

Het modelleren en optimaliseren van dijkverhogingen

Veiligheid in Waterland

STAGERAPPORT

Auteur: J.F. IJzerman BSc.



Voorwoord

In het laatste jaar van de masteropleiding Bedrijfswiskunde en informatica (BWI) aan de Vrije Universiteit (VU) is het een vereiste om de studie af te sluiten met een afstudeerstage van 6 maanden. Op wetenschappelijke manier moet daar een bedrijfsprobleem aangepakt en zo mogelijk opgelost worden. Voor u ligt het bijbehorende stagerapport, formeel de afstudeerscriptie.

HKV [LIJN IN WATER](#) te Lelystad gaf mij de kans om dit te doen bij de afdeling Risico en Veiligheid. Achtergrond informatie over HKV is te vinden in bijlage A.

Het onderwerp van mijn rapport is het modelleren en optimaliseren van dijkverhogingen. Een rapport waarin voornamelijk de ontwikkelde modellen en de analyses van de resultaten van de modellen beschreven zijn.

Tot slot wil ik mij richten tot de personen die mijn stage tot een succes gemaakt hebben. Allereerst wil ik graag HKV bedanken voor de gelegenheid die zij mij gegeven hebben om deze laatste fase van mijn studie bij hen te volbrengen. Verder zou ik ook nog enkele mensen willen noemen die mij tijdens mijn stage geholpen hebben.

- Het aanstekelijke enthousiasme van Matthijs Kok (HKV), die er van het begin af aan voor heeft gepleit dat deze opdracht zeer nuttig zou zijn voor zowel HKV als voor mij als afstuderende BWI-studente. Bovendien heeft hij mij daar waar nodig hulp geboden en gestuurd tijdens de daadwerkelijke uitvoering van mijn opdracht.
- De wetenschappelijke ondersteuning van Matthijs Duits (HKV), Geert-Jan Franx (VU) en Jan van Noortwijk (HKV).
- De geleverde informatie en samenwerking van Cor-Jan Vermeulen (HKV), Jan Huizinga (HKV), Job Udo (HKV), Bart Thonus (HKV), Waterschap Rivierenland en VNK.
- Het verlenen van een licentie door de maker van GLOBE; Solomatine.
- De geleverde reviews door mijn begeleiders, familie en vrienden.
- Tot slot wil ik de dartpiramide deelnemers bedanken voor de nodige ontspanning!

Veel leesplezier!

Mei 2005
Jenneke



Samenvatting

De kansen op overstromingen zijn langs de rivieren Rijn en Maas groter dan de wettelijke veiligheidsnormen. Vanwege veranderingen in het klimaat wordt Nederland geconfronteerd met aldoor stijgende overstromingskansen. Bovendien nemen ook de gevolgen van overstromingen toe door de economische groei. Om gebieden te beschermen tegen overstromingen zal het regelmatig nodig zijn om waterkeringen te verhogen, of om meer ruimte te geven aan het water.

De onderzoeksvraag is:

Hoe kunnen de optimale investeringspatronen bepaald worden van dijkverhogingen van de dijkringen in het Bovenrivierengebied.

De doelstelling van het onderzoek is een wiskundig model te ontwikkelen, dat beslissingen op het gebied van economisch optimale dijkhoogtes ondersteunt.

Eerst wordt ingegaan op twee bestaande modellen waarmee optimale dijkhoogtes kunnen worden gemodelleerd. De tekortkomingen en beperkingen van deze modellen worden beschreven.

Een wiskundig model ter ondersteuning van beslissingen op het gebied van benodigde dijkhoogtes is ontwikkeld. Het model is geïmplementeerd met de programmeertaal Visual Basic. Dit resulteerde in een programma genaamd DijkLijn 1.0. Dit programma berekent de totale kosten gegeven de strategie. Een optimalisatiealgoritme moet toegepast worden om de optimale investeringsstrategie te vinden. Met behulp van DijkLijn 1.0 en een globaal optimalisatiealgoritme uit Globe is het optimalisatieprobleem opgelost. DijkLijn 1.0 is gebruikt voor enkele casestudies. De drie onderzochte richtingen zijn investeringskosten, overstromingskansen en systeemwerking.

De belangrijkste bevindingen zijn dat het programma goed lijkt te functioneren en meer vrijheid biedt ten opzichte van bestaande modellen. Deze vrijheid heeft tot gevolg dat het model niet meer analytisch opgelost kan worden en een algoritme gebruikt moet worden. Een oplossing wordt binnen een reële rekentijd gevonden.

Op dit moment zijn er niet voldoende gegevens beschikbaar om een betrouwbaar optimaal investeringspatroon voor de dijkringgebieden in het Bovenrivierengebied te geven. Een aanbeveling is dan ook om onderzoek te verrichten naar gegevens op het gebied van investeringskosten, bestaande overhoogte, schadekosten en overstromingskansen.

Inhoud

Lijst van tabellen.....	viii
Lijst van figuren	ix
Lijst van symbolen.....	xi
1 Inleiding	1
1.1 Probleemstelling	1
1.2 Doelstelling.....	1
1.3 Probleemschets	2
1.4 Opbouw rapport	2
2 Waterbeheer.....	3
2.1 Waterkeringen.....	3
2.2 Bedreigingen en faalmechanismen.....	3
2.2.1 Falen en bezwijken	4
2.2.2 Veiligheid dijkkringgebieden	5
2.3 Veiligheidsbenaderingen.....	5
2.3.1 Geschiedenis.....	6
2.3.2 Veiligheidseisen.....	6
2.4 Maatregelen.....	7
2.5 Dijkontwerp.....	8
3 Probleemomschrijving	9
3.1 Doelfunctie	9
3.2 Risico-interval.....	10
3.3 Investeringsstrategie.....	12
3.3.1 Aanlooperperiode	12
3.4 Model Eigenraam.....	13
3.4.1 Baten	13
3.4.2 Kosten.....	14
3.4.3 Bijvoorwaardes	15
3.4.4 Totale kosten	15
3.5 Tekortkomingen/beperkingen	16
3.6 Onderzoeksrichtingen.....	17
3.6.1 Investeringskosten.....	17
3.6.2 Overstromingskans	18
3.6.3 Systeemwerking.....	18
4 Investeringskosten.....	19
4.1 Analyse van beschikbare data	19
4.1.1 Beschikbare data.....	19
4.1.2 Investeringsfuncties.....	20
4.1.3 Analyse	21
4.2 Model.....	22
4.2.1 Wiskundig model.....	22

4.2.2	Pseudo-code	25
4.2.3	Extern programma: GLOBE	26
4.3	Case study	26
4.3.1	Investeringsfuncties.....	27
4.3.2	Optimale horizon	30
4.3.3	Optimaal investeringspatroon.....	31
4.3.4	Overhoogte	34
4.4	Conclusies	37
5	Overstromingskans.....	41
5.1	Analyse van beschikbare data.....	41
5.1.1	Beschikbare data	41
5.1.2	Overstromingskans functies.....	46
5.1.3	Analyse	46
5.2	Model	50
5.2.1	Wiskundig model	50
5.2.2	Extern programma: PC-Ring.....	52
5.3	Case Study.....	53
5.3.1	Werklijnparameter	53
5.3.2	Afvoerverdeling.....	55
5.3.3	PC-Ring.....	59
5.4	Conclusies	60
6	Systeemwerking	63
6.1	Analyse van beschikbare data.....	63
6.1.1	Beschikbare data	63
6.1.2	Systeemwerking functies.....	65
6.1.3	Analyse	66
6.2	Model	67
6.3	Conclusies	68
7	Conclusies en aanbevelingen	69
7.1	Conclusies	69
7.2	Aanbevelingen.....	70
7.3	Discussie	71
8	Referenties.....	73
	Overige literatuur.....	75
	Bijlage A: HKV	81
	Bijlage B: Dijkkringen.....	83
B.1	Kaart	83
B.2	Dijkkring 43	84
	Bijlage C: Bestaande wiskundige modellen	87
C.1	Formulering van Dantzig	87
C.2	Formulering Eijgenraam.....	89
C.3	Werklijnparameter	91
	Bijlage D: Zoekmethoden	97

D.1	Bisectiealgoritme	97
D.2	Genetisch Algoritme (GA).....	98
D.3	Adaptive Cluster Covering (ACCO)	99
D.4	Controlled Random Search (CRS)	101
D.5	Multistart met clustering (Multis en M-Simplex).....	101
D.6	Adaptive cluster descent (ACD).....	101
Bijlage E: GLOBE: tool voor globale optimalisatie.....		103
E.1	Beschrijving van GLOBE	103
E.2	Optimale algoritme.....	104
Bijlage F: Begrippenlijst		107

Lijst van tabellen

Tabel 4-1	Gegevens investeringskosten dijkringen 15, 35, 43, 48 en 50 in miljoenen euro's per km dijk.....	19
Tabel 4-2	Optimale investeringspatroon bij dijkverhoging van dijkvak 43 voor verschillende investeringsfuncties	32
Tabel 4-3	Jaarlijkse overschrijdingskansen van dijkkring 43 (bij investeringsfunctie 1).....	33
Tabel 4-4	Optimale investeringspatroon bij dijkverhoging van dijkkring 43 met zichtjaar 2005.....	33
Tabel 4-5	Voorbeeld van een optimaal investeringspatroon bij overhoogte van de Waal.....	35
Tabel 4-6	Optimale investeringspatroon bij een overhoogte van 50 cm bij beide vakken	36
Tabel 5-1	QH-relatie voor de Pannerdensche Kop. Bron: QH-relaties.txt van HKV PR651.....	41
Tabel 5-2	Gegevens werklijnparameters van dijkringen 15, 35, 43, 48 en 50.....	43
Tabel 5-3	Per faalmechanisme het zwakste dijkvak (bij standaard interpolatie) met bijbehorende faalkans.....	44
Tabel 5-4	Voor verschillende faalmechanismen de faalkans voor dijkkring 43	46
Tabel 5-5	Optimale investeringspatroon bij drie verschillende werklijnparameters	53
Tabel 5-6	Optimale investeringspatroon bij dijkvakken met verschillende werklijnparameters.....	55
Tabel 5-7	Optimale investeringspatroon bij dijkkring 43 met verschillende fits. Fit 1: a=3.6225, b=-18.446 Fit 2: a=4.5467, b=-27.301	58
Tabel 5-8	Jaarlijkse overstromingskansen van dijkkring 43 bij verschillende fits.	58
Tabel 5-9	Schade en investeringskosten bij beide fits en ter vergelijking de kosten als gebruik gemaakt wordt van de werklijnparameter 0.025.	58
Tabel 5-10	Optimale investeringspatroon dijkverhoging van dijkvak 6001-RO3 in dijkkring 43 met zichtjaar 2005.....	59
Tabel 5-11	Jaarlijkse overschrijdingskansen van dijkkring 43	59
Tabel 6-1	Waterstandverandering in meters voor een aantal dijkkringgebieden bij een afvoer van 16000 m ³ /s.....	63
Tabel B-1	Dijkringen bovenrivierengebied	84
Tabel B-2	Dijkringen benedenrivierengebied	84
Tabel C-1	Maatgevende afvoeren Rijn 2001	92

Lijst van figuren

Figuur 1-1	Hans Brinker	1
Figuur 2-1	Faalmechanismen	4
Figuur 2-2	Foutenboom	5
Figuur 2-3	Maatregelen Ruimte voor de Rivier	8
Figuur 2-4	Eenvoudige schematische dwarsdoorsnede dijk.....	8
Figuur 3-1	Totale kosten afhankelijk van de hoogte van de eenmalige dijkverhoging.....	9
Figuur 3-2	Schematisch verloop van het veiligheidsniveau volgens de wet bij herhaald investeren.....	11
Figuur 3-3	Schematisch verloop van het veiligheidsniveau bij herhaald investeren.....	11
Figuur 3-4	Dijkverhoging	13
Figuur 4-1	Investeringskosten bij dijkverhogingen	20
Figuur 4-2	Gegevens van investeringskosten ARF vergeleken met de benaderingsformule van het CPB 20	
Figuur 4-3	Schematische weergave dijkverhoging.....	21
Figuur 4-4	Vakken in een dijkkring niet tegelijk verhoogd (Uit de pas)	22
Figuur 4-5	Langsdoorsnede van een dijkkringgebied; overstromingsscenario volgens bakjesmodel inclusief waterschijf in de hellende gebieden.....	24
Figuur 4-6	Dijkkring 43, Bron: GIS	27
Figuur 4-7	Kosten van dijkverhogingen onafhankelijk van de dijkhoogte.....	28
Figuur 4-8	Kosten van dijkverhogingen bij dijkhoogte 25 cm en dijkhoogte 100 cm	29
Figuur 4-9	Resultaten horizon	31
Figuur 4-10	Verwachte schade (risico) in de tijd logaritmisches uitgezet.....	32
Figuur 4-11	Dijkhoogte bij optimale investeringspatroon als de investeringskosten tussen de vakken erg verschillen	33
Figuur 4-12	Optimale eerste dijkverhoging bij verschillende overhoogtes	34
Figuur 4-13	Optimale aanlooptijd bij verschillende overhoogtes.....	35
Figuur 4-14	Beide vakken evenveel overhoogte.....	36
Figuur 4-15	Optimale totale kosten.....	37
Figuur 5-1	QH- relaties voor drie dijkkringen. Naast de grafiek staat de bijbehorende trendlijn (fit).....	42
Figuur 5-2	Werklijn van de Rijn te Lobith	42
Figuur 5-3	Schematische weergave van dijkkring 43 met lokaties van de onderzochte vakken	43
Figuur 5-4	Invloed van de dikte van de afsluitlaag op de faalkans bij mechanisme Opbarsten/Piping	45
Figuur 5-5	Faalkans bij mechanisme 1 bij diverse dijkhoogtes voor dijkkring 43.....	45
Figuur 5-6	De overschrijdingskans in de tijd bij verschillende werklijnparameters	46
Figuur 5-7	Invloed van dijkverhoging op de overschrijdingskans bij verschillende werklijnparameters	47
Figuur 5-8	Stijging overstromingskans zonder dijkverhoging	49
Figuur 5-9	Kosten bij het optimale investeringspatroon voor verschillende werklijnparameters.....	54
Figuur 5-10	Logaritmisches uitgezette overschrijdingskans van dijkkring 43 volgens de gevonden formule bij verschillende dijkhoogtes	55
Figuur 5-11	Invloed van dijkverhoging op beide verdelingen, uitgaande van de fit uit Figuur 5-1 voor dijkkring 43	56
Figuur 5-12	Invloed van dijkverhoging op de overschrijdingskans bij verschillende verdelingen.....	57
Figuur 5-13	Invloed van dijkverhoging op beide verdelingen, uitgaande van de fit $H=4.5467\ln(Q) - 27.301$ voor dijkkring 43	57
Figuur 5-14	Verwachte schade in de tijd logaritmisches uitgezet	59
Figuur 6-1	Virtuele verhoging voor dijkkringen bij overstroming dijkkring 48, 43 of 50	63
Figuur 6-2	Tijdsduur tussen top afvoergolf bij Lobith en bij dijkkringen in Bovenrivierengebied	65
Figuur A-1	Organogram HKV LJN IN WATER	81
Figuur B-1	Dijkkringen in Nederland	83

Figuur B-2	Kaart van dijkkring 43.....	84
Figuur C-1	Relatie tussen de afvoer en de overschrijdingskans voor de Rijn voor de oude werklijn en de nieuwe werklijn.....	92
Figuur C-2	QH relatie bij dijkkring 43.....	93
Figuur C-3	Verdeling van de afvoer over de Rijntakken in Nederland, onder normale omstandigheden. Bron: http://nl.wikipedia.org/wiki/Rijn	94
Figuur E-1	Flowdiagram GLOBE.....	103
Figuur E-2	Vergelijking prestaties algoritmes: minimale en gemiddelde kosten bij 5 runs	104
Figuur E-3	Vergelijking prestaties algoritmes gemiddelde rekentijd bij 5 runs	105
Figuur E-4	Vergelijking prestaties algoritmes: standaard deviatie bij 5 runs.....	105

Lijst van symbolen

D	lengte herhaalperiode tussen twee opeenvolgende dijkverhogingen	jaar
$H(0)$	dijkhoogte in het uitgangsjaar (zonder dijkverhoging).....	cmNAP
$H(t)$	dijkhoogte op tijdstip t	cmNAP
$H^+(T_i)$	dijkhoogte na verhoging op tijdstip T_i	cm
$H^-(T_i)$	dijkhoogte voor verhoging op tijdstip T_i	cm
$I(T_i)$	investeringskosten op tijdstip T_i	mln €
K	contante waarde van alle kosten	mln €
$P(0)$	overstromingskans in het uitgangsjaar	1/jaar
$P(t)$	jaarlijkse overstromingskans als functie van de tijd	1/jaar
$S(0)$	verwachte schade in het uitgangsjaar (zichtjaar).....	mln €
$S(t)$	verwachte overstromingsschade per jaar.....	mln €
S^+	ondergrens schade in het optimale investeringspatroon.....	mln €
S^-	maximale (toegelaten) schade	mln €
T	looptijd waarin tot eerste investering wordt overgegaan.....	jaar
T_i	tijdstippen van i -de verhoging.....	jaartal
$V(0)$	overstromingsschade in het uitgangsjaar.....	mln €
$V(t)$	overstromingsschade als functie van de tijd.....	mln €
X	dijkverhoging in eerste periode in een investeringsstrategie	cm
t	tijd	jaren
u	hoogte dijkverhoging bij herhaling.....	cm
u_i	hoeveelheid i -de verhoging.....	cm
z	optimalisatie horizon.....	jaar
α	werklijnparameter (exponentiele verdeling)	1/cm
β	combinatieparameter	1/jaar
δ	disconteringsvoet	perunen/jaar
φ	opslagfactor systeemwerking	--
γ	tempo van economische groei.....	perunen/jaar
η	structurele stijging relatieve waterstand (klimaatscenario)	cm/jaar
μ	opslagfactor.....	--
θ	combinatieparameter	1/cm
ζ	stijgingstempo schade per cm dijkverhoging.....	1/cm

1 Inleiding

Al eeuwenlang hebben de Nederlanders moeten strijden tegen het water. Hansje Brinker staat symbool voor die strijd. Deze kleine jongen ontdekt op een avond een lek in de dijk. Zonder aarzelen stopt hij zijn vinger in het gat, waardoor Nederland gered wordt van een overstroming! Een prachtig verhaal dat vooral in het buitenland tot de verbeelding blijft spreken, want zij vinden het onbegrijpelijk dat Nederland voor een groot deel onder de zeespiegel ligt. Het verhaal van het dappere jongetje komt uit het boek "Hans Brinker or the silver skates" van Mary Mapes Dodge (1865).

Waarschijnlijk is het hele verhaal verzonnen, een overstroming is tenslotte echt niet met één vinger te stoppen.



Figuur 1-1 Hans Brinker

Maar hoe voorkomen we dan een overstroming?

Volgens recente inzichten zijn de overstromingskansen uitgestegen boven de wettelijke veiligheidsnormen. Door allerlei veranderingen in het klimaat en het watersysteem stijgt de kans op overstromingen. Ook de gevolgen worden groter. Door de groei van de bevolking en de economie, in de vorm van menselijke slachtoffers en in de vorm van schade aan de fysieke en de economische infrastructuur.

Met het oog op deze veranderende omgeving is het van belang om de waterkeringen in Nederland aan te passen. Hierbij moet een optimale veiligheidsstrategie bepaald worden.

1.1 Probleemstelling

Centraal in het afstudeeronderzoek staat de probleemstelling:

Hoe kunnen de optimale investeringspatronen bepaald worden van dijkverhogingen van de dijkringingen in het Bovenrivierengebied

In het optimalisatieprobleem moet bepaald worden welke strategie nodig is om de som van verwachte overstromingskosten en investeringskosten te minimaliseren. Ook moet het volgende moment bepaald worden waarop we het beste weer kunnen investeren en de hoeveelheid die we dan moeten investeren. Oftewel, wat is de economisch optimale strategie voor investeren in veiligheid.

1.2 Doelstelling

Het doel van de studie is:

Het ontwikkelen en implementeren van een wiskundig model ter ondersteuning van beslissingen op het gebied van benodigde dijkhoogten.

Hierbij gaat het niet alleen om de uitkomsten, maar ook om de methode om deze uitkomsten te vinden. Die methode moet de economisch optimale veiligheidsstrategie opleveren.

1.3 Probleemschets

Om het laaggelegen Nederland te beschermen tegen overstromingen is een stelsel van waterkeringen, waaronder dijken, aangelegd. Het waterkerende vermogen van een dijk kan echter door verschillende oorzaken verminderen. Enkele van deze oorzaken zijn:

- zakking
- relatieve zeespiegelstijging
- klimatologische effecten op de rivierstand

Om te kunnen blijven voldoen aan veiligheidseisen zal het in de toekomst nodig zijn om regelmatig de dijken te verhogen.

1.4 Opbouw rapport

Deze scriptie bestaat uit drie delen.

In het eerste deel, hoofdstuk 2 en 3, wordt het probleem en de context beschreven. Hoofdstuk 2 bevat een globale omschrijving van de functies die een rol spelen bij waterkeringen en geeft een algemene introductie op het gebied van waterbeheer. In hoofdstuk 3 wordt ingegaan op de probleemstelling, wordt een eenvoudige beschrijving van de werkwijze om het probleem op te lossen gegeven en worden enkele beperkingen van de bestaande modellen genoemd.

Het tweede deel van deze scriptie rapporteert over drie verschillende onderzoeksrichtingen (de hoofdstukken 4, 5 en 6). Te beginnen in hoofdstuk 4 met de investeringskosten. Centraal hierin staat een model dat een verbetering is op de bestaande modellen. Dit model is geïmplementeerd in DijkLijn 1.0. In het daaropvolgende hoofdstuk wordt wederom een uitbreiding van het ontwikkelde model van hoofdstuk 4 gegeven die betrekking heeft op de overstromingskansen. Op de laatste onderzoeksrichting, systeemwerking, wordt kort ingegaan in hoofdstuk 6.

In het derde en laatste deel worden de belangrijkste resultaten en conclusies uit deze studie vermeld. En bovendien enkele suggesties/aanbevelingen voor verder onderzoek gedaan.

In hoofdstuk 8 staan de referenties.

Het rapport bevat ook een zestal bijlagen.

De eerste bijlage bevat een korte beschrijving van HKV [LIJN IN WATER](#). Bijlage B geeft een overzicht van de dijkkringgebieden in Nederland, dijkkring 43 specifiek. De wiskundige achtergrond (formules) van model van Dantzig en Eijgenraam en enkele nadere beschrijvingen van de parameters staan beschreven in bijlage C. In bijlage D worden enkele algoritmes uitgelegd. In bijlage E wordt uitleg gegeven van GLOBE en enkele resultaten met dit programma.

Tenslotte staat in de laatste bijlage een beschrijving van relevante begrippen.

2 Waterbeheer

Uit verschillende onderzoeken naar veranderingen in het klimaat blijkt dat de waterstanden in de toekomst toe zullen nemen. Klimaatveranderingen langs de rivieren zullen bijvoorbeeld grotere aanvoeren van water veroorzaken. Ons kleine landje groeit: Nederland krijgt steeds meer inwoners en bedrijven. Door onze toegenomen welvaart kunnen overstromingen grotere schade tot gevolg hebben.

Enkele recente dijkdoorbraken, overstromingen en wateroverlastsituaties zoals in Limburg (1995, 1997), Delfland (1998), Noordoostpolder (1998) en in Wilnis (2004) waren de reden voor de overheid om in actie te komen. De campagne "Nederland leeft met water" werd gestart om de bewustheid onder de inwoners te vergroten.

2.1 Waterkeringen

Om Nederland tegen de invloed van water te beschermen is er een uitgebreid stelsel van primaire waterkeringen aanwezig. Primaire waterkeringen beschermen gebieden tegen "buitenwater" zoals de zee, meren en rivieren.

De waterkeringen kunnen opgedeeld worden in vier hoofdtypen.

- Dijken. Langs de grote rivieren, de Waddenkust, de Zeeuwse wateren en het IJsselmeer zijn voornamelijk dijken te vinden. Deze constructies zijn kunstmatige grondlichamen.
- Duinen. Aan de Noordzeekust wordt het water voor een groot deel gekeerd door duinen. Duinen zijn natuurlijke landschapsvormen en worden door plantgroei, wind en aangespoeld zand gevormd.
- Waterkerende constructies zoals kistdam, keermuur of damwand. Deze hebben dezelfde waterkerende functie als een grondconstructie, maar met een grotere vrijheid in vorm en functionaliteit dan een traditioneel dijkontwerp.
- Waterkerende kunstwerken. Voorbeelden zijn sluizen, gemalen en stormvloedkeringen (o.a. in de Oosterschelde). Dit type wordt gemaakt ten behoeve van een andere functie van het water die de waterkering kruist, zoals scheepvaart, waterdoorvoer en weg- of treinverkeer. Ze zijn daarom meestal voorzien van één of meer beweegbare afsluitmiddelen.

Waterkeringen beschermen een gebied tegen hoog water. Nederland bestaat uit 57 te onderscheiden gebieden (Bijlage B). Deze gebieden worden gespecificeerd in de Wet op de Waterkering (1995). De afzonderlijke gebieden worden omsloten door een stelsel van waterkeringen (en eventueel hoge gronden) en worden dijkkringgebieden genoemd. De veiligheid in het dijkkringgebied is dus afhankelijk van het functioneren van de dijken (en eventueel van de daarvoor gelegen keringen).

2.2 Bedreigingen en faalmechanismen

De waterkeringen in Nederland staan aan verschillende invloeden bloot. De voornaamste bedreiging wordt gevormd door hoge waterstanden en golven. Maar ook weersinvloeden, menselijke en biologische factoren tasten de waterkerende functie van duinen, dijken en bijzondere constructies aan.

Hoge waterstanden kunnen twee oorzaken hebben. Ten eerste kunnen stormen de waterstand op zee omhoogstuwen en ten tweede kan neerslag de afvoer van de rivieren doen toenemen.

Een waterstandsverhoging is op de rivier groter en langduriger dan op zee. Hoge waterstanden op zee gaan altijd gepaard met hoge golven, terwijl hoge rivierstanden daarvan onafhankelijk zijn. Golven bij rivieren zijn minder een bedreiging, maar doordat ze langer aanhouden kunnen dijken verweken of bezwijken door uitspoeling van grond.

Voor de verschillende typen waterkeringen spelen andere combinaties van bedreigingen een rol. De bedreiging van de waterkeringen in het Bovenrivierengebied wordt voornamelijk gevormd door de waterstand. Hoge waterstanden komen voort uit hoge Rijnafvoer te Lobith. De waterkeringen in het Benedenrivierengebied worden bedreigd door een combinatie van hoge afvoeren van de rivieren Rijn en Maas en hoge waterstanden te Hoek van Holland. Ook opwaaiing door de wind kan een rol spelen evenals buistoten en windgolven. De waterkeringen langs de zee en estuaria (riviermondingen) worden belast door waterstanden, windgolven en buistoten. Deze worden veroorzaakt door stormvloedpeilen (hoge opzet op de Noordzee) en extreme windsnelheden.

