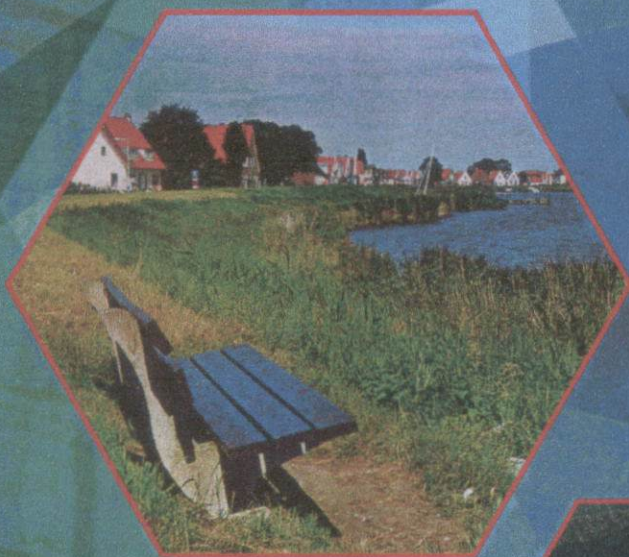


Bewezen Sterkte Markermeerdijken

Geotechnische stabiliteit
en kostenschatting voor
stabiliteitsverbetering van
voormalige Zuiderzeedijken



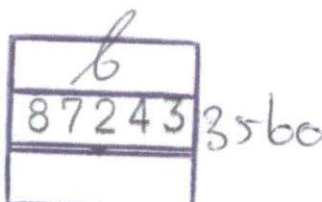


Rijkswaterstaat
directie IJsselmeergebied
bibliotheek
postbus 600
8200 AP IJlstad

Bewezen Sterkte Markermeerdijken

Geotechnische stabiliteit en kostenschatting voor
stabiliteitsverbetering van voormalige Zuiderzeedijken

december 2000



Colofon

Uitgegeven door: Rijkswaterstaat, Dienst Weg- en Waterbouwkunde

Informatie: Ir. P.J.L. Blommaart
Telefoon: 015-251 82 99
Fax: 015-251 85 68
E-mail: p.j.l.blommaart@dww.rws.minvenw.nl

Uitgevoerd door: Infram B.V.
Postadres: Postbus 81, 3890 AB Zeewolde
Bezoekadres: Patroonsweg 29, 3892 DA Zeewolde
Telefoon: 036-521 80 20
Fax: 036-522 56 77
Internet: www.infram.nl

Bijdragen van: Fugro Ingenieursbureau B.V., Nieuwegein
WL I Delft Hydraulics, Delft
Rijkswaterstaat, Dienst Weg- en Waterbouwkunde, Delft

Datum: december 2000

Inhoudsopgave

1	Inleiding	1
1.1	Opdracht	1
1.2	Kader	1
1.3	Probleemstelling en doelstelling	4
1.4	Methodiek en uitgangspunten	5
1.5	Leeswijzer	9
2	Hydraulische gegevens en randvoorwaarden	10
2.1	Historische waterstanden	10
2.1.1	Aanwezige hydraulische gegevens	10
2.1.2	Analyse historische waterstanden	11
2.2	Maatgevende Hoog Waters	13
2.3	Vergelijking hydraulische belastingen	16
2.4	Duur van extreme meerpeilen in het Markermeer	18
3	Dijkprofielen	20
3.1	Historische dijkprofielen	20
3.2	Actuele profielen	20
3.3	Vergelijking dijkprofielen	21
4	Analyse geotechnische stabiliteit	23
4.1	Bewezen sterkte voor maatgevende storm	23
4.2	Geotechnische sterkte bij een hoog meerpeil	26
5	Bijstelling kostenraming	28
5.1	Bijstelling op basis van bewezen sterkte	28
5.2	Invloed hoog meerpeil op de kostenraming	30
6	Aanverwante zaken	32
6.1	Marken	32
6.2	Invloed normstelling op dijkhoogten en MHW's	33
6.3	Kunstwerken	35
6.4	Consequenties keuze meerpeilstatistiek	36
6.5	Hoogwaterstanden op de Eem	39
7	Conclusies en aanbevelingen	41
	Referenties	44
	Bijlagen	
	Tabellen	
	Figuren	
A	Lijst met toegeleverde gegevens	
B	Beoordeling kunstwerken	
C	Keuze meerpeilstatistiek HYDRA-M voor het Markermeer	
D	Samenstelling van Stuurgroep en Begeleidingsgroep Markermeer	

1 Inleiding

1.1 Opdracht

Met de brief van 11 maart 1999 en kenmerk AK 991249 heeft de Dienst Weg- en Waterbouwkunde van de Rijkswaterstaat aan Infram gevraagd offerte uit te brengen voor een studie naar bewezen sterkte met betrekking tot geotechnische stabiliteit van de Markermeerdijken, die voorheen hebben gediend als Zuiderzeedijken. Op 1 april 1999 is offerte uitgebracht met kenmerk i221v990331 en opdracht is verleend op 7 juli 1999 middels overeenkomstnummer DWW-1588 en kenmerk AG 993315.

Met de brief van 27 juli 1999 en kenmerk AK/99375 is gevraagd meerwerk te offren met betrekking tot de rapportage, het eiland Marken en een bijstelling van de kostenraming voor dijkverbeteringen. De offerte is uitgebracht op 29 juli 1999 met kenmerk i221v990729 en opdracht is verleend op 9 september 1999 met kenmerk AK/994518 en overeenkomstnummer DWW-1588A.

Bovenstaand werk is uitgevoerd van juli tot en met november 1999 onder leiding van dr. ir. J.W. van der Meer en met medewerking van ir. J. Wouters, ir. L.P. Schouwstra en W. Veenendaal. Wat betreft de inbreng van geotechnische aspecten is gebruik gemaakt van de DWW-projectbegeleider ir. P.J.L. Blommaart.

In november 1999 is van bovenstaand werk het conceptrapport opgeleverd. De afronding van het rapport heeft een jaar op zich laten wachten door externe toelevering van:

- de uitkomst van een vervolgstudie met betrekking tot de effecten van een extreme meerpeiltop die veel langer duurt dan een storm
- de uitkomst van een vervolgstudie naar de duur van extreme meerpeiltoppen
- de rapportage van een projectgroep omtrent kosten voor verbetering van kunstwerken

Met de brief van 20 oktober 2000 en kenmerk AK 005211 is gevraagd de afronding van de rapportage te offren met medeneming van de resultaten van de studies zoals boven genoemd. De offerte is uitgebracht op 23 oktober 2000 met kenmerk i221-001023-01 en opdracht is verleend met de brief van 3 november 2000 met kenmerk AK 005490.

De uitvoering van het onderzoek werd begeleid door een Stuurgroep en een Begeleidingsgroep, waarin vertegenwoordigers zitting hadden van verschillende betrokken overheden en diensten.

1.2 Kader

Bij de behandeling van de ontwerp Wet op de waterkering in de Tweede Kamer kwam de vraag aan de orde of het Markermeer al dan niet zou moeten worden beschouwd als buitenwater. Tussen het Rijk enerzijds en de betrokken provincies en waterschappen rondom het Markermeer anderzijds bleef tot aan

de parlementaire goedkeuring van de wet verschil van inzicht bestaan over de vraag of het Markermeer moet worden opgenomen in de definitie van buitenwater in de Wet op de waterkering. Tijdens de wetsbehandeling in de Kamer is de motie Lilypaly c.s. aangenomen, waarin de regering werd verzocht om door een onafhankelijk deskundige een analyse te laten uitvoeren naar de effecten en de kansen van een dijkdoorbraak rondom het Markermeer, op grond waarvan opnieuw kon worden beoordeeld of het Markermeer een buitenwater is in de zin van de Wet op de waterkering.

Uit het inmiddels uitgevoerde Onafhankelijk Onderzoek Markermeer, 1998, blijkt:

- dat er geen bestuurlijke argumenten zijn voor of tegen het beschouwen van het Markermeer als buitenwater, en
- dat op technisch-inhoudelijke gronden het Markermeer als buitenwater aangemerkt zou moeten worden.

Wanneer het Markermeer als buitenwater aangemerkt zou worden, heeft dat consequenties voor de regelgeving en mogelijk voor de eisen waaraan de waterkeringen in dat geval zouden moeten voldoen. De discussie en het onderzoek naar het veiligheidsniveau valt buiten het kader van dit project en is inmiddels door de TAW en de staatssecretaris opgepakt, zie Tweede Kamer der Staten-Generaal, 1999.

Ervan uitgaande dat het veiligheidsniveau vaststaat, zullen verbeteringen van de waterkeringen rond het Markermeer nodig zijn. In het Onafhankelijk Onderzoek Markermeer, 1998, is een schatting gemaakt van de daarmee gepaard gaande kosten. WLdelft hydraulics is daarbij uitgegaan van de op dit moment in de Wet vastgelegde normen, en heeft als uitgangspunt genomen dat de dijken uiteindelijk aan die normen moeten voldoen. Een uitzondering is gemaakt voor de Oostvaardersdijk, omdat voor de Oostvaardersdijk in een ander kader de afspraak is gemaakt dat een norm van 1/4.000 per jaar in plaats van 1/1.000 per jaar geldt.

De kosten voor *dijkhoogteverbetering* zijn waarschijnlijk beperkt (1,8 tot 2,3 miljoen euro / 4 tot 5 miljoen gulden). De studie Onafhankelijk Onderzoek Markermeer, 1998, heeft zich met name met de benodigde dijkhoogteverbetering bezig gehouden.

De geschatte kosten voor *geotechnische verbetering* (stabiliteit van de dijken) zijn geschat op basis van een globale inventarisatie (Fugro, 1998) die veel minder diep ging dan die voor dijkhoogteverbetering. De kosten voor geotechnische verbeteringen werden geschat op 124 miljoen euro (273 miljoen gulden) met een ruime marge van 25 tot 167 miljoen euro (54 tot 369 miljoen gulden).

De verbetering van de bekledingen liggen tussen 4,5 tot 15 miljoen euro (10 tot 34 miljoen gulden), exclusief de Oostvaardersdijk waar een aparte bestuursovereenkomst voor verbetering geldt.

De marge in de geschatte kosten voor geotechnische verbeteringen is groot. De ondergrens (-80%) is bepaald door de aannames dat de Markermeerdijken tijdens historische stormvloed (bijvoorbeeld in 1916) hoge belastingen al eerder hebben weerstaan en omdat verder geotechnisch onderzoek altijd positief op het geheel zal uitvallen. Misschien zijn de dijken rond het Markermeer al voldoende sterk en is geen verdere verbetering nodig. De bovengrens is gebaseerd op de normale onzekerheid in kostenschatting

(+35%). De marge in de kosten kan verkleind worden door meer onderzoek te laten uitvoeren, te beginnen met die van bewezen sterkte.

Ook de Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen pleit voor het in beschouwing nemen van historische informatie. Zij schrijft daarover in haar advies aan de Staatssecretaris van Verkeer en Waterstaat:

"De beoordeling van de stabiliteit van waterkeringen geschiedt aan de hand van de uitkomst van een berekening, waaraan gegevens over de dijk en de te verwachten belasting (waterstand en golven) ten grondslag liggen. Bij deze berekeningen wordt de werkelijkheid versimpeld, deels omdat de rekentechniek dit noodzakelijk maakt, deels omdat we de werkelijkheid niet goed kennen. Zo is bijvoorbeeld maar in heel weinig gevallen de precieze opbouw van het dijklichaam bekend. Bij deze vereenvoudiging van de werkelijkheid worden een aantal veiligheden ingebouwd, waardoor de rekenuitkomst naar de stabiliteit (of sterkte) doorgaans een onderschatting zal opleveren van de werkelijke stabiliteit. Om een betere indruk te krijgen van de werkelijke stabiliteit moet zo mogelijk aanvullend onderzoek worden uitgevoerd. Een van de mogelijkheden daartoe is de analyse van historische gegevens. Belangrijk is dan bijvoorbeeld te weten of de dijk vroeger waterstanden heeft gekeerd die 'rekentechnisch' niet gekeerd hadden kunnen worden.

De TAW acht het van belang dat bij de beoordeling van de waterkeringen zoveel mogelijk ook de historische informatie omtrent het gedrag van de dijk onder extreme omstandigheden wordt meegenomen. Ook in dit geval, waarbij twijfel is aan de stabiliteit van de dijken rond het Markermeer onder maatgevende omstandigheden, is het raadzaam na te gaan of er in het verleden situaties zijn opgetreden die van belang zijn bij de interpretatie van de rekenuitkomsten van nu. Juist omdat de oude Markermeerdijken, in het verleden, als Zuiderzeedijken, voor verschillende plaatsen al zwaarder belast zullen zijn dan onder de thans geldende maatgevende omstandigheden, is het zeker niet uitgesloten dat geconcludeerd kan worden dat de omvang van de (mogelijke) stabiliteitsproblematiek (veel) geringer is dan door WLLdelft hydraulics is aangegeven. Dit zou kunnen betekenen dat met (veel) minder ingrijpende maatregelen kan worden volstaan."

De laatste zin onderschrijft overigens de conclusie van WLLdelft hydraulics, want juist daarom is een ondergrens in de marge van de kostenschatting voor geotechnische stabiliteit genomen die maar 20% is van de gemiddelde schatting zonder verder onderzoek.

Figuur 1.1 geeft een kaart van het Zuiderzeegebied rondom 1900. Figuur 1.2 geeft het Markermeergebied met de waterkeringen waar het in deze studie omgaat:

- de dijk langs de west- en zuidzijde van het Markermeer (aansluiting Houtribdijk bij Enkhuizen - Hoorn - Edam - Amsterdam - Muiderberg), met uitzondering van de Diemerzeedijk.
- de dijk langs de zuidzijde van het Gooimeer (Muiderberg - Naarden).
- de Meentweg en Wakkerendijk ten westen van de Eem (Huizen - rijksweg A1).
- de Eemdijk en de Veen- en Veldendijk ten oosten van de Eem (gedeelte rijksweg A1 - Eemmeer).
- de dijk langs de zuidzijde van het Eemmeer (aansluiting op de Veen- en Veldendijk - Nijkerkersluis).
- de kade rond het eiland Marken.

1.3 Probleemstelling en doelstelling

De voormalige Zuiderzeedijken langs het Markermeer hebben in het verleden hogere waterstanden weerstaan dan de huidige maatgevende waterstanden (MHW). Deze informatie kan gebruikt worden voor de beoordeling van de huidige veiligheid van de dijken. In het kort komt het erop neer dat wanneer de opgetreden situatie extremer is dan wat thans maatgevend is en wanneer de dijk niet in ongunstige zin gewijzigd is, de veiligheid van de dijk als 'voldoende' beoordeeld kan worden voor het aspect stabiliteit. De 'bewezen sterkte' van de dijk is nu de sterkte van de dijk ten tijde van de opgetreden extreme situatie.

Vóór afsluiting van de Zuiderzee (1932) zijn waterstanden voorgekomen, die hoger zijn dan het huidige MHW's. De hoogste geregistreerde waterstanden zijn voorgekomen tijdens de storm van 13/14 januari 1916. Tijdens deze storm is een groot aantal dijksecties langs het huidige Markermeer beschadigd of bezweken, zodat hieraan geen informatie valt te ontleen omtrent de bewezen sterkte van de dijk. Tussen 1916 en 1922 is een massale dijkversterking uitgevoerd, zodat ook om deze reden de toestand van de dijk vóór deze verbetering moeilijk te vergelijken is met de huidige toestand. Tussen globaal 1920 en 1932 zijn echter nog enkele malen waterstanden voorgekomen, die hoger zijn dan de huidige MHW's. Deze stormen zijn door de voormalige Zuiderzeedijken langs het Markermeer weerstaan. In dit onderzoek wordt uitgegaan van de drie stormen die de hoogste waterstanden hebben gegeven.

Het onderzoek richtte zich op:

- de vergelijking van de hydraulische omstandigheden ten tijde van de opgetreden stormen van na 1920 en voor 1932 en de huidige hydraulische randvoorwaarden.
- de vergelijking van de toestand van de dijk ten tijde van deze stormen en de huidige toestand, leidend tot een conclusie omtrent bewezen sterkte.

In de conceptrapportage van 1999, welke een integraal onderdeel is van deze eindrapportage, kwam een aspect naar voren dat niet eerder was ingezien en dat nader onderzoek behoefde. In veel gevallen is een extreem hoog meerpeil, dat enige weken aanhoudt, maatgevend voor het MHW. Zo'n hoog meerpeil duurt veel langer dan een historische storm en deze situatie kan daarom niet als "bewezen" worden geacht. In de aanvullende fase van het onderzoek is daarom gekeken naar de sterkte van de dijken bij een langdurig hoog meerpeil.

Het uiteindelijke doel van dit onderzoek was:

- de *bijstelling van de kostenraming voor geotechnische stabiliteitsverbetering*, zoals deze is opgesteld in het kader van het Onafhankelijk Onderzoek Markermeer, 1998. Uiteindelijk is deze bijstelling gebaseerd op zowel de methodiek van bewezen sterkte als een beoordeling van de sterkte bij een hoog meerpeil.

Tot slot moet worden gesteld dat dit rapport geen toetsing geeft van de oude Zuiderzeedijken en dat de normale toetsing volgens de Wet op de waterkering te zijner tijd moet worden uitgevoerd. In deze studie is het uiteindelijke doel de bijstelling van de eerdere kostenraming.

1.4 Methodiek en uitgangspunten

De methodiek van bewezen sterkte kan worden toegepast als een maatgevend hoogwater wordt veroorzaakt door een storm. De duur van zo'n storm komt ongeveer overeen met de duur van een historische storm. Deze methodiek van bewezen sterkte wordt hier eerst behandeld. Een andere maatgevende omstandigheid voor de sterkte van een dijk kan een hoog meerpeil zijn, waarbij niet of nauwelijks van storm sprake is. Deze situatie is afzonderlijk van de bewezen sterktemethodiek bekeken.

Wanneer een dijk in het verleden een zekere hoge belasting heeft weerstaan, dan zal diezelfde dijk een volgende keer ook die belasting kunnen weerstaan. Na de bouw van een dijk wordt de dijk door zetting van de grond en drainage van het grondwater in de loop van de tijd sterker. Dit proces loopt bij iedere dijk in theorie tot in het oneindige door. Van het profiel van een verbeterde dijk, waarvan het oorspronkelijke profiel (vrijwel) intact is gebleven, kan bewezen worden of hij sterker is geworden door de stabiliteitsfactor van het oude en het nieuwe profiel te vergelijken. Zo'n vergelijking valt buiten het huidige onderzoek.

De geotechnische bezwijkmechanismen die in beschouwing worden genomen zijn macrostabiliteit, inclusief opdrijven, en piping. De waterstand is bepalend voor wat betreft deze faalmechanismen. Daarom zal de studie zich vooral op waterstanden richten. Golfwerking is niet van belang voor deze faalmechanismen en hoeft dus niet in de analyse te worden beschouwd, dit in tegenstelling tot de bepaling van benodigde kruinhoogten.

In de eerste fase van het onderzoek werd aangenomen dat hoogwaters van vroeger en MHW's van nu vergelijkbaar waren als de waterstanden vergelijkbaar waren. In principe werd verondersteld dat de MHW's van nu ook door storm en opwaaiing zouden worden bepaald, net als de stormen van vroeger. Tijdens de studie is gebleken dat ook hoge meerpeilen kunnen voorkomen zonder storm. Bij hoge afvoeren van de IJssel en noordwestelijke wind (niet kunnen spuien) is het mogelijk dat de meerpeilen in IJssel- en Markermeer hoog oplopen. Zo'n hoog meerpeil duurt enkele weken en is daarom ook niet te vergelijken met een historische storm. Wat betreft een hoog meerpeil kan dan ook niet de methode van bewezen sterkte worden aangehouden.

