

1965

ONTWERP

AMELANDER DAM

p.h. van Kuik

INDHOUDSOPGAVE.

Hoofdstuk I

De dam in het kader van de inpolderingsplannen

Hoofdstuk II

Een beschouwing over de plaats van de dam

II-1 hydraulische beschouwing

II-2 Planologische aspecten

II-3 Geologische gesteldheid

II-4 Economische aspecten

II-5 Conclusie

Hoofdstuk III

De factoren, die de afmetingen van de dam bepalen

III-1 De frequentie van de waterstanden

III-2 Kruinhoogte van de dam

III-3 De golven op de Waddenzee

III-4 Golfoploop

Hoofdstuk IV

De constructie van de dam

IV-1 Grondgesteldheid in verband met zettingen en te gebruiken materialen

IV-2 Stabiliteit van het dijklichaam

IV-3 Wateroverdrukken onder dichte dijkbekledingen

IV-4 Stabiliteitscriteria voor de bekleding

IV-5 Dwarsprofiel van de dam

Hoofdstuk V

De uitvoering van de dam

Literatuurlijst.

1. Voorlopig rapport van de studiegroep Ameland
2. Rapport Deltacommissie 1961
3. Deelontwerp: De verhogingen van de stormvloed in 1954 als gevolg van de bouw van de Amelanderdam
4. Rapporten Rijkswaterstaat over de Amelander dam 1965
5. Peilschaalwaarnemingen
6. Collegedictaat Prof. Jansen 1964
7. Driemaandelijke berichten Deltawerken
8. Rapporten Waterloopkundig Laboratorium over golfomloop
9. Dimensions of wind-generated waves J.Th. Thijse 1948
10. Wave - run - up on sloping structures T.A.G.U.1953 nr.5
11. The Proceedings of the Conferences on Coastal Engineering
12. On the statistical distribution of the heights of sea waves Journal of marine research 1952 nr. 6
13. Wind, sea and swell T.A.G.U. 1946 nr.1
14. Rapport: De Geologische Bouw en Lithologische samenstelling van het waddengebied. Geologische Dienst 1961.
15. Rapport: Werkgroep gesloten dijkbekledingen 1961.
16. Waterspanningen onder asfaltbekleding. Vereniging voor bitumineuze bouwstoffen 1963.
17. Rapport nr. 105 studiedienst Rijkswaterstaat te Hoorn 1965
18. Baggermateriaal, constructief gebruik 1948.

Bijlage lijst.

1. Overzichtskaart
2. Inpolderingsplan voor de Waddenzee
3. Veranderingen situatie rond Ameland
4. Structuurplan voor Ameland
5. Tabellen ter berekening van stormvloedverhogingen als gevolg van de bouw van de Amelander dam
6. Frequentielijnen van de hoogwaterstanden
7. Grafieken voor het bepalen van de golfhoogte
8. Constructies, waarvan de golfoploop onderzocht is
9. Resultaten van de uitgevoerde proeven
10. Geologische dwarsdoorsnede van de wadden onder Ameland
11. Geologisch profiel onder de dam
12. Dwarsprofiel van de dam.

DE BOUW VAN EEN DAM NAAR AMELAND.

INLEIDING.

De problemen die samenhangen met de ontsluiting van Ameland door middel van een vaste oeververbinding zijn voortgekomen uit vragen, die rezen binnen de studiegroep Ameland. Deze studiegroep is opgericht door de sectie stedenbouwkunde van de afdeling Bouwkunde en door de afdeling der Weg en Waterbouwkunde der Technische Hoge School te Delft. De werkgroep heeft zich beziggehouden met de toekomstige ontwikkeling van Ameland en getracht een oplossing te vinden voor de vele stedenbouwkundig en civiel-technische problemen, die zo'n ontwikkeling moeten begeleiden.

Dit rapport maakt gebruik van de gegevens uit het rapport dat door de studiegroep is uitgegeven. Tevens bouwt dit rapport voort op de studies gedaan in het deelontwerp. De veranderingen van de hoogwaterstanden als gevolg van de bouw van de dam naar Ameland en de studies verricht door de Deltadienst van Rijkswaterstaat.

Het ontwerp kan gesplitst worden in de vijf delen.

- I. De dam in het kader van de inpolderingsplannen.
- II. Een beschouwing over de plaats van de dam.
- III. De factoren die de vorm van de dam bepalen.
- IV. De constructie van de dam.
- V. De uitvoering van de dam.

In overweging dient te worden genomen, dat door de beperkte tijdsduur van een afstudeerproject sommige beperkingen moesten worden aangebracht en dat op alle onderdelen niet even diep kon worden ingegaan.

HOOFDSTUK I.

DE DAM IN HET KADER VAN DE INPOLDERINGSPLANNEN.

Reeds meer dan 150 jaar worden er al plannen gemaakt tot inpolderingen van de Waddenzee. Al deze plannen hadden niet dezelfde doelstellingen, zo waren er, die respectievelijk de nadruk op de landaanwinning ten behoeve van de landbouw, aanleg van een Bosprovincie, kustverkorting en een vaste verbinding tussen Ameland en Friesland.

Het meest op de voorgrond trad een honderd jaar geleden een plan tot gedeeltelijke drooglegging van de Waddenzee van het gebied tussen Ameland en de Friese kust, er is toen zelfs een begin gemaakt met de realisatie.

Geleidelijke landaanwinningswerken vindt men al sinds eeuwen langs de waddenkust, ook thans zijn er verschillende landaanwinningswerken aan de Friese en Groningse kust in uitvoering. Na de tweede wereldoorlog is deze wijze van landaanwinning niet meer economisch doordatv ze te loon intensief is. Er worden dan ook geen nieuwe projecten meer op stapel gezet.

Het plan dat gedeeltelijk ten uitvoer is gebracht is dat van Jonkheer Tedding van Berkhout uit 1860.

Hij kreeg concessie voor landaanwinning en bedijking ten zuiden van Ameland. Er is toen een dijk aangelegd tussen Holwerd en Ameland op het wantij (zie bijlage 1). Deze dijk diende als een basis voor de uit te voeren landaanwinningswerken. De hoogte was vermoedelijk 0.50 m - N.A.P., bij de kust van Ameland wat hoger. Na de eerste doorbraak werd de dam verhoogd tot 0.90 m + N.A.P. De storm van 1882 sloeg drie vrij diepe geulen door het damtracé, die min of meer

zijn blijven bestaan. In de volgende jaren en speciaal in 1894 is de toestand van de dam voortdurend achteruitgegaan. In 1903 is de concessie voor de bouw van de dam vervallen verklaard.

Het belangrijkste plan voor dit ogenblik is door Rijkswaterstaat na de oorlog opgezet. Het is een plan, dat beoogt een bedijking van de Waddenzee en gedeeltelijke drooglegging ervan.

Door de ramp van 1953 en de daaropvolgende deltawerken zijn deze plannen enigszins naar de achtergrond verschoven. Het ligt voor de hand dat zodra geld, materieel en mensen ter beschikking komen, deze plannen weer uitgebreider ter hand worden genomen en eventueel uitgevoerd. Voor een globaal schema van de plannen zie bijlage 2.

Landaanwinning is niet het meest belangrijke van dit plan. Bescherming van de kust door verkorting van aan de zee blootgestelde dijken wordt belangrijker geacht. Ook wordt meer aandacht besteed aan de planologische voordelen dat zo'n gebied kan geven. Daarnaast moet rekening worden gehouden met haven en visserijbelangen en de zoetwatervoorraad van Nederland. Voor Den Helder is van belang, dat het Marsdiep voldoende stroomgebied behoudt voor het op diepte blijven van de marinehaven.

In hoofdzaken komt het plan op het volgende neer wat de civiele uitvoering betreft. De bijdijsing van de wadden zal in verschillende fasen geschieden. Allereerst moet er een dam gelegd worden tussen Groningen en Rottum en dan via dammen en stijfduinen van Rottum naar Schiermonnikoog. Vandaar een dam naar de afsluitdijk van de Lauwerszee. In een volgende fase worden dan de Waardgronden onder Vlieland afgedamd. Na een dam tussen Terschelling en de Friese Wal en de afsluiting van de Vliestroom komt het gebied van Ameland aan de beurt met dijken van Ameland naar Terschelling en Schiermonnikoog.

Een gedeelte van het ingedijkte gebied zal als zoetwaterreservoir dienst gaan doen.

De volgorde van de afsluiting is opgesteld aan de hand van de waterbeweging op de wadden.

Er wordt momenteel weer gewerkt aan de uitwerking der plannen van de eerste fase bij Schiermonnikoog. Nadere onderzoekingen die begonnen zijn kunnen de nodige veranderingen in bovenbeschreven schema aanbrengeu, dat als uitgangspunt dient.

In dit plan is de bouw van een dam over het Amelandervad opgenomen. De zeegaten rond Ameland zijn van te grote omvang om een gezamenlijke uitvoering van de beiden sluitdammen mogelijk te maken.

De afsluiting van één van deze gaten heeft tot gevolg dat het stroomgebied van de ander aanzienlijk vergroot wordt. Dit geeft verschillende consequenties, hierop wordt nader ingegaan in hoofdstuk II. Wanneer er een dam gebouwd wordt over het wantij, dan zal onder gewone omstandigheden de huidige stromingstoestanden gehandhaafd blijven.

De conclusie is, dat de dam over het Amelandervad past in de toekomstige inpolderingsplannen. Alleen de functie van de dam is geheel verschillend dan die als verbindingsdam. Ook het tijdstip van de uitvoering is anders.

De vorm en constructie zullen dan ook geheel afwijken in beiden gevallen, evenals consequenties van bijkomende werken, zoals ophoging van zeedijken aan de Friese kust.

De ontsluitingsdam zal een grote investering vragen dan die welke gebouwd zou worden binnen het raam van de toekomstige inpolderingswerken.

HOOFDSTUK II.

BESCHOUWING OVER DE PLAATS VAN DE DAM.

II-I

Hydraulische beschouwing.

De factoren, die van belang zijn bij het bepalen van de keuze van de plaats der dam zijn

- a). De aanval op de Westelijke en Oostelijke punt van het eiland, het Pinkegat en Borndiep.
- b). De stromingen in de sluitgaten moeten zo gering mogelijk zijn tijdens de uitvoering.
- c). De veranderingen van de waterstanden in het beschouwde gebied.

Aan de voorwaarde genoemd onder ad b). wordt voldaan als de dam volledig op het wantij wordt geprojecteerd. Wanneer de dam echter enige afstand oostelijk of westelijk zou worden gebouwd, zal de invloed op de stroomsnelheden in het sluitgat gering blijven.

De aanval op de Westelijke punt is een zeer gevoelig punt; voor een beschrijving daarvan zie rapport: "Ameland" hoofdstuk I-2. In de vijfjarige periode 1958 tot en met 1963 is er door Rijkswaterstaat ruim drie miljoen gulden aan de verdediging van de zuid-westpunt uitgegeven, dit is 70% van de totale begroting voor waterstaatswerken op het eiland.

Bouwt men de dam westelijk van het wantij dan zullen de stroomsnelheden in het Borndiep kleiner worden en dus de aanval op de westelijke oever kleiner.

Anderzijds zal dan de stroom in het Pinkegat toenemen, waardoor de oostelijke uitlopen van het eiland zal afbrokkelen. Voor deze afname van de zandplaat behoeft minder te worden gevreesd. 't Hon heeft geen enkele waarde ook niet voor recreatieve doeleinden. Uit bovenstaande feiten moet de conclusie worden getrokken, dat een meer oostelijke ligging van de dam dan het bestaande wantij moet worden ontraden. De westelijke oever van Ameland zou in korte tijd in zee afschuiven en Hollum in zijn bestaand worden bedreigd, als er geen geldverblindende maatregelen ter verdediging van de kust worden genomen.

Om de consequenties van een westelijke tracé te kunnen overzien heeft het nut om het verloop van het wantij in de laatste 100 jaar na te gaan.

Van 1830 tot omstreeks 1860 is de ligging van het wantij zeer stabiel geweest, het lag toen 5 km ten weste van de huidige plaats van het wantij. De oostelijker uitloper van Ameland was toen veel beperkter in omvang dan nu het geval is, doordat het Pinkegat een meer westelijke ligging had (Bijlage 3).

De Engelsmanplaat had een grotere uitgebreidheid; de oostzijde van deze zandplaat aan de Zoutkamperlaag is gedurende een eeuw constant gebleven.

Van 1860 tot 1872 zijn geen nadere gegevens over de ligging van het wantij bekend. In 1872 wordt begonnen met de bouw van de dam naar Ameland, die in 1903 niet meer als zodanig werkt.

Daar de geulen die in de loop van de tijd zich door het tracé van de dam hebben ontwikkeld, in verbinding zijn gekomen met het geulenstelsel in het westelijk deel van het gebied ten zuiden van Ameland, is mede het gevolg geweest van deze ontwikkeling, dat het nieuwe wantij ten oosten van de dam is komen te liggen.

Dit nieuwe wantij heeft nabij de Friese kust na 1900 een stabiele ligging gehad. Juist ten zuiden van Ameland is de verschuiving over het Pinkewad tot omstreeks 1930 doorgegaan.

Reeds in 1874 verplaatste de mond van het Pinkegat zich in oostelijke richting en is de aangroei van de Oostelijke punt begonnen, deze heeft zich in de loop der jaren voortgezet. Omstreeks 1950 had het Pinkegat zijn meest oostelijke ligging. De verschuiving van het wantij heeft een toenemende getijbeweging in het Borndiep doen ontstaan met als gevolg de versterkte aantasting van de zuid-west punt. Door afsluiting van de Zuiderzee is de getijbeweging in het westelijk waddengebied toegenomen, ook dit kan de aanval op de zuid-west punt versterkt hebben. De vraag kan gesteld worden of het gewenst is om een nieuwe dam te construeren ter plaatse van de vorige dam. Hierdoor zal een gunstiger situatie ontstaan nabij de westpunt van Ameland. De bouw van de dam zal echter dan door de geulen tot 4 m - N.A.P. gaan en daardoor kostbaarder zijn. Ook zal de sluiting moeilijk zijn door de grotere stroomsnelheden die in het sluitgat kunnen optreden.

Het debiet van het Pinkegat zal ruimer worden en een verdere verplaatsing van de mond naar het westen niet uitgesloten. Deze verplaatsing kan echter gering zijn of mogelijk in de richting van de Zoutkamperlaag gaan. Als de Lauwerszee, namelijk is afgesloten zal het vloed en eb vermogen van de Zoutkamperlaag dat momenteel 330 miljoen m³ bedraagt afnemen tot ruim 200 miljoen m³. De consequenties hiervan zijn niet verder in de overwegingen opgenomen.

Ook als de dam op het bestaande wantij gebouwd zal worden, zal de stroomsnelheid in het Borndiep toenemen en wel om twee redenen.

In de eerste plaats als gevolg van de terugkaatsing van het getij tegen de dam het hoogwater zal zich sneller naar de dam voortplanten. Er zal dus meer water in het bekken worden geborgen.

Van veel meer invloed is echter de toename van de stroming in het Borndiep als indirect gevolg van de opwaaiing tegen de dam, waardoor de hoogwaterstanden extra verhoogd worden. Deze toename is vooral bij stormen uit W. tot N.W.-richting en gedurende een dalend getij van belang.

Bij de bestaande toestand stroomt het opgewaaide water als ebafvoer weg via het Pinkegat. Bij aanwezigheid van de dam zal deze waterhoeveelheid via het Borndiep afgevoerd moeten worden. In het rapport: "De verandering van de waterstanden als gevolg de bouw van de Amelanderdam" wordt een toename van 10% berekend van de stroomsnelheden in het Borndiep. Deze toename kan worden verminderd door de dam twee kilometer westwaarts van het bestaande wantij te bouwen. Om een gunstiger effect te bereiken betreffende de aanval op de westpunt van Ameland zal echter een nog westelijker traject moeten worden gekozen. Het meest westelijk tracé van de dam, dat geen grote moeilijkheden bij de bouw van de dam is geven is dat van Nes-Blya. In dat geval neemt het vloedvermogen met circa 20% af. Het vloedvermogen van het Pinkegat daarentegen neemt toe van $75 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ tot $170 \cdot 10^6 \text{ m}^3$. Er zal dan rekening moeten worden gehouden met een aanzienlijke aantasting van de oostelijke kop van het eiland.

In het voorgaande is aangenomen dat het wantij op de plaats ligt waar men het bij oogopslag op de kaart zou verwachten; namelijk tussen de geulformaties, die naar het Borndiep en Pinkegat lopen.

In 1963 heeft een studiedienst te Hoorn metingen verricht in het geulenstelsel. Deze gegevens zijn gebruikt om de plaats van het wantij eens kritisch te bekijken. Er zijn verschillende redenen om aan te nemen, dat de plaats van het wantij zich weer in westelijke richting heeft verplaatst. De fijnste bezinkingsdelen vindt men ten westen van het te verwachten wantij, waar slechts zand gevonden wordt. Ook stroommetingen in de buurt van het wantij doen een meer westelijke plaats vermoeden. Al eerder is opgemerkt, dat de zandplaat 't Horn in omvang afneemt.

Uit een globale berekening blijkt, dat het wantij 1,5 km meer westwaarts ligt.