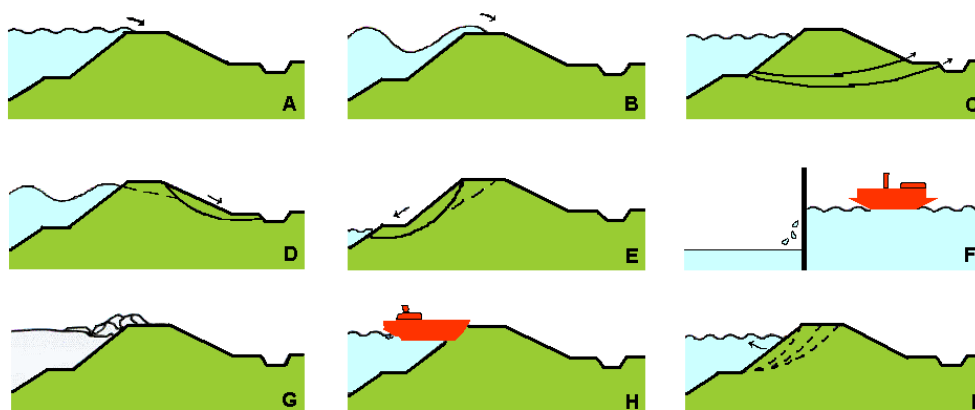
2.2.1 Falen en bezwijken

Als er aan het ontwerp of het onderhoud van een waterkering te weinig aandacht wordt besteed en/of er ineens extreme omstandigheden optreden, dan kunnen de bedreigingen leiden tot het falen of bezwijken van de waterkering.

Zodra de waterkering één of meer functies niet vervult is er sprake van falen. Bezwijken is het verlies van samenhang of grote geometrieverandering van de waterkering. In de meeste gevallen zal een dijk zowel falen als bezwijken.

De wijze waarop het waterkerend vermogen tekort schiet wordt een faal- of bezwijkmechanisme genoemd. De belangrijkste faalmechanismen van waterkeringen langs de rivieren zijn (Vrouwenvelder et al., 2003):

- Overtopping (overloop/golfoverslag) (A, B)
- Piping en opbarsten (C)
- Afschuiven (macro-instabiliteit) (D, E)
- Falen kunstwerken (niet sluiten sluis e.d.) (F)
- Beschadiging bekleding en erosie dijklichaam/taluds (G, H, I)



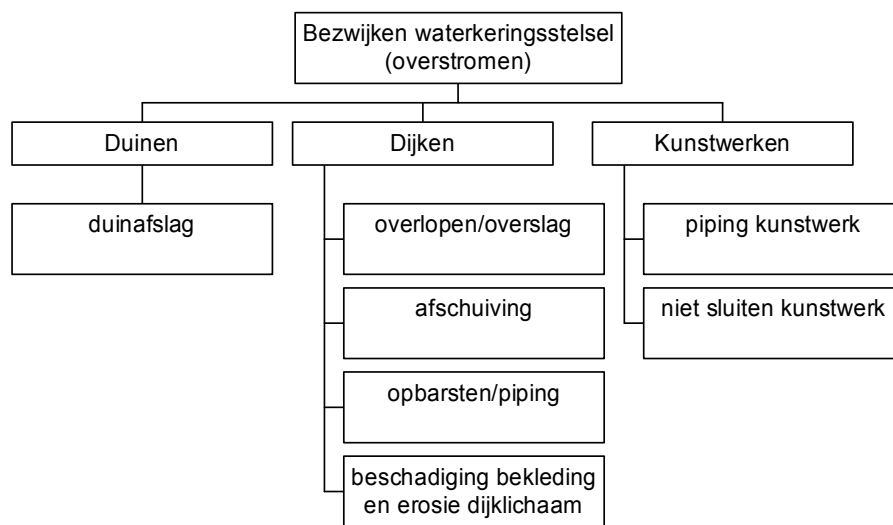
Figuur 2-1 Faalmechanismen

2.2.2 Veiligheid dijkringgebieden

Het waterkeringsstelsel van een dijkringgebied kan natuurlijk bestaan uit verschillende typen waterkeringen. De dijkkring kan dus worden opgedeeld in vakken, waarbinnen belasting en sterkte-eigenschappen vergelijkbaar zijn.

Door de verschillende typen waterkeringen bestaat er ook een variatie in de soort bedreigingen. Dit houdt in dat waterkeringsystemen op verschillende manieren (mechanismen) en plaatsen (vakken) kunnen falen of bezwijken. Het falen of bezwijken van één enkel onderdeel kan het falen van het gehele waterkeringsstelsel tot gevolg hebben. Ook kan het falen of bezwijken van één dijkringgebied invloed hebben op andere dijkringgebieden. Dit laatste wordt systeemwerking genoemd.

In een foutenboom kan de samenhang tussen de kans van optreden van afzonderlijke faalmechanismen en de kans op het falen van het systeem weergegeven worden. In onderstaande figuur is deze weergegeven voor een gehele dijkkring.



Figuur 2-2 Foutenboom

Voor de afzonderlijke faalmechanismen is het in enkele gevallen al wel mogelijk een redelijke schatting te maken van de bijbehorende faalkans. Een veel gebruikte probabilistische methode om de kans op falen door één bepaald mechanisme te bepalen is door middel van een betrouwbaarheidsfunctie Z :

$$Z = R - S$$

waarbij $Z < 0$ correspondeert met falen van de dijk.

Met R de stochastische grootheid voor sterkte (engels: resistance) en S de stochastische grootheid voor de belasting (engels: stress). De faalkans als gevolg van een mechanisme is dan gelijk aan de kans (P) dat de belasting de sterkte overtreft:

$$P(Z < 0) = P(R - S < 0) = P(R < S)$$

Meer over deze probabilistische methode is te vinden in Vrouwenvelder en Vrijling (2000).

2.3 Veiligheidsbenaderingen

Voor het laag gelegen Nederland staat bij waterkeren het veiligheidsvraagstuk centraal. Een probleem hierbij is dat natuurverschijnselen als wind en regen onvoorspelbaar zijn. Hierdoor

kan geen enkele waterkering absolute veiligheid garanderen. Overstromingen zijn dus helaas nooit helemaal uit te sluiten, het gaat er om het overstromingsrisico tot een aanvaardbaar niveau terug te brengen.

Veiligheid staat dus op de eerste plaats bij het waterkeren. Maar in de besluitvorming worden ook economische, cultuurhistorische, milieu- en maatschappelijke belangen meegenomen. Bij beslissingen over waterkeringen moeten dus steeds de maatschappelijke offers tegen de veiligheidsvoorwaarden afgewogen worden.

Bij de besluitneming kan risico meegenomen worden. Een bekende regel uit de besliskunde is: $\text{risico} = \text{kans} \times \text{gevolg}$. Hierbij gaat het dus om de kans op overstromingen (aantal maal per jaar) met de daarbij horende gevolgen (verlies aan geld of mensenlevens). De maat voor het risico is dan het gemiddelde verlies aan geld en/of mensenlevens per jaar. Zoals eerder genoemd kan een absolute veiligheid niet gegarandeerd worden. De keuze voor een bepaald risiconiveau draait dus om de maatschappelijke aanvaarde kosten en baten.

2.3.1 Geschiedenis

Voor 1953 werd de hoogte van dijken met simpele regels bepaald, zoals de hoogst bekende waterstand plus een marge.

Na de tweede watersnoodramp is Nederland zich via het Deltaplan uit alle macht gaan beschermen tegen het water. Dijken werden verhoogd en versterkt en er werd een ingenieuze kering bedacht, de Oosterscheldestormvloedkering in Zeeland, om bij storm het zeewater buiten de deur te houden. De behoefte aan een eenduidige benadering ontstond. De aan waterkeringen gestelde veiligheidseisen vinden hun oorsprong in het gedachtegoed van de Deltacommissie en de methode van Prof. van Dantzig (1956, 1960).

De overstromingen in Limburg in 1993 en 1995 en vooral de evacuatie van onder andere de Betuwe in 1995 zorgden voor een aanzienlijke aanscherping van de discussie over het gewenste veiligheidsniveau en het project Deltaplan grote rivieren werd gestart. De dijken werden versterkt.

Maar het klimaat verandert, de zeespiegel stijgt, de bodem daalt, het regent vaker en harder en er komt meer smeltwater. Eeuwig dijkverhogen wil men niet meer. Het nieuwe beleid is dat er meer ruimte gegeven moet worden aan het water¹. Dijkverhogingen worden alleen uitgevoerd als er geen andere maatregelen meer mogelijk zijn.

Het kernproject hierbij is "Ruimte voor de Rivier". Veiligheid blijft voorop staan, maar mag er niet toe leiden dat de grote cultuurhistorische en natuurlijke waarden van het rivierenlandschap worden vernietigd.

2.3.2 Veiligheidseisen

Het uitgangspunt van de Deltacommissie was om per dijkkringgebied een gewenst veiligheidsniveau vast te stellen. Dit niveau is gebaseerd op zowel de kosten van de aanleg van waterkeringen als op de mogelijke schade bij een overstroming.

Op grond van de te beschermen belangen in de jaren '50 kwam de overheid voor Centraal Holland (dijkkringgebied 14) tot een economisch optimale bescherming wanneer dit gebied gemiddeld eens in de 125.000 jaar zou overstromen. Het voornaamste probleem was dat er onvoldoende inzicht in de bezwijkmechanismen van een waterkering was, daarom was de kans

¹ En dan zowel de mogelijkheden om water vast te houden, te bergen en af te voeren in zeer natte perioden als de mogelijkheden om water vast te houden tijdens langdurige droogte.

op het doorbreken van een dijk niet nauwkeurig te bepalen. Er werd gekozen voor een vereenvoudigde veiligheidsbenadering, gebaseerd op de overschrijding van de zogenaamde maatgevende hoogwaterstand (MHW). Dijkkringgebied 14 werd doorgerekend en dit leverde een veiligheidsniveau in de vorm van ontwerpwaterstanden. De veiligheidsniveaus van de andere gebieden langs de kust zijn hiervan kwalitatief afgeleid. Zo werd geëist dat een waterstand met een overschrijdingskans van 1/10.000 per jaar nog 'volledig veilig' gekeerd moest kunnen worden in Centraal Holland (TAW, 2000).

Later zijn voor het bovenriviereengebied een zelfde soort afwegingen gemaakt door de commissie Boertien I (Commissie Toetsing Uitgangspunten Rivierdijkversterking, 1993), met als overschrijdingsfrequentie 1/1250 per jaar.

De huidige veiligheidsbenadering en veiligheidsnormen van primaire waterkeringen zijn gebaseerd op de in 1996 in werking getreden Wet op de Waterkering. De normen die aan de verschillende waterkeringen zijn gesteld, zijn afhankelijk van de aard van overstroming en de mogelijke schade bij overstroming.

Daarom staan in de Wet op de Waterkering verschillende veiligheidsnormen voor dijkringen. De gevolgen van een overstroming zijn niet voor elk dijkkringgebied hetzelfde. Afhankelijk van industrie/bewoning, voorbereiding evacuatie, diepte polder, type water en voorspelbaarheid. In bijlage B wordt een overzicht gegeven van de 57 dijkringen in Nederland tezamen met de bijbehorende veiligheidsnormen.

De belangrijkste bedreigingen voor de dijkkringgebieden zijn natuurverschijnselen en deze zijn niet exact te bepalen. Hierdoor moet uitgegaan worden van de kansverdeling van een bedreiging. Dit kan gedaan worden aan de hand van de overschrijdingsfrequentie per jaar van verschillende waterstanden.

Een waterstand met gemiddelde overschrijdingsfrequentie van 1/1000 per jaar komt overeen met de kans van 0.1% dat in 1 jaar een hogere waterstand optreedt. Deze kans kan ook wel uitgedrukt worden als éénmaal per duizend jaar.

Dit wordt soms verkeerd geïnterpreteerd; het houdt niet in dat een overstroming maar eens per duizend jaar kan voorkomen, maar het is een gemiddelde waarde.

2.4 Maatregelen

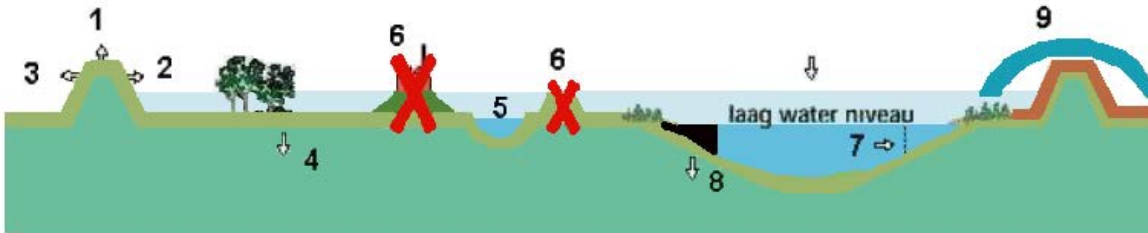
Om aan de gestelde veiligheidsnormen te blijven voldoen kunnen maatregelen genomen worden voor waterkeringen. Maatregelen kunnen zowel onderhoud als verbetering inhouden.

Aanpassingen aan een dijkkringgebied vinden niet continu plaats maar periodiek. Dit heeft tot gevolg dat het veiligheidsniveau afneemt met het verstrijken van de tijd, totdat er een nieuwe maatregel uitgevoerd wordt.

Er zijn enkele tijdsafhankelijke factoren waarom het veiligheidsniveau afneemt. Als eerste zijn er de dynamische natuurverschijnselen zoals bijvoorbeeld de stijging van de zeespiegel, sedimentatie en erosie van rivieren en de daling van de bodem van het land. Verder worden waterkeringen aangetast door de tand des tijds. Ook zijn economische veranderingen van belang, zoals groei aantal inwoners en meer werkenden. Als laatste spelen maatschappelijke en politieke inzichten een rol, bijvoorbeeld na het optreden van wateroverlast en watersnood.

Onderstaande afbeelding geeft enkele maatregelen weer om de rivier meer ruimte te geven.

- | | | | |
|-----|--------------------------------|---|---|
| 1,2 | Dijkverhoging, dijkversterking | 6 | Verwijderen knelpunten, zomerdijk, hoogwatervrije terreinen |
| 3 | Dijkverlegging | 7 | Verruiming zomerbed |
| 4 | Uiterwaardverlaging | 8 | Kribverlaging |
| 5 | Aanleg nevengeulen | 9 | Binnendijkse retentie |



Figuur 2-3 Maatregelen Ruimte voor de Rivier

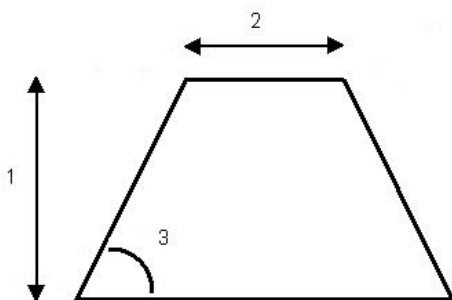
2.5 Dijkontwerp

Een gangbare methode om dijken te ontwerpen is te vinden in TAW (1985). Naar aanleiding van de in 2.2.1 genoemde faalmechanismen zijn de volgende ontwerpcriteria bepaald:

- waterdichtheid
- erosiebestendigheid
- ontwerpprofiel
- standzekerheid ten opzichte van instabiliteit

Deze criteria uiten zich in een bepaalde keuze voor een grondsoort (klei, zand) en geometrie van het profiel, evenals het aanbrengen van allerlei verstevigende materialen (bekleding dijk). De geometrie (afmetingen) van het ontwerpprofiel wordt door drie eigenschappen bepaald:

- 1 aanleghoogte
- 2 kruinbreedte
- 3 helling van de taluds



Figuur 2-4 Eenvoudige schematische dwarsdoorsnede dijk

Voor het bepalen van de aanleghoogte wordt een ontwerpprocedure gebruikt, die voornamelijk gericht is op het voorkomen van overlopen (en overslag), en die is gebaseerd op de veiligheidsnormen in de Wet op de Waterkering.

Voor het bepalen van de kruinbreedte en helling spelen naast praktische overwegingen zoals bijvoorbeeld een weg op de dijk, vooral stabiliteitsoverwegingen een rol. Ruw gesteld komen ontwerpberekeningen neer op een helling van ongeveer 1:3. De minimale kruinbreedte benodigd voor een weg is 4 meter.

3 Probleemomschrijving

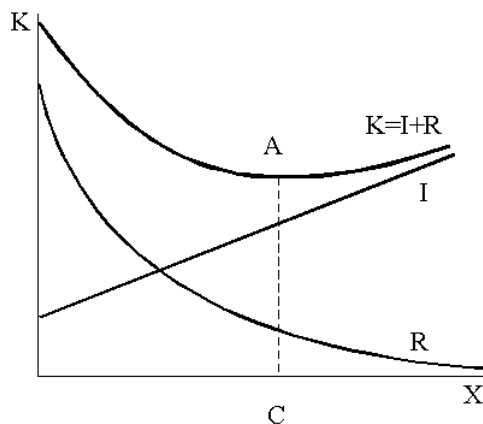
In het kader van de Kosten-Baten Analyse (KBA) Ruimte voor de Rivier komt de vraag naar voren wat een goede economische veiligheidsnorm voor dijkvingen is. Deze vraag is door Eijgenraam (2003, 2004) per dijkvinggebied beantwoord door middel van het opstellen van een optimale strategie voor dijkverhoging. De methodiek van Eijgenraam is afgeleid van de aanpak van Van Dantzig, die zich eind 1953 voor dezelfde vragen gesteld zag bij de voorbereiding van het Deltaplan.²

3.1 Doelfunctie

Om de optimale veiligheidsniveaus in het rivierengebied te kunnen bepalen wordt in de methodiek van Eijgenraam de som van de kosten van investeringen en verwachte schades geminimaliseerd om zo een optimale strategie te verkrijgen. Onder optimaal wordt een situatie verstaan waarin de kosten van verdere investeringen in veiligheid niet meer opwegen tegen de extra veiligheidsbaten die door de investeringen verkregen worden. Zowel de kosten van de acties in de strategie als de baten daarvan in de vorm van vermindering van verwachte schade worden in geld uitgedrukt.

De kosten en baten verschillen per dijkving, daarom zullen ook de optimale veiligheidsniveaus per dijkving verschillen. Dus per dijkving moeten de totale kosten geminimaliseerd worden:

$$\text{minimaliseer Kosten (K) = Investerings (I) + Schades (R)}$$



I	Investeringskosten
R	Verwachte schadekosten (CW)
K=I+R	De som van de beide kosten

Figuur 3-1 Totale kosten afhankelijk van de hoogte van de eenmalige dijkverhoging

Bovenstaande grafiek³ geeft voor een eenmalige investering het beslissingsprobleem weer. Op de horizontale as staat de omvang van de dijkverhoging en op de verticale as de kosten. De optimale waarde voor de dijkverhoging wordt verkregen door het minimale punt van de functie K te bepalen (in dit geval punt A), dan kan vervolgens bij C de optimale waarde voor de dijkverhoging afgelezen worden.

² De aanpak van Eijgenraam is uitgebreider. Van Dantzig geeft alleen antwoord op de vraag hoeveel, Eijgenraam ook op de vraag wanneer. Verder zitten in de methode van Van Dantzig nog enkele tekortkomingen, zie Eijgenraam (2003). De wiskundige achtergrond van het model van Dantzig is in bijlage C.1 te vinden.

³ De grafiek van Figuur 3-1 is een iets gewijzigde kopie uit Eijgenraam (2003). Figuur 3-2 en Figuur 3-3 komen ook uit dat memorandum.

De verwachte schades kunnen bepaald worden aan de hand van de volgende bekende regel uit de besliskunde:

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

De jaarlijks verwachte schade (het risico) is dus de (jaarlijkse) kans op een overstroming maal de economische gevolgen van een overstroming. Deze economische gevolgen kunnen bestaan uit materiële en immateriële schade. De materiële schade door inundatie (overstroming) wordt berekend op basis van de overstromingshoogte en de immateriële schade is het product van het aantal inwoners en een vast bedrag.

Investeringskosten bestaan uit vaste kosten bij dijkverhoging en kosten per cm dijkverhoging⁴. Tot de vaste kosten behoren bijvoorbeeld de plankosten en de kosten van aanvoer van materieel.

De risico's en investeringskosten worden contant gemaakt en vervolgens geminimaliseerd om de optimale strategie te krijgen. In onderstaand kader wordt toegelicht wat de term contante waarde inhoudt.

De contante waarde (CW) is het bedrag dat op dit moment nodig is om in de toekomst één of meer betalingen te kunnen verrichten, waarbij rekening is gehouden met de rente (disconteringsvoet).
Stel dat over 2 jaar 108160 euro uitgegeven moet worden voor een dijkverhoging. Welk bedrag moet dan nu op de bank gezet worden om deze uitgave te kunnen dekken. De rente is 4%. Het bedrag dat nu op de bank gezet moet worden heet de contante waarde en is in dit geval gelijk aan 100000 euro.
De rente wordt vaak uitgedrukt als perunage (=percentage gedeeld door 100).

De optimale veiligheidsstrategie die de uitkomst is van de KBA, wordt vastgelegd in de vorm van het optimale risico-interval⁵ en de daarbij behorende optimale investeringsstrategie.

3.2 Risico-interval

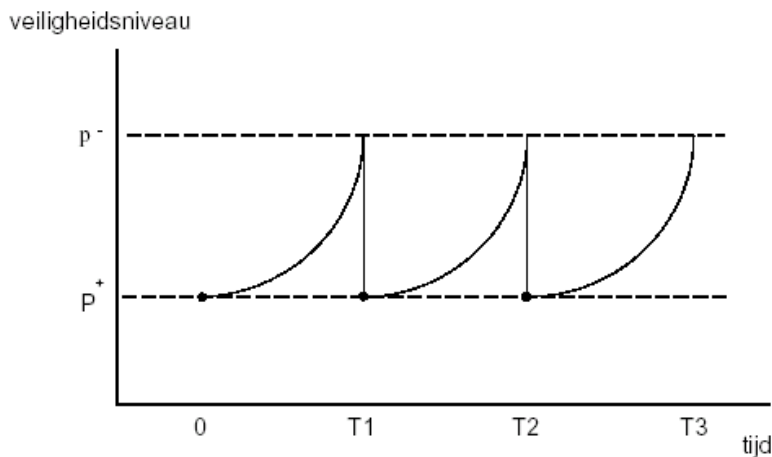
Als gekeken wordt naar de Wet op de Waterkering dan heeft de overschrijdingskans van het maatgevend peil betrekking op de veiligheidsinterval in Nederland. In de Wet staat voor ieder dijkkringgebied een kans. Deze vaste maximale waarde (p-) vormt in de huidige dijkverhogingstrategie de ondergrens van het veiligheidsinterval.

Als de overstromingskans stijgt boven de maximaal toegelaten kans (p-) en de kans op overstromen dus te groot wordt, moet actie worden ondernomen. Stel dat op tijdstip 0 de overstromingskans het laagst is (P+)⁶. Maar de waterhoogte stijgt en ons land daalt, dus de kans op een overstroming neemt toe. Dit gaat door totdat een maximale overstromingskans p- (de norm) bereikt is. Als in de eerste periode een optimale beslissing genomen is, dan is – bij gelijkblijvende omstandigheden – deze beslissing ook voor volgende periodes de optimale beslissing.

⁴ Hoe hoger de dijk, hoe breder hij moet zijn. Dit heeft als gevolg dat de variabele kosten iets meer dan lineair toenemen per centimeter dijkverhoging.

⁵ De risiconiveaus (verwachte schade) direct voor (s-) en na (s+) investeren.

⁶ Deze waarde wordt op economische gronden bepaald. Een nog lagere waarde voor de overstromingskans zou een onverantwoord groot investeringsbedrag vereisen.

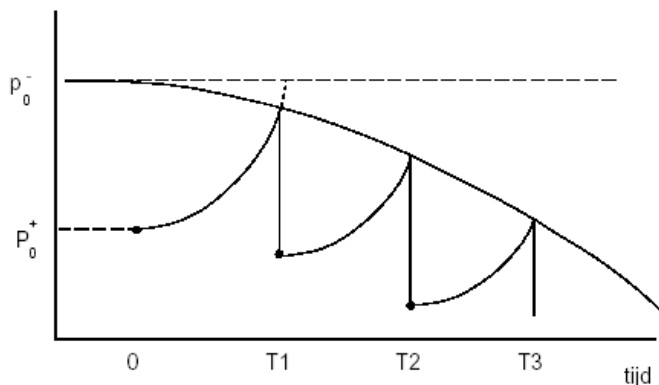


Figuur 3-2 Schematisch verloop van het veiligheidsniveau volgens de wet bij herhaald investeren

Volgens de wet is het interval dus zoals in bovenstaande figuur weergegeven is. Volgens de nieuwe (nog niet van kracht zijnde) Wet op de Waterkering worden deze normen eens per 10 jaar geëvalueerd. In de wet staat geen waarde voor de bovengrens van het interval, P^+ . Op de momenten T_1 , T_2 en T_3 wordt in dijkverhoging geïnvesteerd. Het risiconiveau is direct na investeren hoog, maar daalt in de loop der tijd totdat opnieuw geïnvesteerd wordt. Het model van Van Dantzig levert een wiskundig-economische onderbouwing voor deze strategie.

De economische groei en dus de toename van de schade maakt het bepalen van het interval iets ingewikkelder. Deze groei zorgt ervoor dat de schadekosten in de toekomst toenemen en voor ieder investeringstijdstip dus niet gelijk zijn aan die op tijdstip 0. De structurele groei van de potentiële schade wordt precies gecompenseerd door een even grote structurele daling van de overstromingskans (bij constant blijvende investeringskosten).

veiligheidsniveau



Figuur 3-3 Schematisch verloop van het veiligheidsniveau bij herhaald investeren

De P 's die bij de investeringstijdstippen T_1 , T_2 en T_3 horen, komen steeds hoger te liggen. Dit wordt veroorzaakt door de economische groei. De veiligheidsniveaus moeten dus gezien worden als de boven en ondergrens van de verwachte schade (S^- en S^+). Het is beter om van een risico-interval te spreken dan van een veiligheidsinterval. De herhaalperioden en omvang blijven wederom gelijk in de tijd, maar de grenzen van het risico-interval zijn niet constant. Voor deze strategie levert het wiskundige-economische model van Eijgenraam een onderbouwing. Dit model wordt in 3.4 nader beschreven.

3.3 Investeringsstrategie

Een "continue" dijkverhoging is niet wenselijk in verband met vaste investeringskosten en overlast voor omwonenden. Een eenmalige dijkverhoging is ook niet optimaal, want door de systeemverandering zal de dijk ineens heel veel verhoogd moeten worden, hierdoor krijg je hoge rentekosten en een lange tijd overdreven risiconiveau. Bovendien zal het probleem nooit voor eens en voor altijd opgelost kunnen worden. Dus de beste strategie is om periodiek een redelijke investering in dijkverhoging te doen.

Bij deze laatste strategie neemt dus de veiligheid na een investering in de tijd af totdat een bepaald minimum risiconiveau (veiligheidsniveau) bereikt wordt. Lager dan dit niveau mag het niet worden, dus op dat moment moet de dijk opnieuw verhoogd worden. De omvang van deze verhoging en het tempo van de verslechtering bepaalt de lengte tussen twee investeringen. De gewenste lengte van de periode hangt ook af van de hoogte van de vaste investeringskosten.

Het probleem kan geformuleerd worden als een kostenminimalisatie over een oneindige tijdshorizon. In de kostenminimalisatie wordt de som van alle verwachte overstromingskosten en alle investeringskosten in de toekomst contant gemaakt en geminimaliseerd. Bij het nemen van de eerste beslissing moet dus rekening gehouden worden met de gevolgen daarvan op alle mogelijke toekomstige beslissingen.

De contante waarde van de periodekosten neemt af als de periodes verder in de toekomst liggen.

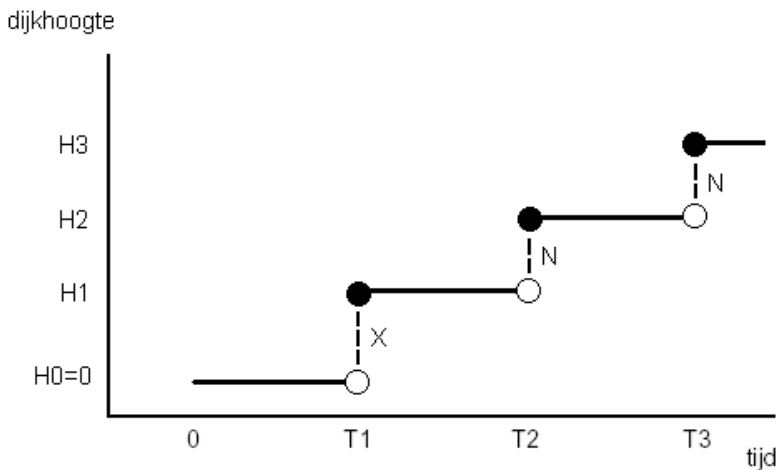
De vrijheidsgraden zijn de momenten waarop we investeren en de omvang van de investeringen. Omdat er sprake is van herhaling, zoals te zien is in Figuur 3-3, zijn er twee vrijheidsgraden.