In de afrondingsfase van dit onderzoek is daarom een hoog meerpeil anders behandeld dan een hoge waterstand door een storm. In feite kan een hoog meerpeil volgens vigerende leidraden (Leidraad Toetsen op Veiligheid) worden getoetst. Er is daarom een tweedeling gemaakt in dit rapport. De methode van bewezen sterkte, waarvan de uitgangspunten hieronder worden uiteengezet, geldt voor een stormbepaald MHW. Een hoog meerpeil wordt behandeld in aparte paragrafen.

Het onderzoek richt zich uitsluitend op de binnenwaartse macrostabiliteit van de dijk en piping en niet op:

- *de buitenwaartse stabiliteit.* Deze komt slechts dan in het geding, wanneer de buitenwaterstand snel daalt. Eventueel bezwijken van het buitentalud zal dan niet leiden tot inundatie van het achter de dijk gelegen gebied, doordat de buitenwaterstand dan aanzienlijk lager zal zijn dan MHW en doordat een buitenwaarts bezwijken over het algemeen geschiedt langs een oppervlakkige glijcirkel, zodat een ruim restprofiel overblijft. Er wordt vanuit gegaan dat voldoende tijd beschikbaar is om de schade te herstellen, voordat zich een nieuw hoogwater voordoet. Dit aspect is veel meer voor rivierdijken van belang.
- *de bekleding.* Toetsing hiervan geschiedt in het kader van het Project Landelijke Inventarisatie Steenbekledingen (PLIS).
- *kunstwerken.* Vanuit de begeleidingsgroep Markermeer is een projectgroep samengesteld, die uitgezocht heeft in hoeverre de bewezen sterkte van de kunstwerken gebruikt kan worden bij de beoordeling van de veiligheid van de kunstwerken en met de raming van de kosten voor eventuele aanpassing. De resultaten van deze studie zijn opgenomen in bijlage B en een samenvatting is gegeven in paragraaf 6.3.

Voor dit onderzoek worden geen stabiliteitsberekeningen uitgevoerd. Vergelijking van de bewezen sterkte met de huidige sterkte geschiedt door vergelijking van de respectieve dwarsprofielen.

De problematiek van bewezen sterkte is nog niet geheel uitgekristalliseerd. Daarom worden hier de overwegingen gegeven die uiteindelijk leiden tot de conclusie dat voor de Markermeerdijken de methode van bewezen sterkte mag worden toegepast voor macrostabiliteit en piping, onder de voorwaarde dat over storm wordt gesproken en niet over een hoog meerpeil.

(a) *Verhang van het freatisch niveau over het dwarsprofiel*

Aangenomen wordt dat het verschil tussen het polderpeil voor 1932 en nu kleiner is dan het verschil in de opgetreden historische waterstand en de huidige MHW. Dit betekent dat het verhang van het freatisch niveau (grondwaterstand) over het dwarsprofiel tijdens MHW-omstandigheden kleiner is dan tijdens historische stormen.

(b) *Stijghoogte van het eerste watervoerend pakket*

Aangenomen wordt dat de doorlatendheid van het eerste watervoerend pakket niet is toegenomen sinds 1932 en dat de intredeweerstand buitendijks is toegenomen ten gevolge van de afzetting van slib na afsluiting van de Zuiderzee.

Doordat de buitenwaterstand bij MHW-omstandigheden lager is dan tijdens historische stormen en doordat de doorlatendheid van het eerste watervoerend pakket eerder zal zijn afgenomen dan toegenomen en doordat de intredeweerstand zal zijn toegenomen, zal de stijghoogte in het eerste watervoerend pakket bij MHW-omstandigheden ter plaatse van het achterland lager zijn dan tijdens historische stormen.

(c) *Afsluitend pakket*

Het afsluitend pakket zal ter plaatse van het achterland zijn ingeklonken, als gevolg van polderpeilverlaging, kruip, samendrukking door eigen gewicht, etc.

Voor de grond van het afsluitend pakket (klei/veen) geldt dat het volumegewicht boven het freatisch niveau (grondwaterstand) gelijk is aan het volumegewicht onder het freatisch niveau. Het in rekening te brengen totaalgewicht van het afsluitend pakket is dus onafhankelijk van de ligging van het freatisch niveau.

Indien de grond van het afsluitende pakket is ingeklonken sinds 1932, dan is het totaalgewicht van de grond gelijk gebleven. Bij inklinken neemt dezelfde massa een kleinere ruimte in.

Indien het dwarsprofiel niet in ongunstige zin gewijzigd is geldt het volgende:

Macrostabieliteit binnenwaarts: afschuiving

Het aandrijvend moment wordt bepaald door het gewicht van de door de glijcirkel ingesloten moot grond, door vrij water (boven maaiveld) en door externe belastingen. Het tegenwerkend moment wordt bepaald door de maximaal te mobiliseren schuifweerstand langs het glijvlak.

Doordat het freatisch niveau bij MHW-omstandigheden lager is dan tijdens historische stormen zal de waterspanning in de dijk lager zijn en doordat het polderpeil sinds 1932 gedaald is, zal de waterspanning in de grond achter de dijk eveneens lager zijn. Hierdoor neemt de effectieve spanning in de grond toe en dus ook de schuifsterkte langs het glijvlak. Het tegenwerkend moment bij MHW-omstandigheden zal dus groter zijn dan tijdens de historische stormen.

Het gewicht van de ingesloten moot grond zal sinds 1932 niet veranderd zijn (b). Doordat het polderpeil verlaagd is sinds 1932, zal vrij water in de sloten nu een kleiner aandeel hebben in het aandrijvend moment dan voor 1932, diensgevolge zal het aandrijvend moment iets zijn afgenomen.

Doordat het aandrijvend moment bij MHW-omstandigheden nagenoeg gelijk of iets kleiner is dan tijdens de historische stormen en doordat het tegenwerkend moment bij MHW-omstandigheden groter is dan tijdens de historische stormen, is de kans op afschuiving bij MHW-omstandigheden kleiner dan tijdens historische stormen.

Macrostabieliteit binnenwaarts: opdrijven

Opdrijven wordt bepaald door de verticale balans tussen het gewicht van het afsluitende pakket (inclusief grondwater) en de opwaartse druk van het water in het eerste watervoerend pakket. De opwaartse kracht wordt bepaald door de stijghoogte in het eerste watervoerend pakket. Doordat de stijghoogte bij MHW-omstandigheden lager zal zijn dan tijdens de historische stormen (a) zal de opwaartse kracht bij MHW-omstandigheden kleiner zijn dan tijdens de historische stormen. De neerwaartse kracht door het gewicht van het afsluitende pakket is gelijk gebleven (b).

Doordat de opwaartse kracht kleiner zal zijn en doordat de neerwaartse kracht ongeveer gelijk gebleven zal zijn, zal de kans op opdrijven bij MHW-omstandigheden kleiner zijn dan tijdens de historische stormen.

Piping

De volgorde van gebeurtenissen die tot piping leiden, zijn:

- door opdrijven bolt het afsluitend pakket iets op, waardoor grondbreuk ontstaat.
- door de ontstane scheurtjes zoekt spanningswater uit het eerste watervoerend pakket zich een weg naar het maaiveld.
- door erosie van deze kwelweg ontstaat een kanaal tussen het eerste watervoerend pakket en het maaiveld; het opbarstkanaal.
- het geërodeerde materiaal uit het opbarstkanaal wordt meegevoerd door de kwelstroom en afgezet rond de uitstroomopening.
- door de uit het eerste watervoerend pakket uittredende kwel worden zand-deeltjes vanuit het eerste watervoerend pakket naar het opbarstkanaal getransporteerd.
- het opbarstkanaal wordt gevuld met zand in gefluidiseerde toestand. Hierdoor neemt de stromingsweerstand in het opbarstkanaal toe.
- er zijn nu twee mogelijkheden: door de toegenomen stromingsweerstand neemt de stroomsnelheid van het water aan het begin van het opbarstkanaal zodanig af dat het erosieproces van het eerste watervoerend pakket stopt of de stroomsnelheid van het water aan het begin van het opbarstkanaal neemt onvoldoende af om het erosieproces van het eerste watervoerend pakket te stoppen. In het eerste geval zal de wel schoon water gaan produceren. In het tweede geval zal zand door de kwelstroom via het opbarstkanaal naar het maaiveld worden getransporteerd en rond de wel worden afgezet.
- door de erosie ontstaan kanaaltjes (pipes) in het eerste watervoerend pakket, direct onder het afsluitend pakket.
- bij voldoende groot verhang van het freatisch niveau over het dwarsprofiel zullen de ontstane erosiekanaaltjes blijven groeien, tot ze het buitenwater bereiken (terugschrijdende erosie). Er is dan een open verbinding tussen het buitenwater en het uitredepunt, waarmee piping een feit is.

De kans op piping bij MHW-omstandigheden is kleiner dan tijdens historische stormen, doordat:

- de kans op opdrijven kleiner is bij MHW-omstandigheden dan tijdens historische stormen
- het verhang van het freatisch niveau over het dwarsprofiel bij MHW-omstandigheden kleiner is dan tijdens historische stormen.

Bovenstaande overwegingen en conclusies leiden ertoe dat in deze studie onder bewezen sterkte wordt verstaan de geotechnische stabiliteit met betrekking tot macrostabiliteit van het binnentalud, inclusief opdrijven, en piping, onder stormcondities. Zodra historische waterstanden (aanzienlijk) hoger zijn geweest dan de MHW (bij stormomstandigheden en niet bij een hoog meerpeil) en de historische en actuele dijkprofielen vrijwel gelijk zijn en niet in ongunstige zin zijn veranderd, dan kan het dijkprofiel als "voldoende" worden beschouwd volgens de Leidraad Toetsen op Veiligheid.

Bovenstaande methodiek is aangehouden in de studie. In de toekomst zal een Technisch Rapport Actuele sterkte worden uitgebracht, waarbij uitgangspunten mogelijk gewijzigd zullen worden ten opzichte van deze studie.

Tot slot kan nog gewezen worden op een opmerkelijk verschil tussen de methode van bewezen sterkte en de toetsing op overhoogte en restbreedte bij een hoog meerpeil. Bij bewezen sterkte wordt ervan uitgegaan dat de dijk sterkt genoeg is en blijft staan. Bij de toetsing op overhoogte en restbreedte wordt niet het feitelijk gedrag van de dijk beoordeeld, maar wordt ervan uitgegaan dat het binnentalud niet stabiel is. Bij het afschuiven van het binnentalud wordt dan bekeken of het deel van de dijk dat blijft staan nog hoog en sterk genoeg is om het water te keren. Het wil niet zeggen dat het afschuiven daadwerkelijk gebeurt. Alleen wordt getoetst of bij zo'n situatie de dijk nog sterk genoeg is.

1.5 Leeswijzer

Het kader van de studie, de probleemstelling, de doelstelling, de methodiek en uitgangspunten zijn in dit hoofdstuk al aan bod gekomen, waarbij duidelijk is gemaakt dat bewezen sterkte wordt toegepast bij maatgevende stormen en waarbij een hoog meerpeil afzonderlijk wordt bekeken. In hoofdstuk 2 worden de hydraulische gegevens behandeld, eerst de historische waterstanden, dan de actuele MHW's en daarna een vergelijking van de twee. De laatste paragraaf van hoofdstuk 2 wordt gewijd aan de duur van een mogelijk extreem hoog meerpeil.

Hoofdstuk 3 is net zo opgebouwd als hoofdstuk 2, maar nu worden de dijkprofielen van een groot aantal dijkvakken beschouwd. Dus eerst historische gegevens, dan de actuele profielen en tenslotte de vergelijking. In hoofdstuk 4 wordt dan de methode van bewezen sterkte uitgewerkt (paragraaf 4.1) en ook de aanpak bij een extreem hoog meerpeil (paragraaf 4.2).

In hoofdstuk 5 wordt de kostenraming bijgesteld, het doel van deze studie.

In hoofdstuk 6 wordt een redelijk aantal aanverwante zaken behandeld die voor en tijdens de studie naar voren kwamen. Dit is het wel of niet kunnen toepassen van de methode van bewezen sterkte voor Marken; de invloed van een andere normstelling dan de huidige voor de dijkkringgebieden 44, 45 en 46 (bijvoorbeeld van 1/1.250 per jaar naar 1/4.000 per jaar; een globale toets op de kunstwerken met bijbehorende kostenschatting voor verbeteringen; een overzicht van consequenties bij de keuze van een meerpeilstatistiek; en tot slot een nadere studie naar MHW's op de Eem.

Tot slot worden in hoofdstuk 7 de conclusies en aanbevelingen gegeven.

In bijlage A is een lijst opgenomen met al de voor deze studie toegeleverde gegevens. Het rapport omtrent de beoordeling van kunstwerken, samengevat in paragraaf 6.3, is volledig weergegeven in bijlage B. Bijlage C motiveert de keuze voor de een meerpeilstatistiek voor het rekenmodel HYDRA-M, zoals dat voor het Markermeer zou moeten worden toegepast. Tot slot zijn in bijlage D de leden van Stuurgroep en Begeleidingsgroep Markermeer gegeven.

2 Hydraulische gegevens en randvoorwaarden

2.1 Historische waterstanden

2.1.1 Aanwezige hydraulische gegevens

De Zuiderzee werd in 1932 afgesloten door de Afsluitdijk, waarna eerst een groot IJsselmeer ontstond en later een kleiner IJsselmeer door inpoldering (Noordoostpolder en Flevoland) en weer later door het bouwen van de Houtribdijk tussen Enkhuizen en Lelystad, waardoor het Markermeer ontstond. De zwaarste storm in de Zuiderzee tussen 1900 en 1932 was ongetwijfeld die van 13 en 14 januari 1916. Bij deze storm ontstonden tal van dijkdoorbraken langs de hele Zuiderzeekust en raakten veel dijken beschadigd zonder te bezwijken. De schade bestond hoofdzakelijk uit afschuivingen van het binnentalud door hevige golfoverslag over de kruin van de dijk.

Na 1916 werd een versterkingsplan uitgevoerd voor de meeste dijken langs de Zuiderzee. Zo ook voor het gedeelte van het huidige Markermeer, van Enkhuizen tot Nijkerk. Deze versterkingen vonden plaats tussen 1916 en ongeveer 1925. Soms werd de versterking direct aangepakt, soms was dit, door meningsverschillen over ontwerp en kosten, een aantal jaren later. Op de Zuiderzee hebben na deze versterkingen nog enkele stormen gewoed die door stormopzet voor redelijk hoge waterstanden hebben gezorgd. Wel niet zo hoog als in 1916, maar toch zo hoog dat ze de Maatgevende Hoog Waters (MHW's) soms aanzienlijk overtreffen.

In veel gevallen is na de afsluiting van de Zuiderzee weinig meer gedaan aan de voormalige en huidige IJsselmeer- en Markermeerdijken: de Zuiderzee was immers getemd. Dit houdt ook in dat waarschijnlijk in veel gevallen de dijk er momenteel nog net zo bij ligt als zeventig jaar geleden, behoudens enige zetting. In dat geval is de toetsing via de methode bewezen sterkte zeer interessant.

In deze paragraaf worden de historisch opgetreden waterstanden op de Zuiderzee beschreven. Hierbij gaat het om waterstanden na de dijkversterkingen van 1916 en voor de afsluiting in 1932. Globaal dus de periode 1920 – 1932.

Het Rijksinstituut voor Kust en Zee van de Rijkswaterstaat (RIKZ) beheert de in Nederland gemeten waterstanden op zee. Waterstanden gemeten voor 1960 zijn in de zestiger jaren op microfilm gezet en deze films kunnen ter beschikking worden gesteld. Uit de Tienjarige Overzichten 1911 – 1920 en 1921 – 1930 zijn de hoogste waterstanden gehaald voor de locaties die langs het Markermeer zijn gelegen. Onderstaand is het overzicht gegeven met waterstanden in cm +NAP.

	13/14 jan. 1916	3 dec. 1917	7 nov. 1921	25 nov. 1925	26 nov. 1928
Enkhuizen	241	221	191	137	206
Hoorn	263	220	236	161	211
Oranjesluizen	284	249	258	223	220
Muiden	267	215	258	230	218
Nijkerk	325	290	295	260	236

Niet van alle bovenstaande locaties zijn registraties beschikbaar. In het Markermeergebied zijn microfilms aanwezig met registraties van Enkhuizen, Muiden en Nijkerk. Daarnaast zijn er ook registraties aanwezig van andere locaties in de voormalige Zuiderzee. Om een goed beeld te krijgen van het verloop van de waterstanden voor deze stormen in het grootste deel van de Zuiderzee, zijn registraties van de volgende locaties van microfilm gehaald: Medemblik, Enkhuizen, Muiden, Nijkerk, Elburg, Schokland, Stavoren en Lemmer.

Een afdruk van zo'n microfilm is als voorbeeld gegeven in figuur 2.1 voor de zeehaven bij Nijkerk en wel voor de storm van 7 november 1921. In deze figuur heeft de verticale as twee schalen met een verspringing van 2,50 m. Op de horizontale as worden de uren gegeven. Voor het linkerdeel van de grafiek, de aanloop van de storm, is deze as NAP. Voor het rechterdeel, met de uiteindelijke top van 2,95 m +NAP, is dit 2,50 m +NAP.

Alle van belang zijnde registraties zijn opgemeten en in een Excel-werkblad gezet. Omdat de storm van 1917 kwam voordat veel dijken waren versterkt, is deze storm verder buiten beschouwing gelaten. Figuren 2.2 – 2.5 geven het waterstandsverloop voor bovengenoemde locaties voor de stormen van 1916 (ter vergelijking), 1921, 1925 en 1928.

2.1.2 Analyse historische waterstanden

De waterstandsverlopen van figuren 2.3 – 2.5 zijn gebruikt om de historische waterstanden langs de hele Markermeerkust te bepalen. Als eerste is de stand van het wateroppervlak in de Zuiderzee bepaald op de piek van de storm. Daartoe zijn tussen de stations waar de waterstand werd gemeten, rechte lijnen getrokken, zie figuur 2.6. Deze lijnen werden in vier gelijke stukken verdeeld. Daarna werd verondersteld dat tussen de stations een lineair verband aanwezig was met betrekking tot de waterstand op dat moment. Dit levert een aantal waterstanden op in de Zuiderzee, zoals dat is aangegeven in figuur 2.7. Vervolgens werden op het oog isolijnen getrokken voor gelijke waterstand, dit zijn de stippellijnen in figuur 2.7.

De isolijnen van gelijke waterstand zijn gegeven in figuren 2.7 – 2.9 voor de stormen van 1921, 1925 en 1928. Alhoewel in het zuidelijk deel van de Zuiderzee niet alle isolijnen precies evenwijdig lopen, kan toch wel een redelijk gemiddelde schatting van de richting van de isolijnen worden gemaakt. In feite is het deel van de Zuiderzee dat ten westen van de lijn Enkhuizen – Nijkerk ligt (gearceerd in de figuren) bepalend voor de Markermeerdijken. De windrichting wordt verondersteld loodrecht te staan op de richting van de isolijnen. Op de piek van elke storm werden de volgende richtingen voor de isolijnen en bijbehorende windrichtingen bepaald.

<i>Storm</i>	<i>richting isolijnen [° t.o.v. noord]</i>	<i>windrichting [° t.o.v. noord]</i>
7 november 1921	82	352
25 november 1925	98	8
26 november 1928	49	319

De windrichtingen komen (natuurlijk) redelijk overeen met de richtingen die tijdens de stormen werd gemeten. De op deze manier bepaalde richtingen van de isolijnen zijn gebruikt om voor alle locaties langs de Markermeerdijken het verloop van de waterstand te bepalen. In eerste instantie is uitgegaan van de dijklocaties die in het Onafhankelijk Onderzoek Markermeer (WILdelft hydraulics, 1998) zijn gebruikt. Een overzicht van deze locaties is gegeven in figuur 2.10. In deze overzichtsfiguur zijn de deelfiguren aangegeven (figuren 2.11 – 2.19) waarin de precieze locatie van het dijkprofiel met nummer en ook de richting loodrecht op de as van het dijkvak.