Een ander gevolg zou moeten zijn dat de stroming in het Borndiep is verminderd. Hieromtrent zijn geen gegevens bekend. Bij welke plaats van de dam ook, binnen de vierhoek Nes, Blya, Holwerderwaard en Nieuwlandstrijd behoeft geen belangrijke verschuiving van het wantij ten westen van Terschelling verwacht te worden. Ook de waterstanden in dit gebied zullen maar weinig veranderen.

Een van de andere mogelijkheden is de bouw van bijvoorbeeld twee dammen aan weerskanten van Ameland blijft hier buiten beschouwing. Deze oplossing zal zeker grote invloed doen gelden in het gebied onder Terschelling. Er is hierover te weinig bestudeerd en te weinig bekend om iets concreets te kunnen zeggen.

II-2 Planologische aspecten.

Van een civiel-studiegroep kan worden verwacht, dat men daarin geneigd is om de plaats van de dam door zuiver civiel-technische argumenten te laten bepalen. Deze argumenten zijn in het algemeen ook meer exact tegen elkaar af te wegen. Toch is het van groot belang hoe de dam in een structuur van Ameland functioneert. We zullen een dusdanige plaats van de dam moeten vinden, waardoor hij optimaal in het structuurplan voldoet.

Omtrent het aansluitingspunt op Ameland valt het volgende op te merken. Legt men de dam over het wantij dan moet de verbinding op het eiland tot stand worden gebracht over het Nieuwlandsstrijd. Afgezien van de vele extra voorzieningen die zo'n weg over het Nieuwlandsstrijd vraagt t.a.v. de ontwatering zal de weg (spoorweg) een ongunstige splitsing van het eiland tot gevolg hebben.

Het meest ideale aansluitingspunt voor een dam is juist onder de Kooiduinen. Het tracé van de toevoerende weg accentueert dan een logische scheiding tussen het agrarisch recreatienatuurgebied.

Dit is dan ook als uitgangspunt gekozen in een van de structuurplannen van Ameland (zie Bijlage 4).

Het aanzetpunt op de Friese wal is minder dwingend, een aansluiting op het bestaande wegennet is makkelijk te verwezenlijken zonder al te grote moeilijkheden. De wegen nabij Holwerd komen allen uit op de steiger te Holwerd. De bestaande goederenlijn Leeuwarden-Dokkum loopt vlak langs de kust en kan dus op iedere plaats afgetakt worden. Bij een damweg zou het een aansluiting op de veersteiger het voordeel geven van het benutten van het aanwezige wegennet zonder bijkomende kosten en zou de lengte van de dam met 1,5 km bekort kunnen worden.

Tot nog toe is er steeds gesproken van een dam binnen de vierhoek Nes - Nieuwlandsstrijd - Ternaard en Blya. Komt de dam buiten deze vierhoek dan moeten er om technische redenen twee dammen gebouwd worden. Een aan de oostzijde en een aan de westzijde. Het huidige waddengebied zou diverse mogelijkheden bieden als het geheel of gedeeltelijk komt droog te vallen.

In dit ontwerp zal niet verder op deze mogelijkheid worden ingegaan.

II-3. Geologische gesteldheid.

Over de ondergrond van het gebied zijn wel gegevens bekend (zie hoofdstuk IV-I). Deze zijn echter niet zo gedifferentieerd. Het is met deze gegevens onmogelijk om een voorkeur uit te spreken binnen de beschouwde vierhoek over een te kiezen tracé van de dam.

Er zou een uitgebreid onderzoek moeten worden verricht, waarvoor binnen dit ontwerp geen plaats kan zijn.

We leggen dan ook de beperking op dat de keuze van de plaats van de dam naar Ameland niet door de geologische gesteldheid wordt beïnvloed.

II-4 Economische aspecten.

Van de verschillende tracé's moeten de kapitaalskosten tegen elkaar worden afgewogen. De kapitaalskosten zijn te scheiden in

- a). De bouwkosten van de dam.
- b). De kosten van eventuele dijksverhogingen.
- c). Bijkomende kosten, zoals aansluitende wegen.
- d). Gekapitaliseerde planologische voordelen.
Dit zijn subjectieve gegevens en zijn dan ook nauwelijks als zodanig in geld uit te drukken.
- e). Gekapitaliseerde waterschade bij eventuele calamiteiten.
Hier is het belangrijk hoe groot men de zekerheid tegen schade wilt nemen, daar een volstrekte zekerheid niet geboden kan worden.

De kosten zullen weinig invloed hebben op de plaatsbepaling van de dam, tenminste zolang men zich houdt bij één enkele dam. Dit speelt meer bij de vorm en constructie van het dijklichaam. Het totaal van de kapitaalskosten moet minimaal zijn wil de gekozen oplossing economisch optimaal voldoen. Ook al weer door de betrekkelijke omvang van dit studieontwerp kon deze berekening niet worden uitgevoerd.

II-5 Conclusie.

In het voorgaande zijn de belangrijkste punten belicht die meespreken bij het ontwerp van het tracé van de dam.

Niet al deze zaken zijn met evenveel kennis en gedocumenteerd tegen elkaar afgewogen om tot een juiste conclusie te kunnen komen. Maar via deze verkenning lijkt het me toch verantwoord om tot het gekozen tracé te komen. De voornaamste punten, die mijn inziens de keuze rechtvaardigen zijn:

- 1). De planologische motieven zoals omschreven onder 2.
- 2). De aanval op de Zuid-Westpunt van Ameland mag niet toemenen.
- 3). De sluiting moet makkelijk uitvoerbaar zijn, de kosten mogen niet te hoog worden.
- 4). De verkorting van 1,5 km die wordt verkregen door de dam op de steiger te Holwerd te laten aansluiten.

HOOFDSTUK III.

DE FACTOREN DIE AFMETINGEN VAN DE DAM BEPALEN.

III-1 Frequentie van de waterstanden.

Uit gegevens van geregistreeerde peilschalen te Harlingen, Vlielandhaven en Oostmahorn is het mogelijk de frequentiekromme van de waterstanden voor Holwerd te bepalen. Beschouwd zijn alle waterstanden hoger dan 2,00 m + N.A.P. in het tijdvak 1935 - 1965. Gegevens van de jaren vóór 1935 kunnen niet worden gebruikt, omdat de afsluiting van de Zuiderzee de waterbeweging rond Ameland beïnvloed heeft.

Over het algemeen is de waterstand te Holwerd rechtlijnig geïnterpoleerd tussen Harlingen en Oostmahorn, alleen bij uitzonderlijke omstandigheden is de waterstand te Vlielandhaven in de beschouwing opgenomen. Geacht kan worden, dat de evntueel gemaakte fout, tengevolge van rechtlijnige interpolatie, zich door het grote aantal waarnemingen zal elimineren. Uiteraard zijn er geen metingen, die een inzicht zouden kunnen geven in de te verwachten verhogingen als gevolg van de te bouwen dam.

De verhoging van de waterstanden door de bouw van de Amelander dam hangt af van de volgende factoren:

- a). De stormvloedhoogten in het Amelander gat.
- b). De vorm van de storm-vloedkromme.
- c). De windkrachten en snelheden, alsmede de duur van de storm.
- d). De hoogte van de dam.

ad a).

Het is duidelijk dat een hogere waterstand in het Amelander gat een hogere waterstand bij de dam zal veroorzaken. Maar ook zal de hoogte van de waterschijf een invloed uitoefenen op

de voortplanting van de periodieke waterbeweging en de eventuele terugkaatsing op het Amelanders wad. De weerstand die de zich voortplantende golven ondervonden, neemt bijna recht evenredig af met de hoogte van de waterkolom.

ad b).

De vorm van de vloedtop ($\frac{h}{t}$) zal de voortplanting in het geulenstelsel beïnvloeden. Min of meer "scherpe" toppen geven grotere traagheidskrachten, waardoor de amplitude van het getij vergroot wordt. Bij een grotere diepte worden deze effecten weer afgevlakt.

ad c).

Bij westelijke winden zal aan de westzijde van de dam de grootste opwaaiing plaatsvinden, omdat de strijklengte van het windveld dan maximaal is. Bij één noordelijke wind, echter zal de opwaaiing nauwelijks veranderen ten opzichte van die welke optreedt bij de bestaande toestand.

De opwaaiing is omgekeerd evenredig met de diepte, daarom zal bij stormvloeden, die optreden met zeer hoge windsnelheden, de verhogingen relatief beperkt blijven. Het verhogend effect van de krachtiger wind vlakt weer enigszins af.

ad d).

Het is mogelijk om een stormvloedsvrije dam te bouwen, waardoor iedere waterstand gekeerd kan worden. Mocht echter om een of andere reden tot een verlaagde dam worden overgegaan, dan zal deze constructie de waterstanden op het Amelanders wad geheel anders beïnvloeden. Voor een meer kwalitatieve beschouwing over dit onderwerp wordt verwezen naar de literatuur (3 en 4).

Om een inzicht in de grootte en onderlinge verhouding te krijgen zijn getijberekeningen uitgevoerd door Rijkswaterstaat en de schrijver van dit ontwerp. Deze gegevens aangevuld met de gegevens uit het Deltarapport 1960 liggen ten grondslag aan de verdere beschouwing ter bepaling van de nieuwe frequentielijn te Holwerd.

De Deltacommissie heeft voor de buitenzijde van Ameland een maatgevende H.W.-stand gegeven van 5,10 + N.A.P. Dit is een waterstand met een frequentie van gemiddeld 10^{-4} , deze waterstand zal optreden bij een langdurig windveld uit N.W.-richting met snelheden van gemiddeld 25 à 30 km per sec.

Uitgaande van deze gegevens heeft de Deltadienst van Rijkswaterstaat een berekening gemaakt omtrent de maatgevende waterstanden langs de Friesche kust en langs het eiland Ameland bij aanwezigheid van dedam.

Uit de resultaten blijkt dat de waterstand nabij de steiger te Holwerd opgelopen zal zijn tot 5,75 m + N.A.P. Dit komt neer op een verhoging van de huidige maatgevende waterstand van 40 cm.

In de nieuwe frequentielijn voor Holwerd is dan ook aangenomen, dat de waterstanden rond de frequentie van 10^{-4} met 40 cm verhoogd zullen worden.

Bij het gedeelte van de frequentielijn, dat ligt tussen de ordinaten 10 en $5 \cdot 10^{-2}$ kon van een heel andere werkwijze worden uitgegaan.

Bij de berekeningen in het deelontwerp is gebleken dat de verhoging van de waterstanden voor een groot gedeelte bepaald wordt door het aanwezige windveld. Door de opzet van de berekening kan de verhoging gesplitst worden in:

- 1). Een amplitude vergroting van de periodieke slingering.
- 2). Een middenstandsverhoging door het windveld.
- 3). Een middenstandsverhoging door de periodieke slingering.

Deze laatste factor kan vrijwel verwaarloosd worden, doordat het gebied nabij de dam als een komberging werkt ($K - \varphi = 90^\circ$).

De amplitude vergroting is zoals genoemd afhankelijk van de stijtheid van de stormvloedskromme en het middenstands-niveau. Nu blijken de variaties in de amplitude-vergroting niet zo groot zijn, mede als gevolg doordat de sommige invloeden elkaar nivelleren.

Het middenstandsverhang door het windveld wordt bepaald door de formule:

$$l = K \frac{w^2}{d_w} \cos x. \text{ (zie deelrapport)}$$

hierin is w = relatieve windsnelheid in m/sec.

d_w = de winddiepte

x = de hoek tussen windrichting en geulas

K = dimensilone constante.

Het middenstandsverhang is afhankelijk van het kwadraat van de windsnelheid. Dit gaat niet geheel op, maar wel in het door ons beschouwde gebied.

Stellen we de windkracht bij windsnelheden van 20 m/sec (windkracht 9) op 100%. Dan is het percentage ten opzichte van de windkracht bij snelheden 20 m/sec, bij andere windsnelheden te berekenen uit:

$$x\% = 100\% \cdot \frac{w^2}{20^2}$$

Over de windrichting het volgende:

Als uitgangspunt is aangenomen de storm uit het N.W. welke berekend in het eerder genoemde deelrapport, Vervolgens is dezelfde berekening opgezet bij andere windrichtingen, waarbij de windkracht constant is gehouden. In de berekening komt dit tot uiting door een veranderlijke x in te voeren.

Zo kwam men tot de volgende verhogingen:

Wind uit: W	50 cm
W.N.W.	40 cm
N.M.	20 cm
N.M.W.	10 cm
N	0 cm

De doorgerekende storm van 1954 trad op bij een middenstand van 2,30 m + N.A.P. (Hoogwater 3,70 m + N.A.P.)

Het effect van de veranderlijke winddiepte is toen doorgerekend bij een veranderlijke middenstand. Zo werden de volgende verhogingen verkregen.

hoogwaterstand: 2.00 m tot 2.40 m	33 cm verhoging
2.40 m tot 2.70 m	30 cm verhoging
2.70 m tot 3.00 m	25 cm verhoging
3.00 en hoger	20 cm

Met deze gegevens zijn de tabellen van bijlage 5 samengesteld.

In de periode 1935 - 1965 zijn behalve de waterstanden ook gegevens bekend over de bij de hoogwaterstand behorende windsnelheid en windrichting.

Voor iedere hoogwaterstand kan nu met de gegevens uit bijlage 5, de vermoedelijke opgetreden waterstand bij aanwezigheid van de dam bepaald worden. Uit deze gegevens is de nieuwe frequentielijn bepaald (bijlage 6).

Het gedeelte van de frequentielijn tussen 2.00 en 2,35 m + N.A.P. is minder betrouwbaar, omdat in dit interval ook nog waterstanden vallen, die niet in de beschouwing zijn opgenomen. De waterstanden beneden 2.00 m + N.A.P. kunnen door het windeffect toch tussen het interval 2.00 m en 2.35 m terecht komen.

De verhoging van de waterstanden bij de bouw van een verlaagde dam tot $\pm 3,25$ m + N.A.P. zal boven dit niveau minimaal zijn. Rijkswaterstaat berekende dat de verhoging ten opzichte van de bestaande toestand de 10 cm niet te boven zullen gaan.

III-2 Kruinhoogte van de dam.

Over de motieven, die de kruinhoogte van de dam bepalen zijn in de voorafgaande hoofdstukken al enige opmerkingen gemaakt.

In principe kan er een keuze gemaakt worden uit een dam, die stormvloeden tot een bepaalde frequentie geen wateroverslag heeft en een dam die bij stormvloeden als een overlaat werkt.

De uiteindelijke kruinhoogte wordt door de volgende factoren bepaald:

- a). Veiligheid van de bestaande zeeweringen en de daar achter liggende gronden.
- b). Algemene veiligheid van de dam zelve.
- c). Toelaatbare stagnatie van het verkeer over de dijk.
- d). Verschil in aanlegkosten.

ad a.

Het ligt voor de hand de Amelanderdam lager te bouwen dan de aansluitende dijkvakken. De veiligheid van de bewoners achter de bestaande zeeweringen vereist een grotere zekerheid dan een eventuele doorbraak of overstroming van de te bouwen dam. Doorbraak of overstroming van de dam heeft niet meer gevolgen dan beschadiging van het dijklichaam, terwijl de beschadiging van de bestaande dijken veel grotere schade kan aanrichten.

Een consequentie van een hoge dam is de verhoging van de stormvloedstanden, die berekend is op gemiddeld 0.50 m. Alle aansluitende dijken ten westen van de dam moeten dan 0.50 m opgehoogd worden.

Bij een aanzienlijk lagere dam, tot een kruinshoogte van circa 3.00 m + N.A.P. behoeft met de verhogingen geen rekening te worden gehouden (zie hoofdstuk III-1).

ad b.

Wanneer men een overslag dam maakt, zal de bekleding van de taluds een grotere erosiebestendigheid moeten geven, zowel aan de binnen als buitenkant. Dan zal de veiligheid van de constructie zeker niet kleiner behoeven te worden. De bekleding zal echter wel zwaarder moeten worden, dan bij een hoge dam, terwijl bijzondere maatregelen aan de hiel van de dam noodzakelijk zijn.

Opgemerkt dient nog te worden dat bij stormvloed, evenals bij normale waterstanden, er aan beide zijden van de dam water staat. Het verschil zal zeker niet groter dan 0.75 m worden. Dit heeft een gunstig effect op de stromingstoestand bij overstroming van de dijk.

ad c.

Een lage dam zal meerdere malen per jaar voor het verkeer gesloten moeten worden. Bij een kruinhoogte van 3,25 m zal gemiddeld één maal per twee jaren overstroming van de dam plaatsvinden. Het kritieke moment, tot dat de dam nog begaanbaar is, wordt reeds veel eerder bereikt. Men moet mijns inziens de eis stellen, dat totaal geen golfoverslag over de dam plaatsvindt. De dam met één kruinhoogte van 3,25 m zal dan circa 6 maal per jaar gesloten moeten worden. In werkelijkheid zal dit echter een groter aantal malen per jaar geschieden, omdat de verantwoordelijke instantie een begrijpelijke voorzichtigheid in acht zal nemen. In de zomer, wanneer het toeristen verkeer van belang is, zal de dam aanzienlijk minder gesloten zijn, volgens de in hoofdstuk III-1 bepaalde frequentielijn gemiddeld één maal per twee jaren.

ad d.

Door de lagere kruinhoogte bij een overslagdijk kan op de kosten van het grondwerk worden bezuinigd. Hiertegenover staat, dat de bekleding van een zwaarder en dus duurdere uitvoering moet zijn, dan bij een normale dijk terwijl ook de eventuele maatregelen aan de hiel van de dam extra geld kosten.