3.3.1 Aanlooperperiode

Het uitgangspunt in voorgaande paragrafen is dat op tijdstip 0 het veiligheidsniveau zich op de optimale bovengrens voor de veiligheid bevindt. In werkelijkheid is dit zeer onwaarschijnlijk. Stel dat er onmiddellijk geïnvesteerd gaat worden om de optimale toestand te bereiken. Dan komen er investeringskosten voor de eerste verhoging (in de aanlooperperiode) bij de kosten over de herhalingsperiodes. Deze totale kosten kunnen geminimaliseerd worden om een bovengrens te vinden. Er zijn drie mogelijkheden:

- Het veiligheidsniveau ligt hoger dan de optimale bovengrens. Dit resulteert in niets doen, totdat het minimale risiconiveau bereikt is.
- De gewenste dijkverhoging is positief, maar kleiner dan de optimale dijkverhoging. Zit nu dus halverwege een interval. Wederom niets doen, totdat de ondergrens bereikt wordt. Dan wordt een optimale investering uitgevoerd.
- De gewenste dijkverhoging is groter of gelijk aan de optimale verhoging in de herhalingsperiodes. Het risiconiveau ligt lager dan de optimale (minimale) ondergrens. Dit heeft als gevolg dat er onmiddellijk geïnvesteerd moet worden tot de bovengrens.

In de berekening van het veiligheidsniveau wordt dus onderscheid gemaakt in de dijkverhoging in de eerste periode (aangeduid met X) en dijkverhogingen in alle volgende perioden (aangeduid met N). De dijk wordt dus stapsgewijs verhoogd zoals te zien is in onderstaande figuur.



Figuur 3-4 Dijkverhoging

3.4 Model Eigenraam

In het model van Van Dantzig wordt de dijk bij verhoging steeds naar hetzelfde niveau teruggebracht. Dit is niet correct, omdat de economische waarde van het te beschermen gebied in de tijd toeneemt. Rekening houdend met de economische groei zou de dijk steeds hoger moeten worden, en niet zoals bij van Dantzig evenveel hoger als dat de dijk zakt. Ook werkt het model van Dantzig alleen als de rentevoet groter is dan de economische groei. Dit komt omdat de contante waarde van de kosten dan groter is dan de toekomstige investeringskosten en het dus niet aantrekkelijk is om te investeren. De contante waarde heeft dan dus geen eindige waarde.

Op verschillende tijdstippen T_1, T_2, \dots wordt de dijk met u_1, u_2, \dots verhoogd. Onderstaand model van Eigenraam geeft een antwoord op de vraag hoeveel en wanneer de dijk verhoogd moet worden.

3.4.1 Baten

Door investeringen in verhogingen kunnen baten ontstaan. Dit uit zich in een vermindering van de verwachte schade.

De jaarlijkse overstromingskans is evenals in het model van Dantzig gelijk aan:

$$P(t) = P(0) \cdot e^{\alpha \cdot \eta \cdot t} \cdot e^{-\alpha \cdot (H(t) - H(0))} \quad \text{voor } H(t) \geq H(0)$$

Waarin:	$P(t)$	overstromingskans als functie van de tijd t	1/jaar
	α	werklijnp parameter (exponentiële verdeling)	1/cm
	η	structurele stijging relatieve waterstand (klimaatsscenario)	cm/jaar
	$H(t)$	dijkhoogte als functie van de tijd.....	cmNAP

Deze overschrijdingskans hangt af van de tijd t en de dijkhoogte H . Een waterstandstoename door de klimaatsverandering wordt gemodelleerd als een daling van de dijkhoogte.

De overstromingsschade wordt berekend uit twee componenten:

1. Materiële schade
2. Immateriële schade

Voor de materiële schade wordt rekening gehouden met een opslagfactor μ die refereert aan de ecologische, cultuurhistorische en dergelijke schade.

De immateriële schade is niet afhankelijk van de dijkhoogte, maar is een product van het aantal inwoners in het dijkkringgebied en een vast bedrag⁷. Hierin kunnen ook de wat moeilijker in geld uit te drukken schades meegenomen worden, zoals psychisch leed, slachtoffers en nadelige gevolgen van sociale ontwrichting.

$$V = \mu \cdot V_{materi\ddot{e}el} + N \cdot V_{immateri\ddot{e}el}$$

Waarin: V totale schade door inunderen van een dijkkring mln €
 μ opslagfactor --
 N aantal inwoners van een dijkkring --

De overstromingsschade op een tijdstip t hangt niet alleen af van de economische groei, maar ook van de dijkhoogte. Onderstaande vergelijking geeft de potentiële schade op een tijdstip t :

$$V(t) = V(0) \cdot e^{\gamma \cdot t} \cdot e^{\zeta \cdot (H(t) - H(0))} \quad \text{voor } H(t) \geq H(0)$$

Waarin: $V(t)$ overstromingsschade als functie van de tijd t mln €
 γ tempo van de economische groei perunen/jaar
 ζ stijgingstempo schade per cm dijkverhoging 1/cm

De parameter γ geeft het effect van de economische groei en ζ geeft het effect van de hogere waterstanden bij overstroming als de dijkkring volloopt tot het laagste punt in de dijk.

De combinatie van bovenstaande vergelijkingen (met $H(0) = 0$) geeft de verwachte overstromingsschade per jaar S van een dijkkringgebied:

$$S(t) = P(t) \times V(t) = S(0) \cdot e^{\beta t} \cdot e^{-\theta H(t)}$$

met $\beta = \alpha\eta + \gamma$

$$\theta = \alpha - \zeta$$

en $S(0) = P(0) \cdot V(0)$

Waarin: $S(t)$ verwachte overstromingsschade als functie van de tijd t mln €
 β combinatieparameter 1/jaar
 θ combinatieparameter 1/cm

De bovenstaande vergelijking is de wiskundige formulering van risico=kans x gevolg.

3.4.2 Kosten

Aan een dijkverhoging zijn kosten verbonden. Deze kosten bestaan uit vaste en variabele kosten.

De investeringskosten I zijn niet meer rechtevenredig met de verhoging zoals bij van Dantzig, maar hangen ook af van de dijkhoogte:

⁷ Deze evenredigheid komt niet overeen met de norm (fN-curve) voor groepsrisico. In Nederland is door het ministerie van VROM de norm voor het groepsrisico vastgesteld, waarbij het aantal dodelijke slachtoffers in een ongeluk kwadratisch wordt gewaardeerd. Zo wordt een ongeval met tien slachtoffers erger beschouwd dan tien individuele ongevallen met telkens één slachtoffer. (Turner et al., 1994) Hierop wijst ook Eijgenraam bij het rapport van het CPB.

$$I(u_i, H^-(T_i)) = \begin{cases} F(u_i) \cdot e^{\lambda(H^-(T_i)+u_i)} = I_1(u_i) \cdot e^{\lambda H^-(T_i)} & \text{als } u_i > 0 \\ 0 & \text{als } u = 0 \end{cases}$$

$$\lim_{u \downarrow 0} F(u) = I_F > 0$$

$$\frac{dF}{du} > 0$$

Waarin:

$I(\cdot)$	totale investeringskosten van dijkverhoging afhankelijk van de verhoging u en de dijkhoogte voor verhoging H^- mln €
F	lineaire investeringskostenfunctie dijkverhoging mln €
I_1	investeringskostenfunctie afhankelijk van de verhoging mln €
T_i	tijdstip i -de investering jaar
u_i	dijkverhoging op investeringsmoment i cm
λ	schaalparameter exponentiële verdeling 1/cm

Voor de investeringsfunctie wordt gebruik gemaakt van $I_1(u) = (c + bu) \cdot e^{\lambda u}$. Met daarin c en b constanten.

3.4.3 Bijvoorwaardes

In de loop van de tijd wordt op de momenten T_i de dijk verhoogd. Voor de dijkhoogte H geldt:

$$H^-(T_1) = H(0) = 0$$

$$\frac{dH}{dt} = 0 \quad \text{als } t \neq T_i$$

$$H^+(T_i) - H^-(T_i) = u_i > 0 \quad \text{als } t = T_i$$

$H(z)$ is vrij

Waarin:

$H^-(T_i)$	dijkhoogte voor verhoging i op moment T_i cmNAP
$H^+(T_i)$	dijkhoogte na verhoging i cmNAP
z	horizon jaar

Vrije variabelen zoals $H(z)$ krijgen een waarde toegekend buiten het model.

3.4.4 Totale kosten

Uit het voorgaande volgen direct een paar verbanden. Bijvoorbeeld het verband tussen de verwachte schade direct voor en direct na een dijkverhoging.

$$S(H^+(T_i)) = S(H^-(T_i)) \cdot e^{-\theta u_i}$$

En verder:

$$S^-(i+1) = S^+(i) \cdot e^{\beta(T_{i+1}-T_i)} = S^+(i) \cdot e^{\beta D_{i+1}} = S^-(i) \cdot e^{\beta D_{i+1} - \theta u_i}$$

met $D_{i+1} = T_{i+1} - T_i$

Waarin: D duur tussen twee opeenvolgende dijkverhogingen jaar

De criteriumfunctie is op te schrijven als de contante waarde over een eindige horizon ter grootte z van alle toekomstige kosten van schade (S) en investeren (I).

$$K = \min \int_0^z S(t) \cdot e^{-\delta t} dt + \sum_i I_i \cdot e^{-\delta T_i} + e^{-\delta z} \cdot S(z) / \delta$$

Waarin: K contante waarde van alle toekomstige investeringen en verwachte overstromingsschade op tijdstip $t = 0$ mln €
 δ disconteringsvoet perunen/jaar

Na tijdstip z vinden geen investeringen meer plaats en ook geen economische groei, er verandert niets meer in het systeem. Deze aanname levert als voordeel dat de contante waarde altijd eindig zal zijn. De derde term geeft de verwachting van de schade over de periode van z tot oneindig. De inflatie kan meegenomen worden in de disconteringsvoet, die dan reële disconteringsvoet wordt genoemd.

Het gaat dus om het minimaliseren van de bovenstaande kostenfunctie onder de bijvoorwaardes voor de dijkhoogte H . De criteriumfunctie heeft twee vrijheidsgraden: wanneer (t) en hoeveel (u) investeren.

3.5 Tekortkomingen/beperkingen

In de methodiek van Eigenraam zijn de volgende aannames/veronderstellingen gemaakt:

- Een dijkkring faalt als de waterstand op de rivier boven het MHW uitkomt en dus wordt er niet naar andere faalmechanismen gekeken.
- De kosten worden per dijkkring geminimaliseerd en dus hebben dijkkringen geen invloed op elkaar.
- De variatie in hoge afvoeren kan worden beschreven met een exponentiële verdelingsfunctie. Dit resulteert in een exponentiële verdeling van de overschrijdingskansen van de afvoer, welk verband bekend staat als de 'werklijn' (te Lobith).
- Schade van de overstroming is afhankelijk van de dijkhoogte (dijkkring gezien als bakje). Evenzo is een exponentieel verband verondersteld tussen schade bij overstroming en dijkhoogte.
- Slechts rekening gehouden met één maatregel: dijkverhoging.
- Investeringsfunctie moet lineair of convex zijn.

Sommige aannames zoals hierboven genoemd zijn te beperkend voor een goede oplossing van het model. Ook kan geconcludeerd worden dat de wensen ten aanzien van een modellering kunnen veranderen. De volgende verbeteringen of uitbreidingen kunnen ingevoerd worden:

- Het falen van een dijkkring vindt alleen plaats op basis van één faalmechanisme. Het faalmechanisme is dat waterstanden de MHW overschrijden. In hoofdstuk 2 is uitgelegd dat er meer types falen mogelijk zijn, bijvoorbeeld erosie, piping en mechanische bedreigingen. De technische ontwerpnormen van dijken zijn overigens zodanig dat de kans op overstromen door andere faalmechanismen een factor 10 kleiner moet zijn dan die van overschrijding van het maatgevend peil.
- De onafhankelijkheidsaanname versimpelt het model, maar zal in de praktijk onjuist zijn. Door de systeemwerking zal een overstroming van een bepaalde dijk bovenstrooms, invloed hebben op de kans op overstromingen bij dijken onderstrooms. Dit is vooral relevant bij het Bovenrivierengebied. Eventueel kan ook nog een cascade-effect optreden, waarbij de kans op overstroming juist verhoogd wordt.

- De aanname dat de waterstanden exponentieel verdeeld zijn, maakt het model analytisch oplosbaar. Maar in werkelijkheid is er mogelijk sprake van een andere kansverdeling. Het invoeren van de mogelijkheid om op een andere manier overstromingskansen te berekenen zou een duidelijke verbetering zijn.
- Hoe groter de stroomsnelheid van het water dat een dijkgebied instroomt, hoe groter de schade. Bijvoorbeeld door toename aantal slachtoffers, schade aan gebouwen etc. De schade zou dus ook afhankelijk kunnen zijn van de stroomsnelheid van de naastgelegen rivier.
- Als preventieve maatregel wordt alleen gekeken naar dijkverhoging. Maar in werkelijkheid zijn er ook nog andere maatregelen mogelijk, zoals in paragraaf 2.4 genoemd.
- Verder zou een dijkring ook opgedeeld kunnen worden in compartimenten. Zodat bepaalde gedeeltes als noodoverloopgebied gebruikt kunnen worden. Dit in combinatie met de systeemwerking.
- Opdelen in dijkvakken als er bijvoorbeeld verschillende soorten waterkeringen aanwezig zijn, verschillende investeringskosten, verschillende ontwikkelingen veiligheidsniveaus.
- Het duurt wel even voordat een dijk verhoogd is. Vooral wanneer hij door bebouwd gebied loopt, gaat er al snel 10 à 20 jaar overheen (RWS, Dienst Getijdewateren, 1990).
- Tijdsduur tussen het starten van de procedure om tot verhoging te komen en de daadwerkelijke uitvoering. Dit in verband met het toenemen van gerechtelijke procedures door benadeelden.
- Het kan best zijn dat door een grotere dijkverhoging toe te passen, de investeringskosten wat minder zullen stijgen door kwantumkorting. De investeringsfunctie zal dan concaaf van vorm worden.

Hierbij moet opgemerkt worden dat zowel het rekenmodel als het optimalisatiemodel slechts abstracties van de werkelijkheid zijn. Daarmee worden per definitie enkele praktische zaken, technische details en/of uitzonderingsgevallen uitgesloten van modellering zoals bijvoorbeeld enkele van de bovenstaande praktische zaken.

3.6 Onderzoeksrichtingen

Tijdens het afstudeeronderzoek zijn drie richtingen nader onderzocht. In iedere activiteit is een literatuuronderzoek uitgevoerd en een verbeterd wiskundig model gerealiseerd. Het model is vervolgens geïmplementeerd in DijkLijn 1.0. In onderstaande paragrafen worden deze drie richtingen beschreven.

3.6.1 Investeringskosten

In het model van Eijgenraam is aangenomen dat er per dijkring slechts één investeringsfunctie is. En dat er ook maar één relevante dijkhoogte is. Dit heeft tot gevolg dat ook aangenomen wordt dat een dijkring uit slechts één dijkvak bestaat.

In de werkelijkheid bestaat een dijkring uit dijkvakken. Waarbij geldt dat de investeringskosten en veiligheidsniveaus voor de dijkvakken in een dijkring verschillend kunnen zijn. Dit levert natuurlijk ook een verschillend optimaal investeringspatroon per dijkvak.

Enkele sub-richtingen zijn:

- Verschillende investeringskosten per dijkvak
- Veranderde investeringsfunctie na dijkverhoging

Het onderzoek zal zich hierbij richten op de Betuwe en Tieler- en Culemborgerwaard (dijkring 43).

In hoofdstuk 4 is deze richting beschreven.

3.6.2 Overstromingskans

In de tweede onderzoeksrichting wordt gekeken naar de overstromingskans. In het model van Eijgenraam wordt aangenomen dat de overschrijdingskans gebaseerd is op een exponentiële verdeling. Dit is een aannemelijke aanname als alleen gekeken wordt naar de waterhoogtes. Er wordt aangenomen dat extreme Rijnafoer bij Lobith beschreven kan worden door een exponentiële verdeling.

Ook andere faalmechanismen zoals golven door de wind kunnen een rol te spelen bij de overstromingskans. In de methode van Eijgenraam wordt gebruikt gemaakt van de werklijn (te Lobith) om de overschrijdingskans te berekenen. Het programma PC-Ring bevat gegevens die gebruikt kunnen worden om de overstromingskans te bepalen.

Enkele sub-richtingen zijn:

- Verschillende overstromingskansen per dijkvak
- Bepalen verdeling overschrijdingskans
- Overschrijdingskans uit PC-ring gebruiken
- Overstap van overschrijdingskans naar overstromingskans onderzoeken

Hoofdstuk 5 bevat de resultaten van deze onderzoeksrichting.

3.6.3 Systeemwerking

Tijdens deze laatste activiteit is onderzoek naar de systeemwerking gedaan. De resultaten van dit onderzoek zijn in hoofdstuk 6 terug te vinden.

Door HKV is in het programma EOD systeemwerking al opgenomen, maar hierbij zijn enkele zeer sterke aannames gemaakt.

Het tijdseffect in de afvoergolf wordt verwaarloosd: de piek van de afvoergolf komt dus bij alle dijkringen tegelijk aan. Hierdoor faalt de dijkkring met het laagste veiligheidsniveau als eerste. Verder vindt de start van de herhaalperiodes van de investeringen voor alle dijkringen op hetzelfde moment plaats. Ook het tijdstip van de eerste verhoging is voor alle dijkringen gelijk (globaal). Alle dijkringen worden dus tegelijk verhoogd.

Er zal gekeken worden of de aannames geschrapt kunnen worden en welke aannames dan nodig zijn om succesvolle berekeningen te kunnen maken. Het model zal aangepast worden aan de aannames.

Enkele sub-richtingen zijn:

- Tijdseffect afvoergolf
- Tijdstippen dijkverhoging niet globaal

4 Investeringskosten

In dit hoofdstuk wordt in paragraaf 4.1 een toelichting gegeven op de beschikbare investeringsgegevens voor het verhogen van een dijk. In de daaropvolgende paragraaf wordt het verbeterde model weergegeven en wordt ingegaan op de implementatie van het model in DijkLijn 1.0. Met dit model is een casestudy uitgevoerd. De resultaten hiervan zijn in 4.3 te vinden. Tenslotte worden enkele conclusies getrokken.

4.1 Analyse van beschikbare data

4.1.1 Beschikbare data

De gegevens van de gebruikte investeringskosten zijn door drie ingenieurbureaus, Arcadis, Royal Haskoning en Fugro, verzameld op verzoek van het CPB (Eijgenraam, 2004). Deze bureau's hebben per dijkkringgebied enkele dijkvakken bekeken, en bepaald wat de investeringskosten zijn bij verdergaande verhogingen van de dijken (of andere waterkeringen) tot 1.5 meter (ARF, 2004). Per vak is bepaald welk type verhoging bij een stap van 25 cm nodig was⁸. Er is hierbij gewerkt met lineaire kostenfuncties. De verkregen resultaten van de vakken in een dijkkring werden gesommeerd en geëxtrapoleerd om de investeringsfunctie per dijkkring te krijgen. In het rapport van ARF wordt een foutenmarge van 30% oplopend tot wel 60% genoemd.

Om een idee te krijgen staan hieronder de kosten van vijf dijkkringgebieden. Deze gebieden zijn terug te vinden op de kaart in bijlage B.1. In deze tabel zijn de kosten in miljoenen euro's per km dijk aangegeven bij bepaalde verhogingen.

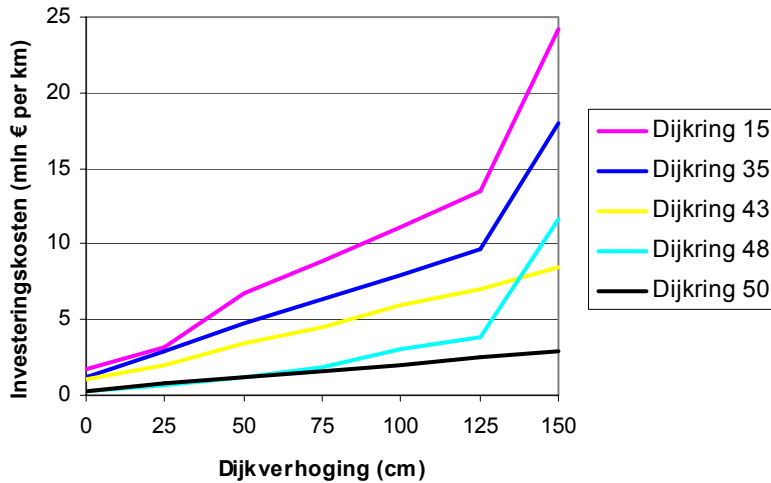
Dijkkring	Dijkverhoging in centimeters						
	0	25	50	75	100	125	150
15	1.69	3.18	6.77	8.93	11.13	13.46	24.26
35	1.24	2.86	4.70	6.37	7.94	9.61	18.05
43	1.09	1.96	3.49	4.56	5.89	7.00	8.46
48	0.23	0.61	1.19	1.84	3.01	3.89	11.58
50	0.30	0.77	1.22	1.63	2.05	2.46	2.88

Tabel 4-1 Gegevens investeringskosten dijkringen 15, 35, 43, 48 en 50 in miljoenen euro's per km dijk

Uit deze gegevens is te concluderen dat de investeringskosten meer dan lineair toenemen naarmate de dijkverhoging toeneemt. Daarom is het ook niet gek om te denken dat op een gegeven moment de dijk niet zomaar meer standaard verhoogd kan worden, maar dat er een andere investeringsfunctie gaat komen. Dit omdat er een andere maatregel genomen gaat worden.

In onderstaande grafiek is dit duidelijker te zien.

⁸ Nauwkeuriger gezegd: eerst is voor elk vak bepaald hoeveel cm de waterstand mag toenemen tov de Hydraulische Randvoorwaarden (2001) en de daaruit afgeleide toetspeilen voordat dijkverhoging nodig is. Tot aan die "waterstand" zijn de kosten 0. Oftewel, de overhoogte is meegenomen in de kosten.



Figuur 4-1 Investeringskosten bij dijkverhogingen

Dijkkring 15 bijvoorbeeld, vertoont bij een dijkverhoging van 125 cm een behoorlijke knik. Dat wil zeggen dat als de dijk al 125 cm verhoogd is, er overgestapt moet worden op een duurdere maatregel.

4.1.2 Investeringsfuncties

Door het CPB wordt voor de investeringsfunctie wegens de kromlijngheid een combinatie van een lineaire en een exponentiele curve geschat.

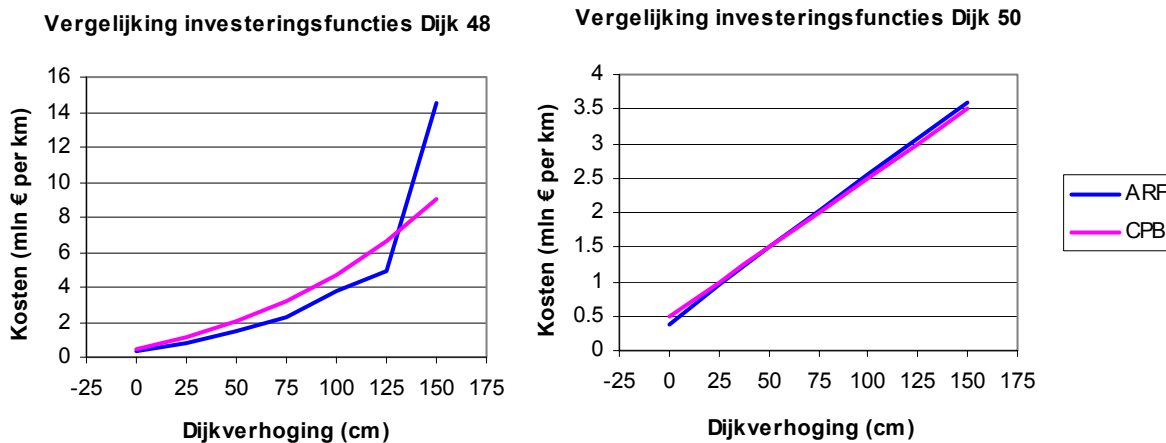
In algemene termen geldt:

$$I(u, H^-) = (c + b \cdot u) \cdot e^{\lambda \cdot u} \cdot e^{\lambda \cdot H^-}$$

met u aantal centimeters waarmee de dijk verhoogd wordt en H^- de dijkhoogte voor verhoging. En verder λ , c en b als constanten.

Een investeringsfunctie van bovenstaande vorm heeft als voordeel dat door de exponentiële componenten het model van Eijgenraam gemakkelijk opgelost kan worden.

In onderstaande grafieken zijn de verkregen investeringsfuncties inclusief onderhoudskosten van ARF en CPB tegen elkaar uitgezet.



Figuur 4-2 Gegevens van investeringskosten ARF vergeleken met de benaderingsformule van het CPB

Hierin is te zien dat de overgang op een andere investeringsfunctie lastig in één functie te vangen is.

Behalve kosten voor het aanleggen van een dijk, moeten in de investeringskosten ook kosten meegenomen worden voor het onderhoud van de dijk. De onderhoudskosten worden geschat als percentage van de kosten per jaar van het investeringsbedrag.

$$I = I_{\text{ex. onderhoud}} \cdot \text{opslagfactor}$$

4.1.3 Analyse

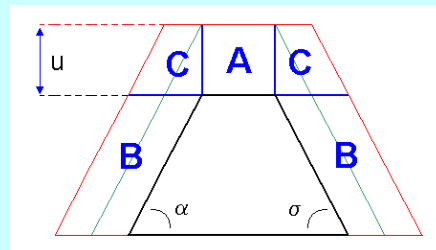
In het model van Eijgenraam zijn enkele aspecten niet in te passen. Investeringsfuncties van een andere vorm dan in paragraaf 4.1.2 genoemd, zijn lastig of zelfs niet in het model te stoppen. Ook beschikt het model niet over de mogelijkheid om op dijkvakniveau het optimale investeringspatroon te onderzoeken.

Uit de voorgaande paragraaf is gebleken dat de overgang op een andere investeringsfunctie lastig in één functie te vangen is. Een stuksgewijs lineaire investeringskostenfunctie zou dit probleem kunnen opvangen. Dit moet wel een functie zijn die zowel van de verhoging, als van de dijkhoogte voor verhoging afhangt. Afhankelijk van de dijkhoogte kan het gebeuren dat er overgestapt wordt op een andere constructie.

In onderstaand kader wordt uitgelegd dat gekeken naar de schematische vorm van een dijk, de investeringskosten ook nog een iets andere vorm kunnen hebben.

De investeringskosten voor een dijk bestaan uit vaste en variabele kosten. De vaste kosten zijn de kosten die worden gemaakt voordat tot verhoging van de dijk kan worden overgegaan. Dit zijn bijvoorbeeld kosten voor het ontwerpen van de dijk, het plannen van de verhoging en kosten voor de aanvoer van het materieel.