In Noord-Holland bestaat het dijkprofielnummer uit een dijkvaknummer (d18 – d30) gevolgd door een profielnummer. Zo is bijvoorbeeld in figuur 2.13 het dijkprofielnummer d20-60 gegeven. Voor tussenliggende profielnummers kan in de figuur rechtlijnig worden geïnterpoleerd. De locaties voor het Hoogheemraadschap Uitwaterende Sluizen van Noord-Hollands Noorderkwartier (USHN) zijn gegeven in figuren 2.11 – 2.16. Die van Hoogheemraadschap Amstel, Gooi en Vecht zijn gegeven in figuren 2.16 en 2.17. Tenslotte zijn de locaties voor het Waterschap Vallei en Eem gegeven in figuren 2.18 en 2.19.

In figuur 2.20 is de wijze gegeven waarop het waterstandsverloop werd bepaald voor alle dijklocaties. In deze figuur is als voorbeeld de storm van november 1925 genomen. De wind kwam vrijwel uit het noorden en de richting van de isolijnen was 98°. Voor de bepaling van de waterstanden ten noorden van Muiden is lijn Enhuizen – Muiden van belang, voor locaties ten zuiden van Muiden is dit de lijn Muiden – Nijkerk. De twee lijnen werden in een redelijk aantal gelijke stukjes verdeeld en er werden lijnen getrokken evenwijdig aan de bepaalde richting van de isolijn.

In figuur 2.20 is dijklocatie d23-76 als voorbeeld gegeven. Een isolijn door deze locatie snijdt de lijn Enhuizen – Muiden. De afstand van Enhuizen naar dit snijpunt is 0,481 maal de afstand van Enhuizen naar Muiden en geeft daarmee de ratio die kan worden gebruikt voor interpolatie tussen waterstanden. Voor alle dijklocaties zijn de ratio's bepaald, hetzij tussen de lijn Enhuizen – Muiden, of tussen Muiden en Nijkerk.

Het waterstandsverloop voor de stations Enhuizen, Muiden en Nijkerk, zoals dat is gemeten voor de drie stormen van 1921, 1925 en 1928, is respectievelijk gegeven in figuren 2.21 – 2.23. Met de gevonden ratio's is voor elk tijdstip en voor elke locatie een tussenliggende, geïnterpoleerde waarde gevonden voor de waterstand. Figuur 2.24 geeft nogmaals de gemeten waterstanden in het huidige Markermeergebied voor de storm van november 1925, maar nu is ook de berekende waterstand van dijklocatie d23-76 gegeven. Deze ligt tussen de gemeten waarden van Enhuizen en Muiden in (met de ratio 0,481).

Tenslotte is voor elke dijklocatie het berekende waterstandsverloop geanalyseerd. Er werden drie gegevens bepaald:

- de maximum opgetreden waterstand
- de duur dat de waterstand boven +2,0 m NAP is gebleven
- de duur dat de waterstand boven +1,5 m NAP is gebleven

Deze gegevens zijn in tabel 2.1 samengevat. In de eerste kolommen van tabel 2.1 is de dijklocatie gegeven met enkele lengtekenmerken. In de volgende kolommen worden bovenstaande gegevens gegeven voor de drie beschouwde stormen. Het maximum van de drie stormen is vet gedrukt.

Uit tabel 2.1 kan het volgende worden samengevat omtrent historische gegevens: de maximale waterstand is overal boven +2 m NAP geweest, bij Nijkerk zelfs bijna +3 m NAP. Een waterstand hoger dan +2 m NAP heeft 2 – 8 uur geduurd, een waterstand boven +1,5 m NAP ongeveer een etmaal.

2.2 Maatgevende Hoog Waters

In het IJsselmeer en Markermeer kunnen Maatgevende Hoog Waters (MHW's) worden bepaald met het rekenmodel HYDRA-M. Dit model is door RIZA ontwikkeld en is gebruikt en beschreven in het Onafhankelijk Onderzoek Markermeer (1998). Het model HYDRA-M is een statistisch naverwerkingsprogramma voor het toetsen van dijken. Het berekent de overschrijdingsfrequentielijnen voor bijvoorbeeld de waterstand en het 2%-golfoplooppniveau. In de onderhavige studie gaat het om de waterstand, omdat deze van belang is voor de geotechnische faalmechanismen.

Het rekenmodel HYDRA-M voor het IJsselmeer is door de Minister vastgesteld als model te gebruiken voor de toetsing van dijken in het IJsselmeer. Aangezien het Markermeer ten tijde van de studie nog geen buitenwater was, was ook het model HYDRA-M dat in de studie werd gebruikt geen officieel vastgesteld rekenmodel. De verwachting is echter dat het rekenmodel dat in de toekomst zal worden gebruikt, niet of nauwelijks zal afwijken van de versie die in de studie is gebruikt. Een daadwerkelijke toetsing van de Markermeerdijken volgens de Leidraad Toetsen op Veiligheid dient met een door de Minister vastgesteld HYDRA-M te gebeuren.

Als invoer voor het programma om MHW's te kunnen berekenen dienen gegevens als waterstanden en golven voor de dijk als functie van meerpeil en windsnelheid en -richting, en de statistieken van meerpeil en wind. Deze basisgegevens zijn voor het Markermeer allemaal in bovengenoemd Onafhankelijk Onderzoek Markermeer bepaald en beschreven. De enige te kiezen en te beïnvloeden variabele is de meerpeilstatistiek (de windstatistiek, de opwaaiing bij gegeven wind en gegeven meerpeil liggen vast). In het Onafhankelijk Onderzoek Markermeer is hier uitgebreid aandacht aan besteed. Er zijn 10 verschillende scenario's berekend, voor zowel het IJsselmeer als Markermeer. Deze zijn:

1. De huidige situatie
2. De verwachte klimaatsveranderingen over 50 jaar wat betreft zeespiegelrijzing, verandering van neerslag en verandering van IJsselaflvoer
3. Het verdubbelen van de spuicapaciteit voor de spuisluizen in de Afsluitdijk, Houtribdijk, bij IJmuiden en Schellingwoude
4. Het verdubbelen van de spuicapaciteit in combinatie met de klimaatsveranderingen
5. Het gedeeltelijk inpolderen van het Markermeer in combinatie met klimaatsveranderingen
6. Een wijziging van het streefpeil van -0,40 m NAP naar -0,20 m NAP, inclusief klimaat
7. De huidige situatie, zonder aflat IJsselmeer – Markermeer

*water aflatken op
Markermeer van
het IJsselmeer*

van IJsselmeer naar Markermeer

8. De verwachte klimaatsveranderingen over 50 jaar wat betreft zeespiegelrijzing, verandering van neerslag en verandering van IJsselafvoer, zonder aflat IJsselmeer - Markermeer
9. Het verdubbelen van de spuicapaciteit voor de spuisluizen in de Afsluitdijk, Houtribdijk, bij IJmuiden en Schellingwoude, zonder aflat IJsselmeer - Markermeer
10. Het verdubbelen van de spuicapaciteit in combinatie met de klimaatsveranderingen, zonder aflat IJsselmeer - Markermeer

In de eerste zes scenario's wordt bij extreem hoog water op het IJsselmeer water afgelaten naar het Markermeer. In de laatste vier scenario's is dit niet het geval. Voor elk scenario werd de meerpeilstatistiek bepaald. Een aantal scenario's bleek onderling weinig te verschillen, waardoor uiteindelijk per meer drie karakteristieke meerpeilstatistieken onstonden: een lage (LMS), midden (MMS) en hoge meerpeilstatistiek (HMS).

In feite zorgt een zwaardere belasting (zoals klimaatsveranderingen) voor hogere meerpeilen, positieve maatregelen (zoals verdubbeling spuicapaciteit) voor lagere meerpeilen en combinaties voor handhaving van de huidige meerpeilen. Het niet aflat van water naar het Markermeer bij extreem hoog water op het IJsselmeer zorgt altijd voor redelijk lage meerpeilen op het Markermeer. In die zin is het Markermeerpeil redelijk beheersbaar.

De drie meerpeilstatistieken zijn gegeven in figuur 2.25. In deze figuur valt op dat de lijnen voor het IJsselmeer redelijk dicht bij elkaar liggen (de afvoer van de IJssel zorgt altijd voor behoorlijk hoge meerpeilen) en dat die voor het Markermeer een grote spreiding vertonen. De huidige situatie (scenario 1) geeft zowel voor IJsselmeer als Markermeer de midden meerpeilstatistiek. Het klimaatscenario 2 geeft in beide gevallen de hoge meerpeilstatistiek. Als niet water wordt afgelaten op het Markermeer (scenario's 7 en 8) blijft de situatie voor het IJsselmeer hetzelfde: midden of hoge meerpeilstatistiek. Voor het Markermeer wordt dan in beide gevallen de lage meerpeilstatistiek gevonden.

Voor het feitelijk toetsen van dijken wordt de huidige situatie aangehouden. Dit betekent voor het IJsselmeer de midden meerpeilstatistiek. Voor het Markermeer is de keus de midden of de lage meerpeilstatistiek, afhankelijk van het wel of niet aflat van water op het Markermeer bij extreem hoog water op het IJsselmeer. Op consequenties voor de keuze van een meerpeilstatistiek wordt in paragraaf 2.5 teruggekomen. In de onderhavige studie zijn de tien scenario's uit het Onafhankelijk Onderzoek Markermeer aangehouden en worden ook de MHW's voor alle drie de meerpeilstatistieken bepaald.

Voor elke dijklocatie in het Markermeer en voor elk van de drie meerpeilstatistieken is de MHW bepaald. De berekeningen zijn binnen deze studie uitgevoerd door WLdelft hydraulics op identieke wijze als in het Onafhankelijk Onderzoek Markermeer (1998). De MHW's zijn bepaald voor de gegeven normfrequenties van de dijkkringgebieden:

- dijkkringgebied 13: 1/10.000 per jaar
- dijkkringgebieden 44, 45 en 46: 1/1.250 per jaar

HYDRA-M levert het zogenaamde ontwerp punt. Dit is de combinatie van meerpeil en wind met de grootste kansbijdrage aan het overschrijden van de normfrequentie. In vrijwel alle gevallen is het ontwerp punt of "windbepaald" of "meerpeilbepaald". Windbepaald wil zeggen dat bij een meerpeil in de buurt van het streefpeil een zeer zware storm door hoge opwaaiing voor de MHW

zorgt. De duur van zo'n top komt redelijk overeen met de duur van een historische storm.

Meerpeilbepaald wil zeggen dat de kans op MHW door een extreem meerpeil wordt gegeven, waarschijnlijk bij lage of afluiddige wind. Dit kan in het Markermeer vooral voorkomen bij de dijkvakken die door oostelijke wind worden aangevallen (tussen Enkhuizen en Amsterdam). De relatief zwakke oostenwind ten opzichte van de westelijke sector kan dan geen opwaaiing veroorzaken die hoger is dan een zeer extreem meerpeil. Bij zo'n hoog meerpeil is het waarschijnlijk dat er westelijke windrichtingen zijn (dus afluiddig), want onder die windrichtingen kan er niet gespuid worden en loopt het meerpeil op. Een wezenlijk verschil tussen een wind- of meerpeilbepaald ontwerp punt is dat een hoog meerpeil een veel langere duur heeft (orde weken) dan een hoge opwaaiing (enkele uren). Voor geotechnische stabiliteit zou dit een verschil kunnen betekenen.

Voor alle dijklocaties zijn de ontwerp punten met resulterende MHW's, voor de drie verschillende meerpeilstatistieken, in tabellen 2.2 – 2.4 gegeven. In tabel 2.2 is dit gedaan voor dijkkringgebied 13 (USHN), in tabel 2.3 voor dijkkringgebied 44 (DWR) en tenslotte in tabel 2.4 voor dijkkringgebieden 45 en 46 (Vallei en Eem).

In de eerste kolommen zijn de dijklocaties met kenmerkende lengtes gegeven. Daarna is het uitvoerpunt gegeven waarvoor de MHW is bepaald. Dit is een punt ongeveer 275 m voor de kust in het Markermeer en 125 m voor de kust in de randmeren. Ter vergelijking met de MHW is dan de huidige hoogte van de kruin en buitenkruinlijn gegeven. Daarna worden voor de lage, de midden en de hoge meerpeilstatistiek het ontwerp punt met vier waarden gegeven:

- de maatgevende windrichting
- de windsnelheid
- het meerpeil in deze maatgevende conditie
- het MHW

Een totaaloverzicht is gegeven in figuur 2.26. Van links naar rechts zijn in deze figuur alle dijklocaties gegeven vanaf Enkhuizen, via Hoorn, Amsterdam, Muiden naar Nijkerk, dus vanaf het noorden via de kust naar het zuiden. In de figuur zijn verschillende lijnen gegeven, waarvan de twee bovenste lijnen in de volgende paragraaf worden besproken.

Hier gaat het om de groene, oranje en paarse lijnen die betrekking hebben op de drie meerpeilstatistieken. Er is een dunne en een dikke lijn voor elk van deze kleuren. De dunne lijn is de waarde van het meerpeil dat hoort bij de normfrequentie. Deze is horizontaal en maakt aan de rechterkant van de figuur een abrupte daling, omdat daar wordt overgegaan van dijkkring 13 naar dijkkring 44, waar een lagere normfrequentie geldt, namelijk 1/1.250 per jaar in plaats van 1/10.000 per jaar.

De dikke lijn is het MHW voor geotechnische stabiliteit, behorend bij een bepaalde meerpeilstatistiek. Als de dikke lijn hoger ligt dan de dunne horizontale lijn, dan heeft wind invloed op het MHW. Als de lijnen op elkaar liggen, dan wordt het MHW volledig bepaald door een hoog meerpeil en niet door storm.

Uit tabellen 2.2 – 2.4 en figuur 2.26 kan samenvattend het volgende worden geconcludeerd ten opzichte van de MHW's en verschillende meerpeilstatistieken:

- Voor de *lage meerpeilstatistiek* wordt in alle gevallen de MHW door wind bepaald. De MHW's voor dijkkringgebied 13 komen nauwelijks boven +0,5 m NAP. Alleen in de buurt van Enkhuizen en ten oosten van Naarden worden MHW's berekend die hoger zijn. De MHW bij Enkhuizen is +1,23 m NAP en bij Nijkerk +1,54 m NAP.
- Voor de *midden meerpeilstatistiek* wordt voor een redelijk groot deel van dijkkringgebied 13 (van Hoorn tot het Kinselmeer), dat op het oosten ligt, een meerpeilbepaald MHW gevonden. Het MHW ligt hier rondom +0,7 m NAP (het 10^{-4} -kwantiel van de middenmeerpeilstatistiek). De MHW bij Enkhuizen is +1,27 m NAP, die bij Nijkerk +1,56 m NAP, beide vrijwel overeenkomend met de lage meerpeilstatistiek.
- Voor de *hoge meerpeilstatistiek* wordt in dijkkringgebied 13 vrijwel overal een meerpeilbepaald MHW gevonden. De MHW's liggen rondom +1,3 m NAP. In dijkkringgebied 44 is de helft van de locaties meerpeilbepaald met een MHW van ongeveer +1 m NAP. De MHW bij Enkhuizen is +1,50 m NAP en bij Nijkerk is dit +1,62 m NAP. De MHW's langs de Eem en richting Nijkerk worden nauwelijks beïnvloed door de meerpeilstatistiek, die ten noorden van Amsterdam heel duidelijk.

2.3 Vergelijking hydraulische belastingen

De samenvattende conclusies aan het eind van paragrafen 2.1 en 2.2 maken een vergelijking van de historische belastingen met de MHW's gemakkelijk. Een vergelijking per locatie kan worden gemaakt met behulp van tabellen 2.1 – 2.4, maar nog gemakkelijker met figuur 2.26. In deze figuur zijn naast de MHW's ook de aanwezige kruinhoogte per locatie uitgezet en de maximum waterstand die is opgetreden tussen 1921 en 1932.

Het is in figuur 2.26 duidelijk dat de maximale historische waterstanden minimaal 0,5 m, maar vaak 1 m of meer hoger zijn geweest dan de MHW's die nu worden berekend. Wat betreft de hoogte van de waterstand kan geconcludeerd worden dat daarom de studie op bewezen sterkte positief scoort. Ook kan worden geconcludeerd dat ten opzichte van alle MHW's, ook die van de hoge meerpeilstatistiek, er in vrijwel alle gevallen een grote overhoogte aanwezig is.

Afhankelijk van de keuze van meerpeilstatistiek komen er locaties voor die meerpeilbepaald zijn. Het verschil met historische waterstanden zit dan vooral in de *duur* van de meerpeiltop die veel langer is dan die van een storm. Ten aanzien van de duur van de (lagere) belasting kan niet worden gezegd dat deze historisch is opgetreden. Voor de midden meerpeilstatistiek (MHS) gaat het om een niveau van +0,7 m NAP, voor de hoge meerpeilstatistiek (HMS) is dit een niveau van +1,3 m NAP.

Geconcludeerd kan worden dat de situatie met een hoog meerpeil niet vergeleken kan worden met een historische storm in de voormalige Zuiderzee en dat de methode van bewezen sterkte hier geen uitkomst biedt. In de tweede fase van deze studie is nader onderzoek uitgevoerd naar de verwachte duur van zeer hoge meerpeilen en is ook gekeken naar hoe kan worden omgegaan

met de geotechnische sterkte van een dijk met overhoogte en een langdurig hoog meerpeil.

In het vervolg van de onderhavige studie is in eerste instantie verondersteld dat in alle gevallen de historische belasting zwaarder is geweest dan de huidige MHW's. Onder deze aanname zijn de historische en huidige dijkprofielen vergeleken en is een aanpassing van de kostenraming gemaakt. In tweede instantie is gekeken naar de sterkte van de dijken bij een hoog meerpeil. De resultaten van de studie naar de duur van een hoog meerpeil zijn beschreven in paragraaf 2.4. Enkele punten ten aanzien van een meerpeiltop worden hier besproken.

Ten eerste zijn niveau's van +0,7 m en +1,3 m NAP herhaaldelijk vrij lange tijd in de Zuiderzeetijd overschreden. Een voorbeeld is gegeven in figuur 2.27 met het waterstandsverloop bij Zeeburg van 3 – 5 januari 1922. Deze storm was niet erg zwaar, maar duurde wel vrij lang. Een niveau van +0,7 m NAP werd gedurende 3 dagen overschreden en voor een niveau van +1,3 m NAP was dit meer dan 2 dagen. Het is mogelijk dat in de periode 1920 – 1932 stormen geweest zijn die een nog langere duur gaven boven één van beide niveaus dan hier gegeven. Hier is geen onderzoek naar uitgevoerd. Maar ook al zou er nog een storm zijn geweest die een langere duur gaf, het zal beperkt blijven tot een aantal dagen en geen weken.

Ten tweede zijn er in het verleden enkele hoge meerpeiltoppen voorgekomen in het IJsselmeer en Markermeer. Dit zijn wel niet de meerpeiltoppen met een MHW, maar toch kan er mogelijk informatie omtrent duren uit worden gedestilleerd. Figuren 2.28 en 2.29 geven de meerpeilen in oktober en november 1998 en december en januari 1994. In 1994 werd wel water op het Markermeer afgelaten, in 1998 niet. In 1998 werd de hoogste top gemeten, zowel in het IJssel- als Markermeer. Uit het verloop van het meerpeil is het volgende overzicht gemaakt met betrekking tot duren boven een bepaald niveau:

niveau t.o.v.	IJsselmeer		Markermeer	
top	1994	1998	1994	1998
top	+0,25 m	+0,52 m	+0,17 m	+0,18 m
binnen 5 cm	10 d	2,5 d	6 d	9 d
binnen 10 cm	19 d	9 d	11 d	14 d
binnen 20 cm	23 d	14 d	25 d	18 d

Uit het overzicht volgt dat een waterstandsniveau boven 10 tot 20 cm beneden de top, globaal 2-3 weken duurt. Of dit bij nog veel extremere meerpeilen ook het geval is, kan niet worden geconstateerd. Hoe hoger een meerpeil wordt, hoe sneller tussendoor toch gespuid kan worden. In de volgende paragraaf wordt hierop terug gekomen.