Bij een stormvloedvrije dam, moeten alle bestaande zee-weringen ten westen van Holwerd en de Kooiduinen worden opgehoogd. Ook dit zal veel extra geld kosten. Hier moeten alleen de kosten van meer grondverzet in rekening worden gebracht, daar de zeeeringen nog tot Deltapeil moeten worden opgehoogd.

In dit ontwerp is de oplossing van een dam, die bij stormvloeden als overlaat kan werken, verkozen. Er dient speciale aandacht gegeven te worden aan de golfoploop aan de westzijde van de dam. Deze golfoploop moet binnen redelijke grenzen te voorspellen zijn daar anders de veiligheid van het damverkeer in gevaar komt.

Om een inzicht in deze materie te krijgen zijn er proeven genomen in een hydraulisch model. Een beschrijving hiervan is opgenomen in hoofdstuk III-4.

III-3. De golven op de Waddenzee.

De golven, die op de zee ontwikkeld worden onder inwerking van de wind, zullen door de zeegaten niet ver op de waddenzee kunnen doordringen. Alleen rond de koppen van de eilanden kunnen ze nog enige invloed doen gelden, maar al snel zijn de golfpatronen gedempd door diffractie. Op de waddenzee hebben we alleen te maken met golfpatronen, die zich ter plaatse ontwikkeld hebben.

De factoren, die de golfafmetingen bepalen zijn:

- 1). Strijk lengte
- 2). Windsterkte en de windduur
- 3). De waterdiepte
- 4). Aanwezige stromen
- 5). Vervormingen door andere invloeden

ad 1).

De strijk lengte die in rekening moet worden gebracht hangt sterk af van de windrichting op de Waddenzee.

ad 2).

De golven ontleen hun arbeidsvermogen aan de door de wind op het water uitgeoefende arbeid. Is de windkracht groter dan zal ook de arbeidsoverdracht groter zijn. Gezien de topografische beïnvloeding kan de maximale windkracht zoals die op zee kan optreden wat kleiner genomen worden: ongeveer 30 m/sec.

Daar de maximale golfhoogte zich tegen de traagheid moeten ontwikkelen zal de duur van het windveld mede van invloed zijn op de ontwikkelde golfhoogte.

ad 3).

De golven zullen de invloed van de bodemwrijving onder vinden, wanneer de waterdiepte de helft van de golflengte bedraagt.

Wanneer de golflengte groot is ten opzichte van de waterdiepte, dan bestaat er langs de bodem een orbitale waterbeweging, waardoor energieverlies optreedt, dat een vermindering van de golfhoogte tot gevolg heeft.

Dit energieverlies ontstaat zowel door de bodemruwheid als door de doorlatendheid van de bodem en kan bij geringe waterdiepte aanzienlijk zijn.

Wordt de diepte kleiner dan 1,3 maal de golfhoogte, dan is het breekpunt van de golf bereikt. De voortplantingssnelheid van de waterdeeltjes is dan groter dan de voortplantingssnelheid van de golf. Het breken wordt mede beïnvloed door de bodemhelling, stijlheid van de golf en het aanwezige windveld. Een complicatie is de sterk veranderlijke diepte in het geulengebied. Door dit verschil in diepte, ontstaan in de geul en op het wad verschillende voortplantingssnelheden van de golven. Golven in dieper water lopen sneller, waardoor zij afbuigen naar de banken.

Dit heeft tot gevolg dat de eventuele hogere golfpatronen op in de geulen genivelleerd worden.

ad 4).

De stroming beïnvloedt eveneens de voortplantingssnelheid van de golf en daardoor de golflengte, hoogte en richting. In het algemeen zal bij tegenstroom de golf steiler worden, de golflengte en hoogte eveneens.

Deze beïnvloeding zal voor het beschouwde doel van weinig belang zijn. Nabij de dam zijn de stroomsnelheden zeer gering.

ad 5).

Afhankelijke van plaatselijke veranderingen in de geaardheid van de bodem, zoals banken, diepten zal het primaire golfveld veranderingen ondergaan. De refractie en defractieverschijnselen werken geheel door elkaar heen.

Uitgaande van golfmetingen, waar de invloed van bovengenoemde factoren bepaald kan worden, kunnen coëfficiënten berekend worden, die het mogelijk maken berekeningen uit te voeren. Dit is, aangevuld met modelproeven, door verschillende onderzoeken gedaan.

Volstaan we met te verwijzen naar de beknopte studie, die Prof. Thijse en ir. Schijf schreven voor het Scheepvaartcongres 1949 te Lisabon (lit 9). Hieruit is het van afkomstige dimensiloze diagram overgenomen. Met behulp van dit diagram kan men de golfhoogte tussen top en dal en de voortplantingssnelheid van de windgolven afleiden uit de windsnelheid en de strijklengte F . Deze gegevens zijn aangepast aan de Nederlandse omstandigheid van een steeds beperkte waterdiepte. Deze grafiek geeft de zogenaamde karakteristieke golf, dit is per definitie de gemiddelde golf van het hoogste derde gedeelte van het gehele golfpatroon. In het golfveld zullen dus ook hogere golven dan de beschouwde karakteristieke golf aannemen.

De gegevens van deze grafiek zijn wat anders gerangschikt om de materie meer hanteerbaar te maken voor het betrokken gebied. In de bijlage 7 geven de grafieken het verband tussen waterdiepte, en golfhoogte voor verschillende strijklengte. In iedere waaijer is de windsterkte constant gehouden.

Voor het bepalen van de maatgevend golf bij een lage dam met een kruinhoogte van $2,25 \text{ m} + \text{N.A.P.}$ wordt uitgegaan van een middenstand van $2,25 \text{ m} + \text{N.A.P.}$ De grote moeilijkheid is de veranderlijke diepte in het wadengebied, waardoor zich een ingewikkeld golfsysteem ontwikkelt. Om toch een indruk omtrent de golfhoogten te kunnen krijgen is de gemiddelde bodemdiepte van de waddenzee bepaald op $- 0,50 \text{ m} + \text{N.A.P.}$ In de geulen is de diepte groter, maar ^{op} de zandplaten die ongeveer op N.A.P.-hoogte liggen, zullen de in de geulen ontwikkelde hogere golven gebroken worden. Ook de in

rekening te brengen strijklengte geeft diverse moeilijkheden, maar bij nadere beschouwing van de grafieken op bijlage blijkt dat bij waterdiepten tot 3,00 m de golfhoogte bijna niet afhankelijk is aan de strijklengte. Allen bij korte strijklengte tot 10 km is de invloed op de golfhoogte groter.

De verwachte significante golfhoogte voor de dam bij een waterdiepte van 2,75 m bedraagt 0,90 m. Waarbij een windsnelheid is aangenomen van 22 m/sec. Bij hogere windsnelheden zal de verhoging van de middenstand namelijk veel groter zijn en moet de dam gesloten worden voor het verkeer.

III-4. Golfoploop.

De Amelander dam, die bij stormvloeden als een overlaat werkt, moet zo lang mogelijk watervrij blijven om het verkeer zo min mogelijk te stagneren.

Verder is het gewenst in verband met een eventuele waarschuwingdienst, dat een voorspelling ten aanzien van het watervrij blijven van de dam zo nauwkeurig mogelijk kan geschieden.

De maximale hoogte van de dam is 3,25 m + N.A.P., om redenen die in hoofdstuk II zijn besproken.

De dam moet bij een middenstand van 2,25 m + N.A.P. onder alle omstandigheden watervrij blijven. Om aan deze eis te kunnen voldoen dient de maximale golfoploop bij een middenstand rond 2.25 m + N.A.P. beperkt te blijven tot 1 m.

Onder bepaalde omstandigheden (storm uit westelijke richtingen) kan bij een middenstand van 2,25 m + N.A.P. nabij de dam een golf ontstaan met een significante hoogte van 0,90 m en een golflengte van 11.00 m. Minder steile golven zijn alleen te verwachten bij kleinere golfhoogten.

De vergelijkende proeven zijn uitgevoerd in een goot, waarin regelmatige golven door een golfmachine worden opgewekt. Dit is tegenstelling tot het golfspectrum in de natuur, waar golven met een verschillende golfhoogte voorkomen. In het model zullen we dus hogere golven dan de significante golf moeten beschouwen.

De overschrijdingsfrequentie van een golfhoogte (H) wordt bepaald door de functie:

$$\varphi = 10^{-0,87 \left(\frac{H}{H_s} \right)^2}$$

waarin: H = beschouwde golfhoogte

H_s = significante golfhoogte

De frequentie, dat er een golf optreedt hoger dan de significante golf is 0,133.

Dit houdt in dat er gemiddeld iedere halve minuut een golf over de dijk slaat, wanneer we een glad beloop toepassen.

Dit is volstrekt ontoelaatbaar in verband met de veiligheid van het verkeer.

Voor de dijk, met een voorland op 0,50 m + N.A.P. is de maximaal optredende golf, daar hogere golven op het voorland breken, 1,35 m. De kans dat deze golf overschreden zou worden in diep water bij een significante golfhoogte van 0,90 m is circa 0,01. Deze golf zal gemiddeld eens per 4 à 5 minuten voorkomen. We zullen dus in onze beschouwingen moeten uitgaan van een golfhoogte van 1,35 m, waarbij wel verondersteld mag worden, dat we dan met zeer onstabiele, steile golven te doen hebben.

Golfoploop in het algemeen.

De op de eventueel te bouwen dam-aanhoudende golven kunnen worden teruggekaatst of worden vernietigd. De vernietiging van energie heeft tot gevolg dat er op het damlichaam plaats vindt:

1). golfoploop

2). krachten door het water op de dijk uitgeoefend

De grootte van deze factoren hangt van de vorm van de golven af. Langs theoretische weg is er nog geen bevredigende oplossing gevonden om deze verschijnselen vast te leggen. Er zijn diverse mogelijkheden om toch iets over de golfoploop in een bepaald geval te zeggen, we onderscheiden.

1). extrapolatie van waarnemingen aan dijken, welke onder onder ongeveer dezelfde omstandigheden verkeren als de te ontwerpen dijk. Deze methode werkt vooral bevredigend als er een hoog voorland aanwezig is, omdat we dan te doen hebben met dezelfde golfpatronen.

2). Berekening met behulp van empirische formules.

3). Onderzoek in een hydraulisch model.

Hieruit kunnen gegevens gebruikt worden om bekende gegevens aan te vullen en te verifiëren om zo een betrouwbaar ontwerp te krijgen.

Uit vroegere proeven, uitgevoerd onder verschillende omstandigheden, is gebleken dat de golfoploop kan worden uitgedrukt in:

$$z = 7,5 H \operatorname{tg} \alpha \text{ voor } H/L = 0,05$$

$$z = 7 H \operatorname{tg} \alpha \text{ voor } H/L = 0,07$$

Vanwege de stabiliteit van het talud is voor de dam een helling toegepast van 1:4. Voor dit geval zou dus een golfoploop te verwachten zijn van 1,75 H. De waarde is waarschijnlijk lager, omdat er voor de dijk nog steilere golven optreden. Dit blijkt echter hogere golfoploop te geven, dan die in het voorgaande als maximum is gesteld. Er moet dus gezocht worden naar een constructie, die de golfoploop beperkt.

Een formule, die geldt onder alle omstandigheden heeft de volgende gedaante.

$$Z = A.B. \sin 2x\alpha$$

De factor A wordt bepaald door de omstandigheden, die door de natuur veroorzaakt worden, te weten:

- 1). De steilheid H/L van de golven voor de dijk.
- 2). de waarde van H , waarin de golfoploop is uitgedrukt.

Het verband tussen de golfoploop en de golfhoogte is niet geheel rechtevenredig.

- 4). De richting van de golfaanval.

De factor B hangt af van de constructie van de dijk, waarin de volgende variaties mogelijk zijn.

- 1). de vorm van de dijk,
- 2). de ruwheid van het beloop van de dijk
- 3). de hoogte van het voorland.

Het grote nadeel van deze formule is, dat wel met alle factoren die de golfoploop bepalen rekening is gehouden, naar juist daardoor voor bijne ieder geval modelproeven noodzakelijk zijn.

Uit de literatuur blijkt dat er onder de gegeven omstandigheden twee mogelijkheden zijn om de golfoploop te beperken.

A. Maatregelen ten aanzien van de ruwheid van het dijkbe-
loop.

B. De vorm van het dijklichaam.

ad a.

Hiervoor zijn in de laatste 30 jaren verschillende systemen ontwikkeld en in modellen beproefd. Uit de resultaten van deze proeven blijkt, dat dit soort maatregelen alleen werkt als de waterschil die tegen de dijk oploopt, dun genoeg is. De maximale reductie die bereikt kan worden is circa 15%; alleen ribbels op het dijkta-
lud gaven aanzienlijk meer reductie van de golfoploop (+ 40%).

ad b.

Allereerst kan gedacht worden aan een vlakke berm, die gelegen is op de maatgevende waterhoogte. In ons geval zijn hogere waterstanden niet belangrijk, omdat de dijk dan toch overspoeld wordt en gesloten is voor alle verkeer.

Met deze bermen zijn verschillende proeven genomen, die als resultaat gaven, dat een reductie kan worden toegepast die evenredig is met de verhouding tussen bermbreedte en golflengte. De evenredigheid is echter beperkt ze geldt tot dat de verhouding groter dan 0,3 m wordt. Een andere oplossing is de toepassing van een zogenaamde "plasberm" (zie bijlage 8). Deze oplossing is toegepast bij sommige Zuiderzeedijken. De werking van de plasberm hangt sterk af van de waterstand in het bekken voor de dijk. Een groot bezwaar van deze oplossing is ook de moeilijke uitvoerbaarheid, vooral als voorzieningen moeten worden getroffen om het water af te laten vloeien.

Ook wel eens toegepast zijn verticale of parabolische muren op de kruin van de dijk. De bezwaren van deze constructies zijn het vele spatwater en de grote krachten die op de constructie werken.

Uitvoering van de modelproeven.

In het model is een zo groot mogelijke schaal gekozen om een zo gunstig mogelijke verhouding tussen het getal van Reynolds in het model en de natuur te krijgen. Gekozen is de schaal model: natuur is 1:10. Er is gewerkt met de tijdschaal van Froude. Verder is aangenomen dat de oppervlaktespanningen in het model het golfbeeld niet beïnvloeden. De oppervlaktespanningen beïnvloeden namelijk het breken van de golven.

De taluds zijn uitgevoerd in hout, hetgeen in het model de ruwheid van een asfaltbeton-oppervlak in de natuur benadert. De meetmethode berustte op het vaststellen van de maximale oploophoogte van de golven bij geregistreeerde golfhoogten. In het model zijn alle taluds uitgevoerd onder 1:4, waarbij de volgende mogelijkheden tot beperking van de golfoploop zijn onderzocht.

- 1). berm op 2,25 m + N.A.P. met een breedte van 5 m.
- 2). berm op 2,25 m + N.A.P. met een breedte van 3 m.
- 3). Plasberm van 5 m.
- 4). Plasberm van 2,50 m.
- 5). Plasberm van 5 m, waar door de openingen water kon afvloeien uit het bekken.
- 6). Berm met een breedte van 5 m en ribbels op het talud van de dam.

Als maatgevende golven door de uit te voeren modelproeven zijn genomen, golven met een periode van 0,84 sec en 0,96 sec in het model, wat in de natuur overeenkomt met de golflengten tussen 10,00 en 13,00 m.

Er is vooral met steile golven gewerkt, wat overeenkomt met de natuur, waar door het hoge voorland de hoogste golven op het punt van breken staan.

Resultaten van de proeven.

Op bijlage 9 zijn de resultaten van de uitgevoerde proeven weergegeven.

Bij een vlak talud onder 1:4 blijkt, zoals bekend de golfoploop afhankelijk te zijn van de stijfheid van de golven. Bij steilheden van 0,09 en 0,07 is de golfoploop respectievelijk 1,47 H en 1,55 H.

Dit blijkt af te wijken van datgene wat volgt, uit de eerdergenoemde formule, waarbij een steilheid van 0,07 de golfoploop 1,75H is. Deze afwijking kan het gevolg zijn van het werken met regelmatige golven in plaats van de in de natuurvoorkomende onregelmatige windgolven.

Uit een vergelijking van de uitkomsten bij een berm van 5 m of 3 m blijken de verschillen niet groot te zijn. De langere berm geeft iets lagere waarden voor de golfoploop en verder was het spatten op de kruin van de dijk minder.

Het aanbrengen van een plasberm geeft eveneens dezelfde resultaten wel is het spatten bij deze constructie aanzienlijk minder.

Een vereiste is echter, dat het mogelijk is dat een deel van het water in de plasberm kan wegvloeien, anders zijn de resultaten in vergelijking tot toepassing van een normale berm ongunstiger.

Uit economische overwegingen zal men de oplossing met een normale berm verkiezen. Een plasberm vereist meer grondverzet, de dijk wordt ca 6 m breder en is moeilijker uitvoerbaar. De golfoploop voor steile golven (0,08 à 0,09) is volgens de metingen bij een berm van 5 m 0,82H.

Als maatgevende golf is genomen 1,35 m, welke dus een golfoploop veroorzaakt van $1,35 \times 0,82 \text{ m} = 1,10 \text{ m}$. Als laatste onderdeel van het onderzoek is de werking van ribbels op het dijktalud onderzocht bij toepassing van een bermbreedte van 5 m.

