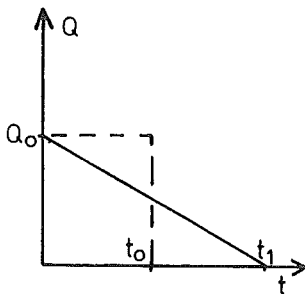
Als ΔH het initieel verval is tussen boven- en benedenpand, dan is de vultijd T bij lineair geheven schuif met

$$\mu f = \mu f_o (t/t_{\text{hef}}):$$

$$T = \frac{1}{2} t_h + \frac{2 A \Delta H}{\mu f \sqrt{2 g \Delta H}} \quad (3)$$

of in woorden:

"De vultijd is gelijk aan 2x schuifschijf, gedeeld door het debiet dat bij getrokken schuif en volledig verval zou ontstaan, vermeerderd met de halve heftijd".



Bij een oneindig snel geheven schuif geldt:

$$T = 2 t_o = \frac{2x \text{ schuifschijfinhoud}}{Q_o} = \frac{2 A \Delta H}{\mu f_o \sqrt{2 g \Delta H}} \quad (4)$$

Komt de effectieve opening vrij met snelheid

$\mu f = \mu f_o (t/t_{\text{hef}})$ dan volgt uit

$$Q = \mu f \sqrt{2 g z} \quad \text{dat} \quad \frac{dQ}{dt} = \frac{\mu f_o}{t_h} \sqrt{2 g \Delta H} \quad (5)$$

Hiervan wordt gebruik gemaakt voor een eerste schatting van hellingen tengevolge van translatiegolven en de daarvoor veroorzaakte troskrachten.

6.5.2. Riolen

Als de sluis gevuld of geledigd wordt door riolen, kan de traagheid van het water in het riool niet worden verwaarloosd. Er is een verval p nodig om het water te versnellen.

Omdat geldt $\frac{dp}{dx} = -\rho \frac{dv}{dt}$ is bij rioollengte L en initieel verval ΔH nu een extra verval benodigd volgens

$$\rho g \Delta H = \rho L \frac{dv}{dt} \quad (6)$$

Inplaats van $Q = \mu f \sqrt{2 g z}$ komt de vergelijking

$$z = \int \frac{Q^2}{2 g f_r^2} + \frac{L}{g} \frac{dv}{dt} \quad (7)$$

waarin $f_r = f_{\text{riool}}$ en \int het gesommeerde verlies over het riool, dat varieert met de tijd tijdens het heffen van de schuif.

Bij lineair heffen neemt het debiet lineair toe met de tijd:

$$Q = \alpha t \quad \text{of} \quad \frac{dQ}{dt} = \alpha.$$

In het begin is alleen het schuifverlies \int_s van belang, en het volledige verval ΔH is nog aanwezig.

Uit (7) volgt nu:

$$z_s = \int_s \frac{Q^2}{2 g f_r^2} = \Delta H - \frac{L\alpha}{g f_r} \quad (8)$$

We voeren in:

$$Q = \mu f \sqrt{2 g z_s} = \mu f \sqrt{2 g \left(\Delta H - \frac{\alpha L}{g f_r} \right)} \quad (9)$$

Aangezien f in het begin, zoals is gesteld, lineair met de tijd toeneemt en μ niet sterk varieert, kan men schrijven $\mu f = \beta t$ en dan is

$$\frac{dQ}{dt} = \alpha = \beta \sqrt{2 g \left(\Delta H - \frac{\alpha L}{g f_r} \right)} \quad (10)$$

waaruit $\frac{dQ}{dt} = \alpha$ kan worden berekend.

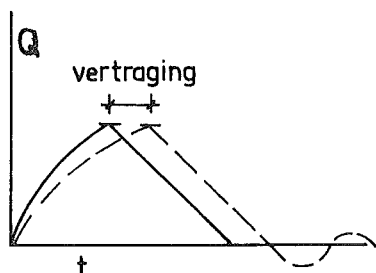
Voor de complete berekening moet het schuifverlies over de gehele hefhoogte bekend zijn; in het begin is de snelheid v_r in het riool klein en zijn overige verliezen verwaarloosbaar. Vlak achter de schuif is de snelheid in de gecontraheerde straal v_c .

Aangezien de verliezen zich bij de stroomvertraging afspelen, geldt volgens Carnot (volgt uit impulswet als alle debiet onder schuif stroomt):

$$z_s = \int_s \frac{v^2}{2g} = \frac{(v_c - v_r)^2}{2g} \quad (11)$$

v_c kan met schatting van de contractiecoëfficiënt als functie van de schuifhoogte worden bepaald. Als de andere rioolverliezen bekend zijn dan worden vullen en ledigen bepaald door: $Q = -A \frac{dz}{dt}$ en

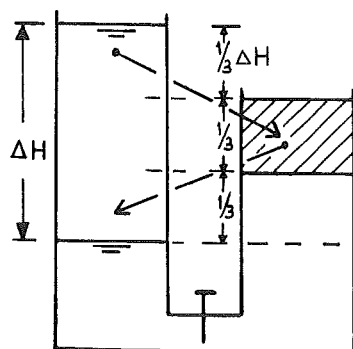
$$z = \int \frac{Q^2}{2g f_r^2} + \frac{L}{g} \frac{dv}{dt}$$



Resumerend blijft in het begin van het heffen het debiet iets achter door de traagheid van het water. Het maximum debiet blijft kleiner door de overige rioolverliezen. Als de schuif geheel geheven is neemt het debiet lineair af.

Bij een klein debiet overheerst de traagheid bij begin en eind. Kolk en riool vormen een laaggedempt systeem van communicerende varen: het water schiet door ("overtravel").

6.6. Spaarbekkens



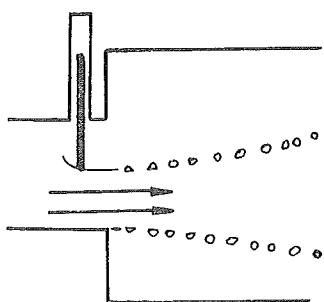
Om het waterverlies te beperken bouwt men één of meer spaarbekkens, waar een deel van het schutwater inloopt bij het ledigen van de kolk en bij het vullen weer wordt onttrokken. Een sluis met een verval H verbruikt $2x$ zoveel water als twee sluizen in serie elk met verval $\frac{1}{2} H$. Eén bekken met oppervlak gelijk aan dat van de schutkolk spaart 33% water. Bij ledigen van de kolk loopt $\frac{1}{3}$ deel van de schutkolk in het bekken, de rest gaat naar het benedenpand. Bij vullen komt $\frac{1}{3}$ deel uit het bekken, de rest komt uit het bovenpand.

Twee spaarbekkens geven een besparing van 50%.

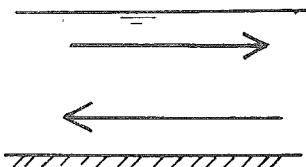
Dit laatste wordt ook bereikt bij twee parallelsluizen, waarvan de riolen zijn verbonden; hiervan is de schutcapaciteit uiteraard veel groter.

6.7. Groot-verval sluizen

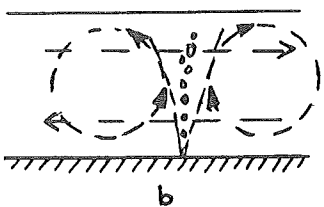
Bij sluizen met verval groter dan 10 m zal cavitatie bij de schuiven optreden. Bij grotere vervallen kan hierbij schade ontstaan. Er ontstaan bellen gevuld met waterdamp, waarbij ook luchtbelletjes vrijkomen; het water kookt bij atmosferische druk. De schade die ontstaat bij het imploderen van de bellen kan bij ledigingsschuiven worden beperkt door fijnverdeelde lucht in het water te brengen; bij vullen via een riool met meerdere verbindingen naar de kolk raakt echter de debietverdeling ontregeld als er lucht in het water wordt meegenomen. Cavitatieschade wordt verkleind door een staalbekleding, of door staalvezelbeton toe te passen. Een plotselinge rioolverwijding benedenstrooms van de schuif is ook gunstig omdat de implosie van de bellen zich wat verder van de wand afspeelt.



6.8. Zout-zoet scheidingsystemen



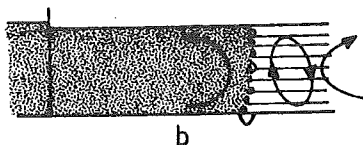
Als een schutsluis een scheiding vormt tussen wateren met verschillend peil die ook verschil in dichtheid bezitten, bv. een zoet kanaal en een zoute zeearm, vindt er volledige uitwisseling plaats.

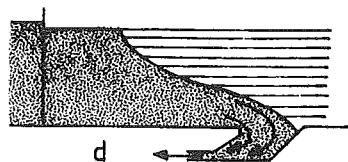


Doordat na het openen van de deuren het zoute water naar de bodem zakt en het zoete water naar het oppervlak gaat ontstaat een horizontale twee-lagenstroming in de schutkolk waardoor niet slechts de schutsluis maar het gehele kolkvolume bij elke schutting van het ene pand naar het andere worden gebracht.

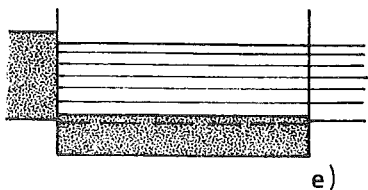
Het uitgewisselde volume kan worden beperkt door:

- a. terugpompen van de schutsluis naar het bovenpand.
- b. een vertikaal luchtbellenscherm nabij de deuren dat de horizontale twee-lagenstroming afremt (Volkerak).
- c. een verdiept bekken buiten de sluis, waar het zoute water inzakt dat wordt teruggespuid met klein debiet via een laaggelegen spleet.

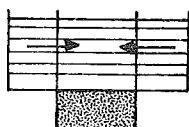




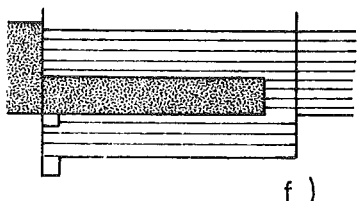
d. een verdiept bekken buiten de sluis waaruit het zoute water wordt teruggespuid met hetzelfde debiet als het inkomend debiet (Terneuzen).



e. ledigen van zoutwaterkolk via de geperforeerde bodem, terwijl aan het oppervlak zoet water wordt toegevoerd (Kreekrak, Philipsdam).



f. een liftsluis waarbij een liftbak met zout water beweegt in een wijdere kolk met zoet water (Oesterdam).



6.9. Literatuur

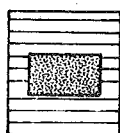
Hydraulica bij schutsluizen, door dr.ir. P.A. Kolkman

Notitie 1: Checklist voor het ontwerpen van vul- en ledigingssystemen van schutsluizen

Notitie 2: Berekeningen van waterstand en debiet bij vullen en ledigen van schutkolk bij lineair met de tijd vrijkomende opening

Notitie 4: Bodemvul- en ledigingssystemen waarbij het debiet op meerdere punten wordt ingelaten

Notitie 22: Hydraulische aspecten van vul- en ledigingssystemen van schutsluizen



Hoofdstuk 7. Doorlaatsluizen

7.1. Inleiding

Doorlaatsluizen zijn uitwatering- en inlaatsluizen. Deze constructies dienen voor de waterhuishouding en moeten in een gegeven periode een bepaalde hoeveelheid water toe- of afvoeren in verband met peilregeling, waterbeheer of waterkwaliteitsbeheer. Zijn ze opgenomen in een hoogwaterkering dan volgen voor de sluis gelijke veiligheidseisen als voor de kering. IJs- en vuilafvoer kan nodig zijn.

Meestal zijn de sluizen zo ontworpen dat de afvoercapaciteit kan worden ingesteld, doorgaans door het gebruik van schuiven. Tot de automatische capaciteitsregeling behoren: wachtdeuren, automatisch aanslaande hevels, overlaatconstructies. Bij sluizen geldt niet de eis die bij rivierstuwen en stormvloedkeringen wordt gesteld, nl. dat in geopende stand zoveel mogelijk het natuurlijk profiel van de waterloop in stand moet worden gehouden.

Om tot een economisch ontwerp te komen zal in het algemeen het aantal en de grootte van de beweegbare elementen beperkt worden gehouden. Anderzijds moet de uitstroming geen te hoge snelheden en een goed over het spuikanaal gespreide debietverdeling geven. Een combinatie van beide eisen is alleen eenvoudig te bereiken als de sluis lang genoeg is.

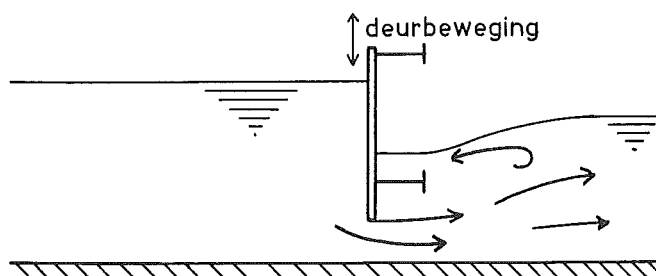
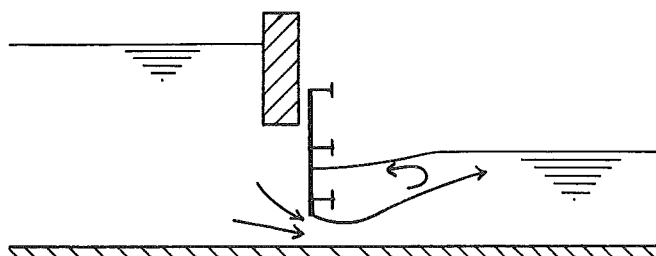
Zo is bij een sluis door een dijk heen of bij een spuikoker naast een schutsluis toch om andere redenen een minimale lengte vereist. In het algemeen is een compromis noodzakelijk tussen minimale schuifopening en minimale uitstroomsnelheid, waarbij de totale economie van het kunstwerk maatgevend is.

Ook schutsluizen en gemalen kunnen zo worden ingericht dat zij mede voor het doorlaten van water onder beschikbaar verval kunnen worden gebruikt.

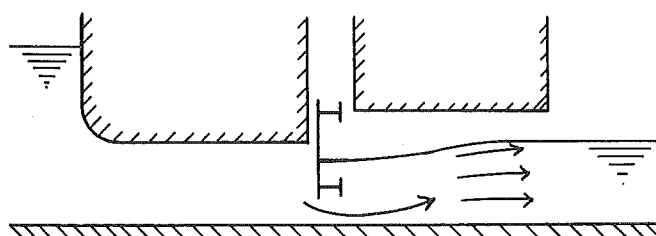
In het volgende worden de hydraulische aspecten nader bekeken.

7.2. Enige sluisstypen

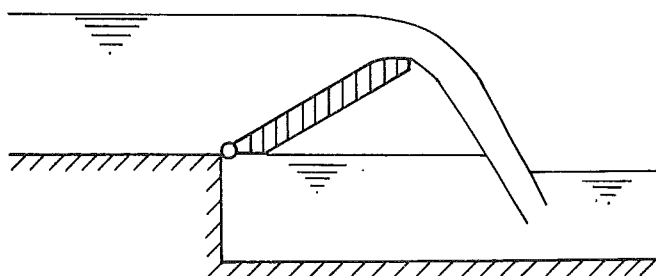
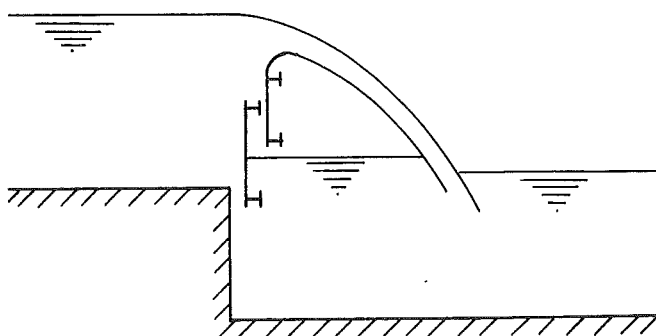
Open kokersluis met hefdeur

Open sluis met vaste bovenbalk
(soms gecombineerd met brug)

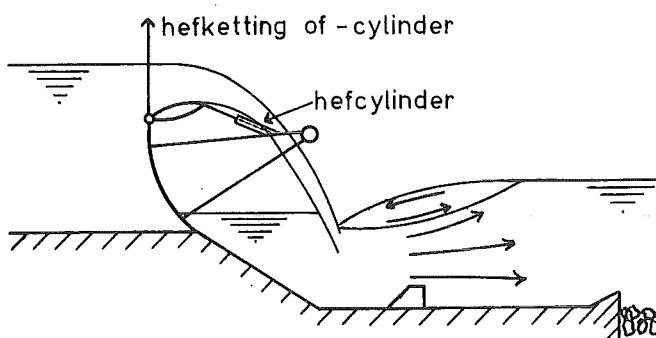
Halfverdronken koker



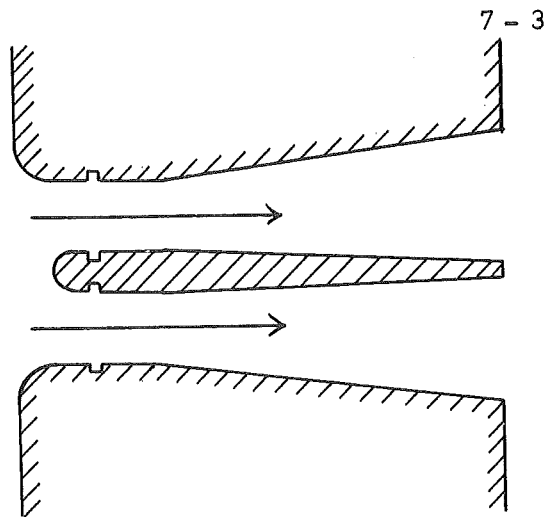
Open sluis met overstortklep

Open sluis met (gedeelde)
overstortklep

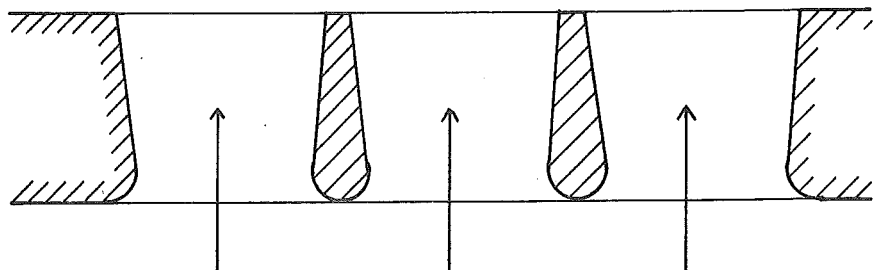
Sectorschuif met bovenklep



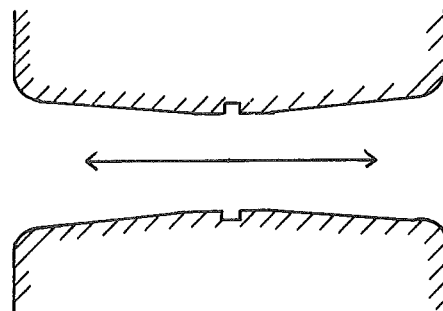
Lange sluis:
Venturisluis
(bovenaanzicht)



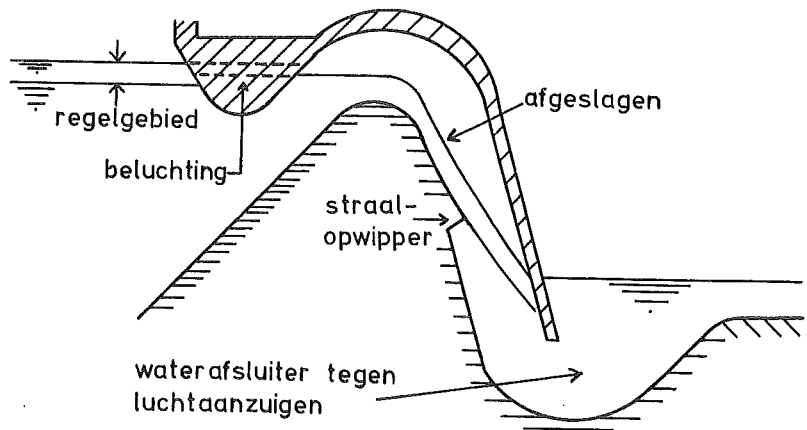
Korte sluis
(bovenaanzicht)



Sluis voor 2-zijdige doorlaat
(bovenaanzicht)



Zelfaan- en afslaaende
hevel



7.3. Programma van eisen

Om tot een optimaal ontwerp te komen is het nodig dat van tevoren het totale programma van eisen op tafel komt. De ontwerper heeft mede tot taak dit voor zijn principaal ter discussie te stellen en mee te helpen opstellen (ontwerpvoorbereiding). In de praktijk gebeurt het vaak dat tijdens het ontwerp het eisenpakket nog wat gewijzigd wordt omdat inzichten zich, mede door het ontwerpproces, wijzigen.

Naast inzicht in bodemgesteldheid, bouwmethodes, natuurlijke situatie etc. moeten de volgende punten van het eisenpakket bekend zijn om een ontwerp te kunnen maken.

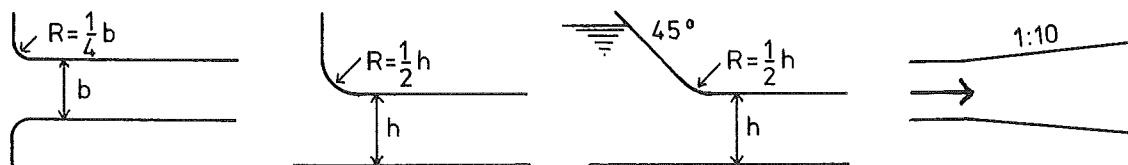
- a. Welk debiet moet bij maatgevende waterstanden kunnen passeren?
Dit kan zoiets zijn als: bij doodtij zonder opwaaiing moet per etmaal een gegeven aantal m^3 kunnen worden gespuid.
- b. Is de stroming in één of in beide richtingen?
- c. Zijn er speciale eisen ten aanzien van waterkerende functie?
- d. Zijn er nevenfuncties, bv. het op peil houden van bovenpand, zoveel mogelijk leveren van constant debiet etc.?
- e. Moet debiet gemeten kunnen worden?
- f. Moet het water belucht worden?
- g. Moet het debiet selectief uit boven- of onderlaag worden onttrokken? (i.v.m. spuien van koelwater of van binnengedrongen zout)
- h. Moet er zandtransport doorheen (of is er aanzanding te verwachten)?
- i. Doorvoer van ijs, zwevend vuil?
- j. Wat is de ijsconditie? (i.v.m. belasting door ijs of om schotsen tegen te houden)
- k. Moet het debiet of de waterstand automatisch worden geregeld?
(wachtdeur, automatisch aanslaande hevels, hefmechanisme met sturing op waterstand e.d.)
- l. Wat zijn maatgevende golfcondities?
- m. Is passage van vis nodig?
- n. Is er kans op aangroei?
- o. Is er scheepvaart in de buurt? (voorkómen van invaren in sluis, hinder door uitstroomdebiet, golven opgewekt door schepen)
- p. Wordt de lengte van de sluis mede bepaald doordat er een weg over loopt, of hij is opgenomen in een dijk?
- q. Welke risico's mogen worden genomen (i.v.m. aantal openingen, onderhoud, wel of geen dubbele schuiven)?
- r. Is er bij boven- of benedenpand toegang voor schepen i.v.m. mogelijk onderhoud of reparatie van stortebed na een extreme situatie?

7.4. Hydraulicaa. Vormgevingsaspecten

In het algemeen wordt een economische oplossing verkregen als de afvoercoëfficiënt zo hoog mogelijk is; tevens moet de stroming stabiel zijn.

Afrondingen instroomzijde: een kwart (of bij pijlers een halve) ellips 1 : 2 (lange zijde in stroming) is effectief. Ook een afronding van de hoeken is al behoorlijk; alzijdig liefst $R > \frac{1}{4} b_{\text{riool}}$, bij éézijdige afronding bij bv. plafond met doorlopende bodem $R > \frac{1}{2} h$. Ook kleinere stralen reduceren in stroomverlies sterk, maar de stroomverdeling wordt minder mooi. Afrondingen benedenstrooms zijn zinloos en veroorzaken een instabiliteit bij het loslaten van stroming.

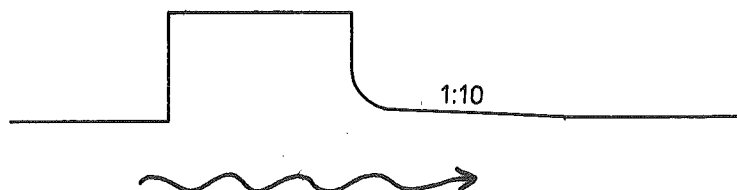
Afschuiningen: Bovenstrooms is een in de stroom stekend plafond onder 45° effectief tegen wervelaanzuiging.



Benedenstrooms is een opening met wijkende wanden (diffusor) geschikt om energie terug te winnen; diffusorhoek 1 : 10 met de as of nog kleiner, steiler dan 1 : 7 geeft instabiel stroombeeld. Eveneens geven taps toelopende pijlers kleiner energieverlies en reductie van wervelstraat (gunstig i.v.m. ontgrondingen). Pijlerafschuining (als pijlers ver van elkaar staan) maximaal 1 : 4, meestal wordt een kleinere hoek toegepast. Is er een korte lengte beschikbaar voor wijkende pijler- of kokerwanden dan kan toch met afschuinen een redelijke winst worden bereikt. Pijlerafschuining dient ook om turbulentie benedenstrooms tegen te gaan.

Bij begin van diffusor (keel) geen schuifspanning toepassen; als de sponning een breedte b heeft (in stroomrichting) dan diffusor 1,5 à 2 b benedenstrooms laten beginnen.

Sponningen: als het nodig is om verliezen te beperken of (bij hoge snelheden) om cavitatie te voorkomen dan benedenstroomse rand afschuinen en de hoek afronden.

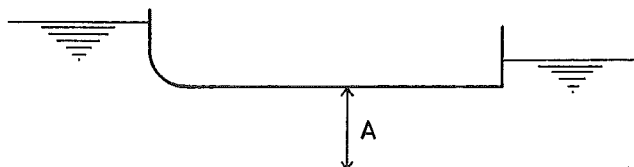


b. afvoerrelaties

Deze worden berekend volgens ééndimensionale aanpak (per doorsnede één representatieve snelheid) waarbij intree-, wrijvings-, sponnings-, diffusor-, uittree- en overstortverliezen achter elkaar worden geregen. Omdat er in werkelijkheid een wisselwerking is tussen deze componenten, is de nauwkeurigheid van de uitkomst slechts 10 à 15% (betrokken op de afvoercoëfficiënt).

Verdronken koker

$$Q = m \cdot A \sqrt{2g \Delta H}$$



A = referentiedoorsnede (meestal wordt nauwste doorsnede genomen).

De afvoercoëfficiënt m is alleen constant als boven- en benedenpand breed en diep zijn; in werkelijkheid is m enigszins afhankelijk van de bovenwaterstand en vrij sterk van het doorstroomprofiel afvoerkanal en dus benedenwaterstand.

m hangt af van de vormgeving en varieert in de praktijk tussen 0,9 en 1,5. Een hoge m wordt alleen bereikt als een lange diffusor achter de schuif (keel) aanwezig is.

Open koker, onvolkomen afvoer. Hiervoor wordt dezelfde formule aangehouden, maar

1. A wordt vervangen door de nauwste stroomvoerende doorsnede bij een fictieve horizontale waterspiegel gelijk aan de benedenwaterstand.
2. ΔH wordt vervangen door het verschil in energiehogte bovenstrooms en de benedenwaterspiegel.

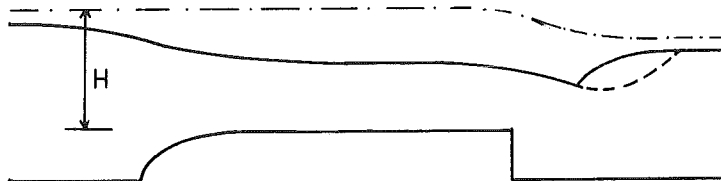
De m varieert van 0,9 tot 1,3 voor praktijkgevallen.

Voor afvoer in de buurt van de volkomen afvoer kan m nog lager zijn.

De nauwste doorsnede die werkelijk aanwezig is, is kleiner dan die volgens de definitie, daar benedenstrooms terugwinnen van kinetische energie plaatsvindt.

Open koker, volkomen afvoer

$$Q = m b \frac{2}{3} H \sqrt{2g \cdot \frac{1}{3} H}$$



b = breedte, H = energiehogte bovenstrooms ten opzichte van de drempel- of bodemhoogte in de kritieke doorsnede. $m = 1$ bij een lange overlaat (meestal het geval bij een spuisluis) en in de praktijk iets lager (intree-, wrijvings-, sponningsverliezen). Het is niet à priori te zeggen bij welke benedenwaterstand de onvolkomen in de volkomen

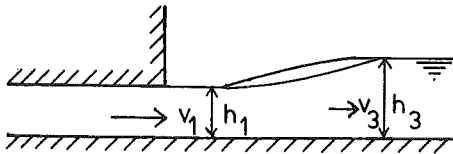
afvoer overgaat, in (1) zijn wat empirische gegevens te vinden. Bij een lange overlaat heerst er in de koker een hydrostatische drukverdeling; wordt er een overstortdrempel gemaakt dan is de druk onder de straal atmosferisch en dus lager. De afvoercoëfficiënt m wordt groter (1,2 bij scherpe overlaat en nog groter bij sterk gekromde overlaat).

Complete afvoerberekening

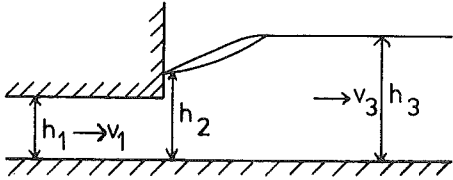
Deze kan gemaakt worden als het ontwerp (voorlopig) is vastgesteld.

De principes van de berekening zijn voor rechthoekige doorsneden:

- Voor de delen van de spuisluis met stromend water (inclusief stroming in verdronken kokers) loopt de eenvoudigste berekening van benedenstrooms naar bovenstrooms. Door bij één bepaald debiet de grensdiepte h_g (zie voor definities fig.7.1) voor elke doorsnede te bepalen kan met fig.7.1 de relatie H (energiehoogte) en h worden gevonden. Nu kan op de plaats die op een stukje Δx in bovenstroomse richting ligt (met bekende energieverliezen door wrijving, sponning en vertragingverliezen etc.) waar de energiehoogte ΔH hoger ligt, weer de waterspiegel worden berekend. Omdat de Q bekend is, is nu weer de v bekend en kan, weer naar bovenstrooms werkend, de volgende ΔH stap worden bepaald. Is er een sprong in de doorsnede, dan behoort daarbij een energieverlies ΔH , en is in de doorsnede bovenstrooms van de sprong weer de H bekend, en met de daarbij behorende h_g kan met fig.7.1 weer de h worden bepaald.
- Voor delen van de spuisluis met schietend water ($h < h_g$) kan fig.7.2 gebruikt worden als $h = h_1$ wordt ingevoerd en loopt de berekening vanaf de kritieke doorsnede waar de volkomen afvoer ontstaat van boven- naar benedenstrooms. De H neemt naar benedenstrooms af door wrijving etc. Door op een bepaalde doorsnede een watersprong te introduceren ontstaat daar een toegevoegde diepte met stromend water en proberenderwijs (de handigste berekening loopt nu eigenlijk weer van benedenstrooms naar boven) moet hierbij de bijbehorende benedenwaterstand worden vastgesteld. Door de watersprong meteen aan te leggen tegen de kritieke doorsnede kan worden vastgesteld bij welke benedenwaterstand de volkomen in de onvolkomen afvoer overgaat. Soms ontstaat de watersprong op een helling; zie hiervoor (5). Deze overgang gaat geleidelijk en is bij een gesloten koker of bij een schuif analytisch te bepalen.



volkomen afvoer



Onvolkomen afvoer:

$h_3 - h_2$ volgt uit de impulsiebeschouwing
(en continuïteit: $q = h_1 v_1 = h_3 v_3$)

$$\frac{1}{2} \rho g h_2^2 + \rho q v_1 = \frac{1}{2} \rho g h_3^2 + \rho q v_2$$

Pas als $h_3 - h_2$ klein is dan geldt Carnot: $\Delta H = \frac{(v_1 - v_3)^2}{2g}$

Indien er een volkomen overlaat over een dam of een open koker is dan moet van empirische gegevens gebruik worden gemaakt om de overgang tussen volkomen en onvolkomen overlaatkarakteristiek te bepalen.

De bepaling van de kritieke doorsnede is vaak eenvoudig, deze ligt bij:

- het einde van een prismatische koker
- daar waar de bodem een sprong maakt of de wanden geleidelijk of plotsling beginnen te wijken.

Ook is het mogelijk dat de kritieke doorsnede ontstaat tengevolge van een sterke stroomcontractie.

Voor wrijvings-, inlaat-, diffusor-, sponningsverliezen zie lit. (1), (2) en (3).

Het bewust inbouwen van een kritieke doorsnede heeft als voordeel dat bij een begrensde bovenwaterstand het maximale debiet wordt begrensd. Dit is belangrijk als geen regelschuif wordt toegepast en als extra veiligheid t.b.v. erosie.

c. Watersprong en woelbak

Is een volkomen afvoersituatie met schietend water bereikt dan ontstaat ergens een watersprong.

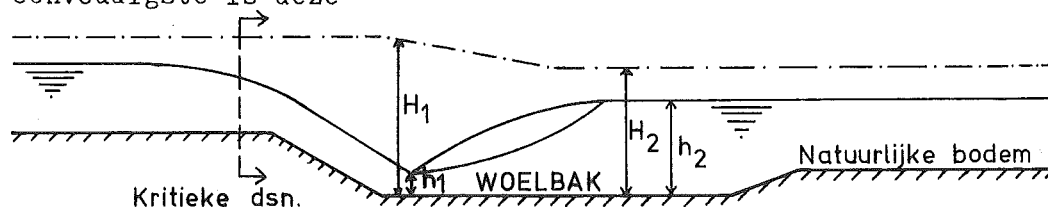
De watersprong is een ideaal middel om energie te vernietigen en veel beter dan bv. een nauwe opening onder water waarbij de straal in ruim water spuit.

Bij de watersprong wordt de energie zeer plaatselijk omgezet in een homogeen verdeelde turbulentie die maakt dat de snelheidsverdeling benedenstrooms goed is (belangrijk i.v.m. stortebedzwaarte en kuilvorming).

Door de sterke stroomspreidende werking kan zelfs ter plaatse van de sprong nog een diffusor (helling 1 : 7) worden toegepast.

Fig.7.2 geeft de relaties van de waterdiepten h_1 en h_2 meteen boven- en benedenstrooms van de sprong.

Op het principe van de watersprong zijn vele typen woelbak gebaseerd. De eenvoudigste is deze



De bovenstroomse straal plakt langs de hellende bodem (de afbuiging vindt plaats door een kromming aangepast aan de zwaartekrachtinvloed, de hellende bodem is vlak om in verdronken toestand geen loslaten van de straal te krijgen) en komt in een diepgelegen woelbak.

Omdat vlak voor de watersprong nog de energiehoogte H van de kritieke doorsnede geldt, en de toegevoegde waterdiepte volgt uit de benedenwaterstand is te berekenen $(H - h_{\text{ben.}})/h_g$ en met behulp van fig.7.2 zijn dan H/h_g en h_2/h_g af te lezen, hiermee ligt de vloerhoogte van de woelbak vast. Vervolgens wordt de vloer iets dieper gelegd (h_2 wordt 10% vergroot). De lengte is ca. $7 \times (h_2 - h_1)$ (gelijk aan de natuurlijke waterspronglengte). Voorbij de woelbak loopt de bodem geleidelijk omhoog (bv. steenbestorting) of wordt een getande einddrempe toegepast.

Door in de woelbak blokken te plaatsen (zie fig.7.3) met hoogte 1 à 2 maal h_1 kan de lengte tot ca. 30 à 50% gereduceerd worden. Bij vervallen groter dan 6 m moeten deze plaatselijk staalbekleed zijn i.v.m. cavitatie.

Benedenstrooms zijn de blokken afgeschuind om geen doodwaterzônes te creëren, hierin gaat grind, gruis etc. rondtollen en wordt beton aangetast. Bij vervallen groter dan 8 à 10 m worden geen blokken meer toegepast vanwege cavitatie.

Lit. woelbakken (4) en (5).

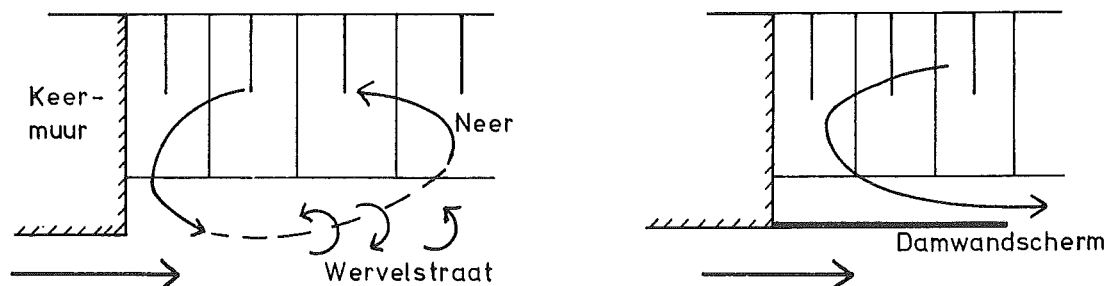
Meestal moet de woelbak ook kunnen functioneren bij hogere benedenwaterstanden. Dit kan wel, mits de inkomende straal goed bij de bodem aanligt, de watersprong ontstaat dan op de helling. Is de straal verdronken (schuif met een dekneer boven de straal) dan moet de straal naar de bodem gericht worden (bv. door de schuif op het hellende deel van de bodem te zetten).