Het maximum in november 1998 van +0,52 m NAP op het IJsselmeer kwam volgens Pompert (1999) overeen met een overschrijdingskans van eenmaal in 93 jaar. Dit is ook overeenkomstig de midden meerpeilstatistiek in figuur 2.25. Het niveau van +0,18 m NAP op het Markermeer zou moeten worden vergeleken met de lage meerpeilstatistiek in figuur 2.25, omdat geen water is afgelaten van het IJsselmeer op het Markermeer. Uit de figuur blijkt dat deze waterstand minder dan eenmaal in 10.000 jaar overschreden zou kunnen worden. Dit is vrij onwaarschijnlijk, zodat geconcludeerd kan worden dat de lage meerpeilstatistiek voor het Markermeer mogelijk aan de lage kant is.

Hier is ook wel een verklaring voor te geven. Tijdens het hoog water op het IJsselmeer is bewust niet water afgelaten op het Markermeer om overlast voor omliggende gebieden (niet kunnen spuien, etc.) te beperken. Dit had men overigens wel gedaan als de weersverwachting wat betreft windrichting en sterkte ongunstiger waren geweest. Het bleek dat de randmeren ook veel overlast van hoog water hadden en men heeft met pompen water op het Markermeer gebracht. In feite zijn extra maatregelen genomen om water op het Markermeer te laten die niet voorzien waren in het model dat is gehanteerd in het Onafhankelijk Onderzoek Markermeer (1998) om de meerpeilstatistiek te kunnen vaststellen.

Als geconcludeerd wordt dat de lage meerpeilstatistiek voor het Markermeer mogelijk aan de lage kant is, dan is het een redelijke aanname om voor de huidige situatie in het model HYDRA-M de midden meerpeilstatistiek aan te houden, overeenkomstig het IJsselmeer. Bij deze aanname is het dan niet meer van belang of wel of niet water op het Markermeer wordt afgelaten bij extreem hoog water op het IJsselmeer. De keuze omtrent een aan te houden meerpeilstatistiek in HYDRA-M is verder uitgediept in paragraaf 6.4.

2.4 Duur van extreme meerpeilen in het Markermeer

In de tweede fase van deze studie is door WLLdelft hydraulics onderzoek verricht naar het verloop van extreme meerpeilen in het Markermeer en de bijbehorende duur van de top. De studie is beschreven in WL (2000-1). In deze paragraaf wordt een samenvatting gegeven.

Doel van het onderzoek was om in de vorm van een gevoeligheidsanalyse de duur en het bij behorende verloop van meerpeiltoppen op het Markermeer te bepalen met een extreme herhalingstijd, en daarbij een indicatie te geven van de betrouwbaarheid van het resultaat. Uitgangspunt daarbij was de statistische extrapolatie van meerpeilen uit het Onafhankelijk Onderzoek Markermeer (1998). De analyse is uitgevoerd door simulatie van meerpeiltoppen voor het Markermeer, die ongeveer overeenkomen met onderstaande gebeurtenissen:

<i>overschrijdingsfrequentie</i>	<i>meerpeilstatistiek</i>	<i>peil</i>
1/10.000 /jr.	midden	+0,7 m NAP
1/1.250 /jr	hoog	+1,05 m NAP
1/10.000 /jr	hoog	+1,3 m NAP

Bij het onderzoek is gebruik gemaakt van het balansmodel van het IJsselmeergebied BekkenWin, een zogenaamd waterbalansmodel, dat zowel de IJsselmeer- als de Markermeerpeilen goed simuleert. De berekening met BekkenWin is vergelijkbaar met de berekeningen zoals uitgevoerd in het Onafhankelijk Onderzoek Markermeer (1998). Om met BekkenWin extreme meerpeiltoppen te simuleren werd een aantal parameters dusdanig verhoogd dat de drie maatgevende meerpeelniveaus werd bereikt met modelsimulaties. Deze parameters waren de IJsselafvoer, de neerslag en daarmee lineair de regionale afwatering, en de buitenwaterstand op Waddenzee en de Noordzee.

In totaal zijn voor elk maatgevend meerpeelniveau drie combinaties gekozen die zoveel mogelijk van elkaar verschillen. Een synthetische reeks, met vijf meerpeiltoppen gebaseerd op eerder gemeten hoge meerpeilen, is met de combinaties doorgerekend. Deze berekeningen resulteerden in 15 gesimuleerde meerpeiltoppen per maatgevend meerpeelniveau. Deze gesimuleerde meerpeiltoppen zijn verder geanalyseerd.

De volgende hoofdconclusies werden bereikt:

- De toppen duren ongeveer een week, als men aanneemt dat minus 5 cm overeenkomt met de top. Bij 10 cm onder maatgevend peil houden de toppen circa 2 weken aan, met een standaardafwijking van 1 week. Bij 20 cm onder het peil bedragen de duren 3 tot 4,5 weken met opnieuw een standaardafwijking van 1 week. Een hoger niveau duurt wel korter dan een lager niveau (3 weken bij +1,3 m NAP, 4 bij +1,05 m NAP en 4,5 weken bij +0,7 m NAP).
- De resulterende duren zijn in orde grootte vergelijkbaar met de gemeten extreme meerpeilen op het Markermeer. Wel kunnen de duren langer aanhouden dan bijvoorbeeld tijdens het hoogwater van 1998 het geval is geweest, waarbij het meerpeil 20 cm onder de top 2,5 weken aanhield. De stormvloed van 1922 (zie figuur 2.27) duurde slechts 2,5 dagen boven +1 m NAP. Hiermee wordt duidelijk dat het Markermeer als "gesloten" watersysteem veel langer aanhoudende extreem hoge meerpeilen kent in vergelijking tot de Zuiderzee. Waarbij overigens niet moet worden vergeten dat de waterstanden in de Zuiderzee veel hoger zijn geweest en deze altijd gepaard gingen met storm en zware golfaanval.

3 Dijkprofielen

3.1 Historische dijkprofielen

Om op basis van de bewezen sterkte dijken te kunnen beoordelen, zijn historische dijkprofielen van na de storm van 1916, maar voor de stormen van 1922, 1925 en / of 1928, vergeleken met de actuele dijkprofielen. Als de dijkprofielen van vroeger en nu nog steeds vergelijkbaar zijn, dan komen deze profielen in aanmerking voor de methode van bewezen sterkte. Als het dijkprofiel te sterk is veranderd, dan gaat dit niet meer op.

Door USHN, DWR en Vallei en Eem zijn bestekken met bijbehorende bestekstekeningen en in incidentele gevallen dijkopmetingen direct na de uitvoering van de bestekken verstrekt. De bestekken dateren van na 1916 toen massaal de dijken langs de Zuiderzee zijn versterkt. Als het mogelijk was werd uitgegaan van opmetingen na het gereedkomen van de dijkverzwaring. Waren geen opmetingen aanwezig dan werd van de bestekstekening uitgegaan. Een volledig overzicht van aanwezige tekeningen en gegevens is gegeven in bijlage A.

Doordat massaal in een kort tijdsbestek de dijken rondom de Zuiderzee zijn verzwakt is de dekkingsgraad van de historische profielen groot. In de meeste gevallen was het wel of niet beschikbaar zijn van de actuele profielen bepalend voor de dekkingsgraad. Er is echter een aantal stukken waarvan binnen de tijdsduur van deze studie geen gegevens konden worden gevonden:

1. bestekstekeningen van Muiderberg naar Naarden en de aansluiting op de hoge gronden
2. situatietekeningen destijds rondom Huizen

3.2 Actuele profielen

In het Onafhankelijk Onderzoek Markermeer (1998) is voor de dijkhoogtetoeetsing uitgegaan van een aantal representatieve dijklocaties met profielen. In eerste instantie is gewerkt met deze profielen, die ook gegeven zijn in de tabellen van hoofdstuk 2 en figuren 2.10 – 2.19. Hiervan viel echter een aantal profielen af, omdat van deze profielen alleen het buitenprofiel bekend was, en niet het binnenprofiel. Echter, zowel USHN als DWR hebben voor een gedeelte van hun dijken leggers aangeleverd.

Van de volgende dijken waren hierdoor leggers beschikbaar.

USHN:

1. Westerdijk van Drechterland (d20)
2. Klamdijk (d21)
3. Schardam- en Keukendijk (d22)
4. Zeevangsdijk (d23)
5. Zuidpolderzeedijk (d24)
6. Katwouderzeedijk (d25)
7. Nieuwendam (d26)
8. Waterlandse Zeedijk (d27)

-
9. Uitdammerdijk (d28)
 10. Durgerdammerdijk (d29)
 11. Schellingwouderdijk (d30)

De leggers van dijken d20 – d23 kwamen tijdens de concept-rapportagefase beschikbaar en deze extra informatie werd toen nog niet meegenomen. Van de dijk d18, die loopt van Enkhuizen naar Hoorn, en van de dijken d20 – d23 waren echter incidenteel leggerprofielen beschikbaar uit het Onafhankelijk Onderzoek Markermeer (1998). Ook werden in de concept-rapportagefase leggerprofielen van enkele secties van dijk d18 toegeleverd. Deze extra informatie werd in de eerste fase nog niet verwerkt. Vergelijking van deze aangeleverde informatie met de aanwezige informatie leert dat in de aanwezige informatie al voldoende dijkprofielen aanwezig waren om een goede dekking te geven over de beschouwde dijken. Op het traject van dijk d18 tot en met dijk d23 zijn 31 dijkprofielen beschouwd (ten opzichte van een totaal van 78 voor alle Markermeerdijken). Daarom zijn geen extra dijkprofielen toegevoegd ten opzichte van de concept-rapportagefase.

DWR:

1. Diemerzeedijk
2. Muiden
3. Zeedijk beoosten Muiden
4. Kromme dijk
5. Westdijk
6. Oostdijk

Voor Vallei en Eem zijn geen nieuwe actuele gegevens opgeleverd. Er bestaat een legger uit de jaren zestig, maar die geeft aan hoe de dijk er uit zou moeten zien en niet hoe die er op dat moment bij lag. Voor het gedeelte rondom de Eem, van Eemnes tot aan Nijkerk, zijn alleen actuele dijkprofielen beschikbaar zoals die voor het Onafhankelijk Onderzoek Markermeer (1998) zijn opgemeten. Dit zijn de profielen 46-e1 – 46-e4, 45-e5 en 45-e6, 45-73a, 45-74, 45-75 en 45-76. De locaties zijn gegeven in figuren 2.18 en 2.19

De beschikbaarheid van de leggers heeft voor de desbetreffende dijken de mogelijke dichtheid voor vergelijking vergroot. In eerste instantie is in de buurt van de locaties van het Onafhankelijk Onderzoek Markermeer (1998) gezocht naar leggerprofielen en historische profielen. In sommige gevallen zijn locaties vervallen omdat geen goed vergelijk met historische profielen mogelijk was. In andere gevallen zijn de genoemde locaties aangevuld, waar uit de legger bleek dat er afwijkingen of discontinuïteiten waren ten opzichte van de historische profielen, en het dus zinvol was een extra locatie in te voegen.

3.3 Vergelijking dijkprofielen

In totaal zijn voor 78 locaties de historische en actuele dijkprofielen naast elkaar gelegd. Dit zijn 57 in dijkkringgebied 13, ten noorden van Amsterdam, en 21 van Amsterdam tot Nijkerk. De meeste locaties komen overeen met die uit het Onafhankelijk Onderzoek Markermeer (1998), welke zijn gegeven in figuren 2.10 – 2.19. Een aantal locaties is nieuw. Nieuwe locaties in dijkkringgebied 13 kunnen vrij gemakkelijk worden gevonden. Een locatie is aangeduid met het dijk nummer (d18 – d30), gevolgd door een dijkprofielnummer. De dijkprofielnummers zijn oplopend. Met behulp van figuren 2.10 – 2.16 zijn tussenliggende locaties vrij gemakkelijk te bepalen.

Tussen Amsterdam en Muiden is in dijkkringgebied 44 ook een aantal nieuwe locaties gegeven (voor een deel overigens nabij IJburg, waar de aanwezige dijk wordt gerenoveerd). Deze nieuwe locaties zijn in figuur 3.1 gegeven met de dijklocatienummers 44-76 tot en met 44-80, 44-82 en 44-83.

Voor de exacte plaatsaanduiding dienen de bronnen geraadpleegd te worden, zoals de bestekstekeningen, de leggers en de profielen zoals deze door WLdelft hydraulics zijn gebruikt bij eerdere studies.

Een directe vergelijking van historische en actuele profielen, rekening houdend met aanliggende vergelijkbare profielen, levert de meest betrouwbare beoordeling op omtrent overeenkomsten en verschillen tussen de profielen. Deze directe vergelijking is ook gemaakt ten behoeve van de beoordeling op bewezen sterkte. Om de vergelijking inzichtelijk te maken zijn karakteristieke gegevens van de dijkprofielen in tabellen bijeengebracht. Dit overzicht wordt gegeven in tabellen 3.1 – 3.3.

In tabel 3.1 worden de historische dijkprofielen weergegeven, in tabel 3.2 de actuele dijkprofielen en in tabel 3.3 wordt een vergelijking gemaakt en wordt een oordeel gegeven omtrent bewezen sterkte ten aanzien van geotechnische stabiliteit. De eerste drie kolommen van de tabellen zijn steeds hetzelfde. Hierin worden de dijklocaties gegeven, in de derde kolom overeenkomend met locaties gegeven in figuren 2.10 – 2.19 en 3.1.

In tabel 3.1 is ten aanzien van de oude bestekstekeningen onder de bron tevens het jaar van het bestek weergegeven. Dit wil niet zeggen dat het bestek altijd in dat jaar ook is uitgevoerd. Ten aanzien van deze historische profielen is voor de exacte plaatsbepaling ofwel het (oude!) dijkpaalnummer gegeven, ofwel een profielnummer, hetgeen refereert aan de bestekstekeningen.

Het middengedeelte van tabellen 3.1 en 3.2 geeft het profiel in een aantal karakteristieke grootheden zoals hoogtes, breedtes en taludhellingen. Figuur 3.2 geeft dit karakteristieke profiel met de aanduidingen a – n, welke in de kolommen in tabellen 3.1 en 3.2 zijn aangegeven. Voor zowel de historische als actuele profielen is een kolom opgenomen voor diverse opmerkingen.

In tabel 3.3 zijn de historische en actuele profielen met elkaar vergeleken. Hierbij is het verschil bepaald tussen karakteristieke grootheden van het actuele en het historische profiel. In deze tabel zijn ook waterstanden gegeven, zowel de historische waterstand in november 1928 (welke door alle verbeterde dijken is gekeerd) als de MHW's voor de lage, midden en hoge meerpeilstatistieken, respectievelijk LMS, MMS en HMS. In de laatste twee kolommen van tabel 3.3 wordt een oordeel over de vergelijkbaarheid van de profielen gegeven. Dit wordt in hoofdstuk 4 besproken.

Vooruitlopend op de analyse van de bewezen sterkte kan hier worden opgemerkt dat de rijen in tabellen 3.1 – 3.3 die oranje zijn gekleurd niet direct vergelijkbare profielen gaven en daarmee aangeven dat bewezen sterkte hier niet aannemelijk kan worden gemaakt.

4 Analyse geotechnische stabiliteit

4.1 Bewezen sterkte voor maatgevende storm

De analyse van de geotechnische stabiliteit valt uiteen in een deel waarbij van bewezen sterkte wordt uitgegaan en een deel waarbij een maatgevend hoog water door een extreem meerpeil wordt gegeven. Bewezen sterkte mag worden toegepast als onder maatgevende omstandigheden van een storm wordt uitgegaan. Die behandeling wordt in deze paragraaf uiteengezet. In paragraaf 4.2 wordt de geotechnische stabiliteit bij een hoog meerpeil beschreven.

Het mag duidelijk zijn dat dijken in de loop van tachtig jaar niet precies gelijk blijven. Zetting zal altijd optreden. Daarnaast geven opmetingen van het dijksprofiel zelf en in deze studie opmetingen van tekeningen een meetonnauwkeurigheid die ook voor verschillen zorgt. Bij de vergelijking van profielen moet daarmee rekening worden gehouden.

Het uitgangspunt bij de analyse op bewezen sterkte met betrekking tot geotechnische stabiliteit is, dat als de profielen vergelijkbaar zijn of marginaal zijn veranderd in positieve (geotechnische) zin, er vanuit mag worden gegaan dat het om dezelfde dijk gaat. In hoofdstuk 2 is al aangegeven dat in alle gevallen historisch een hogere waterstand is geweest dan de MHW's van nu. In deze paragraaf wordt er voorlopig vanuit gegaan dat als de dijksprofielen vergelijkbaar zijn, de geotechnische stabiliteit van de dijk is bewezen.

Als dijksprofielen niet vergelijkbaar zijn wil dat overigens niet zeggen dat de dijk geotechnisch niet stabiel zou zijn. De dijk kan echter niet op bewezen sterkte worden goedgekeurd. Dit geldt ook als een dijksprofiel ongunstig is veranderd met betrekking tot geotechnische stabiliteit. In beide gevallen moet nader onderzoek (de feitelijke toetsing) aantonen of de dijk geotechnisch stabiel is.

Met behulp van grondmechanische expertise is een aantal uitgangspunten voor beoordeling van de geotechnische stabiliteit opgesteld, met betrekking tot veranderingen van het dijksprofiel. Het betreft de volgende uitgangspunten:

1. **Verbreiding van de berm aan de binnenzijde** wordt gezien als een verbetering, aangezien het niet erg waarschijnlijk is dat er diepe slappe lagen aanwezig zullen zijn, waardoor een berm zou kunnen leiden tot een verslechtering van de stabiliteit.
2. **Verflauwing van het binnentalud** wordt gezien als een verbetering.
3. **Versteiling van het buitentalud** wordt binnen zekere marges (tot 1:2,5) beoordeeld als niet van invloed op macrostabiliteit binnentalud.
4. **De veranderingen aan een buitendijkse berm** worden beoordeeld als niet van invloed op de macrostabiliteit van het binnentalud.
5. **Kruinverbreiding** wordt beoordeeld als een verbetering ten aanzien van de stabiliteit.
6. **Kruinverlaging** wordt beoordeeld als een verbetering ten aanzien van de stabiliteit.

Voor alle veranderingen geldt dat deze marginaal moeten zijn en dat het duidelijk is dat over ongeveer hetzelfde dijkprofiel wordt gesproken en niet over een volledig veranderd profiel.

Een aantal karakteristieke verschillen die bij de vergelijking van de profielen werden gevonden zijn weergegeven in figuur 3.3. Wat vrij veel is geconstateerd is dat een kruin iets verlaagd en daardoor verbreed is ten bate van een weg op de kruin, zie figuur 3.3a. Hierbij is soms één van beide of beide taluds iets versteild. In principe is een dergelijke verandering goedgekeurd tenzij een (zeer) steil binnentalud aanwezig was en deze bij verandering nog steiler werd. In zo'n geval werd het profiel niet goedgekeurd op bewezen sterkte.

Een aantal dijkvakken bleek te zijn versterkt met een kleikist op de kruin, zie figuur 3.3b. Na het gereedkomen van de Afsluitdijk zijn deze kleikisten weggehaald. Deze dijkvakken werden als vergelijkbaar beschouwd. In een aantal gevallen werd een behoorlijk lagere kruin geconstateerd, zonder dat het verdere profiel veel was veranderd, zie figuur 3.3c. Verlagen tot 0,6 – 0,8 m waren niet uitzonderlijk. Het is mogelijk dat de zakking volledig door zetting is veroorzaakt, het is ook mogelijk dat een stuk van de kruin is afgehaald. In beide gevallen is de geotechnische stabiliteit niet verminderd en zijn de profielen als vergelijkbaar beschouwd.