De variabele kosten zijn de kosten die worden gemaakt voor de verhoging zelf. Deze kosten hangen samen met de hoeveelheid toegevoegde grond (en bedekking), oftewel de toename in het dijkvolume. Opgemerkt moet worden dat hoe hoger een dijk, hoe breder zijn basis moet zijn. Zoals in de afbeelding hiernaast te zien is, nemen de variabele kosten niet lineair toe. (zie ook Speijker et al., 2000)



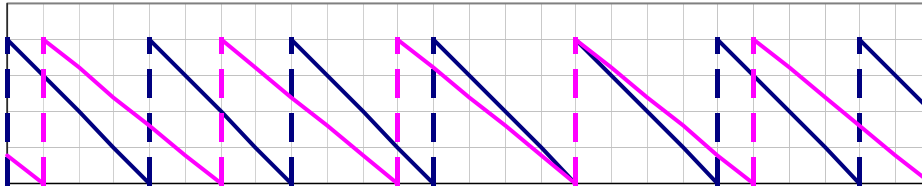
Figuur 4-3 Schematische weergave dijkverhoging

Aangenomen is dat bij een verhoging met u , de dijk zoveel breder moet worden dat de helling een gelijke hoek blijft houden. De helling van het binnen en buitentalud kan verschillend zijn. Neem verder aan dat de breedte van de top gelijk blijft of breder wordt. Dit houdt in dat de variabele kosten een functie met de volgende (kwadratische) vorm is

$$I_{\text{variabel}} = (A + B) \cdot u + C \cdot u^2 \quad \text{met } A, B \text{ en } C \text{ constanten}$$

Als een dijkring opgedeeld wordt in dijkvakken met verschillende investeringskosten, wordt het ook interessant om op dijkvakniveau het optimale investeringspatroon te vinden. De optimale oplossing van het probleem houdt in dat op ieder moment zoveel mogelijk het ideale patroon op dat moment bereikt wordt. Het eenmaal bereikte optimale veiligheidspatroon zal dus zoveel mogelijk gehandhaafd moeten worden. Ieder dijkvak heeft echter een verschillend optimaal

investeringspatroon. Het ophogen van één dijkvak beïnvloedt het veiligheidsniveau van de dijkkring en dus ook van alle andere dijkvakken. Doordat een verhoging van een dijkvak invloed kan hebben op andere dijkvakken, zal het optimale veiligheidspatroon steeds nogal verstoord worden. In onderstaande afbeelding wordt dit verduidelijkt.



Figuur 4-4 Vakken in een dijkkring niet tegelijk verhoogd (Uit de pas)

Het investeringspatroon loopt systematisch uit de maat en het is dus lastiger om de optimale oplossing te bepalen. In de volgende paragraaf wordt het model uitgelegd wat dit uit de pas lopen toestaat.

Door aan te nemen dat dijkvakken op hetzelfde moment en met evenveel verhoging verhoogd worden is het probleem nog analytisch oplosbaar (zie Eijgenraam, 2004, bijlage A). Maar als aangenomen wordt dat de dijkvakken op verschillende tijdstippen verhoogd mogen worden is het probleem alleen oplosbaar door gebruik te maken van een benaderingsmethode.

Er zijn drie methoden om de optimale oplossing te benaderen:

- Een redelijke basisoplossing is te verkrijgen door de dijkvakken onafhankelijk van elkaar te optimaliseren of door aan te nemen dat de vakken alleen tegelijk verhoogd mogen worden.
- Door gebruik te maken van expertkennis kan een verzameling van slim gekozen combinaties van dijkverhogingen en momenten van verhoging doorgerekend worden. Hierbij moet aangenomen worden dat de optimale instelling zich bij deze combinaties bevindt. Eventueel kan aan de hand van de verkregen resultaten dit proces iteratief uitgevoerd worden.
- Met behulp van een optimalisatiealgoritme. In een algoritme worden strategieën opgespoord die mogelijke kandidaten zijn voor het minimum. Door de uitkomsten onderling te vergelijken kan het minimum worden vastgesteld.

Voor de laatste methode zijn diverse optimalisatiealgoritmes te gebruiken. Bruikbare algoritmes zijn globale optimalisatiealgoritmes zoals genetisch algoritme (GA), simulated annealing en Adaptive Cluster Covering (ACCO) of lokale optimalisatiealgoritmes als Newton-Raphson, Tabu search of Steepest Descent.

4.2 Model

In deze paragraaf wordt een aangepast model gepresenteerd dat gebaseerd is op het model van Eijgenraam. Dit nieuwe model leent zich uitstekend voor implementatie in een computerprogramma zonder dat er ingewikkelde afleidingen of afgeleiden nodig zijn om het optimum te bepalen. Wel is een algoritme nodig dat kandidaatsoplossingen genereert en de verkregen totale kosten beoordeelt.

4.2.1 Wiskundig model

De overstromingskans per jaar van een dijkvak m op tijdstip t luidt:

$$P_m(t) = P_m(0) \cdot e^{\alpha_m \cdot \eta_m \cdot t} \cdot e^{-\alpha_m \cdot (H_m(t) - H_m(0))}$$

Waarin: $P_m(t)$	overstromingskans als functie van de tijd	1/jaar
$P_m(0)$	overstromingskans in het zichtjaar (zonder dijkverhoging).....	1/jaar
α_m	werklijnparameter (exponentiële verdeling)	1/cm
η_m	structurele stijging relatieve waterstand.....	cm/jaar
$H_m(0)$	dijkhoogte in het zichtjaar (zonder dijkverhoging)	cmNAP
$H_m(t)$	dijkhoogte als functie van de tijd.....	cmNAP

De overstromingsschade van een dijkkring op tijdstip t volgt uit:

$$V(t) = V(0) \cdot e^{\gamma \cdot t} \cdot e^{\zeta \cdot (H(t) - H(0))}$$

Waarin: $V(t)$	overstromingsschade als functie van de tijd (zonder dijkverhoging)	mln €
$V(0)$	overstromingsschade in het zichtjaar (zonder dijkverhoging).....	mln €
γ	tempo van de economische groei	perunen/jaar
ζ	stijgingstempo schade per cm dijkverhoging	1/cm

Als de dijkkring uit één vak bestaat, dan kan het subscript m achterwege gelaten worden en levert de combinatie van bovenstaande vergelijkingen de verwachte schade per jaar (S):

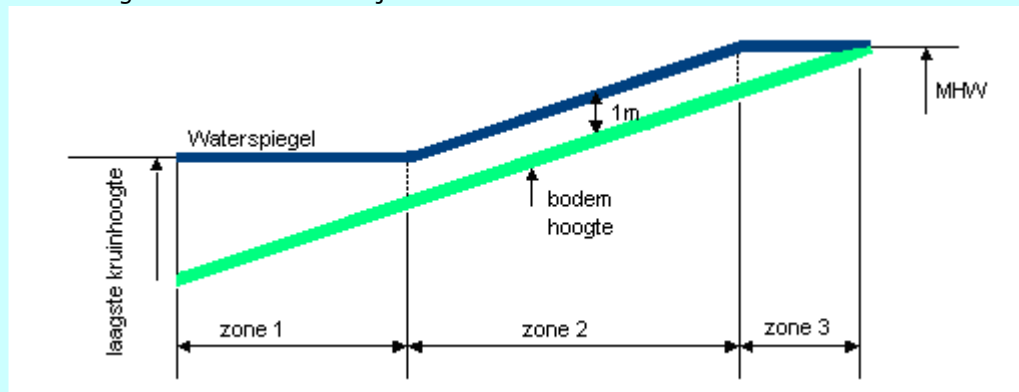
$$S(t) = P(t) \times V(t)$$

Deze functie komt overeen met de definitie van risico genoemd in paragraaf 3.1.

Als er meerdere dijkvakken in een dijkkring zijn (die waarschijnlijk ook nog eens verschillende parameterwaardes hebben) is bovenstaande eenvoudige vergelijking niet meer toepasbaar. Een dijkkring faalt als de waterstand bij een dijkvak boven de kruinhoogte van dat vak uitkomt. De kans dat de dijkkring overstroomt, is dus gelijk aan de grootste overstromingskans (bij volledige afhankelijkheid). Verder is er schade voor het gehele gebied als één dijkvak overstroomt. De laagste dijk boven NAP bepaalt tot welk niveau de dijkkring vol kan lopen. De overstromingsschade (V) is dus afhankelijk van de dijkhoogte van dit dijkvak.

In onderstaand kader wordt de bepaling van de schade uitgelegd (DWW, 2003).

Iedere dijkkring heeft een grondverloop. Deze helling is gelijk aan het verhang van de naastgelegen rivier. Hoe verder stroomafwaarts, hoe lager de rivier (mNAP) en dus ook des te lager het dijkkringgebied boven NAP ligt
 Een dijkkringgebied wordt benaderd als een 'bakje' dat tot aan de rand wordt opgevuld met water. In hellende gebieden stroomt het water naar de laagst gelegen plekken, hierbij ontstaat ook schade. Daarom wordt aangenomen dat de waterspiegel tot aan de laagste kruinhoogte staat én dat de hellende gebieden een waterdiepte van 1 meter hebben. Verder kan het water niet hoger dan het MHW komen. In onderstaande afbeelding wordt dit verduidelijkt.



Figuur 4-5 Langsdoorsnede van een dijkkringgebied; overstromingsscenario volgens bakjesmodel inclusief waterschijf in de hellende gebieden

De verwachte schade op tijdstip t kan dus met onderstaande vergelijking bepaald worden.

$$S_{dijkkring}(t) = \max P_m(t) \times \min V_m(t)$$

De totale kosten voor de investering in een dijkkringgebied op tijdstip i kunnen gezien worden als de som van de investeringskosten per dijkvak.

$$I_i = \sum_m I_m(H_{m,i}^-, u_{m,i}) \cdot L_m$$

Waarin: $I_m()$ investeringskosten van dijkvak m bij dijkverhoging u en dijkhoogte voor verhoging H^- per km dijk mln €
 L_m lengte dijkvak m km

De criteriumfunctie is op te schrijven als de contante waarde van alle toekomstige kosten van schade (S) en investeringen (I).

$$K = \min \int_0^z S(t) \cdot e^{-\delta t} dt + \sum_i I_i \cdot e^{-\delta T_i} + e^{-\delta z} \cdot S_z / \delta$$

Waarin: T_i moment van dijkverhoging jaar
 I_i investeringsfunctie bij dijkverhoging mln €
 δ disconteringsvoet perunen/jaar

Omdat geldt:

$$\lim_{z \rightarrow \infty} e^{-\delta z} \cdot \frac{S_z}{\delta} = 0$$

valt de laatste term in de criteriumfunctie weg voor z voldoende groot.

Omdat S de verwachte schade per jaar is kan in plaats van een integraal, ook een sommatie uitgevoerd worden. Dit geeft de kostenfunctie:

$$K = \min \sum_{t=0}^z S_{dijkkring}(t) \cdot e^{-\delta t} + \sum_m \sum_i I_m(H_{m,i}^-, u_{m,i}) \cdot e^{-\delta T_i}$$

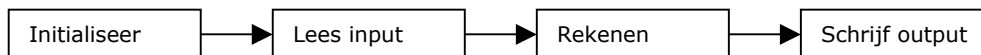
Waarin: $H_{m,i}^-$ dijkhoogte voor verhoging van dijkvak m op tijdstip i cmNAP

De eerste term geeft de contante waarde van de verwachte schade tot het tijdstip z . De som van de verdisconteerde investeringsbedragen staat in de tweede term.

Bij de aanwezigheid van overhoogte in het beginjaar, worden zowel de overstromingskans $P(0)$ als de schade $V(0)$ in het zichtjaar gecorrigeerd. Ook $H(0)$ wordt gelijk gesteld aan de dijkhoogte inclusief overhoogte.

4.2.2 Pseudo-code

De implementatie van het model is uitgevoerd in de programmeertaal Visual Basic. Het programma DijkLijn 1.0 voert opdrachten uit in een pipeline structuur. Hieronder staat een eenvoudig stroomdiagram van de werking van DijkLijn.



De bijbehorende pseudo-code is:

1. Initialiseer

- a) Lees databestanden
 - Lees Dijkkringen
 - Lees SchadeFunctie
 - Lees QH relaties
- b) Bereken initiële parameters
 - for** $i=1$ **to** aantalDijkkringen **do**
 - Bereken stijgingstempo schade (zeta)
 - Bereken dijkhoogte in zichtjaar (H0)
 - Bereken potentiële schade in zichtjaar, V0
 - for** $i=1$ **to** aantalDijkvakken **do**
 - Bereken werklijnparameter, alfa
 - Bereken overstromingskans in zichtjaar, P0
 - endfor**
 - Bereken verwachte schade, S0

2. Lees input

- for** $i=1$ **to** aantalDijkkringen **do**
 - for** $j=1$ **to** aantalDijkvakken **do**
 - for** $k=1$ **to** aantalPeriodes **do**

```

                Lees verhoging
                Lees looptijd
            endfor
        endfor
    endfor
3. Rekenen
    a) Bepaal dijkhoogte
        for t=1 to HORIZON do
            Bereken dijkhoogte
        endfor
    b) Bereken kosten
        Bereken totale investeringskosten
        Bereken totale schadepkosten
        Bereken totale kosten
4. Schrijf output
    a) Schrijf totale kosten
    b) Schrijf informatie

```

4.2.3 Extern programma: GLOBE

Er bestaan zeer veel algoritmes die een (globale) optimale oplossing kunnen vinden. Het programma GLOBE bevat verscheidene zoekalgoritmes (zie bijlage E). Het voert iteratief een exe programma uit zoals bijvoorbeeld DijkLijn 1.0. DijkLijn krijgt potentiële oplossingen die gegenereerd zijn door GLOBE en retourneert de bijbehorende waarde van de doelfunctie. Meer informatie over GLOBE is te vinden in bijlage E.

Aan de hand van 5 runs is bepaald welk algoritme het meest geschikt is om de optimale strategie te bepalen voor het investeringsprobleem.

Hierbij zijn drie prestatie indicatoren gebruikt (van Vliet, 2000):

- Correctness (of Effectiveness): hoe dichtbij komt het algoritme bij het globale minimum
- Efficiency: wat is de benodigde rekentijd voor een algoritme
- Reliability: hoe succesvol is het algoritme in het vinden van het minimum, bijvoorbeeld de standaarddeviatie van het gevonden minimum

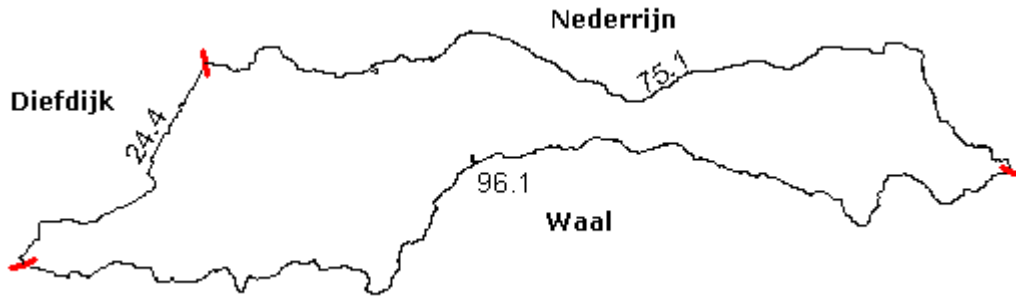
De keuze voor een bepaald algoritme is een afweging tussen de nauwkeurigheid en de benodigde rekentijd. Door het random karakter van zoeken kan geen enkel algoritme 100% betrouwbaar zijn.

In bijlage E zijn de resultaten voor de verschillende algoritmes bij het in deze paragraaf genoemde model te vinden. Aan de hand van deze resultaten is ervoor gekozen Controlled Random Search (CRS2) als optimalisatiealgoritme te gebruiken in het onderzoek.

4.3 Case study

Voor de casestudy wordt gebruik gemaakt van gegevens van dijkkring 43⁹. Dijkkring 43 is voor het onderzoek opgesplitst in 2 fictieve dijkvakken: de Waal (W) en de Nederrijn (NR). Bij de Nederrijn worden ook de Lek en het Pannerdensch kanaal meegenomen. Het dijkvak Waal heeft een lengte van 96.1 km en het dijkvak Nederrijn een lengte van 75.1 km.

⁹ In bijlage B.2 staat gedetailleerde informatie over dit dijkkringgebied.



Figuur 4-6 Dijkkring 43, Bron: GIS

Als zichtjaar is het jaar 2015 genomen. De keuze voor 2015 is ook gemaakt door Eijgenraam en heeft te maken met het feit dat in dat jaar het project Ruimte voor de Rivier uitgevoerd moet zijn. Het is het eerste jaar waarin een investering plaats mag vinden.

In de casestudy zijn drie vragen beantwoord:

- Welke invloed heeft de vorm van de investeringskosten op het optimale investeringspatroon?
- Welke gevolgen hebben grote verschillen in investeringskosten tussen dijkvakken?
- Welke invloed heeft overhoogte op het optimale investeringspatroon?

Het geïmplementeerde model uit paragraaf 4.2 is in combinatie met Globe gebruikt om deze studie uit te voeren.

4.3.1 Investeringsfuncties

Voor de investeringsfunctie is wegens de kromlijnigheid een stapsgewijs lineaire curve geschat voor de twee dijkvakken in dijkkring 43. Deze functies zijn gebaseerd op de bestaande data van ARF om zoveel mogelijk de werkelijkheid te benaderen. Overhoogte speelt in de kostencurve geen rol. Verder is aangenomen dat de investeringskosten niet veranderen in de tijd.

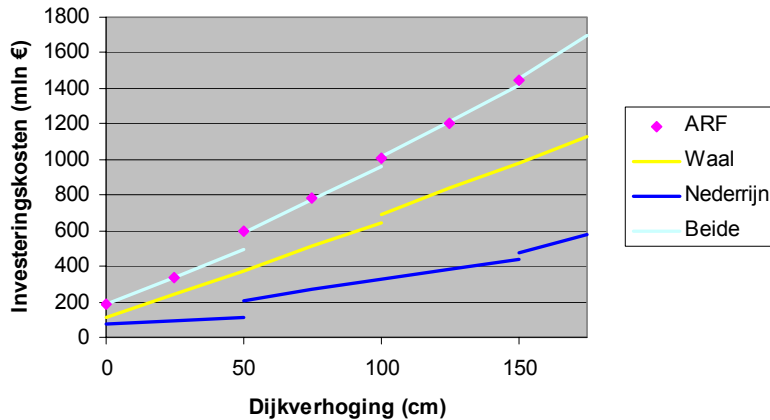
De kostenfunctie voor dijkvak Waal in miljoenen euro's per kilometer dijk met u dijkverhoging is:

$$I_W(u) = \begin{cases} 0 & u = 0 \\ 1.18 + 0.055u & 0 < u < 100 \\ 1.2 + 0.06u & u \geq 100 \end{cases}$$

En de kostenfunctie Nederrijn is:

$$I_N(u) = \begin{cases} 0 & u = 0 \\ 0.95 + 0.011u & 0 < u < 50 \\ 1.29 + 0.03u & 50 \leq u < 150 \\ -1.8 + 0.054u & u \geq 150 \end{cases}$$

Hierin wordt dus geen rekening gehouden met de dijkhoogte. Ook zijn bij beide functies nog niet de onderhoudskosten meegenomen. In onderstaande grafiek staan deze beide functies samen met de investeringskosten die door ARF bepaald zijn.



Figuur 4-7 Kosten van dijkverhogingen onafhankelijk van de dijkhoogte

Hierin is te zien dat een dijkverhoging bij de Waal duurder is dan een dijkverhoging bij de Nederrijn.

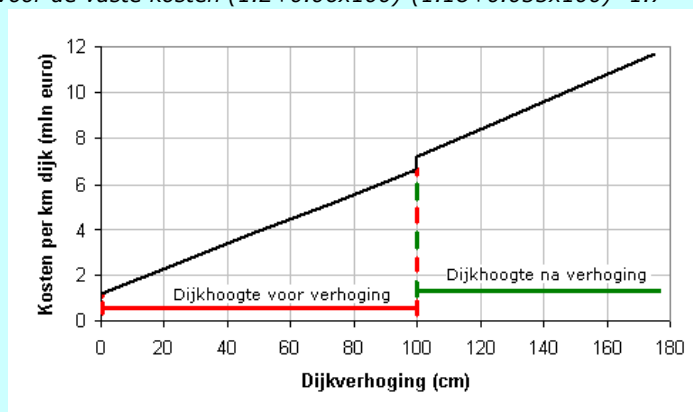
Deze kostenfuncties worden gebruikt om de kostenfunctie die afhankelijk is van de dijkhoogte te bepalen. In onderstaand kader staat de aanpak hiervoor voor het dijkvak Waal uitgelegd.

Voor de kostenfunctie van de Waal wordt er onderscheid gemaakt in vier situaties:

1. Er vindt geen dijkverhoging plaats
2. De dijk is al verhoogd. De totale verhoging is minder dan 100 cm geweest, en de nieuwe dijkverhoging geeft een dijkhoogte die minder dan 100 cm hoger is dan de gestarte waarde.
3. De dijk is al verhoogd. De totale verhoging is minder dan 100 cm geweest, en de nieuwe dijkverhoging geeft een dijkhoogte die meer dan 100 cm hoger is dan de gestarte waarde.
4. De dijk is al is al verhoogd. De totale dijkverhogingen zijn 100 cm of meer geweest.

Per situatie geldt dan voor de kosten:

1. De kosten zijn gelijk aan 0.
2. Voor de kosten wordt gebruik gemaakt van $1.18+0.055u$.
3. Voor de kosten wordt gebruik gemaakt van $1.18+0.055u$ en $1.2+0.06u$. Dit levert als waarde voor de vaste kosten $(1.2+0.06 \times 100) - (1.18+0.055 \times 100) = 1.7$



4. Voor de kosten wordt gebruik gemaakt van $1.2+0.06u$.

Bovenstaande strategie levert de twee onderstaande kostenfuncties. Voor dijkvak Nederrijn werkt het principe hetzelfde als voor de Waal. Het wordt alleen iets ingewikkelder, omdat de kostenfunctie voor de verhoging uit drie stukken bestaat in plaats van twee.

De gevonden kostenfunctie Waal per dijkverhoging u en dijkhoogte voor verhoging H^- is:

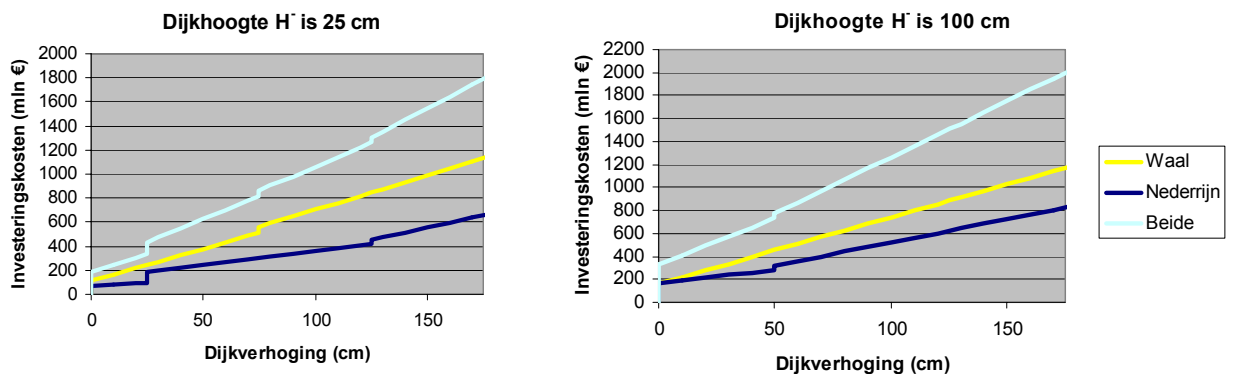
$$I_W(u, H^-) = \begin{cases} 0 & u = 0 \\ 1.18 + 0.055u & H^- < 100; 0 < u < 100 - H^- \\ 1.7 + 0.055(100 - H^-) + 0.06(u - (100 - H^-)) & H^- < 100; u \geq 100 - H^- \\ 1.7 + 0.06u & H^- \geq 100 \end{cases}$$

De investeringskostenfunctie Nederrijn is:

$$I_N(u, H^-) = \begin{cases} 0 & u = 0 \\ 0.95 + 0.011u & H^- < 50; 0 < u < 50 - H^- \\ 2.24 + 0.011(50 - H^-) + 0.03(u - (50 - H^-)) & H^- < 50; 50 - H^- \leq u < 150 - H^- \\ 2.75 + 0.011(50 - H^-) + 0.03(100) + 0.054(u - (150 - H^-)) & H^- < 50; u \geq 150 - H^- \\ 2.24 + 0.03u & 50 \leq H^- < 150; 0 < u < 150 - H^- \\ 2.75 + 0.03(150 - H^-) + 0.054(u - (150 - H^-)) & 50 \leq H^- < 150; u \geq 150 - H^- \\ 2.75 + 0.054u & H^- \geq 150 \end{cases}$$

Bovenstaande vergelijkingen geven een lineaire toename van de kosten, daardoor is de investeringsfunctie convex. Dit houdt in dat er een globaal minimum bestaat, oftewel een optimale oplossing.

Onderstaande afbeeldingen geven voorbeelden van $I_W(u, H^-)$ en $I_N(u, H^-)$. In de linker figuur is H^- gelijk gekozen aan 25 cm (corresponderend met een kruinhoogte van $16.35 + 0.25 = 16.6$ mNAP). In de rechterfiguur is de dijkhoogte H^- gelijk gekozen aan 100 cm (kruinhoogte van 17.35 mNAP).



Figuur 4-8 Kosten van dijkverhogingen bij dijkhoogte 25 cm en dijkhoogte 100 cm

Eigenlijk is het eerste deel van de beide kostencurves te laag als ervan uitgegaan wordt dat alle dijkhoogtes de optimale hoogte hebben, omdat in de data van ARF impliciet rekening gehouden is met de aanwezige overhoogte. Toch is hiervoor gekozen om resultaten te krijgen die te vergelijken zijn met de resultaten van Eijgenraam.

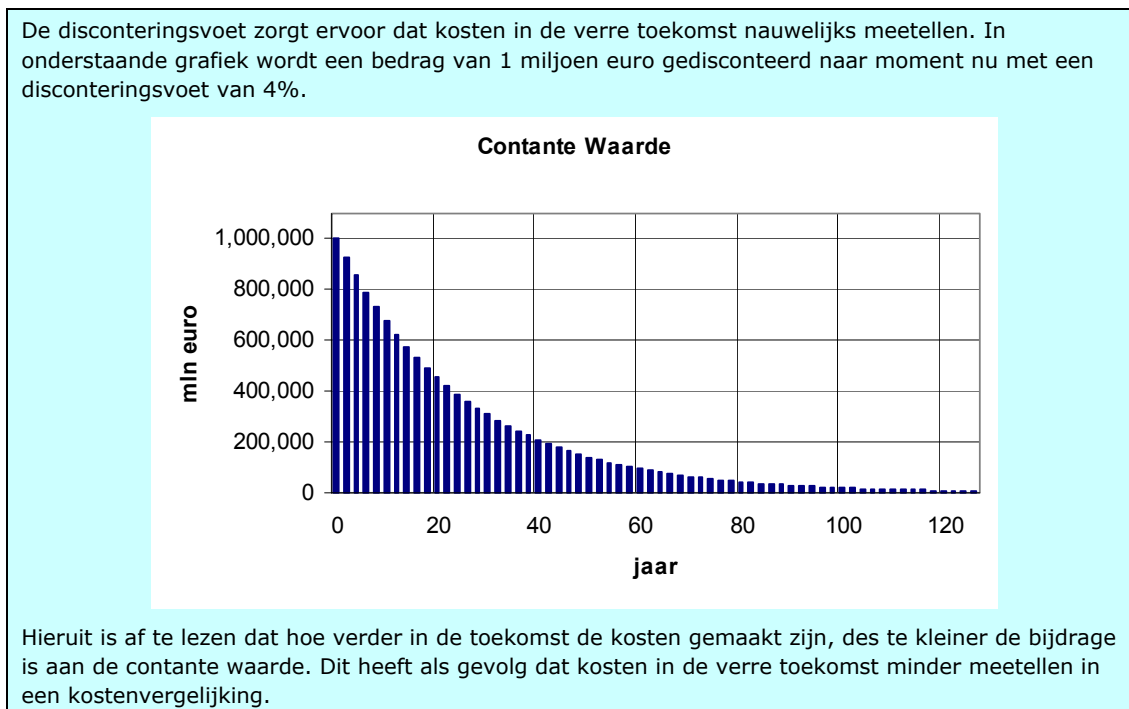
Een nadeel van bovenstaande investeringsfuncties is dat er lokale minima bestaan door de trapsgewijze vorm. In deze lokale minima kan een optimalisatiealgoritme terechtkomen en het algoritme zal hierdoor mogelijk niet het optimale investeringspatroon vinden.