Er zijn nog wel andere middelen om, met name bij stromend water condities, de stroming te spreiden. Een diffusor is gunstig i.v.m. lage energieverliezen; om de max. divergentiehoek van 1:10 (tophoek 11°) per opening niet te overschrijden worden soms extra schoepen ingezet. De diffusorhoek kan groter gekozen worden als spreidingsbalken worden toegepast. Ook kan een palenscherm of verdeelrooster worden gebruikt om het debiet te spreiden, dit is een oplossing voor kleine kunstwerken waarbij enig extra energieverlies acceptabel is. Een goed ontwerp is zonder modelonderzoek vaak lastig te bereiken. Het spreidingsprincipe berust op de weerstand, dus tussen de palen ontstaan veel hogere snelheden dan voorbij het scherm. Zijn de geknepen stralen smaller dan 50% van het uitstroomprofiel dan worden de stralen weer naar elkaar toe gezogen en kan een instabiel stroombeeld ontstaan.

Een middel dat wordt toegepast om stroming beter te spreiden in de breedte dat toepasbaar is bij diepliggende openingen (bv. hevelkokers die niet allemaal werken, schuiven waarbij er een paar dicht staan) is de zigzagoverlaat (fig.7.4). De spreidende werking is ook effectief in verdronken toestand. Deze overlaat beperkt door de stroomspreiding in breedterichting sterk de wervelstraat die naast een geconcentreerde straal ontstaat. Deze wervelstraat is vaak maatgevend voor de zwaarte en lengte van de bestortingen achter de spuisluizen.

d. Stortebedden

Achter de woelbak of de diffusor begint het uitstroomkanaal, of begrensd door (soms lange) vleugelwanden van de sluis of door taluds. In het laatste geval moet de overgang tussen de woelbak en het kanaalprofiel zodanig zijn dat de stroombegrenzing geen sterke wervelstraat geeft. Korte in het water staande schermwanden kunnen erg effectief zijn; doordat er een door het scherm geleide neer ontstaat vermindert de snelheidsgradiënt hetgeen de turbulentie vermindert.



Deze wand (L ca. 1 à 1,5 x neerbreedte) voorkomt tevens dat de neer de hoofdstroom opzij drukt (extra snelheden).

Achter de woelbak wordt een stortebed ontworpen dat qua zwaarte van de oppervlaktebestorting rekening houdt met de maatgevende snelheid (dit is de uittreesnelheid uit de woelbak bij de laagste benedenwaterstand waarop de woelbak is ontworpen) en een veiligheidsfactor in verband met turbulentie. Een veilige aanname is de USBR-formule (zie ook (1)):

$$d_{50} = 1,4 \bar{u}^2 / 2 \Delta g$$

(d_{50} = steendiameter die door 50% van het steengewicht wordt overschreden, \bar{u} is snelheid gemiddeld over de hoogte,

$$\Delta = (\rho_{\text{steen}} - \rho_{\text{water}}) / \rho_{\text{water}}).$$

Onder het stortebed wordt een zandfilter (granulaire opbouw of filterdoek) toegepast.

Is er reden om aan te nemen dat de stroming minder turbulent is dan kan het stortebed, zeker verderop, wat lichter zijn; soms is zelfs een factor 2 haalbaar voor de d_{50} .

Wordt tevens verwacht dat er een wervelstraat ontstaat doordat bv. 1 schuif dicht blijft terwijl de andere afvoeren dan geeft de USBR-formule weinig reserve. In geval schade tot calamiteiten kan leiden is modelonderzoek nodig, anders is een periodieke inspectie, waarbij steen kan worden nagestort, voldoende.

De lengte van het stortebed volgt uit de te verwachten kuil achter het stortebed; hoe langer het stortebed is, des te langzamer is de kuilgroei en des te flauwer is de aanzethelling van het stortebed en uiteraard des te verder is de kuil weg van de constructie.

Waar discontinuïteiten in de stroming verwacht worden (achter pijlers, landhoofden, bij taluds) wordt het stortebed wat verder doorgezekt. Indien in den droge uitgevoerd is een opsluiting met perkoenpalen o.i.d. gewenst, omdat daarmee ondermijning van het stortebed zelf wordt tegengegaan. Bij uitvoering in den natte wordt vaak een grindkist toegepast; als er zich een erosiekuil vormt zakt grind in de kuil en dit reduceert de aanzethelling. Ook kan een verzwaard filterdoek worden toegepast dat enigszins meezakt in de kuil.

De lengte waarop een slecht verdeelde stroming zich over de verticaal verdeelt is 8 à 10 maal* de waterdiepte. Deze lengte wordt meestal aan een stortebed gegeven. Deze lengte is niet voldoende voor het verwerken van een wervelstraat (wervels met verticale as). Bij de Haringvlietspuisluis is een beheersvoorschrift dat als er gespuid wordt en één schuif blijft dicht (reparatie/onderhoud) dat de positie van de naastliggende schuiven een overgang vormt tot het spuiende deel van de sluis, ter voorkoming van de wervelstraat. Bij de nieuwe spuisluis te Dintelsas wordt de reeds genoemde zigzagoverlaat toegepast, de bediening van de schuiven is nu niet gelimiteerd.

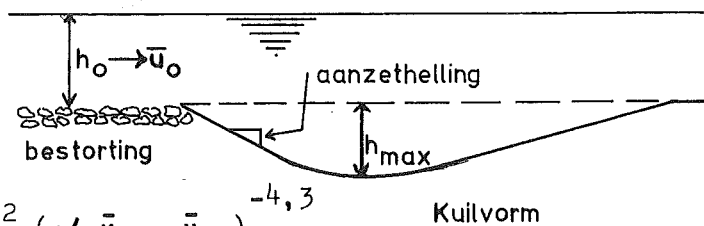
e. Erosiekuil

Als het stortebed en taluds niet ondermijnd worden is de diepte van de kuil vaak van minder belang. Kuildieptes kunnen bij een goed ontwerp 1 à 3 x de initiële waterdiepte bereiken. De te verwachten kuildiepte is bv. speciaal van belang in het deltagebied waar lagen van losgepakt zand aanleiding tot zettingsvloeiing kunnen geven. Bij het ontwerp van de spuisluis in het Haringvliet is in een modelonderzoek nagegaan welke helling en hoogteligging het stortebed moest hebben om een zo flauw mogelijke afschuivingslijn vanaf de constructie (begin stortebed), en rakend aan de erosiekuil, te verkrijgen. Dit resulteerde in een horizontaal stortebed waarbij de gemiddelde snelheid aan het eind ca. 2x de "snelheid begin van erosie" van zand was.

Het karakter van de kuil die ontstaat in niet-cohesief zand is een met de tijd gelijkvormig groeiende kuil, met als groei voor de diepte (Breusers, zie (6) en (7))

$$\frac{h_{\max}}{h_0} = \left(\frac{t}{t_1}\right)^{0,3 \text{ à } 0,5}$$

$$\text{met } t_1 = (250 \text{ à } 330) \Delta^{1,7} h_0^2 (\propto \bar{u}_0 - \bar{u}_{kr})^{-4,3}$$



* Een waarschuwing: als de stroming zich meer dan 2 x in de breedte of in de hoogte moet verwijden dan treedt een meanderende stroming met neren op en spreidt de stroming slecht.

(t = tijdstip, h_{\max} = erosiekuildiepte, h_0 = waterdiepte einde storttebed, $\Delta = (\rho_{\text{zand}} - \rho_{\text{water}}) / \rho_{\text{water}}$, \bar{u}_0 = gem. snelheid boven einde storttebed, \bar{u}_{kr} = idem bij begin bewegen zand). Voor 2-dimensionale situaties $\alpha = 1,5$ à $2,7$ (de laatste bij stroming over een drempel van de halve diepte en lengte storttebed ca. 5 x de diepte). Voor 3-dimensionale situaties kan α tot 2 x groter zijn.

Er bestaan ook formules voor de evenwichtskuil, maar die zijn niet in prototype gecontroleerd. Bij een ontwerplevensduur is de afvoer en de buitenwaterstand een statistisch gegeven en kan de kuil berekend worden; die is veel minder diep dan de evenwichtskuil behorend bij het maximum debiet! Reducerende factoren voor de kuilgroei zijn aanvoer van materiaal door de sluis zelf of door de rivier of de geul waarop de sluis uitkomt, en ook kleilagen of andere hardere lagen in de bodem.

Vaak belangrijker dan de kuildiepte is de aanzethelling van de kuil; is deze tijdens stroming steiler dan het natuurlijk talud dan kan het storttebed verzakken. Voorwaarde ter voorkoming van steile hellingen is het goed spreiden van de stroming over het profiel en een bestorting die lang genoeg is (aanpassing stroomvertikaal aan ruwheid bestorting).

f. Golfbelasting

Maatgevend is in het algemeen de situatie met gesloten schuif; bij stromend water dringt vaak de golf niet tot de constructie door (tegenstroom) of wordt sterk afgeflauwd (meestroom). Voorkomen moet worden dat golven in de buurt van de schuiven of verticale wand kunnen breken. Golfbrekers om de monding te beschermen kunnen nodig zijn. Golfklappen kunnen optreden als de bewegende waterspiegel parallel is aan een constructiedeel (plafond van een riool, onderkant brug, horizontale schuifligger, brekende golven bij een verticale wand); dit moet dus zoveel mogelijk worden tegengegaan. Perforaties in liggers geven een sterke reductie van de golfklap.

Bij een open kokersluis moet het plafond hoog genoeg liggen. Bij de Lauwerszeespuisluis (fig.7.9) is een laag plafond toegepast behorend bij een waterspiegel waarbij weinig golven doordringen. Bij hogere golven breken de golven op het talud dat boven de koker is aangebracht. Toch zijn ook hier nog voorzieningen aangebracht om te voorkomen dat de lage golven die de koker binnendringen klappen geven: de schuif heeft een extra beplating gekregen om geen klap tegen de horizontale

le schuifliggers te krijgen, tussen plafond en schuif is een spleet om de druk te ventileren (een soort bufferschacht) en bij de sluismond is het plafond plaatselijk verlaagd om de golf af te toppen. Zijn nu alle maatregelen genomen om golfklappen te voorkomen, dan blijven de normale golfdrukken over.

Bij een staande golf tegen een wand is maatgevend de dubbele max. golfhoogte (dit i.v.m. terugkaatsing). Bij lange golven is de golfdruk hydrostatisch, bij kortere neemt de drukvariatie naar beneden toe af. Door de trochoïdale golfvorm ontstaat een quasi waterspiegelverhoging, dit is uitgewerkt in de berekening van Sainflou, fig.75

g. Toepassing van modelonderzoek

Modelonderzoek komt in het algemeen in aanmerking als

- onnauwkeurige ontwerpaannamen tot grote risico's leiden
- conservatieve schattingen tot dure oplossingen leiden
- nieuwe typen constructies worden toegepast
- nauwkeurige afvoerbepaling nodig is.

Alle hiervoor behandelde aspecten kunnen redelijk in schaalmodellen worden bekeken. Die elementen die niet automatisch in een model juist worden weergegeven (erosiekuil, golfklap, cavitatie) kunnen door de opgebouwde ervaring via de verkregen modelresultaten toch worden afgeschat. In het geval van golfklapdrukken wordt in de praktijk de vertaling van schaalmodel naar werkelijkheid via een conservatieve (= veilige) afschatting gemaakt.

7.5. Diverse aspecten

a. Metten van debieten

Bij een spuisluis is het debiet een functie van 2 waterstanden en de schuifstand terwijl er bij meerdere kokers een onderlinge wisselwerking is.

Het aantal variabelen reduceert als er maar één opening is en als de sluis een volkomen overlaat of doorlaat heeft (debiet alleen afhankelijk van overstorthoogte t.o.v. vaste drempel of overstortende schuif). Alleen de lange overlaat heeft een afvoercoëfficiënt die nagenoeg onafhankelijk is van de waterstand. Hierop is de overstortende Romijnschuif gebaseerd (fig.76).

Is de spuisluis volledig verdronken dan is een directe vervalmeter beter dan het meten van twee aparte waterstanden.

Er bestaan speciale meetgoten die, mits volgens normen gebouwd, een bekende debietcurve hebben, deze kunnen in serie met de spuisluis gezet worden, lit. (8). In alle andere gevallen is een ijking nodig. Een ijking wordt verkregen via modelonderzoek of via een prototype ijking, beide vergen een zorgvuldige afweging van mogelijke fouten. Debietbepaling via een lokale snelheidsmeting is alleen na ijking mogelijk.

In ontwikkeling zijn speciale debietmeters (acoustisch) die minder gevoelig zijn voor een verstoring van het stroombeeld doordat zij de snelheid over een raai middelen.

b. IJsbelasting

IJs kan aanwezig zijn via schollen (stoten) of een gesloten laag (expansiedruk). De sterkte van ijs hangt af van de voorgeschiedenis en het zoutgehalte van het water (9). IJs kan worden tegengehouden door een ketting van drijvende elementen.

Kolkend water (wervels) bevorderen het meezuigen van drijvende brokken. Een spuikoker met vrije spiegel kan ijs afvoeren, een kokersluis kan het ijs volledig tegenhouden.

Schuiven kunnen vastvriezen. Bij de Haringvlietsluizen zijn verwarmde zijgeleidingen toegepast; in Skandinavië worden schuiven zelfs als geheel verwarmd. Dubbelzijdig beplate schuiven met gesloten onderkant zijn ook in ijs bruikbaar. Voor de stormvloedkering die bij Leningrad wordt ontworpen moet de schuif (als een valbijn) in ijs kunnen sluiten.

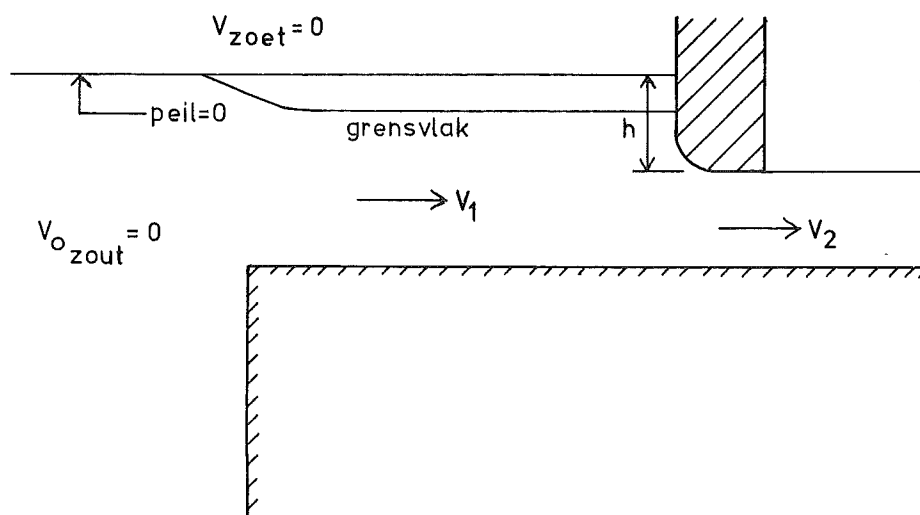
c. Zout-zoeteffecten

Het drukverschil over de schuiven hangt niet alleen af van het verschil van de waterspiegels. Voor spuien van zoetwater is een minimaal verval van $(\rho/\Delta\rho) \times$ (diepte bodem schuifopening t.o.v. waterspiegel) nodig.

Door "drijven" van zoetwater geeft een zoetspuistroom minder aanval op de bodembescherming. Het stroombeeld wijzigt (olievlekstroming i.p.v. geconcentreerde straal); van belang bij afschatten scheepshinder.

d. Selectief afzuigen

De randvoorwaarde om bijvoorbeeld alleen zoutwater uit een onderlaag te spuien volgt uit onderstaande figuur, voor selectief afzuigen uit de bovenlaag geldt iets soortgelijks. De lange-overlaatbenadering geeft een goede grootte-orde vergeleken bij proefresultaten.



Ter plaatse van v_2 is de druk $v_2^2/2g$ lager dan daar waar $v_0 = 0$. De hoogte h moet minimaal zijn $h (\Delta\rho/\rho) = v_2^2/2g$.

In fig.7.7 is een schema gegeven zoals opgezet voor een uitlaatsluis waarmee een zout bekken met een geringe zoute bovenafvoer zo snel mogelijk na afsluiting in een zoete toestand kan overgaan.

e. Bouwfase

De wijze van bouwen is volledig situatiegebonden. Voorzieningen kunnen nodig zijn om een rivierafvoer om te leiden. Bij grote werken kan dit zeer kostbaar zijn; dan kan ook een uitvoeringsmethode met prefab-elementen worden overwogen. Gerekend moet worden met extra kosten voor

tijdelijke werken: oever- en bodemverdediging van de omleiding en van de bouwput, en na gereedkomen kunstwerk doorgraven bouwput en soms afsluiten rivieromleiding.

7.6. Ontwerpaspecten bij schuiven

De globale keuze van het schuifontwerp (afmetingen, boven- of onderafvoer, mogelijk gedeelde schuif) volgen uit het programma van eisen en de kosten. In (10) zijn een aantal aspecten die hieronder worden aangestipt nader uitgewerkt.

Onder-/bovenafvoer; de eerste is aantrekkelijk bij debietregeling, de laatste bij peilregeling (volgt uit de afvoerrelaties $q \propto \Delta H^{\frac{1}{2}}$ en $h_{\text{overstort}} \propto q^{\frac{2}{3}}$) en ook bij ijsafvoer. Selectief afzuigen kan keuze mede bepalen.

Maximaal verval; kan variëren ook door het ingestelde spuidebiet (dan worden de restverliezen van de sluis groter en neemt het lokale schuifverval af). Bij het sluiten van een schuif in een verdrongen kokersluis moet de waterkolom worden afgeremd, dit geeft een extra verval.

Afdichtingen; Is de afdichtende functie van een schuif belangrijk dan worden vaak rubberen strips gebruikt die door de waterdruk afdichten. Worden schuiven vaak bewogen dan slijten deze sterk. Bij wielschuiven kunnen indrukbare profielen worden gebruikt waarbij de schuif door een hefboom bij de wielen wordt afgedrukt vóór het heffen; als alternatief: afdichtingsrubbers met ingevulcaniseerd teflon. Bij spleetstroming (door afdrucken van de schuif of slijtage van afdichtingsstrook of het weglaten hiervan) is analyse van mogelijke trillingen noodzakelijk. In de buurt van de waterspiegel is een afdichting wenselijk om te voorkomen dat drijvend vuil wordt aangezogen (klemlopen schuif), anders kan weglaten van de afdichting worden overwogen.

Glijd- of wielschuif; steeds meer tendens tot glijdschuif (er komen betere materialen beschikbaar). Wel grotere hefkrachten door wrijving, maar minder kans op trillen door het ontbreken van lekstroming en de grotere mechanische demping.

Horizontale krachten; in gesloten stand is verval maal schuifoppervlak maatgevend. In gedeeltelijk geopende stand is de totaalcracht af te leiden uit impulsbeschouwing van de stroming (op een doorsnede van de koker bovenstrooms zowel als benedenstrooms van de sluis). Bij een schuif in een prismatische verdrongen koker is de kracht op het schuifdeel dat in het riool steekt $(\int_s V_{\text{riool}}^2 / 2g) \times (\text{rioldoorsnede})$.

Er ontstaat direkt achter de schuif, boven of onder de gecontraheerde straal, een onderdrukzone; bij een verdronken koker is deze lokale onderdruk maximaal $2 \sqrt{\xi_s} v_{riool}^2 / 2g$ (hierbij is $\xi_s =$ schuifverlies). Het lokale maximale drukhoogteverschil over de schuif is energiehoogte bovenstrooms minus de lokale onderdruk benedenstrooms.

Vertikale hydrodynamische krachten; deze treden op als de schuif geheel of gedeeltelijk geopend is. Als eerste (maximale) indicatie wordt genomen de hierboven genoemde maximale verschildruk maal het oppervlak van de schuifligger. De kracht is te reduceren door te zorgen dat de waterstand in de schuifschacht verlaagt (keuze spleetgroottes). De vorm van de onderrand speelt ook een rol. Perforatie van de schuifliggers, liefst op die plaatsen waar een maximaal drukverval heerst, is effectief vanwege

- a. reductie aangrijpingsoppervlak van de druk
- b. nivellering drukverschil.

Indicatie: effectieve reductie liggeroppervlak is $2 M A_{gat}$.

Geen verticale krachten bij vrije afvoer onder de schuif mits beplating loodrecht op de hefrichting staat en schuifliggers in lucht zitten.

Voor de dimensionering van het bewegingswerk moet gerekend worden met eigen gewicht (minus indompelingseffect), wrijving (gerelateerd aan de horizontale kracht) en de reeds genoemde hydrodynamische krachten.

Een zekere reserve is wenselijk, onder andere omdat ook dynamische belastingen door golven, turbulentie en trillingen voorkomen.

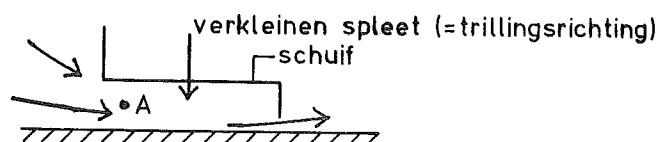
Dynamische verschijnselen; speciaal bij een verdronken kokersluis kan tijdens het sluiten van schuiven een dynamisch verschijnsel optreden als de waterkolom die afgeremd moet worden geheel of gedeeltelijk benedenstrooms van de schuif zit. Bij de schuif ontstaat een extra onderdruk; als deze aanleiding geeft tot luchtaanzuigen (of bij groot verval zelfs tot cavitatie) dan kan de waterkolom doorschieten en komt, nadat de schuif dicht is, weer terug tegen de schuif; hierbij kunnen grote krachten en dreunen ontstaan.

Twee schuiven achter elkaar in kokersluis; als één schuif weigert (halverwege) en de andere wordt gesloten dan ontstaat er steeds een positie waarbij de straal onder de schuif in twee trappen verwijdt; hierdoor vergroot de afvoercapaciteit en ontstaan (Bernouilli) extra lage drukken met weer kans op luchtaanzuigen of cavitatie.

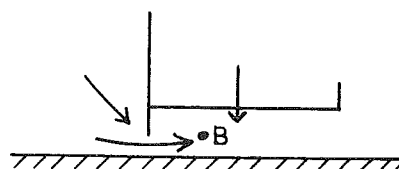
Golfbelasting; kritiek zijn dode hoeken waar de reflecterende golf niet omhoog kan (liggers of rioolplafond). Remedie; spleet in plafond (soort bufferschacht) of een beplating aan de golfzijde (schuif om draaien of dubbel beplaten). Ook een watersprong die net tegen de schuif aan zit kan dynamische belasting of trilling veroorzaken.

Trillingen; vooral bij spleetstroming en bij stroming met een instabiel loslaatpunt of een instabiel punt waar de stroming weer aan de schuif gaan aanliggen. Bij spleetstroming is er een indicator voor al dan niet trillen; trillen treedt op in de richting waarbij de afvoercapaciteit (spleetgrootte of de M) beïnvloed wordt.

Nemen we nu aan: debiet = constant, dan geeft verkleining van de spleet (of de M) een vergroting van het verval en hiermee samenhangend nemen lokale drukverschillen toe. Ontstaat hierbij een kracht die de spleet verder wil verkleinen dan is de schuif instabiel, zie verder (11).



Druk in A neemt toe:
geen trilling



Druk in B neemt af:
kans op trilling

7.7. Hevels (zie ook (11))

Hevels worden toegepast om

1. Het doorsnijden van een bestaande constructie te vermijden.
2. Peilregeling te kunnen toepassen zonder een (brede) overlaatconstructie te hebben; als de hevel aanslaat ontstaat een grote afvoer.
3. Veiligheid tegen overstroming te verkrijgen zonder bewegende delen. In wezen is de hevelkruin een deel van de dam (mits de hevel hierbij niet aanslaat).
4. Water te beluchten (verbetering waterkwaliteit).

Bij kleine overstorthoogte werkt hevel als normale overlaat $Q \propto H^{1,5}$ (H t.o.v. kruin). In aangeslagen toestand is het een doorlaatconstructie ($Q \propto \sqrt{\Delta H}$) waarbij de benedendruk hoger kan liggen dan de benedenwaterstand; de benedenstroomse pijp hoeft nl. niet tot in het benedenwater te steken of er ligt een drempel achter de hevel.

Zelfaanslaande hevels; bij kleine rijzing bovenpeil wordt de beluchting van de overstortende straal geblokkeerd en neemt de straal (door speciale vormgeving) de lucht uit de hevelkroon mee, bij daling peil ontstaat weer beluchting en slaat de hevel af.

Aangezogen hevels; met behulp van een luchtpomp wordt de hevel aangezogen: de kruin van hevel kan nu boven de bovenwaterstand ontworpen worden.

7.8. Beslissingspunten bij de ontwerpprocedure

- a. Verdrongen of open koker. Indien de schuif om redenen van niveau-regeling, selectief wateronttrekken of drijvend vuilafvoer moet overstorten is de keuze duidelijk. Wordt de sluis niet bediend (bv. wachtdeuren) dan is een open koker aangewezen aangezien dan het maximale debiet kan worden begrensd (volkomen afvoer).
Bij een gesloten koker kan dit alleen worden bereikt, nl. door in serie een overstortdrempel te plaatsen. Verder spelen kosten vaak doorslaggevende rol. Bij lange sluis diffusor overwegen.
- b. Globale bepaling afvoer karakteristiek en het maximale debiet dat momentaan erdoor moet, bepaling van het doorstroomprofiel.
- c. Breedte van de sluis te bepalen uit motieven ontgroning en bodembescherming (maatgevend: maximaal debiet en minimale benedenwaterstand). Ook kan de snelheid in het spuikanaal beperkt zijn door eisen t.a.v. scheepvaarthinder.
- d. Vanuit kosten aantal en grootte van de kokers te bepalen. Soms is minimale doorsnede per koker vereist (ijsafvoer).
- e. Schuiftype, in relatie tot kosten, onderhoud, kans op dynamische verschijnselen (bv. door luchtaanzuigen of golfklappen), onder- of bovenafvoer, vastvriezen. Keuze enkele schuif of twee achter elkaar. Ook gedeelde schuif beschouwen.
- f. Bepaling woelbak. Bij volkomen overlaatsituatie uitgaan van de watersprong, eventueel te verkorten door blokken e.d. toe te passen. Daarna ook zorgen dat deze werkt bij onvolkomen afvoer en geknepen schuif (zorg dat straal bij de bodem blijft).
- g. Keuze einddrempel (wel of niet i.v.m. afvoerbegrenzing maar de zigzagdrempel vooral voor stroomverdeling), taludaansluitingen.
- h. Bij grote constructies spelen de technische mogelijkheden om de constructie te bouwen (wel of niet een bouwput, debietomleiding, prefab-elementen of storten van beton) een belangrijke rol.

7.9. Voorbeelden

Fig.7.6 toont een inlaatwerk opgezet als meetstuw (de Romijnstuw), zodanig dat bij een volkomen overlaat (een benedenstroomse waterspiegel tot $1/3$ van de overstorthoogte) een constante afvoercoëfficiënt geldt. Deze varieert $\pm 3\%$ bij een overstorthoogte tussen 0,1 en 0,7 van de kruinlengte (8).

Fig.7.8 geeft een voorbeeld van een kokersluis (spuisluis Lauwerszee) met vrije waterspiegel; laagliggend plafond aan de zeezijde i.v.m. beperking golfdoordringing. Er is geen diffusor toegepast.

Uit modelonderzoek is gebleken dat de dikke pijler aan de benedenstroomse kant een functie heeft om, als één groep schuiven is afgesloten, de wervelstraat te beperken.

Fig.7.9, de inlaat (of in de toekomst mogelijk ook als uitslaatsluis te gebruiken) in de Brouwersdam. De sluis heeft een diffusor aan beide einden om de afvoer te vergroten. Dit was echter maar beperkt wenselijk omdat door de hoge snelheden in de keel luchtaanzuigen zou optreden. Omdat een diepere kokerligging kostbaar zou zijn is achter de schuif een abrupte verwijding toegepast om de afvoercoëfficiënt te beperken, de schuif kreeg daardoor wel een groter oppervlak.

Fig.7.10 geeft een doorsnede van de spuisluis in het Haringvliet (17 openingen van 56 m, een soort 2-dimensionale spuisluis Q_{\max} ca. $10\ 000\ m^3/s$).

- Golfbelasting: De woelbak is zeer diep om breken van golven bij de schuiven te voorkomen. De naar voren hellende schuif aan de zeezijde is ongunstig voor de kans op golfklappen, daarom is gekozen voor een wat lagere schuif die bij extreme golfcondities, bij hogere waterstanden, wat golfoverslag toelaat. De schuif aan de rivierzijde, die gunstiger staat voor de golfklappen (achterover hellend) is hoger. Twee schuiven werden nodig geacht met het oog op de veiligheid. De ∇ (nabla)ligger voorkomt golfklappen door de scherpe onderzijde. In de hoeken tussen schuif en landhoofden zijn, aan de zeezijde, golfabsorptiekamers in de landhoofden aangebracht.
- IJs: De breedte per opening is gekozen aan de hand van luchtfoto's van ijsvelden die de Moerdijkbrug passeren. De pijlers zijn aan de rivierzijde voorzien van scheefstaande messen om de ijsvelden te breken. De onderzijde van de brug is zo hoog gekozen dat ijsbrekers vanaf de zeezijde een ijsveld op de rivier kunnen afbreken. De zijafdichting van de schuiven is verwarmd. Voor de hefkracht is gerekend met een grote ijslast (ongeveer de waterinhoud van de schuif).

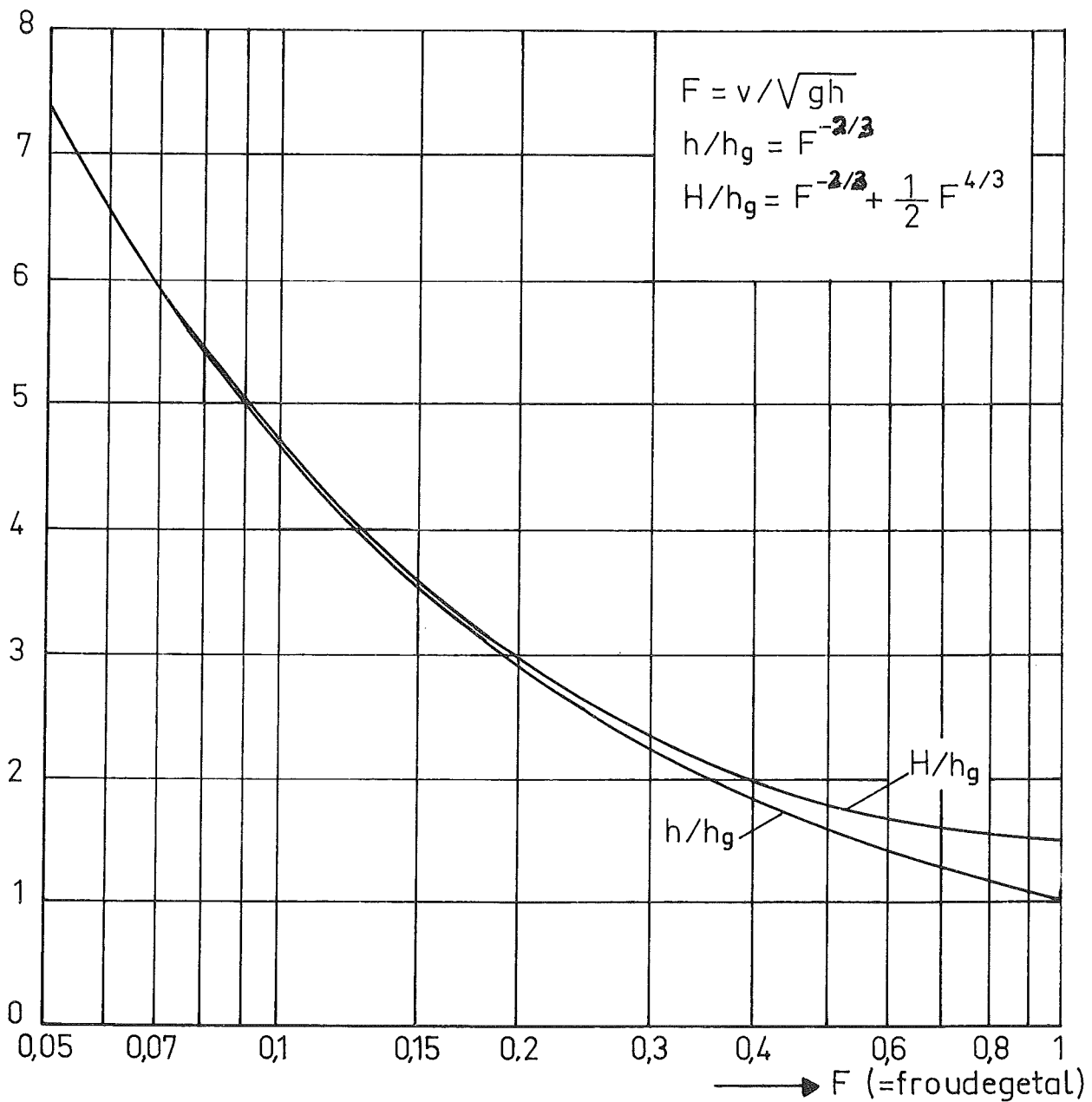
De dubbele beplating in radiële richting laat heffen bij ijs toe; ook de schuifarmen met vierkante doorsnede zijn om deze reden op hun punt gezet

- Ontgronding: Stortebedhoogte en lengte zijn via modelonderzoek zo gekozen dat de raaklijn, vanaf kunstwerk, aan de ontgrondingskuil een zo flauw mogelijke helling heeft. Aan het einde van het stortebed zijn 2 rijen tetraëders op het bed geplaatst om de aanzethelling van de kuil te verkleinen. (ribbe 2,45 m, h.o.h. 3 m).
- Hefkrachten: De met water gevulde ruimten in de schuif zijn verbonden met het buitenwater aan de schuifonderzijde waar de waterdruk het laagst is, hiermee wordt de vullingsgraad gereduceerd, en daarmee de hefkracht.
- Windhinder voor het verkeer: deze wordt verergerd door de lokale invloed van de pijlers, windschermen zijn i.v.m. kosten weggelaten (opm.: In de Eiderdam in N. Duitsland is bij een soortgelijke constructie het verkeer door de brugligger geleid).
- Modelonderzoek; een jarenlang onderzoeksprogramma dat betrekking had op stroombescherming en vormgeving bouwput, stortebed, ontgronding, golfklappen, responsie van de elastische constructie hierop, trillen schuiven, hefkrachten (stroming en golven), spuien zoetwater, ijken, vormgeving landhoofden, golfreflectie en demping bij de landhoofden, sluitingsmethodieken van de riviergedeelten naast de sluis.