De dijk door Eemnes is na de storm van 1916 verhoogd aan de zeezijde. Een vrij brede binnenberm (met weg) bleef aanwezig, zie figuur 3.3d. Om van Eemnes in de Eempolder te komen moest altijd deze "hobbel" worden genomen en onmiddellijk na het gereedkomen van de Afsluitdijk zijn procedures in gang gezet om de dijkversterking weer teniet te doen. In de dertiger jaren is ook inderdaad de verhoging weer weggehaald. Aangezien een groot gedeelte van de oorspronkelijke dijk bestaan bleef en de dijk geotechnisch gezien alleen maar sterker werd, zijn de dijkprofielen vergelijkbaar geacht. Het is overigens best mogelijk dat door latere bebouwing een gedeelte van de dijk niet mag worden goedgekeurd op bewezen sterkte, maar hier wordt in hoofdstuk 5 op terug gekomen.

Soms werd een volledig ander profiel aangetroffen, zie figuur 3.3e. In zo'n geval werd geconstateerd dat de profielen niet vergelijkbaar waren en is de dijk niet goedgekeurd op bewezen sterkte.

Ook kwam het incidenteel voor dat de gegevens niet helemaal duidelijk waren. Ook in zo'n geval is geoordeeld dat bewezen sterkte (nog) niet kon worden aangetoond.

De laatste twee kolommen van tabel 3.3 geven uiteindelijk een oordeel over de vergelijkbaarheid van de profielen en over de uitkomst met betrekking tot bewezen sterkte. In de op een na laatste kolom wordt de vergelijkbaarheid van de profielen gegeven. Daar waar de vergelijking negatief uitpakt is voor het betreffende onderdeel (binnentalud, kruinbreedte, etc.) het vak roodgemaakt in tabel 3.3. Elke vergelijking die te grote verschillen gaf te zien (of onduidelijkheden) is in de tabel aangegeven met een oranje achtergrond.

Tabel 3.3 geeft aan dat 62 van de 78 dijkprofielen vergelijkbaar werden geacht. Deze kunnen als "voldoende" worden beschouwd op basis van bewezen sterkte. Daarmee blijven 16 dijkprofielen over die bij een rechtstreekse vergelijking niet voldoende bleken. In sommige gevallen is het echter vrij duidelijk dat in vervolgonderzoek het dijkvak wel goedgekeurd zal worden. Een dijk die 20 m breder is geworden ten bate van een weg geeft niet een

vergelijkbaar profiel, maar is wel zo sterk dat er van uit mag worden gegaan dat een toetsing tot goedkeuren leidt. Hetzelfde geldt voor dijkvakken waar geen eenduidige informatie van aanwezig was. Nader onderzoek die deze informatie boven water haalt zal waarschijnlijk leiden tot vergelijkbare profielen. Daar waar steile binnentaluds nog steiler zijn geworden kan men twijfelen aan een goedkeuring in een later stadium.

In de laatste kolom van tabel 3.3 is op basis van bovenstaande een opinie gegeven omtrent de uitslag van vervolgonderzoek. Er blijven maar 4 van de 78 dijkprofielen over waar twijfel over bestaat met betrekking tot goedkeuring op geotechnische stabiliteit. Wat betreft het bijstellen van de kostenraming voor geotechnische dijkverbeteringen wordt van de laatste kolom in tabel 3.3 uitgegaan en niet van het oordeel over de vergelijkbaarheid van de profielen.

Geconcludeerd kan worden dat 62 van de 78 dijkprofielen vergelijkbaar waren en dat deze profielen leiden tot een "voldoende" geotechnische stabiliteit op bewezen sterkte. Van de overige 16 dijkprofielen is de verwachting dat minimaal 12 bij vervolgonderzoek zullen worden goedgekeurd.

Hierbij moet wel een belangrijke aantekening worden gemaakt. Een dijkprofiel is in deze studie, net als in het Onafhankelijk Onderzoek Markermeer (1998), representatief gesteld voor een redelijk grote strekking. Een te grote strekking voor een feitelijke toetsing. Het uitgangspunt van de onderhavige studie is ook niet om elk dijkvak van 100 m of 200 m te toetsen, maar om een goede indruk te krijgen van wat de methode van bewezen sterkte kan opleveren en daarmee een bijstelling van de kostenraming voor geotechnische verbeteringen te kunnen maken. Ook werden toegeleverde documenten over het bestek of latere wijzigingen niet (diepgaand) bestudeerd.

Voor een feitelijke toetsing van dijkvakken op bewezen sterkte is het noodzakelijk dat profielen om de (paar) honderd meter met elkaar worden vergeleken en dat wordt nagegaan of een bestek ook daadwerkelijk volgens de tekeningen is uitgevoerd. In sommige gevallen moet ook worden nagegaan hoe een dijk precies is gewijzigd, bijvoorbeeld bij het aanbrengen van een verbreding voor een weg. De meeste gegevens voor zo'n toetsing zijn wel aanwezig. De benodigde tijd was echter duidelijk niet voor deze studie beschikbaar.

Daar waar de dijk grenst aan bebouwing, of leidingen de dijk doorkruisen, zal een normale toetsing vrijwel altijd noodzakelijk zijn. De situatie kan lokaal veranderd zijn. Met name kunnen hier genoemd worden:

- dijk rond Enkhuizen
- dijk voor Schellinkhout
- dijk rond Hoorn
- dijk voor Schardam
- dijk rond Volendam
- dijk rond Monnickendam
- dijk voor Uitdam
- dijk voor Durgerdam
- dijk bij de Hollandsche brug
- dijk in Spakenburg
- dijk in Eemnes
- dijk in Eembrugge
- de Eemdijk

Bij het maken van de bijstelling van de kostenraming wordt hier rekening mee gehouden.

4.2 Geotechnische sterkte bij een hoog meerpeil

Na de constatering dat een hoog meerpeil niet met een historische storm kan worden vergeleken vanwege de lange duur van het hoog water, is gezocht naar een oplossing van dit vraagstuk. Uiteindelijk heeft Fugro een studie uitgevoerd waarbij de eerder uitgevoerde quick scan (Fugro, 1998) de basis vormde, tezamen met het toepassen van de bestaande klassieke beoordelingsregels die specifiek voor de oude Zuiderzeedijken zijn aangescherpt, en tot slot mogelijk bewezen sterkte voor zover toepasbaar.

Ruimte ten opzichte van de quick scan is gezocht op de volgende punten:

- de MHW's die in deze studie zijn berekend, zijn lager dan die MHW's die in de quick scan waren aangenomen.
- bij een hoog meerpeil hebben de dijken een grote overhoogte en -breedte. Dit ruime profiel maakt de toepassing van een (aangescherpte) restbreedte- of zoneringsregel mogelijk
- er kan worden aangenomen dat opdrukken/opdrijven niet meer vanuit de tussenzandlaag kan optreden na uitvoering van "eenvoudige ingrepen", zoals het dempen van sloten en het aanbrengen van kwelschermen. Daarmee kan worden gesteld dat piping alleen nog kan plaatsvinden in dijkvakken zonder deklaag.

De studie is beschreven in Fugro, 2000. De studie is alleen uitgevoerd voor het gedeelte dat onder USHN valt, dus van Enkhuizen tot aan Amsterdam. Verder heeft Fugro schattingen gemaakt die optimistisch, realistisch, voorzichtig of pessimistisch van aard waren. Hiermee werd een idee omtrent de spreiding in resultaten verkregen. Bij de quick scan werd in totaal 27,6 km dijk afgekeurd op piping en/of macrostabiliteit, waarbij een MHW van +1,5 m NAP was aangenomen. Verder werd onderscheid gemaakt tussen een hoog meerpeil bij de midden meerpeilstatistiek (MMS = +0,7 m NAP) en de hoge meerpeilstatistiek (HMS = +1,3 m NAP). In onderstaande tabel zijn de resultaten samengevat, waarbij het aantal afgekeurde kilometers dijk is gegeven.

	midden meerpeilstatistiek			hoge meerpeilstatistiek		
	on- bebouwd	bebouwd	totaal	on- bebouwd	bebouwd	totaal
optimistisch	1,2	0,4	1,6	6,3	2,1	8,4
realistisch	2,2	2,0	4,2	7,2	7,2	11,1
voorzichtig	6,9	2,3	9,2	11,6	11,6	15,5
pessimistisch	14,5	4,8	19,3	18,5	18,5	24,7

Bij de midden meerpeilstatistiek wordt bij een realistische schatting nog 4,2 km afgekeurd, wat een reductie is tot 15% van de eerdere schatting. Bij de hoge meerpeilstatistiek is dit 11,1 km, overeenkomend met een reductie tot 40%.

In bijlage B van Fugro (2000) wordt een voorstel gedaan om restbreedte in rekening te brengen via een zoneringsregel. In feite geldt bij een hoog meerpeil dat er nauwelijks wind en golven zullen zijn. En als ze er al zijn is het waarschijnlijk uit de noordwestelijke hoek omdat dan niet gespuid kan worden en dit is voor USHN vrijwel altijd aflandig. Dit betekent dat er altijd een grote overhoogte aanwezig zal zijn en daarmee een grote restbreedte. Een afschuiving van het binnentalud leidt daarmee niet tot een doorbraak, omdat er

voldoende profiel overblijft. De regel is opgesteld aan de hand van het Technisch Rapport Boezemkaden en iets aangescherpt.

Met deze aangescherpte regel is een krap, normaal en ruim profiel beoordeeld. De toegestane waterstanden voor een restbreedte van 3 m na afschuiven (0,5 m boven MHW) waren respectievelijk 2,0 m, 2,4 m en 3,3 m voor genoemde profielen. De aangehouden waterstand was +1,3 m NAP. Fugro (2000) concludeert dat eigenlijk alle profielen aan de voorgestelde eis voor de restbreedte voldoen. De onzekerheid die dan in de voorzichtige en pessimistische schatting wordt meegenomen ligt in het feit dat de regel nog niet formeel is goedgekeurd. Bij de optimistische schatting leidt deze regel tot het goedkeuren van de resterende dijkvakken wat betreft macrostabiliteit binnenwaarts.

Alhoewel in Fugro (2000) een restbreedte regel wordt voorgesteld, komt ook een dergelijke regel voor in de vigerende Leidraad Toetsen op Veiligheid. De allereerste stap bij een toetsing op macrostabiliteit binnenwaarts (STM) is een toetsing op een zeer ruim profiel. Hierbij worden zowel overhoogte als restbreedte in beschouwing genomen. Ook toepassing van deze regel leidt waarschijnlijk (er zijn geen nauwkeurige berekeningen gemaakt) tot goedkeuren van de meeste dijkvakken wat betreft een hoog meerpeil.

Wel is er momenteel studie gaande naar deze regel in de Leidraad en het is mogelijk dat er binnenkort een aanpassing komt. Toch is momenteel deze regel vigerend en kan worden gesteld dat een hoog meerpeil, ook niet bij de hoge meerpeilstatistiek, niet of nauwelijks tot afkeuren van dijkprofielen zal leiden met betrekking tot macrostabiliteit van het binnentalud.

5 Bijstelling kostenraming

5.1 Bijstelling op basis van bewezen sterkte

In het Onafhankelijk Onderzoek Markermeer (1998) zijn kosten geraamd voor het geval het Markermeer buitenwater mocht worden en dit tot noodzakelijke dijkverbeteringen zou leiden. Voor geotechnische stabiliteitsverbeteringen, op basis van globale tot zeer globale toetsing (Fugro, 1998), werd een kostenpost geschat van 124 miljoen euro (273 miljoen gulden), inclusief verbeteringskosten van drie te lage dijkvakken en inclusief Fleverwaard. De maximale schatting bedroeg 167 miljoen euro (369 miljoen gulden = +35%) en de minimale schatting 25 miljoen euro (54 miljoen gulden = -80%). De lage minimale schatting werd gebaseerd op een optimistische uitwerking van twee aspecten, namelijk gedetailleerd geotechnisch onderzoek en een studie naar bewezen sterkte. De effecten van deze laatste studie betreffen het onderhavige onderzoek en de financiële consequenties worden hier weergegeven.

De kosten waren als volgt over de verschillende dijkringgebieden verdeeld:

Beheerder	Dijkring- gebied	Kostenraming	
		euro	gulden
Fleverwaard			
- Oostvaardersdijk	8	18 miljoen	40 miljoen
- rest	8	25 miljoen	54 miljoen
USHN	13	35 miljoen	76 miljoen
DWR	44	16 miljoen	36 miljoen
Vallei en Eem	45 / 46	30 miljoen	67 miljoen
		124 miljoen	273 miljoen

Met betrekking tot bewezen sterkte blijven de kosten voor Fleverwaard natuurlijk staan, want op de dijken van Fleverwaard kan de methode van bewezen sterkte niet worden toegepast. Alleen dijkringgebieden 13 en 44 – 46 komen hiervoor in aanmerking. Het gaat dan om een kostenpost van 81 miljoen euro (179 miljoen gulden) met een maximale schatting van 110 miljoen euro (242 miljoen gulden) en een minimale schatting van 16 miljoen euro (36 miljoen gulden).

In deze paragraaf wordt er vanuit gegaan dat de methode van bewezen sterkte mag worden toegepast. In de volgende paragraaf worden de effecten van een extreem hoog meerpeil op de geotechnische sterkte beschreven.

Als basis voor de bijstelling van de kosten voor geotechnische verbeteringen is de uiteindelijke kostentabel van Fugro (1998) gebruikt. Als een dijkvak als "voldoende" werd beschouwd op basis van bewezen sterkte, dan werden de kosten op nul gesteld. Tabellen 5.1 - 5.3 geven de uiteindelijke kostenramingen. In tabel 5.1 voor USHN, zijn alleen die vakken weergegeven waar of een hoogtetekort aanwezig was, of aaneengesloten bebouwing, of geen voldoende op bewezen sterkte. In tabellen 5.2 en 5.3, voor respectievelijk DWR en Vallei en Eem, zijn alle dijkvakken gegeven.

Uit de vergelijking van de dijkprofielen komt naar voren dat een juiste toetsing op bewezen sterkte voor dijkvakken waarlangs aaneengesloten bebouwing staat, alleen kan als dit voor profielen gebeurt op korte afstand van elkaar. Dat is niet in deze studie gedaan. Een enkel profiel werd representatief gesteld voor een vrij lang dijkvak met bebouwing. Als een deel van een dijkvak met bebouwing verbeterd moet worden brengt dit meestal grote kosten met zich mee, omdat de bebouwing zo dicht op de dijk staat en er nauwelijks ruimte is voor verbeteringen. Daarom wordt hier gesteld dat kosten die in Fugro (1998) zijn geraamd voor dijkvakken met aaneengesloten bebouwing, bij de bijstelling van de kostenraming gehandhaafd blijven. Het is mogelijk dat in een later stadium deze kosten meevallen. Het is echter ook mogelijk dat in de Fugro-schatting hier en daar moeilijke stukken binnen de bebouwde kom zijn onderschat, wat de uiteindelijke kosten weer omhoog brengt.

In tabel 5.1 zijn eerst de locaties van de dijkvakken van USHN gegeven met de kosten zoals die in Fugro (1998) zijn geschat. Daarna is aangegeven of er een hoogtetekort is geconstateerd en of er aaneengesloten bebouwing aanwezig is. In de kolom daarna wordt aangegeven of er een "geen voldoende" op bewezen sterkte wordt gescoord (j) en of deze in een mogelijke vervolgstudie wel geacht wordt voldoende te scoren (v). In de laatste drie kolommen worden de kosten gegeven, eerst voor aaneengesloten bebouwing, dan voor andere dijkvakken die geen voldoende halen met de methode van bewezen sterkte en tenslotte de kosten voor dijkvakken die ook na nader onderzoek mogelijk niet worden goedgekeurd. De ramingen zijn rechtsonder in de tabel opgeteld. Dit zijn de *basisramingen exclusief BTW*. Voor engineeringskosten, MER, toeslagen, onvoorzien en BTW is in Fugro (1998) de basisraming met 80% verhoogd, wat leidt tot de uiteindelijke totale raming inclusief BTW, zoals deze aan het begin van dit hoofdstuk is gegeven. De factor 1,8 toegepast op de bedragen in tabel 5.1 leidt voor USHN tot de volgende bijgestelde kostenraming:

USHN

Categorie	Bijgestelde kostenraming	
	euro	gulden
aaneengesloten bebouwing + hoogtetekort	9,1 miljoen	20,0 miljoen
geen voldoende bewezen sterkte	7,1 miljoen	15,6 miljoen
opinie twijfel bij vervolgonderzoek	0,9 miljoen	1,9 miljoen

Als men ervan uit gaat dat vervolgonderzoek tot een bedrag van 0,9 miljoen euro (1,9 miljoen gulden) zal leiden, dan komt het totaal voor USHN op 10,0 miljoen euro (21,9 miljoen gulden).

Bij DWR en Vallei en Eem zijn alle dijkvakken op bewezen sterkte "voldoende" gekeurd en komen kosten alleen nog van dijkvakken met aaneengesloten bebouwing. De totale raming voor DWR en Vallei en Eem, gebaseerd op tabellen 5.2 en 5.3 wordt:

DWR

Categorie	Bijgestelde kostenraming	
	euro	gulden
aaneengesloten bebouwing + hoogtetekort	3,3 miljoen	7,3 miljoen
geen voldoende bewezen sterkte	-	-
opinie twijfel bij vervolgonderzoek	-	-

Vallei en Eem

Categorie	Bijgestelde kostenraming	
	euro	gulden
aaneengesloten bebouwing + hoogtetekort	16,9 miljoen	37,3 miljoen
geen voldoende bewezen sterkte	-	-
opinie twijfel bij vervolgonderzoek	-	-

De kostenpost voor Vallei en Eem valt erg hoog uit. Dit wordt veroorzaakt door bebouwing op de Wakkerendijk en Meentweg waar damwanden en erosieschermen zijn voorzien in Fugro (1998), met twee dijkvakken met een kostenpost samen van meer dan 3,6 miljoen euro (8 miljoen gulden) en door de lange bebouwing van Eemnes. Het is best mogelijk dat de uiteindelijke kosten voor deze dijkvakken meevallen. Maar, zoals eerder genoemd, het is ook mogelijk dat hier en daar de kosten bij bebouwing zijn onderschat of in het geheel niet zijn meegenomen.

Het totaaloverzicht met enige afronding en vergelijking met het Onafhankelijk Onderzoek Markermeer (OOM, 1998) wordt dan:

Beheerder	OOM (1998)		Bewezen sterkte (2000)	
	euro	gulden	euro	gulden
USHN	35 miljoen	76 miljoen	10 miljoen	22 miljoen
DWR	16 miljoen	36 miljoen	3 miljoen	8 miljoen
Vallei en Eem	30 miljoen	67 miljoen	17 miljoen	37 miljoen
	81 miljoen	179 miljoen	30 miljoen	67 miljoen

De totale raming is daarmee teruggebracht van 81 miljoen euro (179 miljoen gulden) naar 30 miljoen euro (67 miljoen gulden). De maximale schatting kan opnieuw gesteld worden op +35%, zodat deze uitkomt op 41 miljoen euro (90 miljoen gulden); dit was 110 miljoen euro (242 miljoen gulden). Voor een minimale marge is 50% aangehouden, omdat een meer gedetailleerde toetsing binnen aaneengesloten bebouwing via bewezen sterkte en/of via geotechnisch onderzoek nog tot een behoorlijke reductie zou kunnen leiden. Deze minimale schatting komt dan op 15 miljoen euro (33 miljoen gulden); dit was 16 miljoen euro (36 miljoen gulden).