4.3.2 Optimale horizon

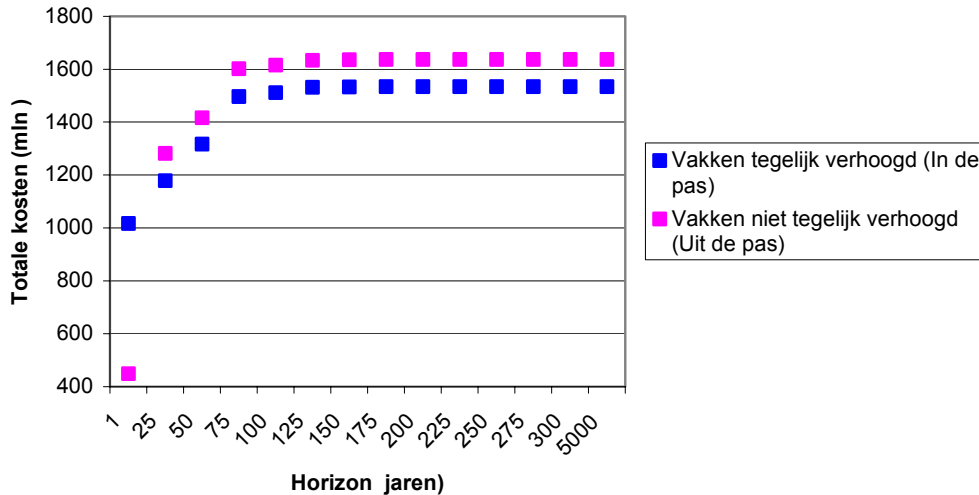
In DijkLijn 1.0 moet eerst de optimale instelling voor de voorspelhorizon bepaald worden.

In het model uit paragraaf 4.2 staat de parameter z . Dit is het tijdstip tot wanneer de verhogingen plaats zullen vinden, de horizon. Na het tijdstip z verandert er niets meer in het systeem.

Van een bepaald moment t in de tijd zal de contante waarde (CW) van de investeringskosten op t nagenoeg gelijk aan 0 zijn. Dit geldt ook voor de schadekosten. Dit wordt enkel en alleen veroorzaakt door de verdiscontering. Hierdoor zal er dus een eindige waarde voor z gevonden kunnen worden. Zie onderstaand kader ter verduidelijking.



DijkLijn heeft een variabele horizon. In het programma zijn verschillende waarden voor de horizon genomen en in onderstaande grafiek staan de resulterende optimale kosten.



Figuur 4-9 Resultaten horizon

Voor zowel het gelijktijdig verhogen van de vakken, als het onafhankelijk verhogen van vakken zijn er minimaal 125 jaren nodig voor de berekening om een betrouwbaar antwoord te kunnen geven.

4.3.3 Optimaal investeringspatroon

Om te onderzoeken welke invloed de investeringskosten op het optimale investeringspatroon hebben, zijn enkele investeringsfuncties gebruikt in DijkLijn 1.0. Ter vergelijking is ook de investeringsfunctie uit het document van Eijgenraam geïmplementeerd.

De investeringskostenfuncties zijn alle gebaseerd op dezelfde data. Maar omdat er alleen informatie van investeringskosten beschikbaar is voor de huidige dijkhoogte èn omdat de vorm van de functies verschillend is, zijn de kosten voor een bepaalde verhoging niet bij elke functie identiek. Vanzelfsprekend is geprobeerd dit verschil zo klein mogelijk te houden.

De volgende investeringsfuncties zijn onderzocht:

1. Kostenfuncties zoals genoemd in 4.3.1 (stapsgewijs lineair)
2. Kostenfunctie Eijgenraam voor dijkkring 43¹⁰ (exponentieel)
3. Kostenfuncties met kwadratische vorm

In onderstaande tabel zijn de resultaten bij de verschillende investeringsfuncties genoemd.

¹⁰ Functie genoemd in paragraaf 4.1.2 met de parameters $\lambda = 0.0043$, $b = 0.02$ en $c = 1.5847$.

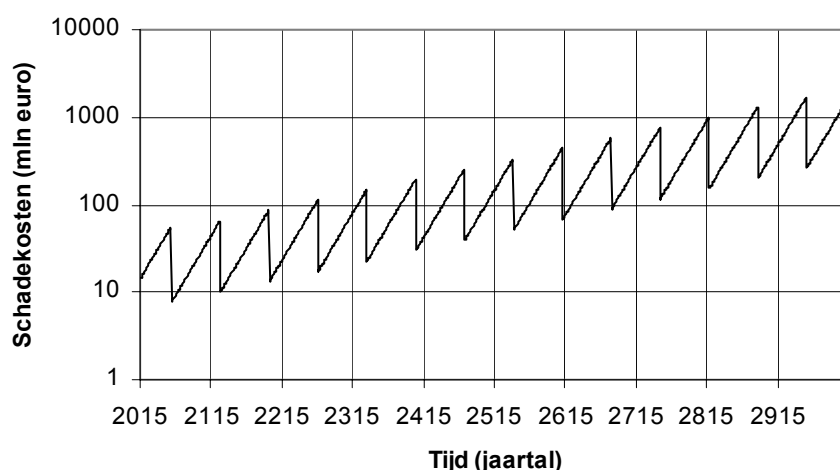
Inv. functie	Dijkvak	Optimale jaar voor eerste investering	Hoogte van eerste verhoging	Periode tussen eerste en tweede verhoging	Hoogte tweede verhoging	Periode tussen tweede en derde verhoging	Hoogte derde verhoging	Totale kosten investering en schade
1	W	2015	50	44	86	69	81	1450
	NR	2015	50	44	86	69	81	
2	W	2015	75	64	73	64	73	1470
	NR	2015	75	64	73	64	73	
3	W	2015	68	51	68	51	68	1340
	NR	2015	68	51	68	51	68	

Tabel 4-2 Optimale investeringspatroon bij dijkverhoging van dijkvak 43 voor verschillende investeringsfuncties

Wat hierbij opvalt is dat zowel het moment als de hoogte van de dijkverhoging voor beide dijkkringdelen precies gelijk zijn. Dit is verklaarbaar doordat de investeringskosten tussen de twee delen weinig verschillen. Ophoging van één dijkvak hoeft niet altijd een vermindering van de overstromingsschade te betekenen. Daarom is het optimaal om dijkvakken gelijktijdig te verhogen.

De verkregen resultaten bij de drie investeringsfuncties, 1, 2 en 3, kunnen niet zinvol vergeleken worden. Het is onbekend wat het werkelijke optimale investeringspatroon is. Wel valt op dat de antwoorden dezelfde orde van grootte hebben en dat er geen opvallend grote verschillen tussen de optimale investeringsstrategieën zijn. Het optimale investeringspatroon is erg afhankelijk van de gekozen investeringsfunctie.

Het optimale investeringspatroon geeft onderstaande waarden voor de verwachte schade in de tijd.



Figuur 4-10 Verwachte schade (risico) in de tijd logaritmisch uitgezet

In Figuur 4-10 is te zien dat het schadeinterval $[s-, S+]$ een repeterend karakter heeft in de tijd.

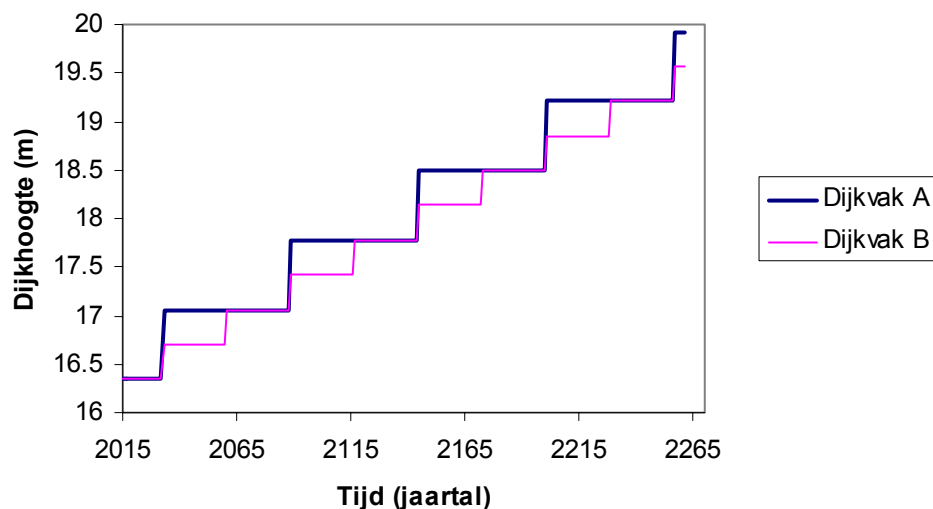
Ter illustratie staan in onderstaande tabel een overzicht van diverse overstromingskansen van dijkkring 43. De waarden van de overschrijdingskansen laten zien dat in 2015 dijkkring 43 niet voldoet aan de wettelijke norm. De optimale norm in 2015 ligt een stuk hoger, slechts

gemiddeld één keer in de 1770 jaar mag een inundatie voorkomen. Dit verklaard ook waarom direct in 2015 in dijkverhoging geïnvesteerd gaat worden (zie Tabel 4-2).

Dijkkring	Wettelijke norm	Feitelijk in 2001	Feitelijk in 2015	Direct na investeren in 2015
43	1/1250	1/585	1/500	1/1770

Tabel 4-3 Jaarlijkse overschrijdingskansen van dijkkring 43 (bij investeringsfunctie 1)

De gevonden optimale investeringspatronen bij de verschillende investeringsfuncties geven alle aan dat het optimaal is om gelijktijdig in twee dijkvakken te investeren. Het is dan ook interessant om te bekijken of dit ook opgaat als de investeringskosten tussen de twee vakken sterk verschillen.



Figuur 4-11 Dijkhoogte bij optimale investeringspatroon als de investeringskosten tussen de vakken erg verschillen

Als de investeringskosten tussen de twee dijkvakken behoorlijk gaan verschillen, dan behoeft het niet meer optimaal te zijn om de dijkvakken gelijktijdig te verhogen. Maar systematisch uit de pas lopen is ook niet optimaal. De beide dijken van de vakken worden zoveel mogelijk gelijktijdig verhoogd.

Het moment van de eerste investering wordt grotendeels bepaald door het dure dijkvak. Bij investeren in het zichtjaar 2015 is de verhouding tussen de investeringskosten en de schadekosten niet optimaal. Daarom zal niet meer direct in het zichtjaar geïnvesteerd worden. Dit is in Figuur 4-11 geïllustreerd.

Ook is kort onderzocht of het wel wenselijk is om tot zichtjaar 2015 te wachten met investeren. Als zichtjaar is het moment nu, 2005, genomen. Dit levert het volgende optimale investeringspatroon bij gebruik van de investeringsfunctie van Eijgenraam.

Dijkkring	Optimale jaar voor eerste investering	Hoogte van eerste verhoging	Periode tussen eerste en tweede verhoging	Hoogte tweede verhoging	Periode tussen tweede en derde verhoging	Hoogte derde verhoging	Totale kosten investering en schade
	jaartal	cm	jaren	cm	jaren	cm	mln euro
W	2013	74	66	74	66	74	1310

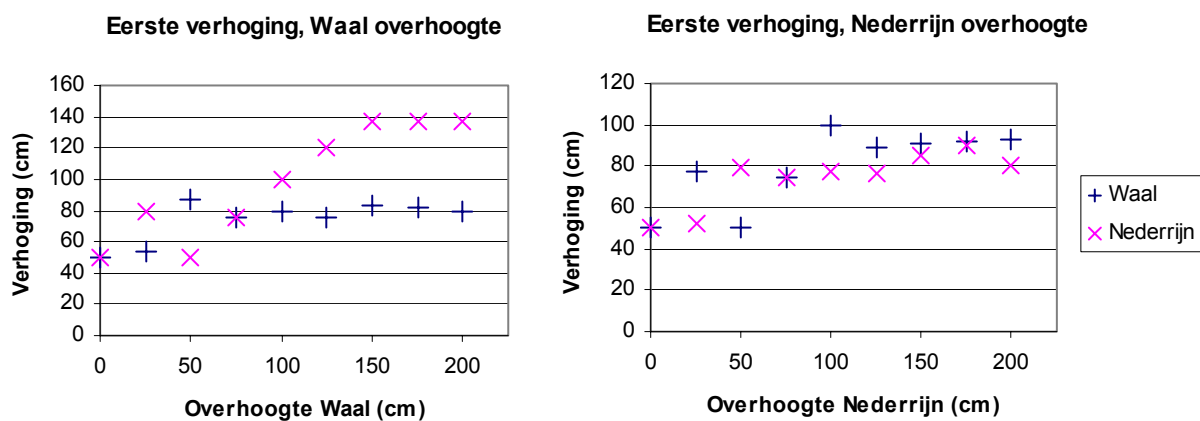
Tabel 4-4 Optimale investeringspatroon bij dijkverhoging van dijkkring 43 met zichtjaar 2005

Het is dus eigenlijk optimaal om al eerder dan 2015 te investeren in dijkverhoging. Bovenstaande optimale dijkverhoging en de perioden tussen verhoging schelen weinig met de eerder gevonden resultaten. Hierbij is ook de vorm (van de totale kosten) rond het minimum van belang.

4.3.4 Overhoogte

In het model van Eijgenraam wordt geen rekening gehouden met de bestaande overhoogte van een dijk. Zowel de gegevens over de overstromingskans als de overstromingsschade zijn gebaseerd op de huidige kruinhoogte van de dijk (dus zonder overhoogte). Door de aanwezigheid van overhoogte zal de overstromingskans lager zijn en de overstromingsschade hoger (het "bakje" is immers dieper).

Voor beide dijkvakken is gekeken naar de optimale eerste verhoging bij verschillende overhoogtes. Hierbij is gebruik gemaakt van de in paragraaf 4.3.1 genoemde lineaire investeringsfuncties die van de dijkhoogte afhangen.



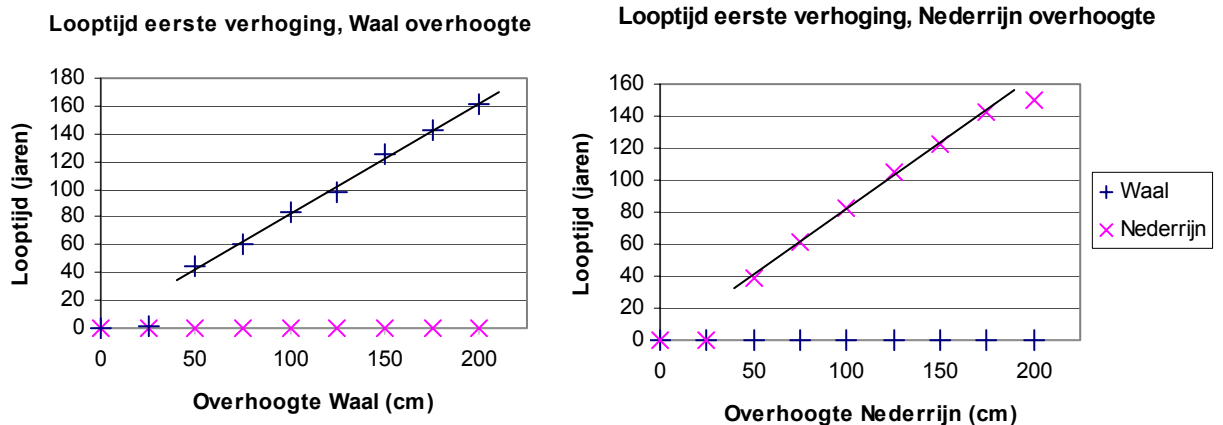
Figuur 4-12 Optimale eerste dijkverhoging bij verschillende overhoogtes

Als de beide vakken nul centimeter overhoogte hebben, wordt direct geïnvesteerd (zie ook onderstaande grafieken) en met evenveel centimeter verhoging. Zelfs bij 25 centimeter overhoogte van een vak wordt gelijk in het zichtjaar 2015 een investering gedaan. Dit is te verklaren door een opgelopen achterstand.

Zodra een vak meer overhoogte heeft dan 50 centimeter wordt de eerste investering van het vak uitgesteld. In het vak zonder overhoogte wordt dan wel direct geïnvesteerd.

De uitschieter bij 50 centimeter overhoogte bij beide bovenstaande grafieken kan verklaard worden doordat dan met deze verhoging net in een goedkoper gedeelte van de kostenfunctie gebleven kan worden.

Wat verder te zien is, is dat voor het vak met overhoogte in beide bovenstaande grafieken (als er voldoende overhoogte aanwezig is; meer dan 75 cm) de eerste optimale investering ongeveer gelijk is aan de herhalingsinvestering (derde verhoging) van Tabel 4-2 bij investeringskostenfunctie 1.



Figuur 4-13 Optimale aanlooptijd bij verschillende overhoogtes

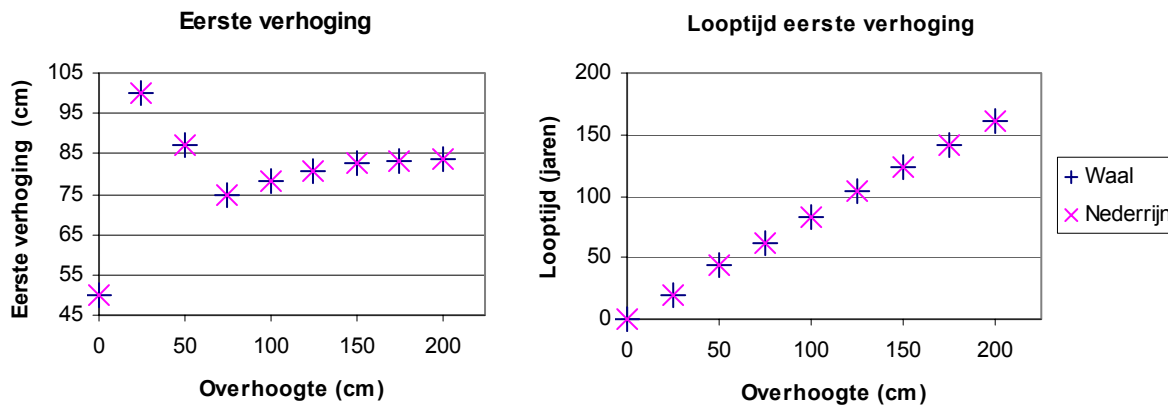
In bovenstaande figuur is de optimale aanlooptijd voor de beide dijkvakken bij verschillende overhoogtes uitgezet. Hieruit is te concluderen dat hoe meer overhoogte een vak heeft, hoe langer er gewacht gaat worden met investeren. Als de beide vakken niet evenveel overhoogte hebben, zal de eerste investering voor beide vakken niet op hetzelfde moment plaatsvinden. Onderstaande tabel illustreert dit met een voorbeeld.

Situatie	Dijkvak	Overhoogte	Optimale jaar voor eerste investering	Hoogte van eerste verhoging	Optimale jaar voor tweede verhoging	Hoogte tweede verhoging	Totale kosten investering en schade
		cm	jaartal	cm	jaren	cm	mIn euro
1	W	50	2059	88	2131	82	980
	NR	0	2015	50	2059	88	
2	W	75	2076	75	2238	79	875
	NR	0	2015	75	2076	75	

Tabel 4-5 Voorbeeld van een optimaal investeringspatroon bij overhoogte van de Waal

Hierbij valt op dat het systematisch "uit de pas" lopen niet optimaal is. De eerste investering van het vak met overhoogte vindt bijvoorbeeld plaats op hetzelfde moment als de tweede investering bij het vak zonder overhoogte. Zie ter illustratie bijvoorbeeld situatie 1 in bovenstaande tabel, met het jaartal 2059.

Als de dijkvakken in de dijkkring evenveel overhoogte hebben, geeft dit het volgende beeld:



Figuur 4-14 Beide vakken evenveel overhoogte

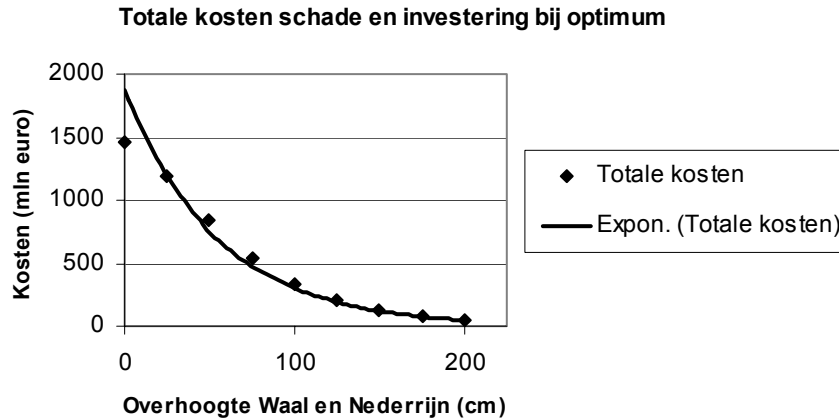
Hoeveel centimeter de dijk verhoogd moet worden hangt af van de hoogte van de investeringskosten, die weer afhangen van de dijkhoogte. Op een gegeven moment is de dijk zo hoog, dat het laatste deel van de investeringsfunctie bereikt wordt (die onafhankelijk is van de dijkhoogte). Daardoor is de optimale eerste verhoging bij hogere overhoogtes ongeveer gelijk. Dit zijn dan ook de optimale herhalingsinvesteringen! In de rechter grafiek van Figuur 4-14 is te zien dat er een lineair verband is tussen de overhoogte en de looptijd tot aan de eerste verhoging. Hoe meer overhoogte een dijkvak heeft, hoe langer gewacht gaat worden met de eerste investering.

De volgende tabel geeft als voorbeeld de resultaten bij een overhoogte van 50 centimeter van beide dijkkringdelen.

Dijk -vak	Overhoogte cm	Optimale jaar voor eerste investering jaartal	Hoogte van eerste verhoging cm	Periode tussen eerste en tweede verhoging jaren	Hoogte tweede verhoging cm	Periode tussen tweede en derde verhoging jaren	Hoogte derde verhoging cm	Totale kosten investering en schade mln euro
W	50	2059	87	70	84	62	73	
NR	50	2059	87	70	84	62	73	840

Tabel 4-6 Optimale investeringspatroon bij een overhoogte van 50 cm bij beide vakken

In onderstaande figuur worden de totale kosten voor de optimale investeringspatronen bij verschillende overhoogtes weergegeven.



Figuur 4-15 Optimale totale kosten

Bij toenemende overhoogte nemen de totale kosten exponentieel af. Dit is logisch omdat er een exponentieel verband is tussen de dijkhoogte en de verwachte schadekosten.

4.4 Conclusies

De beschikbare investeringsgegevens zijn waarden die afhankelijk zijn van de dijkverhoging, en de huidige dijkhoogte. Maar door dijkverhogingen wordt de dijk hoger. Het is realistischer om de investeringsfuncties ook afhankelijk van de bereikte dijkhoogte te laten zijn. De geleverde gegevens zijn eigenlijk onvoldoende om goede kostenfuncties te kunnen bepalen. De benodigde informatie is:

- kosten per cm dijkverhoging per type¹¹
- vaste kosten per type voor onteigenen, transport e.d.
- per dijk gegevens wanneer welk type

Helaas zijn deze gegevens niet beschikbaar, daarom is het lastig aan te geven welke investeringsfunctie overeenkomt met de werkelijke investeringskosten. De beschikbare gegevens zijn te benaderen met een exponentiële verdeling (aanpak Eijgenraam). Maar de werkelijke investeringsfuncties zullen eerder een stuksgewijs lineaire of kwadratische vorm hebben. (4.1.3)

Tijdens dit deelonderzoek is een model ontwikkeld dat de opdeling van een dijkkring in dijkvakken mogelijk maakt. Het gevonden alternatieve model biedt meer vrijheid ten opzichte van investeringsfuncties en dijkvakken. De optimale investeringspatronen kunnen voor de dijkvakken in samenhang bepaald worden. Een algoritme wordt gebruikt om op een slimme manier kandidaatoplossingen te genereren en te evalueren. De toepassing van deze methode zorgt ervoor dat er geen ingewikkelde wiskundige afleidingen nodig zijn om de optimale oplossing te vinden. DijkLijn 1.0 geeft goede resultaten in combinatie met algoritmes uit Globe. (4.2)

Van de vergeleken globale optimalisatiealgoritmes is Controlled Random Search (CRS2) het meest effectief en betrouwbaar. Als de rekentijd de kritieke parameter is, dan is Adaptive Cluster Covering met Local Search (ACCOL) de eerste keus om een redelijk optimum te verkrijgen.

¹¹ Met type bijvoorbeeld kleidijk of damwand

	Correctness	Efficiency	Reliability
Algoritme	CRS2	ACCOL	CRS2

De werking van het algoritme hangt ook af van de vorm van de criteriumfunctie en het aantal parameters. Als de investeringsfunctie genomen wordt uit rapport van Eijgenraam, benaderen alle algoritmes de optimale oplossing. Hierdoor zal de keus op een sneller algoritme dan CRS2 kunnen vallen. (bijlage E)

Het is niet zinvol gebleken om de optimale dijkverhogingen en investeringsmomenten over een oneindige tijdshorizon te bepalen. Vanwege verdiscontering hebben schadekosten en investeringskosten ver in de toekomst een nihile bijdrage op de totale contante kosten. Een horizon van 125 jaar is voldoende om de optimale strategie te kunnen bepalen. Verder speelt ook mee dat in de toekomst betere inzichten met betrekking tot de investeringskosten, het klimaatscenario en de schadekosten zullen zijn. (4.3.2) Opgemerkt moet worden dat om een analytisch beslissingsmodel te verkrijgen, het rekenen over een oneindige tijdshorizon juist wel zinvol kan zijn.

Het is optimaal om dijkvakken op hetzelfde moment te verhogen. De optimale hoeveelheid dijkverhoging op een bepaald investeringsmoment is voor beide dijkvakken in de dijkkring evenveel. Het "uit de pas" lopen van het investeringspatroon is dus niet optimaal! Bij een groot verschil in investeringskosten tussen de verschillende dijkvakken zal de optimale strategie nog steeds zoveel mogelijk in de pas zijn, met ertussenin nog extra investeringen van een dijkvak.

Het model is zeer gevoelig voor de kwaliteit van de beschikbare investeringsgegevens. De verschillende vormen van de investeringsfuncties geven verschillende optimale strategieën. Het voordeel van het in dit hoofdstuk ontwikkelde model (en gebruikte methode) is dat het voor ieder type investeringsfunctie een optimale oplossing levert. Zelfs voor investeringsfuncties met een concave vorm. Een stuksgewijs lineaire investeringsfunctie heeft als nadeel dat een benaderingsalgoritme in een lokaal minimum kan blijven hangen. De verkregen oplossing is dan niet de optimale oplossing.