7.10. Literatuur

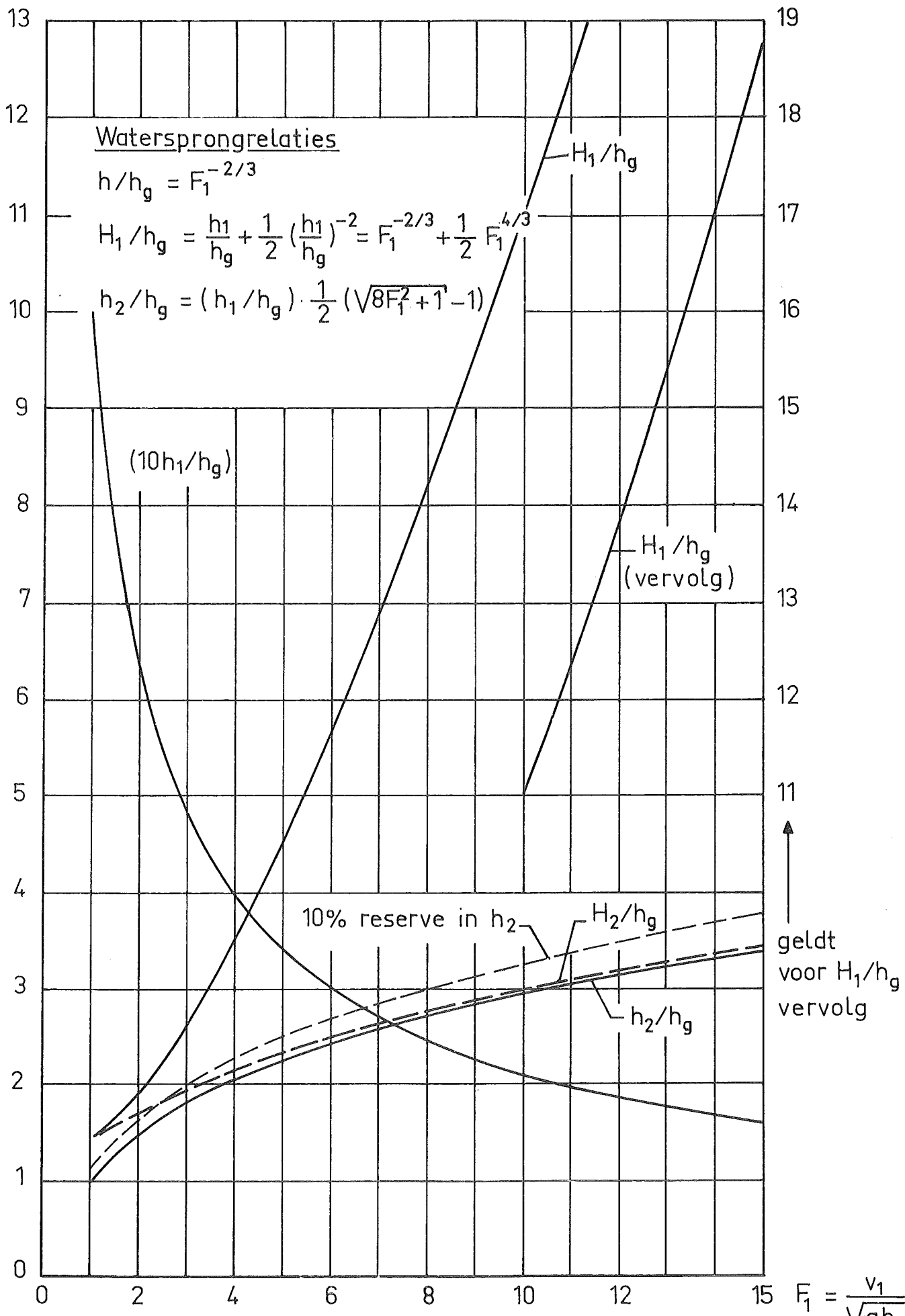
- (1) Hydraulic Design Criteria
Waterways Experiment Station, U.S. Army Corps of Engineers,
Vicksburg
- (2) Idelcik, I.E.
Momento des perte de charge
Coll. du Centre de recherche et d'essais de Chatou,
Eyrolles, Paris '69 (Vert. uit Russisch)
- (3) Miller, D.S.
Internal flow systems
Fluid Engineering Series Vol. 5, Brit. Hydromech. Res. Assoc.
1978
- (4) Bradley, J.N. and Petarka, A.J.
The hydraulic design of stilling basins
Proc. ASCE, hydr. div. Oct. '57, paper 1401 t/m 1406
- (5) Ven Te Chow
Open channel hydraulics
McGraw Hill 1959
- (6) Breusers, H.C.N. en Schukking W.A.P.
Syst. onderzoek naar twee- en driedimensionale ontgrondingen
Waterl. Lab. Delft, rapport M648/863
- (7) de Grauw, A.F.F. en Pilarczyk, K.W.
Model-prototype conformity of local scour in non-cohesiv
sediment beneath overflow dam (in voorber.)
IAHR congres 1981, N. Delhi, Subj. D.a.
- (8) Bos, M.G. (editor)
Discharge Measurement Structures
publ. Waterloopk. Lab. nr. 161
- (9) Michel, B.
Ice mechanics
Presse de l'université Laval, Québec 1978
- (10) Kolkman, P.A.
Hydraulische aspecten bij het ontwerpen van schuiven
Notitie 21 uit serie "hydraulica bij schutsluizen"
THD, vakgr. Construct. Waterb., afd. C.T.
- (11) Kolkman, P.A.
Development of Vibration-free gate design
Publ. 219 Waterloopkundig Laboratorium
- (12) Kolkman, P.A.
Hevels, ontwerpeisen en enkele toepassingen
Notitie 1 uit serie "Spuisluizen"
TH Delft, vakgr. Construct. Waterb. afd. C.T.

Stromend water
Energiehoogte versus waterdiepte



h = waterdiepte H = energiehoogte
 h_g = grensdiepte = $\sqrt[3]{q^2/g} = \sqrt[3]{v^2 h^2/g}$

Fig. 7.1



index 1 refereert aan instromend (schietsend) water
 " 2 " " uit- " (stromend) "

Fig. 7.2

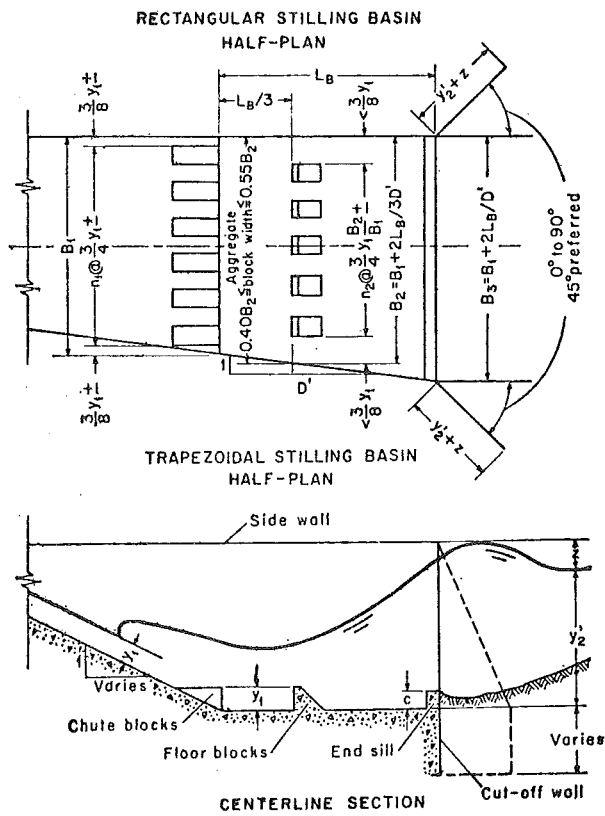
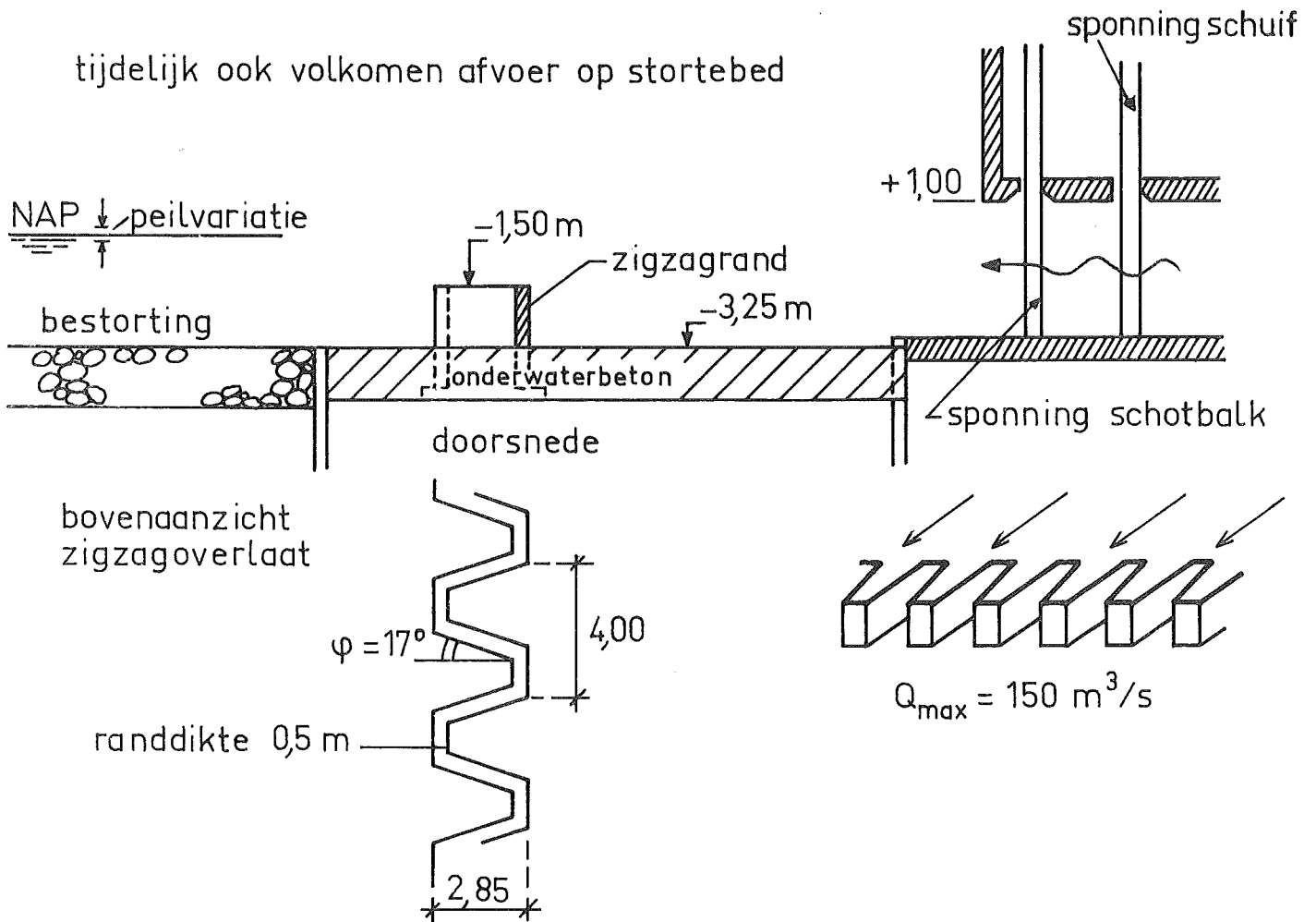


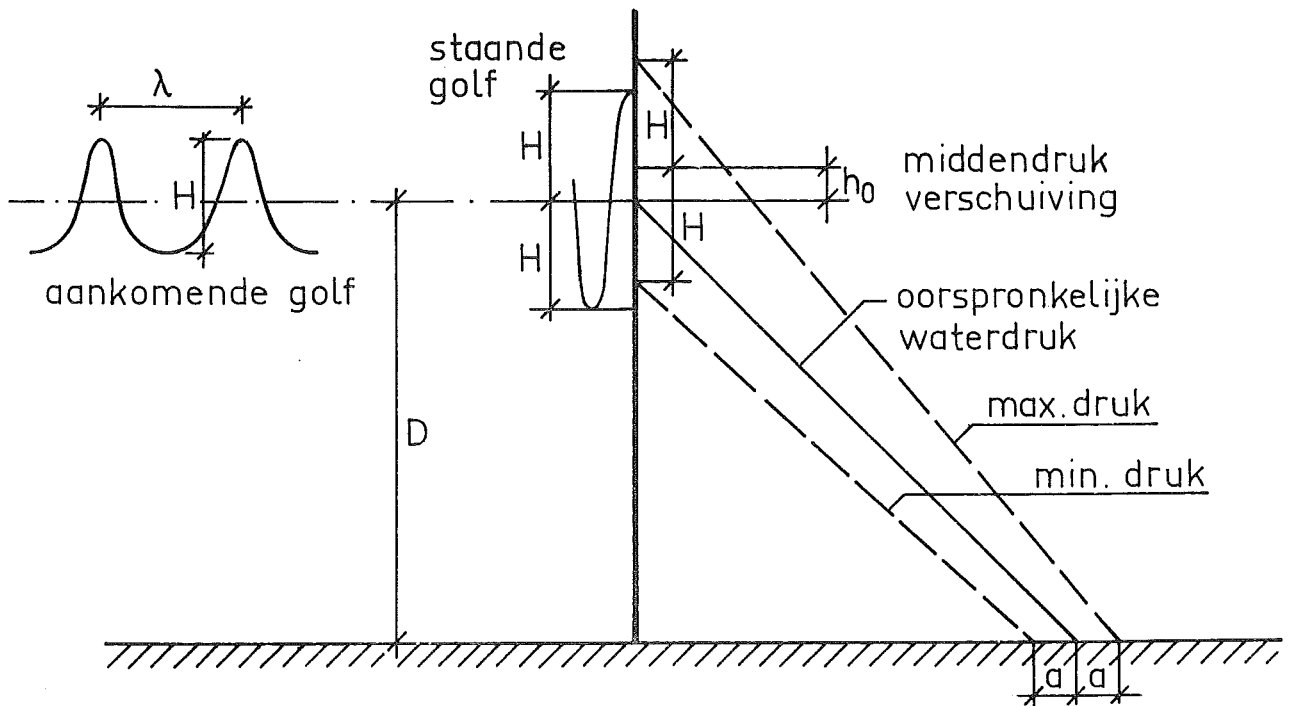
Fig. 7.3

tijdelijk ook volkomen afvoer op stortebed



Sluisbreedte 19 m ; 4 openingen van 4 m

Fig. 7.4 Spuisluis Dintelsas

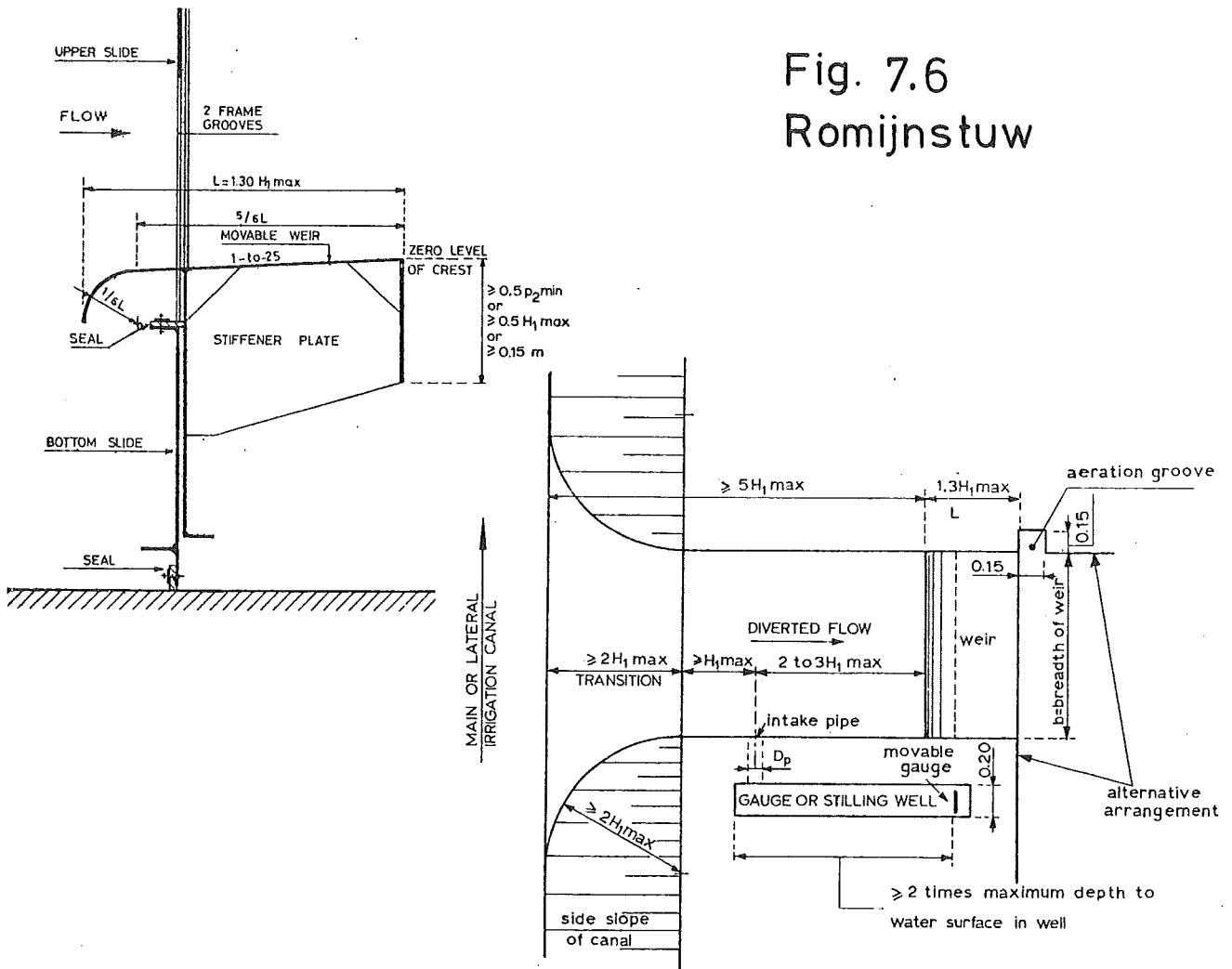


$$h_0 = (\pi H^2 / \lambda) \coth h(2\pi D / \lambda)$$

$$a = H / \cosh(2\pi D / \lambda)$$

Fig. 7.5 Golfdruk volgens Saint-flour

Fig. 7.6
Romijnstuw



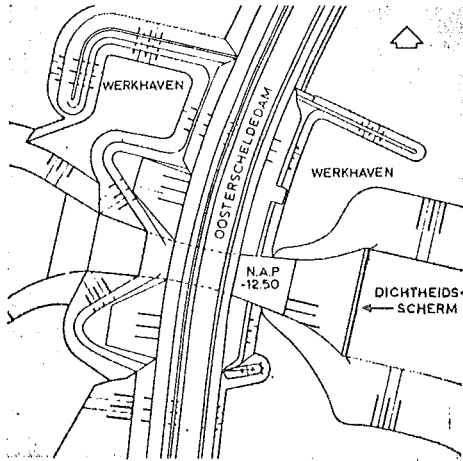


Fig. a. Situatie van de sluis op Noordland, de toeleidingsgeul en het dichtheidsscherm

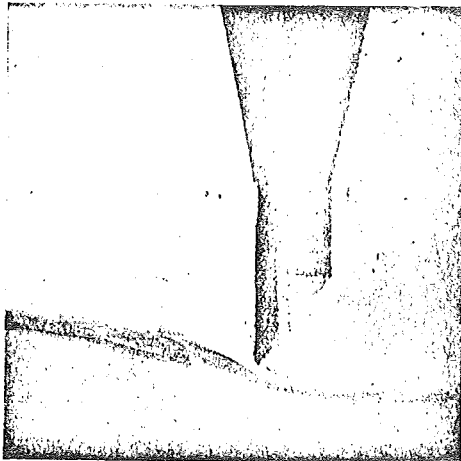


Fig. b. Principe van het dichtheidsscherm
Daarnaast: het scherm in het model

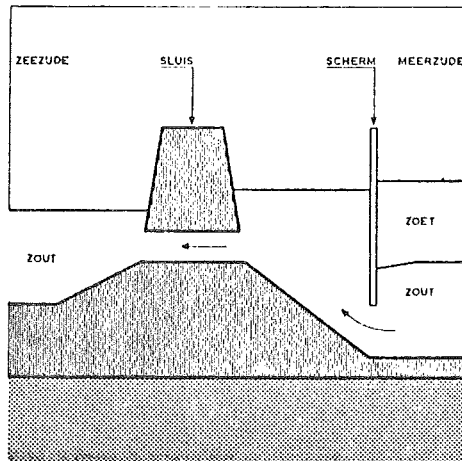


Fig. 7.7
Zoutscherm

Doorsnede van het damlichaam
 ter plaatse van de sluis en
 overzicht van de sluis

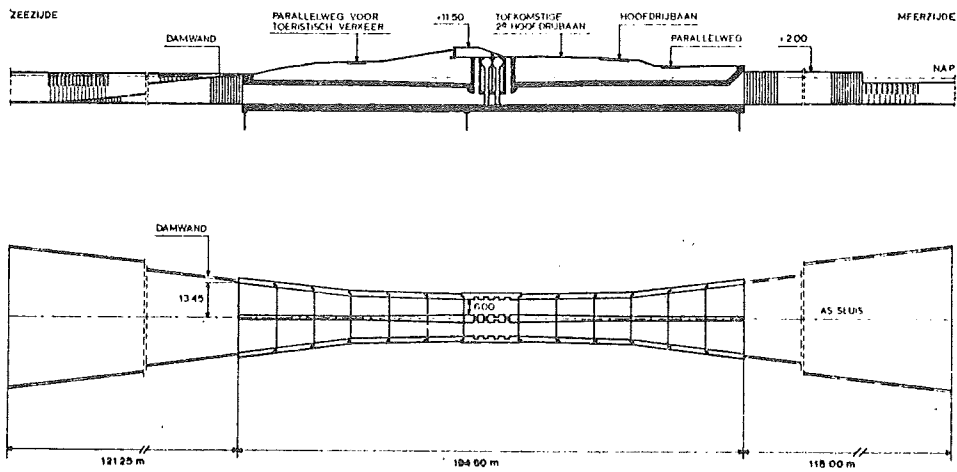
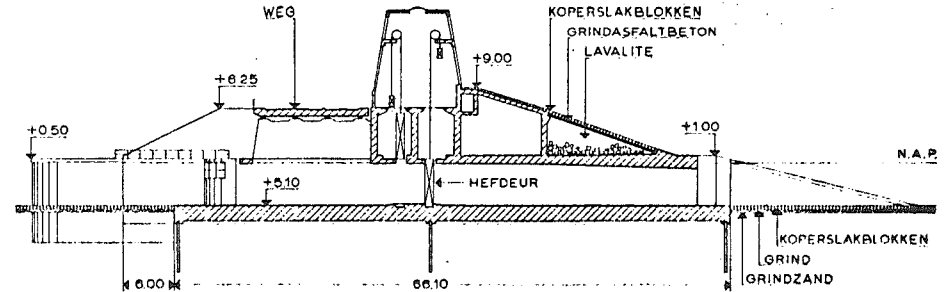
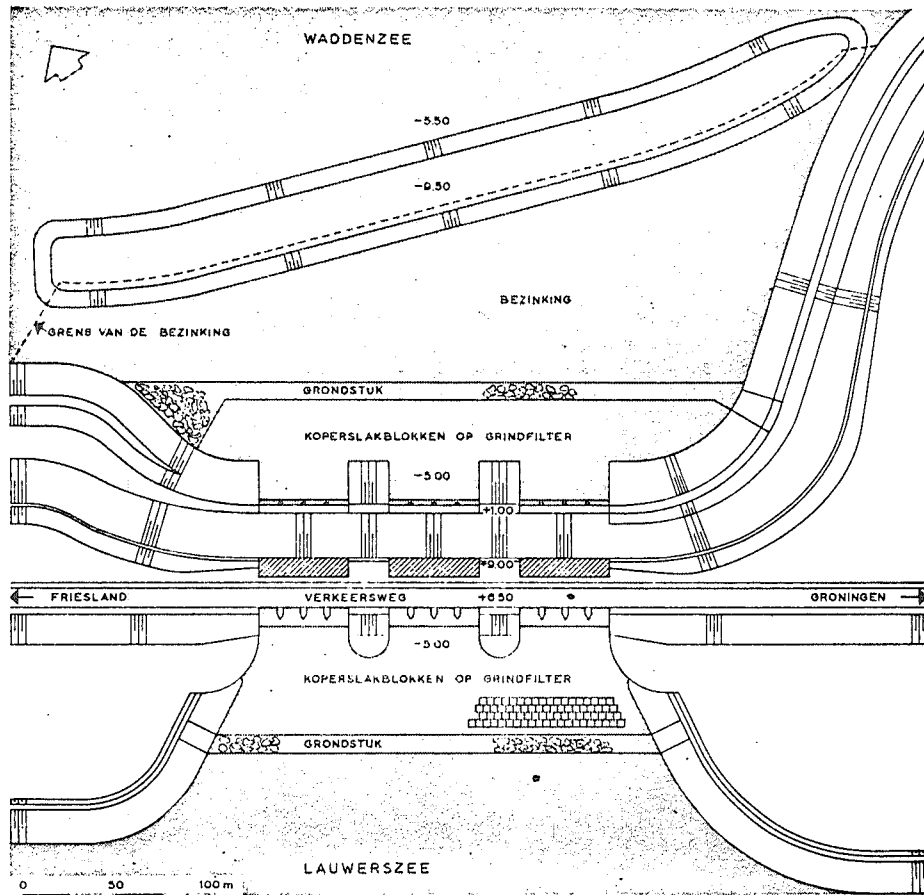


Fig. 7.9
 Spui-/inlaatsluis Brouwersdam

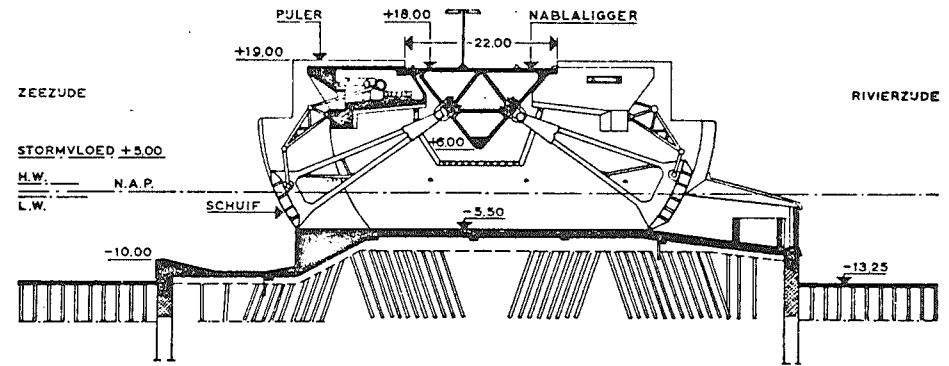
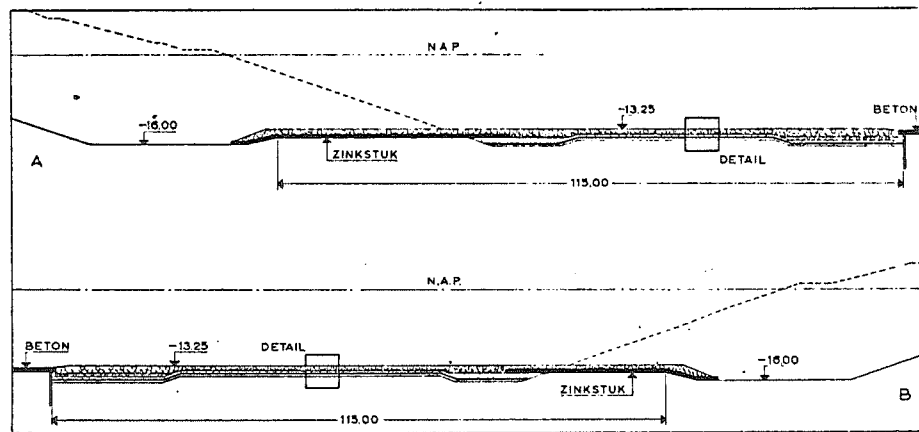
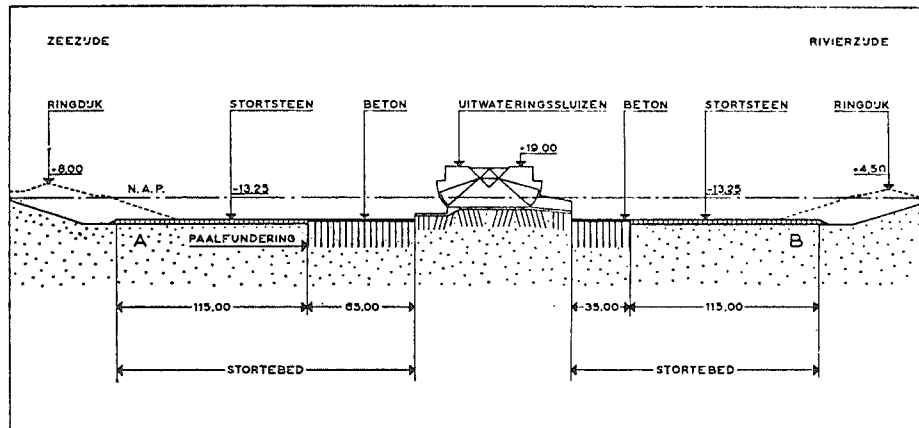
Situatie van de uitwateringssluizen met de storte- en ontvangbedden



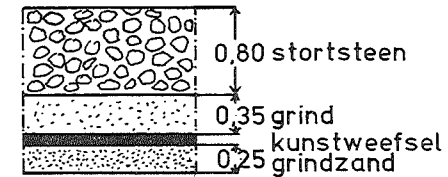
Doorsnede van de uitwateringssluizen

Fig. 7.8
Spuisluis Lauwerszee

Doorsnede van het stortbed aan de zee- en rivierzijde

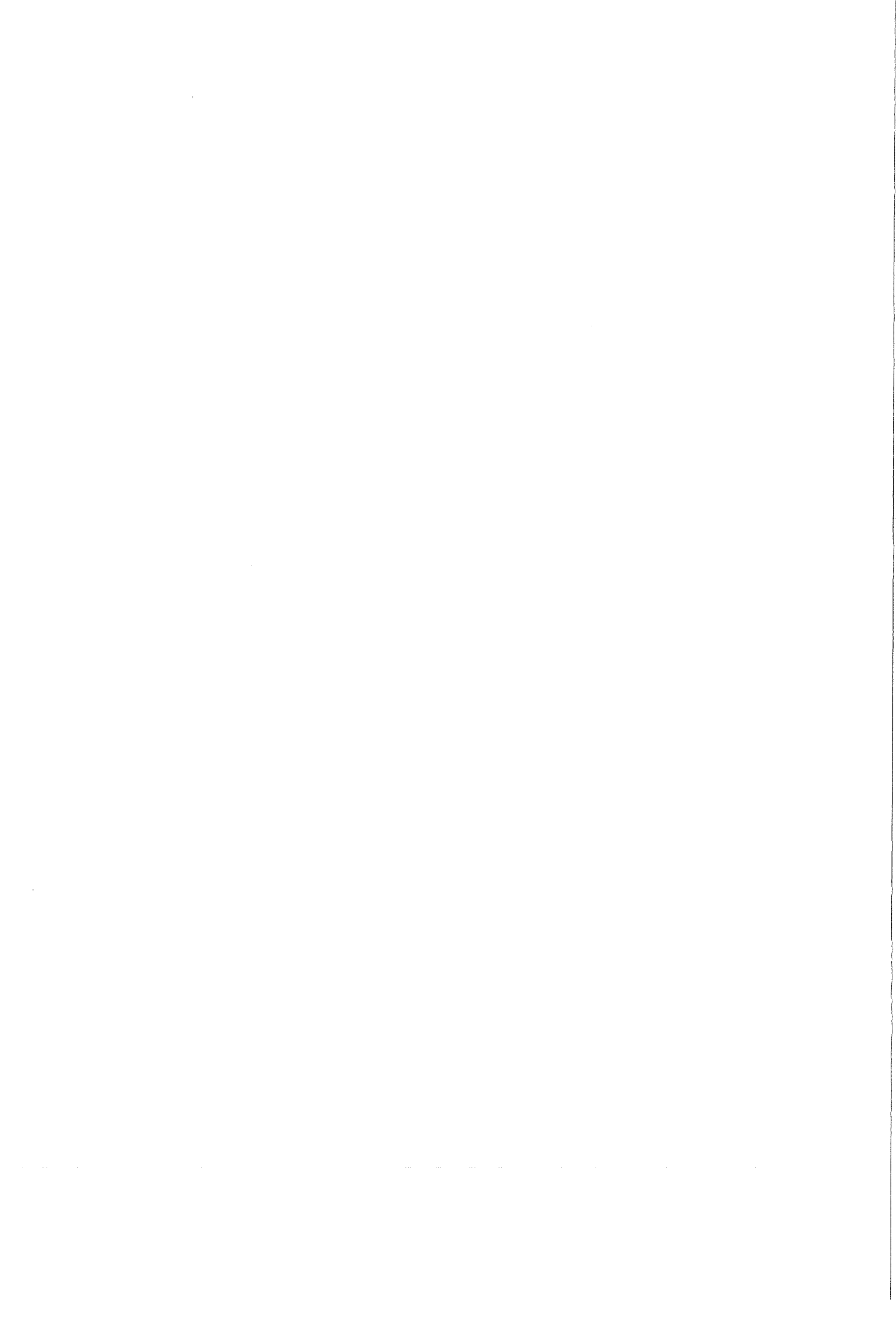


Doorsnede van de uitwateringssluizen



detail filterconstructie

Fig. 7.10
Spuisluis Haringvliet



Hoofdstuk 8. TUNNELS

8.1. Soorten oeververbindingen.

Waterlopen vormen vaak hinderlijke barrières voor het verkeer te land in de meest ruime betekenis: het vervoer van personen en goederen (fiets, auto, trein, metro etc.), maar ook van gassen, vloeistoffen en vaste stoffen via pijpleidingen. In vrijwel elk gebied met kanalen, rivieren, estuaria of baaien van enige omvang doet deze barrièrewerking zich gevoelen. Zelfs bij een dicht wegenstelsel als in Nederland blijken stagnaties zich vaak te concentreren nabij oeververbindingen (een file van 3 km voor de Coentunnel!). De oorzaak is duidelijk: gezien de relatief hoge investerings- en/of exploitatiekosten tracht men hun aantal zoveel mogelijk te beperken. Deze problematiek vindt zijn pendant in berggebieden, waar het aantal paswegen of tunnels als regel gering is om dezelfde reden.

Een evenwichtige opbouw van de infrastructuur vraagt echter om een voldoende aantal kruisingen. Te vaak is in het verleden voorrang gegeven aan het verkeer te water: bij een expansie van haven- en industriegebieden is de aandacht in eerste instantie veelal gericht op de toegankelijkheid voor zeeschepen en de aanleg of uitbreiding van binnenvaart-routes. Naarmate deze economische activiteiten verder toenemen en de woongebieden dienovereenkomstig uitgroeien, blijkt dan dat aantal en capaciteit van de oeververbindingen geen gelijke tred met deze ontwikkelingen hebben gehouden. Dit leidt enerzijds tot stagnaties en anderzijds tot het achterblijven van bepaalde gebieden door hun slechte verbindingen.

Laten we de doorwaadbare plaatsen buiten beschouwing dan komen in principe drie typen oeververbinding in aanmerking: veren, bruggen en tunnels.

Bij bruggen kan men een onderscheid maken tussen vaste bruggen, die voldoende hoog moeten zijn om alle schepen, die nu of in de toekomst van de vaarroute gebruik maken, te laten passeren en beweegbare, die geheel of gedeeltelijk geopend moeten worden voor de hoogste schepen (of, in het extreme geval, voor alle schepen).

In principe kan men een onderscheid maken tussen tunnels en aquaducten. Erg duidelijk is dit verschil niet, zeker tegenwoordig. Van origine zijn aquaducten gootvormige constructies van steenachtig materiaal, welke rusten op kolommen en dienen voor het transport van water. In de Romeinse tijd werden zij gebruikt voor het overspannen van dalen. In het huidige begrip is niet alleen de (gewapend betonnen) bak voor het water begrepen, maar ook de daaronder doorgaande weg (of spoorweg), die eveneens in een bak is gelegen. Vergelijkt men deze laatste omschrijving met die van een onderwater-tunnel, dan is het verschil, dat bij een aquaduct de waterloop zich in een open betonnen bak bevindt en dat bij een tunnel dit niet het geval is (daar wordt het dwarsprofiel van de waterloop begrensd door grond). In de praktijk zijn er gevallen waarin het ene type in het andere overgaat: bijvoorbeeld wanneer de waterloop wél begrensd wordt door verticale betonnen wanden (aquaduct-kenmerk) maar dat haar bodem bestaat uit grond (tunnelkenmerk). In wezen behoren ook zinkers en leidingtunnels (waarin meerdere leidingen zijn ondergebracht) tot de tunnelgroep in de beschouwing veer, brug of tunnel.

Naar techniek kunnen tunnels worden onderscheiden in ter plaatse gebouwde, geboorde (hiertoe behoren de onder II-5 beschreven schildtunnels maar ook rotstunnels) en gezonken tunnels.

8.2. De afweging van de keuze.

8.2.1. Keuze tussen veer, brug en tunnel.

De keuze zal in belangrijke mate door economische overwegingen worden bepaald. Overwegingen, waarin niet alleen de bouw- en exploitatiekosten van de oeververbinding worden betrokken, maar ook de baten en kosten voor het verkeer, zowel te land als te water.

Zo zullen bij een groot aanbod van landverkeer bij een veerverbinding de wachttijden dermate oplopen, dat dit tot onevenredig hoge kosten zal leiden dan wel tot het omrijden naar verder weg gelegen oeververbindingen (indien aanwezig), maar ook deze extra kilometers zullen evenals de wachttijden economische verliezen betekenen. Het inzetten van extra veerboten zal deze problemen verminderen maar zelf meer kosten vergen en bovendien door de toegenomen frequentie een zekere hinder en risico voor de scheepvaart betekenen. Veerverbindingen hebben bovendien het nadeel van geheel uitvallen bij slechte meteorologische omstandigheden (mist, storm), hoge waterstanden (problemen bij aanlegsteigers) of hoge stroomsnelheden bij grote afvoeren van de rivier. Alhoewel dit bepaald niet het maximum behoeft te zijn, zetten moderne en goed uitgeruste veren over Nederlandse rivieren en kanalen als regel niet meer dan 4000 voertuigen per dag over (som van beide richtingen). Vergelijkt men dit met een 2x2-strooks autotunnel (of -brug) met meer dan 50.000 zonder dat files ontstaan, dan zal het duidelijk zijn, dat een veerverbinding slechts zinvol is bij een relatief laag verkeersaanbod. Zelfs bij een laag aanbod zullen economische verliezen ontstaan (wachten op volgende pont, vaarsnelheid lager dan rijsnelheid etc.).