De resultaten van deze proeven waren, dat bij toepassing van een ribbel, waarvan het hoogste punt van die ribbel juist onder de kruin van de dam ligt, voor wateroverslag niet behoeft te worden gevreesd.

Er is dan nog enige ruimte mogelijk, om een hogere middenstand toe te laten. Het kritieke punt wordt bereikt op het ogenblik dat de wateroverslag over de ribbel gelijk is aan de afvoer via de onderbrekingen tussen de ribbels. Het water staat dan juist tot de kruin en kleine beroeringen doen het water over de dam vloeien. Het aanbrengen van een tweede ribbel op 2,50 m + N.A.P. heeft slechts een zeer geringe invloed op de hoogte aan de golfoploop.

De conclusie van deze proeven is, dat bij een constructie zoals getekend op bijlage fig. 7 aan de gestelde eisen wordt voldaan.

Het zou echter aanbeveling verdienen, om de invloed van de over het water strijkende wind, aan een nader onderzoek te onderwerpen.

HOOFDSTUK IV.

DE CONSTRUCTIE VAN DE DAM.

IV-1. Grondgesteldheid.

Op bijlage 10 is een dwarsdoorsnede getekend van het wad bij Ameland om een inzicht te geven in de samenhang van dit waddegebied.

Voor een geologische overzicht wordt verwezen naar de literatuurbronnen (1 en 14).

De in dit gebied aanwezige afzettingen zullen we afzonderlijk bespreken om een indruk te krijgen, waarop de dam gefundeerd wordt en welke grondsoorten aanwezig zijn om het damlichaam op te werpen.

De oudste afzettingen die tot 20,00 m + N.A.P. zijn gevonden worden aangeduid onder de verzamelnaam Potklei.

Deze potklei kan een dikte bereiken van meer dan 80 m. Uit de ligging van de Potklei onder de grondmorenen blijkt, dat potklei voor de landijsbedekking ontstaan moet zijn. Het moet gerekend worden tot de zware kleien op grond van een hoog percentage deeltjes tussen 0-16 μ (85 à 95%). Vermoedelijk is de benaming ontleend aan het feit dat enkele potkleien in pottenbakkerijen zijn gebruikt.

Grondmorenen worden op verschillende diepten aangetroffen. Op Texel liggen deze grondmorenen dicht aan het oppervlak, maar er zijn ook gebieden waar het eerst op 20 m wordt gevonden. Dit kan samenhangen met de wijze waarop de grondmoren zijn afgezet en opgestuwd of met eventuele erosie tijdens het holocene tijdperk.

De afzetting grondmorenen is een verzamelnaam van keileem wordt slechts gesproken als ook de fijnste delen aanwezig zijn.

Keileem is slecht gesorteerd, dat wil zeggen dat allerlei korrelgrootten vertegenwoordigd zijn, vermengd met grind en stenen.

Het percentage afslibbare deeltjes (16 mu) is hoog. Keileem vertoont een sterk wisselende samenstelling. Soms is de leem uitgespoeld, waardoor een residu van grind en stenen worden gevonden.

De afzettingen uit de Eemtijd, die in het beschouwde gebied voorkomen, kunnen in zee of door rivieren eventueel door de wind zijn afgezet. De mariene afzettingen, die uit kleien en min of meer grove zanden met schelpen bestaan zijn gevormd in de Eemzee, die deze gebieden heeft overspoeld.

De continentale afzettingen bestaan uit zanden met ingeschaalde veen of leemlaagjes. De zanden van de continentale Eemafzettingen hebben vaak een wisselende granularie samenstelling. In deze periode is zand afgezet, zowel door rivieren als ook door de wind.

De afzettingen uit Wurm of Weicheltijd zijn gevormd in de laatste ijstijd, toen het zeeniveau zeer laag stond. Om deze reden vinden we alleen maar continentale afzettingen, die bestaan uit zand met plaatselijk veen en leemlaagjes.

Het zand is waarschijnlijk op enkele plaatsen door rivieren afgezet, maar meestal door de wind. In dit laatste geval wordt van dekzanden gesproken. Deze aeolisch afgezette lagen worden gekenmerkt door fijne zanden. De fractie tot 16 mu is slecht vertegenwoordigd. In hoofdzaak bestaan de afzettingen uit de fracties tussen 50 en 210 mu.

Tot het holoceen behoren de volgende afzettingen, welke in Nederland voorkomen.

- 1). Het basis veen of veen op grote diepte.
- 2). De oude zeeklei.
- 3). Het oppervlakte veen.
- 4). De jonge zeeklei.

In het gebied van de waddenzee is echter in het algemeen maar één veenlaag in het holoceen pakket aanwezig, waarschijnlijk heeft zich de oude zeeklei nooit afgezet, zodat deze ^{deze}veenlaag zowel het veen op grotere diepte als het oppervlakte veen is vertegenwoordigd.

Boven deze veenlaag treffen we de jonge zeeklei aan. Deze jonge zeeklei-afzettingen zijn meestal aan de basis als een vette klei ontwikkeld, hoger in het profiel echter meer zanderig. Aan het oppervlak vind men dan ook een sterk wisselende grondsoort aan, veelal mengsels van zand en klei. Hiervan is het percentage tussen 50-150 mu meestal zeer groot, soms zelfs meer dan 50% van het geheel.

De grondgesteldheid in het gebied waar de dam is geprojecteerd is zeer ingewikkeld. In het jong-holoceen zijn in dit gebied vele geulen werkzaam geweest. Deze geulen kunnen oude holocene weichselin en eemien afzettingen hebben opgeruimd. Later zijn deze geulen op vele plaatsen opgevuld met overwegend zanderige geulafzettingen.

Aan de hand van twee boringen is een geologisch dwarsprofiel samengesteld, dat samenvalt met de lengte as van de dam (bijlage 11).

Hieruit blijkt dat nabij het eiland de ondergrond voornamelijk bestaat uit zanderige gronden, terwijl nabij de Friese kust in de lagen tot 7,00 m - N.A.P. kleiachtige afzettingen voorkomen.

De veenlaag nabij Holwerd is maar zeer dun, circa 20 cm. Er moet verwacht worden dat er wel verschillen in zettingen zullen optreden, maar zonder dat er grote verzakkingen plaatsvonden.

Om hieromtrent een indruk te krijgen zal een uitgebreid grondonderzoek moeten plaatsvinden.

Om een globale aanduiding van de te verwachten kruindaling van de opgeworpen dam te krijgen, kan een vergelijking worden gemaakt met de opgetreden kruindaling van de opgehoogde dijk bij Ternaard.

Aan de hand van deze gegevens is de zetting van de Amelanderdam, met een kruinhoogte van circa 3,00 m + N.A.P., 40 tot 60 cm.

Aan dit cijfer moet in verband met de beperkte gegevens een zeer geringe waarde worden toegekend.

De verschillende grondsoorten zal ook de doorlatendheid van de ondergrond een grote spreiding geven. De k-waarden van zand en klei lopen uiteen. De juiste bepaling van deze variaties vereist eveneens een nader onderzoek.

Om het dijklichaam op te werpen komen in aanmerking de in de nabijheid van Ameland voorkomende grondsoorten te weten: zand, klei, keileem en potklei.

Het keileem, wat in de traditionele dijkbouw veelal gebruikt wordt voor perskaden komt nabij Blija voor op een diepte vanaf 10,00 m - N.A.P.; over de samenstelling van deze keileem is niets bekend. Op andere plaatsen in het wadengebied komt het meer nabij het oppervlak voor. De keileem die in de Lauwerszee beschikbaar is, blijkt matig golfbestendig. Een groot percentage van eemnaal aangebrachte keileem verspoelt wanneer er veel golfslag optreedt. Van het materiaal blijft dan niets meer over dan wat zand en grote hoeveelheden stenen. Bij proeven in de Lauwerszee, waar het materiaal voor perskaden is gebruikt, ging 60% van de aangebrachte materialen verloren.

Bij de Lauwerszee werken heeft tevens een onderzoek plaatsgevonden met betrekking tot de bruikbaarheid van potklei. Het is gebleken, dat de eigenschappen van de potklei niet van dien aard zijn, dat het materiaal in blijvende constructies gebruikt kan worden. Het heeft de neiging door wateropname sterk te zwellen, waarbij het gevoeliger blijkt te zijn voor zoet dan voor zout water. Na winning van de klei treedt de genoemde zwelling op, wat verwerking en tenslotte uiteenvalling tot gevolg heeft. Bij toepassing van perskaden is dit duidelijk gebleken.

Klei komt op de verschillende plaatsen voor, in een sterk uiteenlopende kwaliteit. Uiteraard betreft het hier zoute klei. Het voordeel van dit materiaal is dat het in geschikte samenstelling dicht bij de dam gewonnen kan worden.

Het zand ligt eveneens op makkelijk bereikbare plaatsen in grote hoeveelheden. De bruikbaarheid van zand als bouw materiaal voor dijken is afhankelijk van de korrelsamenstelling en het slibgehalte. Het slibgehalte mag hoger zijn, indien bij verwerking van het zand een voldoende mate van uitspoeling van het slib kan worden verkregen. Het te winnen zand is fijn tot matig grof van samenstelling, terwijl nabij het Pinkewad slib-arm zand beschikbaar is.

Sliblaagjes kunnen de verticale doorlatendheid van het zandlichaam in ongunstige zin beïnvloeden, waardoor de waterstand tijdens het stort maar langzaam kan dalen. Bij toepassing van perskaden kan dit zelfs het wegdrukken van de perskaden tot gevolg hebben.

Zoals later nader zal worden besproken, heeft de doorlatendheid van het zandpakket ook grote gevolgen voor de waterspanningen in het dijklichaam.

IV-2. Stabiliteit van het dijklichaam.

Op de dam werken de volgende krachten die de stabiliteit van de gehele constructie of delen daarvan kunnen verstoren.

- 1). Uitwendige waterdruk, doordat de waterstand aan de ene zijde van de dam hoger is dan aan de andere.
- 2). Het eigen gewicht, waardoor ondergelegen slappe lagen kunnen worden samengedrukt of zelfs worden weggedrukt.
- 3). Golfklappen.
- 4). Stroming over het dijklichaam
- 5). Waterspanningen onder de bekleding, waardoor deze bekleding kan worden weggedrukt.

De eerste twee factoren hebben vooral betrekking op de stabiliteit van het dijklichaam als geheel.

Het verschil in de waterstanden aan weerskanten van de dijk zal niet groot zijn, maximaal 1,00 m, wat dus een gunstige invloed heeft op de stabiliteit van de dijk.

De ondergelegen lagen zijn van dusdanige samenstelling dat voor een wegzakken van het gehele dijklichaam niet behoeft te worden gevreesd (zie hoofdstuk IV-1).

Om de stromingen over het dijklichaam te kunnen weerstaan, moet een dichte bekleding worden toegepast. Het ligt voor de hand hier asfalt toe te passen. Over voor en nadelen ten opzichte van andere dichte constructies zal hier niet verder op worden ingegaan.

Op een glad beloop, bedekt door een dichte bekledingslaag, zijn in het algemeen slechts de sterke en snel verlopende drukvariaties van belang, welke zich voordoen bij het breken van golven.

Over de grote van de golfklappen zijn maar globale gegevens bekend, die een denkbeeld geven over de orde van grootte. De grootste drukstoten werden waargenomen even onder het niveau van de gemiddelde waterstand, op een diepte van $1/3H$ tot $2/3H$ onder dat niveau.

De duur van de eigenlijke drukstoot ligt in de orde van grootte van $1/10$ seconde.

Het verschil tussen de hoogste en laagste waarde, dus de eigenlijke drukstoot is afhankelijk van de golfhoogte H en van de helling van het beloop.

Bij toepassing van een helling onder $1:4$ werden bij meerdere proefreeksen waarden gevonden tussen $2\frac{1}{2}$ à $3H$. Voor belopen met een berm zijn de drukstoten van dezelfde orde van grootte, indien de golf breekt beneden de berm. Brekende golven op de berm dan worden stoten gemeten van $1/2$ à $1/3$ van die op een doorgaand talud.

Daar de maximale golven, die op het talud breken betrekkelijk klein zijn, in ieder geval kleiner dan $2,00$ m hebben de golfklappen geen consequenties voor de dikte van de bekledingslaag. Uit de literatuur (15) blijkt dat als we een dikte van $0,20$ cm toepassen onder deze omstandigheden geen beschadigingen door golfklappen zullen plaatsvinden.

Omtrent de krachten, welke worden uitgeoefend op de opstaande vlakken van de ribbels kunnen we het volgende zeggen.

Bevinden de ribbels zich in de brekingszone, dan mag worden verwacht, dat op de opstaande vlakken evengrote drukken worden uitgeoefend als op het beloop. Misschien worden de klappen op sommige plaatsen wat versterkt.

Op het boven de brekingszone gelegen beloop speelt de golfoploop zich af in de vorm van een laag water, welke met zekere snelheid over het beloop omhoog beweegt.

Wanneer deze een ribbel treft en wordt afgeremd zal op de ribbel een kracht werken van $K = \rho h v^2$. Wanneer b.v. $v=3$ m per seconde volgt hieruit dat op een ribbel van 30 cm een kracht werkt van 270 kg per strekkende meter.

IV-3. Wateroverdrukken onder de bekleding.

Een groot gevaar voor de asfaltbekleding zelfs is de overdruk, die hieronder kan ontstaan.

Een asfaltbekleding is weinig doorlatend ten opzichte van het onderliggende materiaal. Dit betekent, dat het grondwater bij het zakken van het buitenwater wordt gedwongen ongeveer evenwijdig aan het talud af te stromen. Het is duidelijk dat dit gepaard kan gaan met overdrukken tegen de onderzijde van de bekleding. De grootste overdruk zal steeds optreden ter hoogte van de buitenwaterspiegel. Dit betekent dat de plaats van de grootste overdrukken zich met de buitenwaterstand langs het talud naar beneden beweegt. In verschillende punten van het talud treedt dus de grootste overdruk niet gelijktijdig op.

Wil men voor de gegeven constructie de waarde van de maximum overdruk kennen, dan kan dat het best geschieden met behulp van een vloeistof-of electricisch analogen. Afgezien van enkele eenvoudige gevallen is het nauwelijks mogelijk deze waarden door berekening of door het tekenen van vierkanten netten te achterhalen. Het geheel is over het algemeen te ingewikkeld door het grote aantal variabelen. Ook uit proeven krijgt men nog niet zo'n betrouwbare informatie, welke men zou mogen verwachten. Het is bijvoorbeeld bijzonder lastig om de juiste waarde van de doorlatendheidscoëfficiënt te bepalen, omdat deze van plaats tot plaats kan verschillen in zowel verticale als horizontale richting. Bedenkt men, dat de dalingssnelheid van het phreatisch vlak in het dijklichaam recht evenredig is met de doorlatendheid (v_{ski}) dan blijkt wel dat men ook met een globale aanduiding genoeg moet nemen.

De volgende beschouwingen geven een inzicht in de verschillende factoren, die de waterdruk tegen de onderzijde van de bekleding beïnvloeden.

Er zijn 2 extreme oplossingen. Men kan een dijklichaam opwerpen, dat zo min mogelijk doorlatend is, waarin de waterspiegel nauwelijks kan stijgen. De andere oplossing is zeer doorlatende bouwmaterialen voor het damlichaam te gebruiken, zodat de binnen waterspiegel zich snel aan de buitenwaterstand kan aanpassen.

In het eerste geval zou men de dijk van klei kunnen bouwen. De verticale opstijgsnelheid wordt bepaald door v_{ki} . Het maximale verhang is één, sommige kleisoorten hebben een doorlatendheidscoëfficiënt van 10^{-8} m per seconde. De stijging van het phreatisch vlak is dan 0,004 cm per uur; grote wateroverspanningen behoeven dan niet gevreesd te worden.

Een damwand aan de teen van het talud kan ook de toestroming van water naar de kern van de dijk vertragen, evenals het doortrekken van de bekledingslaag of het aanbrengen van een waterdicht stortebed.

Een brede dijk kan meer water bergen, de waterspiegel zal dus langzamer rijzen.

Een afdoende oplossing zou zijn een waterdicht folio over de gehele aanzet van de dam aan te brengen. Deze constructie is niet alleen duur en moeilijk uitvoerbaar, maar is bij beschadigingen door bijvoorbeeld ongelijkmatige zakkingen niet te herstellen.

Bij toepassing van het principe dat er zo min mogelijk water kan toestromen moet wel op het volgende gewezen worden. Bij stormvloeden zal het buitenwater langzaam kunnen stijgen en snel dalen. Zeer ongunstig werkt bijvoorbeeld de stormvloed van 1953. Een waterstand van 2,50 m + N.A.P. werd toen 10 uren overschreden, het niveau 2,00 m + N.A.P. zelfs 20 uren achtereen overschreden. Vervolgens zakte het water in enkele uren tot onder N.A.P.

Uit waarnemingen is gebleken dat een maximale dalingsnelheid kan optreden van 1,25 m per uur.

Voor de bouw van de Amelander dam wordt zand gebruikt dat zeker niet de kleine doorlatendheidscoëfficiënt van klei heeft, zodat op een aanzienlijke stijging van de waterspiegel in het dijklichaam moet worden gerekend. Het is dan noodzakelijk dat het opgesloten water snel kan wegvloeien.