De kosten voor Fleverwaard van 43 miljoen euro (94 miljoen gulden) blijven staan, evenals de kosten voor verbetering van de steenbekledingen, zoals dat in een landelijk kader wordt uitgevoerd. Deze kosten werden geschat op 21-47 miljoen euro (46-104 miljoen gulden) voor Fleverwaard en USHN, met 16-32 miljoen euro (35-70 miljoen gulden) voor de Oostvaardersdijk. De steenbekledingen voor dijkkringgebieden 44-46 zijn nog niet getoetst en hiervoor zijn nog geen kostenramingen gemaakt.

De bijstelling van de kostenraming is onder de aanname dat de methode van bewezen sterkte mag worden toegepast. De effecten van een extreem hoog meerpeil worden in de volgende paragraaf behandeld.

5.2 Invloed hoog meerpeil op de kostenraming

In paragraaf 4.2 is de geotechnische stabiliteit van de dijken besproken voor een extreem hoog meerpeil. In Fugro (2000) wordt een aanpak gevolgd met optimistische tot pessimistische schattingen van af te keuren dijkvakken, overigens alleen voor USHN. De samenvatting is in paragraaf 4.2 gegeven.

Daarnaast speelt het feit dat met de vigerende Leidraad Toetsen op Veiligheid mogelijk vrijwel alle dijkvakken voor een hoog meerpeil worden goedgekeurd, omdat dijken bij deze omstandigheden een grote restbreedte en overhoogte hebben. Bij dit laatste aspect worden ongeveer dezelfde kosten gevonden als bij volledige toepassing van bewezen sterkte, namelijk dat met name de dijkvakken met bebouwing vlak achter de dijk het minst zeker zijn en dat daar geraamde kosten blijven staan.

In Fugro (2000) zijn geen kostenramingen gemaakt. Hier worden de schattingen van af te keuren kilometers dijk vergeleken met de quick scan en worden kosten verhoudingsgewijs gereduceerd. Er is een duidelijk onderscheid tussen de midden en hoge meerpeilstatistiek, zie ook de tabel in paragraaf 4.2, en deze zal hier worden aangehouden.

De kostenraming voor dijkkringgebieden 13, 44, 45 en 46 bedroeg in het Onafhankelijk Onderzoek Markermeer (1998) in totaal 81 miljoen euro (179 miljoen gulden) met een onder- en bovengrens van 16 en 110 miljoen euro (36 en 242 miljoen gulden). Met de geschatte kilometers af te keuren en te verbeteren dijken, gerelateerd aan de 27,6 km afgekeurde dijk bij de quick scan en bovenstaande totale kostenraming, kan een bijgestelde kostenraming worden gemaakt. Deze is onderstaand gegeven en ter vergelijking ook de bijgestelde kostenraming op basis van bewezen sterkte (vorige paragraaf).

hoog meerpeil: midden meerpeilstatistiek

<i>Kostenraming</i>	<i>euro</i>	<i>gulden</i>
optimistisch (ondergrens)	5 miljoen	10 miljoen
realistisch	12 miljoen	27 miljoen
pessimistisch (bovengrens)	57 miljoen	125 miljoen

hoog meerpeil: hoge meerpeilstatistiek

<i>Kostenraming</i>	<i>euro</i>	<i>gulden</i>
optimistisch (ondergrens)	25 miljoen	54 miljoen
realistisch	33 miljoen	72 miljoen
pessimistisch (bovengrens)	73 miljoen	160 miljoen

bewezen sterkte (stormbepaald)

<i>Kostenraming</i>	<i>euro</i>	<i>gulden</i>
optimistisch (ondergrens)	15 miljoen	33 miljoen
realistisch	30 miljoen	67 miljoen
pessimistisch (bovengrens)	41 miljoen	90 miljoen

Het is mogelijk dat in de schattingen van Fugro niet alle kosten voor bebouwde dijkvakken zijn blijven staan. Juist voor Vallei en Eem is deze kostenpost groot, wat niet in de schattingen van Fugro zit omdat daar alleen USHN is beschouwd. Daardoor is mogelijk de realistische schatting bij de midden meerpeilstatistiek voor alle dijkkringgebieden tezamen aan de lage kant. De gemiddelde of realistische schattingen zullen elkaar dan niet veel ontlopen. Alleen geeft Fugro een grotere onzekerheidsmarge dan alleen op basis van bewezen sterkte.

6 Aanverwante zaken

6.1 Marken

Bij aanwijzing van het Markermeer als buitenwater wordt Marken een dijkkringgebied met een eigen normfrequentie. Deze normfrequentie is nog niet vastgesteld, maar er is wel onderzoek naar uitgevoerd (Nieuwjaar, 1999). In deze paragraaf wordt bekeken of de kaden van Marken in aanmerking komen voor een studie naar bewezen sterkte.

Het eiland Marken heeft een niveau dat ongeveer gelijk ligt met het gemiddelde niveau van het omringende water. Het eiland wordt door kaden beschermd tegen hoogwater. Het kruinniveau van deze kaden lag tot voor dertig jaar terug op zo'n +1,50 m NAP. Voordat de afsluiting van de Zuiderzee tot stand kwam (1932), kwam het met een zekere regelmaat voor dat de waterstand in de omgeving van het eiland Marken hoger werd dan de kaden hoog waren. Het water liep dan over de kaden naar binnen. Om de huizen en andere gebouwen op het eiland te beschermen tegen het over de kaden naar binnen stromende water werden deze op zogenaamde werven gebouwd of hadden ze open onderhuizen met de woonruimte op de eerste verdieping. De werven hebben een hoogte van 1,8 m tot 2,4 m boven het maaiveld.

Ondanks het feit dat de huizen op verhogingen waren gebouwd moet er toch met een zekere regelmaat wateroverlast zijn opgetreden. Tussen 1825 en 1916 zijn er 12 stormen voorgekomen waarbij het waterniveau nabij het eiland Marken boven +2,0 m NAP is gekomen. Een tragisch "hoogtepunt" in deze reeks van hoogwaters is het hoogwater van 1916. In de nacht van 13 op 14 januari 1916 kwam het water tot +2,90 m NAP nabij het eiland Marken. De gevolgen waren ontzettend. De vloed deed de fragiele huisjes van hun grondslagen drijven en sloeg ze te pletter op de losgeslagen vissersboten. En, wat erger was, zeventien mensen verdronken tijdens deze ramp op het eiland.

Enige tijd voor de ramp van 1916 waren de kaden rondom Marken schijnbaar verbeterd, want in de uitgave "De Watervloed van 13-14 Januari 1916" van de Zuiderzee Vereniging staat:

"Het eiland Marken, dat zoo zwaar geteisterd is, wordt niet door een hooge zeedijk beschermd, maar heeft slechts een kade, onlangs door het rijk verzwaaard en verhoogd tot + 1,50 NAP".

In hetzelfde artikel wordt een beschrijving gegeven van het opgetreden schademechanisme. Dit wordt als volgt omschreven:

"De golven slaan over de dijk. Het binnentalud is nagenoeg niet verdedigd. Er volgt erosie van het binnentalud waardoor het dijklichaam te smal wordt om het hoge water te kunnen keren".

Informatie over wat er met deze kaden is gebeurd tussen 1916 en circa 1980 is nauwelijks beschikbaar. Het enige wat in meerdere rapporten wordt gesteld is dat de kaden in het kader van het onderhoud regelmatig weer op hoogte werden gebracht. Met name door zetting liep de kruinhoogte regelmatig terug.

Vanaf 1980 zijn er meer systematisch aanpassingen aan kaden rond Marken gedaan. In 1980/1981 zijn de west- en de zuidkade aangepast en in 1983 de noordkade. In Johanson en Vonk, 1993, wordt de volgende opsomming van werkzaamheden aan de verschillende kaden na 1980 gegeven:

Zuidkade:

- 1981: Verhoging tot +1,80 m NAP, herzetten bekleding en herprofileren talud.
- 1985: In verband met zakking van de kruin bij Rozenburg opnieuw opgehoogd.
- 1986: Opnieuw verhoging van een groot deel van de kade tot +1,80 m NAP, waarbij een zware puinlaag onder de glooiing is vervangen door klei. Na 1986 was de kade nog niet volledig gezet zodat nieuwe aanpassingen aan de dijk werden aanbevolen.

Westkade

In de periode 1979- 1981 is er klei als voorbelasting op het binnentalud en onderberm aangebracht. Tevens is de kade geprofileerd waarbij de kruin op +1,80 m NAP is afgewerkt.

Noordkade

In de periode 1984-1985 is de Noordkade aanzienlijk verhoogd. Aan de buitendijkse zijde van de kade is een aanzienlijk nieuw dijklichaam tegen de bestaande kade aangebouwd. De kruin werd op +2,50 m NAP afgewerkt.

Bij de kadeverzwaringen aan de West- en Zuidkade is gekozen voor een binnendijkse kadeverzwaring. Hierbij zijn vaak vervormingen aan het buitendijkse talud ontstaan. Om reden van de zware golfaanval op de Noordkade is voor deze kade gekozen voor een versterking van het buitendijkse talud. De verzwaring betekende een ophoging van de kruin tot +2,50 m NAP. De geanalyseerde zettingsmetingen geven aan dat deze hoogte in circa 4 jaar sterk was afgenomen tot globaal +1,80 m NAP. Hoewel de snelheid waarmee de zetting plaatsvond ten tijde van de analyse (1990) sterk was teruggelopen was de zetting nog steeds gaande.

Uit geraadpleegde literatuur komt naar voren dat de kaden van Marken door de jaren heen met een zekere regelmaat zijn opgehoogd. En dat de kaden na 1980 belangrijk zijn aangepast. Aanpassingen die gedeeltelijk door zetting weer teniet zijn gedaan. Door het verschil in de mate van zetting van het nieuwe en het oude deel van de kaden is schade aan de kaden ontstaan. De aanpassingen hebben sinds 1932 de kaden dusdanig veranderd dat het concept van bewezen sterkte voor de kaden van Marken zeker niet gehanteerd kan worden.

6.2 Invloed normstelling op dijkhoogten en MHW's

Dijkkringgebieden 44, 45 en 46 hebben een veiligheidsnorm van 1/1.250 per jaar. Bij het uitbrengen van het Onafhankelijk Onderzoek Markermeer (1998) heeft de TAW advies uitgebracht omtrent een eventuele andere normstelling van bovengenoemde dijkkringgebieden. De veiligheidsnorm van 1/1.250 per jaar is immers gebaseerd op bedreiging vanuit de grote rivieren, terwijl omringende gebieden van het Markermeer een veiligheidsnorm hebben van 1/4.000 per jaar of hoger. Alhoewel de staatssecretaris, met de TAW, van mening is dat een aanpassing van de veiligheidsnorm op dit ogenblik achterwege kan blijven (Tweede Kamer der Staten-Generaal, 1999), is in het kader van de onderhavige studie gemeend de effecten van een eventuele

veiligheidsnormverandering te onderzoeken. Het gaat hier dan om de effecten op de benodigde dijkhoogte, zoals deze in het Onafhankelijk Onderzoek Markermeer uitgebreid zijn bestudeerd.

De berekeningen met het rekenmodel HYDRA-M zijn op identieke wijze als in het Onafhankelijk Onderzoek Markermeer (1998) uitgevoerd door WLdelft hydraulics. De benodigde dijkhoogtes zijn berekend voor veiligheidsnormen van 1/2.000 per jaar en 1/4.000 per jaar, voor zowel de lage als de hoge meerpeilstatistiek. De dijken in dijkringgebied 44 hebben allemaal voldoende overhoogte.

Voor dijkringgebied 45 ligt het iets ingewikkelder. De procedure was als volgt. De benodigde kruinhoogte werd eerst voor alle dijkprofielen bepaald voor het 2%-golfploopcriterium. Als de werkelijke kruinhoogte lager was dan de benodigde kruinhoogte, dan werd voor die dijkprofielen de benodigde kruinhoogte berekend bij een 1 l/s per m overslagcriterium. Als de werkelijke kruinhoogte hieraan voldeed, dan werd de kruinhoogte voldoende geacht. Als dit niet het geval was, dan werd het aantal l/s per m golfoverslag bepaald. Deze overslag geeft dan een idee van de toestand bij de toetsbelasting, maar de dijk werd niet op hoogte goedgekeurd.

Voor een veiligheidsnorm van 1/1.250 per jaar voldeed in dijkringgebied 45 alleen dijkprofiel 45-73a (zie figuur 2.19 voor de locatie) niet aan het 2%-golfploopcriterium. Dit zowel voor een hoge als lage meerpeilstatistiek. Met het 1 l/s per m golfoverslagcriterium voldeed dit dijkvak wel.

Bij een veiligheidsnorm van 1/2.000 per jaar of 1/4.000 per jaar was dijkprofiel 45-73a opnieuw het enige dijkprofiel wat niet aan het 2%-golfploopcriterium voldeed. De benodigde kruinhoogte varieerde van +3,28 m NAP tot +3,74 m NAP, terwijl de aanwezige buitenkruinlijnhoogte +2,98 m NAP is.

Bij een overslagcriterium van 1 l/s per m was de benodigde kruinhoogte gelijk of lager dan de werkelijke voor een veiligheidsnorm van 1/2.000 per jaar (+2,82 m NAP en +2,98 m NAP voor respectievelijk de lage en de hoge meerpeilstatistiek). Voor een veiligheidsnorm van 1/4.000 per jaar voldeed ook dit dijkprofiel niet. De benodigde kruinhoogte was +3,12 m NAP, voor zowel de lage als de hoge meerpeilstatistiek. De overslagdebieten bij de werkelijke kruinhoogte en bij een veiligheidsnorm van 1/4.000 per jaar zijn 1,7 en 2,8 l/s per m voor respectievelijk de lage en hoge meerpeilstatistiek. Dus een normverandering heeft alleen invloed op een klein stukje dijk als de norm naar 1/4.000 per jaar wordt gebracht.

Geconcludeerd kan worden dat een verandering van veiligheidsnorm voor dijkringgebieden 44, 45 en 46 voor de benodigde dijkhoogte nauwelijks invloed heeft, behalve voor een klein dijkvak in dijkringgebied 45 en dan alleen nog voor een norm van 1/4.000 per jaar. De kosten hiervoor zullen marginaal zijn in vergelijking met eerder genoemde kosten voor dijkverbeteringen.

Een verandering van normstelling heeft ook invloed op de MHW's, dus de maximaal te verwachten waterstand, welke van belang is bij geotechnische stabiliteit. WLdelft hydraulics heeft ook de MHW's berekend voor een normfrequentie van 1/4.000 per jaar. Dit is alleen gedaan voor de lage en de hoge meerpeilstatistiek. Tabellen 6.1 en 6.2 geven de resultaten voor respectievelijk dijkringgebied 44, 45 en 46. De tabellen zijn rechtstreeks te

vergelijken met tabellen 2.3 en 2.4 voor een normfrequentie van 1/1.250 per jaar.

Een vergelijking bij beide normfrequenties laat zien dat vrijwel alle MHW's 10 tot 20 cm hoger uitvallen bij een norm van 1/4.000 per jaar. Bij dijkkringgebied 44 en de hoge meerpeilstatistiek (de rode cijfers in tabel 6.1) zijn de MHW's meerpeilbepaald. Dit is ook het geval bij een norm van 1/1.250 per jaar, zie tabel 2.3. Het hogere meerpeil van +1,20 m NAP komt overeen met de waarde van de meerpeilstatistiek bij 1/4.000 per jaar.

In alle andere gevallen wordt het MHW bepaald door storm en opwaaiing. De 10 tot 20 cm hogere MHW wordt dan ook veroorzaakt door een hogere windsnelheid die hoort bij een norm van 1/4.000 per jaar. Ook deze MHW's blijven echter onder de historisch gemeten waterstanden, zodat de methode van bewezen sterkte hier nog steeds kan worden toegepast.

Geconcludeerd kan worden dat een verandering van normstelling naar 1/4.000 per jaar voor dijkkringgebieden 44, 45 en 46, MHW's opleveren die 10 tot 20 cm hoger liggen dan bij een norm van 1/1.250 per jaar. De MHW's zijn voornamelijk windbepaald.

6.3 Kunstwerken

In het Onafhankelijk Onderzoek Markermeer (1998) is gekeken naar kosten met betrekking tot dijkhoogteverbeteringen, geotechnische stabiliteitsverbeteringen en verbeteringen van de gezette bekledingen. Bij een volledige toetsing van de primaire waterkeringen horen echter ook de kunstwerken. Een volledige toetsing van de kunstwerken is te omvangrijk voor de onderhavige studie. Door de Begeleidingsgroep Markermeer is besloten dat de beherende waterschappen rondom het Markermeer middels een werkgroep een inventarisatie zouden uitvoeren met betrekking tot aanwezige kunstwerken en daarbij een afschatting maken van de uitslag van een veiligheidstoetsing en bijbehorende kosten voor mogelijke verbeteringen.

De rapportage van deze werkgroep is te vinden als bijlage B bij dit verslag. De conclusie en aanbevelingen worden hier herhaald. Op basis van de globale toetsing, beschreven in bijlage B, moet voor het verbeteren van kunstwerken in de waterkering, op het moment dat het Markermeer wordt aangemerkt als buitenwater, rekening worden gehouden met een kostenpost tussen 1,0 en 2,9 miljoen euro (2,3 en 6,3 miljoen gulden). Deze is als volgt verdeeld over de betrokken waterschappen:

Beheerder	Optimistische raming		Pessimistische raming	
	euro	gulden	euro	gulden
USHN	227.000,-	500.000,-	868.000,-	1.913.000,-
Amstel, Gooi en Vecht	635.000,-	1.400.000,-	1.387.000,-	3.057.000,-
Vallei en Eem	182.000,-	400.000,-	601.000,-	1.324.000,-
RWS, Directie NH	0,-	0,-	0,-	0,-
Totaal	1.044.000,-	2.300.000,-	2.856.000,-	6.294.000,-

Het gaat hierbij uitdrukkelijk om een eerste schatting. Voor het bepalen van de benodigde werkzaamheden zijn geen berekeningen uitgevoerd. Een dergelijke definitieve toetsing is ook pas mogelijk wanneer de hydraulische randvoorwaarden definitief zijn vastgesteld.

Bij de kostenraming dienen bovendien de volgende beperkingen in acht te worden genomen:

- De sifons van het gemaal Zeeburg te Amsterdam (onder het Amsterdam-Rijnkanaal en de primaire waterkering Zuider IJdijk) zijn niet in het onderzoek meegenomen. Deze zijn momenteel onderwerp van studie. Ten behoeve van de verruiming van de passage Zeeburg in het kanaal zullen de sifons (indien deze ook in de toekomst noodzakelijk zijn) worden vervangen en de Zuider IJdijk gedeeltelijk worden verlegd. Zowel de sifons als de dijkverlegging zullen dan moeten worden ontworpen op basis van de actuele veiligheidseisen.
- Ook de kunstwerken in Flevoland en op Marken en voor de Nijkerkersluis zijn niet in dit onderzoek betrokken, aangezien ook voor de dijken in deze gebieden geen nadere kostenraming is gemaakt. De kunstwerken in Flevoland en de Nijkerkersluis zijn echter betrekkelijk nieuw, waardoor de benodigde aanpassingen naar verwachting beperkt zullen zijn. Voor kunstwerken op Marken is een dergelijke inschatting niet te maken.
- Een belangrijke onzekere factor is steeds de pipinggevoeligheid van kunstwerken. Vooral bij oudere kunstwerken is niet meer te achterhalen of er kwelschermen aanwezig zijn. Soms is de lengte van het kunstwerk voldoende om zeker te kunnen zijn van voldoende kwellengte. Zo niet, dan is op korte termijn geen uitspraak te doen. Afgesproken is, dat als er geen duidelijkheid over is te verkrijgen, er voor de kostenraming van wordt uitgegaan, dat kwelschermen moeten worden aangebracht. Deze onzekerheid is echter van grote invloed op de kostenraming.