Voor de keuze tussen brug (vast of beweegbaar) of tunnel is het moeilijk aan te geven wanneer de één of de ander tot de laagste investeringen leidt. Dit wordt bepaald door een groot aantal factoren zoals het profiel van vrije ruimte van de waterloop (waterdiepte, -breedte, doorvaarthoogte), de ligging van het maaiveld ten opzichte van de waterstanden, het al dan niet aanvaardbaar zijn van rivierpijlers (met het oog op de water- en ijsafvoer en de scheepvaart) etc. Van geval tot geval kan het resultaat anders uitvallen.

De onderstaande tabel geeft een indruk van vier concrete (in Nederland gelegen) situaties, waarin zowel de bouwkosten van een brug als van een tunnel voor kruisende autosnelwegen zijn begroot. Per geval is de bouwsom voor de tunnel gesteld op 100% en die van de brug uitgedrukt in een percentage daarvan. De hoogten en diepten zijn aangegeven in meters t.o.v. N.A.P. De gemiddelde waterstand is voor de vier gevallen ten naaste bij gelijk aan N.A.P.

Geval	Tunnel Bodemdiepte Waterweg	Vaste brug		Beweegbare brug		
		Onderzijde brug	Kosten in % v.d. tunnel	Onderzijde in:		Kosten in % v.d. tunnel
				gesloten stand	geopende stand	
1	-4,50	+12,50	87	-	-	-
2	-5,40	+24,00	93	+16,60	∞	107
3	-5,50	-	-	+13,00	+45,00	88
4a	-8,50	+45,00	173	+24,00	+45,00	178
4b	-8,50	+45,00	173	+13,00	+45,00	104

In geval 1 was het niet interessant om een beweegbare brug in de beschouwing te betrekken, in geval 3 gold dat voor een vaste. Bij 2 ging het om een bascule-, bij 3 en 4 om een hefbrug (althans voor het beweegbare gedeelte). Voor geval 4 tenslotte zijn twee verschillende hefbruggen onderzocht.

Het is duidelijk dat voor een goede vergelijking van de uitkomsten meer parameters nodig zijn dan de in de tabel vermelde hoogten en diepten. Toch is het interessant om na te gaan welke varianten zijn gekozen en op welke gronden. Volledigheids-halve zij opgemerkt dat in geen van de vier gevallen een veer in aanmerking kwam, gezien de omvang van het verkeersaanbod.

Geval 1 betreft een binnenvaartroute, waarbij de relatief grote doorvaarthoogte noodzakelijk is voor de recreatie (jachten). Op grond van kosten (de hier vermelde vermeerderd met gekapitaliseerde exploitatiekosten) is de keus gevallen op een brug.

Geval 2 betreft overwegend binnenvaart, daarnaast coasters, vissersschepen en kleine zeevaart. Indien zou worden besloten tot een vaste brug met de onderkant op +24 m, zou een gering aantal schepen een andere en langere route moeten nemen. De kosten van de drie oplossingen ontlopen elkaar slechts weinig. Waarschijnlijk zal voor een tunnel worden gekozen daar hiermee een wat gunstiger situatie voor de scheepvaart wordt gecreëerd (de pijlerplaatsingen geven in dit geval een zekere beperking van de breedte). Bovendien bevindt de oeververbinding zich in een landelijk gebied met onder meer een "beschermd dorpsgezicht", waar een sterke oppositie is tegen een in dit vlakke land dominerende brug.

Geval 3 betreft binnen- en zeevaart. Ondanks de hogere kosten is gekozen voor een tunnel, onder meer omdat een beter wegenstramien (aansluitingen etc.) mogelijk was in combinatie met de bestaande brug (de nieuwe oeververbinding moet naast deze brug worden gebouwd).

Geval 4 betreft eveneens binnen- en zeevaart. Alhoewel de beweegbare brug volgens 4b en de tunnel elkaar weinig ontlopen, is voor de tunnel gekozen omdat de relatief lage hefbrug vaak geopend zou moeten worden en daardoor tot stagnaties voor het wegverkeer zou leiden.

In het bovenstaande komt tot uiting, dat niet alleen kostenoverwegingen de keuze zullen bepalen. De voorbeelden komen overigens uit de la van een gewezen tunnelontwerper. Benadrukt zij, dat in vele gevallen wél voor een brug zal worden gekozen. Voor Nederlandse omstandigheden zou zeer grof gezegd kunnen worden, dat voor binnenvaartwegen een brug vrijwel altijd de voorkeur zal hebben (neem onze rivierbruggen) en dat, waar de grote zeevaart overheerst een tunnel zal worden gekozen, terwijl zich daartussen in een overgangsgebied bevindt. Het zal in de meeste gevallen echter nodig zijn om vergelijkende kostenberekeningen te maken.

Hieronder volgt een overzicht van een aantal criteria dat in de vergelijking zal moeten worden betrokken:

1. De investerings- en exploitatiekosten. Deze laatste zullen voor een tunnel meestal hoger zijn (ventilaties, verlichting e.d.), althans voor autotunnels. Bij spoor-tunnels zijn dergelijke voorzieningen niet nodig.
2. De onderlinge beïnvloeding van de twee elkaar kruisende verkeersstromen. Dit punt geldt met name voor een beweegbare brug, waar het openingsregime zal leiden tot verliezen (wachttijden) voor het land- en het waterverkeer.
3. De tijd- en brandstofkosten als gevolg van het te overwinnen hoogteverschil. Hierbij staan twee factoren tegenover elkaar:

a. in het algemeen is het zo, dat de benodigde vrije hoogte (bij een vaste brug) groter is dan de vereiste waterdiepte. De tabel in deze paragraaf geeft daar enige voorbeelden van;

b. vrijwel altijd is de constructiehoogte van een brug (dus de hoogte van het wegdek boven de vrije hoogte) kleiner dan de diepteligging van het wegdek in een tunnel beneden de bodem van de waterweg.

Dit betekent in grote lijnen, dat in geval van zeevaart het te overwinnen hoogteverschil groter is bij een brug dan bij een tunnel (factor a overheerst) en dat bij binnenvaart het omgekeerde zal optreden (factor b domineert).

Zo zal bij een bepaalde zeevaartroute (bodem op 18 m beneden de waterspiegel, vrije hoogte 70 m) het landverkeer ca. 70 m moeten stijgen bij een vaste brug of ongeveer 30 m moeten dalen bij een tunnel. Uiteraard is ook de hoogteligging van het maaiveld ten opzichte van de waterstand(-en) mede bepalend voor het te overwinnen hoogteverschil. Voor een binnenvaartkanaal met bijvoorbeeld een waterdiepte van 5 m en een vrije hoogte van 9,10 m worden de hoogteverschillen voor een brug ca. 9 m en voor een een tunnel ca. 13 m.

Een groter hoogteverschil betekent meer energiekosten voor het landverkeer en een langere tijdsduur om dezelfde horizontale afstand af te leggen. Hierbij zij opgemerkt, dat noch de energie noch de tijd, die verloren gaan bij de stijging, weer geheel worden teruggewonnen bij de afdaling. In welke orde liggen deze extra kosten? Volgens een opgave van het Instituut voor Wegtransportmiddelen TNO vergt een extra hoogteverschil van 1 m bij een helling van 4% 0,244 gr. brandstof per personenauto bij een constante rijnsnelheid van 70 km/uur. Hierin zijn zowel de gevolgen van de stijging als van de daling verdisconteerd. Voor het in de vorige alinea vermelde voorbeeld bedraagt het hoogteverschil tussen de brug- en de tunneloplossing 40 m bij zeevaart. Bij 50.000 voertuigen per etmaal komt dit per jaar neer op $365 \times 50.000 \times 40 \times 0,244$ gr. of wel 178.120 kg bij extra brandstof. Rekenen we met een volumieke massa van 0,76 en een literprijs van f 1,50, dan wordt dit rond f 350.000, per jaar en gekapitaliseerd tegen 10% komt dit neer op f 3,5 miljoen. Uiteraard zitten hier een aantal verwaarlozingen in, bijv.: een gedeelte van het verkeer bestaat uit vrachtwagens; de rijnsnelheid is niet constant en bedraagt gemiddeld ook niet 70 km/uur (bij hogere snelheden wordt minder dan 0,244 gr. extra gebruikt, bij lagere meer).

De extra rijtijd en de vertaling daarvan in kosten zijn nog moeilijker te bepalen. Een studie voor Rendsburgtunnel onder het Kieler Kanaal (Strasse und Autobahn 1956, nr.8), waar het extra hoogteverschil van de brug t.o.v. de tunnel 24 m bedraagt, laat zien dat de tijdskosten daar 2x zo hoog zijn als de extra brandstofkosten. Indien we deze verhouding vandaag zouden mogen hanteren en toepassen op het voorgaande geval, dan zouden de totale kosten voor het voorgaande geval (brandstof plus tijdverlies) ruim f 10 miljoen bedragen. Ter vergelijking zij vermeld, dat de bouwkosten van een dergelijke tunnel in de orde van f 150 miljoen liggen (niveau 1980).

De hier beschreven kosten voor extra tijd en energie worden uiteraard verminderd, indien men een beweegbare brug op een lager niveau bouwt. Dan krijgt men echter te maken met de onder 2 gesignaleerde wachttijden. Zo kan voor de laagste beweegbare brug volgens geval 4 uit de tabel (die met de onderzijde op +13,00) worden becijferd, dat bij de dan noodzakelijke 15 brugopeningen per etmaal en bij een verkeersaanbod van 50.000 voertuigen per etmaal, de wachttijden voor het landverkeer ca. f 1,85 miljoen per jaar vergen op prijsbasis 1980 (gekapitaliseerd tegen 10% komt dit dus neer op f 18,5 miljoen; ter vergelijking: de tunnel zou in 1980 ca. f 100 miljoen kosten). Er is hierbij vanuit gegaan, dat er geen verliestijden optreden voor de scheepvaart, met andere woorden dat de brug wordt geopend zodra een schip nadert; een in Nederland meestal gehanteerd regime voor bruggen in autowegen (bij spoorbruggen is dit uiteraard niet mogelijk met het oog op de gefixeerde tijden volgens de dienstregeling).

Of de hierboven vermelde maatschappelijke kosten altijd even zwaar zullen (moeten) tellen als die van de investeringen en de exploitatie van de oeververbinding is een andere zaak. De laatstgenoemde kosten komen als regel ten laste van de overheid, die hiervoor gelden moet vrijmaken uit beperkte budgetten, waarbij het project moet worden afgewogen tegenover andere, eveneens noodzakelijke uitgaven. De maatschappelijke kosten worden gedragen door een groot aantal particulieren. Of de overheid er daarbij naar zal streven de totale kosten (investeringen, exploitatie- en maatschappelijke kosten) tot een minimum te beperken is een zaak, die afhangt van de financiële mogelijkheden en het belang van het project ten opzichte van de andere noodzakelijke uitgaven. Alhoewel beide soorten kosten dus niet altijd een gelijk gewicht zullen krijgen is het betrekken van de maatschappelijke kosten in de uiteindelijke beslissing een vereiste.

Het bepalen van de maatschappelijke kosten blijft een moeilijke zaak. Zo is bij de vaststelling van de kosten van de hierboven geciteerde wachttijden voor geval 4 voor woonwerk personenverkeer 40% van die voor zakelijk verkeer in rekening gebracht, terwijl voor recreatief verkeer geen kosten zijn opgenomen. Het is zeer goed verdedigbaar hier andere verhoudingen voor in te voeren.

Een interessante benadering betreffende de keuze van het type oeververbinding vindt men in het artikel "The economics of river crossings" van drs. G.R. Otten en G.A. de Vries, opgenomen in het congresboek van het Delta Tunnelling Symposium (Amsterdam, 16-17 november 1978).

4. De hinder voor de scheepvaart en de waterafvoer zullen ook in de beschouwing moeten worden betrokken. Tunnels zullen als regel dusdanig worden ontworpen, dat zij geheel buiten het dwarsprofiel van de waterloop vallen, zodat zij geen beperkingen opleggen aan de afvoer of aan de scheepvaart, althans na voltooiing. Voor bruggen zal het afhankelijk van de waterbreedte en de gesteldheid van de ondergrond vaak financieel aantrekkelijk zijn meerdere overspanningen te maken. De daaruit resulterende pijlers leggen beperkingen op aan de scheepvaart (doorvaartbreedte minder dan van de waterweg als geheel; zichtbeperking etc.) en zullen ook een grotere weerstand voor de waterafvoer opleveren, welke overigens meestal gecompenseerd wordt door een uitslijping van het rivierbed. Het kiezen van één of enkele overspanningen in plaats van meerdere kleine teneinde deze problemen te vermijden, kan vooral bij brede waterwegen leiden tot hoge kosten. De bezwaren van de beperkte doorvaartbreedte doen zich nog sterker gevoelen bij beweegbare bruggedeelten, waar grote breedten extreem hoge kosten zouden betekenen.

5. Een ander punt, dat speelt bij de vergelijking tussen brug en tunnel is de inpassing in de omgeving, waarbij zowel gedacht moet worden aan de aansluiting op het wegennet als aan landschappelijke eisen e.d.

Ten aanzien van dit laatste punt zij verwezen naar het eerder genoemde geval 2 uit de tabel, waar als één van de bezwaren tegen de brugoplossing werd genoemd het minder goed passen in het vlakke landschap. Persoonlijk zou ik willen opmerken, dat vele van onze bruggen juist dit landschap mede bepalen en daaruit niet weg te denken zijn. Waarmee ik overigens zeker niet wil zeggen, dat men dan steeds maar nieuwe bruggen aan dit landschap moet toevoegen.

Voor de aansluiting op de wegen geldt in sommige gevallen het eerder vermelde probleem van het te overwinnen hoogteverschil. Bij zeevaartroutes luidt de "vaste brug-oplossing" tot het grootste hoogteverschil. Past men voor de brug en de tunnel dezelfde helling toe voor de op- en afritten dan bereikt de weg bij de brug het maaiveldsniveau op grotere afstand van de rivier. Dit kan moeilijkheden geven met de aansluiting op bestaande wegstelsels, daar belangrijke locale wegen vaak parallel aan en direct naast de rivier zijn gesitueerd. Het kiezen van gelijke hellingen is niet geheel juist: bij een groter hoogteverschil moet men een flauwere helling nemen om tot dezelfde capaciteit (dan wel een gelijk afwikkelingsniveau bij eenzelfde verkeersaanbod) te komen of het aantal rijstroken vergroten.

6. Met het oog op de explosie- en brandgevaar worden in een aantal landen (waaronder Nederland) beperkingen opgelegd aan het vervoer van gevaarlijke stoffen door autotunnels. Dit betekent, dat er voor deze transporten alternatieve routes mogelijk moeten zijn. Opgemerkt zij, dat er in Nederland ontwikkelingen gaande zijn om door het aanbrengen van bepaalde voorzieningen in tunnels deze beperkingen te verminderen.

8.2.2. Keuze tussen verschillende bouwmethoden voor tunnels.

Voor oeververbindingen komen in aanmerking ter plaatse gebouwde, schild- en gezonken tunnels.

Bij ter plaatse gebouwde tunnels kunnen twee werkwijzen worden onderscheiden: òf de gehele waterloop wordt eerst omgelegd en de tunnel wordt onder de drooggelegde bedding gebouwd, waarna de waterloop over de voltooide tunnel wordt gevoerd òf de tunnel wordt in de niet verlegde, maar tijdelijk versmalde waterweg, aangelegd. De eerste methode wordt in wezen ook toegepast bij nieuwe kanalen, waar de tunnel wordt gebouwd vóórdat het betreffende kanaalpand wordt gegraven.

De tweede methode is in principe aangegeven in figuur 8.1. In de eerste fase wordt de halve tunnellengete gebouwd in een bouwput welke in de waterweg is omgeven door een dijk. Na voltooiing wordt de put aangevuld, de oorspronkelijke waterkering hersteld en de ringdijk in de waterweg verwijderd. In de volgende fase wordt de scheepvaart (resp. de waterafvoer) over het voltooide tunnelgedeelte geleid en binnen een tweede ringdijk het onderbrekende tunnelgedeelte gebouwd, waarna het oorspronkelijke profiel van de waterweg kan worden hersteld.

Zoals uit de figuur blijkt, resteert tijdens de bouw minder dan de halve breedte van de waterweg. Dit is niet altijd acceptabel voor de scheepvaart en/of de waterafvoer. Men kan de vernauwing beperken door toepassing van kistdammen (2 evenwijdige, door horizontale ankers gekoppelde damwandschermen, waarbij de tussenliggende ruimte met grond wordt gevuld) in plaats van de getekende ringdijken. Nog minder ruimte is nodig indien men de bouwput omringd met één enkel damwandscherm (waarbij de wanden ter weerszijden van de put op elkaar worden afgestempeld). Dit enkele scherm, dat boven de kanaalbodem water en daaronder grond en water keert, is kwetsbaar. Eén tijdens het heien uit het slot geraakte plank (zeker te verwachten en bovendien niet altijd tijdig te constateren, indien de opening zich onder de bodem bevindt) kan tot gevaarlijke instromingen en ontgrondingen leiden tijdens of na het droogpompen van de put. Dit is des te gevaarlijker omdat een inundatie niet alleen de put bedreigt maar ook het achterland, tenzij landinwaarts een tweede, de bouwput afsluitende, waterkering is aangebracht. Een degelijker oplossing is die, waarbij eerst de damwandschermen worden geheid, vervolgens de grond daartussen wordt ontgraven bij gelijke waterstand binnen en buiten de kuip, trekpalen worden geheid en een onderwaterbetonvloer wordt gestort (analoog aan de methode beschreven in hoofdstuk 5, par.5.5). Hierbij kan de damwand na ontgraving door duikers worden geïnspecteerd en zonodig gedicht in een fase, waarin zich nog geen verval (met kans op ontgrondingen!) over de damwand bevindt. Wél is bij deze enkele damwand nog enige extra ruimte nodig omdat aan de waterzijde van de kuip geleideconstructies nodig zijn, welke beschadiging van de wand door schepen moeten voorkomen.

Voorts kan worden overwogen de tegenover de bouwput liggende waterkering landinwaarts te verplaatsen en daardoor de waterweg te verbreden, maar dit heeft wel als gevolg dat de tunnel langer en dus duurder wordt.

Al met al komt de ter plaatse gebouwde tunnel slechts daar in aanmerking, waar voldoende ruimte beschikbaar is of waar de andere methoden niet goed verwezenlijkt kunnen worden. De schild- resp. de gezonken tunnel hebben namelijk het voordeel, dat zij in het geheel geen resp. een zeer beperkte hinder voor de scheepvaart opleveren tijdens de uitvoering. Dit neemt niet weg, dat de oudst bekende onderwatertunnel een ter plaatse gebouwde is. Deze werd maar liefst 4000 jaar geleden gebouwd onder de Eufraat in Babylon als verbinding tussen een tempel en het paleis van de koning met een lengte van 1000 m en dwarsafmetingen van 3,60x4,50 m. De in de zomer grotendeels opgedroogde rivier werd daartoe tijdelijk verlegd.

Het principe van de schildtunnel is reeds uiteengezet in hoofdstuk 5, par.5.5, op dat van de gezonken tunnels zal nader worden ingegaan in par.8.5. Hier zij vooruitlopend daarop vermeld, dat in een bouwdok lange elementen worden geprefabriceerd, welke drijvend naar hun plaats van bestemming worden vervoerd en worden afgezonken in een sleuf, welke is gebaggerd tussen de op de oevers gebouwde tunnelgedeelten.

Uit de beschrijving in hoofdstuk 5 volgt dat schild-tunnels als regel een cirkelvormige doorsnede hebben en dat in verband met de uitvoering een gronddekking van ca. 1,5 maal de diameter vereist is. Gezonken tunnels hebben veelal een rechthoekige vorm en behoeven slechts een geringe gronddekking. Dat de dekking een grote invloed heeft op de diepteligging van het wegdek is evident. Doch ook de vorm van de doorsnede is bepalend zij het in mindere mate. Een rechthoekige constructie wordt namelijk dusdanig ontworpen dat zij zo nauw mogelijk sluit om het eveneens meestal rechthoekige profiel van vrije ruimte (zie fig. 8.2). Bij een cirkelvormige doorsnede is dit niet mogelijk. Daar gaat enige extra ruimte "verloren" tussen de bovenzijde van het profiel van vrije ruimte en de onderzijde van de constructie (althans in de verticale symmetrie-as), met andere woorden: het wegdek ligt dieper onder de bovenzijde van de constructie dan bij een rechthoekige oplossing.

Terzijde zij opgemerkt, dat de in fig. 8.2 getekende vloer met verticale ondersteuning niet tegelijk met de cirkelsegmenten (dus binnen het schild) maar eerst later, dus in het afbouwstadium, wordt aangebracht. De beide effecten tezamen betekenen bijvoorbeeld voor een 2-strooks buis van een autotunnel dat het wegdek bij een schildtunnel ca. 12,5 m dieper onder de bodem van de waterweg komt te liggen dan bij een gezonken tunnel. Gaan we uit van de vaak gehanteerde maximum helling van 4,5% dan houdt dit in dat de schildtunnel $2 \times 100 \times 12,5 = 556$ m langer moet worden.

$\frac{4,5}{4,5}$

Een niet onaanzienlijke lengtetoeename indien men bedenkt, dat de gemiddelde tunnellenlengte voor oeverkruisingen in Nederland ca. 1130 m bedraagt (de afritlengten inbegrepen). Strikt theoretisch zou de schildtunnel nog langer moeten zijn, daar bij het grotere hoogteverschil een flauwere helling zou moeten worden gekozen om tot dezelfde capaciteit voor het wegverkeer te komen. Het hoogteverschil leidt voorts tot de eerder gesignaleerde extra energie- en tijd-kosten.

Het feit, dat een veelal rechthoekig profiel van vrije ruimte moet worden ondergebracht in een cirkel, betekent soms, dat niet het gehele oppervlak binnen de constructie wordt uitgenut (soms "lukt" dit wel met als bestemming ventilatie etc.) en dat eigenlijk een te veel aan ruimte wordt gemaakt. Alhoewel dit tegen het gevoel van de zuinige constructeur ingaat, behoeft dit zeker niet te betekenen, dat te duur wordt ontworpen.

De cirkelvorm is nu eenmaal bijzonder gunstig voor het opnemen van gelijke, alzijdige drukbelastingen, welke in de constructie overwegend tot normaaldrukspanningen leiden. De hydrostatische belastingen (ten naaste bij gelijk langs de gehele omtrek) overheersen en de buigende momenten in de constructie worden voornamelijk veroorzaakt door de grond-drukken, ware het niet dat mede door de opbouw uit segmenten het dwarsprofiel enigszins vervormbaar is.

Doordat de verticale korreldrukken groter zijn dan de horizontale (althans indien deze neutraal zijn) wordt de cirkel, scharnierend in de aansluitingen tussen de segmenten onderling, vervormt tot een ellips (zie fig. 8.3): de verticale as wordt hierbij verkort en de horizontale verlengd (de in figuur 8.2 getekende vloer wordt eerst in een later stadium aangebracht en speelt dus geen rol bij deze vervormingen). Door deze verlenging wordt de tunnel tegen de grond gedrukt en nemen de horizontale korreldrukken toe tot waarden groter dan de neutrale (λ_n ligt voor de meeste grondsoorten in de orde van 0,5). Is de horizontale verplaatsing zo groot dat λ_n in de orde van 1 komt te liggen dan zijn de horizontale gronddrukken gelijk geworden aan de verticale en treden slechts beperkte buigende momenten in de constructie op. Of dit inderdaad het geval zal zijn hangt af van de grondeigenschappen en de mate van vervormbaarheid van de constructie. Voor dit soort berekeningen zij verwezen naar "The art of tunnelling" van K.Széchy, Boedapest 1967, en "Aspects of circular tunnel design" van G.S. Ebaïd en M.E. Hammad ("Tunnels and Tunnelling" July 1978), waarbij zij opgemerkt, dat de werkelijke korreldrukken anders verdeeld zijn dan de geschematiseerde, getekend in fig. 8.3 (zij zullen meer loodrecht op de tunnelomtrek aangrijpen). Het zal duidelijk zijn, dat indien de dwarsdoorsnede als een monoliet wordt uitgevoerd, dit tot grotere buigende momenten zal leiden dan bij een opbouw uit segmenten. Het advies van de meeste schildtunnelontwerpers is dan ook: maak de constructies zo flexibel mogelijk.

De rechthoekige doorsnede zal altijd leiden tot aanzienlijk hogere buigende momenten dan bij een cirkelvorm en daardoor meer beton en staal per strekkende meter tunnel vergen. Ook het grondverzet is groter bij een gezonken uitvoering, waar een zinksleuf moet worden gebaggerd met een oppervlak dat belangrijk groter is dan de tunneldoorsnede, alsmede een bouwdok voor de prefabricage van de elementen. Toch willen deze grotere hoeveelheden per meter tunnel zeker nog niet zeggen dat ook de prijs per meter hoger is. De werkzaamheden zijn dusdanig onvergelijkbaar, dat er aanzienlijke verschillen in eenheidsprijzen kunnen zijn. Een m^3 baggerwerk bijvoorbeeld kost door de ver doorgevoerde mechanisatie niet meer dan 1/20 (orde) van een m^3 grond, die binnen een schild moet worden ontgraven en naar achteren moet worden afgevoerd.

De uiteindelijke keuze hangt af van een kostenbegroting, waarin alle hiervoor genoemde factoren betrokken moeten worden (verschil in lengte, kosten per meter etc.), maar grofweg kan gezegd worden, dat in Nederlandse of overeenkomstige omstandigheden (o.a. een bodem, waarin tegen relatief lage kosten een zinksleuf kan worden gebaggerd) de gezonken tunnel de goedkoopste oplossing biedt voor oeververbindingen, zeker voor grotere doorsneden (auto- en railtunnel).

Tenslotte zijn er nog enige beperkende voorwaarden bij de toepassing van schildtunnels. In de eerste plaats is het althans in ons land wettelijk verboden om te werken onder grotere overdrukken dan 3 atmosfeer (gezondheidsredenen; caisson-wet). Dit geeft beperkingen met betrekking tot de diepte voor schilden met luchtdruk, maar tot op zekere hoogte ook voor vloeistofschilden (zie fig. 8.14). Bij deze laatste wordt weliswaar niet gewerkt onder luchtdruk, maar indien zich obstakels in de ondergrond bevinden (bijv. grote keien) moeten deze verwijderd worden door mensen te laten werken in de ruimte vóór het gesloten schot. Dit is mogelijk door deze ruimte onder luchtdruk te zetten en naar binnen te gaan via een in het schot aangebrachte luchtsluis. Los van het eventueel verwijderen van obstakels is het vaak om de paar honderd meter noodzakelijk onderdelen van de cutter, die aan slijtage onderhevig zijn, te vervangen. Ook hiervoor moet de kamer onder luchtdruk worden gezet. Terzijde zij opgemerkt, dat dit de reden is, waarom voor de vloeistofschilden meestal ook de grote gronddekking wordt aangehouden (theoretisch zou dit bij de normale voortgang niet nodig zijn; dan wordt in de voorkamers maar met een kleine vloeistof-overdruk ten opzichte van de grondwaterdruk gewerkt). Het is overigens wel denkbaar om met een kleinere dekking dan 1,5 D te werken. In dat geval moet men voordat de kamer onder luchtdruk wordt gezet plaatselijk extra ballast op de rivierbodem storten (een zogenaamde blanket). Of een dergelijke, tijdelijke verontdieping van de rivier aanvaardbaar is, zal van de plaatselijke omstandigheden afhangen. Ook kan met een kleinere dekking worden volstaan door voor het (eventueel) onder luchtdruk zetten de grond rondom het graaffront met chemicaliën te injecteren. De "versteende" grond zal dan het ontsnappen van lucht (blow-outs) tegengaan. Een ander probleem bij het werken op grote diepte met vloeistofschilden is de slijtage van de staartdichting (fig. 8.14). Deze slab (bij sommige fabricaten bestaande uit rubber met canvas-versterking) wordt door het grondwater tegen de reeds voltooide tunnel gedrukt en wordt hier langs getrokken tijdens het naar voren bewegen van het schild. Dit leidt vooral bij grote diepten tot aanmerkelijke slijtage. Toch wordt thans (begin 1980) reeds gewerkt tot diepten van ca. 25 m waterkolom op het dak en het ziet ernaar uit, dat de verdere ontwikkelingen van de staartdichting, het werken op nog grotere diepten mogelijk zullen maken.

In de tweede plaats zijn er beperkingen in de afmeting. Dit geldt niet voor luchtdrukschilden, waarbij diameters tot ca. 12 m zijn toegepast, maar wel voor vloeistofschilder, waarvan tot begin 1980 geen grotere diameters dan ca. 8 m zijn gemaakt. Men dient zich hierbij te realiseren, dat de vloeistofschilden eerst in de afgelopen 10 à 15 jaar ontwikkeld zijn, waarbij begonnen is met kleine diameters (ca. 3,5 m ten behoeve van rioleringen). De ontwikkeling naar grotere diameters verloopt geleidelijk, waarbij de problemen onder meer zijn de stabiliteit van het graaffront (hoe groter de diameter, hoe groter de kans op instortingen)

en de zwaarte van de vijzels die het schild naar voren drukken (zij moeten o.m. de volledige hydrostatische druk tegen het gesloten schot overwinnen, terwijl bij gebogen alignementen het maken van bogen extra krachten vergt). Het ligt echter in de verwachting, dat ook hier grotere diameters mogelijk zullen zijn. Om een indruk te geven: voor een enkelspoors-metro is een buis nodig met een inwendige diameter van ca. 5 m (reeds gemaakt als vloeistofschild), voor een enkelspoors-trein ca. 7 m (reeds gemaakt) en voor een 2-strooks-autotunnel (nog niet gemaakt) ca. 9,20 m.

Zoals vermeld werd de eerste onder-water-tunnel 4000 jaar geleden (ter plaatse) gebouwd. De tweede zou tot 1841 op zich laten wachten. Bij deze tunnel onder de Theems in Londen werd voor het eerst de schildmethode toegepast, één van de vele vindingen van de geniale Marc Isambard Brunel. Eveneens in het begin van de vorige eeuw werd in Engeland een eerste experiment gedaan met een gezonken tunnel: een gemetselde ronde buis. Pas in 1910 wordt in de Verenigde Staten een werkelijke tunnel volgens dit principe gebouwd. De in 1942 voltooide Maastunnel in Rotterdam is de eerste gezonken tunnel ter wereld met een rechthoekige doorsnede en gewapend beton als voornaamste constructiemateriaal (in het "Amerikaanse" type, dat een ronde vorm heeft, spelen zowel gewapend beton als staal een voorname rol; zie ook "Submerged Tunnelling" ir. J. Brakel, T.H. Delft).

In de volgende paragrafen zal verder worden ingegaan op deze Nederlandse versie van de gezonken tunnel, die - op economische gronden - ook internationaal gezien het Amerikaanse type meer en meer verdringt.

In dit verband zij opgemerkt dat een vergelijkende begroting (in Hollandse omstandigheden en volgens Nederlands prijsniveau) voor een 2-strooks autotunnel van 600 m lengte uitwees, dat het Amerikaanse type ca. 40% duurder was dan het Nederlandse. Een belangrijke rol speelde hierbij de relatief hoge kosten van de staalconstructie.

Overzien we het voorgaande dan wordt de keuze tussen de drie typen onder meer bepaald door:

1. de kosten;
2. de hinder voor de waterafvoer en de scheepvaart tijdens de uitvoering. Dit punt speelt in het geheel niet bij schildtunnels, in zeer beperkte mate bij gezonken tunnels (de aanwezigheid van baggerwerktuigen tijdens het maken van de sleuf; de kortstondige beperkingen voor de scheepvaart tijdens het aanvoeren en afzinken van de elementen) doch als regel wel bij ter plaatse gebouwde tunnels;
3. plaatselijke omstandigheden zoals de beschikbare ruimte voor het insnoeren van de waterloop of voor het geheel of gedeeltelijk omleggen daarvan bij ter plaatse gebouwde tunnels;
4. de fysieke en technische mogelijkheden, bijv.: de (thans nog bestaande) diameterbeperking bij vloeistofschilden; het kunnen baggeren van een zinksleuf (theoretisch kan men een sleuf ook in een rots maken m.b.v. springstoffen, doch dit zal zeer kostbaar zijn).

In het voorgaande is voornamelijk ingegaan op de technieken voor verkeerstunnels (weg en rail). Ook bij pijpleidingen dient een keuze te worden gemaakt en wel tussen zinkers (stalen, met beton verzwaarde, buizen, welke met behulp van een aantal drijvende bokken worden gelegd) en (geboorde of gezonken) tunnels, waarin meerdere leidingen worden opgenomen ("De leidingtunnel onder het Hollandsch Diep: het ontwerp en de uitvoering", ir. A. Glerum en ir. V.L. Molenaar, De Ingenieur 1972, nr. 42).

In industrie- en havengebieden zijn namelijk grote aantallen leidingen nodig voor het transport van olie, gassen, chemicaliën, maar ook van drink-, proces- en afvalwater. Worden zij onafhankelijk van elkaar gelegd dan ontstaat in het gehele gebied een chaotische en terreinconsumerende toestand.

Concentraties van deze voorzieningen in stroken of zogenaamde leidingstraten is daarom gewenst, zo niet vereist. Bij kruisingen met waterwegen doen zich daarbij problemen voor. De leidingen (en kabels) zullen aangelegd worden naarmate de ontwikkeling voortgaat. Dus niet tegelijk maar ná elkaar. Stel dat de eerste leiding reeds is gelegd en de tweede moet worden aangebracht. Hiervoor moet in de rivier- of kanaalbodem een sleuf worden gebaggerd (de zinker moet immers op voldoende diepte komen te liggen om na aanaarding te beschikken over voldoende gronddekking ter bescherming tegen "krabbende" ankers). De taluds van de sleuf moeten echter op voldoende afstand van de reeds aanwezige leiding blijven, om te voorkomen, dat deze door het baggermaterieel wordt beschadigd. Ook moet ieder risico uitgesloten zijn, dat bij een eventuele afschuiving van het talud de eerste leiding naar beneden glijdt of te grote spanningen krijgt. Dit betekent, dat er tussen de zinkers een behoorlijke afstand noodzakelijk is. Vele leidingen in een kabelstrook maken, dat ter plaatse van een oeverkruising een grote breedte nodig is. Over deze breedte kunnen ook op de oevers geen andere voorzieningen gemaakt worden, zoals kademuren, loodsen e.d. Deze nadelen kunnen worden vermeden door de leidingen ter plaatse van een oeverkruising te concentreren in een leidingtunnel.

Naast de voordelen ten aanzien van het ruimtebeslag kunnen er ook financiële voordelen zijn bij een leidingtunnel. Het leggen van een leiding in een waterweg (een zinker) is een dure operatie. Men kan trachten de kosten te beperken door het leggen van zogenaamde zinkerbundels, waarvan er één of enige direct nodig zijn en andere gereserveerd zijn voor de toekomst. De toekomst zal echter dikwijls anders zijn dan men aanvankelijk voorzien had. Hierdoor zijn dan vaak niet de juiste diameters gelegd, zijn bepaalde in het geheel niet nodig etc. Een soepeler inspelen op die toekomst is mogelijk, indien men tijdig leidingtunnels bouwt, waarin vele leidingen kunnen worden ondergebracht. Het intrekken van een leiding in zo'n tunnel is een eenvoudiger en dus goedkopere operatie dan het leggen van een zinker.

Bovendien kunnen de leidingen in een tunnel worden onderhouden (geverfd), waardoor minder kostbare corrosiebeschermingen en vaak dunnere wanddikten kunnen worden toegepast. Stelt men de kosten van een leidingtunnel en die van de in te trekken leidingen tegenover de kosten van het leggen van een aantal zinkers, dan blijkt een leidingtunnel vaak financieel aantrekkelijker oplossing te zijn, ondanks het feit, dat de tunnel zelf een vóórinvestering betreft, die klaar dient te zijn op het moment, dat de eerste leiding (of leidingen) aangelegd moet worden.

8.3. Het lengteprofiel van de tunnel.

Het lengteprofiel van gezonken en ter plaatse gebouwde tunnels wordt bepaald door eisen ten aanzien van de scheepvaart en de waterafvoer, van het verkeer dat van de tunnel gebruik maakt, van de waterkeringen en door plaatselijke omstandigheden, zoals de hoogteligging van het maaiveld en de aansluitingen op en de kruisingen met de plaatselijke wegen.

Bij schildtunnels moet hier nog aan toe worden gevoegd de consequenties van de uitvoering (dekking ter voorkoming van blow-outs).

8.3.1. Eisen t.a.v. de scheepvaart en waterafvoer.

In het algemeen zal men er naar streven de tunnel niet te laten ingrijpen in het regime van de waterweg. Met andere woorden: het tunneldak mag nergens boven het bodem- en oeverprofiel uitsteken, waarbij rekening moet worden gehouden met eventueel in de toekomst gewenste verdiepingen of verbredingen (grotere schepen of waterafvoer) dan wel met door de natuur veroorzaakte wijzigingen (bijv. verplaatsing van de geul in een estuarium).