Het optimale investeringspatroon voor dijkkring 43 kan niet gegeven worden. Dit omdat de beschikbare investeringsgegevens slechts een schatting zijn en de werkelijke investeringsfunctie onbekend is. Verder is de toekomstige toename van investeringskosten niet meegenomen. Wel kan geconcludeerd worden dat dijkkring 43 een investeringsachterstand heeft. De dijkkring voldoet niet aan de norm en het is dan ook optimaal om gelijk in 2015 te investeren in dijkverhoging. (4.3.3)

Bij overhoogte van de dijk is het beter om te wachten met verhogen. Als de overhoogte voldoende groot is, zal de eerste verhoging gelijk zijn aan de optimale herhalingsverhoging (mits de vorm van de investeringsfunctie dit toelaat).

De totale contante kosten zijn lager als er overhoogte aanwezig is in de dijkkring.

Als één (of meer, maar niet alle) van de dijkvakken in een dijkkring overhoogte heeft, zal voor dit dijkvak gewacht worden met investeren totdat de overhoogte "weggewerkt" is. Voor de dijkvakken zonder overhoogte blijft het optimaal om gelijk in 2015 te investeren. Het is duidelijk wel optimaal om tegelijk in dijkvakken te investeren. (4.3.4)

Discussie

Elke 10 jaar worden de normen in de Wet op de Waterkering geëvalueerd. Tot nu toe zijn de normen van zo'n 50 jaar geleden steeds aangehouden. Dit blijken verouderde normen te zijn en zeker niet meer aan de eisen van nu te voldoen. Dit wordt voornamelijk veroorzaakt door de economische groei van het te beschermen gebied. Het is best mogelijk om in de wet te werken met overschrijdingskansen, als de norm als minimumnorm toegepast wordt voor een vaste periode. Maar wellicht is het beter om het optimale risico-interval in de wet te vermelden. Gezegd moet worden dat de normen in de wet geïnterpreteerd moeten worden als minimumnorm, en dat de dijken zonder meer hoger mogen zijn dan de wet vereist.

5 Overstromingskans

Dit hoofdstuk behandelt het tweede deelonderzoek. In paragraaf 5.1 wordt beschreven welke gegevens over de overstromingskans beschikbaar zijn. In de daaropvolgende paragraaf wordt een verbetering op het model gepresenteerd en wordt ingegaan op de overstap van overschrijdingskans naar overstromingskans. Met het verbeterde model is een casestudy uitgevoerd. De resultaten hiervan zijn in paragraaf 5.3 beschreven. Het hoofdstuk eindigt met conclusies.

5.1 Analyse van beschikbare data

5.1.1 Beschikbare data

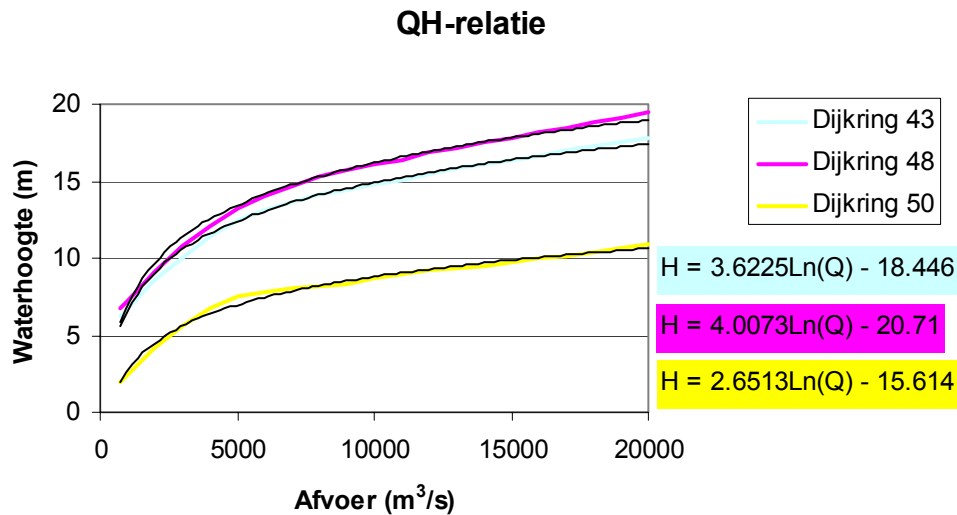
QH-relatie

De relatie tussen de waterpeilhoogte en de afvoer wordt de QH-relatie genoemd. Door middel van een hydraulisch model is de waterhoogte te berekenen uit de afvoer. De QH-relatie wordt meestal weergegeven in tabelvorm. Een QH-relatie is locatie-afhankelijk. Voor het onderzoek is gebruik gemaakt van de QH-relatie voor het meest kritieke punt van de dijkkring. Voor dijkkring 43 is dit bijvoorbeeld de Pannerdensche Kop. In Tabel 5-1 is de QH-relatie weergegeven voor deze locatie.

Debiet (Q)	Waterstand (H)	Debiet (Q)	Waterstand (H)
m ³ /s	mNAP	m ³ /s	mNAP
750	6.23		
1000	6.77	11000	15.05
2000	8.52	12000	15.44
3000	10.00	13000	15.80
4000	11.37	14000	16.06
5000	12.42	15000	16.35
6000	13.14	16000	16.65
7000	13.70	17000	16.95
8000	14.17	18000	17.24
9000	14.48	19000	17.53
10000	14.76	20000	17.81

Tabel 5-1 QH-relatie voor de Pannerdensche Kop. Bron: QH-relaties.txt van HKV PR651

In onderstaande afbeelding wordt voor drie dijkringen de QH-relatie grafisch weergegeven. De drie dijkringen zijn dijkkring 43, 48 en 50.



Figuur 5-1 QH- relaties voor drie dijkringen. Naast de grafiek staat de bijbehorende trendlijn (fit).

Door de drie QH-relaties zijn logaritmische trendlijnen gefit. Als de fit gebruikt wordt, geeft de QH-relatie een logaritmisch verband tussen de afvoer en de waterstand.

Werklijn

Voor het bepalen van de afvoer bij een willekeurige herhalingstijd wordt een functie genaamd de werklijn gebruikt (zie ook bijlage C.3). De algemene vorm van de werklijn is een exponentiële functie (Parmet et al., 2001):

$$Q = Q_1 \ln(T) + Q_0$$

met Q de afvoer, en T de herhalingstijd.

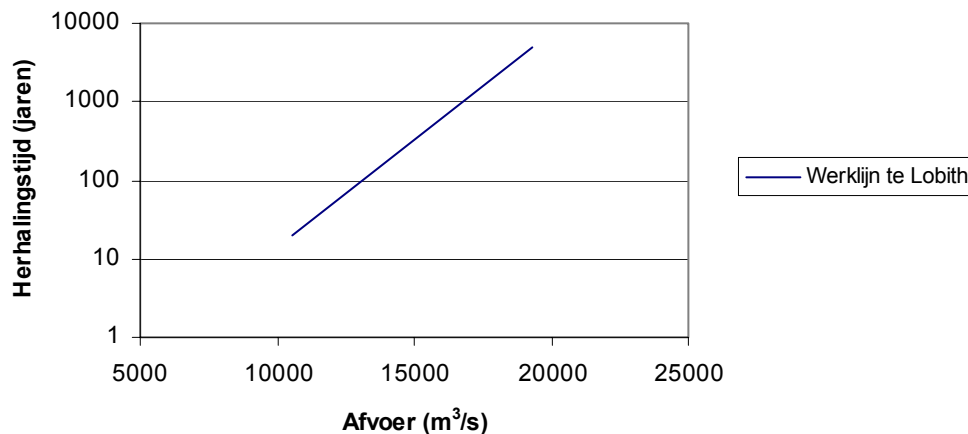
De werklijn bestaat uit stuksgewijze exponentiële gedeeltes. Het gedeelte dat hoort bij een maatgevende afvoer van 16000 m³/s heeft de volgende parameters (Berger et al., 2002):

$$Q_0 = 6612.61$$

$$Q_1 = 1316.43$$

$$25 < T < 10.000$$

In onderstaande grafiek staat deze werklijn weergegeven.



Figuur 5-2 Werklijn van de Rijn te Lobith

Werklijnparameter

In het model van Eijgenraam wordt een werklijnparameter gebruikt. Elke dijkkring heeft een eigen werklijnparameter. De gebruikte werklijnparameters zijn door Eijgenraam afgeleid uit een combinatie van de werklijn te Lobith en de QH-relaties. In bijlage C.3 wordt uitgelegd hoe de waarde van de werklijnparameter verkregen kan worden. Onderstaande tabel geeft van enkele dijkkringen de bijbehorende werklijnparameters.

Dijkkring	Werklijnparameter (α)
nr	1/cm
15	0.05
35	0.036
43	0.025
48	0.023
50	0.033

Tabel 5-2 Gegevens werklijnparameters van dijkkringen 15, 35, 43, 48 en 50

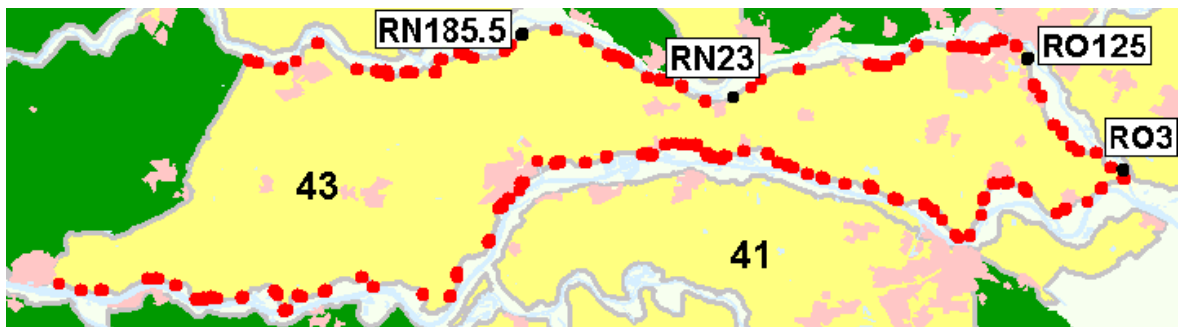
PC-Ring

Met PC-Ring¹² kunnen faalkansen voor verschillende faalmechanismen berekend worden. De volgende faalmechanismen zijn relevant voor dijkkring 43:

1. Overloop/Overslag
2. Opbarsten/Piping
3. Beschadiging bekleding/erosie dijklichaam

Met PC-Ring zijn de faalkansen bij deze mechanismen voor de aanwezige dijkvakken bepaald. Dijkkring 43 bevat 38 vakken, besloten is om alleen naar de zwakste dijkvakken en de meest bovenstroomse (kritieke) lokatie te kijken.

In Figuur 5-3 zijn de dijkvakken van dijkkring 43 weergegeven, de onderzochte dijkvakken zijn met een zwarte stip aangegeven.

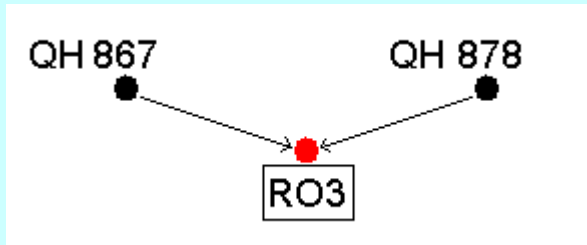


Figuur 5-3 Schematische weergave van dijkkring 43 met lokaties van de onderzochte vakken

In onderstaand kader wordt uitgelegd waar de overschrijdingskans (de faalkans bij het faalmechanisme Overloop/Overslag) van een dijkvak op gebaseerd wordt.

¹² Voor een korte introductie van PC-Ring wordt naar paragraaf 5.2.3 verwezen. De gegevens van dijkkring 43 en PC-Ring zijn beschikbaar gesteld door projectbureau VNK en waterschap Rivierenland.

Om de faalkans voor het faalmechanisme Overloop/Overslag te berekenen, wordt in PC-Ring gebruikt gemaakt van QH-relaties. Bij de berekeningen van een lokale waterstand voor een dijkvak wordt gebruik gemaakt van de meest nabij gelegen lokaties met QH-relaties. De positie van het dijkvak ten opzichte van deze twee lokaties wordt gebruikt voor de interpolatie van de lokale waterstand voor het dijkvak. Voor dijkvak RO3 in dijkring 43 zijn dit de lokaties km 867 en km 878.



Als nu 100% geïnterpoleerd wordt naar punt 867, zal de lokale waterstand uit de QH relatie van dit punt volgen. Dit punt ligt stroomopwaarts als het andere punt.

Vervolgens zijn met PC-Ring voor de drie faalmechanismen de zwakste dijkvakken bekeken en zijn functies door de gevonden faalkansen gefit.

In onderstaande tabel staat voor ieder faalmechanisme het dijkvak met de grootste kans op falen.

Faalmechanisme	Zwakste dijkvak	Faalkans (in 2005)
Overloop/Overslag	6009-RO125	1/3155
Opbarsten/Piping	6033-RN185.5	1/185
Bekleding/Erosie	6022-RN23	1/8745

Tabel 5-3 Per faalmechanisme het zwakste dijkvak (bij standaard interpolatie) met bijbehorende faalkans

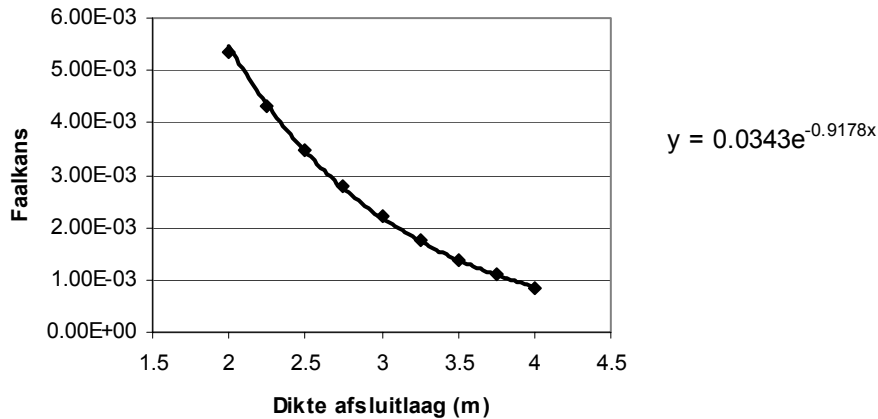
Het zwakste dijkvak behorende bij faalmechanisme 1 geeft als fit door de faalkansen bij verschillende dijkhoogtes:

$$y = 8 \times 10^{17} e^{-3.2525x}$$

De huidige dijkhoogte van dijkvak RO125 is 15.15 mNAP.

Een andere parameter die invloed heeft op de faalkans is de ruwheid van het binnentalud, maar deze is lastiger te implementeren.

Voor faalmechanisme 2 is onder andere de dikte van de afsluitlaag van belang. De huidige dikte van de afsluitlaag is voor het zwakste dijkvak 2 meter. Onderstaande grafiek geeft de resultaten van PC-Ring bij verschillende diktes van de afsluitlaag:

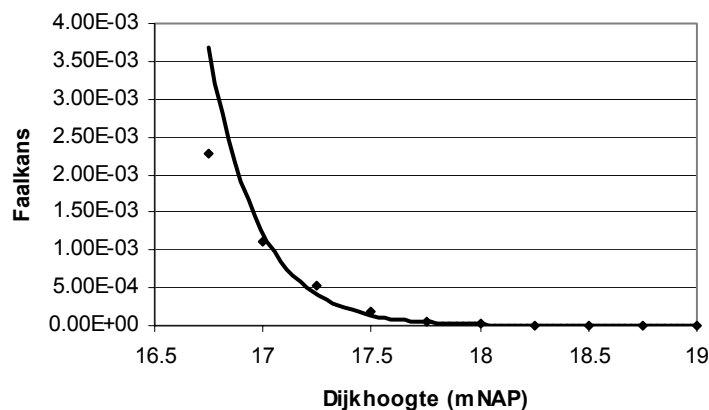


Figuur 5-4 Invloed van de dikte van de afsluitlaag op de faalkans bij mechanisme Opbarsten/Piping

Hoe dikker de afsluitlaag, hoe kleiner de faalkans. Wel valt op dat het vergroten van de afsluitlaag slechts een klein effect op de faalkans heeft. De specifieke doorlatendheid van de zandlaag is wellicht een betere parameter om aan te pakken.

Als laatste is het faalmechanisme 3 onderzocht. Verwacht werd dat de dikte van de steenzetting en de asfaltlaag van invloed zouden zijn op de faalkans. Gebleken is dat dit niet de kritieke factoren bij het zwakste dijkvak zijn. Voor de rest van de factoren is naar verwachting geen zinvol investeringspatroon te geven. Zoals bijvoorbeeld de factoren bewortelingsdiepte van het gras en de coëfficiënt voor de erosiebestendigheid van de afdeklaag.

Voor het meest bovenstroomse dijkvak (R03, 100% interpolatie naar lokatie 867) is alleen faalmechanisme 1 gebruikt. Dit vak bevindt zich ongeveer op dezelfde positie als het tot nu toe gebruikte kritieke punt. De dijkhoogte van het vak is 16.75 mNAP. Voor verschillende dijkhoogtes zijn de faalkansen met behulp van een gevoeligheidsanalyse in PC-Ring bepaald. Dit geeft onderstaand beeld:



Figuur 5-5 Faalkans bij mechanisme 1 bij diverse dijkhoogtes voor dijkkring 43

Door de verkregen waarden is een exponentiële functie gefit:

$$y = 4 \times 10^{29} e^{-4.4103x}$$

met x dijkhoogte en y faalkans.

De faalkansen van dijkkring 43 zijn voor alle aanwezige vakken gecombineerd en leveren de volgende faalkansen.

Faalmechanisme	Faalkans Dijkkring
Overloop/Overslag	1/2355
Opbarsten/Piping	1/105
Bekleding/Erosie	1/4135

Tabel 5-4 Voor verschillende faalmechanismen de faalkans voor dijkkring 43

De gecombineerde faalkans, oftewel de overstromingskans, is voor dijkkring 43 gelijk aan 1/105.

5.1.2 Overstromingskans functies

In 1939 is door P.J. Wemelsfelder met behulp van een frequentiekromme op logaritmische schaal de statistiek bepaald van de stormvloed. Hiervoor bekeek Wemelsfelder de jaarlijkse overstromingsfrequenties tijdens vloed bij Hoek van Holland in de periode van 1888-1937 en bepaalde hiermee de kans dat een hoogte h overschreden werd in een gegeven jaar. Dit leverde een exponentiële functie op. Van Dantzig (1956) werkte ook met deze overschrijdingsfunctie:

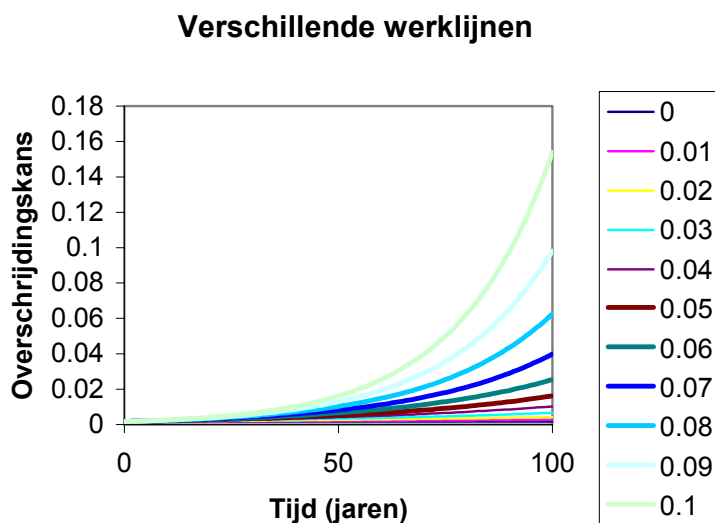
$$p(H) = ce^{-\alpha H} = p(0) \cdot e^{-\alpha H}$$

Ook in het model van Eijgenraam wordt aangenomen dat de overstromingskans exponentieel verdeeld is. Maar deze verdeling geldt voor Hoek van Holland. Is een bovengenoemde exponentiële verdeling ook te gebruiken voor de Rijn te Lobith?

De beschikbare gegevens om de kansverdeling te bepalen zijn de werklijn en de plaatselijke QH relaties.

5.1.3 Analyse

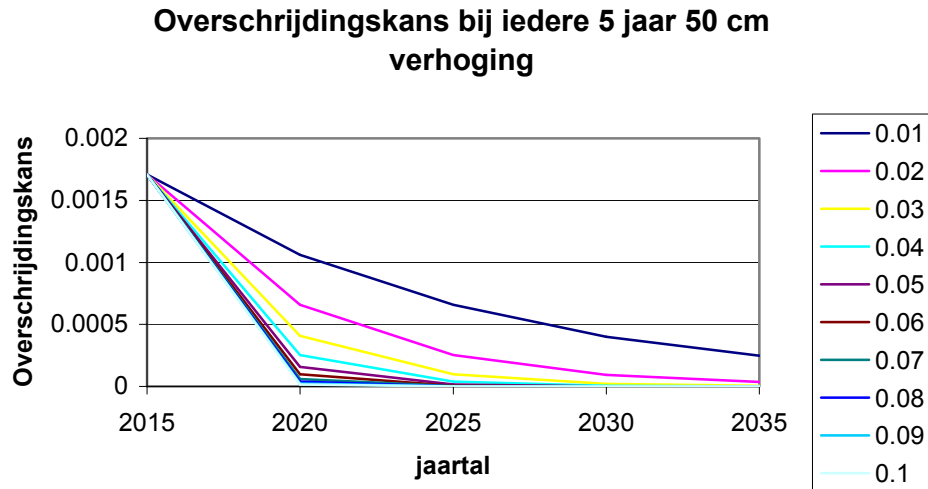
Eerst is de invloed van de werklijnparameter op de overschrijdingskans onderzocht. In Excel is de formule van de overschrijdingskans geïmplementeerd.



Figuur 5-6 De overschrijdingskans in de tijd bij verschillende werklijnparameters

Uit bovenstaande grafiek is af te lezen dat hoe groter de waarde van de werklijnparameter is, hoe sneller de overschrijdingskans (overstromingskans) stijgt in de tijd.

Verder blijkt uit onderstaande grafiek dat hoe groter de werklijnparameter, hoe meer effect een verhoging heeft op de overschrijdingskans.



Figuur 5-7 Invloed van dijkverhoging op de overschrijdingskans bij verschillende werklijnparameters

De bovenstaande grafieken lijken elkaar tegen te spreken. Maar bij een dijkverhoging is er sprake van een soort rangomkering. Bij een kleine werklijnparameter heeft een verandering in de afvoer nauwelijks een verandering in de waterstand tot gevolg. Dit houdt ook in dat een verhoging meer effect heeft als er sprake is van een grote werklijnparameter dan een kleine werklijnparameter. De mate waarin hangt ook af van de waarde voor het klimaatscenario.

In onderstaand kader wordt uitgelegd hoe de waarde van de werklijnparameter gewijzigd kan worden zodat hiermee berekeningen met het model gedaan kunnen worden.

De overstromingskans in 2001 wordt berekend via de werklijn. Ook de plaatselijke QH-relaties worden gebruikt.

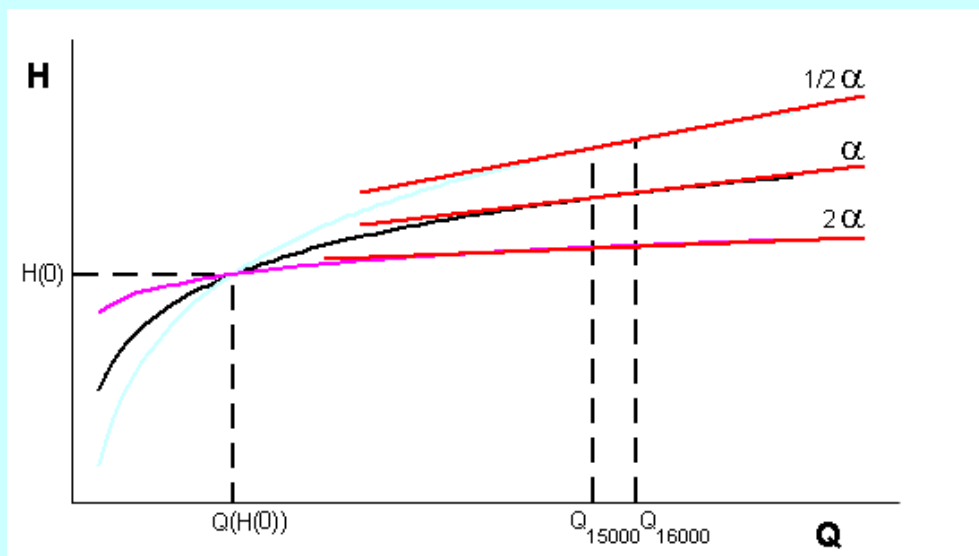
$$P_{2001} = e^{-\left(\frac{Q(H(0)) - Q_0}{Q_1}\right)}$$

Zoals ook in bijlage C.3 uitgelegd is, wordt de werklijnparameter bepaald via:

$$\alpha = \frac{16000 - 15000}{(H_{16000} - H_{15000}) \cdot Q_1}$$

Om een andere waarde voor α te krijgen kan de QH-relatie aangepast worden. Hierbij wordt de Q die hoort bij de begindijkhoogte in 2001 niet gewijzigd (bijvoorbeeld 16.35 m met een afvoer van 15000 bij dijkvak 43). De overschrijdingskans in 2001 blijft dan ook gelijk voor verschillende werklijnparameters. Dit zorgt ervoor dat de te verkrijgen resultaten beter vergelijkbaar zijn.

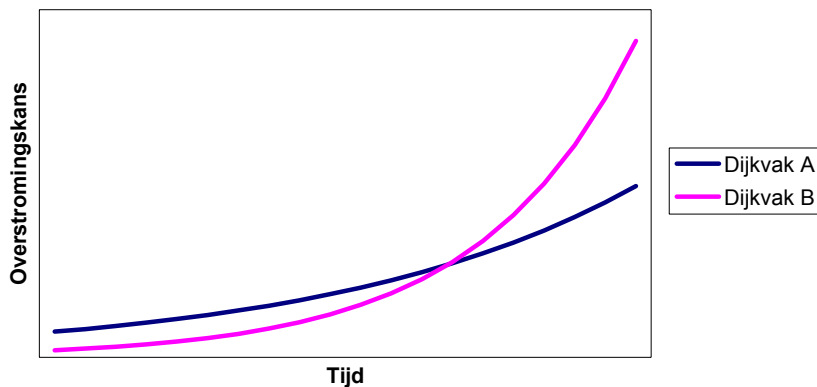
Onderstaande afbeelding verduidelijkt hoe de QH-relatie gewijzigd wordt en wat de bijbehorende werklijnparameter dan is.



Twee andere manieren om de werklijnparameter te wijzigen zijn:

- Wijzig de QH-relatie zodat de werklijnparameter verandert. Zorg ervoor dat de overschrijdingskans in 2001 gelijk blijft door een andere H(0) te kiezen.
- Wijzig de QH-relatie zodat de werklijnparameter verandert. Laat H(0) gelijk. Hierdoor zal de overschrijdingskans in 2001 ook wijzigen.

Als de parameterwaardes per dijkvak verschillen, kan het zo zijn dat de stijging van de overstromingskans van het laagste dijkvak in de tijd niet het grootst is. In onderstaande figuur is hiervan een voorbeeld gegeven. Dijkvak B heeft aan het begin de grootste overstromingskans, maar wordt op een gegeven moment gesneden door de lijn van dijkvak A. Vanaf dat moment is de overstromingskans het grootst bij dijkvak A.



Figuur 5-8 Stijging overstromingskans zonder dijkverhoging

De overstromingskans van een dijkkring wordt bepaald door het dijkvak met de grootste overstromingskans, dit is immers de zwakste schakel in het geheel. Dit geldt bij volledige afhankelijkheid. Voor ieder tijdstip moet dus bepaald worden welk vak de grootste overstromingskans heeft. Het ontwikkelde model uit het vorige hoofdstuk voorziet hierin.