De consequentie hiervan is dat er zo min mogelijk weerstanden zijn, die dit afstromen beletten. Uitsluitend getet op de waterdruk tegen de onderzijde van de plaats, zou men derhalve het ondereinde van de plaat zo hoog mogelijk willen leggen en geen teenconstructie van een de doorstroming bemoeilijkende aard willen aan leggen.

Veel toegepast is een drainage aan de teen van de dijk om het water snel te kunnen afvloeien. Met de huidige ervaring kan zo'n constructie alleen maar worden aanbevolen, indien deze zodanig wordt geconstrueerd, dat men er zeker van is, dat de drainage ook in de toekomst zal werken.

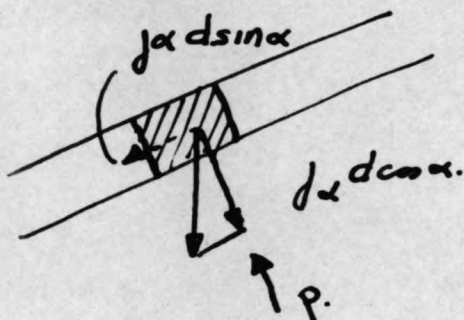
IV-4. Stabiliteit van de bekleding.

De overdruk onder de bekleding heeft tot gevolg dat de wrijvingsweerstand tussen de bekleding en het onderliggend materiaal verminderd.

In het gebied waar deze wrijvingsweerstand kleiner is geworden dan de componente van het eigen gewicht van de bekleding in de richting van het talud zullen de spanningen in de bekleding aanzienlijk toenemen. Dit gedeelte van de bekleding zal vervormen en gaat daarbij als het ware gedeeltelijk rusten op de onderliggende bekleding, waar de grootste overdruk nog niet aanwezig is en gedeeltelijk hangen aan het hoger gelegen gedeelte waar de grootste overdruk reeds voorbij is. Dit wil zeggen, dat het gedeelte van de bekleding dat eerst een zekere steun kan geven later zelf de neiging heeft naar beneden af te glijden. Na het volgende hoogwater herhaalt zich dit; de bekleding heeft de neiging als een rups naar beneden te glijden.

Om de omvang van dit verschijnsel te kunnen beoordelen zou men de visceuze vervorming van de bekleding in de tijd moeten kunnen berekenen. Een goed gefundeerd criterium is nog niet gevonden.

Het is verstandig om te stellen, dat onder veelvuldig voorkomende omstandigheden (zoals b.v. spungtij) de wrijvingsweerstand niet kleiner mag worden dan de componente van het eigen gewicht van de bekleding langs het talud. Men kan dit bereiken door de bekleding voldoende dik te maken.



Volgens de figuur zou het volgende moeten gelden.

$$f(j_{\alpha} d \cos \alpha - p) j_x d \sin \alpha$$

Het s.g. van asfaltbeton is circa 2,2. De wrijvingsweerstand is afhankelijk van de hoek van inwendige wrijving van de grondsoort. $f_{\max} = \operatorname{tg} 2\varphi$ ($\varphi = 25^\circ$)

Hieruit volgt dat $d/p = 1$.

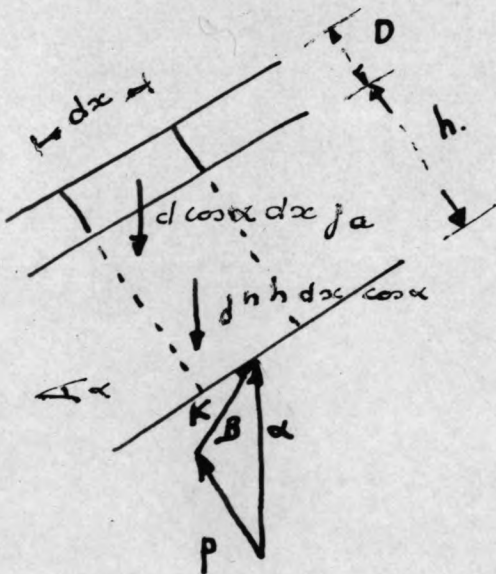
Extreme omstandigheden duren kort en komen veel geringer voor. Men behoeft dan niet bevreesd te zijn voor visceuze vervorming. Voor extreme omstandigheden wordt daarom een ander criterium gesteld namelijk dat dan de componente van het eigen gewicht van de bekleding in de richting loodrecht op het talud groter moet zijn dan de overdruk onder de bekleding.

$$\gamma_a d \cos \alpha \leq p.$$

$$d/p \leq 0,45.$$

Het is duidelijk dat met dit criterium wordt beoogd het aflichten van de bekleding te voorkomen. De hiervoor vereiste dikte is niet afhankelijk van de wrijvingshoek φ .

Door te voldoen aan deze twee eisen zal de bekleding zelf niet kunnen bezwijken. Er moet echter ook rekening worden gehouden met de stabiliteit van het talud.



Beschouwen we de krachten die op de ondergrond werken op een diepte h .

Reactiekracht:

$$\int_n h dx + d \cos \alpha \gamma_a dx.$$

Deze reactiekracht wordt geleverd door de waterspanning en de korrelspanning.

Het grondlichaam zal afschuiven als

$$\beta + \alpha > \varphi$$

$$\operatorname{tg} \beta = \frac{\int_w P \cos x \sin x dx}{\int_n h dx + d \cos \alpha dx} \int_a \int_w \cos^2 \alpha dx$$

Vullen we voor $f_n = 2$ in en voor $\text{tg } \beta = 0,25$ dan vinden we het verband:

$$d = 0,85 p + 0,02h.$$

Er is hier geen rekening gehouden met een eventuele stromingskracht langs het talud. Bij grotere waterspanning zal de stromingskracht verhoudingsgewijs gering zijn.

Er is aangenomen dat de asfaltbekleding geen schuifkrachten en buigspanningen kan opnemen.

Deze krachten zullen de bekleding doen opbollen. Indien de belasting door overdruk van lange duur is of regelmatig terugkeert, zal een blijvende en steeds voortgaande opbolling het gevolg zijn. In de ruimte welke dan onder de bekleding ontstaan, kunnen zandverplaatsingen optreden, welke de bekleding beletten, weer in de oude vorm terug te keren.

We moeten daarom stellen: Belastingen welke dagelijks of veelvuldig optreden mogen geen spanningen in het asfalt voorkomen. Voor belastingen welke slechts een enkele maal voorkomen, kan men echter wel momenten toelaten en zeer zeker schuifspanningen. Welke zijn nu de te verwachten wateroverdrukken? Bij een dam met een kruin op 3,25 m + N.A.P. is het maximum verschil in waterstand binnen en buiten de dam 2,50 m. Deze werkt als druk tegen de onderkant van de bekleding. Nemen we aan dat het buitenwater in 3 uren tot N.A.P. is gedaald en in dezelfde tijd de binnenwaterspiegel tot 2,00 m + N.A.P., dan is onder extreme omstandigheden een wateroverdruk te verwachten van 1,50 m.

Bij een veel voorkomende vloedstand van 1,50 m + N.A.P. is de maximale overdruk tegen de onderkant van de bekleding 1,00 m. Door het naijlingsverschil van de waterspiegel in het dijklichaam en het buitenwater zal de optredende overdruk onder deze omstandigheden niet veel groter zijn dan 0,60 m.

De waterdrukken in de verschillende criteria, die de stabiliteit van de bekleding bepalen ingevuld wijst op een bekledingsdikte aan de teen van het talud van 65 cm.

IV-5. Dwarsprofiel van de dam.

In de voorgaande paragrafen is de vorm van de dam en de bekledingsdikte komen vast te staan.

Nu nog enkele opmerkingen over bepaalde onderdelen van dwarsdoorsnede zoals getekend op bijlage 12.

a). Belopen aan de westzijde van de dam.

Er dient gestreefd te worden naar een zo goed mogelijk dicht asfaltmengsel, anders zal door erosie een aanzienlijke aantasting kunnen plaatsvinden. Ook zal door toepassing van een dichte asfaltbekleding verschijnselen als "stripping" zo veel mogelijk worden vermeden. Voor de hand ligt daarom een dichte asfaltbetonconstructie toe te passen.

De dikte van de bekleding verloopt van 60 cm aan de teen van het talud tot 25 cm op de berm. De hoger gelegen delen hebben een bekledingsdikte van 20 cm. De bekledingslagen worden op het zand aangebracht.

Om de berm afwaterend te doen zijn is een helling van 1:20 toegepast.

b). De teenconstructie.

De teen van de bekleding van asfaltbeton dient niet te laag te worden gelegd. Zoals uit de beschouwing van hoofdstuk IV-3 blijkt, vermindert hierdoor de grootte van een eventuele waterdruk tegen de onderzijde van de bekleding. De teen van de asfaltconstructie is gelegd op 0,70 m + N.A.P. Hierdoor zal ook uitgebreide aantasting van de asfaltbekleding door algen etc. worden vermeden, terwijl een verder bijkomend voordeel is, dat het onderhoud van een dergelijke bekleding gemakkelijker wordt.

De asfaltbekleding is aan de onderzijde opgesloten door een damwand. De voornaamste functie van deze damwand is het beletten van het uitspoelen van materiaal onder de asfaltbekleding.

Bij bepaalde zeer ongunstige verlopende stormvloeden kan de waterdruk tegen de onderzijde van de bekleding zo hoog oplopen, dat er over het onderste deel van de bekleding geen voldoende oplegreactie (als korreldruk) aanwezig is en wrijvingsreactie te leveren. In dergelijke gevallen zal een damwand aan de teen steun aan de zwevende bekleding geven, zodat de bekleding niet aan hoger gelegen delen zal gaan hangen.

Voor een afname van het strand voor de asfaltbekleding hoeft niet te worden gevreesd; er kan zelfs rekening worden gehouden met aanslibbingen voor de dijk.

c). De kruin van de dam.

Er zijn ontluuchttingsbuizen aangebracht in de bekleding van de kruin om de aanwezige lucht onder de gesloten asfaltbekleding te kunnen laten ontsnappen. Deze lucht zou anders bij stijging van de binnenwaterspiegel onder druk komen te staan en de bekleding kunnen oplichten. Deze methode van ontluchting is al eerder toegepast bij de veerdam te Holwerd, de buizen zijn zo geconstrueerd, dat hierdoor geen grote hoeveelheden water naar binnen kunnen dringen.

d). De belopen aan de oostzijde.

De asfaltbekledingen en de teenconstructie worden op dezelfde wijze uitgevoerd als aan de westzijde van de dam. Mocht later blijken dat door stroming bij wateroverslag de teen van het talud wordt aangetast, hetgeen niet te verwachten is, dan kan worden overgegaan tot aanbrengen van een verdediging van het voorgelegen strand.

HOOFDSTUK V.

UITVOERING.

De hoge ligging van de zandplaten, waarop het grootste deel van de dam zal worden aangelegd, heeft op de uitvoering grote invloed. Deze platen liggen namelijk zo hoog, dat de materialen voor de dam niet varend kunnen worden aangevoerd. De oplossing is gevonden door de zandplaten tot een zodanige hoogte op te spuiten, dat het transport daarover per as kan geschieden. In het ontwerp van de dam is met deze uitvoeringswijze rekening gehouden, door de teenconstructie aan weerskanten van de dam boven het peil van 0,70 m + N.A.P. te leggen. De wijze van verwerken van het zand hangt samen met de mate van verontreiniging met slibdelen. Het normale systeem, waarbij de specie na van de zeebodem te zijn opgezogen, vermengd met water, in een zandbak wordt geperst, waarvan het overgrote deel van de verontreiniging met het opgepompte water overboord vloeit, levert de minste moeilijkheden op. Het zand dat dan door een bakkenzuiger uit de bakken wordt gezogen en vervolgens naar het werk geperst, zet zich op het zandstort gemakkelijk neer uit het afstromend perswater. In zo'n geval vertoont het zandstort een helling van 1:50. Wordt daarentegen verontreinigd zand van de bodem opgezogen eventueel met gebruikmaking van een snijkop, die het zand ter plaatse loswerkt en via een flexibele leiding rechtstreeks in het werk gepwrst, dan zal het stort een heel flauwe helling krijgen, ongeveer 1:100, omdat het afvloeien de perswater vele materiaaldeeltjes over grote afstanden meesleurt, alvorens deze af te zetten. Het voordeel van deze methode is dat ze sneller werkt en goedkoper is onder sommige omstandigheden is het zelfs de enige mogelijke oplossing.

Het zand voor de dam kan gewonnen worden even ten westen van het tracé. Deze plaats is voor zuigers bereikbaar, deze kunnen eventueel door het zuigen van een kanaal dichterbij de te bouwen dam komen. Uit de boorstaten van de Geologische Dienst blijkt dat het zand op deze plaats vrijwel geen slibdelen bevat, hetgeen door meerdere boringen bevestigd moet worden. Wanneer het zand inderdaad geen slibdelen blijkt te bevatten, dan zou het zandtransport rechtstreeks via een persleiding vele voordelen bieden, zonder dat er grote hoeveelheden zand extra verwerkt moeten worden. Aangenomen moet worden dat in dit geval het ook verreweg de goedkoopste manier is.

De maximale lengte waarover zand via een persleiding kan worden getransporteerd is 3000 m, waarbij het rendement bijzonder laag is. Het verdient dan ook aanbeveling het zand voor het gedeelte van het tracé nabij de steiger te Holwerd met bakken aan te voeren. Ter plaatse van dit gedeelte bevinden zich geen geschikte zandlagen.

Allereerst zal men het damlichaam op de platen aanbrengen tot de gewenste hoogte en vervolgens de geulen sluiten. De geulen, die het damtracé kruisen hebben een geringe diepte (tot 2,50 m - N.A.P.), worden gesloten door het storten van hoeveelheden zand. Mocht blijken dat deze werkwijze door stroming niet tot het gewenste resultaat kan leiden, dan zal klei of keileem moeten worden aangevoerd, dat bij een veerdam gelost kan worden.

De totale hoeveelheid op te spuiten zand is 600.000 m³, hierbij is inbegrepen dat 20% van het zand weggespoeld wordt. Nadat het wad tot een hoogte van 0,70 m + N.A.P. is opgespoten, waardoor zich een "pannekoek" heeft gevormd kunnen twee perskaden worden opgeworpen, waartussen het zand wordt gestort.

Reeds dan kan het gedeelte van de bekleding tot de berm worden aangebracht om het zandbeloop te beschermen. Ten slotte kan het gedeelte boven 2,25 m + N.A.P. worden opgebouwd.

Het verdient aanbeveling het gehele werk in een seizoen uit te voeren, daar anders de geulen aanzienlijk zullen uitschuren, waarna een veel duurdere sluitingsprocedure moet worden toegepast.

Met twee zuigers, die samen een capaciteit hebben van 40.000 m³ zand per weeg, zou de totale hoeveelheid in 15 weken kunnen worden aangebracht.

Het aanbrengen van de asfaltbekleding zal meer moeilijkheden geven om voor de gestelde tijdslemiet gereed te zijn. Het vereist een juiste organisatie en een grote capaciteit, welke alleen door machines is op te brengen. In totaal moet 240.000m² met 170.000 ton asfaltbeton bekleed worden.

Het in het uiteindelijk profiel gebrachte zand moet zo spoedig mogelijk worden beschermd tegen het vrije buitenwater, dus tegen wisselende waterstanden, stromen en vooral tegen golven. Zodra dit mogelijk is wordt dan ook op het onderste deel van het talud reeds een bekleding aangebracht, bij voorkeur tot een zodanige hoogte dat het risico van een waterstand die hoger komt dan de bekleding, in de periode to het verder doortrekken van de bekleding zo klein mogelijk blijft. In dit geval wordt de bekleding tot een hoogte van 2,25 m + N.A.P. opgetrokken. Nagegaan moet dan worden hoe hoog de waterspanningen onder dit deel van de bekleding in de verschillende uitvoeringsstadia van de dam kunnen oplopen en welke eisen dit stelt aan de constructie.

De maximum overdruk tegen de onderkant van de bekleding is in het eerste uitvoeringsstadium 1,50 m, deze wordt enigszins gereduceerd doordat het water weg kan stromen.

De dikte van de bekleding is 60 cm en voldoende om de waterdrukken te keren.