Bij het ontwerp van de tunnel, welke deel uitmaakt van de Westerschelde Oeververbinding, bleek het financieel weinig aantrekkelijk om inderdaad met dit laatste rekening te houden. De geul verplaatst zich hier vaak. Uit lodingen verricht over een periode van 55 jaren bleek dat dit gepaard ging met verschillen in bodemligging (per verticaal) in de orde van 8 m. Overwogen is om het tunneldak te ontwerpen beneden de onder-omhullende van deze lodingen. Overigens zou ook dit niet de zekerheid hebben geboden, dat het tunneldak nooit boven de bodem uit zou steken (55 jaar is een willekeurige periode; een exacte prognose voor de toekomstige ontwikkeling van het geulenstelsel was in dit geval niet mogelijk). Deze diepe ligging is op financiële gronden afgewezen, omdat zij 15% duurder was dan de uiteindelijke gekozen oplossing, waarbij het dak overal tenminste onder de huidige bodem ligt en plaatselijk zoveel dieper als voor de toekomstige scheepvaart nodig is. Mocht de bodem zich dusdanig dreigen te verdiepen, dat hierdoor de stabiliteit van de tunnel in gevaar zou komen, dan zal tijdig moeten worden ingegrepen door het aanbrengen van grindbestortingen teneinde verdere uitschuringen te voorkomen. Uiteraard is bij het eerder genoemde kostenverschil van 15% in de raming van de hoger gelegen tunnel een bedrag opgenomen voor de extra bestortingen (rekening houdend met het feit, dat deze uitgave eerst later behoeft te worden gedaan).

In het algemeen wordt het dak dus beneden het (toekomstige) bodemprofiel ontworpen, maar de vraag is: hoeveel dieper? Hierbij zij opgemerkt, dat het van essentieel belang is de tunnel zo hoog mogelijk aan te leggen. Hierdoor worden de belastingen kleiner, maar ook de lengte korter. Bij de gebruikelijke helling van 4,5% voor autotunnels (zie hierna onder 8.3.2) betekent elke meter dieper voor de tunnel een toename van de lengte met $2 \times \frac{100}{4,5} \times 1 = 44,5$ m en een dienovereen-

komstige toename van de bouwkosten. Ook de hoeveelheid baggerwerk voor de zinksleuf neemt toe. Het dak gelijk houden met de bodem heeft echter ook bezwaren:

1. beschadiging van baggermaterieel en eventueel de tunnel zelf, indien baggerwerk nodig is voor het instand houden van de diepte van de waterweg;
2. beschadiging van de tunnel door vallende of krabbende ankers. Ook een ankerverbod zal de bemanning van een schip er niet van weerhouden het anker te laten vallen bij een plotseling uit te voeren manoeuvre;
3. extreme bovenbelasting indien een schip op de tunnel zou zinken.

Voor de grotere typen tunnels zoals autotunnels (dwarsprofiel in de orde van 8 bij 30 m) leidt dit er meestal toe, dat een minimum dekking van 0,5 m wordt aangehouden en wel voornamelijk om beschadiging van baggerwerktuigen te voorkomen (de tunnel zelf zal weinig van een dergelijke ontmoeting te lijden hebben). Wel zullen de beide bovenhoeken van de tunnel vaak een afschuining krijgen (een soort vellingkant van 1,5 bij 1,5 m, zie ook fig. 8.7) krijgen teneinde te voorkomen, dat krabbende ankers al te makkelijk vat op de tunnel krijgen. Voor een vallend anker dient een controleberekening voor het tunneldak te worden opgesteld. Laboratoriumproeven hebben uitgewezen, dat de valsnelheid van een anker onder water op enige diepte onder het wateroppervlak constant wordt en in de orde van 7 m/sec. ligt. Voor de fors geconstrueerde autotunnels zal meestal blijken, dat deze extra belasting geïncasseerd kan worden, zij het met een sterk verlaagde rekenwaarde voor de belasting, bijv. 1,3 in plaats van de gebruikelijke 1,7 (acceptabel i.v.m. de zeer kleine kans van optreden). Ook gezonken schepen zullen door de grotere dwarsprofielen zonder extra voorzieningen kunnen worden "opgenomen", uiteraard met een rekenwaarde maar even groter dan 1 gezien de extreem kleine kans van optreden. Bij dit laatste zijn gunstige factoren, dat het schip naar alle waarschijnlijkheid haaks op de tunnel komt te liggen en door zijn lengte en relatieve slapheid niet alleen op de tunnel komt te rusten. In de bovenstaande beschouwing dient men tevens te betrekken, dat deze minimum dekking van 0,5 m meestal maar zeer plaatselijk voorkomt, namelijk bij de overgang van de bodem naar het talud (zie ook fig. 8.6), verderop zal de dekking door de langshelling van de tunnel en de verticale afrondingsstralen meestal groter zijn. Toch is het vaak wenselijk om voor de controleberekening van het vallend anker ook op andere plaatsen rekening te houden met het afwezig zijn van de dekking (uitschuring bij een rivier etc.)

Terzijde zij opgemerkt, dat de meest ongunstige trefplaats voor een anker is die nabij een dilatatievoeg (een tunnel wordt meestal opgebouwd uit ca. 20 à 25 m lange moten, gescheiden door voegen), waar de meewerkende dakbreedte kleiner is dan in het midden van de moot. Bij het ontwerpen van het lengteprofiel van een autotunnel ontstaan uit de bovenstaande filosofie meestal twee dwangpunten: het dak moet gaan door de punten, welke zich 0,50 m bevinden beneden de "hoekpunten" van het dwarsprofiel van de waterweg (dus waar de horizontale bodem overgaat in de taluds; zie fig. 8.6).

Voor minder massieve constructies dan auto- of spoor-tunnels ligt de zaak anders. Een zinker welke wordt "gepakt" door een krabbend anker kan hierdoor volledig vernietigd worden. Naarmate de tunnel minder opname-capaciteit heeft voor het incasseren van de bovengenoemde belastingen (en dus in het algemeen kleiner zal zijn in dwarsafmetingen) zal hij dieper gelegd moeten worden, waarbij mede een rol zal spelen de soort materialen, waarmee de tunnel wordt afgedekt, en bijvoorbeeld het type anker (gewicht), dat op de vaarweg gebruikt wordt of zal worden. Voor het soort materiaal zij opgemerkt dat het meestal financieel aantrekkelijk is om de oorspronkelijke grond, vrijgekomen bij het baggeren, hiervoor te gebruiken. Indien deze weinig weerstand biedt tegen het indringen van ankers (door het storten is zij losser gepakt dan in de oorspronkelijke toestand) kan een kleinere dekking worden overwogen door toepassing van bijvoorbeeld steenachtige materialen. Deze zijn echter duurder en een kostenvergelijking zal moeten uitwijzen wat voordeliger is: een diepere ligging of duurdere afdekkingsmaterialen. Meer over dit onderwerp vindt men in "Indringdiepte van scheepsankers tegenover de beschadigingsmogelijkheid van zinkers en duikers", W.M. Polderman, OTAR 1979, nr. 11.

8.3.2. Eisen t.a.v. het verkeer, dat van de tunnel gebruik maakt.

In het navolgende zal worden ingegaan op de eisen, welke het verkeer aan het langspatiefiel stelt bij autotunnels. Deze eisen zouden globaal als volgt geformuleerd kunnen worden:

1. De capaciteit van de tunnel moet gelijk zijn aan die van de weg, waarin zij is opgenomen, terwijl het afwikkelingsniveau in de tunnel bij een bepaald verkeersaanbod zoveel mogelijk moet overeenstemmen met dat op de weg bij hetzelfde aanbod. Kort samengevat: de tunnel moet geen discontinuïteit vormen.
2. Ook de veiligheid in de tunnel (per definitie mede opgenomen in het begrip "afwikkelingsniveau", maar meestal afzonderlijk behandeld) moet overeenstemmen met die van de weg.

Het zal duidelijk zijn dat deze beide eisen niet alleen verwezenlijkt worden door een goed ontwerp van het langspatiefiel, maar dit speelt toch wel een belangrijke rol naast het dwarsprofiel, de verlichting etc..

Het mag enige verwondering wekken, dat bij 1 wordt begonnen met het begrip capaciteit, terwijl de meeste wegen worden ontworpen op een aanbod, dat lager ligt dan de capaciteit. Men dient zich echter te realiseren, dat de meeste oeververbindingen spoedig na hun opening tot aan hun capaciteit worden belast. Hun aantal is meestal dusdanig gering, dat men rekening moet houden met dit feit.

Belangrijk voor de capaciteit is de keuze van de langshelling. Hoe flauwer deze is, hoe minder snelheid zal worden verloren op de opgaande helling (vooral vrachtwagens) en hoe hoger de capaciteit is. Ook de veiligheid wordt hierdoor bevorderd: traag rijdende vrachtwagens zullen de verschillen in snelheid doen toenemen (de meeste personenauto's zullen minder vertragen) en daardoor de kans op aanrijdingen vergroten. Ook sterk neerwaartse hellingen zijn niet ongevaarlijk: bepaalde automobilisten voelen zich geroepen met grote snelheden af te dalen, terwijl de meer gedisciplineerden zich zoveel mogelijk aan de snelheid van de vlakke weg houden.

Alhoewel flauwe hellingen gunstig zijn voor het verkeer leiden zij anderzijds tot hogere bouwkosten. De diepteligging van het wegdek onder de waterweg is immers een gegeven grootheid en ditzelfde geldt voor hoogte van de weg op het maaiveld ter weerszijden van de waterweg (of eventueel de hoogte van de waterkering). Hiermee ligt het hoogteverschil vast en uit de grootte van de hellingshoek volgt de lengte van de helling en daarmee van het daarvoor te maken gedeelte van het kunstwerk (gedeeltelijk in een koker, de echte tunnel, en gedeeltelijk bijv. in een open bak, de afrit) Er moet derhalve een compromis worden gevonden tussen de investeringskosten enerzijds en de belangen voor het verkeer anderzijds. Alhoewel dit in wezen in een minimalisering van de kosten zou moeten worden gevonden, is in werkelijkheid een geleidelijk proces ontstaan, waarbij men, mede aan de hand van theoretische detailstudies ten aanzien van "nog toelaatbare" hellingen en van praktijkmetingen ten aanzien van capaciteit en veiligheid bij voltooide tunnels, in ons land begonnen is met hellingen van 3 à 3½% en later bij de nieuwere tunnel 4½% heeft toegepast. Deze steilere hellingen zijn mede gerechtvaardigd door het feit, dat in de loop der jaren bij vrachtwagens het motorvermogen is toegenomen ten opzichte van het gewicht (eigen gewicht plus lading). Ook in andere landen vindt men bij oeverkruisingen soortgelijke hellingen (4 à 5%, in enkele gevallen 6%). In het voorgaande is niet gesproken over de lengte van de helling, maar het zal duidelijk zijn, dat bij toenemende lengte van een zelfde helling de vrachtwagens meer snelheid zullen verliezen (totdat bij een bepaalde afstand de grenssnelheid wordt bereikt). Dit betekent dat men bij grotere hoogteverschillen dan tot nu toe gebruikelijk in Nederland, zou moeten overwegen om een kleinere hellingshoek te kiezen dan 4,5%, wil men dezelfde capaciteit bereiken.

Het langspanprofiel bestaat echter niet alleen uit vlakke gedeeltes en hellingen. Daartussen bevinden zich overgangsbogen, als regel cirkels. De straal moet dusdanig worden gekozen, dat de automobilist geen hinder heeft van stoten bij de overgang (comfort) en voldoende overzicht heeft over de weg vóór hem (veiligheid).

Hij moet tijdig kunnen stilstaan indien zich een obstakel op de weg bevindt (afgevalen lading) of een stilstaande auto. Deze zogenaamde stopzicht-afstand is een functie van de ontwerp-snelheid (hoe harder er wordt gereden hoe langer de remweg). Bij de bovenstraal van het langsprofiel (waar de horizontale weg op het maaiveld overgaat in de helling) moet de automobilist juist over de bolling van het wegdek heen kunnen kijken om een obstakel (bijv. 0,20 m hoog) te kunnen zien. Met andere woorden de lijn, welke het oog van de automobilist (voor een personenauto op + 1,10 m boven het wegdek) verbindt met de bovenzijde van het object moet aan de cirkel raken en bovendien een lengte hebben gelijk aan de stopzichtafstand. Voor een ontwerp-snelheid van bijv. 110 km/uur moet de cirkel daarvoor een straal van 10.000 m hebben, voor lagere snelheden (stadstunnels) kan met een kleinere straal worden volstaan (hoe kleiner de straal hoe korter het kunstwerk). Bij de onderstraal (onder in de tunnel) belemmert niet het wegdek het zicht, maar het dak van de tunnel, waarbij rekening moet worden gehouden met de ooghoogte van een vrachtwagenchauffeur (+ 2,50 m boven het wegdek), daar deze ongunstiger is dan de lagere ooghoogte in een personenauto. Uiteraard is in deze berekening ook van belang de hoogte van het plafond boven het wegdek. Bij de in Nederland gebruikelijke vrije hoogte van 4,50 m betekent dit, dat de onderstraal tenminste 2500 m moet bedragen bij autosnelwegen (bij stadswegen kan met minder worden volstaan). In het dictaat par. 10 "Beginselen verkeerstechniek" van prof. Volmuller wordt uitvoeriger op deze materie ingegaan.

Wat zijn de consequenties van deze, zeker voor een vlak land, relatief grote hoogteverschillen voor de verkeersafwisseling? Daartoe zijn in een aantal landen voor diverse tunnels de werkelijk gemeten capaciteiten vergeleken met de theoretisch berekende ("Technical Committee Report on Road Tunnels", XVIth World Road Congress, Wenen 1979). Beschouwd zijn tunnels, waarvan het zeker was, dat de capaciteit bepaald werd door de tunnel zelf (uiteraard het stijgende gedeelte daarvan) en niet door de aansluitende wegen; bovendien tunnels waarvan de capaciteit inderdaad bereikt was. In de beschouwde tunnels werden deze hoge intensiteiten regelmatig gemeten (bijv. elke maandag en vrijdag tijdens het spitsuur). Voor de theoretische capaciteitsberekening worden in de meeste landen andere formules gehanteerd. Teneinde een vergelijking mogelijk te maken, zijn voor alle tunnels berekeningen gemaakt aan de hand van de Highway Capacity Manual 1965 (de nationale formules zijn overigens alle hiervan afgeleid), waarbij voor autosnelwegen geldt:

$$C = 2000 N.W.T_c$$

- waarin:
- C = capaciteit in motorvoertuigen per uur per richting.
 - N = aantal rijstroken per richting (voor alle onderzochte tunnels ging het om 2 éénrichtingsbuizen, ieder met 2 rijstroken).
 - W = reductiefactor voor de rijstrookbreedte en de afstand tussen de zijkant van de rijbaan en de tunnelwand (indien deze resp. 12 en 6 voet bedragen is W=1, voor kleinere waarden is W kleiner dan 1) volgens tabel 9.2 van de H.C.M. 1965.
 - T_c = reductiefactor voor vrachtwagens volgens tabel 9.6 uit de H.C.M., gebaseerd op de personenauto-equivalenten (p.a.e.) uit tabel 9.4.

T_c wordt kleiner naarmate het percentage vrachtwagens, de steilheid en de lengte van de helling toenemen (voor 0% vrachtverkeer is de waarde T_c , onafhankelijk van de helling, gelijk aan f).

In bijlage 8.4 is een dergelijke capaciteitsberekening uitgewerkt voor de Coentunnel onder het Noordzeekanaal en vergeleken met de werkelijke capaciteit. Deze laatste blijkt 67% hoger te zijn dan de theoretische waarde. Dit zelfde beeld werd gevonden voor de andere in het onderzoek betrokken tunnels, waarvan de hellingen varieerden van 2,7 tot 6,1%.

De conclusie was, dat een goede prognose voor de werkelijke capaciteit kan worden gemaakt door de theoretische volgens de H.C.M. te vermenigvuldigen met 1,5, op voorwaarde, dat een belangrijk gedeelte van het verkeer bestaat uit woon-werk-verkeer, m.a.w. gebruikers die de tunnel goed kennen. Het bleek namelijk, dat bij tunnels waar dit niet het geval was (in het algemeen bergtunnels; onderwatertunnels bevinden zich meestal in dichter bebouwde gebieden), de theoretische capaciteit de praktische dicht benaderde.

Daar in het algemeen T_c (invloed van de helling) een belangrijker rol speelt dan W , zoals ook blijkt uit het voorbeeld van de Coentunnel, kan dan ook gezegd worden dat de relatief steile hellingen bij onderwatertunnels de verkeersafwikkeling niet al te ongunstig beïnvloeden. Ten dele kan de hoge capaciteit in een tunnel ondanks de helling worden verklaard door het feit, dat bij het ingaan van de tunnel een zekere homogenisering van het verkeer optreedt (d.w.z. dat de snelheidsverschillen afnemen), terwijl vaak kortere volgafstanden worden aangehouden dan op de open weg. Deze homogenisering komt ook tot uiting in andere metingen vermeld in het "Technical Committee Report on Road Tunnels", 1979. Tenslotte zij vermeld, dat ook bij wegen buiten tunnels hogere capaciteiten dan de theoretische worden gevonden, zij het misschien niet in die mate als bij tunnels.

Behalve hellingen en afrondingscirkels komen bij tunnels onder brede waterwegen "horizontale" gedeelten voor onder de rivierbodem. Zonder meer horizontaal liggen kan leiden tot problemen met de afvoer van water (eventuele lekken; water voor het schoonmaken van de wanden om een goede reflectie voor de verlichting te krijgen). Weliswaar zal het wegdek een dwarsverkanting krijgen om het water af te voeren naar goten en langsriolen naast de rijbaan. Deze langsriolen moeten echter afschot krijgen om het water naar een pompput te leiden, van waaruit een pomp het wegperst via een leiding bijv. door de bedieningsgang (zie fig. 8.7). Indien de tunnel horizontaal ligt moet het langsriool onder een helling worden aangelegd en zakt daardoor t.o.v. het wegdek, waardoor het dwarsprofiel van de tunnel hoger moet worden dan om andere redenen noodzakelijk zou zijn. Het is meestal financieel aantrekkelijker om deze extra hoogte te vermijden door de tunnel een langshelling te geven (orde 0,3 à 0,5%).

8.3.3. Eisen t.a.v. de waterkeringen.

In wezen is een tunnel een buis, die ook onder de langs de waterweg gelegen waterkeringen doorgaat.

Zonder extra voorzieningen zal de tunnel als regel achter de waterkering uitmonden op een niveau, dat zich beneden de (hoogste) waterstanden bevindt. Een zeer ernstige beschadiging van het buitendijks gelegen gedeelte van de tunnels zou in bepaalde omstandigheden kunnen leiden tot overstromingen van het achterland. Met andere woorden de tunnel maakt deel uit van de waterkering. Het is dus zaak de tunnel met eenzelfde faalkans als de normale waterkeringen langs de waterweg te ontwerpen of aanvullende voorzieningen te treffen.

Daarbij zij vermeld, dat de probabilistische beschouwing nog niet algemeen vertrouwd is en dat door vele autoriteiten een starre constructie als een gewapend betonnen tunnels als minder "veilig" dan een dijklichaam opgebouwd uit grond wordt beschouwd. De gedachte is hierbij, dat een dijk op eenvoudige wijze geïnspecteerd en zonodig hersteld of aangepast kan worden, maar dat dit voor een betonconstructie niet mogelijk is. Bij dit standpunt is het noodzakelijk aanvullende voorzieningen te treffen. Een mogelijkheid is het maken van afsluitdeuren in de tunnel. Men dient zich dan echter wel af te vragen of deze deuren in geval van een calamiteit tijdig gesloten kunnen en zullen worden. Een andere mogelijkheid is de weg (of de spoorlijn) over een zogenaamde "kanteldijk" heen te laten gaan, zoals in principe is aangegeven in fig. 8.5. Dit betekent, dat aan het eind van de open bak de weg via een grondophoging verder moet stijgen om de kerende hoogte van de kanteldijk te passeren.

In de figuur is de vaak toegepaste oplossing getekend, waarbij het gesloten tunnelgedeelte overgaat in een open bak, bestaande uit een vloerplaat, waarop het wegdek wordt aangebracht, en twee verticale grondkerende wanden. De kanteldijk wordt aangesloten op de waterkering, waardoor de tunnel in een "eigen" polder komt te liggen en de gevolgen van eventuele calamiteiten bij de tunnel beperkt worden tot deze polder. In principe kan de kruinhoogte van de kanteldijk lager zijn dan die van de eigenlijke waterkering, daar de kans klein is dat een calamiteit bij de tunnel en de hoogste waterstand gelijktijdig optreden, tenzij de hoogste waterstand de enige mogelijkheid voor en het bezwijken van de waterkering en het bezwijken van de tunnel zou zijn. Maar zelfs in dat geval zal bij de belasting van de kanteldijk waarschijnlijk met een kleinere golfaanval behoeven te worden gerekend (te verwaarlozen strijklengte).

De bovenstaande beschouwing heeft uiteraard betrekking op beide uiteinden van de tunnel. Toch kan het in bepaalde gevallen zinvol zijn om de kanteldijk slechts op één oever aan te brengen. Voorop moet dan staan, dat een probabilistische beschouwing heeft aangetoond, dat de tunnel met een even grote "veiligheid" is ontworpen als de waterkeringen, zodat uit dien hoofde geen kanteldijken op beide oevers nodig zijn. De tunnel vormt echter een verbinding tussen de polders op beide oevers. Zou de waterkering op één der oevers (plaatselijk) bezwijken, dan kan via de tunnel ook de polder op de tegenoverliggende oever onderlopen. Een éénzijdige kanteldijk maakt dit onmogelijk. Dit moet echter zeer zeker geen wetmatige oplossing te zijn.

Ook hier geldt, dat risico's, investeringen etc. tegen elkaar moeten worden afgewogen.

8.3.4. Randvoorwaarden voortvloeiend uit plaatselijke omstandigheden.

Dat de topografie, de hoogteligging van het maaiveld en de aansluitende wegen van invloed zijn op het lengteprofiel is vanzelfsprekend. In bepaalde gevallen kan ook de eis, dat een kruisende weg (of spoorlijn) het tunneltracé op maaiveldniveau moet kruisen een dwangpunt voor het lengteprofiel vormen (het wegdek in de tunnel of de aansluitende bak moet daar ter plaatse dan voldoende diep liggen, dat wil zeggen "ter diepte" van de vrije hoogte vermeerderd met de constructiehoogte van het kruisende viaduct onder het maaiveld).

Een ander punt is de hoogte van het grondwaterniveau. Deze bepaalt vaak de lengte van het kunstwerk. De constructie moet immers worden doorgezet tot boven dit niveau, eigenlijk tot ca. 1 m daarboven, opdat het aansluitende wegdek vorstvrij komt te liggen. Boven dit niveau kan de weg in een ingraving worden gelegd, zonodig begrensd door keerwanden, indien de ruimte voor taluds ontbreekt.

8.3.5. De indeling van het lengteprofiel in verschillende bouw- technieken bij toepassing van de zinkmethode.

Naar dwarsprofiel kunnen worden onderscheiden het gesloten tunnelgedeelte en de open afritten (waar geen dak aanwezig is), naar bouwwijze het gezonken gedeelte, dat elders wordt geprefabriceerd en de ter plaatse op de oevers gebouwde gedeelten (zie fig. 8.6).

Het gezonken gedeelte, dat ook onder de rivierbodem wordt aangebracht, vraagt uiteraard om een gesloten constructie. Het eerste en het laatste zinkelement moeten, teneinde een goede waterdichte verbinding te krijgen, worden aangesloten op in de beide oevers gebouwde tunnelgedeelten met een gelijkvormige dwarsdoorsnede. Dit betekent dat op de oevers behalve de open afritten ook gesloten tunnelgedeelten ter plaatse moeten worden gebouwd.

De vraag is nu tot hoever het gezonken gedeelte buiten de rivier moet worden doorgezet. De elementen worden drijvend aangevoerd; met andere woorden de sleuf, waarin zij worden afgezonken moet voldoende diepgang hebben om het element in te varen, dus een waterdiepte groter dan de hoogte van het element (dat tijdens het transport nauwelijks boven water uitstrekt) plus een speling van bijv. 1 m. Dit betekent, dat men het gezonken gedeelte niet verder landinwaarts kan doorzetten dan tot het punt, waar het lengteprofiel nog voldoende waterdiepte biedt. Dit is het verste punt, waartoe men kan gaan. Wat is echter de kortste lengte? Zoals vermeld moet in de oever het restende tunnelgedeelte ter plaatse worden gebouwd. Daarvoor is een bouwput nodig. Wil men deze geen dure begrenzing geven, dan is het denkbaar de insteek van het talud juist achter de waterkering te projecteren (zie de gestreepte lijn I-I in fig. 8.6).

Het snijpunt van dit talud met het lengteprofiel bepaald dan het eindpunt van de kortste lengte gezonken tunnel (waarbij natuurlijk rekening moet worden gehouden met enige werkruimte op de bodem van de bouwput voor de kopbekisting c.a. van het ter plaatse gebouwde gedeelte), tenzij men de bouwput voor het ter plaatse gebouwde gedeelte verder naar de rivier toe zou willen uitbreiden met behulp van, overigens kostbare, damwandconstructies.

Op welk punt men het gezonken gedeelte wil laten eindigen tussen deze twee begrenzingen is een vraagstuk van kosten en soms van andere overwegingen. Zo kan het voorkomen, dat de bemaling van de bouwput problemen oplevert voor de omgeving. Door het gezonken gedeelte zo lang mogelijk te maken, wordt de bouwput niet alleen korter, maar ook minder diep, waardoor de invloedssfeer van de bemaling afneemt. Dit uitgaande van de veronderstelling, dat het bouwdok voor de prefabricage van de elementen elders in een minder bemalingsgevoelige omgeving is gesitueerd. Indien dit niet speelt, is het althans in "Nederlandse" omstandigheden vaak het goedkoopst de gezonken tunnel kort te maken.

Een andere vraag is, waar het gesloten gedeelte in de open afrit (bijv. een bakconstructie) moet overgaan. In eerste instantie is dit een zaak van kostenafwegingen. Indien men de tunnel daar, waar het wegdek op grote diepte ligt, als bak zou uitvoeren, dan leidt dit tot hoge wanden, die zwaar belast worden door horizontale grond- en waterdrukken. Bovendien zal de bak tegen opdrijven behoedt moeten worden door de toepassing van een groot aantal verticale verankerings-elementen (bijv. trekpalen onder de vloer). De momenten in de wand (en dus ook in de beide uiteinden van de vloer) kunnen beperkt worden door het aanbrengen van horizontale stempels tussen de wanden boven het profiel van vrije ruimte. Bij een zekere diepte wordt het financieel aantrekkelijker een dak aan te brengen (tegenover de kosten van het dak staan de kleinere momenten als gevolg van de horizontale belastingen, terwijl ook de opdrijvende kracht vermindert). Een vergelijkende kostenstudie als functie van de diepte zal moeten uitwijzen waar de overgang komt te liggen. In deze studie moeten niet alleen de civiele kosten worden opgenomen, maar ook die van verlichting en ventilatie. Hoe langer de gesloten tunnel is, hoe hoger deze kosten oplopen. Hoewel een en ander in de concrete situatie moet worden bestudeerd, ligt in "Nederlandse" omstandigheden de overgang van gesloten naar bakprofiel vaak bij een wegdekdiepte van 10 à 15 m onder het maaiveld.

8.4. Het dwarsprofiel van de tunnel.

8.4.1. Eisen t.a.v. verkeer, onderhoud etc.

De indeling van de rijbaan (aantal en breedte rijstroken) is in principe gelijk aan die van de open weg. Toch kan het noodzakelijk zijn iets te doen aan de capaciteit van de opgaande helling, indien deze duidelijk lager zou uitvallen dan die van de gehele route (zie ook 8.3.2.).

Het is dan denkbaar een extra rijstrook toe te voegen beginnende vanaf het diepste punt van de tunnel. Gezien de relatief hoge kosten van het gezonken gedeelte is dit een weinig aantrekkelijke propositie. Wil men toch iets doen, dan kan worden overwogen een extra strook (een zogenaamde kruipstrook, bestemd voor de te veel snelheid verliezende vrachtwagens en dus aan de rechterzijde van de rijbaan) toe te voegen in de opgaande helling beginnende in het op de oever te bouwen gedeelte. Een capaciteitsberekening (bijlage 8.4) zal moeten uitwijzen of kan worden volstaan met alleen de open afrit of dat de kruipstrook ook in het op de oever te bouwen gesloten gedeelte aanwezig moet zijn. De kruipstrook zal buiten de tunnel tot ruim voorbij het hoogste punt moeten worden doorgezet, opdat vrachtwagens veilig kunnen invoegen in de rijbaan.

Langs autosnelwegen en sommige hoofdwegen worden vluchtstroken aangebracht, waarop auto's met panne c.a. kunnen uitwijken (doel: voorkoming aanrijdingen en een ongewijzigde verkeersafwikkeling). In principe zouden deze in een tunnel, gelegen in een dergelijk soort weg, moeten worden voortgezet. Als regel wordt dit echter niet gedaan, in verband met de relatief hoge kosten (voor een "gemiddelde" Nederlandse tunnel, zowel 2x2- als 2x3-strooks, nemen de bouwkosten met ca. 15% toe bij toepassing van een vluchtstrook). Indien men om deze reden van vluchtstroken afziet, zijn aanvullende maatregelen nodig, met het oog op de veiligheid, zeker indien het gaat om druk bereden tunnels. Een mogelijkheid is het "afkruisen" van een rijstrook, waarin een auto gestrand is, door het inschakelen van verlichte rode kruisen boven de betreffende rijstrook en het tonen van groene pijlen (of adviessnelheden) boven de naastliggende rijstrook (of rijstroken). Dit impliceert echter wel, dat men over een waarnemingssysteem moet beschikken, waardoor men in staat is onmiddellijk te reageren (bijv. televisiebewaking van het verkeer of detectielussen in het wegdek, die bijv. op lage snelheden reageren).

Het is duidelijk, dat de tunnelwanden niet direct naast de rijbaan gesitueerd kunnen worden. Er is enige afstand nodig, de zogenaamde "Lateral clearance". Een goed Nederlands synoniem in één of twee woorden ontbreekt helaas. Deze lateral clearance heeft een aantal functies:

1. het vermijden of beperken van de zogenaamde bermvrees. Indien de wand zich dicht bij de rijbaan bevindt, zullen auto's, vooral bij hoge snelheid, van de wand af wijken en daardoor de capaciteit van de betreffende rijstrook verminderen (zie ook de reductiefactor W op bijlage 8.4). Hoe hoger de ontwerp-snelheid is, hoe breder de lateral clearance op grond van deze functie zou moeten zijn;
2. het scheppen van een loopruimte voor tunnelpersoneel of automobilisten, die hun voertuig hebben moeten verlaten. In wezen is deze functie het best gediend met een hoog trottoir (zeg 1 m boven het rijdek), waardoor een maximum bescherming van de voetgangers is gewaarborgd. Dit trottoir zal dan echter bermvrees veroorzaken.

Een laag trottoir (bijv. 0,15 m hoog) doet dit niet, maar is anderzijds betrekkelijk onveilig. Vaak zal het personeel bij deze oplossing de naast het trottoir gelegen rijstrook "afkruisen" indien iemand op het trottoir loopt, teneinde de veiligheid te verhogen;

3. het geheel of gedeeltelijk laten uitwijken van gestrande voertuigen. Bij "geheel" moet men denken aan vluchtstroken, bij "gedeeltelijk" aan een smalle strook eveneens op dezelfde hoogte als het wegdek. Indien een auto blijft staan en zoveel mogelijk van deze extra breedte gebruik maakt, kan het verkeer redelijk blijven passeren, vaak in meerdere rijen, temeer daar ook aan de andere zijde van de rijbaan deze extra breedte beschikbaar is;

4. indien het verhoogde trottoir of de wand zich direct naast de rijbaan bevindt, kan een beoordelingsfout van een automobilist (of zijn onoplettendheid) betekenen dat hij met zijn voorband tegen dit obstakel opbotst met alle eventuele gevolgen vandien. Ook uit dien hoofde (evenals bij 3) is een smalle vlakke strook buiten de rijbaan gewenst. Vanwege de hier omschreven functie wordt de strook vaak redresseerstrook genoemd.

In het belang van het verkeer, zou men op grond van de vier genoemde functies kunnen komen tot relatief brede lateral clearances. Teneinde de kosten laag te houden zal men de breedte echter beperken. In de meeste landen schommelt de totale breedte om de 1 m. Er zijn vele vormgevingen mogelijk (zie ook "Documentation Digest" van het Road Tunnels Committee, XVth World Road Congress 1975). Een in Nederlandse tunnels in autosnelwegen gehanteerde oplossing is aangegeven in fig. 8.7. Het betonnen geleideprofiel aan de onderzijde van de wand zorgt ervoor, dat auto's die ondanks de redresseerstrook te dicht bij de wand zijn gekomen niet in een desastreuze botsing daarmee komen, maar enige geleiding krijgen. De bescherming van (eventuele) voetgangers op de redresseerstrook wordt verkregen door het inschakelen van rode kruisen boven de naastliggende rijstrook.

Naast de breedte (rijbaan plus lateral clearances) is de hoogte van belang. Deze is afhankelijk van de wettelijk toegestane hoogte van voertuigen. In Nederland bedraagt deze 4,00 m. De vrije hoogte in de tunnel moet echter groter zijn. In de eerste plaats omdat rijdende vrachtwagens door de ongelijkheid van de weg- vertikaal "vibreren". Duitse metingen hebben aangetoond, dat de hierdoor veroorzaakte "extra hoogte" van een voertuig 0,20 m kan bedragen. Bovendien wil een wettelijke bepaling nog niet zeggen, dat geen enkel voertuig hoger wordt afgeladen (bij de Beneluxtunnel blijkt 1 op de 100.000 voertuigen hoger te zijn dan 4,13 m). Een andere zaak zijn loszittende dekzeilen, die de tunnelapparatuur boven de vrije hoogte (bijv. verlichtingsarmaturen) kunnen beschadigen. Om al deze redenen is extra hoogte gewenst. In Nederland bedraagt deze 0,50 m en de vrije hoogte derhalve 4,50 m.

Boven de redresseerstroken (waar slechts bij uitzondering wordt gereden) kan worden volstaan met een kleinere hoogte (bijv. 4,20 m, zie ook fig. 8.7). Soms krijgt de tunnel bij opening een vrije hoogte van 4,60 m, teneinde later -indien het wegdek aan vervanging toe is- een nieuw dek op het oude aan te kunnen brengen en toch de minimum vrije hoogte niet in gevaar te brengen. Het opbreken van het oude dek is namelijk een tijdrovende operatie, die meestal alleen in de nachten of in de weekeinden kan worden uitgevoerd, met het oog op de verkeersafwikkeling (werkzaamheden in een tunnel zijn ingrijpender dan op de weg, onder meer omdat plaatselijke veranderingen van het dwarsprofiel of omleidingen moeilijker te realiseren zijn).

8.4.2. Eisen t.a.v. de ventilatie.

Tijdens hun passage door een tunnel produceren auto's uitlaatgassen. Bepaalde gassen zijn zeer giftig (voornamelijk koolmonoxyde), andere doen onaangenaam aan of verslechteren het zicht (dieselrook). De productie is een functie van het totale aantal auto's, dat zich gelijktijdig in de tunnel bevindt, de samenstelling van het verkeer (vrachtwagens- personenauto's; benzine- en dieselmotoren). Van de emissies zijn slechts bepaalde concentraties in de tunnelatmosfeer toelaatbaar met het oog op de gezondheid (CO) en het zicht (dieselrook).

Teneinde de concentraties beneden aanvaardbare waarden te houden wordt frisse lucht toegevoerd, waardoor de gewenste verdunning van de gassen ontstaat. Uiteraard moet de verontreinigde lucht weer worden afgevoerd. Meer informatie betreffende emissies, toelaatbare concentraties en hoeveelheden frisse lucht waar gegeven in het "Technical Committee Report on Road Tunnels", XVth World Road Congress, Wenen 1979, en het rapport "Ventilatie van autotunnels", 1975, van de desbetreffende studiegroep van de Sectie voor Tunneltechniek van het Koninklijk Instituut van Ingenieurs.

In principe zijn drie ventilatiesystemen mogelijk:

1. Dwarsventilatie, waarbij zich buiten de verkeersbuis aparte kokers bevinden voor de aanvoer van frisse lucht resp. de afvoer van verontreinigde lucht (zie fig. 8.8). In de wanden tussen de verkeersbuis en de luchtkokers bevinden zich op regelmatige afstanden openingen, via welke de luchtstroom de verkeersbuis dwars oversteekt. De luchtkokers gaan op de oevers over in verticale schachten (meestal t.p.v. het in de oever gebouwde gesloten gedeelte), waarin ventilatoren zijn opgehangen. Boven in de schacht bevinden zich roosters via welke frisse lucht wordt aangezogen en bij de andere verontreinigde lucht wordt uitgestoten. Teneinde "kortsluiting" te voorkomen moeten deze roosters zich voldoende ver uit elkaar bevinden (de uitlaatroosters bijv. in hoge torens, de inlaat in lagere).
2. Semi-dwarsventilatie, waarbij frisse lucht wordt aangevoerd door afzonderlijke kokers en via op regelmatige afstanden in de scheidingswand aangebrachte openingen de verkeersbuis binnenstroomt (zie fig. 8.9). Op deze manier bouwt zich een overdruk op in de rijbuis, waardoor de lucht (met verontreinigingen) afvloeit naar de beide uiteinden van de rijbuis en daar de tunnel verlaat. De rijbuis doet dus zelf dienst voor de afvoer van lucht, waardoor hiervoor geen extra kokers nodig zijn zoals bij systeem 1.