Gelet op het voorstaande moet tenslotte worden opgemerkt, dat er behoefte is aan een methodiek om de aanwezigheid van kwelschermen bij een bestaand kunstwerk te bepalen, en aan een methodiek om de reststerkte van oudere kunstwerken te bepalen. In deze globale toetsing blijken hier duidelijk de grootste onzekerheden te zitten. Voor een definitieve toetsing is het gewenst, dat hier een antwoord op wordt gegeven.

6.4 Consequenties keuze meerpeilstatistiek

Het op een juiste manier omgaan met meerpeilstatistiek is een moeilijke materie. In deze paragraaf wordt kort beschreven hoe een meerpeilstatistiek ontstaat, hoe een juiste keuze kan worden gemaakt en wat globaal de effecten zijn van een andere (met name hogere) meerpeilstatistiek dan die voor de huidige situatie.

Welke hoge meerpeilen kunnen ontstaan hangt in wezen af van drie zaken:

- het beheer van het hele watersysteem
 - veranderingen in streefpeilen
 - veranderingen in beheer van de sluizen (wel of niet water op het Markermeer aflaten bij hoog water op het IJsselmeer)
- de veranderingen aan het systeem
 - meer spuisluizen of gemalen
 - inpolderingen
- de veranderingen in de natuur
 - klimaatveranderingen met bijbehorende veranderingen in regenval, rivierafvoer en zeespiegelstijging

Meerpeilen in het IJsselmeergebied zijn gemeten sinds het ontstaan van het IJsselmeer. In het kader van het Onafhankelijk Onderzoek Markermeer (1998) is van deze metingen een homogene reeks gemaakt als ware het Markermeer en IJsselmeer met bijbehorende inpolderingen al aanwezig vanaf het gereedkomen van de Afsluitdijk. De gegevens van deze reeks kunnen worden

gebruikt en aangepast om andere situaties door te rekenen. Bij een bepaalde situatie of aanpassing wordt met een waterbalansmodel ongeveer 65 jaar aan "metingen" gesimuleerd.

De hoge meerpeiltoppen van de gesimuleerde reeks worden op een rijtje gezet en hier wordt een lijn door gefit met een extrapolatie naar hele kleine frequenties zoals 1/10.000 per jaar. Zo'n lijn wordt een meerpeilstatistiek genoemd en geldt voor de beschouwde situatie. Voor zowel het Markermeer als IJsselmeer ontstaat er een meerpeilstatistiek.

De effecten van een bepaalde situatie kunnen met HYDRA-M worden berekend. De meerpeilstatistiek is een wezenlijk onderdeel van dit model. Maar welke meerpeilstatistiek moet nu worden gebruikt? Dit hangt vooral af van het feit of men wil:

- toetsen
- ontwerpen
- of het effect van veranderingen wil analyseren.

Bij toetsen kijkt men maar 5 jaar vooruit en gaat men uit van de huidige situatie met mogelijke veranderingen in de eerste 5 jaar. Bij ontwerpen van een nieuwe of vervangende waterkering is de planperiode veel langer, bijvoorbeeld 50 jaar of nog langer en wil men de consequenties weten aan het eind van de planperiode. Hetzelfde geldt als men het effect van veranderingen wil analyseren.

In het Onafhankelijk Onderzoek Markermeer (1998) en ook in deze studie heeft de nadruk gelegen op het beschrijven van de effecten van zoveel mogelijk scenario's, zie bijvoorbeeld paragraaf 2.2 van dit rapport. Daar zijn 10 mogelijke scenario's beschreven, waarbij men 50 jaar vooruit keek. Bij elk scenario hoort een bepaalde meerpeilstatistiek en in beide studies zijn deze samengebracht tot drie karakteristieke meerpeilstatistieken, een lage, een midden en een hoge meerpeilstatistiek. Dus bij het kijken naar de langere termijn bepaalt de beschouwde situatie welke meerpeilstatistiek moet worden gebruikt.

Bij het *toetsen* van waterkeringen is dit anders. Hier geldt altijd de *huidige situatie* met eventueel veranderingen die binnen vijf jaar gaan spelen. De effecten van bijvoorbeeld zeespiegelstijging worden dus iedere vijf jaar automatisch verdisconteerd. Als het beheer verandert, bijvoorbeeld streefpeilen worden veranderd, dan komt dit ook bij een volgende toetsing naar voren in een aangepaste meerpeilstatistiek. De meerpeilstatistiek die in HYDRA-M zit voor de toetsing is dan ook die voor de huidige situatie en niet voor een of ander toekomstscenario.

Voor het Markermeer ontstaat daarbij nog een probleem. Bij hoog water op het IJsselmeer bestaat de keuze wel of geen water of te laten op het Markermeer. Dit beïnvloedt met name de keuze voor de meerpeilstatistiek voor het Markermeer, want voor het IJsselmeer komt er vrijwel dezelfde meerpeilstatistiek uit. Deze problematiek is uitvoerig beschreven in bijlage C. De conclusie daar is dat men het beste uit kan gaan van de situatie dat water wordt afgelaten op het Markermeer, dat wil zeggen de midden meerpeilstatistiek. Of men in een gegeven situatie wel of geen water wil af laten, heeft dan geen invloed meer op de veiligheid van de dijken. Voor meer achtergrond wordt verwezen naar bijlage C.

Bij het kijken naar de effecten van een keuze van een meerpeilstatistiek, kan men ook weer het onderscheid maken tussen toetsen of het analyseren van toekomstscenario's. Bij het toetsen zijn dat de effecten die zijn beschreven bij de midden meerpeilstatistiek, want deze beide worden zowel voor het Markermeer als het IJsselmeer aangehouden.

Het analyseren van toekomstscenario's is gedaan door elk scenario te koppelen aan de hoge, midden of lage meerpeilstatistiek. Door de effecten bij de hoge en midden meerpeilstatistiek te vergelijken wordt een redelijk beeld gekregen van de invloed van de keuze van de meerpeilstatistiek.

Van tevoren kan al worden gezegd dat in veel gevallen deze keuze geen invloed zal hebben. Dit zijn vooral situaties waar maatgevende condities ontstaan door zware storm. In zo'n geval is het meerpeil op dat moment waarschijnlijk vrij laag, in de buurt van het streefpeil, en worden hoge waterstanden veroorzaakt door opwaaiing.

De effecten van de keuze van een meerpeilstatistiek komen dus alleen naar voren daar waar een extreem meerpeil een maatgevende conditie oplevert. Deze effecten zullen worden beschreven voor de benodigde dijkhoogte, de geotechnische stabiliteit van de dijken en de stabiliteit van de steenbekledingen.

Effecten op benodigde dijkhoogte

In het Onafhankelijk Onderzoek Markermeer (1998) is eerst gekeken naar de benodigde dijkhoogte bij de hoge meerpeilstatistiek. Eerst is het 2%-golfoploopniveau berekend en voor dijkvakken die lager waren dan dit niveau ook de overslaghoogte bij 1 l/s per m golfoverslag. In het laatste geval bleven er maar drie dijkvakken over in de buurt van Hoorn die (iets) te laag waren, behoudens de Oostvaardersdijk waarvan al bekend was dat deze te laag was.

De situatie voor de oude Zuiderzeedijken (dus exclusief Flevoland) is grafisch weergegeven in figuur 6.1. Op de horizontale as zijn de dijklocaties uitgezet van noord naar zuid, dus van Enkhuizen naar Nijkerk. De bovenste lijn geeft de hoogte van de buitenkruinlijn van het dijkvak aan. De paarse lijn is het 2%-golfoploopniveau. In enkele gevallen is dit niveau net hoger dan de dijkhoogte. De groene lijn geeft de waterstand bij de maatgevende situatie weer. De rode lijn geeft het meerpeil en het verschil tussen de waterstand en het meerpeil is de waterstandsverhoging door opwaaiing.

Uit de figuur valt op te maken dat bij Enkhuizen en bij Nijkerk de situatie door wind wordt bepaald (bij ongeveer streefpeil) en dat in de tussenliggende locaties de maatgevende situatie wordt bepaald door een combinatie van hoog meerpeil met harde wind. Het meerpeil ligt gemiddeld op +0,8 tot +0,9 m NAP, een situatie die ligt tussen 1/100 per jaar en 1/1.000 per jaar voor deze hoge meerpeilstatistiek, zie ook figuur 2.25.

In ieder geval zijn de effecten van de keuze van een hoge meerpeilstatistiek beperkt wat betreft dijkhoogteverbeteringen. Bij een keuze van een lagere meerpeilstatistiek zullen ook de drie dijkvakken bij Hoorn waarschijnlijk voldoen en blijft de Oostvaardersdijk te laag, omdat de wind daar bepalend is en niet het meerpeil. Wat betreft de verbeteringskosten met betrekking tot de hoogte van dijken rondom het Markermeer blijven de verschillen tussen effecten van een meerpeilkeuze zeer beperkt.

Effecten op de geotechnische stabiliteit

Deze studie heeft zich toegelegd op een betere kostenraming voor de verbeteringen met betrekking tot geotechnische stabiliteit. Hierbij is de methode van bewezen sterkte gebruikt voor maatgevende stormsituaties en daarnaast een (aangepaste) klassieke toets met betrekking tot een hoog meerpeil.

Met betrekking tot stormsituaties maakt de keuze van een meerpeil niets uit. In alle gevallen is de historische waterstand hoger geweest dan in een maatgevende stormsituatie. De MHW's voor geotechnische stabiliteit bij een hoog meerpeil hangen vanzelfsprekend wel sterk af van de beschouwde meerpeilstatistiek, zie ook figuur 2.26 en paragraaf 2.2. De effecten zijn echter niet nauwkeurig in te schatten. Voorlopig wordt aangenomen dat de kosten van verbeteringswerken vallen binnen de bandbreedte die is aangegeven in hoofdstuk 5.1 en dat deze onafhankelijk zijn van de beschouwde meerpeilstatistiek.

Effecten op stabiliteit steenbekleding

Bij de stabiliteit van bekledingen speelt vooral de golfaanval een belangrijke rol en de plaats waar de bekleding ligt, en niet een extreem hoge waterstand. Voor deze stabiliteit mag daarom worden verondersteld dat de keuze van een meerpeilstatistiek hier weinig effect zal hebben.

De eindconclusie is dat de kosten voor verbetering van de (oude) Markermeerdijken niet of nauwelijks afhangt van de keuze van de meerpeilstatistiek in de toekomst. Een hogere meerpeilstatistiek dan de huidige, bijvoorbeeld door wijzigingen in beheer of het systeem, zullen geen effecten hebben op de stabiliteit van bekledingen, nauwelijks effecten op de benodigde dijkhoogte en ook nauwelijks op geotechnische verbeteringen, alhoewel het laatste aspect het minst nauwkeurig kan worden afgeschat.

6.5 Hoogwaterstanden op de Eem

In de Markermeerstudies is tot nog toe de eenvoudige aanname gedaan dat de maatgevende waterstanden in de Eemvallei (als deze overstroomt) en langs de Eem ten noorden van de A1 gelijk zijn aan de waterstand op het Emmeer nabij de monding van de Eem. In werkelijkheid zal dit niet zo zijn en dienen, wanneer het Markermeer buitenwater wordt, MHW's te worden afgegeven. In de studies is tot nu toe niet gekeken naar het gebied ten zuiden van de A1.

In de Begeleidingsgroep Markermeer is afgesproken een goede schatting van deze MHW's te maken, zo mogelijk met dezelfde betrouwbaarheid als het beschikbare materiaal voor het Markermeer. De studie is uitgevoerd door WILdelft hydraulics en is beschreven in WL (2000-2). Hier wordt een samenvatting van de resultaten en conclusies gegeven.

In de studie is een bestaand SOBEK-model gebruikt dat enigszins is aangepast om het geschikt te maken voor zware wind- en neerslaggebeurtenissen. De berekende hoogwaterstanden zijn gebaseerd op het maximum van een tweetal belastinggevallen: hoge wind met lage neerslag en andersom. Als extreme gebeurtenis is de 1/1.250 per jaar waarde voor de windsnelheid genomen met een 1/1 per jaar waarde voor het meerpeil en de neerslag en daarnaast een gebeurtenis met de 1/1.250 per jaar waarde voor de neerslag en het meerpeil met een 1/1 per jaar waarde voor de windsnelheid. Er is onderscheid gemaakt tussen de midden en hoge meerpeilstatistiek. De situatie voor een

normfrequentie van 1/4.000 per jaar is ook doorgerekend, maar wordt hier niet gegeven.

Het volgende overzicht van resultaten kan worden gemaakt:

<i>Gebeurtenis</i>		<i>harde wind</i>	<i>extreme neerslag</i>	<i>harde wind</i>	<i>extreme neerslag</i>
Statistiek		midden	midden	hoog	hoog
Windsnelheid	[m/s]	32	15	32	15
Windrichting	[°]	300	300	300	300
Duur neerslag	[uur]	96	96	96	96
Totale neerslag	[mm]	40	129	40	129
<i>Waterstand [+m NAP]</i>					
Monding Eem		1,20	0,60	1,29	1,15
Maatpolder		1,20	0,70	1,27	1,19
Gemaal Eemnes		1,19	0,80	1,25	1,23
Zuidpolder		1,20	0,85	1,25	1,25
Gemaal de Haar		1,21	0,90	1,25	1,28
Langeind		1,25	0,99	1,28	1,35
Middelwijk		1,29	1,09	1,32	1,43
Amersfoort West		1,41	1,23	1,48	1,54
Industrieterrein		1,49	1,29	1,54	1,59
Begin Eem		1,56	1,36	1,60	1,64

De vetgedrukte waarden geven het maximum voor de beide gebeurtenissen, storm of een hoog meerpeil met veel neerslag. Voor de midden meerpeilstatistiek worden de hoogwaterstanden op de Eem voornamelijk bepaald door extreem hoge waterstanden op het Eemmeer door harde noordwestelijke storm en in veel mindere mate door een hoog meerpeil met zware neerslag.

Voor de hoge meerpeilstatistiek worden de hoogwaterstanden bepaald door een combinatie van zware neerslag met een hoog meerpeil en deels door harde noordwestenwind. Beide situaties ontlopen elkaar niet zo veel.

In beide gevallen wordt bij het begin van de Eem in Amersfoort een maatgevende waterstand gevonden die ongeveer 0,3 m hoger is dan bij de monding van de Eem.

In alle gevallen blijkt dat de bestaande (zomer)kaden langs de Eem zullen overlopen. Enkele polders in het Eemland zullen in dergelijke situaties vollopen, andere zullen slechts voor een deel vollopen. Ook in het stroomgebied van de Eem zullen diverse gebieden overstromen. Voor de volledige rapportage wordt verwezen naar WL (2000-2).

7 Conclusies en aanbevelingen

Onder bewezen sterkte in deze studie wordt verstaan de geotechnische stabiliteit met betrekking tot macrostabiliteit van het binnentalud, inclusief opdrijven, en piping onder storm bepaalde omstandigheden. Zodra historische belastingen (waterstanden en duren) zwaarder zijn geweest dan de storm- of windbepaalde MHW's en de historische en actuele dijkprofielen vrijwel gelijk zijn en niet in ongunstige zin zijn veranderd, dan kan het dijkprofiel als "voldoende" worden beschouwd.

Uit tabel 2.1 kan het volgende worden geconcludeerd met betrekking tot historische belastingen: de maximale waterstand is overal boven +2 m NAP geweest, bij Nijkerk zelfs bijna +3 m. Een waterstand hoger dan +2 m NAP heeft 2 – 8 uur geduurd, een waterstand boven +1,5 m NAP ongeveer een etmaal.

Een vergelijking per locatie tussen historisch opgetreden waterstanden en MHW's kan worden gemaakt met behulp van figuur 2.26 (en tabellen 2.1 – 2.4). Geconcludeerd kan worden dat de maximale historische waterstanden minimaal 0,5 m, maar vaak 1 m of meer hoger zijn geweest dan de MHW's die nu worden berekend. Wat betreft de hoogte van de waterstand kan geconcludeerd worden dat daarom de studie op bewezen sterkte positief scoort.

Afhankelijk van de keuze van meerpeilstatistiek komen er echter locaties voor die meerpeilbepaald zijn. Het verschil met historische waterstanden zit dan vooral in de duur van de meerpeiltop die veel langer is dan die van een storm. Ten aanzien van de duur van de (lagere) belasting kan niet worden gezegd dat deze historisch is opgetreden. Voor de midden meerpeilstatistiek (MMS) gaat het om een niveau van +0,7 m NAP, voor de hoge meerpeilstatistiek (HMS) is dit een niveau van +1,3 m NAP, beide bij een ontwerprequentie van 1/10.000. De effecten van een extreem hoog meerpeil zijn buiten de methode van bewezen sterkte om geanalyseerd. De duur van een extreem hoog meerpeil op het Markermeer wordt geschat op 3-4,5 weken, afhankelijk van de meerpeilstatistiek.

Geconcludeerd kan worden dat 62 van de 78 onderzochte dijkprofielen vergelijkbaar waren en dat deze profielen leiden tot een "voldoende" geotechnische stabiliteit op bewezen sterkte. Van de overige 16 dijkprofielen is de verwachting dat minimaal 12 bij vervolgonderzoek zullen worden goedgekeurd.

Hierbij moet wel een belangrijke aantekening worden gemaakt. Een dijkprofiel is in deze studie, net als in het Onafhankelijk Onderzoek Markermeer (1998), representatief gesteld voor een redelijk grote strekking. Een te grote strekking voor een feitelijke toetsing. Het uitgangspunt van de onderhavige studie is ook niet om elk dijkvak van 100 m of 200 m te toetsen, maar om een goede indruk te krijgen van wat de methode van bewezen sterkte kan opleveren en daarmee een bijstelling van de kostenraming voor geotechnische verbeteringen te

kunnen maken. Ook werden toegeleverde documenten over het bestek of latere wijzigingen niet (diepgaand) bestudeerd.

Voor een feitelijke toetsing van dijkvakken op bewezen sterkte is het noodzakelijk dat profielen om de (paar) honderd meter met elkaar worden vergeleken en dat wordt nagegaan of een bestek ook daadwerkelijk volgens de tekeningen is uitgevoerd. In sommige gevallen moet ook worden nagegaan hoe een dijk precies is gewijzigd, bijvoorbeeld bij het aanbrengen van een verbreding voor een weg. De meeste gegevens voor zo'n toetsing zijn wel aanwezig. De benodigde tijd was echter duidelijk niet voor deze studie beschikbaar.

Uit de vergelijking van de dijkprofielen komt naar voren dat een juiste toetsing op bewezen sterkte voor dijkvakken waarlangs aaneengesloten bebouwing staat, alleen kan als dit voor profielen gebeurt op korte afstand van elkaar. Dat is niet in deze studie gedaan. Een enkel profiel werd representatief gesteld voor een vrij lang dijkvak met bebouwing. Als een deel van een dijkvak met bebouwing verbeterd moet worden brengt dit meestal grote kosten met zich mee, omdat de bebouwing zo dicht op de dijk staat en er nauwelijks ruimte is voor verbeteringen. Daarom wordt hier gesteld dat kosten die in Fugro (1998) zijn geraamd voor dijkvakken met aaneengesloten bebouwing, bij de bijstelling van de kostenraming gehandhaafd blijven. Het is mogelijk dat in een later stadium deze kosten meevallen. Het is echter ook mogelijk dat in de Fugro-schatting hier en daar moeilijke stukken binnen de bebouwde kom zijn onderschat, wat de uiteindelijke kosten weer omhoog brengt.