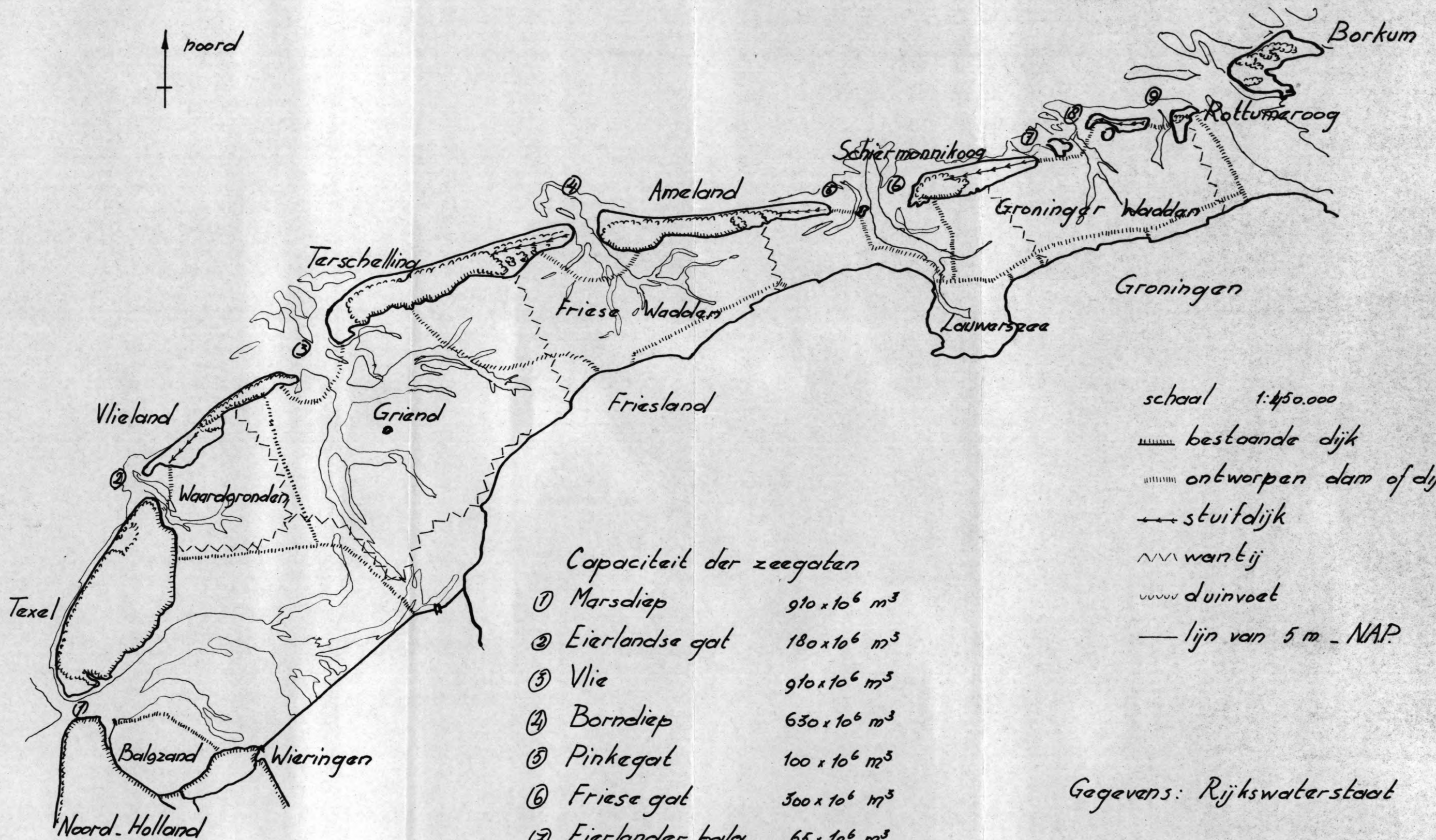
Hoe hoog de waterdrukken kunnen oplopen bij het tweede stort moet worden onderzocht. Mocht komen vast te staan dat de waterspanningen onder de bekleding dan te hoog worden dan moet een drainagesleuf achter de damwand worden aangebracht of de bekledingslaag dikker worden gekozen.

Als laatste constructieonderdeel van de dam worden de asfaltribbels aangebracht. Op zichzelf is het niet essentieel of de ribbels worden uitgevoerd in cementbeton of asfaltbeton, noch of zij ter plaatse worden uitgevoerd of in prefabricatie. Uitvoering ter plaatse kan in beiden gevallen machinaal geschieden, met een zogenaamde trottoirmachine. Asfaltbeton heeft dan het voordeel, dat de ribbel, direct na afkoeling gereed is en als zodanig dienst kan doen, terwijl beton altijd een verhardingstijd van enige weken nodig heeft, waardoor uitvoering ter plaatse minder geschikt is. Geprefabriceerde lengtenribbel van circa 4 m zouden in cementbeton vermoedelijk gemakkelijker te realiseren zijn dan in asfaltbeton.

Bij ribbels van cementbeton is de hechting van dit, aan het asfaltbeton van de bekleding vreemde materiaal, minder zeker uit te voeren.

De warme asfaltbeton wordt gehecht aan de bekleding met een kleeflaagje van asfaltlak. De samenstelling van de te verwerken asfaltbeton moet zoveel mogelijk overeenstemmen met de asfaltbeton, toegepast voor de bekledingslaag.

Het achter de ribbel verzamelde water kan via een sporing, aangebracht om de 4 m worden afgevoerd.



↑ noord

schaal 1:450.000
 ===== bestaande dijk
 ontworpen dam of dijk
 <-> stuifdijk
 ~~~~~ wantij  
 ~~~~~ duinvoet  
 — lijn van 5 m - NAP.

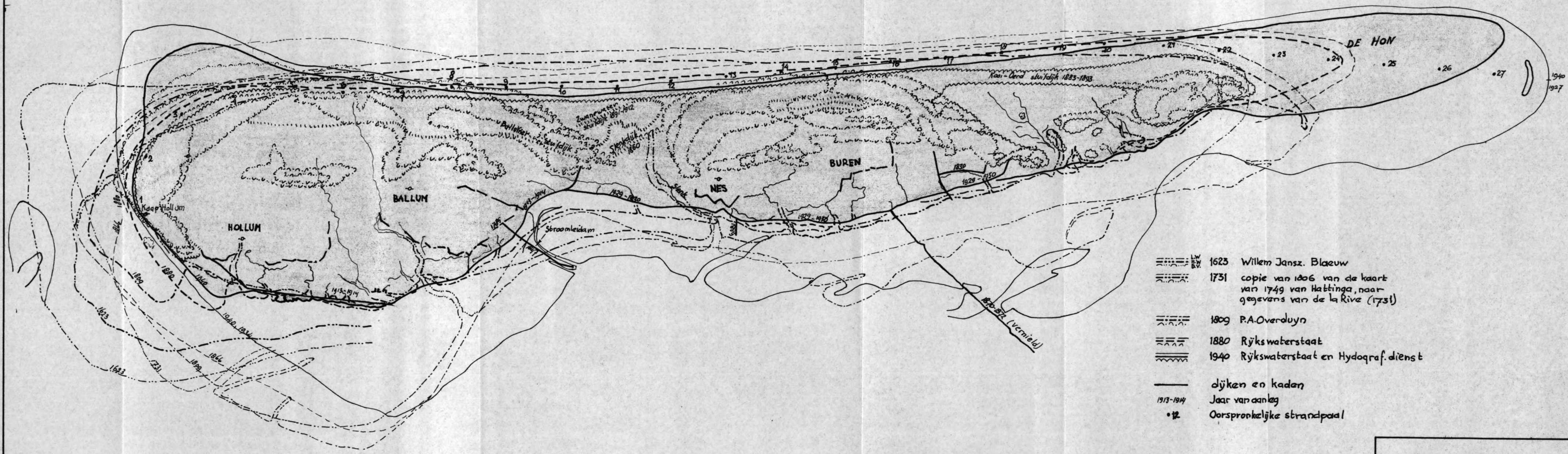
Capaciteit der zeegeten

| | |
|-------------------|-------------------------------|
| ① Marsdiep | $910 \times 10^6 \text{ m}^3$ |
| ② Eierlandse gat | $180 \times 10^6 \text{ m}^3$ |
| ③ Vlie | $910 \times 10^6 \text{ m}^3$ |
| ④ Borndiep | $630 \times 10^6 \text{ m}^3$ |
| ⑤ Pinkegat | $100 \times 10^6 \text{ m}^3$ |
| ⑥ Friese gat | $300 \times 10^6 \text{ m}^3$ |
| ⑦ Eierlander balg | $65 \times 10^6 \text{ m}^3$ |
| ⑧ Lauwers | $200 \times 10^6 \text{ m}^3$ |
| ⑨ Schild | $75 \times 10^6 \text{ m}^3$ |

Gegevens: Rijkswaterstaat

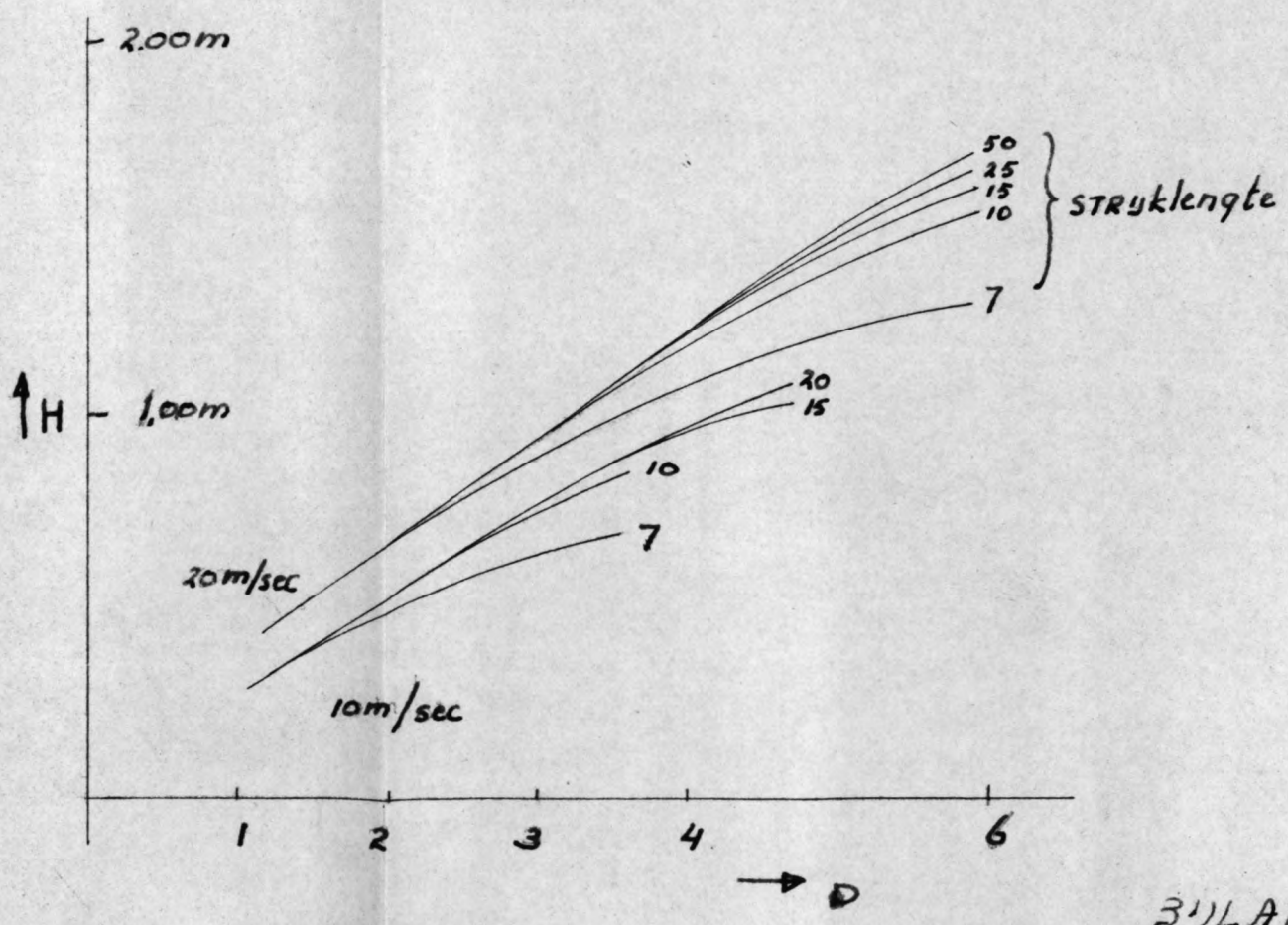
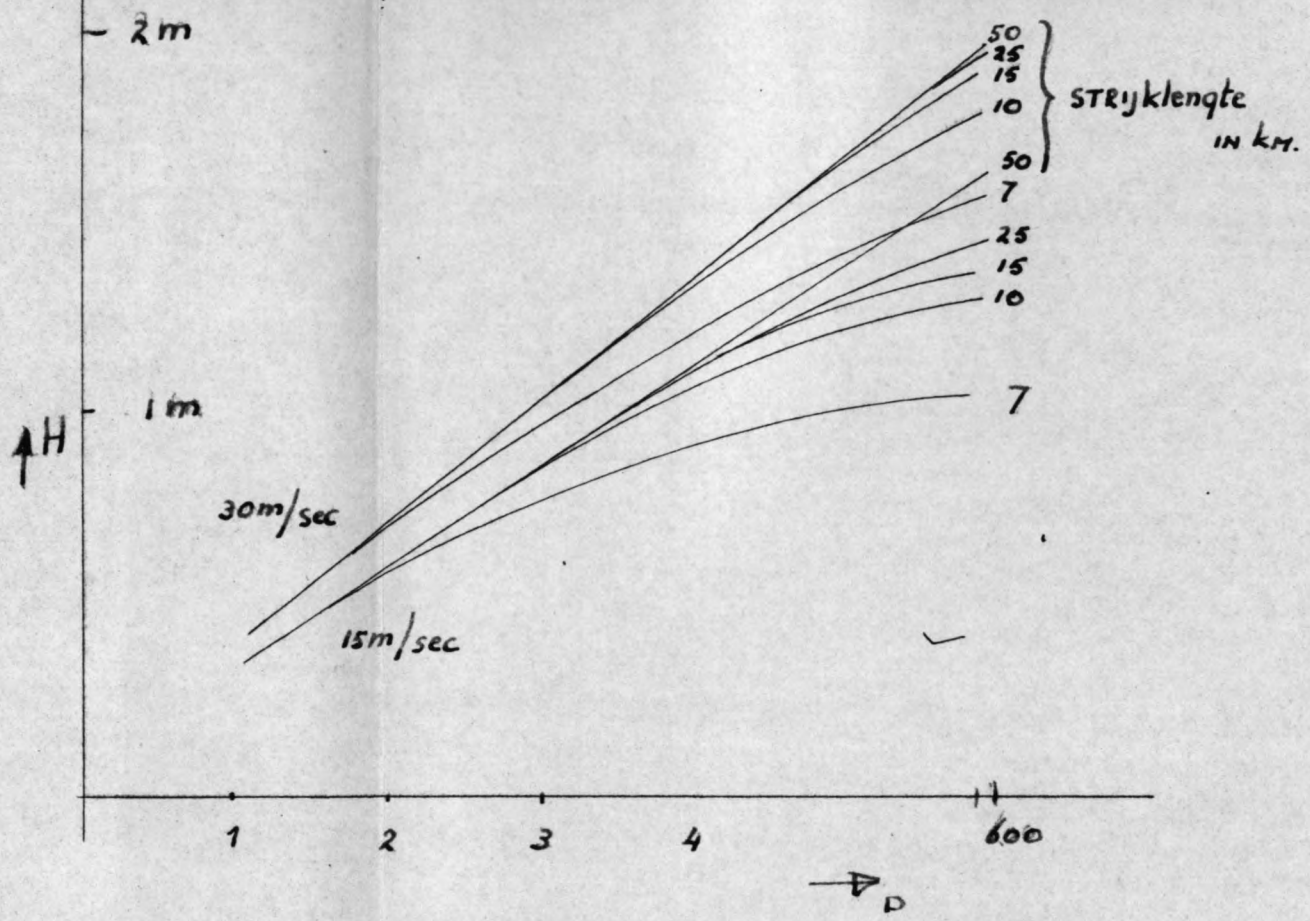
Waddenzee en -eilanden
 met inpolderingsplan (voorlopig),
 form. A3

| | |
|-------------|---------|
| PH. KUIK | BIJLAGE |
| 18 JULI-'66 | NR. 2 |

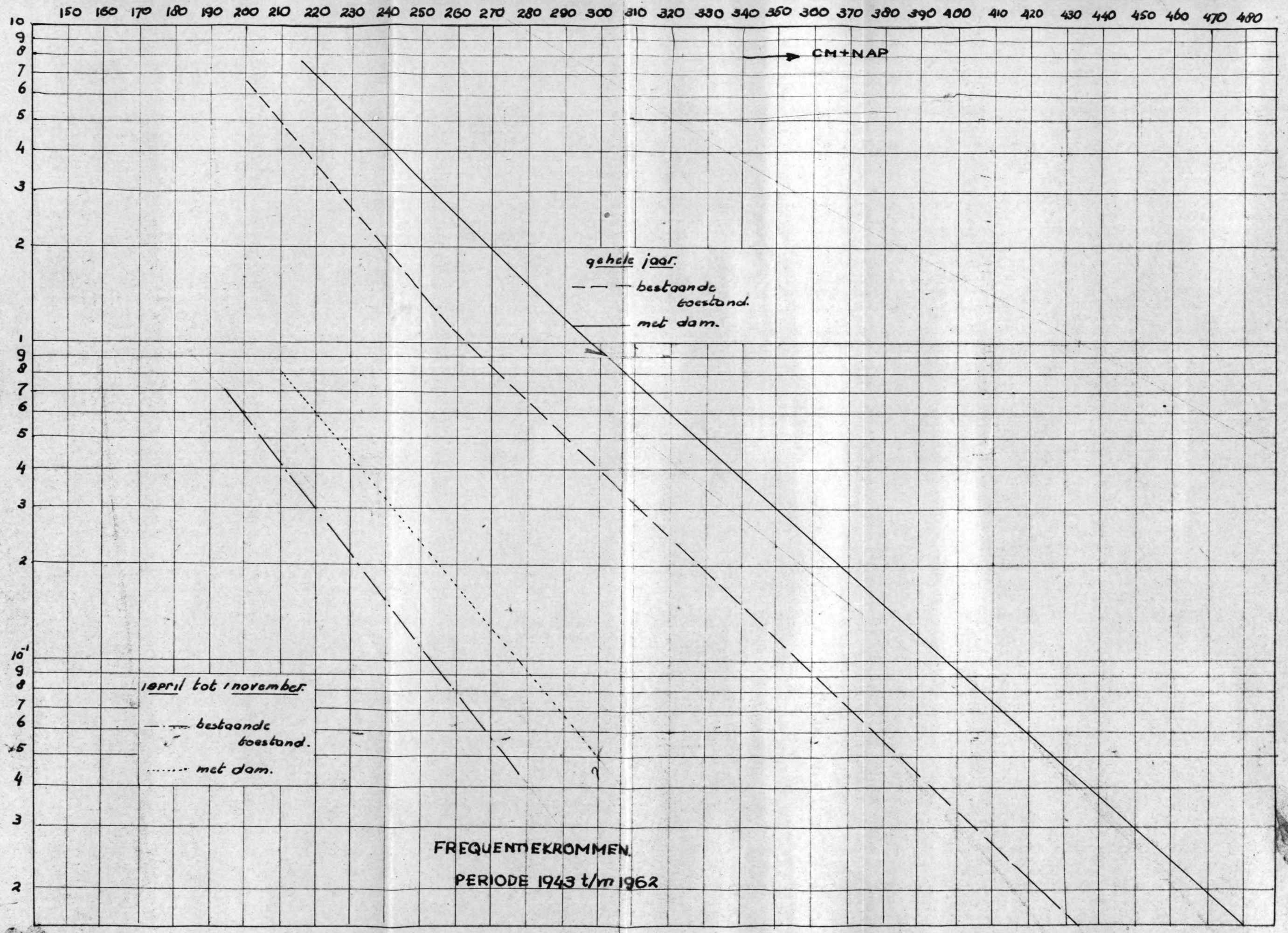


- ≡≡≡≡ 1623 Willem Jansz. Blaeuw
- - - - 1731 copie van 1806 van de kaart van 1749 van Habtinga, naar gegevens van de la Rive (1731)
- · · · 1809 P.A. Overduyn
- · - · 1880 Rijkswaterstaat
- - - - 1940 Rijkswaterstaat en Hydrograf. dienst
- dijen en kaden
- 1913-1914 Jaar van aanleg
- 12 Oorspronkelijke strandpaal

| | |
|--|-----------|
| Ameland | |
| situatie Ameland , schaal 1:50000
in 1623, 1731, 1809, 1880 en 1940
(volgens gegevens R.W. Hooten) | |
| 12 | JULI 1966 |
| P. H. Kuik | |
| bylage nr 3 | |