Op de oevers behoeven dus alleen schachten, ventilatoren en aanzuigroosters voor frisse lucht te worden gebouwd.

3. Langsventilatie, waarbij in de verkeersbuis buiten het profiel van vrije ruimte aanjaagventilatoren worden opgehangen (zie fig. 8.7). De ventilatoren geven een impuls aan de luchtmasse, waardoor een luchtstroming in langsrichting van de buis ontstaat. Door deze stroming zal frisse lucht aan het ene einde van de buis naar binnen komen en zal de verontreinigde lucht aan het andere uiteinde de buis verlaten. Onder normale omstandigheden wordt deze langsluchtstroom in stand gehouden door de impulsen van het rijdende verkeer. Bij intensief of langzaam rijdend verkeer versterkt de kunstmatige ventilatie de impuls van het verkeer. Bij stagnatie (stilstand) van het verkeer zullen de ventilatoren het alleen moeten doen. Er zijn nu geen aparte luchtkokers en ventilatiegebouwen meer nodig, daarentegen moet het dwarsprofiel van de verkeersbuis worden vergroot om de ventilatoren te kunnen onderbrengen.

De keuze tussen de systemen wordt bepaald door fysieke mogelijkheden en kosten. Ten aanzien van dit eerste zij opgemerkt, dat langsventilatie minder geschikt is voor buizen met tweerichting-verkeer (de verkeersimpuls kan tegen die van de ventilatoren inwerken), terwijl zij niet voor zeer lange tunnels kan worden gebruikt. Bij grote lengten kunnen zich namelijk veel auto's gelijktijdig in de tunnel bevinden. Om de uitlaatgassen voldoende te verdunnen is dan veel frisse lucht nodig per tijdseenheid, hetgeen gepaard gaat met hoge luchtsnelheden, die hinderlijk zijn voor het verkeer. Alhoewel één en ander per geval berekend moet worden, ligt de praktische bovengrens voor langsventilatie bij lengten van 2 à 2,5 km. Bij semi-dwarsventilatoren kan men tot grotere tunnellen gaan, daar de lucht naar beide uiteinden stroomt en dus -bij een zelfde tunnellenkleinere snelheden in het eindportaal zullen optreden dan bij langsventilatie, waar alle lucht in één richting beweegt. Bij dwarsventilatie spelen deze begrenzingen niet (zij wordt bijvoorbeeld toegepast in de 16.285 m lange St. Gothard-tunnel met tweerichtingen-verkeer).

Voor de meestal kortere oeververbindingen zijn alle drie systemen mogelijk, behoudens het hierboven gesignaleerde probleem bij langsventilatie en tweerichtingsverkeer (in zekere mate kan men hieraan tegemoet komen door toepassing van omkeerbare aanjaagventilatoren, waarvan de richting van "blazen" kan worden afgesteld op die van de op dat moment heersende luchtstroom in de tunnel). De keuze wordt bepaald door de kosten. Elementen bij de onderlinge vergelijking zijn bijv.: de kosten van de twee soorten luchtkokers (fris en verontreinigd) met bijbehorende ventilatieschachten bij dwarsventilatie, de grofweg halvering hiervan bij semi-dwarsventilatie en de kosten van de extra hoogte van de verkeersbuizen bij langsventilatoren. Een bijkomend nadeel van de semi-dwarsventilatie is de situatie die ontstaat bij brand: indien de vuurhaard zich nabij het midden van de tunnel bevindt, verdwijnt de rook in beide richtingen, hetgeen het blussen en de evacuatie bemoeilijkt.

Alhoewel één en ander van geval tot geval moet worden begroot, biedt voor oeverkruisingen langsventilatie als regel de goedkoopste oplossing.

8.4.3. Eisen t.a.v. diverse installaties en waterafvoer.

In het dwarsprofiel moet de nodige ruimte worden gereserveerd voor de elektro-mechanische uitrusting. Dit betreft onder meer de verlichtingsarmaturen en de verkeerssignalering, die als regel boven de rijbaan worden gemonteerd. Meestal is hiervoor een extra hoogte van ca. 0,35 m boven de vrije hoogte voldoende. Bij langsventilatie moet deze hoogte worden vergroot tot bijv. 0,85 m voor de aanjaagventilatoren (zie fig. 8.7).

Het aantal kabels en leidingen voor deze installaties is meestal zo groot, dat een speciale bedieningsgang hiervoor gerechtvaardigd is (zie fig. 8.7). Deze gang kan dan tevens door het personeel worden gebruikt. Om redelijk te kunnen lopen is een breedte van tenminste 1 m nodig. Op regelmatige afstanden worden deuren in de tussenwanden aangebracht, die toegang geven tot de verkeersbuizen.

De gang wordt ook gebruikt voor de persleiding, die is aangesloten op de pomp, welke is opgesteld in de kelder op het diepste punt van de tunnel. In deze ondiepe kelder die gedeeltelijk is uitgespaard in de ballastbeton, monden de langsriolen (fig. 8.7) uit, die eventueel lekwater en wandenwaswater uit de rijbuizen onder vrij verval afvoeren. Via de persleiding wordt dit water naar de afritten gebracht en van daar naar een open water gepompt.

De riolen worden meestal in de betonconstructie opgenomen en vragen dus niet om extra "holle ruimte" in het dwarsprofiel.

8.5. De uitvoering van het gezonken gedeelte.

8.5.1. Uitvoeringsprincipe (zie fig. 8.11).

Bij de zinkmethode worden in een bouwdok tunnelelementen (bijv. 125 m lang) geprefabriceerd, welke vervolgens drijvend worden vervoerd naar en afgezonken in een sleuf, die tussen de in de oevers gebouwde tunnelgedeelten is gebaggerd. Het transport wordt mogelijk gemaakt door beide uiteinden van ieder element vóór het onderwater zetten van het dok te voorzien van (tijdelijke) waterdichte schotten, waardoor de "holle dozen" nog juist drijven. Door het aanbrengen van ballast zinken de elementen in de sleuf, waar zij met behulp van rubber pakkingen onderling en met de in de oevers gebouwde gedeelten worden verbonden. Door het aanvullen van de sleuf wordt de oorspronkelijke rivierbodem hersteld.

8.5.2. Bouwdok.

Het dok behoeft niet in de onmiddellijke nabijheid van het tunneltracé te liggen.

Wèl is het een eis, dat het dusdanig wordt gesitueerd, dat zich tussen het dok en de sleuf waterwegen van voldoende diepte en breedte bevinden voor het transport van de elementen. Dit houdt mede in, dat het dok direct naast het open water wordt ontworpen, teneinde het baggeren van een lange (en kostbare) toegangssleuf te vermijden.

Evenals dat bij bouwputten het geval is, kan het dok op vele manieren worden gemaakt: tussen verticale damwanden, zonder bemaling etc. Indien daartegen geen overwegende bezwaren bestaan (ruimtebeslag, gevolgen grondwaterstandsverlaging) zal de goedkoopste wijze vaak zijn het graven van een put begrensd door taluds in combinatie met een bemaling tijdens de bouw van de elementen, welke in den droge worden gemaakt.

De bodem moet dusdanig diep liggen, dat de elementen het dok uitgesleept kunnen worden, wanneer dit na voltooiing van de elementen met water wordt gevuld. Enige speling is hierbij noodzakelijk, onder meer met het oog op de manoeuvreerbaarheid en eventuele aanslibbing. Stellen we deze speling op 0,5 m dan bevindt de bodem zich op een diepte beneden de waterspiegel van de vaarweg (waarmee het dok in deze fase in open verbinding staat) gelijk aan de diepgang van het element plus 0,5 m. Meestal zal men er naar streven om het vrijboord van het element zo gering mogelijk te houden (een groot vrijboord vraagt later om veel ballast bij het afzinken), bijv. in de orde van 0,10 m, waardoor de diepgang ten naaste bij gelijk is aan de constructiehoogte. Ook al zijn de gronddrukken onder het element tijdens de bouw gering, toch is het gewenst om te controleren of de grondslag onder de bodem voldoende draagkrachtig is, teneinde ongelijke zettingen te voorkomen. Is dit niet het geval, dan kan bijv. een grondverbetering worden overwogen. Vaak wordt onder de elementen zelf een grindbed van bijv. 0,30 m dikte aangebracht teneinde het aan de grond "kleven" van de elementen te voorkomen. Deze hebben immers maar een gering resulterend opdrijvend vermogen, waardoor, indien de stijghoogten onder het element achter blijven bij de vrije waterspiegel in het dok (bijv. in een tijgebied), nare situaties kunnen ontstaan. Een tijgebied heeft nog andere consequenties. De bodem moet zich immers op een bepaalde diepte beneden de waterspiegel bevinden. In een tijgebied is dat die stand, waarbij voldoende tijd beschikbaar is om het element weg te slepen. Hoe dichter men deze stand bij hoogwater kiest (en hoe goedkoper het dok dus wordt door zijn hogere bodemligging), hoe korter de beschikbare tijd is. Zou men voor deze stand hoogwater springtij kiezen, dan wordt het uitslepen niet alleen beperkt tot bepaalde uren per etmaal, maar is het slechts gedurende een aantal etmalen om de veertien dagen mogelijk. Dit legt te veel beperkingen op aan de uitvoering (bij een sterke afwaaiing, bijv. zal men 14 dagen moeten wachten) en dus is het verstandiger van normaal of zelfs doodtij uit te gaan. Men dient zich dus reeds tijdens het ontwerp van het dok te realiseren hoeveel tijd de wegsleepprocedure zal vergen. Het is verstandig deze niet te krap te stellen, want kleine tegenslagen kunnen vertragingen betekenen en daardoor ernstige gevolgen hebben: het aan de grond lopen van het element tijdens het verslepen, waardoor misschien onaantvaardbare momenten in het element zullen optreden tijdens het verder zakken van de waterstand, daar de ondergrond ter plaatse van de "stranding" waarschijnlijk niet vlak is en geen gelijkmatige ondersteuning zal opleveren.

Voor het vaststellen van de horizontale afmetingen dient de ontwerper meerdere mogelijkheden te onderzoeken. Het dok kan zo groot worden gekozen, dat alle elementen in één maal gebouwd kunnen worden of kleiner, waarbij het meerdere malen gebruikt wordt voor alle elementen van één tunnel. Bij de laatste opzet dient men zich wèl te realiseren, dat de bouwtijd langer zal worden. Na voltooiing van de eerste serie elementen (het is zelfs denkbaar steeds maar één element te bouwen) moet het dok immers met water worden gevuld, de scheiding met de rivier verwijderd, de elementen uitgesleept, de scheiding aangebracht en het dok leeggepompt, vòòrdat met de produktie van de volgende serie kan worden begonnen. De extra tijd kan worden omgezet in kosten (doorlopende overhead, materieelhuur, bouwrente, afstemverliezen voor C.A.O.-personeel, voor wie geen continue arbeid kan worden geboden) en moet worden vergeleken met de meerkosten van het grotere dok. Bovendien kan de aanslibbing van de zinksleuf een rol spelen (de aanslibbing tijdens de wachttijd voor de volgende serie elementen zal moeten worden verwijderd).

Voor de scheiding tussen het dok en de waterweg bestaan verschillende mogelijkheden: een gronddam of een dokdeur. Deze laatste oplossing is mogelijk aantrekkelijk, indien de elementen voor één tunnel in opeenvolgende series worden gebouwd of het dok voor meerdere na elkaar te bouwen tunnels wordt gebruikt. Het telkens verwijderen en wederom aanbrengen van de dam moet dan worden vergeleken met de éénmalige investeringskosten voor de dokdeur en de exploitatie- en onderhoudskosten.

8.5.3. Transport.

Voordat het dok onder water wordt gezet, worden de elementen geballast, meestal door water te pompen in tanks in het inwendige van het element. Hierdoor wordt voorkomen, dat ze alle tegelijk opdrijven en vele draden nodig zijn om ze niet tegen elkaar te laten stoten. Dat tanks worden gebruikt en niet zonder meer water in het inwendige van het element wordt gepompt is noodzakelijk om te voorkomen, dat het element na het loskomen van de bodem kantelt of dompt. Een horizontale laag water is namelijk niet stabiel: bij een toevallige beweging van het element zal het water naar het laagste punt stromen, dat daardoor zwaarder wordt en het element verder zal laten kantelen of dompen. Andere vormen van ballast dan water zijn mogelijk, maar het aanbrengen en verwijderen is bewerkelijk en kost veel tijd.

De elementen worden stuk voor stuk opgedreven en met behulp van sleepboten of vaste lieropstellingen met verhaaldraden naar een afbouwsteiger gesleept, dat bijv. bij de mond van het dok is gesitueerd. Hier wordt de zinkuitrusting aangebracht, welke onder meer bestaat uit stalen richttorens en schachten (zie fig. 8.12), die zo hoog zijn, dat zij ook na het afzinken boven water uitsteken.

De richttorens worden gebruikt om de positie van het element tijdens de zinkmanoeuvre nauwkeurig te kunnen bepalen, de schachten om het inwendige van het element te kunnen bereiken voor het bedienen van pompen en vjzels (zie par.8.5.5). Voorts worden vier pontons op het dak geplaatst. Zij worden tijdens het transport gedragen door het element, maar straks als het element verder wordt geballast en begint te zinken (fig. 8.11), zullen de pontons gaan drijven en zal het element, dat dan zwaarder is dan zijn waterverplaatsing, hangend aan de pontons langzaam zakken in de sleuf. Langzaam zakken, doordat de verticale kabels, welke het element met de pontons verbinden geleidelijk worden afgevierd met behulp van op de pontons geplaatste lieren. Op deze manier wordt het zinkproces nauwkeurig beheerst. Zou men het element ballasten zonder pontons te gebruiken, dan zou men het proces niet voldoende in de hand hebben, met het oog op de vereiste nauwkeurigheid tijdens het plaatsen.

Voor het transport van de afbouwsteiger naar de sleuf worden meestal sleepboten gebruikt. De bepaling van het benodigde aantal sleepboten (en hun vermogen) vereist een grondige voorstudie. De elementen hebben niet alleen een grote massa (en zijn daarom "moeilijk" in beweging te brengen en af te remmen), maar zijn door hun rechthoekige vorm minder geëigend om te worden voortbewogen dan normale (gestroomlijnde) vaartuigen. De sleepboten moeten het element een bepaalde vaarsnelheid geven en bovendien de eventuele tegenstroom van de waterweg (bijv. bij een rivier) overwinnen. Hiervoor geldt:

$$K = C_w \cdot \frac{1}{2} \rho A v^2, \text{ waarin}$$

- K : stroomkracht op het element in de stroomrichting (N);
 C_w : weerstandscoefficiënt in de stroomrichting;
 ρ_w : volumieke massa van water (kg/m^3);
 A : oppervlak element geprojecteerd op het vlak, dat loodrecht op de stroomrichting staat (m^2);
 v : relatieve snelheid tussen element en water (m/s).

Indien het element zich tegen de stroom in beweegt, is de relatieve snelheid gelijk aan de absolute vaarsnelheid van het element (dus t.o.v. een vast punt op de wal) vermeerderd met de (absolute) stroomsnelheid van de ongestoorde rivier (dus zonder aanwezigheid van het element). Bij stilstaand water gaat het alleen om de vaarsnelheid van het element.

De weerstandscoefficiënt wordt niet alleen bepaald door de vorm van het element, maar ook door de mate, waarin het element de dwarsdoorsnede van de rivier blokkeert: naarmate de rivier het element nauwer omsluit, zal de "zuigerwerking" zich duidelijker doen gevoelen en worden de krachten groter. Fig. 8.10 laat voor een specifiek geval, namelijk voor de Drechtunnel (zie ook Rijkswaterstaat Communication nr. 25: "Motorway tunnels built by the immersed tube method", ir. A. Glerum, ir. B.P. Rigter, ir. W.D. Eysink en ing. W.F. Heins), zien hoe de relatie is tussen C_w en de verhouding tunneldoorsnede (A) gedeeld door de rivierdoorsnede (F). Dit is in de modelproef bij het Waterloopkundig Laboratorium in de Voorst voor verschillende waarden van A/F onderzocht, omdat de rivier over de 12 km lange transportroute geen constant dwarsprofiel heeft, terwijl ook de waterstanden in deze tijrivier variëren.

De dwarsdoorsnede (A) van deze 4x2-strooks autotunnel bedroeg, voor zover onder water gelegen, 8x48,80 m. De grafiek laat voorts zien, dat ook de verhouding d/D (diepgang gedeeld door waterdiepte) een belangrijke invloed heeft op de waarde van C_w . Bij waarden van A/F in de orde van grootte van nul (dus wanneer het element de rivierafvoer nauwelijks meer beïnvloed) nadert C_w tot 1, de waarde, die in de tabellenboeken wordt vermeld voor de kracht op rechthoekige platen, welke loodrecht op de stroom staan, bij getallen van Reynolds groter dan 10^3 .

De grafiek zou doen vermoeden, dat de relatie onafhankelijk is van de grootte van v . Het modelonderzoek is echter gedaan voor relatieve snelheden variërend van 0,3 tot 1,5 m/sec. De getekende lijnen behoren bij een snelheid van 0,75 m/sec. Bij hogere snelheden neemt C_w iets toe, bij lagere iets af.

Uit het voorgaande zal het duidelijk zijn, dat het vooral bij relatief ondiepe en smalle waterwegen (en zeker bij rivieren met "eigen" snelheden) van belang is om van te voren modelonderzoek te doen en niet klakkeloos een waarde voor C_w van 1 of iets groter aan te nemen. Overigens zal men trachten de hoogste stroomkrachten te vermijden door nauwe punten in de (getij-)rivier te passeren op momenten, dat er weinig tegenstroom staat.

Vervolgens moeten de in het model gemeten of berekende stroomkrachten worden vertaald in aantallen sleepboten. Vaak wordt aangehouden, dat 1 pk motorvermogen correspondeert met ca. 100 à 150 N. Deze waarde kan echter sterk variëren afhankelijk van de eigenschappen van de sleepboot en zijn aandrijving, terwijl, als de boot dicht bij het element ligt en zijn schroefstraal het element "raakt", het rendement sterk afneemt. Er zijn bovendien meer sleepboten nodig dan uit deze berekening volgt. Naast "trekkers" (of eventueel duwbotten achter of naast het element) zijn andere nodig om het element te manoeuvreren (fig. 8.11, fase 1). Deze worden bijv. aan de achterzijde van het element met trossen vastgemaakt en kunnen het achtereinde van het element dwars uit verplaatsen of, indien zij in het verlengde van de bewegingsrichting gaan liggen, het element afremmen.

Is het element eenmaal boven de afzinkpositie gekomen dan worden horizontale kabels vastgemaakt (zie fig. 8.11, fase 2) en kunnen de sleepboten verdwijnen. De afzinkmanoeuvre vraagt namelijk om een grote nauwkeurigheid, ook in horizontale richting, waarvoor de sleepboten niet kunnen zorgen. Met de in alle richtingen uitstralende verhaalkabels, welke met behulp van winches kunnen worden ingenomen of afgevierd, is dit wèl mogelijk.

8.5.4. De zinksleuf.

Voorafgaande aan de zinkmanoeuvre is in de rivierbodem de zinksleuf gebaggerd. De sleuf wordt in de oevers voortgezet tot aan de aldaar ter plaatse gebouwde tunnelgedeelten, zodat de gezonken tunnel hier op aan kan sluiten.

Dit betekent overigens, dat de waterkering moet worden doorbroken en weggebaggerd (fig. 8.6). Vandaar dat van te voren een tijdelijke, meer landinwaarts gelegen dijk wordt aangebracht, die na het doorbaggeren van de waterkering de kop van de zinksleuf begrensd en het achterland tegen overstroming beschermd. Een mogelijkheid voor een dergelijke dijk, uitgevoerd als een kortsluiting tussen de kanteldijken, is met streeplijnen aangegeven in fig. 8.5. Er zijn andere oplossingen mogelijk zoals de toepassing van kistdammen. Na plaatsing van de elementen kan de oorspronkelijke waterkering worden hersteld of kan de "tijdelijke" omlegging een defintief karakter krijgen.

Een ander punt is de diepte van de sleuf. Ideaal zou zijn de bodem juist tot de onderzijde van de betonconstructie te baggeren en het element direct op de grondslag te leggen (aannemende dat de bodem dusdanig is, dat op staal gefundeerd kan worden). Het is echter in de praktijk onmogelijk om het baggerwerk met de daarvoor vereiste nauwkeurigheid uit te voeren. Zelfs bij een zeer precieze uitvoering (die natuurlijk kostbaar is) zullen afwijkingen t.o.v. het gewenste vlak van plus en min 0,1 m voorkomen. Dit betekent, dat de constructie niet gelijkmatig ondersteund wordt en dat de ligging van het element als geheel dusdanig fout kan zijn, dat de aansluiting op de naastliggende moeilijk of zelfs onmogelijk wordt. De elementen moeten voor een goede koppeling namelijk nauwkeurig in elkaars verlengde komen te liggen. Een verdraaiing van één der elementen in dwarsrichting of een sprong in hoogteligging nabij de aansluiting kan dit ernstig in gevaar brengen. Vandaar dat de sleuf iets te diep wordt gebaggerd (bijv. 0,5 m onder de bodem van het element) en dat het element in eerste instantie op 3 tijdelijke ondersteuning wordt neergezet (zie fig. 8.11, fase 4). De openblijvende ruimte wordt later opgevuld met zand. Hiervoor en voor een fundatie op palen bij een te weinig draagkrachtige ondergrond zij verwezen naar par.8.5.7.

Ter plaatse van de tijdelijke ondersteuning (vijzel-pennen om het element na het afzinken exact op de gewenste hoogte te brengen) worden vóór het aanvoeren van de elementen gewapend betonnen tegels (fig. 8.12) op de bodem van de sleuf neergelegd, zodat de oplegdrukken voldoende worden gespreid.

In sommige rivieren en in tijgebieden moet worden gerekend op aanzanding en aanslibbing, waardoor de hoeveelheid baggerwerk groter kan zijn dan uit de geometrie van de sleuf en de uitlevering volgt. Daar deze verschijnselen lineair met de tijd verlopen, kan het gewenst zijn de sleuf in zo kort mogelijke tijd te maken. Dit heeft ook voordelen voor de scheepvaart: hoe langduriger de werkzaamheden zijn, hoe meer hinder wordt veroorzaakt. Een sliblaag op de bodem van de voltooide sleuf moet zoveel mogelijk worden voorkomen. Het element rust immers in de eindtoestand via de zandvulling van de openblijvende ruimte op de ondergrond. Bevindt zich hier een slibinsluiting van enige omvang dan moet op zettingen worden gerekend. Meestal zal men eventueel slib juist vóór het plaatsen van het element met een "dustpan"-zuigerkop verwijderen.

8.5.5. Het afzinken.

Door het verder vullen van de ballasttanks met water zakt het element. De vier pontons komen hierdoor in het water en "gaan drijven" (fig. 8.11, fasen 3 en 4; fig. 8.12). Het element zakt daarna verder ten opzichte van de pontons door de verticale kabels, welke het element met de pontons verbinden, af te vieren met behulp van op de pontons geplaatste winches. Horizontaal wordt de positie in de hand gehouden door de 6 met het element verbonden verhaalkabels. Ook nu weer geldt, dat een ander soort ballast mogelijk is, maar dat water snel kan worden aangebracht d.m.v. pompen, waardoor de hinder voor de scheepvaart in tijdsduur kan worden beperkt. Voor rivier- en tijgebieden zal voor de dimensionering van de verhaalkabels en lieren modelonderzoek nodig zijn om na te gaan hoe groot de stroomkrachten zijn tijdens de zinkmanoeuvre. Eenmaal in de luwte van de sleuf zullen de krachten kleiner zijn dan tijdens het voorafgaande zakken door het normale rivierprofiel. Tijdens het zinken is het element dusdanig geballast, dat de verticale draden strak blijven staan. Zou dit niet gebeuren, dan zou het element nagenoeg "zweven" en zou het plotseling weer omhoog kunnen komen door bijv. turbulenties van de stroom rondom het element, terwijl voorts rekening moet worden gehouden met verschillen in volumieke massa in de vertikaal. Dit laatste speelt vooral in getijgebieden, waarbij men er voorts rekening mee moet houden, dat onder in de sleuf nog zoutconcentraties kunnen voorkomen als residu van de vloedstroom, wanneer de rest van de rivier als gevolg van de ebstroom weer geheel zoet is geworden. Naast zoutgehalten spelen ook verschillen in temperaturen mee bij de wisselingen in volumieke massa.

Het element wordt op de bodem van de sleuf op drie tijdelijke verticale opleggingen geplaatst (fig. 8.11, fase 4; 8.12), te weten op een stalen console, welke uitkraagt vanuit het kopvlak van het voorgaande element (of het landgedeelte bij het eerste element) aan het ene uiteinde en op twee stalen vijzelpennen aan het andere. Door de driepuntsoplegging is het element stabiel. De beide consoles (de één, die uitkraagt uit het kopvlak van het voorgaande element en de ander, die uitkraagt vanuit het kopvlak van het zojuist gezonken element) hebben een tapse, zelf-zoekende, oplegging (fig. 8.12), waardoor de ligging van de beide kopvlakken t.o.v. elkaar in horizontale en verticale zin verzekerd is; hetgeen van belang is voor de daaropvolgende koppeling. De vijzelpennen, welke onder uit het element steken rusten op de betontegels, welke eerder op de bodem zijn geplaatst. De pennen zijn met waterdichte pakkingen door de bodem van het element gevoerd. Bovenop de pennen zijn, in het inwendige van het element, vijzels geplaatst. Hiermee kan de hoogte van dit uiteinde van het element nauwkeurig worden ingesteld, terwijl door de ene pen meer uit te drukken dan de andere een eventuele dwarsverdraaiing over de gehele lengte van het (wringstijve) element kan worden gecorrigeerd. De nauwkeurige nastelling is nodig, omdat de betontegels, die zo goed mogelijk op de sleufbodem zijn neergelegd, toch waarschijnlijk niet op de vereiste hoogte zullen liggen, gezien de "grofheid" van het baggerwerk.

Tijdens de stelwerkzaamheden, maar ook gedurende de voorafgaande transport- en zinkmanoeuvres geschiedt de maatvoering via de twee ten alle tijde boven water uitstekende richttoeren. Een extra hulpmiddel zijn de soms in het kopschot aangebrachte echoloden, die bij nadering van het kopvlak van het voorgaande element direct de afstand tot dit kopvlak aangegeven, zodat ongewenste botsingen en beschadigingen kunnen worden voorkomen. Dat het plaatsen op de opleggingen zeer voorzichtig moet gebeuren en dat daarvoor de plaatsbepaling en de mogelijkheid tot correctie (juist voor het neerzetten alleen mogelijk d.m.v. de verticale en horizontale kabels) de hoogste accuratesse vragen, moge blijken uit het volgende cijfervoorbeeld. Bij de Drechtunnel heeft de dwarsdoorsnede van de tunnel en dus ook het kopvlak van het element dwarsafmetingen van 8x48,8 m. Op het moment van neerzetten op de opleggingen bevonden de beide kopvlakken (van het voorgaande en van het nu te plaatsen element) zich op ca. 0,1 m uit elkaar. De geringste hoekverdraaiing zou hebben betekend, dat de elementen elkaar raken en beschadigen. Dit geldt met name voor het kwetsbare rubberprofiel, dat zich aan het kopeinde bevindt en een belangrijke rol zal spelen bij de aanéenkoppeling.

In het bovenstaande is een afzinkprocedure beschreven met gebruikmaking van 4 pontons en 6 verhaaldraden bevestigd aan het element. Om op zijn plaats te blijven, heeft elke ponton 4 horizontale verhaalkabels nodig. In het artikel "Het afzinken van de tunnel" van ir. V.L. Molenaar in Cement 1978, nr. 12, worden andere methoden beschreven, waarbij gebruik wordt gemaakt van drijvende pontons, die op hun plaats worden gehouden door middel van ankerpalen, of van een hefponton. In beide gevallen zijn niet alleen geen horizontale kabels voor de pontons nodig, maar kunnen ook de verhaalkabels van het element direct bevestigd worden aan de spuds, die horizontale krachten kunnen opnemen. Het een en ander betekent een verkorting van de tijdsduur (geen kabels voor de pontons; het uitbrengen van relatief korte verhaalkabels tussen element en spudpontons), terwijl de hefponton vooral in aanmerking komt bij golfslag. De ponton wordt immers uit het water geheven en vormt van dan af een star punt voor het laten zakken van het element.

8.5.6. De koppeling.

Het element staat op zijn drie opleggingen en weegt onder water bijna niets. Het gewicht kan bovendien nauwkeurig worden ingesteld door water in of uit de tanks te pompen via leidingen (met afsluiters), die door de kopschotten zijn gevoerd en daar in verbinding staan met het buitenwater. Dit maakt, dat het element door relatief kleine krachten horizontaal over zijn opleggingen kan worden verschoven. Door het aantrekken van de verhaalkabel in langsrichting wordt het element tegen het uiteinde van de zijn voorganger opgetrokken. Vóór het onder water zetten van het bouwdok is één uiteinde van ieder element voorzien van een rubberprofiel, de zogenaamde "Gina", (fig. 8.12), dat zich langs de gehele omtrek bevindt.

Door de aantrekkkracht wordt de zachte neus van de Gina ingedrukt en ontstaat tussen de beide kopschotten een met water gevulde kamer (fig. 8.11, fase 4), die door het rubberprofiel van het omringende rivierwater is afgesloten. Via de eerder genoemde leidingen wordt dit water nu uit de kamer gepompt. De tot dan toe aanwezige hydrostatische druk op het kopschot komt hierdoor te vervallen. Deze kracht die evenwicht maakte met de overige op het element werkende krachten (gewicht, hydrostatische belastingen op de andere vlakken, oplegreacties) wordt nu overgenomen door de Gina, die hierdoor verder wordt ingedrukt en van nu af aan zorgt voor een waterdichte koppeling tussen de elementen. De kracht, welke gelijk is aan het produkt van de diepteligging van het zwaartepunt van het oppervlak binnen de Gina beneden de waterspiegel (dus de waterkolom), het volumegewicht van water en de grootte van dat oppervlak, kan vrij aanzienlijke waarden bereiken: bij autotunnels in de orde van 20.000 tot 60.000 kN.

Indien na inmeting blijkt, dat het vrije uiteinde van het element niet de theoretisch juiste ligging heeft, kan dit in verticale zin worden gecorrigeerd door de vijzelpennen, die zich nabij dit uiteinde bevinden, verder in- of uit te schuiven. Indien bijvoorbeeld het vrije uiteinde door de vijzels omhoog wordt gedrukt, dan ondergaat het element een hoekverdraaiing, die mogelijk is door de elastische eigenschappen van het Ginaprofiel: aan de bovenzijde wordt het profiel verder ingedrukt, langs de onderzijde treedt ontspanning op. Ook in horizontale zin is een dergelijke verplaatsing van het vrije uiteinde mogelijk, door in de voeg tussen de beide elementen een vijzel ter plaatse van één van de buitenwanden aan te brengen en daarmee de gewenste hoekverdraaiing in het horizontale vlak te geven.

Op deze wijze worden alle elementen onderling aaneengekoppeld. Er resteert echter een laatste voeg, de zogenaamde sluitvoeg (bijv. tussen het laatst gezonken element en het daar in de oever gebouwde tunnelgedeelte), waar geen gebruik kan worden gemaakt van het wegpompen van het water uit de kamer om de elementen tegen elkaar aan te drukken. Deze voeg wordt bovendien iets breder gemaakt (bijv. 1 m tussen de einden van de aangrenzende tunneldelen), teneinde voldoende speling te hebben om het laatste element tussen het voorgaand en het landgedeelte in te kunnen laten zakken. Voor deze voeg is een veel bewerkelijker operatie nodig dan bij de voorgaande. Rondom de voeg worden aan de buitenzijde door duikers en bokken schotten geplaatst (fig. 8.13). Deze rusten met rubberprofielen op het beton van de beide tunnel-einden. Bij het leegpompen van de ruimte binnen de schotten worden de profielen door de buitenwaterdruk samengeknepen en zorgen daardoor voor de waterdichting. In deze ruimte wordt dan in den droge het resterende tunnelgedeelte gebouwd, als regel uitgevoerd als een beweegbare voeg volgens het in de figuur aangegeven principe (een aangeklemde rubber-canvas slab voorzien van een ondersteuning). In par.8.6.1. wordt nader ingegaan op de wenselijkheid de verbinding flexibel uit te voeren. Voordat de ruimte binnen de schotten wordt leeggepompt, zijn tussen de wanden betonnen wiggen geplaatst. Zou men deze afstandhouders niet toepassen, dan zou de Gina in de verderop gelegen voeg (aan het andere einde van het element) zijn tegendruk gaan missen door het wegpompen van het water uit de sluitvoeg.

De Gina zou daardoor uitzetten en het element verplaatsen, waardoor de spanning in het profiel vermindert en de waterdichting in het geding komt.

In het voorgaande is de mogelijkheid geopperd om de sluitvoeg bij de aansluiting met het landgedeelte te maken. Theoretisch kan hij echter tussen elke twee willekeurige elementen worden geprojecteerd, zelfs in het midden van de rivier, door de helft van de elementen aan te sluiten op het landgedeelte in de ene oever en de andere helft op dat in de andere oever. Het plaatsen van de schotten vraagt echter nogal wat tijd, gedurende welke er drijvend materieel boven moet liggen. Door deze werkzaamheden nabij de oever te laten geschieden wordt de hinder voor de scheepvaart tot een minimum beperkt.

8.5.7. De fundering.

Het element staat op 3 tijdelijke ondersteuning, terwijl zich onder de bodem een open ruimte van ca. 0,50 m hoogte bevindt. Deze moet nu worden opgevuld met zand, opdat een gelijkmatige ondersteuning wordt verkregen. Daartoe zijn in de vloer van het element afsluitbare openingen aangebracht (fig. 8.11, fase 5), welke worden aangesloten op een tijdelijke langsleiding in het inwendige van de tunnel, welke wordt doorgezet tot op de oever. Van hieruit wordt een mengsel van zand en water onder de bodem geperst, het zogenaamde onderstromen. Het water ontsnapt en het zand zet zich af, waardoor de holle ruimte wordt opgevuld. Het aanbrengen van het zand geschiedt steeds vanuit één opening, de andere zijn op dat moment afgesloten. De openingen worden aangebracht in een stramien van bijv. 20 m h.o.h. Vanuit iedere opening wordt een cirkelvormig oppervlak opgevuld (de zogenaamde "pannekoeken") en wel zodanig overlappend, dat de gehele ruimte wordt gevuld. Voor uitvoeriger informatie zij verwezen naar "Het funderen van afgezonden tunnels" van ir. H. van Tongeren in Cement 1978, nr. 12 en naar "Sand injection or sand flow process" van ir. A. Griffioen en ir. R. van de Veen in Tunnels and Tunneling, July-August 1973.

Na het aanbrengen van de zandlaag worden de drie tijdelijke ondersteuning verwijderd, zodat de tunnel gelijkmatig op de nieuwe grondslag komt te rusten. De methode kan alleen worden toegepast, indien de bodem voldoende draagkrachtig is. Hierbij zij opgemerkt, dat dit al gauw het geval is, want in wezen weegt de tunnel (althans onder water) weinig; meestal zelfs minder dan de hoeveelheid grond, die oorspronkelijk op de plaats van de tunnel heeft gezeten. Indien toch problemen te verwachten zijn (te grote zettingen) kan men de sleuf te diep uitbaggeren en een grondverbetering aanbrengen of een paalfundering toepassen. Ook hier weer geldt, dat het onmogelijk zal zijn om alle palen dusdanig nauwkeurig op hoogte te brengen, dat het element "gelijkmatig" wordt ondersteund. Daarom zal het in eerste instantie worden neergezet op een beperkt aantal paalkoppen, terwijl de andere iets te diep zijn weggeheid. Deze worden dan later naar boven verlengd door cement te injecteren in nylon zakken tussen de paalkop en de bodem van het element (zie het bovenvermelde artikel van ir. H. van Tongeren).

Na het aanbrengen van de definitieve fundatie wordt de tunnelsleuf volgeklapt tot aan de oorspronkelijke bodem, meestal met specie, die vrij is gekomen bij het maken van de sleuf.

8.5.8. De afwerking.

Onmiddellijk na het aaneenkoppelen worden de richttorens en toegangsschachten verwijderd om op het volgende element geplaatst te worden. Van te voren wordt de opening welke vanuit de schacht toegang gaf tot het element met een staalplaat dichtgelast. Van nu af aan is het element bereikbaar vanuit het voorgaande via stalen deuren in de kopschotten.