PC-Ring

Verwacht zou worden dat de faalkans van het zwakste vak bij het faalmechanisme Overloop/Overslag (zie Tabel 5-3) ongeveer gelijk is aan 1/585 uit Tabel 4-3. Dit is niet het geval omdat bij laatstgenoemde faalkans slechts gebruik gemaakt is van één lokatie met bijbehorende QH-relatie, terwijl in PC-Ring met interpolatie tussen de QH-relaties gewerkt wordt (zie kader in paragraaf 5.1.1).

Dijkkring 43 heeft volgens de berekeningen met PC-Ring gemiddeld één keer in de 105 jaar een overstroming. Vergelijken met de overschrijdingskans (dus overloop/overslag) uit tabel 0-3 en de overschrijdingskansen (2001 en 2015 voor verhoging) van Tabel 4-3 is deze kans een stuk groter. Het maatgevende faalmechanisme voor dijkkring 43 is op dit moment Opbarsten/Piping. Hierbij geldt dat net zoals bij opdeling in dijkvakken, de dijkkring zo sterk is als zijn zwakste schakel.

Overschrijdingskans versus overstromingskans

De politieke keuze voor de in ons land geldende overschrijdingskansen is in de vijftiger jaren gemaakt op advies van de Deltacommissie. De tot nu toe genoemde overstromingskansen zijn eigenlijk overschrijdingskansen.

Een overschrijdingskans is een maat voor een hoogwaterstand die een dijkkring veilig moet kunnen keren. In de praktijk wordt de dijkhoogte bepaald door middel van de overschrijdingskansen. Hierbij wordt dan bij het dijkontwerp wel rekening gehouden met andere faalmechanismen, door gebruik te maken van een op de praktijk gebaseerde marge.

Overschrijdingsfrequenties zeggen onvoldoende over de kans op overstroming:

- de waterkering kan ook falen bij lagere waterstanden
- de waterkering wordt geacht de ontwerpwaterstand veilig te kunnen keren

Een iets hogere waterstand betekent nog niet onmiddellijk instabiliteit en leidt niet direct tot falen/bezweken. Dit omdat er bovenop de kruinhoogte vaak ook een waakhoogte is.

In het model van Eigenraam wordt alleen rekening gehouden met het faalmechanisme overloop. Het is natuurlijk beter om gelijkwaardig rekening te houden met verschillende typen faalwijzen (paragraaf 2.2.1). Water loopt immers niet alleen over de dijk, de dijk kan ook bezwijken door een slappe ondergrond of omdat er water door de dijk heensijpelt. Zelfs het niet sluiten van een sluis kan voor een overstroming zorgen.

Een overstromingskans is de kans dat een gebied overstroomt door het bezwijken van één of meer waterkeringen rondom het gebied. Voor een dijkring geldt dat de keten zo sterk is als z'n zwakste schakel. De overstromingskans van een dijkring moet dus gezien worden als de optelsom van alle kansen op falen van de onderdelen van de dijkring, waarbij de zwakste schakel de grootste invloed heeft. Hoe groter de lengte van een dijkring, hoe meer elementen de dijkring bevat, hoe groter de faalkans van de dijkring.

De berekende overstromingskans blijft een benadering. Hierbij zijn verschillende soorten onzekerheden van belang (TAW, 2000).

- Model onzekerheden
 - Een rekenmodel is een *benadering* van de werkelijkheid
 - Meetfouten
- Statistische onzekerheden
 - Gebrek aan meetgegevens, daardoor extrapoleren (parameters onzeker)
 - Verdelingstype onzeker
- Natuurlijke onzekerheden
 - Ontwikkelingen (stroomgebied) in de toekomst
 - Klimaatontwikkelingen
 - Bodemontwikkelingen
- Reken onnauwkeurigheid
 - Afrondingsfout

Hieruit valt te concluderen dat het belangrijk is om te beschikken over voldoende en betrouwbare meetgegevens, en kennis te ontwikkelen zodat de onzekerheden verkleind kunnen worden.

5.2 Model

In deze paragraaf wordt een verbetering in het model van 4.2.1 gepresenteerd.

5.2.1 Wiskundig model

We zijn geïnteresseerd in de vraag wat de overstromingskans is van een gebied bij een bepaalde dijkhoogte h . De vraag kan daarom worden vertaald in: als X een willekeurige maximum waterdoorvoer is, wat is dan voor een bepaald getal h $P(X \geq h) = 1/T$. Omdat de maximale waterdoorvoeren gemeten zijn in verschillende jaren, en de afvoer in de Rijn vooral afhangt van het weer in Duitsland en Zwitserland, kunnen deze waarden opgevat worden als onafhankelijke en identiek verdeelde realisaties. Helaas zijn er weinig meetwaarden van extreme afvoeren beschikbaar, en moet er dus ver geëxtrapoleerd worden.

Aan de data kan een extreme-waardenverdeling gefit worden. Extreme-waardenverdelingen worden vaak gebruikt voor de modellering van grootheden X die kunnen worden opgevat als geselecteerde maximale waarden uit een gegevensset. Vanwege de interpretatie dat X een maximum waterdoorvoer is in een periode, lijkt zo'n verdeling een redelijke aanname (Vaart van der, 2003).

De drie hoofdtypen (asymptotische) extreme waarden verdelingen zijn (Johnson et al., 1995):

- Gumbel (Type I) $F(X) = e^{-e^{-\frac{X-\varepsilon}{u}}}$
- Fréchet (Type II) $F(X) = e^{-\left(\frac{X-\varepsilon}{u}\right)^{-k}} \quad X \geq \varepsilon$
- Weibull (Type III) $F(X) = e^{-\left(\frac{\varepsilon-X}{u}\right)^k} \quad X \leq \varepsilon$

In onderstaand kader wordt vanuit de bestaande relaties tussen de afvoer en de herhalingstijd, en de afvoer en de waterhoogte, een verdeling afgeleid voor de overschrijdingskans.

Neem $H = g(Q) = a \ln(Q) + b$ en $Q = f(T) = Q_1 \ln(T) + Q_0$
 Dan is $H = g(f(T))$
 Dit geeft

$$H = a \ln(Q_1 \ln(T) + Q_0) + b \Leftrightarrow \frac{H-b}{a} = \ln(Q_1 \ln(T) + Q_0) \Leftrightarrow e^{\frac{H-b}{a}} = Q_1 \ln(T) + Q_0$$

$$\Leftrightarrow \frac{e^{\frac{H-b}{a}} - Q_0}{Q_1} = \ln(T) \Leftrightarrow e^{\frac{H-b}{Q_1}} = T \Leftrightarrow e^{-\frac{H-b}{Q_1}} = \frac{1}{T}$$

Voor $Q_0 = 0$ en $Q_1 = 1$ komt de gevonden kansverdeling overeen met de Gumbelverdeling.

De overstromingskans per jaar van een dijkring op tijdstip t volgt dus uit:

$$P(t) = e^{-\frac{e^{\frac{(H+u-\eta t)-b}{a}} - Q_0}{Q_1}}$$

Waarin: $P(t)$	overstromingskans als functie van de tijd	1/jaar
H	dijkhoogte voor verhoging	mNAP
u	dijkverhoging	m
η	structurele stijging relatieve waterstand	m/jaar
a, b	parameters QH-relatie	m
Q_0, Q_1	parameters werklijn	m ³ /s

Bovenstaande kansverdeling komt niet overeen met de overschrijdingsfunctie die van Dantzig en Eijgenraam gebruiken (zie paragraaf 5.1.2).

5.2.2 Extern programma: PC-Ring

In de methode van Eijgenraam wordt gebruikt gemaakt van de werklijn (te Lobith) om de overstromingskans te berekenen. Uit PC-Ring kunnen gegevens gehaald worden die gebruikt kunnen worden om de overstromingskans te bepalen.

PC-Ring, een programma ontwikkeld door TNO, is een probabilistisch model dat de overstromingskansen voor verschillende dijken in Nederland berekent. Het programma berekent de inundatiekans van een dijkkring voor een combinatie van mechanismen. De berekening wordt uitgevoerd per vak en per faalmechanisme. Vervolgens worden de kansen gecombineerd tot een overstromingskans voor de dijkkring. Hierbij wordt rekening gehouden met de correlatie tussen de faalmechanismen.

Dit houdt dus ook in dat uit PC-Ring voor verschillende dijkhoogtes de overschrijdingskans kan berekenen. De overschrijdingskans uit PC-Ring heeft als voordeel dat op vakniveau gegevens beschikbaar zijn.

Het programma PC-Ring kan gebruikt worden om de overschrijdingskans te bepalen, maar ook om de overstromingskans te vinden. De kansen zijn zowel op dijkkringniveau als op vakniveau te destilleren.

Overschrijdingskans

Er zijn twee aanpakken mogelijk voor het gebruik van de overschrijdingskans uit PC-Ring. De eerste is dat de waarde bij het huidige dijkniveau uit PC-Ring gebruikt wordt voor $P(0)$. De overschrijdingskans is dan wederom gelijk aan:

$$P(t) = P_{PC-Ring}(0) \cdot e^{\alpha t} \cdot e^{-\alpha(H(t)-H(0))}$$

De tweede mogelijke aanpak is dat uit PC-Ring een reeks met kansen voor verschillende dijkhoogtes (bijvoorbeeld per 25cm) gehaald wordt. Door interpolatie of extrapolatie kan de overschrijdingskans, bij een bepaalde dijkhoogte, uit deze tabel verkregen worden. Ook kan een fit door de reeks gelegd worden (zie paragraaf 5.1.1). In deze aanpak is het tijdselement meegenomen. De overschrijdingskans is gelijk aan:

$$P(t) = P(\text{begin dijkhoogte} + \text{dijkverhogingen} - \text{waterstijging}) = P(H(t) - \eta t) = a e^{b(H(t) - \eta t)}$$

Waarin: a, b parameters fit overschrijdingskans uit PC-Ring..... --

Overstromingskans

De overstromingskans kan op dezelfde wijze aangepakt worden als de overschrijdingskans. De gevonden faalkans uit PC-Ring kan gebruikt worden voor $P(0)$. Hierbij moeten wel aannames over de verandering in tijd genomen worden over de faalmechanismen. Zoals bijvoorbeeld voor de sterkte van de bekleding:

$$P(t) = P(\text{begin dikte} + \text{verdikkingen} - \text{verslechtering}) = P(D(t) - \rho t)$$

Waarin: ρ scenario bekledingm/jaar

Door het gebruik van meerdere faalmechanismen is het zelfs mogelijk om het model het uit te breiden met het optimaliseren van de dijkversterkingen. En dus ook om een afweging te maken tussen de verschillende maatregelen.

5.3 Case Study

Voor de casestudy is wederom gebruikt gemaakt van gegevens van dijkkring 43. Als investeringsfunctie is de functie voor dijkkring 43, genoemd in CPB-rapport, gebruikt (zie ook voetnoot 10). DijkLijn 1.0 is gebruikt voor dit onderzoek.

In de casestudy zijn drie vragen nader onderzocht:

- Welke invloed hebben verschillende werklijnparameters voor dijkvakken op het optimale investeringspatroon?
- Welk gevolg heeft de kansverdeling die ten grondslag ligt aan de overschrijdingskans?
- Is de overstap van overschrijdingskans naar overstromingskans zinvol?

5.3.1 Werklijnparameter

Om te kunnen onderzoeken wat de invloed is van de werklijnparameter op de overstromingskans en het optimale investeringspatroon, is gebruik gemaakt van de implementatie van het in paragraaf 4.2.1 genoemde model. Dit model kan verschillende dijkvakken aan, en dus ook een verschillende werklijnparameter voor ieder vak.

Als aangenomen wordt dat de dijkvakken een gelijke werklijnparameter hebben, kan eenvoudig de invloed van de werklijnparameter op het optimale patroon bekeken worden. In onderstaande tabel staan voor verschillende waarden van de werklijnparameter de resultaten.

Werklijnparameter	Optimale jaar voor eerste investering	Hoogte van eerste verhoging	Periode tussen herhalingsverhoging	Hoogte herhalingsverhoging	Totale kosten investering en schade
	jaren	cm	jaren	cm	mIn euro
0.0205	2018	80	63	81	1610
0.0253 (default)	2015	75	64	73	1470
0.0362	2015	70	66	63	1240

Tabel 5-5 Optimale investeringspatroon bij drie verschillende werklijnparameters

Bij het bepalen van het optimale investeringspatroon wordt een afweging gemaakt tussen de kosten van de investering en de vermindering van de kans (en schade) bij een overstroming. Uit bovenstaande tabel kan geconcludeerd worden dat voor een grotere werklijnparameter:

- de eerste investering eerder plaatsvindt
- de eerste verhoging kleiner is
- de herhalingsstijd groter is, maar de herhalingsverhoging kleiner is

Zoals eerder genoemd heeft een verhoging meer invloed op de overstromingskans als de werklijnparameter groter is. Hierdoor heeft een verhoging meer effect. Voor grotere werklijnparameters is dus de benodigde verhoging kleiner.

Verder valt op dat de totale kosten dalen als de werklijnparameter een grotere waarde heeft. De logica hierachter is niet gelijk in te zien. Als de werklijnparameter groter is, dan neemt de

overstromingskans sneller toe en is de overstromingskans in het zichtjaar ook groter. Maar een verhoging bij een grotere werklijnparameter zorgt ook voor een grotere daling van de overstromingskans. In onderstaand kader wordt dit met een getallen voorbeeld verduidelijkt.

Volgens Eijgenraam is de overstromingskans:

$$P(t) = P(0) \cdot e^{\alpha \eta t} \cdot e^{-\alpha H(t)}$$

We laten nu $P(0)$ buiten beschouwing en nemen aan dat er eens in de 65 jaar een verhoging plaatsvindt ter grootte van 75 cm. Het gebruikte klimaatscenario is 0.45 cm stijging van het waterniveau per jaar. Dit resulteert:

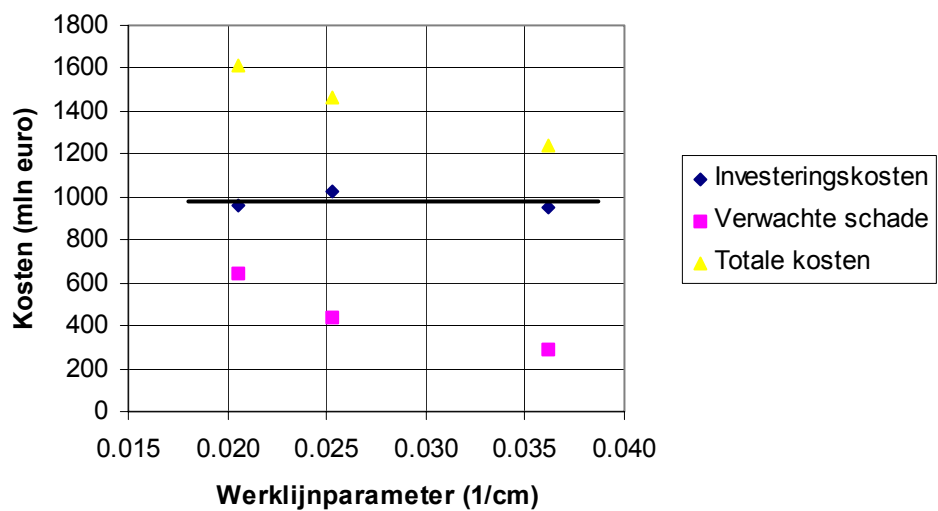
$$\eta t = 0.45 \times 65 = 29.25 \quad \text{en} \quad H(t) = 75$$

Verder invullen in $P(t)$ levert:

$$e^{29.25\alpha} e^{-75\alpha} = e^{29.25\alpha - 75\alpha} = e^{\alpha(29.25 - 75)} = e^{-45.75\alpha}$$

De waarde van het exponent van een negatief getal ligt tussen 0 en 1 in. Oftewel, de overstromingskans wordt kleiner naarmate α groter is.

In onderstaande grafiek staan voor de verschillende werklijnparameters de contante waarde van de kosten voor investeringen en voor de verwachte schade, evenals de resulterende totale kosten. Hierin is te zien dat de verwachte schade afneemt naarmate de werklijnparameter groter wordt en dat de investeringskosten nagenoeg gelijk blijven bij een optimale investeringsstrategie.



Figuur 5-9 Kosten bij het optimale investeringspatroon voor verschillende werklijnparameters

Als voor vakken in een dijkkring verschillende waarden voor de werklijnparameter genomen worden levert dit onderstaand resultaat op.

Study	Dijkvak	Werklijn- parameter	Optimale jaar voor eerste investering	Hoogte van eerste verhoging	Periode tussen herhalings- verhoging	Hoogte herhalings- verhoging	Kosten
			jaren	cm	jaren	jaren	mIn euro
1	W	0.0205	2015	87	60	78	1480
	NR	0.0362	2015	59	60	55	
2	W	0.0362	2015	61	61	57	1440
	NR	0.0205	2015	91	61	79	
3	W	0.0253	2015	71	62	70	1540
	NR	0.0205	2015	83	62	80	
4	W	0.0205	2015	81	62	79	1560
	NR	0.0253	2015	70	62	70	
5	W	0.0362	2015	64	62	58	1380
	NR	0.0253	2015	81	62	71	
6	W	0.0253	2015	84	63	72	1360
	NR	0.0362	2015	65	63	59	

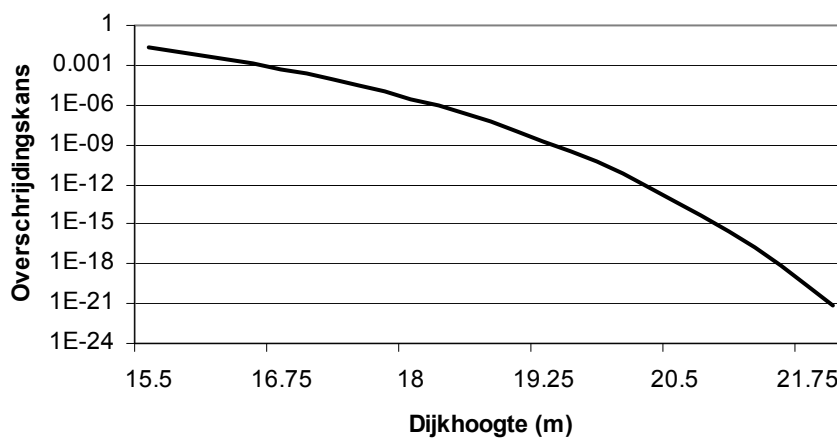
Tabel 5-6 Optimale investeringspatroon bij dijkvakken met verschillende werkljnparameters

Uit bovenstaande blijkt direct dat het optimaal blijft om de vakken in een dijkkring op hetzelfde moment te verhogen. Hierbij valt op dat de hoeveelheid verhoging voor de dijkvakken niet gelijk is.

Beide tabellen met resultaten laten ook zien dat hoe kleiner de werkljnparameter is, hoe hoger de totale kosten zijn. Dit wordt veroorzaakt door de verhouding tussen de schade en investeringskosten. Dus bij een grotere werkljnparameter heeft een investering een groter (positief) effect op de schadekosten (dan bij een kleine werkljnparameter).

5.3.2 Afvoerdeling

In onderstaande grafiek staan voor verschillende dijkhoogtes de gevonden overschrijdingskansen voor dijkkring 43.



Figuur 5-10 Logaritmisch uitgezette overschrijdingskans van dijkkring 43 volgens de gevonden formule bij verschillende dijkhoogtes

De gevonden verdeling in het kader in paragraaf 5.2.1 wordt ook door Eijgenraam gebruikt, voor het bepalen van de waarde van de overstromingskans in het startjaar 2001. Voor de QH relatie maakt hij gebruik van de gegevens van de vorm van Tabel 5-1 en lineaire interpolatie. De verandering van de overstromingskans modelleert Eijgenraam met een lineaire (horizontale) verschuiving:

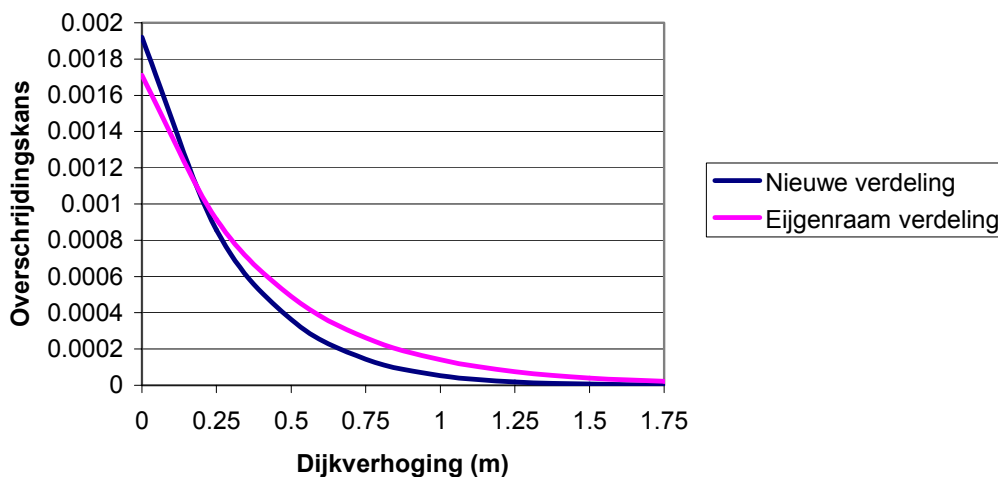
$$P(t) = P_{2001} \cdot e^{-\alpha(H+u)} \cdot e^{a\eta t}$$

In paragraaf 5.2 is gebleken dat dit een onjuiste aanname is. De correcte vergelijking moet zijn:

$$P(t) = e^{-\frac{(H+u-\eta t)-b}{a} - Q_0} \cdot Q_1$$

Hierin wordt de daling van de dijkhoogte (of stijging van het waterniveau) van een klimaatscenario meegenomen.

In onderstaande grafiek worden voor dijkkring 43 de verschillen tussen deze twee benaderingen grafisch weergegeven.



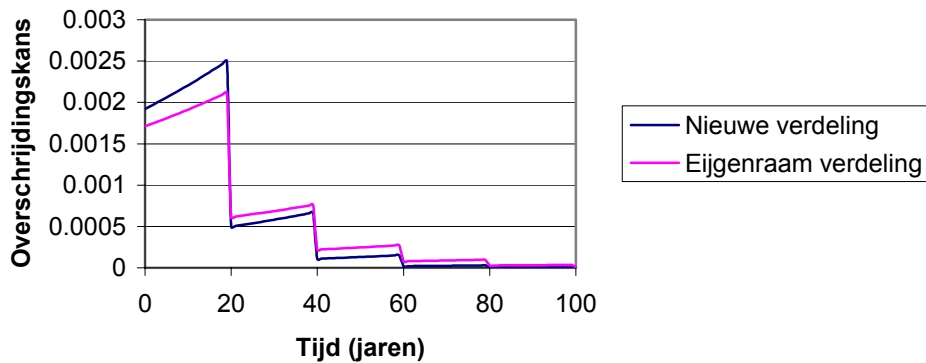
Figuur 5-11 Invloed van dijkverhoging op beide verdelingen, uitgaande van de fit uit Figuur 5-1 voor dijkkring 43

Hieruit blijkt dat de twee kansverdelingen niet exact gelijk zijn¹³. Voor de gevonden nieuwe verdeling heeft een verhoging (>25 cm) iets meer invloed op de overstromingskans.

Figuur 5-12 geeft een indruk van de invloed van een dijkverhoging op de overstromingskans bij zowel de exponentiële verdeling van Eijgenraam, als de nieuwe verdeling.

¹³ Wat natuurlijk te verwachten was. De beide kansverdelingen zijn niet in elkaar om te schrijven.

Overschrijdingskans bij iedere 20 jaar 50 cm verhoging

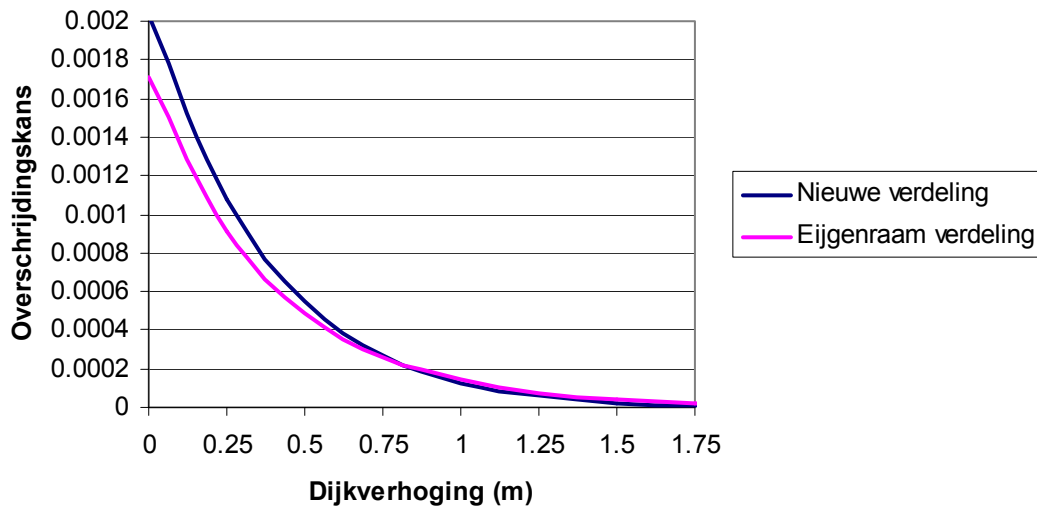


Figuur 5-12 Invloed van dijkverhoging op de overschrijdingskans bij verschillende verdelingen

In het voorgaande is gebruik gemaakt van de fit op de gehele set aan beschikbare gegevens van de QH relaties (Q in de range van 750 tot 20000 m³/s). De gebruikte werklijn is toepasbaar voor een herhalingstijd groter dan 25 jaar. De afvoer die hierbij hoort is ongeveer 11000 m³/s. De fit door de QH gegevens vanaf deze afvoer is:

$$H = 4.5467 \ln(Q) - 27.301$$

Dit geeft het volgende beeld voor de overschrijdingskans bij verschillende dijkverhogingen. Zie ook ter vergelijking Figuur 5-11.



Figuur 5-13 Invloed van dijkverhoging op beide verdelingen, uitgaande van de fit $H=4.5467 \ln(Q) - 27.301$ voor dijkkring 43

Alhoewel de gebruikte functies voor het berekenen van de overstromingskans niet exact overeenkomen, blijkt uit bovenstaande grafieken dat de gebruikte formule van Eijgenraam een goede benadering is.

Het model in paragraaf 4.2.1 kan nu aangepast worden door voor de overstromingskans de gevonden formule (zie kader op pagina 50) te gebruiken. Deze functie is in DijkLijn 1.0 geïmplementeerd. Dit levert de volgende resultaten:

Fit	Optimale jaar voor eerste investering	Hoogte van eerste verhoging	Periode tussen herhalingsverhoging	Hoogte herhalingsverhoging	Totale kosten investering en schade
	jaren	cm	jaren	cm	mln euro
1	2015	77	65	62	1310
2	2015	83	64	70	1500
Eijgenraam	2015	75	64	73	1470

Tabel 5-7 Optimale investeringspatroon bij dijkring 43 met verschillende fits.

Fit 1: $a=3.6225$, $b=-18.446$

Fit 2: $a=4.5467$, $b=-27.301$

Tussen de drie optimale investeringsstrategieën zitten geen opvallende verschillen. De antwoorden hebben dezelfde orde van grootte. De totale kosten van het optimale investeringspatroon bij fit nummer 2 liggen dicht in de buurt van de totale kosten bij gebruik van de overschrijdingskans van Eijgenraam.

De bijbehorende overstromingskansen staan in onderstaande tabel.

Fit	Wettelijke norm	Feitelijk in 2001	Feitelijk in 2015	Direct na investeren in 2015
	-	-	-	-
1	1/1250	1/520	1/430	1/5815
2	1/1250	1/490	1/420	1/3840
Eijgenraam	1/1250	1/585	1/500	1/3360

Tabel 5-8 Jaarlijkse overstromingskansen van dijkring 43 bij verschillende fits.