De totale kostenraming voor de voormalige Zuiderzeedijken in het Markermeer met betrekking tot geotechnische dijkverbeteringen bedroeg in het Onafhankelijk Onderzoek Markermeer (1998) 179 miljoen gulden met een maximale schatting (+35%) van 242 miljoen gulden en een minimale schatting (-80%) van 36 miljoen gulden. De in deze studie bijgestelde raming komt op 67 miljoen gulden met een maximum van 90 miljoen gulden (+35%) en een minimum van 33 miljoen gulden (-50%). Het totaaloverzicht wordt:

<i>Beheerder</i>	<i>euro</i>	<i>gulden</i>
USHN	10 miljoen	22 miljoen
DWR	3 miljoen	8 miljoen
Vallei en Eem	17 miljoen	37 miljoen
	30 miljoen	67 miljoen

Op basis van de studie Fugro (2000) zijn afschattingen gemaakt van de effecten van een hoog meerpeil. Het evenredig omslaan van de schattingen voor af te keuren en te verbeteren kilometers dijk bij USHN naar totale kosten, leidt tot vergelijkbare gemiddelde schattingen als voor de bewezen sterkte, maar de onzekerheidsmarge wordt (veel) groter ingeschat.

Op basis van de globale toetsing, beschreven in bijlage B, moet voor het verbeteren van kunstwerken in de waterkering, op het moment dat het Markermeer wordt aangemerkt als buitenwater, rekening worden gehouden met een kostenpost tussen 2 miljoen en 6 miljoen gulden.

Uit geraadpleegde literatuur komt naar voren dat de kaden van Marken door de jaren heen met een zekere regelmaat zijn opgehoogd. En dat de kaden na 1980 belangrijk zijn aangepast. Aanpassingen die gedeeltelijk door zetting weer teniet zijn gedaan. Door het verschil in de mate van zetting van het nieuwe en

het oude deel van de kaden is schade aan de kaden ontstaan. De aanpassingen hebben sinds 1932 de kaden dusdanig veranderd dat het concept van bewezen sterkte voor de kaden van Marken zeker niet gehanteerd kan worden.

Geconcludeerd kan worden dat een verandering van veiligheidsnorm voor dijkkringgebieden 44, 45 en 46 voor de benodigde dijkhoogte en geotechnische stabiliteit nauwelijks invloed heeft, behalve voor een klein dijkvak in dijkkringgebied 45 en dan alleen nog voor een norm van 1/4000. De kosten hiervoor zullen marginaal zijn in vergelijking met eerder genoemde kosten voor dijkverbeteringen.

In HYDRA-M wordt voor het IJsselmeer en voor de huidige situatie, zoals deze bij de toetsing op veiligheid wordt aangenomen, een statistiek aangehouden die vrijwel overeenkomt met de midden meerpeilstatistiek. Op basis van het recente hoog water in het najaar van 1998 kan worden geconcludeerd dat de lage meerpeilstatistiek voor het Markermeer mogelijk aan de lage kant is. Het is daarom een redelijke aanname om voor het Markermeer en de *huidige* situatie in het model HYDRA-M de midden meerpeilstatistiek aan te houden, overeenkomstig het IJsselmeer. Bij deze aanname is het dan niet meer van belang of wel of niet water op het Markermeer wordt afgelaten bij extreem hoog water op het IJsselmeer.

De eindconclusie is met betrekking tot de keuze van een meerpeilstatistiek is dat de kosten voor verbetering van de (oude) Markermeerdijken niet of nauwelijks afhangt van de keuze van de meerpeilstatistiek in de toekomst. Een hogere meerpeilstatistiek dan de huidige, bijvoorbeeld door wijzigingen in beheer of het systeem, zullen geen effecten hebben op de stabiliteit van bekledingen, nauwelijks effecten op de bestaande en benodigde dijkhoogte en ook nauwelijks op geotechnische verbeteringen, alhoewel het laatste aspect het minst nauwkeurig kan worden afgeschat.

De hoogwaterstanden op de Eem zijn in een aparte studie onderzocht (WL, 2000-2). Bij een midden en hoge meerpeilstatistiek wordt in beide gevallen bij het begin van de Eem in Amersfoort een maatgevende waterstand gevonden die ongeveer 0,3 m hoger is dan bij de monding van de Eem. In alle gevallen blijkt dat de bestaande (zomer)kaden langs de Eem zullen overlopen. Enkele polders in het Eemland zullen in dergelijke situaties vollopen, andere zullen slechts voor een deel vollopen. Ook in het stroomgebied van de Eem zullen diverse gebieden overstromen. Voor de volledige rapportage wordt verwezen naar WL (2000-2).

Referenties

- Fugro, 1998. Kostenverkenning m.b.t. quick-scan Markermeerdijken. Rapport K-0008/001.
- Fugro, 2000. Bijstelling verwachting te verbeteren Markermeerdijken USHN. Traject Enkhuizen – Amsterdam. Rapport K-071.
- Johanson, J.C.P. en B.F. Vonk, 1993. Omringkade Marken. Rapportage visuele verkenning. Rapport Dienst Weg- en Waterbouwkunde, WBA-N-93093.
- Nieuwjaar, M.W.C., 1999. Veiligheidsnorm Marken. Rapport Dienst Weg- en Waterbouwkunde, Nota W-DWW-99-003.
- Onafhankelijk Onderzoek Markermeer, 1998. Eindrapport, mei 1998. WLdelft hydraulics. Met 12 onderliggende rapporten.
- Pompert, H.J., 1999. Hoogwaterperiode IJsselmeergebied oktober/november 1998. RDIJ-rapport 99.3.
- Tweede Kamer der Staten-Generaal, 1999. Kustverdediging na 1990. Brief van de staatssecretaris van Verkeer en Waterstaat. Tweede Kamer, vergaderjaar 1998-1999, 21 136, nr. 28.
- WL, 2000-1. Analyse duur van extreme meerpeiltoppen Markermeer. Rapport WLdelft hydraulics, T2425, augustus 2000.
- WL, 2000-2. Hoogwaterstanden op de Eem. Een benadering. Rapport WLdelft hydraulics, H3658, september 2000.

dijkcode WL verslag fase 3 Onafhankelijk Onderzoek Markermeer	naam dijkvak	dijk	dijkpaal van	tot	lengte dijkvak [m]	Storm 6/7 nov 1921			Storm 25/26 nov 1925			Storm 26 nov 1928		
						max	duur	duur	max	duur	duur	max	duur	duur
						waterstand +NAP [cm]	2,0 m [uur]	1,5 m [uur]	waterstand +NAP [cm]	2,0 m [uur]	1,5 m [uur]	waterstand +NAP [cm]	2,0 m [uur]	1,5 m [uur]
d18b- 17	KRABBERSGAT	18	6.0	19.5	1350	192	0	10	137	0	0	204	2	19
d18b- 23	ZUIDERDIJK	18	19.5	23.5	400	192	0	10	137	0	0	204	2	19
d18b- 26	GROOTSLAG	18	23.5	31.5	800	192	0	10	137	0	0	204	2	19
d18b- 33	GROOTSLAG	18	31.5	37.5	600	192	0	10	137	0	0	204	2	19
d18b- 41	GROOTSLAG	18	37.5	41.0	350	192	0	10	137	0	0	204	2	19
d18b- 46	GROOTSLAG	18	41.0	49.5	850	192	0	10	137	0	0	204	2	19
d18b- 53	TERSLUIS	18	49.5	54.0	450	192	0	10	137	0	0	204	2	19
d18a- 56	TERSLUIS	18	54.0	59.0	500	194	0	10	137	0	0	204	2	19
d18a- 61	TERSLUIS	18	59.0	65.0	600	194	0	10	137	0	0	204	2	19
d18a- 70	DE WEEDE	18	65.0	74.0	900	194	0	10	137	0	0	204	2	19
d18a- 91	KROONHOEVE	18	74.0	94.5	2050	194	0	10	137	0	0	204	2	19
d18a- 95	KROONHOEVE	18	94.5	96.0	150	196	0	11	137	0	0	204	2	19
d18a- 97	KROONHOEVE	18	96.0	98.0	200	196	0	11	137	0	0	204	2	19
d18a- 103	OOSTERLEEK	18	98.0	104.0	600	196	0	11	141	0	0	204	2	19
d18a- 106	OOSTERLEEK	18	104.0	113.0	900	196	0	11	141	0	0	204	2	19
d18a- 126	DRIESAN	18	113.0	128.0	1500	199	0	11	145	0	0	204	2	19
d18a- 132	KRAAIENBURG	18	128.0	136.5	850	199	0	11	145	0	0	204	2	19
d18a- 138	KRAAIENBURG	18	136.5	145.0	850	199	0	11	145	0	0	204	2	19
d18a- 152	KRAAIENBURG	18	145.0	153.0	800	201	1	12	149	0	0	204	2	19
d18a- 158	DE NEK	18	153.0	159.0	600	201	1	12	149	0	0	204	2	19
d18a- 159	DE NEK	18	159.0	161.5	250	201	1	12	149	0	0	204	2	19
d18a- 166	VENHUIZEN	18	161.5	168.0	650	201	1	12	149	0	0	204	2	19
d18a- 171	VENHUIZEN	18	168.0	172.0	400	199	0	11	149	0	0	204	2	19
d18a- 175	SCHELL.HOUT-ZD	18	172.0	177.5	550	199	0	11	149	0	0	204	2	19
d18a- 185	SCHELL.HOUT-WST	18	177.5	192.0	1450	199	0	11	149	0	0	204	2	19
d18a- 200	MUNKKAY	18	192.0	206.0	1400	196	0	11	149	0	0	204	2	19
d18a- 207	HOORN-OOST	18	206.0	208.5	250	196	0	11	149	0	0	204	2	19
d18a- 211	HOORN-OOST	18	208.5	212.0	350	196	0	11	149	0	0	204	2	19
d18a- 216	HOORN-OOST	18	212.0	220.0	800	196	0	11	149	0	0	204	2	19
d20- 11	HOORN-WEST	20	10.0	14.0	400	196	0	11	149	0	0	204	2	19
d20- 19	GROOTE WAAL	20	14.0	25.0	1100	196	0	11	149	0	0	204	2	19
d20- 32	WESTERHOGGE	20	25.0	32.0	700	199	0	11	149	0	0	204	2	19
d20- 43	DE MILK	20	32.0	49.0	1700	199	0	11	152	0	1	204	2	19
d20- 60	POLDER BESCHOO	20	49.0	65.0	1600	201	1	12	156	0	2	204	2	19
d21- 70	OUDEDIJK	20	65.0	74.0	900	203	1	12	160	0	3	204	2	19
d21- 77	OUDEDIJK	21	74.0	77.5	350	203	1	12	160	0	3	204	2	19
d22- 10	SCHARDAM	22	0	19	1900	205	3	12	163	0	5	204	2	19
d22- 18	ETERSHEIM	22	19	24	500	205	3	12	163	0	5	204	2	19
d23- 26	ETERSHEIM	22	24	26	200	205	3	12	163	0	5	204	2	19
d23- 27	ETERSHEIM	22	26	28	200	205	3	12	167	0	5	204	2	19
d23- 32	OOSTHUIZEN	23	28	33	500	207	3	12	167	0	5	204	2	19
d23- 34	OOSTHUIZEN	23	33	36.5	350	207	3	12	167	0	5	204	2	19
d23- 38	OOSTHUIZEN	23	36.5	39	250	207	3	12	167	0	5	204	2	19
d23- 41	WARDER	23	39	42	300	207	3	12	171	0	7	204	2	19
d23- 45	WARDER	23	42	49	700	207	3	12	171	0	7	204	2	19
d23- 51	WARDER-ZUID	23	49	56	700	210	3	12	171	0	7	204	2	19
d23- 61	WARDER-ZUID	23	56	69	1300	210	3	12	171	0	7	204	2	19
d23- 76	POLDER ZEEVANG	23	69	76	700	213	3	13	175	0	8	204	2	20
d23- 77	POLDER ZEEVANG	23	76	79.5	350	213	3	13	175	0	8	204	2	20
d23- 83	POLDER ZEEVANG	23	79.5	84.5	500	213	3	13	175	0	8	205	2	20
d23- 90	OOSTER-WEAREN	23	84.5	95	1050	217	3	13	178	0	8	205	1	20
d23- 103	OOSTER-WEAREN	23	95	109.5	1450	220	3	13	182	0	8	205	2	20
d23- 110	EDAM	23	109.5	112	250	220	3	13	182	0	8	205	2	20
d24- 2	EDAM	24	0	7.5	750	220	3	13	182	0	8	205	2	20
d24- 13	ZUIDPOLDER	24	7.5	19	1150	220	3	13	182	0	8	206	2	20
d24- 22	VOLLEDAM	24	19	29	1000	224	3	14	186	0	8	206	2	20
d24- 28	VOLLEDAM	24	29	39	1000	224	3	14	186	0	8	206	2	20
d24- 43	KALHAM	24	39	45	600	224	3	14	186	0	8	206	2	20
d25- 5	KALHAM	25	0	13	1300	227	3	14	190	0	8	206	2	20
d25- 14	ZEEBURG	25	13	16	300	227	3	14	190	0	8	206	2	20
d25- 20	ZEEBURG	25	16	21	500	227	3	14	190	0	8	206	2	20
d25- 22	HOGENDIJK	25	21	22	100	227	3	14	190	0	8	206	2	20
d25- 24	HOGENDIJK	25	22	25.5	350	227	3	14	190	0	8	206	2	20
d25- 26	HOGENDIJK	25	25.5	27	150	227	3	14	190	0	8	206	2	20
d25- 29	KATWOEDE	25	27	31.5	450	230	5	15	194	0	10	206	2	20
d25- 36	KATWOEDE	25	31.5	39	750	230	5	15	194	0	10	206	2	20
d25- 47	STRIKVEUL	25	39	47	800	230	5	15	194	0	10	206	2	20
d25- 51	STRIKVEUL	25	47	53	600	230	5	15	194	0	10	206	2	20

Tabel 2.1 Maximale historische waterstanden langs Zuiderzeedijken in Markermeer tussen 1920 en 1932

dijkcode verslag fase 3	naam dijkvak	dijk	dijkpaal			Storm 6/7 nov 1921			Storm 25/26 nov 1925			Storm 26 nov 1928		
			van	tot	lengte dijkvak (m)	max.	duur	duur	max.	duur	duur	max.	duur	duur
						waterstand +NAP (cm)	2,0 m NAP boven [uur]	1,5 m NAP boven [uur]	waterstand +NAP (cm)	2,0 m NAP boven [uur]	1,5 m NAP boven [uur]	waterstand +NAP (cm)	2,0 m NAP boven [uur]	1,5 m NAP boven [uur]
d27- 9	MONNICKENDAM	27	0	8.5	850	230	5	15	194	0	10	206	2	20
d27- 12	MONNICKENDAM	27	8.5	16	750	230	5	15	194	0	10	206	2	20
d27- 18	MIRKGOUW	27	16	18	200	230	5	15	194	0	10	207	2	20
d27- 19	MIRKGOUW	27	18	20	200	234	5	15	198	0	10	207	2	20
d27- 21	MIRKGOUW	27	20	22	200	234	5	15	198	0	10	207	2	20
d27- 26	MIRKGOUW	27	22	30.5	850	234	5	15	198	0	10	207	2	20
d27- 31	BUITENGOUW	27	30.5	33	250	234	5	15	198	0	10	207	2	20
d27- 34	BUITENGOUW	27	33	35	200	234	5	15	198	0	10	207	2	20
d27- 38	BINNENGOUW	27	35	44	900	234	5	15	198	0	10	207	2	20
d27- 44	BINNENGOUW	27	44	45	100	234	5	15	198	0	10	207	2	20
d27- 52	PEERBOOM	27	45	53	800	234	5	15	198	0	10	207	2	21
d28- 55	DE NES	28	53	55	200	234	5	15	198	0	10	208	2	21
d28- 62	OPPERWOUD	28	55	70	1500	237	5	15	198	0	10	208	2	21
d28- 73	UITDAM	28	70	74	400	237	5	15	202	2	11	208	2	21
d28- 202	UITDAM	28	74	75.5	150	237	5	15	202	2	11	208	2	21
d28- 75	UITDAM	28	75.5	79	350	237	5	15	202	2	11	208	2	21
d28- 82	UITDAM/ZO	28	79	83.5	450	237	5	15	202	2	11	208	2	21
d28- 85	UITDAM/ZO	28	83.5	90.5	700	241	6	15	202	2	11	208	2	21
d28- 91	HOLYSLOOT	28	90.5	93	250	241	6	15	202	2	11	208	2	21
d28- 94	HOLYSLOOT	28	93	95	200	241	6	15	202	2	11	208	2	21
d28- 95	HOLYSLOOT	28	95	98.5	350	241	6	15	202	2	11	208	2	21
d28- 99	HOLYSLOOT	28	98.5	102	350	241	6	15	206	2	11	208	2	21
d28- 106	BARNEGAT	28	102	108.5	650	241	6	15	206	2	11	208	2	21
d28- 116	BLIJCKMEER	28	108.5	118	950	244	6	15	210	4	11	208	2	21
d28- 120	DE MANT	28	118	121.5	350	244	6	15	210	4	11	208	2	21
d28- 125	KINSELMEER	28	121.5	135	1350	244	6	15	210	4	11	208	2	21
d28- 136	KINSEL	28	135	140	500	244	6	15	210	4	11	208	2	21
d28- 143	KINSEL	28	140	143	300	247	6	15	215	4	11	208	3	21
d28- 145	KINSEL	28	143	146	300	247	6	15	215	4	11	208	3	21
d28- 147	KINSEL	29	146	151	500	247	6	15	215	4	11	208	3	21
d28- 154	DURGERDAM	29	151	159	800	244	6	15	215	4	11	208	3	21
d30- 164	DURGERDAM/ZO	30	159	164	500	247	6	15	215	4	11	208	3	21
d30- 166	DURGERDAM/ZO	30	164	166	200	247	6	15	215	4	11	208	3	21
d30- 172	SCHELLINGW.	30	166	184.5	1850	244	6	15	215	4	11	208	3	21
202c-1	MUIDERTHIRT				950	234	6	17	223	5	11	211	3	20
202c-4b	MUIDENWST				2,735	261	7	18	227	5	11	215	5	21
202c-5	MUIDENWST				450	261	7	18	227	5	11	215	5	21
203e-1	MUIDENOST				465	261	7	18	231	5	11	215	5	21
203c-2a	MUIDENOST				800	261	7	18	231	5	11	216	5	21
203c-2b	NOORDPOLDER				335	264	7	18	231	5	11	216	5	21
203c-3	NOORDPOLDER				745	264	7	18	231	5	11	218	5	22
203-4a	MOBERG-WST				435	264	7	18	231	5	11	218	5	22
205x-1	MOBERG-OST				1,640	264	7	18	235	5	11	219	5	22
206x-1	NAARDEN				3,270	268	7	20	239	5	12	219	5	22
207a-2	NAARDEN				445	268	7	20	239	5	12	220	5	22
207b-3	NAARDEN				750	268	7	20	239	5	12	220	5	22
207bc-3	NAARDEN				750	268	7	20	239	5	12	220	5	22
46-E1	Dijkkring West Veldijk		75	82.5	750	278	7	22	250	6	13	221	6	22
46-E2	Veendijk		69	75	600	278	7	22	250	6	13	223	6	23
46-E3	Meentweg		37	69	3200	281	7	23	258	6	14	226	7	25
46-E4	Wakkerendijk		6	37	3100	288	8	24	274	9	15	228	7	26
45-E5	Dijkkring Oost Bebouwde k. Eemdijk		118	174.5	5650	292	8	24	277	9	15	231	8	28
45-E6	Veen- en Veldendijk		174.5	192.5	1800	285	8	24	266	7	15	231	8	28
45-73a	Veen- en Veldendijk		192.5	197	450	285	8	24	262	7	15	231	8	28
45-74	Blikkerspolder		197	221	2400	285	8	24	262	7	15	231	8	28
45-75	Oostdijk		221	241.5	2050	288	8	24	266	7	15	233	8	28
45-76	Nijkerkemauidijk		241.5	300.5	5900	292	8	24	266	7	15	234	8	28

Tabel 2.1 Maximale historische waterstanden langs Zuiderzeedijken in Markermeer tussen 1920 en 1932 (vervolg)