BVLAGE 6



150 160 170 180 190 200 210 220 230 240 250 260 270 280 290 300 310 320 330 340 350 360 370 380 390 400 410 420 430 440 450 460 470 480

gehele jaar:
- - - - - bestaande toestand.
— — — — — met dam.

april tot november:
- - - - - bestaande toestand.
..... met dam.

FREQUENTIEKROMMEN
PERIODE 1943 t/m 1962

| MIDDENSTAND | WINDKRACHT
(BEQUORT) | WINDRICHTING | | | | |
|---------------|-------------------------|--------------|--------|------|--------|----|
| | | W. | W.N.W. | N.W. | N.N.W. | N. |
| 200-240 | 9 | 80 | 66 | 33 | 16 | 0 |
| | 8 | 65 | 55 | 28 | 14 | 0 |
| | 7 | 45 | 37 | 18 | 9 | 0 |
| | 6 | 30 | 24 | 12 | 6 | 0 |
| | 5 | 15 | 13 | 7 | 3 | 0 |
| 240-270 | 9 | 76 | 60 | 30 | 15 | 0 |
| | 8 | 60 | 50 | 25 | 12 | 0 |
| | 7 | 40 | 34 | 17 | 8 | 0 |
| | 6 | 25 | 22 | 11 | 6 | 0 |
| | 5 | 14 | 12 | 6 | 3 | 0 |
| 270-300 | 9 | 63 | 50 | 25 | 13 | 0 |
| | 8 | 53 | 42 | 21 | 10 | 0 |
| | 7 | 35 | 28 | 14 | 7 | 0 |
| | 6 | 25 | 18 | 9 | 4 | 0 |
| | 5 | 12 | 10 | 5 | 2 | 0 |
| 300 en hoger. | 9 | 50 | 40 | 20 | 10 | 0 |
| | 8 | 45 | 35 | 17 | 8 | 0 |
| | 7 | 30 | 23 | 12 | 6 | 0 |
| | 6 | 20 | 15 | 7 | 4 | 0 |
| | 5 | 10 | 8 | 4 | 2 | 0 |

BIJLAGE 5

VERHOGINGEN HOOGWATERSTANDEN

t.g.v. "DE AMELANDERDAM"

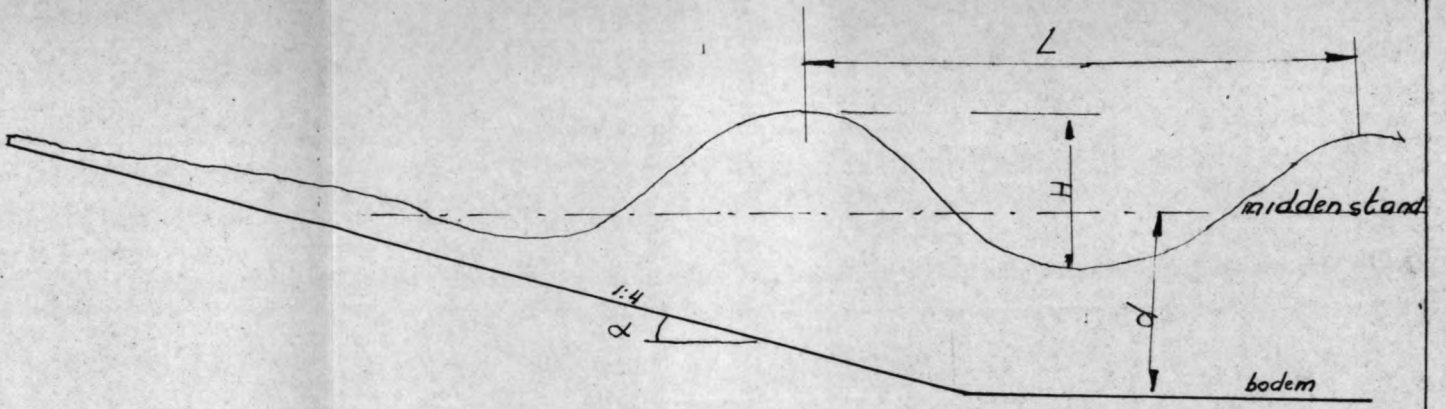


fig. 1

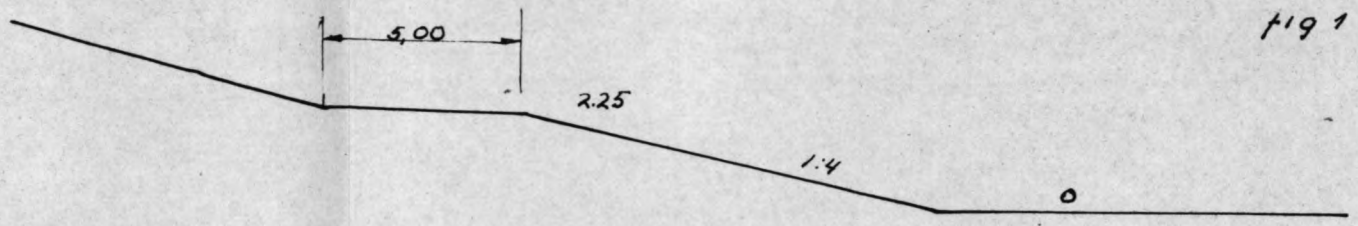


fig. 2

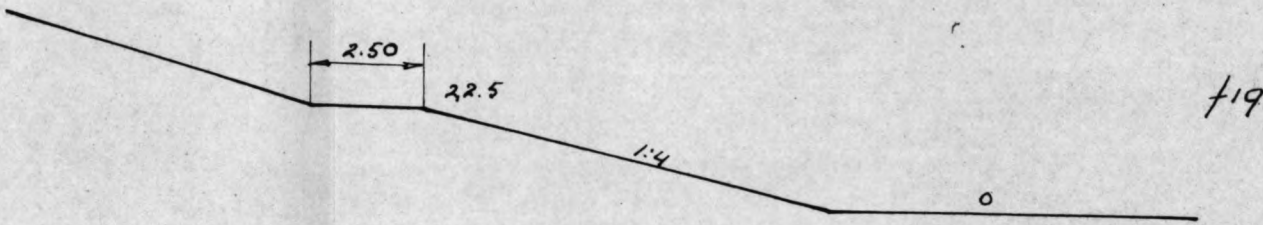


fig. 3

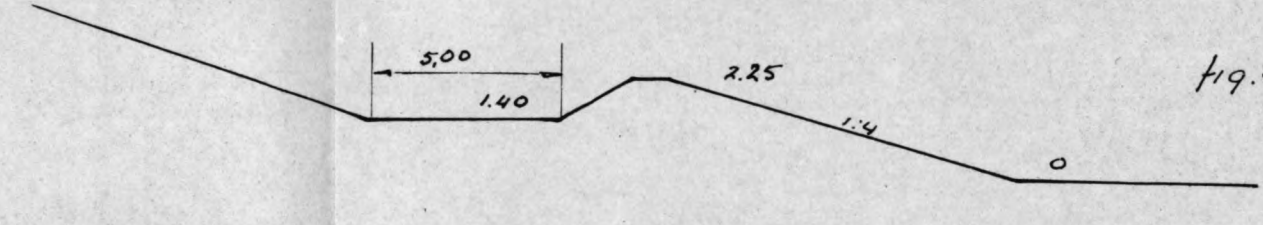


fig. 4

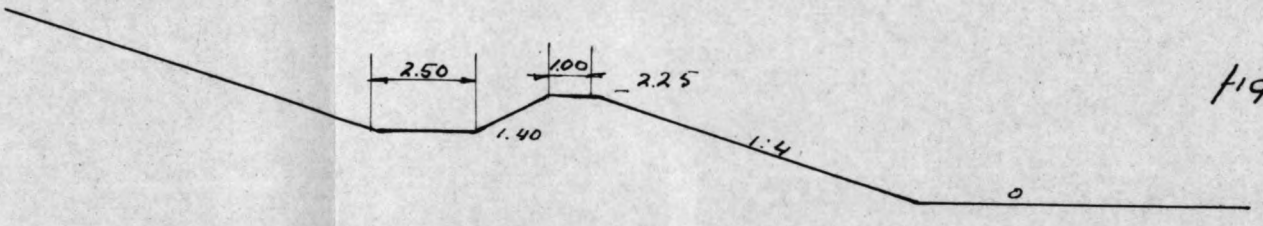


fig. 5

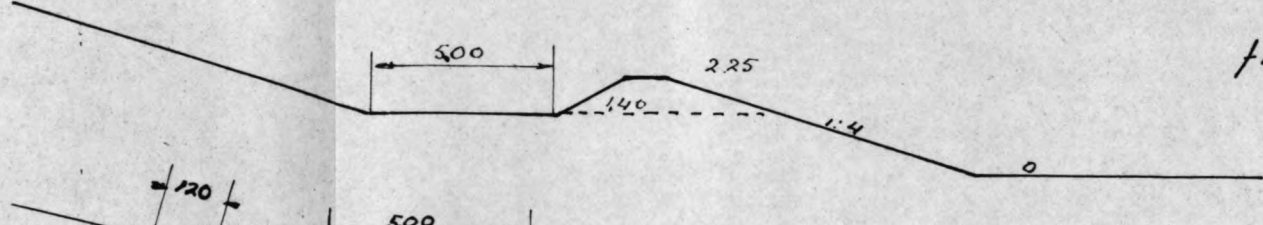


fig. 6

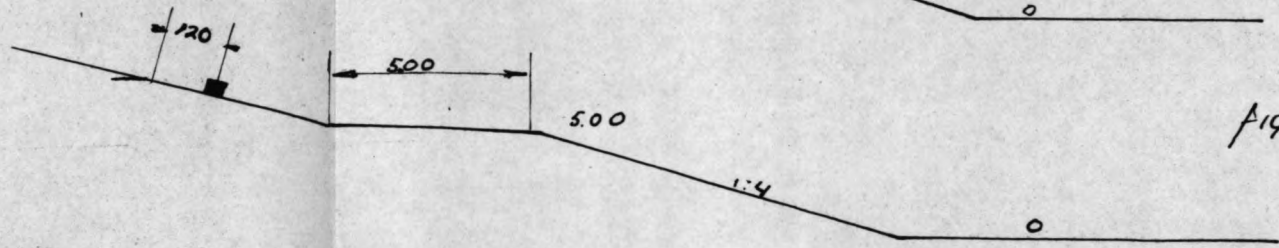


fig. 7

BULAGE Ø

| | | PERIODE
(sec.) | golf lengte
in cm. | amplitude
in cms | stijtheid
H/L | middenstand
d | 9070p0070p | | |
|----|--|-------------------|-----------------------|---------------------|------------------|------------------|------------|-------------|------|
| | | | | | | | c
in cm | H.
in H. | peil |
| 1 | vlak talud 1:4
(zie fig. 1.) | 0.04 | 100 | 9.2 | 0.092 | 22.5 | 12.5 | 1.40 | 36.0 |
| 2 | | 0.04 | 100 | 8.5 | 0.085 | 22.5 | 12.5 | 1.47 | 35.0 |
| 3 | | 0.97 | 110 | 7.6 | 0.065 | 22.5 | 12.0 | 1.60 | 35.0 |
| 4 | | 0.97 | 110 | 9.5 | 0.080 | 22.5 | 14.5 | 1.53 | 37.0 |
| 5 | | 0.97 | 110 | 6.0 | 0.051 | 22.5 | 9.5 | 1.58 | 32.0 |
| 6 | | 0.97 | 120 | 9.5 | 0.075 | 27.5 | 14.0 | 1.40 | 41.0 |
| 7 | | 0.97 | 120 | 11.0 | 0.085 | 27.5 | 16.9 | 1.54 | 44.4 |
| 8 | | 0.04 | 106 | 9.5 | 0.090 | 27.5 | 13.5 | 1.42 | 41.0 |
| 9 | | 0.04 | 106 | 9.0 | 0.085 | 27.5 | 13.0 | 1.45 | 40.5 |
| 10 | berm breedte 5.00m
(zie fig 2) | 0.04 | 100 | 9.0 | 0.090 | 22.5 | 5.5 | 0.61 | 29.0 |
| 11 | | " | 106 | 8.9 | 0.084 | 27.5 | 6.0 | 0.68 | 33.5 |
| 12 | | " | 94 | 6.9 | 0.066 | 17.5 | 0.5 | - | 18.0 |
| 13 | | 0.97 | 110 | 9.1 | 0.077 | 22.5 | 7.4 | 0.81 | 29.9 |
| 14 | | " | 120 | 11.0 | 0.086 | 27.5 | 9.0 | 0.82 | 36.5 |
| 15 | " | 110 | 5.3 | 0.051 | 17.5 | 0.5 | - | 18.0 | |
| 16 | berm breedte 3.00m
(zie fig 3) | 0.04 | 100 | 9.3 | 0.093 | 22.5 | 7.6 | 0.82 | 30.1 |
| 17 | | " | 100 | 8.7 | 0.087 | 22.5 | 6.9 | 0.80 | 29.0 |
| 18 | | " | 106 | 10.0 | 0.094 | 27.5 | 7.2 | 0.72 | 34.7 |
| 19 | | 0.96 | 120 | 9.8 | 0.076 | 27.5 | 9.0 | 0.92 | 36.5 |
| 20 | | " | 110 | 9.2 | 0.078 | 22.5 | 8.3 | 0.90 | 29.0 |
| 21 | | " | 110 | 11.5 | 0.095 | 22.5 | 9.5 | 0.83 | 31.5 |
| 22 | berm breedte 5.00m
zgn. "plas berm."
(zie fig 4) | 0.04 | 100 | 7.5 | 0.075 | 22.5 | 8.0 | 1.06 | 30.5 |
| 23 | | " | 100 | 9.0 | 0.090 | 22.5 | 8.2 | 0.91 | 30.7 |
| 24 | | 0.96 | 110 | 10.5 | 0.089 | 22.5 | 8.2 | 0.70 | 30.7 |
| 25 | | " | 110 | 7.5 | 0.064 | 22.5 | 7.5 | 1.00 | 30.0 |
| 26 | | " | 120 | 9.5 | 0.074 | 27.5 | 8.2 | 0.87 | 35.7 |
| 27 | | " | 120 | 11.2 | 0.087 | 27.5 | 8.8 | 0.79 | 36.3 |
| 28 | | 0.04 | 106 | 9.7 | 0.091 | 27.5 | 8.2 | 0.84 | 35.7 |
| 29 | | " | 106 | 9.7 | 0.091 | 27.5 | 8.2 | 0.84 | 35.7 |
| 30 | | " | 106 | 9.7 | 0.091 | 17.5 | 7.0 | 0.90 | 24.5 |

| | | periode
(sec) | golflengte
in cm. | amplitude | stytheid | middenstand. | golftoploop. | | | |
|----|---------------------------------------|--------------------------------------|----------------------|-----------|----------|--------------|--------------|-------|------|--|
| | | | | | | | in cm | in ft | per | |
| 31 | "plas berm" 5.00m | 0.97 | 120 | 11.0 | 0.06 | 27.5 | 9.5 | 0.06 | 3.70 | |
| 32 | met openingen | 0.97 | 110 | 9.1 | 0.77 | 22.5 | 6.5 | 0.71 | 2.90 | |
| 33 | (zie fig. 6.) | 0.97 | 114 | 8.6 | 0.76 | 20.5 | 6.5 | 0.75 | 27.0 | |
| 34 | | 0.97 | 110 | 8.0 | 0.73 | 17.5 | 6.0 | 0.76 | 23.5 | |
| 35 | "plas berm" 2.50m | 0.04 | 100 | 9.0 | 0.090 | 22.5 | 6.2 | 0.60 | 28.7 | |
| 36 | (zie fig. 4) | 0.04 | 100 | 9.6 | 0.096 | 22.5 | 7.0 | 0.73 | 29.5 | |
| 37 | | 0.97 | 110 | 6.0 | 0.063 | 22.5 | 6.5 | 0.93 | 29.0 | |
| 38 | | 0.97 | 110 | 10.2 | 0.007 | 22.5 | 8.2 | 0.01 | 30.7 | |
| 39 | | 0.97 | 120 | 8.0 | 0.063 | 27.5 | 8.2 | 1.02 | 25.7 | |
| 40 | | 0.97 | 120 | 10.9 | 0.005 | 27.5 | 9.5 | 0.00 | 37.0 | |
| 41 | | 0.04 | 100 | 8.5 | 0.079 | 27.5 | 8.2 | 0.97 | 35.7 | |
| 42 | | 0.04 | 100 | 9.1 | 0.004 | 27.5 | 8.2 | 0.90 | 35.7 | |
| 43 | berm 5m met ribbel.
zonder ribbel | : geen overslag over de ribbel. | | | | | | | | |
| | | 0.97 | 11.0 | 10.0 | 0.001 | 22.5 | 8.2 | 0.02 | 30.7 | |
| 44 | berm 5m met ribbel.
zonder ribbel: | : geen overslag over de ribbel. | | | | | | | | |
| | | 0.97 | 122 | 10.2 | 0.079 | 25.0 | 8.3 | 0.01 | 33.8 | |
| 45 | berm 5m met ribbel.
zonder ribbel. | golftop loopt tot 330 à 335 + N.A.P. | | | | | | | | |
| | | 0.97 | 124 | 10.5 | 0.005 | 26.5 | 9.0 | 0.03 | 35.8 | |