Staat het element eenmaal op zijn definitieve ondersteuning dan kan men beginnen met het vervangen van de waterballast door de definitieve: een laag ongewapend beton op de vloer van het element (fig. 8.7; 8.11, fase 6).

Meestal wordt aan de binnenzijde van de Gina een tweede waterkering aangebracht (het zogenaamde omega-profiel, zie fig. 8.14), een met canvas gewapende rubberslab, die met spanbouten wordt afgeklemd op het beton ter weerszijden. Door in deze slab extra lengte op te nemen zal het, indien de waterdruk er tegen komt te staan, een boogvorm krijgen en daardoor de belasting kunnen opnemen. In de figuur is de met een Gina "dichtgedrukte" voeg aangeduid met zinkvoeg; dit ter onderscheiding van de laatste, met schotten gedichte, zogenaamde sluitvoeg.

Na het aanbrengen van deze tweede dichting, worden de kopschotten verwijderd en krijgt men een doorgaande tunnel zonder de moeilijke passages via de deuren in de kopschotten. Dit maakt de uiteindelijke afwerking van de tunnel (wanden verven, wegdek aanbrengen etc.) mogelijk.

8.6. Enige constructieve aspecten van het gezonken gedeelte.

8.6.1. De dilatatievoegen.

Zoals elke betonconstructie is de tunnel onderworpen aan verkortingen (als gevolg van krimp en van lage temperaturen) en verlengingen (in de zomer bij hogere temperaturen). Om deze redenen worden om de ca. 20 à 25 m dilatatievoegen aangebracht, waardoor de moten t.o.v. elkaar in lengterichting kunnen bewegen zonder al te grote trekspanningen en scheuren (lekkage). De noodzaak om dilatatievoegen te maken wordt nog versterkt door de kans op ongelijke zettingen. Zo is de laag, welke onder het element is gespoten, vrij los van pakking en zal dus wat zetten. Ook is de bovenbelasting op de tunnel (de dekking) niet overal gelijk, zoals te zien is op fig. 8.6. Bovendien sluit het op staal gefundeerde gezonken gedeelte aan op het in de oever gebouwde tunnelgedeelte, dat vaak op palen is gefundeerd (bijv. voor het opnemen van de opdrijvende kracht).

Deze kansen op ongelijke zettingen geven, zonder dilatatievoegen, aanleiding tot grote buigende momenten en scheuren. Het aanbrengen van dilatatievoegen op relatief korte afstanden maakt, dat de tunnel zich als een ketting kan aanpassen aan de vervormingen van de ondergrond, waardoor scheuren worden vermeden. De voegen moeten dus in langsrichting van de tunnel een verkorting en verlenging van de moten ter weerszijden toelaten, alsmede een verdraaiing van de moten ten opzichte van elkaar (volgen van de ondergrond). Zij moeten echter dusdanig worden ontworpen, dat de moten in het voegvlak niet vertikaal t.o.v. elkaar kunnen bewegen, teneinde "sprongen" in het wegdek te voorkomen.

Ieder element is daarom opgedeeld in een aantal 20 à 25 m lange moten. Door het aanbrengen van tanden in de voegen worden ongelijke verticale verplaatsingen voorkomen (fig. 8.12 en 8.15). Een ingestorte rubbermetalen voegstrook zorgt voor de waterdichting. Tijdens het drijvend transport is het element echter in langsrichting onderworpen aan buigende momenten. Deze worden onder andere veroorzaakt door het feit, dat de opwaartse drijvende kracht gelijkmatig is verdeeld over de gehele lengte, maar dat dit niet geldt voor bijv. de kopschotten en de richttoeren, die als puntlasten nabij de uiteinden aangrijpen, terwijl ook de ballasttanks slechts plaatselijk aanwezig zijn. Daarnaast kunnen stroom- en golfkrachten momenten veroorzaken, terwijl dit-zelfde geldt voor de hoger boven water uitstekende uiteinden bij vertikaal gekromde elementen (nabij het midden van de rivier heeft het lengteprofiel van de tunnel een verticale kromming, zie ook par. 8.3.2.). Ook wanneer het element op de driepuntsoplegging staat op de bodem van de sleuf zullen buigende momenten optreden, welke uiteraard niet door de dilatatievoegen kunnen worden opgenomen. Het enige trekverband vormen de rubbermetalen voegstroken, die daar niet voor bestemd zijn.

Om deze momenten toch te kunnen opnemen, wordt ieder element voorzien van een tijdelijke langsoverspanning, welke reeds in het dak wordt aangebracht. De voerspankabels zijn opgenomen in langskanalen, uitgespaard in bijv. vloer en dak van de betonconstructie (zie fig. 8.16)) en passeren dus de voegen. De voerspankracht moet dusdanig groot zijn, dat de door haar in de voegen opgewekte druk te allen tijde groter is dan de trekspanningen veroorzaakt door de buigende momenten tijdens het transport en het afzinken. Zodra het element op de definitieve ondersteuning (de zandlaag) staat, wordt de voerspanning afgelaten en worden de kabels uit de kanalen getrokken, zodat het element zich kan aanpassen aan eventuele zettingen van de ondergrond tijdens het aanklappen van de zinksleuf. Door de ballasttanks een zo gunstig mogelijke plaats te geven, zal men ernaar streven de buigende momenten en daarmee de benodigde momenten en daarmee de benodigde voerspanning zoveel mogelijk te beperken.

Ook de Gina in de zinkvoegen laat door haar elasticiteit een zekere rotatie toe van de moten ter weerszijde. Wèl is het noodzakelijk om ook hier een voorziening aan te brengen, die ongelijke verticale zettingen van beide moten in het voegvlak tegengaat. Dit kan bijvoorbeeld door in de voeg boven het omega-profiel de vloeren van beide moten te verlengen en met een tand of met plaatselijke stalen deuvels in elkaar te laten grijpen (zie fig. 8.14). Door deze voorziening pas aan te brengen, nadat de sleuf is aangeklapt, kan men de over te brengen kracht in deze tand beperken en hoeft de voeg in de wanden en het dak alleen te worden afgewerkt met een plaat, die de nis aan het zicht onttrekt en het rubber-profiel isoleert bij brand. Dit in een laat stadium aanbrengen kan gepaard gaan met enige ongelijke verplaatsingen in verticale zin, maar de daaruit resulterende sprong kan worden opgevangen bij het maken van het wegdek en zal zich daarin niet aftekenen. Een soortgelijke dwarskrachtvoorziening moet worden aangebracht in de eveneens flexibele sluitvoeg.

8.6.2. De lengte van de elementen.

Het opdrijven, transportereren, afzinken en plaatsen van een element is een kostbare zaak, die voor een belangrijk gedeelte onafhankelijk is van de lengte van het element. Dit laatste geldt niet voor het aantal sleepboten. Maar er zijn vele handelingen, die moeten worden verricht (bijv. het plaatsen en verwijderen van de zinkuitrusting) en waarvoor het van weinig belang is of het element kort of lang is. Uit dien hoofde zal men er naar streven het aantal klein en de lengte groot te maken. Dit heeft bovendien het voordeel, dat er minder kopschotten, Gina's, omega-profielen etc. nodig zijn. Ook de scheepvaart is gebaat bij een gering aantal zinkoperaties, daar de duur van elke operatie afzonderlijk (met inbegrip van het transport) nauwelijks langer wordt bij grotere elementen.

Een beperkende factor voor de lengte kan de manoeuvreerruimte zijn. Het element moet immers vanuit het dok de waterweg indraaien en later vóór het afzinken weer dwars op de rivier worden gebracht. Niet altijd zal daarvoor voldoende ruimte aanwezig zijn.

Het lang maken van de elementen doet de momenten in langsrichting en daarmee de benodigde voorspankracht toenemen. Vooral de plaatsing van de kopschotten aan de uiteinden van het element (excentrisch puntlasten t.o.v. de gelijkmatig over de lengte verdeelde opdrijvende kracht), de verdere boven het watervlak uitstekende uiteinden bij eventueel vertikaal gekromde elementen en de stroomkracht, wanneer het element voor en tijdens het afzinken haaks op de rivier ligt, zullen dit moment bij grotere lengten doen groeien. Ten aanzien van dit laatste zij opgemerkt, dat de twee nabij de einden vastgemaakte verhaalkabels (met 2 en 4 gemerkt in fig. 8.11, fase 2) de reactie voor de stroomkracht moeten leveren.

De verhaalkabels zijn nabij de einden bevestigd om de standzekerheid (en ook de manoeuvreerbaarheid) zo goed mogelijk te maken, maar zullen daardoor de momenten t.g.v. de stroomdruk vergroten. Deze momenten beperken door middel van een derde dwarskabel in het midden houdt risico's in, omdat het niet zeker zal zijn hoeveel van de totale kracht door elk van de kabels wordt opgenomen (door overbelasting kan één der kabels losschieten). Naast de hoge momenten kan ook het aantal sleepboten, dat nodig is om dat element dwars op de stroom te houden vóórdat alle verhaalkabels zijn vastgemaakt, een probleem vormen. Zij mogen elkaar immers niet hinderen. Ook de verhaalkabels mogen niet al te zwaar zijn, omdat zij in een relatief korte tijd moeten worden aangebracht en vastgemaakt aan het element (bij voorkeur rond de stroomkentering in een getijrivier).

Het is onmogelijk een algemene regel voor de juiste lengte van de elementen te geven. Per geval zal een vergelijking moeten worden opgesteld, waarbij enerzijds rekening moet worden gehouden met de zinkkosten per element en anderzijds met de kosten van de langsvorspanning c.a. en de (eventuele) begrenzing door de beschikbare manoeuvreerruimte.

De langste tot nu toe gebouwde elementen zijn die voor de Hemspoortunnel, nl. 268 m. Bij deze tunnel onder het Noordzeekanaal speelden stroomkrachten geen rol en werd de lengte bepaald door de beschikbare manoeuvreerruimte bij het uitvaren van het dok. Voor de meest recente riviertunnels varieerde de lengte tussen 110 en 125 m. Bij de ontworpen Westerschelde-tunnel zal de lengte 168 m bedragen.

8.6.3. De vaststelling van het dwarsprofiel.

In par.8.4. is vastgesteld hoe groot de "holle ruimte" in het dwarsprofiel moet zijn met het oog op het verkeer, de ventilatie etc. Om deze holle ruimte wordt een betonconstructie ontworpen, die sterk en stijf genoeg moet zijn voor het opnemen van de belastingen (grond- en waterdrukken). Zoals uit het navolgende zal blijken, worden de dimensies van de betonconstructies echter in eerste instantie bepaald door het drijvend transport en de afgezonken toestand.

Om het transport mogelijk te maken zijn de beide uiteinden van ieder element voorzien van waterdichte schotten (bij verkeerstunnels meestal bestaand uit verticale stalen balken, welke rusten tegen nokken in de vloer en het dak, met daarvoor een gewapend betonnen plaat). Na het opdrijven wordt de zinkuitrusting aangebracht, onder meer bestaande uit richttorens en toegangsschachten, terwijl op het dak de 4 pontons worden geplaatst. Teneinde de later aan te brengen ballast zo veel mogelijk te beperken (kosten!) wordt er naar gestreefd het vrijboord in dit stadium klein te houden, meestal 0,05 à 0,10 m.

Bij een uitwendige hoogte van de tunnel van 8,00 m (orde van grootte bij een autotunnel) betekent dit, dat de bruto-inhoud van het element vermenigvuldigd met het volumegewicht van water (voorlopig te stellen op 10 kN/m^3) ongeveer 1% groter is dan het gewicht van het element, de zinkuitrusting inbegrepen. Voor een strekkende meter element geeft dit de volgende vergelijking:

Gewicht = $0,99 \times$ maximum opdrijvende kracht, of

$24,6 C + 30 = 0,99 \times 10 \times (B+C+H)$,(1) waarin (zie ook fig. 8.16):

B = oppervlakte ballastbeton (m^2). Het ballastbeton wordt pas na plaatsing op de bodem aangebracht.

C = oppervlakte constructiebeton (m^2).

H = oppervlakte holle ruimte vermeerderd met het oppervlak van het later aan te brengen wegdek (m^2).

24,6 en 10 zijn de volumegewichten van resp. gewapend beton en water (kN/m^3).

30 kN is een schatting voor het gewicht van de kopschotten plus de zinkuitrusting, uitgedrukt per meter tunnel (voor een 125 m lang element van een autotunnel bedraagt het totale gewicht ca. 3750 kN).

Nadat het element is afgezonken, wordt de waterballast vervangen door de definitieve laag (ongewapend) ballastbeton. De zinkuitrusting en de kopschotten zijn inmiddels verwijderd. Het element moet nu voldoende extra zekerheid tegen opdrijven bezitten. Meestal wordt deze gesteld op ca. 7,5% van het opdrijvend vermogen (dus gewicht $\approx 1,075 \times$ opdrijvende kracht). In een later stadium van het werk zal de zekerheid nog groter worden door het aanbrengen van het wegdek en het aanvullen van de sleuf (dekking op het dak, maar ook grondwrijving op de wanden). In een rivier of estuarium moet er overigens op gerekend worden, dat de dekking door uitschuring kan verdwijnen. Deze extra zekerheid in dit stadium van het werk is o.m. nodig, omdat in tijgebieden de stijghoogte van het grondwater onder het element (dus in de gespoten zandlaag) niet altijd in fase is met de vrije waterstand van de rivier. Dit kan tot opdrijven leiden, indien het laagwater is op de rivier en de grondwaterstand enigszins is achtergebleven en nog dicht bij de hoogwaterstand ligt. 7,5% extra gewicht betekent bij een uitwendige hoogte van ca. 8 m, dat 0,60 m extra stijghoogte kan worden overwonnen. In formulevorm komt dit neer op:

$24,2C + 22,5B = 1,075 \times 10 \times (B+C+H)$(2)

24,2; 22,5 en 10 zijn de volumegewichten van resp. gewapend beton, ongewapend beton en water. Hierbij zij het volgende opgemerkt:

-Voor gewapend beton is een lager volumegewicht genomen dan in vergelijking 1. Dit is gedaan met het oog op het feit, dat de dimensies van de constructie reeds in een vroeg stadium van het werk worden vastgesteld, terwijl tijdens de uitvoering een aantal onzekerheden kunnen optreden, te weten:

a. het uiteindelijke volumegewicht van beton kan iets anders uitpakken dan men op grond van de ervaring bij voorgaande werken zou mogen verwachten (bijv. zand en grind met een afwijkende gradering, doordat het van een andere winplaats komt);

b. op de tekeningen zijn de betondikten in milimeters nauwkeurig aangegeven. In werkelijkheid zullen t.o.v. de theoretische maten afwijkingen optreden (bijv. door het niet nauwkeurig stellen van de bekisting of de vervormingen daarvan tijdens het storten);

c. de exacte hoeveelheid wapening en in te storten constructiestaal zijn pas bekend als alle tekeningen zijn gemaakt, dus in een laat stadium van het werk.

Al deze mogelijke afwijkingen worden ondergebracht in een spreiding in volumegewicht. Te weten een hoge waarde in vergelijking 1, daar we de zekerheid willen hebben, dat het element inderdaad drijvend vervoerd kan worden en een lage in vergelijking 2, wanneer het element niet omhoog mag komen. In de vergelijkingen is gewerkt met waarden van 24,6 resp. 24,2, die gebaseerd zijn op een volumegewicht van beton van resp. 23,7 en 23,4 plus 1,2 kN wapening per m³ beton. De praktijk bij de laatste in Nederland gebouwde tunnels heeft aangetoond, dat dit veilige grenzen zijn. Nadrukkelijk zij echter vermeld, dat dit alleen het geval is bij bepaalde betonsamenstellingen (in dit geval bijv. 275 kg Hoogoven A-cement per m³ en 4% luchtbellen) en een bepaalde filosofie van wapenen, maar dat bij afwijkingen hiervan andere grenzen zullen moeten worden aangehouden.

- Zekerheidshalve is voor het ongewapende ballastbeton een lager volumegewicht gebruikt dan voor het beton (de wapening niet meegerekend) van de constructie. De praktijk heeft namelijk geleerd, dat de relatief dunne laag minder goed verdicht wordt. Overigens kan dit (voor extra kosten) wél geschieden en is het zelfs mogelijk het volumegewicht van de ballast te verhogen door toepassing van zware toeslagstoffen.

- In de beide vergelijkingen is voor water een volumegewicht van 10 aangehouden, m.a.w. er is op zoet water gerekend (en voorts is uitgegaan van een versnelling van de zwaartekracht van 10 m/s²). Zeker in tijgebieden zal men echter ook met brak of zout water te maken krijgen. Een voorstudie zal moeten uitwijzen wat de hoogste en de laagste waarden zijn, die men kan verwachten tijdens het transport en het afzinken, waarbij men moet denken aan het uitzakken en het opzamelen van zout water in de zinksleuf. In vergelijking 1 moet men dan de laagste te verwachten waarde voor het volumegewicht van water invullen en in vergelijking 2 de hoogste.

Oplossing van de vergelijkingen (1) en (2) geeft:

$$C = 0,728 H - 1,154 \quad (\text{m}^2) \dots\dots\dots (3)$$

$$B = 0,081 H + 1,319 \quad (\text{m}^2) \dots\dots\dots (4)$$

Uit het ontwerp-criterium H (de benodigde holle ruimte) kan men dus de vereiste hoeveelheid constructie- en ballastbeton afleiden. Vereist, want meer constructiebeton zou betekenen, dat het element niet drijft, minder dat het omhoog komt. Toch moet men met deze hoeveelheid constructiebeton uitkomen om de belastingen (grond- en waterdrukken) te kunnen opnemen.

Bij de tot nog toe in Nederland gebouwde en ontworpen tunnels bleek dit inderdaad mogelijk, met als uitzondering de diepste gedeelten van de 2x2 strooks Beneluxtunnel onder de Nieuwe Maas bij Rotterdam. Door de grote waterkolom op het dak (ruim 21 m bij hoge waterstanden) moesten hier de vloer en het dak gedeeltelijk worden voorgespannen om toch nog uit te kunnen komen met het uit vergelijking 3 verkregen oppervlak voor de constructie.

Algemeen geldt, dat (althans in Nederland) de goedkoopste constructie wordt verkregen bij toepassing van zachtstaal. Zou formule (3) echter onvoldoende oppervlak opleveren voor het opnemen van de belastingen (bijv. door een grote diepte of brede buizen, i.c. hoge momenten en dwarskrachten) dan is men aangewezen op de volgende mogelijkheden:

1. geheel of gedeeltelijk voorspannen;
2. vergroten van de holle ruimte, waardoor men eigenlijk overbodige ruimte creëert (die misschien te gebruiken is voor de ventilatie), maar die het drijvend vermogen doet toenemen, waardoor de constructie zwaarder kan worden gemaakt;
3. een combinatie van 1 en 2.

Welke oplossing de beste is, kan alleen een kostenvergelijking leren.

Tenslotte zij vermeld, dat er tot nog toe van uit is gegaan, dat het element zelf-drijvend is. Overwogen kan worden het element "zwaarder" dan water te maken. Dit heeft echter enige bezwaren:

1. er zijn grotere pontons nodig (die nu niet op het element worden gezet, maar tijdens het transport voldoende drijfvermogen moeten leveren om het element te "dragen");
2. het breken van één van de kabels, die het element met de pontons verbinden, kan een catastrofe betekenen. Dit risico is niet aanwezig bij zelf-drijvende elementen. Vooral bij langere transporten of vervoer over zee kan dit aspect bepalend zijn voor de keuze.

8.6.4. De waterdichtheid.

Meer dan de meeste andere waterbouwkundige kunstwerken behoeft een tunnel een goede waterdichting: zelfs minieme lekkages onder het wegdek betekenen het opdrukken en loskomen daarvan; druppels vallend op het wegdek kunnen -zeker bij vorst- aanleiding geven tot gladde plekken, en zoals bij sommige bergtunnels is te zien, tot uitholling van het wegdek; water passerend door scheuren zal de wapening aantasten; bovendien zijn de meeste lekkages zichtbaar en zullen daardoor de indruk, die het kunstwerk maakt, in negatieve zin beïnvloeden. Alhoewel zichtbaar, is het toch vaak moeilijk de plaats op te sporen, waar het water vandaan komt. Zeker bij afwerkklagen (wegdek, plafond etc.) kan het water over enige afstand horizontaal stromen, alvorens aan het licht te komen. Het localiseren en de eigenlijke reparatie, meestal het injecteren van de scheur, maken het herstel kostbaar. Voorkomen is dan ook beter dan genezen.

Doordat doorgaande poriën-kanalen ontbreken is een betonconstructie, mits goed uitgevoerd, waterdicht. Er zijn echter drie zwakke punten: de dilatatievoegen, die in par.8.6.1. zijn vermeld, de stortnaden, welke om uitvoeringstechnische redenen in de constructie moeten worden aangebracht en eventuele doorgaande scheuren (momentenscheuren, welke in een gewapend betonconstructies moeten optreden om de wapening te laten "werken" zijn niet doorgaand!)

De meest gebruikelijke afwerking van een dilatatievoeg is een rubbermetalen voegstrook, welke in beide aangrenzende moten is ingestort (fig. 8.15). Bij een eventuele verplaatsing van de moten t.o.v. elkaar kan het rubber de verlenging volgen. De staalplaten zijn ingevulcaniseerd in het rubber en voorkomen, dat water een kwelweg vindt rondom het rubber (beton hecht niet op rubber, wèl op staal). Een probleem is het goed instorten van het profiel. Vooral in de vloer en het dak is dit moeilijk, omdat hier het beton onder de vrij brede horizontale slab moet lopen. Teneinde te voorkomen dat via eventuele grindnesten of andere onvolkomenheden lekkanalen ontstaan, worden op de staalplaten vaak doorgaande strippen van sponsrubber gelijmd. Na het verharden van het beton wordt via op regelmatige afstanden gemonteerde stalen buisjes de ruimte, welke wordt ingenomen door het sponsrubber, onder druk geïnjecteerd met een epoxy-hars. Het sponsrubber wordt hierdoor samengeknepen en er ontstaat een doorgaande barrière ter afsluiting van eventuele lekwegen. Bij het gaan openstaan van de voeg als gevolg van bijv. temperatuursverlagingen zou van buitenaf grond in de voeg kunnen dringen, die het later weer sluiten bij hogere temperaturen zou verhinderen. Door de staalplaat aan de buitenzijde, die maar aan één moot is verankerd, wordt het binnendringen van grond voorkomen.

Stortnaden worden in een betonconstructie gemaakt om de uitvoering eenvoudig te doen verlopen. Het storten van het gehele dwarsprofiel van een autotunnel in één keer zou bijv. betekenen, dat de binnenbekisting voor de wanden ergens "zwevend" boven de wapening van de vloer moet worden opgesteld. Plaatsing op de reeds verharde vloer is een eenvoudiger zaak. Bovendien zou de vloer een bovenbekisting moeten krijgen, wil de vloeistofdruk van het nog niet verharde beton in de wanden het beton van de vloer niet omhoog persen. De opwaartse krachten op de bovenkist moeten worden opgevangen. Door luchtinsluitingen zal onder deze horizontale bekisting beton van slechte kwaliteit ontstaan. Om deze redenen wordt net boven de vloer een stortnaad in de wanden aangebracht. Later worden wanden en dak meestal als één geheel gestort. De aanhechting van verse beton op reeds verharde laat echter te wensen over, waardoor via de stortnaad lekkages kunnen ontstaan. Deze lekwegen worden afgesneden door haaks op het stortnaadvlak en staalplaat (bijv. 4x200 mm) in te storten in de vloer en de wand (fig. 8.17).

Een ander punt zijn eventuele doorgaande scheuren. Het belangrijkste mechanisme, dat deze veroorzaakt, is het verschil in gedrag tussen het beton van de opbouw en dat van de vloer. De wanden worden immers gestort, nadat de vloer is verhard.

Door de hydratatie komt warmte vrij en zal het, dan nog grotendeels vloeibare, beton uitzetten. Na enige tijd (orde van 2 etmalen bij een 1 m dikke wand met Hoogoven A-cement) gaat de temperatuur geleidelijk aan afnemen totdat de buitentemperatuur is bereikt. Indien er geen wrijving en geen aanhechting is tussen wand en vloer zou de wand als gevolg van de afkoeling een verkorting ondergaan en de vorm aannemen, welke in fig. 8.17 met gestreepte lijnen is aangegeven. Er is echter wèl aanhechting, waardoor de wand de met getrokken lijnen aangegeven vorm zal krijgen: onderin de wand wordt door de vloer de verkorting verhinderd, bovenin is de vervorming tot op zekere hoogte wel mogelijk. De belemmerde verkorting zal in de inmiddels verharde wand leiden tot trekspanningen, welke dusdanig hoog zijn, dat de treksterkte wordt overschreden en doorgaande scheuren ontstaan. Voor uitvoeriger informatie zij verwezen naar het college "Temperatuureffecten in betonconstructies" van ir. J. Brakel.

Deze scheuren waren de reden, waarom de betonconstructie bij de oudere tunnels aan de buitenzijde werden voorzien van een waterdichte bekleding. Deze kon bijvoorbeeld bestaan uit aaneengelaste staalplaten of een zwaar dakleer (gebitumineerd polyvinylalcohol vezelvlies). Het dakleer was kwetsbaar tijdens het transport van de elementen en werd aan de buitenzijde voorzien van een bescherming, bijv. een gewapend betonplaat, die door het dakleer heen, waterdicht, werd verankerd aan de betonconstructie. De waterdichte bekleding is kostbaar en wordt tegenwoordig meestal achterwege gelaten, zij het dat aanvullende maatregelen nodig zijn om scheuren te voorkomen. Dit geschiedt bij grotere tunnels meestal door het koelen van het beton van de wanden gedurende enige etmalen na het storten. Daartoe worden in de wanden stalen buizen opgenomen, meestal volgens een "spiraalvormig" tracé (fig. 8.17). Onderin wordt koud water in de buis gepompt, dat de hydratatiwarmte van het bindende beton gedeeltelijk zal opnemen. Naarmate het water verder door de buis stroomt en dus hoger in de wand komt, zal de eigen temperatuur zijn toegenomen en zal dus minder warmte aan het beton worden onttrokken. Daardoor bereikt men, dat het koelend effect juist boven de vloer het grootst is en dat het beton hier minder warm zal worden dan hoger in de wand, waar het beton later (dus na het bereiken van de maximum temperatuur, wanneer de kunstmatige koeling wordt beëindigd) min of meer vrij kan vervormen tijdens de geleidelijke daling tot de buitentemperatuur. Op deze wijze worden de betontrekspanningen laag gehouden en scheuren voorkomen. Het water wordt rondgepompt in een gesloten circuit, waarin een koelaggregaat is opgenomen, zodat het bij zijn intree op het laagste punt van de wand weer koud is. Het geheel vereist een zorgvuldige opzet en regeling van de waterdebieten en -temperaturen (zie ook "Motorway tunnels built by the immersed tube method" van ir. A. Glerum, ir. B.P. Rigter, ir. W.D. Eysink en ing. W.F. Heins; Rijkswaterstaat Communication nr. 25).

Bij kleinere tunneldoorsneden (bijv. leidingtunnels) kan men ook overwegen de dwarsdoorsnede in één stort te maken, waardoor het ongelijke temperatuurgedrag wordt voorkomen en scheuren worden vermeden. Hiervoor zij verwezen naar "Prefabricating small cross section tunnels the Dutchway", A. Glerum, Tunnels and Tunnelling, July/August 1973.

8.7. Literatuur

"Studie voor de Rendsburgtunnel onder het Kieler Kanaal"
Strasse und Autobahn 1956, nr. 8

drs. G.R. Otten en G.A. de Vries
"The economies of river crossings"
Congresboek van het Delta Tunnelling Symposium
Amsterdam, 16-17 november 1978

K. Széchy
"The art of tunnelling"
Boedapest, 1967

G.S. Ebaid en M.E. Hammad
"Tunnels and tunnelling"
July 1978

ir. J. Brakel
"Submerged Tunnelling"
TH Delft

ir. A. Glerum en ir. V.L. Molenaar
"De leidingtunnel onder het Hollands Diep: het ontwerp en de uitvoering"
De Ingenieur, 1972, nr. 42

W.M. Polderman
"Indringdiepte van scheepsankers tegenover de beschadigingsmogelijkheid
van zinkers en duikers"
OTAR, nr. 11

prof.ir. J. Volmuller
Collegedictaat e10, par. 10, "Beginnelen verkeerstechniek"

"Technical Committee Report on Road Tunnels"
XVIth World Road Congress, Wenen, 1979

"Documentation Digest"
Road Tunnels Committee
XVth World Road Congress, 1975

Studiegroep van Sectie Tunneltechniek
"Rapport" Ventilatie van autotunnels"
1975, KIVI

ir. A. Glerum, ir. B.P. Rigter, ir. W.D. Eysink en W.F. Heins
"Motorway tunnels built by the immersed tube method"
Rijkswaterstaat Communication nr. 25

Cement 1978, nr. 12

ir. A. Griffioen en ir. R. v.d. Veen
"Sand injection or sand flow process"
Tunnels and Tunnelling, July-August 1973

ir. J. Brakel
College g28 "Temperatuureffecten in betonconstructies"

ir. A. Glerum
"Prefabricating small cross section tunnels, the Dutch way"
Tunnels and Tunnelling, July-August 1973

8.8. Figuren

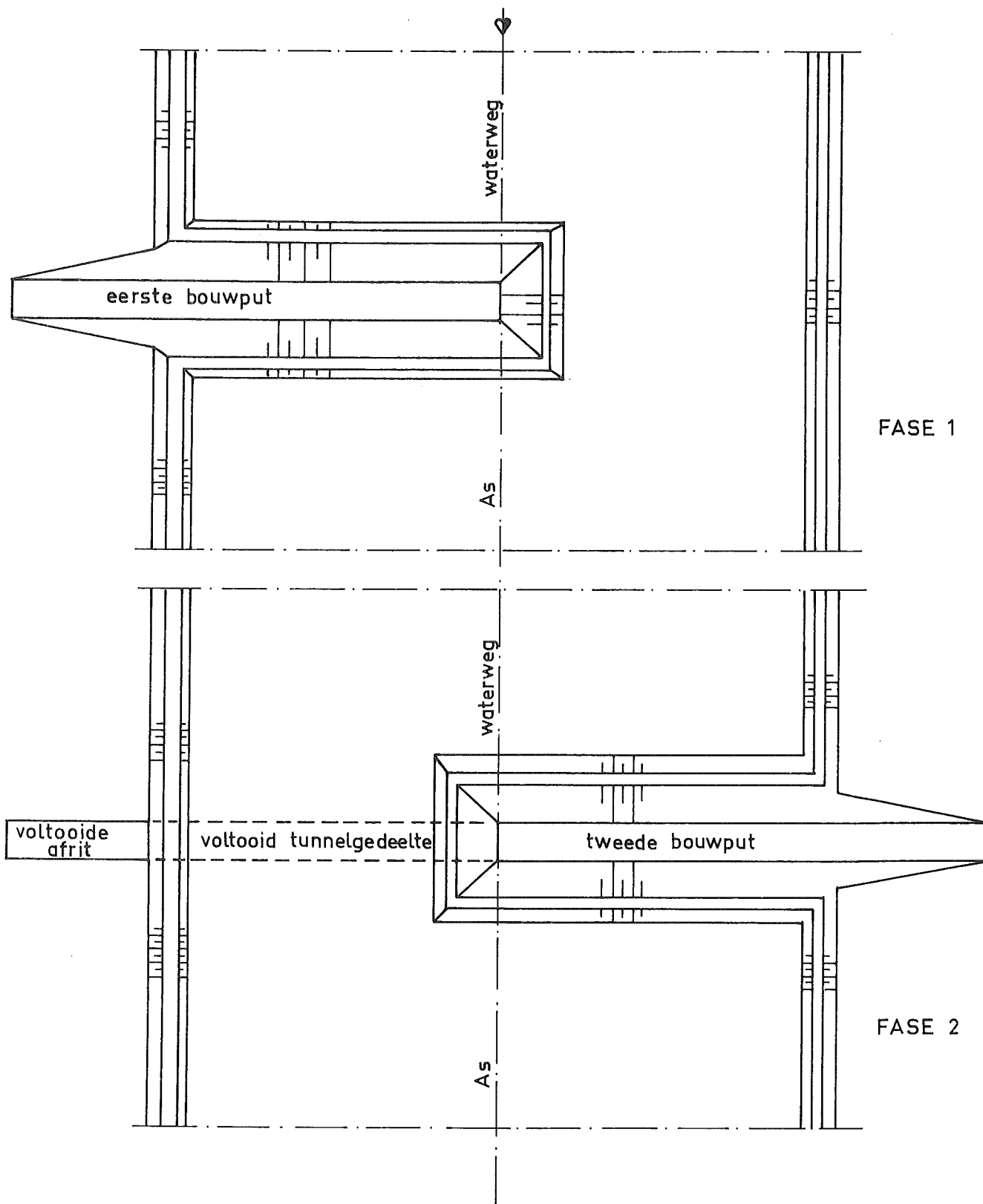


Fig. 8.1

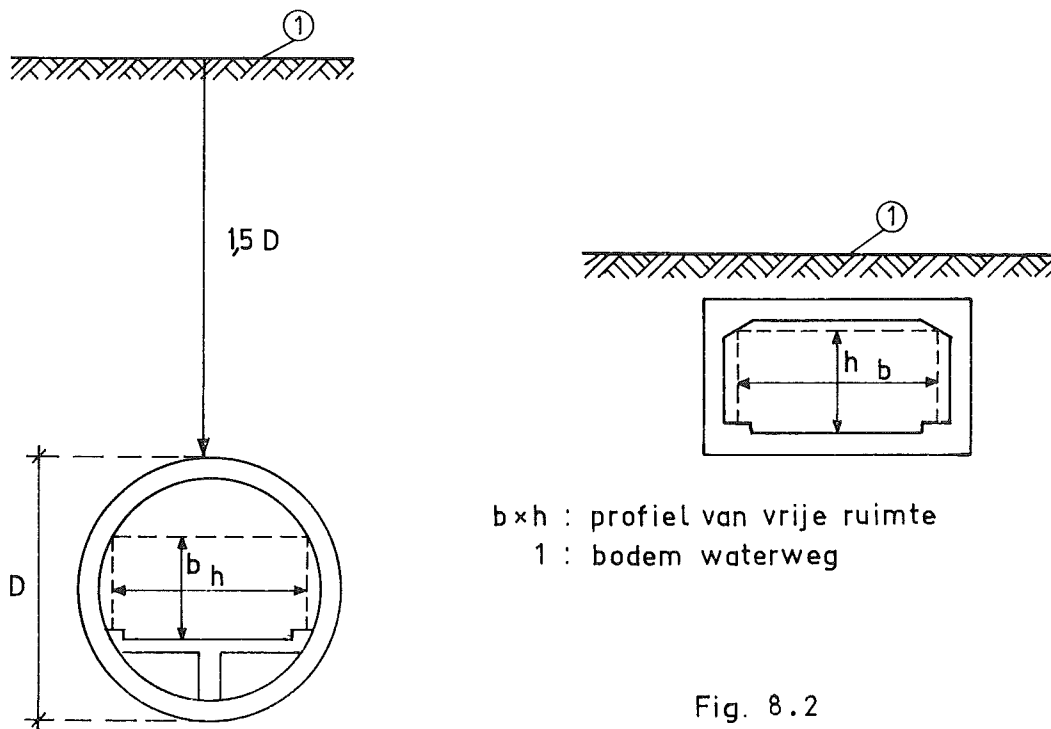
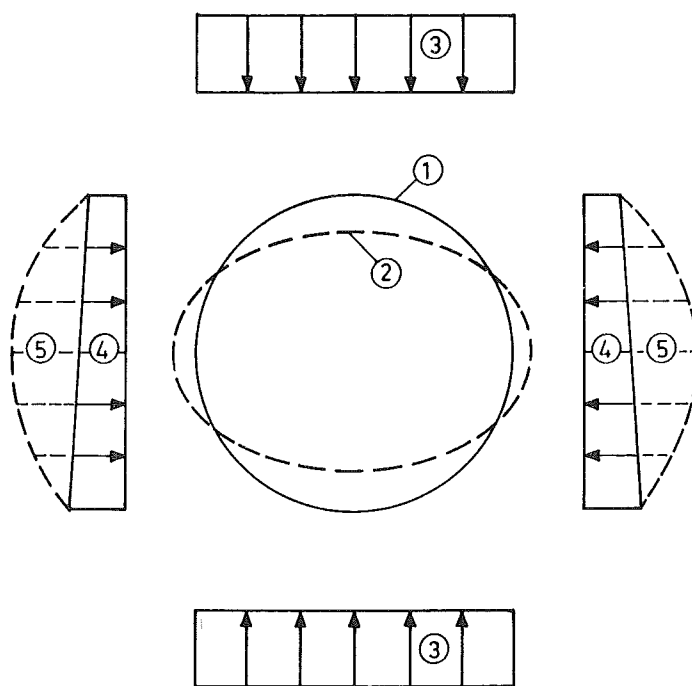


Fig. 8.2



- ① : theoretisch profiel (cirkel)
- ② : vervormd profiel (elips)
- ③ : σ_v
- ④ : $\sigma_h = \lambda_n \cdot \sigma_v$
- ⑤ : toename σ_h als gevolg van zijdelings verplaatsing

Fig. 8.3

Bepaling theoretische capaciteit van de Coentunnel onder het Noordzee-kanaal aan de hand van de Highway Capacity Manual 1965.

$$C = 2000 N.W.T_c$$

Bepaling N en W: De tunnel bevat per richting 1 buis met 2 rijstroken. Dus $N = 2$. Iedere rijstrook is 3,625 m breed (ongeveer gelijk aan 12 ft). De afstand van zijkant rijbaan tot aan de wand bedraagt 1,20 m aan de linker- en 0,80 m aan de rechterzijde, gemiddeld dus 1,00 m (ongeveer 3,3 ft). Uit tabel 9.2 van de H.C.M. volgt uit deze 2 maten een waarde voor W van 0,966.

Bepaling T_c : De opgaande weg in de tunnel heeft een helling van 3,5% over een lengte van 434 m (ongeveer 0,27 mijl). Het vrachtwagen-percentage tijdens het spitsuur bedraagt 8%. Met deze gegevens vindt men in tabel 9.4 een waarde van E_t (het zogenaamde personenautoequivalent) van 6,4. Terzijde zij opgemerkt, dat een vrachtwagen op de vlakke weg voor 2 personenauto's telt, maar op hellingen een groter "gewicht" krijgt als functie van de grootte en de lengte van de helling en het percentage vrachtwagens. Met deze E_t vinden we in tabel 9.6 een waarde voor T_c van 0,698.

N.B.

De berekening is opgezet voor de rechte strekking van 3,5%. Deze helling is echter slechts over een beperkte lengte aanwezig, daar in werkelijkheid de auto's het hoogteverschil van het diepste naar het hoogste punt van het lengteprofiel moeten overwinnen, dus niet alleen over de rechte strekking maar ook over de aansluitende verticale onder- en bovenafrondingsstralen. Het totale hoogteverschil bedraagt voor de Coentunnel 22,85 m over een lengte van ca. 871,5, een gemiddelde helling derhalve van $\pm 2,6\%$. Hieruit volgt op overeenkomstige wijze een T_c van 0,745. Deze waarde geeft een grotere capaciteit en is dus niet maatgevend.

Bepaling C: $C = 2000 \cdot 2 \cdot 0,966 \cdot 0,698 = 2697$ motorvoertuigen per uur per richting.

Vergelijking theoretische met werkelijke capaciteit.

In werkelijkheid kunnen ca. 4500 motorvoertuigen (waarvan 8% vrachtwagens) per uur door de tunnel, dus ca. 67% meer dan de theoretisch berekende waarde.

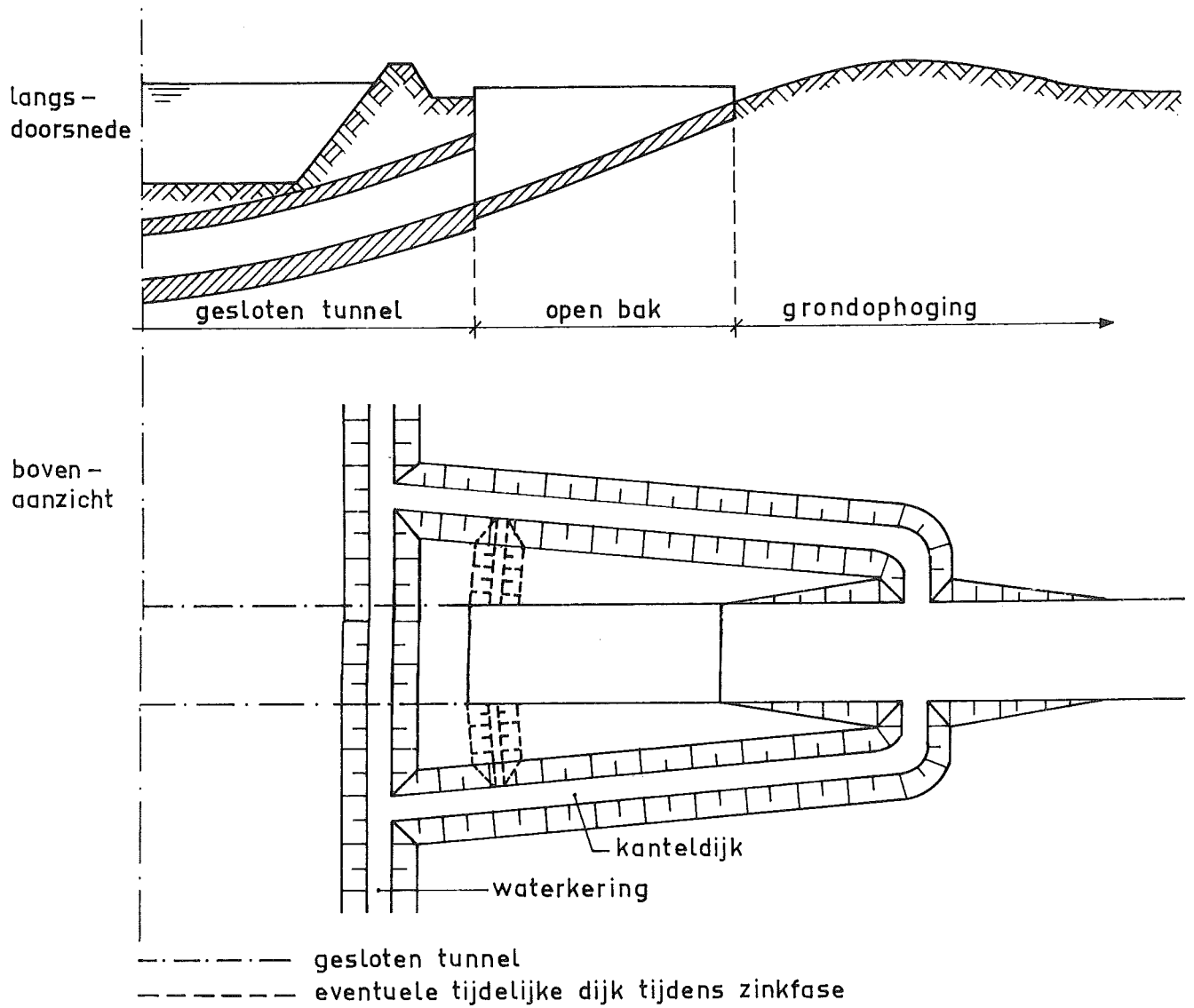
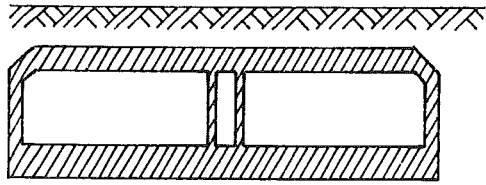
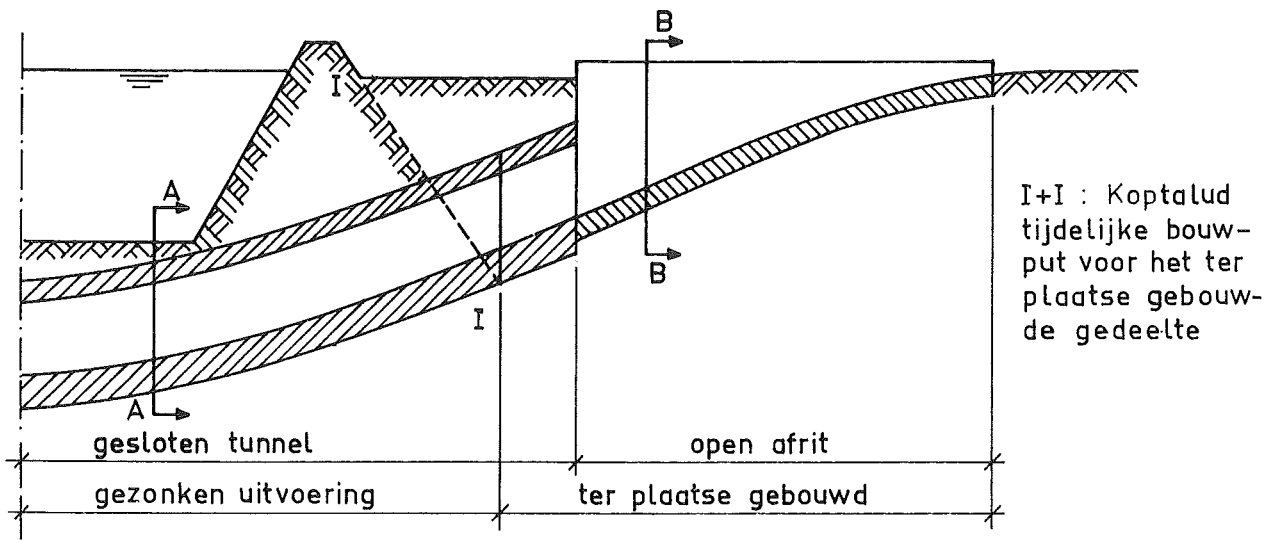
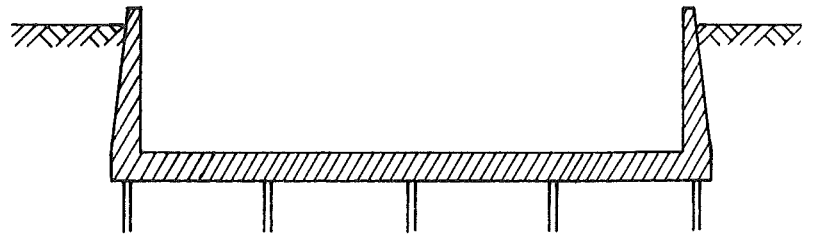


Fig. 8.5

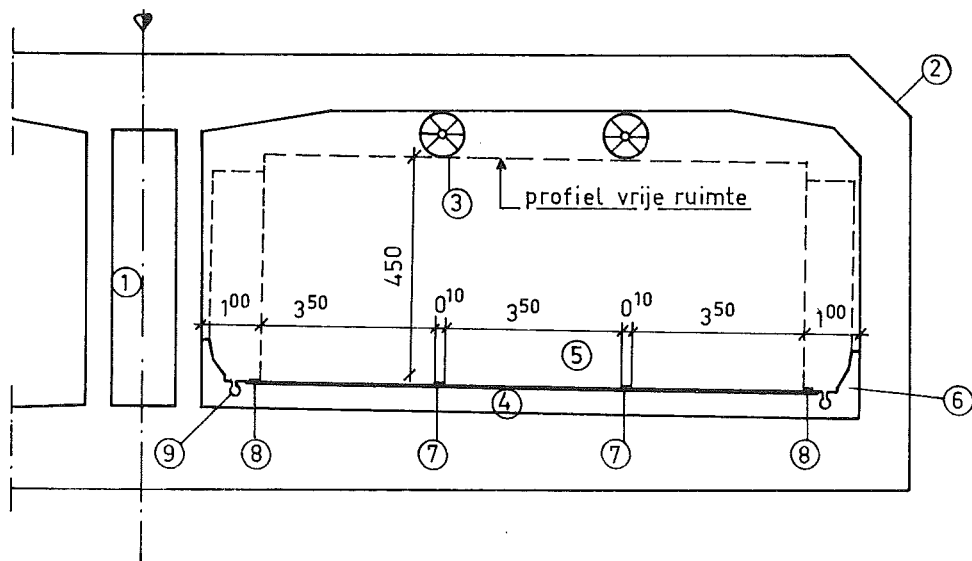


doorsnede A-A



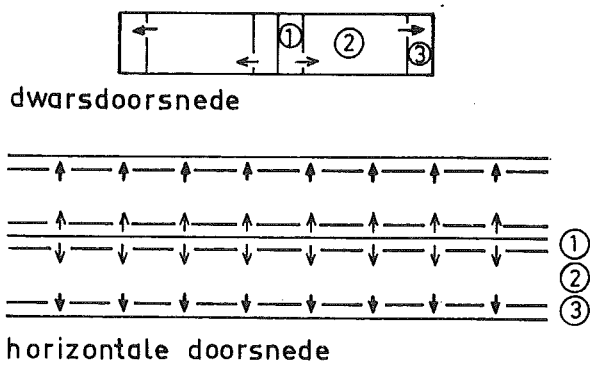
doorsnede B-B

Fig. 8.6



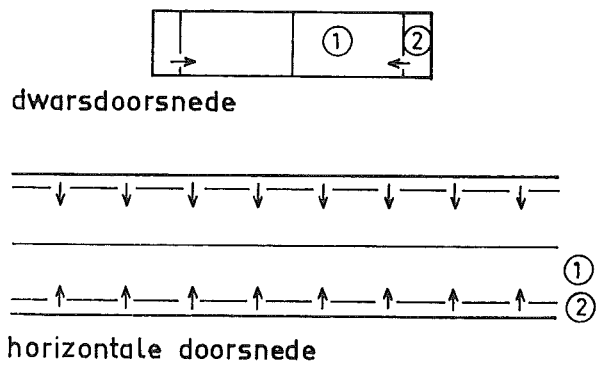
- 1 : bedieningsgang
- 2 : afschuining voor ankers
- 3 : aanjaagventilator
- 4 : ballastbeton
- 5 : wegdek
- 6 : geleide profiel
- 7 : verfstreep 0,10 m breed
- 8 : verfstreep 0,15 m breed
- 9 : langsriool

Fig. 8.7



- 1 : aanvoerkoker frisse lucht
- 2 : rijbuis
- 3 : afvoerkoker verontreinigde lucht

Fig. 8.8 Dwarsventilatie



- 1 : rijbuis
- 2 : aanvoerkoker frisse lucht

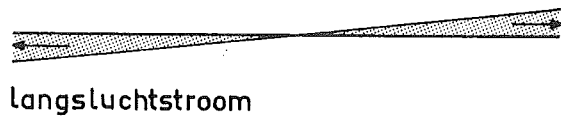


Fig. 8.9 Semi - dwarsventilatie

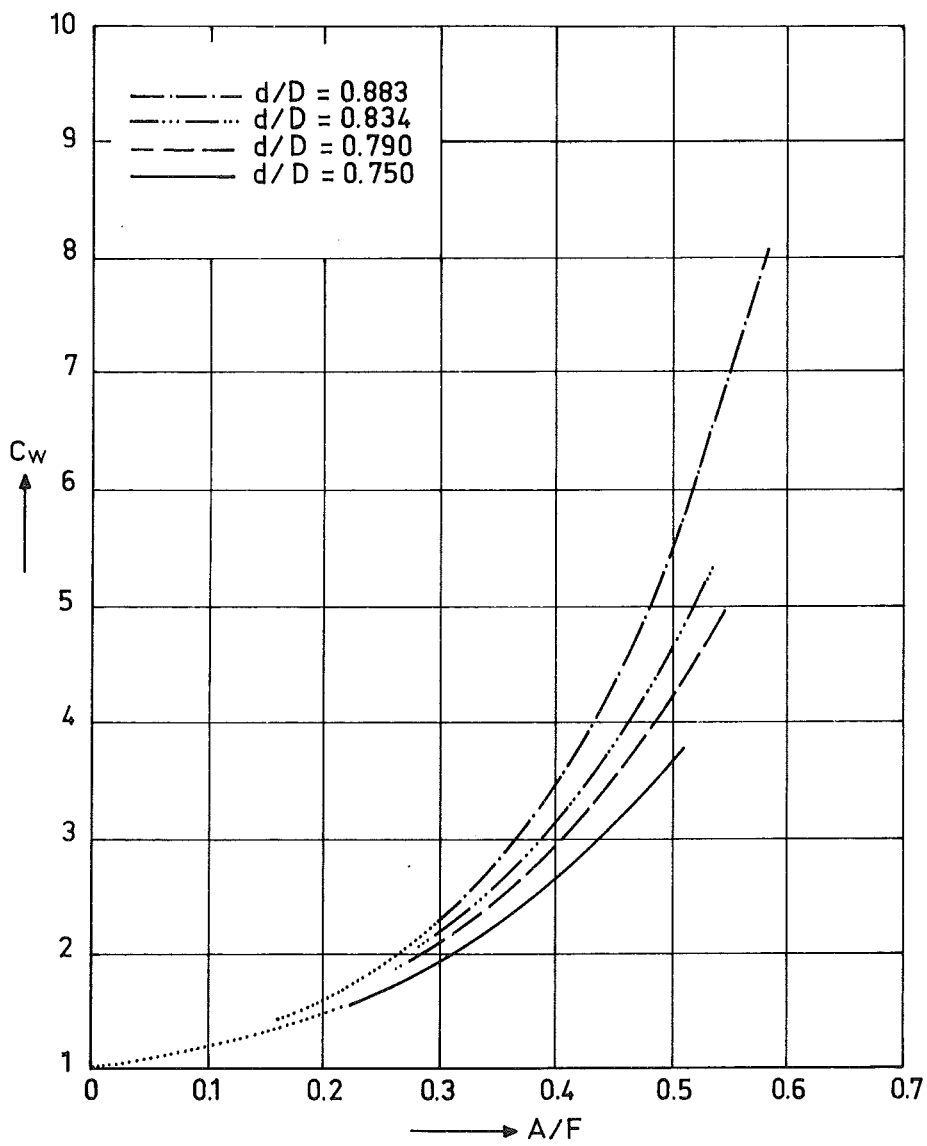
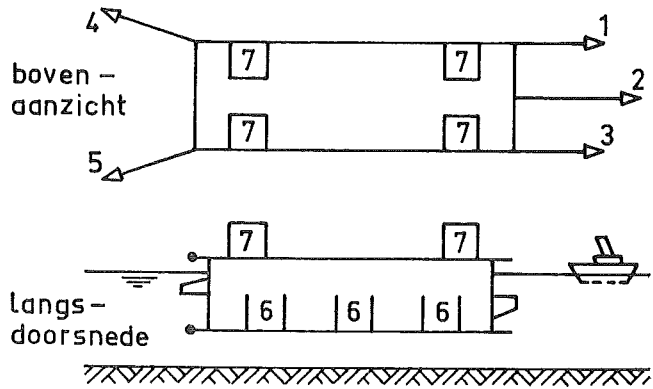


Fig. 8.10

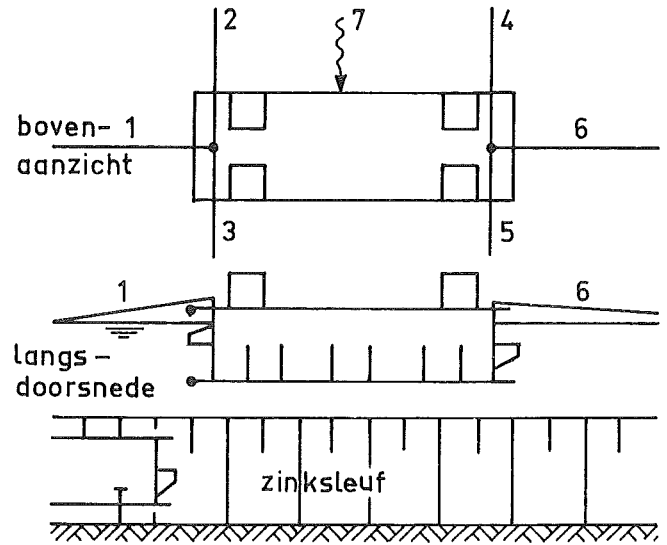
FASE 1: Transport

- Sleepboten voor trekken (1 t/m 3) en manoevreren (4,5)
- Ballast-tanks (6) nagenoeg leeg
- Pontons (7) op dak



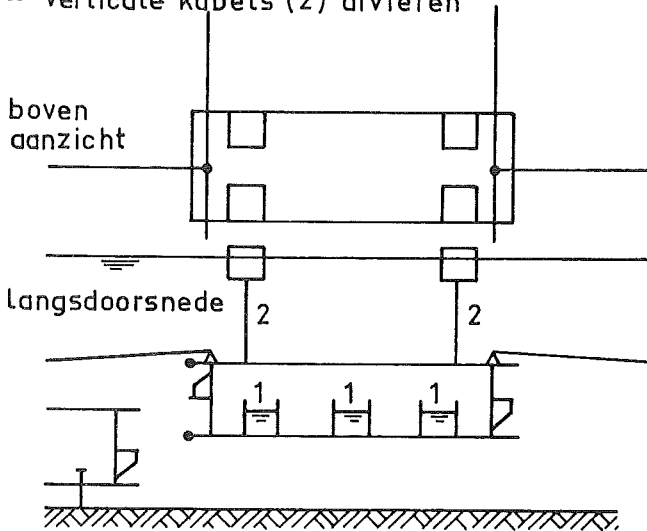
FASE 2: Boven positie

- Verhaalkabels (1 t/m 6) vast
- Kabels 2 en 4 nemen stroomkracht (7) op



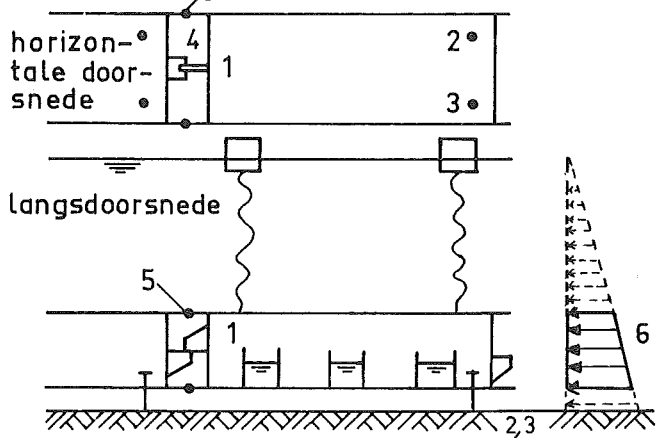
FASE 3: Zinken (zie ook fig. V-12)

- Water in tanks (1)
- Verticale kabels (2) afvieren

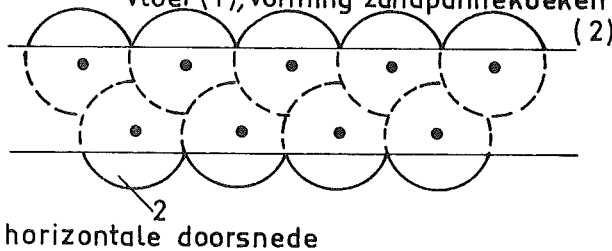


FASE 4: Plaatsen en koppelen

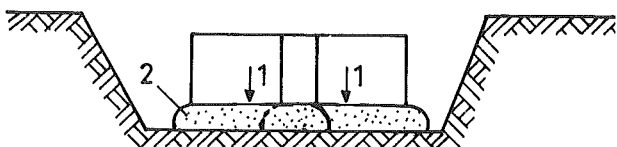
- Plaatsen op tijdelijke steunpunten (1 t/m 3)
- Aantrekken tegen voorganger
- Leegpompen kamer 4, daardoor samendrukken Gina (5) door hydrostatische druk (6)



FASE 5: Onderstromen door openingen in vloer (1), vorming zandpannekoeken (2)



dwarsdoorsnede



FASE 6: Ballastbeton (1) en vullen sleuf (2)

dwarsdoorsnede

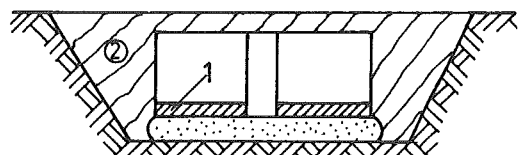
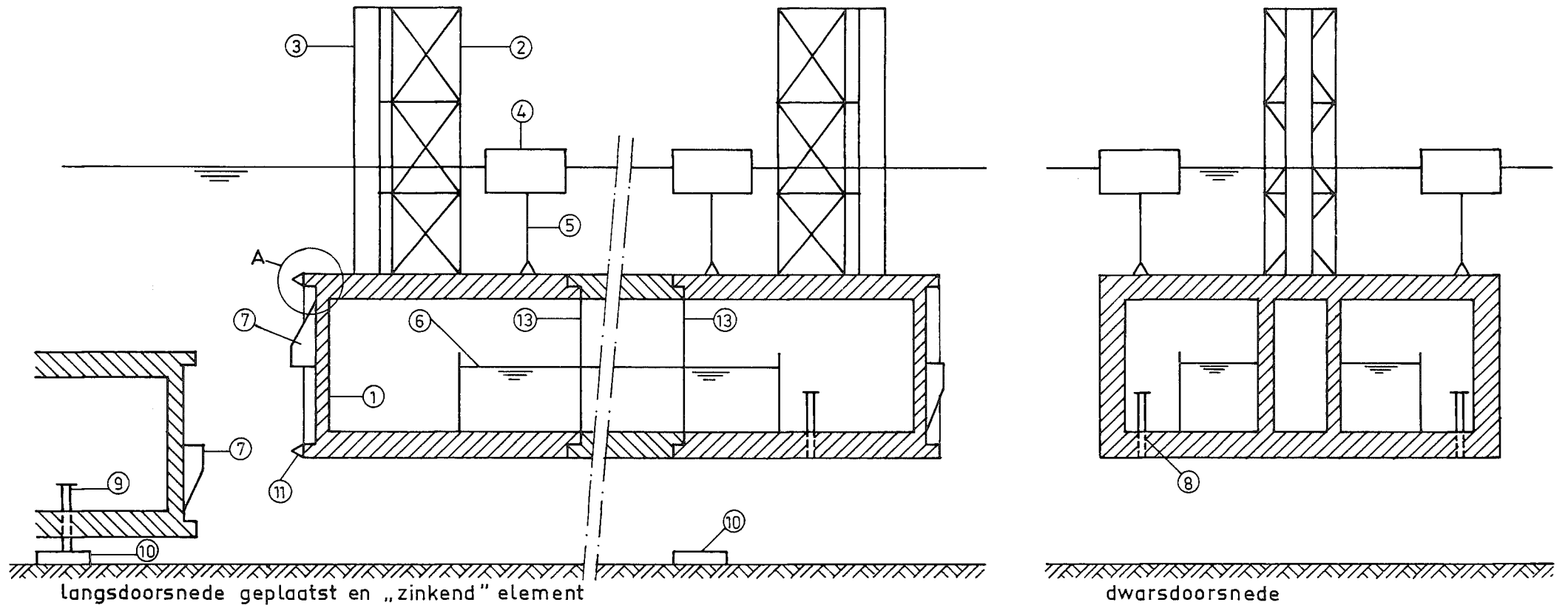
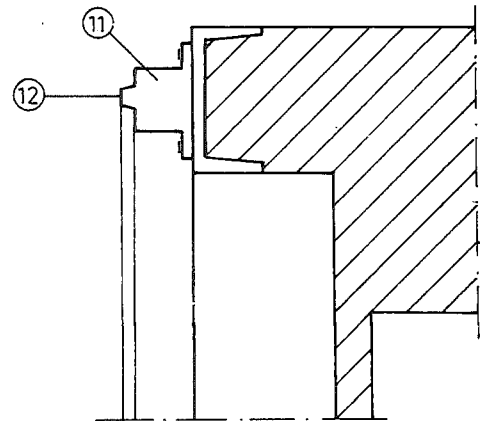


Fig. 8.11

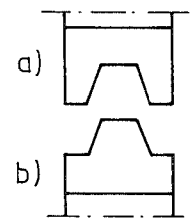


langsdoorsnede geplaatst en „zinkend” element

dwarsdoorsnede



detail A



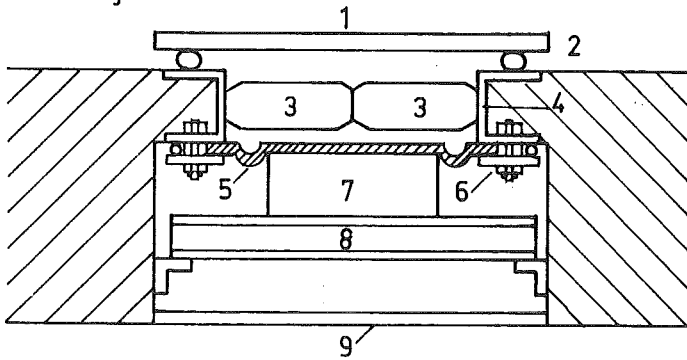
aanzicht „zoekende” oplegging
 onderaan console (a) juist voor
 plaatsing op consôle (b)

- 1: kopschot
- 2: richttoren
- 3: toegangsschacht
- 4: ponton
- 5: hangkabel
- 6: ballasttank
- 7: console
- 8: vjzelpen (nog ingetrokken)
- 9: idem (uitgedrukt)
- 10: gew betonnen tegel
- 11: Gina
- 12: zachte neus Gina
- 13: dilatatievoeg

} tijdelijke opleggingen

Fig. 8.12

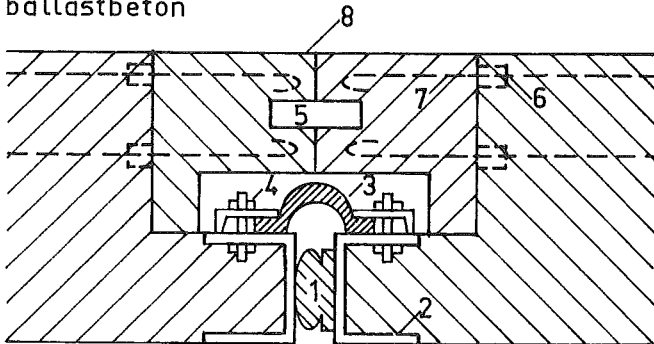
waterzijde



- 1 : waterdichte schotten
- 2 : rubberprofielen
- 3 : betonnen wiggen
- 4 : ingestorte stalen omranding
- 5 : rubber - canvas slab
- 6 : klemconstructie voor 5
- 7 : continue hardhouten ondersteuning voor 5
- 8 : plaatselijke ondersteuning voor 7
- 9 : afdekplaat

Fig. 8.13 Sluitvoeg wand

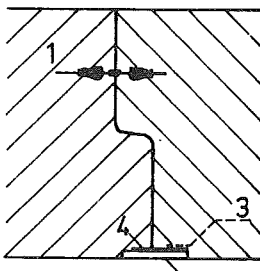
ballastbeton



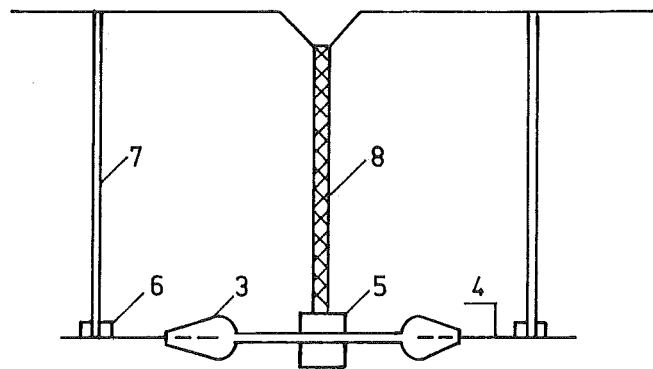
- 1 : ingedrukte Gina
- 2 : ingestorte stalen omranding
- 3 : omega profiel
- 4 : klemconstructie voor 3
- 5 : stalen dwarskrachtdeuvels
- 6 : busanker
- 7 : later in te schroeven ankers
- 8 : tempex

grondzijde

Fig. 8.14 Zinkvoeg vloer

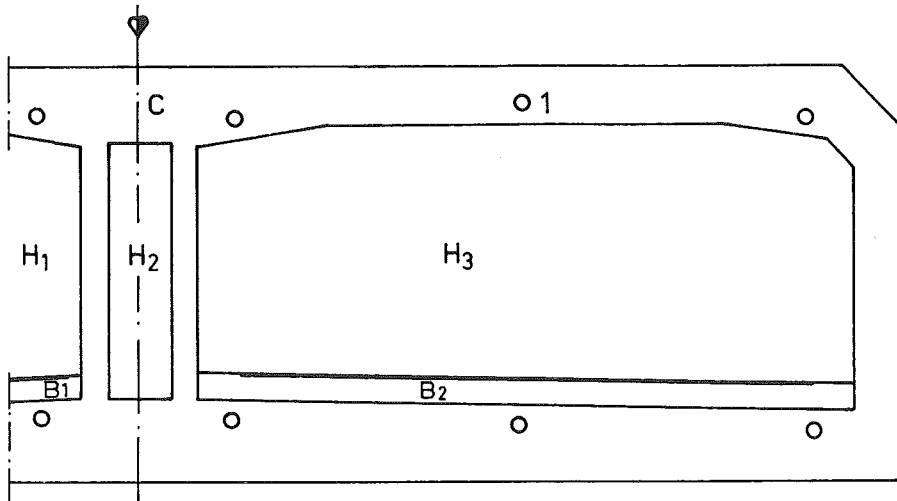


waterzijde



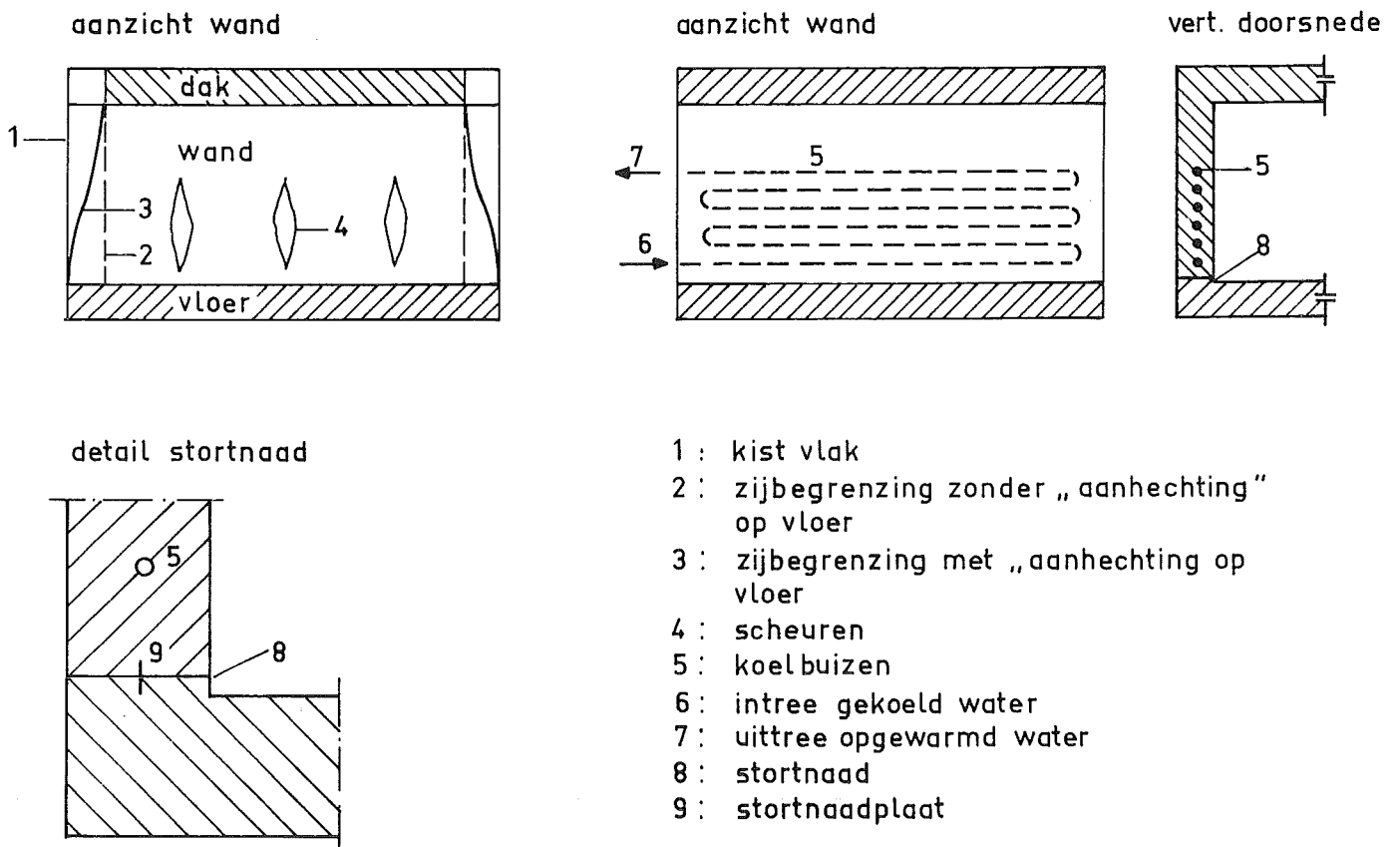
- 1 : rubbermetalen voegstrook
- 2 : staalplaat, eenzijdig verankerend (3), andere zijde met bitume ingesmeerd om beweging mogelijk te maken.
- 3 : rubbermetalen voegstrook
- 4 : ingevulkaniseerde staalstrip
- 5 : schuimrubber om reklengte te krijgen
- 6 : sponsrubber
- 7 : injectiebuisjes
- 8 : tempex

Fig. 8.15 Dilatatievoeg met detail



- $B = B_1 + B_2$: oppervlak ballastbeton
 C : " constructiebeton
 $H = H_1 + H_2 + H_3$: " holle ruimte
 1 : sparingen voor tijdelijke langsvorspanning

Fig. 8.16



- 1 : kist vlak
 2 : zijbegrenzing zonder „aanhechting” op vloer
 3 : zijbegrenzing met „aanhechting” op vloer
 4 : scheuren
 5 : koelbuizen
 6 : intree gekoeld water
 7 : uittree opgewarmd water
 8 : stortnaad
 9 : stortnaadplaat

Fig. 8.17