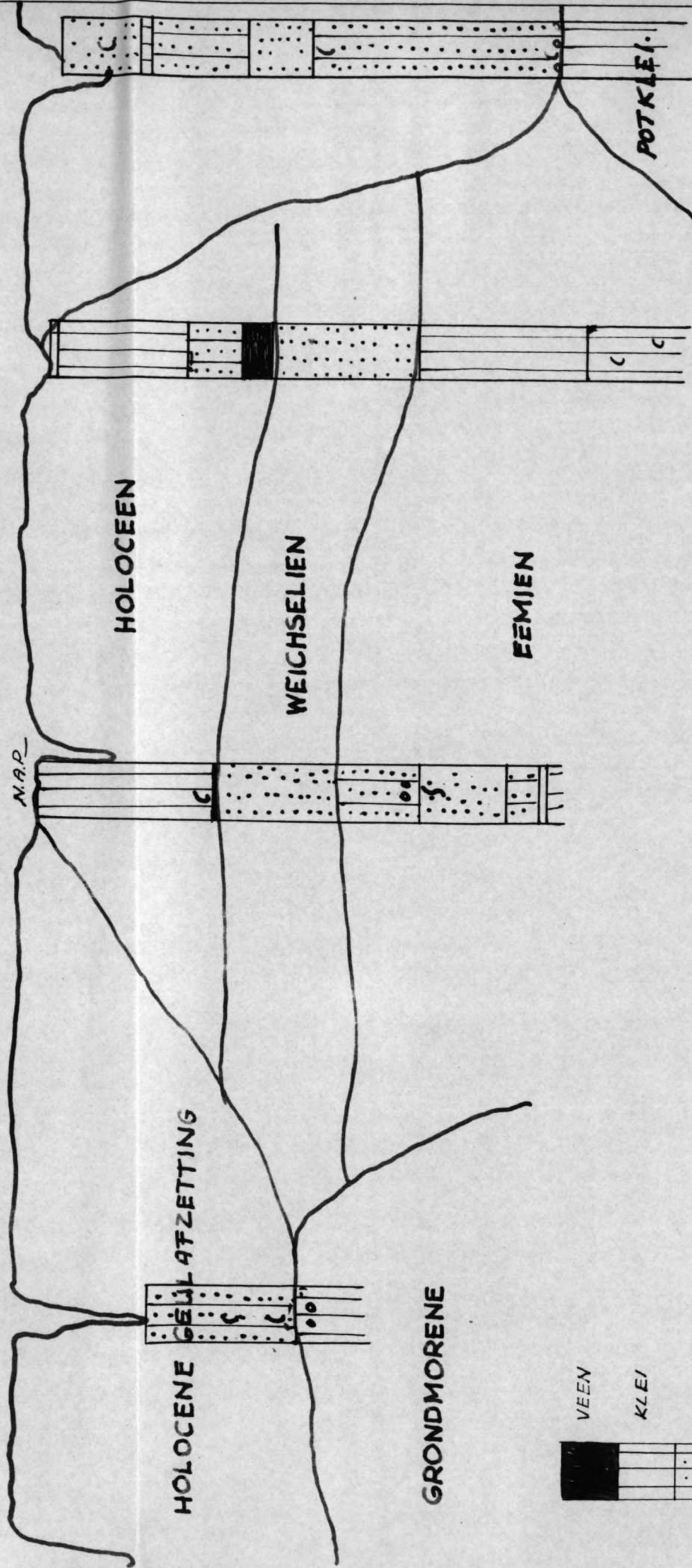
BIJLAGE: 9^a

BUJLAGE 10.
WD 52.

WD 57

WD 58

WD 59.



GEOLOGISCH
BWARS PROFIEL
(voor locatie zie bijlage 1)

BULAGE II

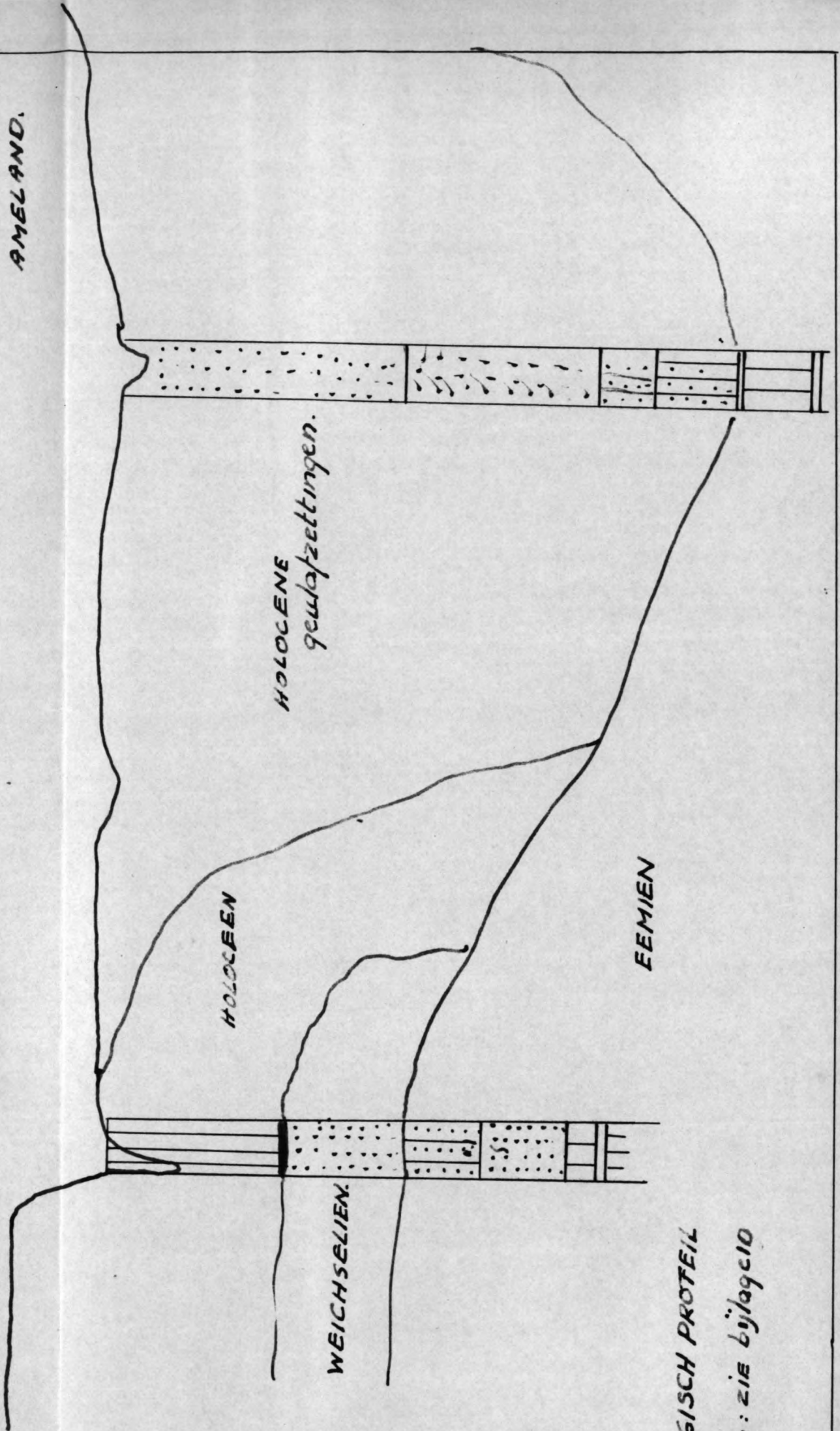
(locatie zie bijlage 1)

WD 57

HOLWERD

WD 60

AMELAND.



HOLOCENE

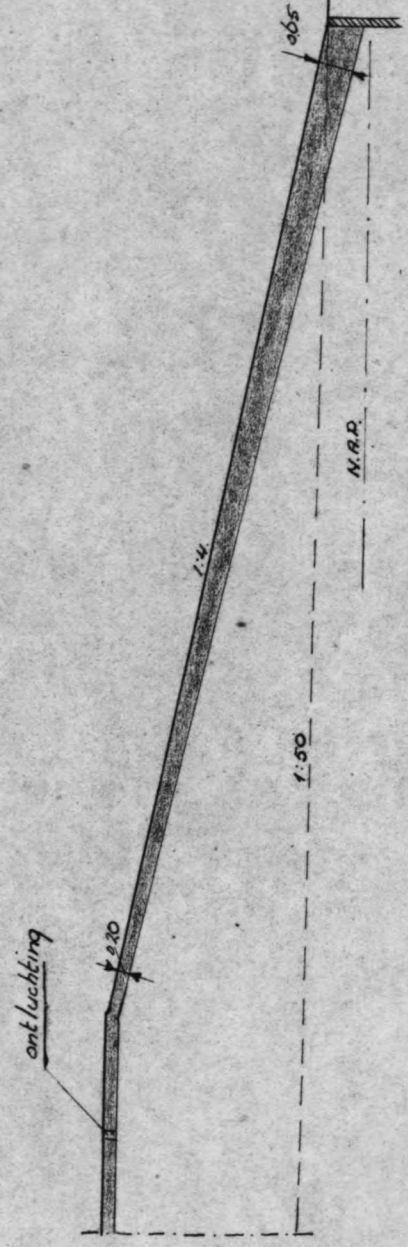
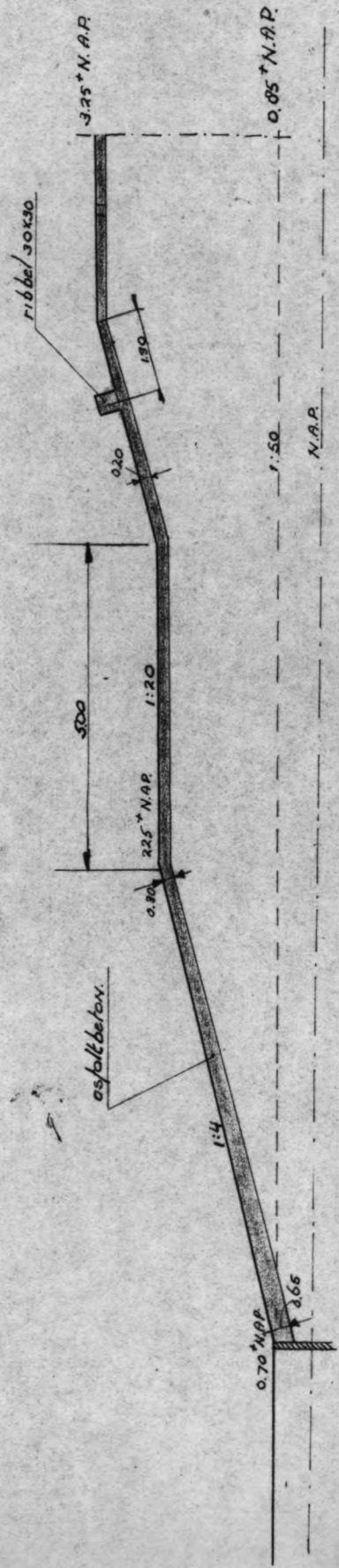
HOLOCENE
geulafzettingen.

FEMMIEN

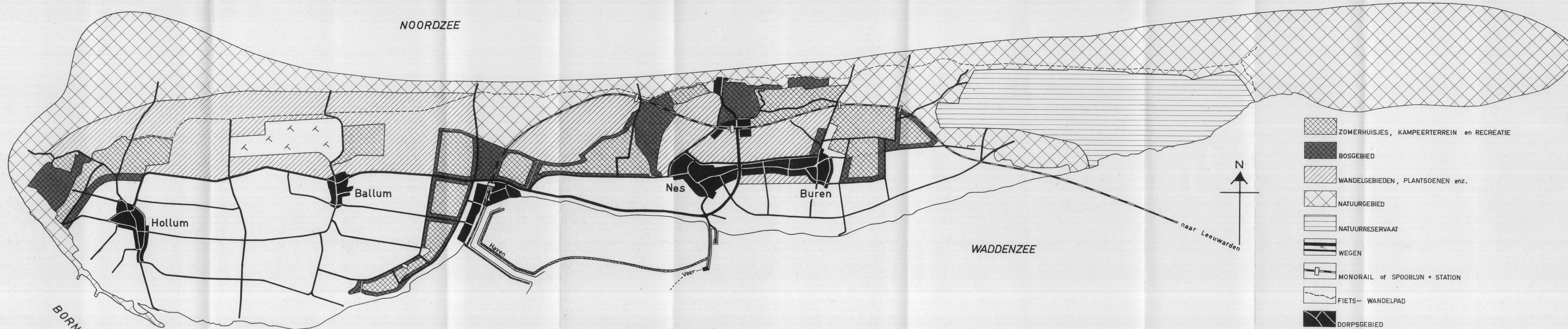
WEICHSELIEN.

GEOLOGISCH PROFIEL

legenda: zie bijlage 10



DWARS DOORSNEDE
DUK LICHAAM



NOORDZEE

WADDENZEE

BORNDIEP

Ballum

Hollum

Nes

Buren

Haven

Veer



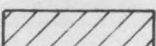

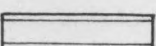

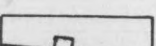
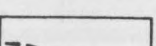

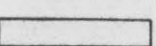
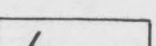
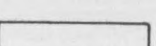
naar Leeuwarden



STRUCTUURPLAN AMELAND

Schaal 1:25000

Sterke ontwikkeling van de recreatie. Verbinding met het vaste land via monorial of spoorlijn

-  ZOMERHUISJES, KAMPEERTERREIN en RECREATIE
-  BOSGEBIED
-  WANDELGEBIEDEN, PLANTSOENEN enz.
-  NATUURGEBIED
-  NATUURRESERVAAT
-  WEGEN
-  MONORAIL of SPOORLIJN + STATION
-  FIETS- WANDELPAAD
-  DORPSGEBIED
-  STENEN DIJK
-  VLIEGVELD
-  AGRARISCH GEBIED



Gronen van het
48 Plaatgat

Wierumergronden

Bornrif

Akkoellegat

Westgat

Boschplaat

Boschgat

Koffieboonen
plaat

Bornrif

Vrijheidsplaat

Ballumerbocht

Brandgat

Molengat

Molanplaat

Kikkertplaat

Kikkertgat

Piet Scheve plaat

Dantziggat

Pinskawol

wantij

Pinkgat

Engelsmanplaat

Smerigat

Wierumer wad

Kromme Balg

Vogelwater van de
Zwarte Haan

Zwarte Haan

- duinvoet
- lijn van G.H.W.
- - - - - " G.L.W.
- " 25 m onder N.A.P.
- " 50 m "
- " 100 m "
- " 150 m "
- " 200 m "
- " 250 m "
- 44 drempelhoogte in m.

| | |
|----------------|-----------------|
| Ameland | |
| Form A1 | schaal 1:50.000 |
| P.H.V.K.W.I.K. | B.V.L.A.G.E. |
| 3 | NR 1 |