Ook hieruit blijkt dat verschillende functies voor de overstromingskans tot verschillende optimale investeringspatronen leiden. De totale kosten en het optimale patroon zijn erg gevoelig voor de waarde van de overstromingskans.

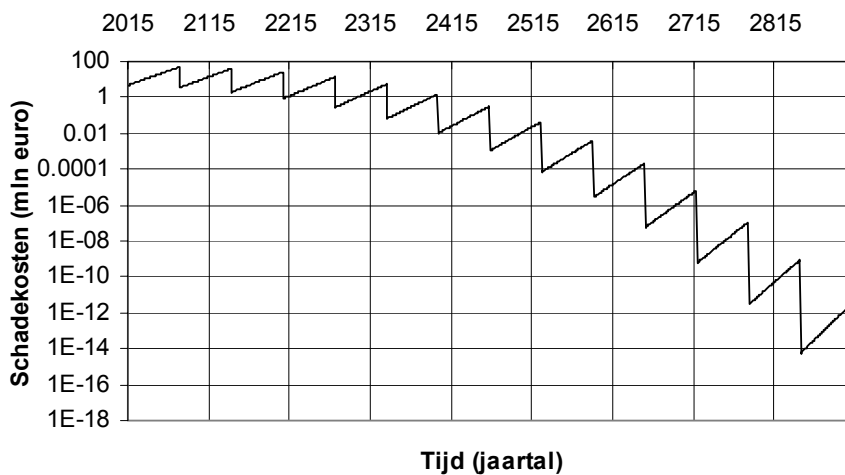
De volgende tabel laat de opdeling van de totale kosten in schadekosten en investeringskosten bij de optimale investeringspatronen zien.

Fit	Schadekosten	Investeringskosten	Totale kosten
	mln euro	mln euro	mln euro
1	298	1017	1310
2	406	1096	1500
Eijgenraam	443	1023	1470

Tabel 5-9 Schade en investeringskosten bij beide fits en ter vergelijking de kosten als gebruik gemaakt wordt van de werkljnparameter 0.025.

Voor grote afvoeren (fit 2) komt het optimale investeringspatroon en de totale kosten hiervan vrijwel overeen met de gevonden resultaten wanneer de berekeningswijzen van de overstromingskans van Eijgenraam gebruikt wordt.

Wat verder opvalt is de ontwikkeling van de verwachte schade.



Figuur 5-14 Verwachte schade in de tijd logaritmisch uitgezet

Deze is van geheel andere vorm dan de in paragraaf 4.3.3 weergegeven verwachte schade in de tijd. De verwachte schadekosten dalen over een langere periode door dijkverhoging. Dit wordt veroorzaakt doordat een dijkverhoging meer positieve invloed heeft op de overstromingskans, dan een negatieve invloed op de overstromingschade.

5.3.3 PC-Ring

Dijkvak 6001-RO3 uit PC-Ring is genomen om een vergelijking te kunnen maken met eerdere resultaten. Gebruik is gemaakt van de investeringsfunctie van Eijgenraam. Dit levert het volgende optimale investeringspatroon:

Dijkring	Optimale jaar voor eerste investering	Hoogte van eerste verhoging	Periode tussen eerste en tweede verhoging	Hoogte tweede verhoging	Periode tussen tweede en derde verhoging	Hoogte derde verhoging	Totale kosten investering en schade
	jaartal	cm	jaren	cm	jaren	cm	mln euro
43	2015	74	65	57	65	57	1230

Tabel 5-10 Optimale investeringspatroon bij dijkverhoging van dijkvak 6001-RO3 in dijkkring 43 met zichtjaar 2005

Bovenstaande optimale investeringspatroon komt behoorlijk overeen met eerder gevonden investeringsstrategieën. De bijbehorende overschrijdingskansen zijn:

Dijkring	Wettelijke norm	Feitelijk in 2005	Feitelijk in 2015	Direct na investeren in 2015
43	1/1250	1/440	1/250	1/7970

Tabel 5-11 Jaarlijkse overschrijdingskansen van dijkkring 43

Voor de andere faalmechanismen is geen berekening gemaakt. Er zijn geen investeringsgegevens beschikbaar.

5.4 Conclusies

Uit de analyse van de beschikbare data kan het volgende geconcludeerd worden:

- De extrapolatie naar extreme afvoeren geeft voor de werklijn onzekerheid. De onbetrouwbaarheid wordt veroorzaakt door een tekort aan beschikbare meetwaarden bij vooral hoge afvoeren. (bijlage C.3)
- Hoe groter de werklijnparameter, hoe sneller de overschrijdingskans in de tijd toeneemt. Wel heeft een verhoging meer effect bij een grote werklijnparameter. Uit het onderzoek is gebleken dat het zinvol is om een dijkring op te delen in dijkvakken als de werklijnparameter verschillend is per vak. DijkLijn 1.0 heeft hiervoor geen aanpassing.
- Berekeningen met de overstromingskans in plaats van de overschrijdingskans zullen een beter beeld geven op de kans op overstromen van een dijkringgebied. Om dit uitvoerbaar te maken zal nog veel onderzoek gedaan moeten worden.
- De verkregen overschrijdingskansen en overstromingskansen zijn een benadering waarbij veel soorten onzekerheden meespelen. (5.1)

Over de invloed van de werklijnparameter op het optimale investeringspatroon is het volgende te concluderen (5.3):

- hoe kleiner de werklijnparameter, hoe later de eerste investering plaatsvindt;
- de herhalingstijd is bij een kleine werklijnparameter ook kleiner;
- de werklijnparameter heeft ook invloed op de contante waarde van de totale kosten; hoe groter de parameter, hoe lager de schadekosten zijn.

Het optimale patroon en de totale kosten zijn erg gevoelig voor de waarde van de werklijnparameter en de overstromingskans. Verschillende keuzes geven een behoorlijke variatie in de antwoorden.

Als vakken een verschillende werklijnparameter hebben, blijft het toch optimaal om tegelijk te investeren in de vakken in de dijkring. Op die momenten is de hoeveelheid dijkverhoging voor de vakken niet gelijk.

In dit onderzoeksdeel is een functie ontwikkeld voor de overschrijdingskans. Deze functie is verkregen via enkele fits op de beschikbare gegevens. De nieuwe functie is succesvol in het gerealiseerde programma DijkLijn 1.0 uit hoofdstuk 4 geïmplementeerd. (5.2)

De exponentiële overschrijdingsfunctie, die door Eijgenraam gebruikt is, komt qua vorm overeen met de gevonden nieuwe functie. (5.3.1) Een fit door de QH-relatie bij hogere afvoeren bevestigt dit nogmaals. (5.3.2)

Er zijn ook geen opvallende verschillen tussen het optimale investeringspatroon bij Eijgenraam en de zelf afgeleide functie. De exponentiële aanname voor de overstromingskans door Eijgenraam is dus een goede benadering. Wel moet gezegd worden dat gegeven de gegevens dit een niet consistente verdeling is voor de overschrijdingskans. De beide manieren om de overschrijdingskans te berekenen hebben een onbekende afwijking.

Ook met de nieuwe manier om de overschrijdingkans te bepalen is dijkring 43 niet voldoende veilig (zowel economisch als wettelijk) gebleken.

Doordat de gevonden vergelijking voor de overschrijdingskans een andere vorm heeft, geeft dit ook een ander patroon voor de verwachte schade in de tijd (zie Figuur 4-10 en Figuur 5-14). De verwachte schadekosten nemen in de tijd af in plaats van toe. Dit wordt veroorzaakt doordat

een verhoging een groter positief effect heeft op de overstromingskans, dan een negatief effect op de overstromingsschade.

Uit PC-Ring blijkt dat de faalkansen per dijkvak en per mechanisme erg verschillen. Er zijn duidelijk zwakke plekken aan te duiden, die verbeterd moeten worden. Een verbetering van deze zwakke plekken zal gelijk een verkleining van de overstromingskans voor de dijkkring tot gevolg hebben.

De faalkansen voor verschillende mechanismen uit PC-Ring zijn te benaderen met exponentiële verdelingen. (5.1.1)

In dit hoofdstuk is een wijziging in de berekening voor de overschrijdingskans ontwikkeld.

Verder is een mogelijke aanpak gegeven voor berekening van overstromingskansen. (5.2.2)

In Dijklijn 1.0 is de mogelijkheid ingebouwd om gebruik te maken van een exponentiële fit door de faalkansgegevens van het faalmechanisme Overloop/Overslag uit PC-Ring.

Discussie

Dit deelonderzoek roept ook gelijk enkele vragen op:

- Is de bepaling van de overstromingsschade door Eijgenraam een juiste benadering?
- Is een exponentiële aanname correct of is hier ook sprake van een andere verdeling?
- Is het gebruik van de overschrijdingskans als norm in de Wet op de Waterkering wel de juiste aanpak?

Zoals te zien in Figuur 5-12 wordt in een optimaal patroon de overstromingskans bij verhoging niet steeds op hetzelfde niveau gebracht, maar daalt in de tijd. Wellicht is het beter om het overstromingsrisico constant te houden in plaats van de overstromingskans, of een bepaald groeipatroon als norm te geven, of periodiek de norm te evalueren.

6 Systeemwerking

Dit hoofdstuk bevat een aanzet tot het derde deelonderzoek. In de eerste paragraaf worden de beschikbare gegevens over de systeemwerking en afvoergolven geanalyseerd. In paragraaf 6.2 wordt een verbeterd model ontwikkeld. Tenslotte worden in 6.3 enkele conclusies getrokken.

6.1 Analyse van beschikbare data

6.1.1 Beschikbare data

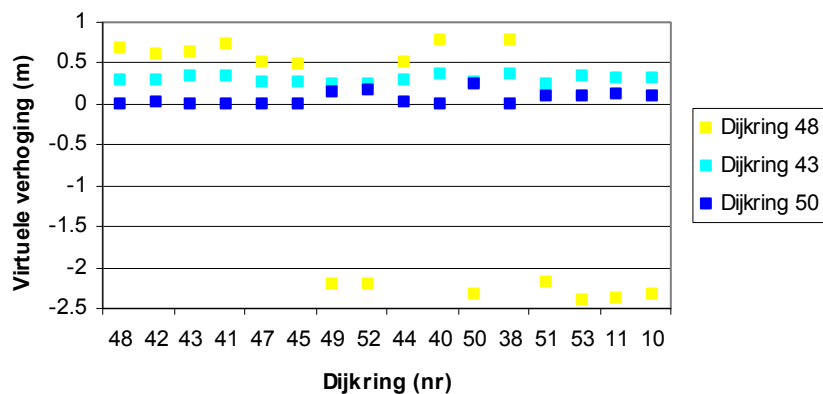
Systeemwerking

De gegevens over de waterstandverandering door een overstroming van één dijkkring zijn ontleend aan een memo van Rijkswaterstaat, RIZA (Schropp, 2003). Onderstaande tabel geeft een overzicht van enkele dijkringen in het Bovenrivierengebied bij een afvoer van 16000 m³/s. Deze gegevens moeten op de volgende wijze geïnterpreteerd worden: Stel dat dijkkring 43 overstroomt dan zal de waterstand bij dijkkring 44 met 0.29 meter afnemen. Dit houdt in dat de dijkhoogte virtueel met 29 cm toeneemt.

Doorbroken dijkkring nr	Belaste dijkkring								
	48	41	43	38	44	49	50	51	11
43	0.29	0.33	0.33	0.37	0.29	0.25	0.27	0.25	0.32
48	0.67	0.74	0.63	0.78	0.51	-2.21	-2.32	-2.19	-2.37
50	0	0	0	0	0.01	0.15	0.23	0.09	0.11

Tabel 6-1 Waterstandverandering in meters voor een aantal dijkkringgebieden bij een afvoer van 16000 m³/s

In onderstaande afbeelding worden deze gegevens nogmaals weergegeven.



Figuur 6-1 Virtuele verhoging voor dijkringen bij overstroming dijkkring 48, 43 of 50

Uit Figuur 6-1 en Tabel 6-1 blijkt dat een overstroming van dijkkring 50 nauwelijks effect heeft op de plaatselijke waterstand bij de andere dijkkringgebieden. Maar overstroomt dijkkringgebied 48, dan is er duidelijk sprake van een systeemwerkingseffect en een cascade-effect. In onderstaand kader worden deze twee begrippen nader verklaard.

Systeemwerking

Systeemwerking houdt in dat als een dijkkringgebied overstroomt, de andere dijkkringgebieden (die benedenstreams liggen) een lagere overschrijdingskans krijgen. Het geeft dus de invloed van een overstroming op andere dijkringen weer.

Als bijvoorbeeld dijkkring 48 overstroomt, dan daalt het waterniveau bij dijkkring 40 met 75 centimeter en dus neemt de overschrijdingskans van dijkkring 40 af.

Cascade-effect

Behalve een positief effect, heeft systeemwerking ook een negatief effect op de waterstand. Dit wordt veroorzaakt door het uitstromen van het water uit het overstroomde gebied in de rivier.

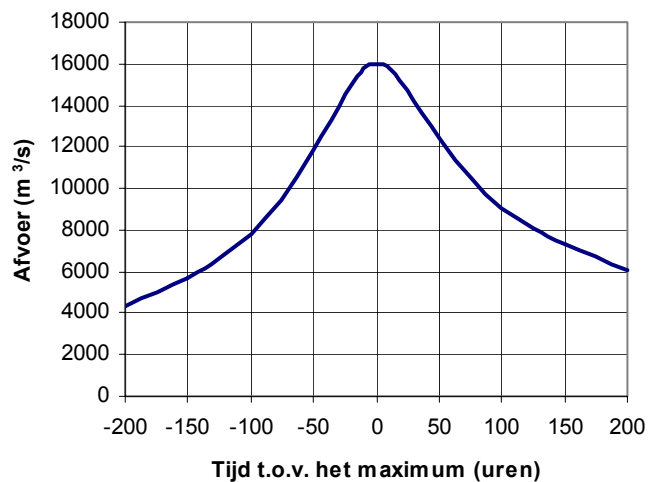
Als bijvoorbeeld dijkkring 48 overstroomt, dan stijgt het waterniveau bij dijkkring 11 met ongeveer 2.5 meter. De afvoer op de IJssel neemt toe, en de overschrijdingskans stijgt bij de omliggende dijkringen.

Afvoergolf

De maatgevende golfvorm wordt uit historische gegevens afgeleid. Dit resulteert in een gemiddelde afvoergolf. De vorm van de golf is van belang voor de waterstand en voor de afvoerverdeling.

De figuur hiernaast geeft een standaard afvoergolfvorm van de Rijn bij Lobith weer. De top van de golf ligt op 16000 m³/s.

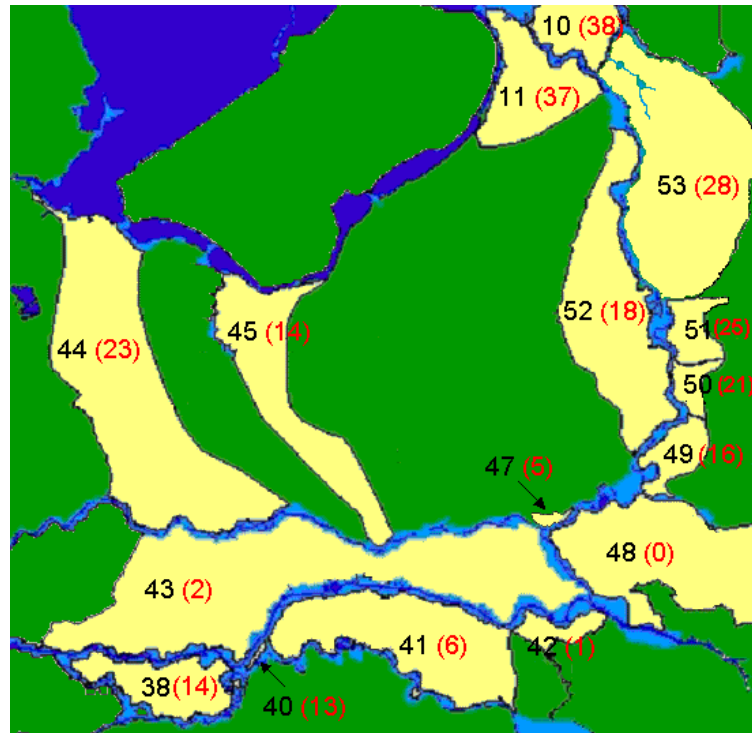
Standaard afvoerverloop Rijn bij Lobith



Een top in de afvoergolf is te vertalen in een top in de plaatselijke waterstanden¹⁴. Met het SOBEK-Rijntakkenmodel zijn voor een afvoergolf van 16000 m³/s de bijbehorende tijdstippen van de top bij de diverse dijkringen bepaald. De tijdstippen horen bij het meest bovenstroomse punt van de dijkkring. Bij dit punt wordt de kritieke waterstand als eerste overschreden en zal de dijk waarschijnlijk overstroomen.

¹⁴ Deze toppen bevinden zich niet exact op hetzelfde moment op een bepaalde locatie. De verschuiving heeft te maken met de stroomsnelheid.

Dijkkring	Tijdsduur
Nr	Uren
42	1
48	0
41	6
43	2
40	13
38	14
47	5
45	14
44	23
49	16
50	21
51	25
52	18
53	28
10	38
11	37



Figuur 6-2 Tijdsduur tussen top afvoergolf bij Lobith en bij dijkringen in Bovenrivierengebied

Uit bovenstaande blijkt dat de piekafvoer eerder bovenstrooms dan benedenstrooms plaatsvindt.

Gedurende 2 tot 4 dagen wordt het Maatgevend Hoog Water (MHW) bij extreem hoog water overschreden. Gemiddeld genomen 2.6 dagen (Geerse, 2002).

De top van een golf is zo breed dat meerdere dijkvakken (zeker bij kleine lengtes langs de rivier) tegelijk met hoogwaterstanden te maken hebben. Maar het is zeker niet zo dat alle dijkringen op hetzelfde moment met de afvoergolf te maken hebben.

Bij het MHW hoort voor 2015 een afvoergolf van 16000 m³/s. De dijkringen moeten een afvoer tot 16000 m³/s kunnen weerstaan. De dijken zijn in 2001 zo ontworpen dat ze een afvoer van 15000 m³/s kunnen keren.

6.1.2 Systemwerking functies

Door HKV is in het programma EOD¹⁵ systemwerking opgenomen, maar hierbij zijn enkele zeer forse aannames gemaakt:

- De piek van de afvoergolf bereikt alle dijkringen op hetzelfde moment
- De dijkkring met het laagste veiligheidsniveau faalt het eerst

De eerste aanname geeft aan dat het tijdseffect in de afvoergolf buiten beschouwing wordt gelaten. De tweede aanname zegt dat de dijkkring met de grootste overstromingskans (laagste veiligheidsniveau) als eerste overstroomt.

Verder wordt aangenomen dat als twee dijkringen hetzelfde veiligheidsniveau hebben, de meest bovenstroomse als eerste faalt.

¹⁵ EOD (Economische Optimalisatie Dijkringen) is een rekeninstrument voor de systemwerking dat in opdracht van het CPB door HKV wordt gerealiseerd.

Vanwege de lastige iteratieve rekenwijze van de systeemwerking wordt door HKV een beperkte optimalisatie uitgevoerd:

- Het tijdstip van de eerste verhoging wordt voor alle dijkringen hetzelfde genomen
- De tijd tussen twee verhogingen wordt ook gelijk genomen voor alle dijkringen.

De hoeveelheden van de dijkverhoging zijn voor iedere dijkkring wel verschillend.

Door Schropp (2003) zijn enkele berekeningen gemaakt waarbij meerdere dijkringen overstromen. Hieruit blijkt dat het lineair optellen van de waterveranderingen niet correct is. Hij zegt:

"Kennelijk is er een mechanisme aan het werk dat ervoor zorgt dat het effect van een doorbraak op de waterstanden gedempt wordt als een aantal dijkringen min of meer gelijktijdig doorbreekt."

De afwijkingen liggen in de orde van decimeters.

De voorgestelde oplossing door Schropp is een reductiefactor toe te passen op de waterstandveranderingen bij dijkdoorbraak. Deze factor is een functie van het aantal dijkdoorbraken:

$$\varphi = 1,00 \cdot e^{-0,1544 \cdot (n-1)}$$

Waarin: φ opslagfactor --
 n aantal overstroomde dijkringen --

6.1.3 Analyse

In de voorgaande paragraaf is aangegeven dat door HKV (in opdracht van het CPB) enkele aannames gemaakt zijn. Eén van deze aannames is dat de top van de afvoergolf bij alle dijkringen op hetzelfde moment aankomt. Maar uit Figuur 6-2 blijkt dat er een tijdsduur van wel 37 uur voor het bereiken van de top bij een dijkkring mogelijk is.

De dijkkring met de grootste overstromingskans (het laagste veiligheidsniveau) overstroomt niet als eerste. De afvoergolf komt bovenstrooms aan, en zal naar benedenstrooms afzakken. De piekafvoer treedt benedenstrooms op een later tijdstip op dan bovenstrooms. Door deze tijdvertraging hoeft de dijkkring met het laagste (onveilige) veiligheidsniveau niet altijd te falen. Dit komt doordat bij een bovenstrooms gelegen dijkkring met een hoger veiligheidsniveau (maar niet voldoende veilig) de piekafvoer eerder optreedt en daardoor deze dijkkring faalt. Door de systeemwerking kan de onveilige benedenstrooms gelegen dijkkring ineens veilig geworden zijn. Een faalvolgorde voor de dijkringen afhankelijk van de aankomsttijd van de top van de golf zou dit probleem kunnen opvangen.

In de vorige onderzoeksrichtingen is een model ontwikkeld dat een op verschillende momenten verhogen van dijkringen toelaat. De beperkende aanname dat de tijdstippen voor verhogen gelijk worden verondersteld, komt hiermee te vervallen. Zowel de dijkringen als de dijkvakken mogen op verschillende tijdstippen verhoogd worden.

Enkele aspecten die wel van belang zijn, maar lastig in het model in te passen zijn, worden nu genoemd. Een diepgaander onderzoek zou inpassing van deze aspecten in het model mogelijk kunnen maken.

- Aangenomen wordt dat één afvoergolf meerdere dijkringen kan laten overstromen. Dit heeft als gevolg dat de waterstandverandering door falen van een dijkkring herhaaldelijk

toegepast wordt. In de berekening wordt dus het falen van meerdere dijkringen meegenomen. Maar de gebruikte data van Schropp (2003) heeft alleen betrekking op de overstroming van slechts één dijkkring.

- Door de breedte van de afvoergolf hoeft het niet zo te zijn dat het falen van een dijkkring aan het begin van een bedreigende situatie plaatsvindt. Door andere faalmechanismen is er een kans dat de helft van de watergolf al voorbij een ring is voordat deze faalt. Hierdoor zal de watergolf benedenstrooms ook schade aan kunnen richten. De systeemwerkingsreductie is dan niet volledig.
- De in paragraaf 6.1.1 weergegeven maatgevende afvoergolf is afgeleid uit gemeten afvoergolven. Net als voor de hoogte van de maatgevende afvoer staat de uiterst korte meetreeks vanaf 1901 ter beschikking. Rond de vorm van de golf bestaat onzekerheid. Een methode van Klopstra en Duits (1999) is gebaseerd op het opschalen van opgetreden hoogwatergolven naar het niveau van de maatgevende afvoer. Deze methode levert een bredere gemiddelde golfvorm.
- Van dijken die een scheiding vormen tussen twee dijkringen (zoals de diefdijk tussen dijkkring 43 en dijkkring 16) wordt aangenomen dat deze hoog genoeg te zijn om niet te overstromen.

6.2 Model

De waterstandsverandering door de doorbraak van een dijkkring wordt geïnterpreteerd als extra kruinhoogte. De overstromingskans wijzigt in:

$$P(t) = P(0) \cdot e^{\alpha t} \cdot e^{-\alpha(H(t)-H(0))} \cdot e^{-\alpha y}$$

Waarin: y virtuele verhoging (verlaging) door systeemwerking (cascade-effect)cm

Bij de dijkverhogingronde in 2001 zijn de dijken verhoogd zodat ze een afvoer van 15000 m³/s veilig konden keren. Een dijkkring faalt wanneer de waterstand behorend bij een afvoer van 15000 m³/s bij Lobith plus eventuele dijkverhoogte wordt overschreden. Met behulp van de tijdsduren uit Figuur 6-2 kan de faalvolgorde van de dijkringen bepaald worden. Ga uit van een afvoergolf ter grootte van 16000 m³/s en gebruik de bijbehorende plaatselijke waterstand om te bepalen of de eerste dijkkring faalt. Vervolgens wordt de waterstandsverandering door een overstroming van een dijkkring herhaald totdat alle dijkringen falen, of de overgebleven dijkringen een afvoer van 16000 m³/s aankunnen. Dit omdat in het zichtjaar 2015 de maatgevende afvoer 16000 m³/s is.

Het bijbehorende algoritme is:

1. Sorteert alle dijkringen op faalvolgorde (afhankelijk van het tijdseffect) en zet in een array
2. Bepaal de eerste falende dijkkring
3. Bereken de systeemwerking en het cascade-effect
4. Verwijder de falende dijkkring uit de array
5. Controleer stop-criterium
 STOP Als array leeg is of geen van de overgebleven dijkringen meer falen
 Anders ga naar stap 2

Impliciet is aangenomen dat een dijkkring faalt als de top van de afvoergolf bij het kritieke punt aankomt. In werkelijkheid kan dit al eerder gebeuren omdat de afvoer dan al voldoende groot is. Aangenomen wordt dat dezelfde tijdsduur als de top hiervoor genomen kan worden.

6.3 Conclusies

De volgende punten kunnen uit paragraaf 6.1.1 geconcludeerd worden:

- Historische data over de systeemwerking zijn niet beschikbaar. Slechts via een model (SOBEK) zijn de gevolgen van een overstroming van een dijkkring op de veiligheid van andere dijkkringen te schatten.
- Ook omtrent het tijdseffect van een afvoergolf bestaat veel onzekerheid.
- Helaas zijn er geen gegevens over waterstandsverandering beschikbaar als meerdere dijkkringen (op hetzelfde moment, of na elkaar) overstromen. Het herhaaldelijk gebruiken van de informatie behorend bij overstroming van één dijkkring is onjuist. De afvoerverdeling over de verschillende riviertakken wijzigt en de afvoergolf krijgt een andere vorm. Dit zijn niet verwaarloosbare effecten, waarnaar onderzoek gedaan moet worden.

Verder kan gesteld worden dat de gevolgen van de aanname dat de dijk tussen naastgelegen dijkkringen niet overstroomt onduidelijk zijn. Dit is vaak een dijk die minder belangrijk geacht wordt omdat hij geen direct waterkerende functie heeft. Daarom zal deze dijk mogelijk te laag zijn. Dit heeft als gevolg dat zowel het systeemwerkingseffect als het cascade-effect verkeerd worden ingeschat.

In dit onderzoeksdeel is een functie voor de overstromingskans afgeleid en is een algoritme gepresenteerd voor de systeemwerking. Deze aanpak is niet geïmplementeerd en er is dan ook geen case-study uitgevoerd.

Discussie

Hogere afvoeren dan in Duitsland kunnen passeren komen niet in Nederland aan. Een overstroming in Duitsland zorgt voor lagere afvoeren in Nederland. Dijkkringen 42 en 48 grenzen aan het Rijngebied in Duitsland. Als de Rijn in Duitsland overstroomt kan dit achter langs Nederland binnenkomen en een overstroming in deze gebieden veroorzaken. Dit houdt in dat de systeemwerking van deze dijkkringen misschien beter in samenhang met dijkkringen in Duitsland bekeken kan worden.

7 Conclusies en aanbevelingen

In dit hoofdstuk worden de voornaamste conclusies van het onderzoek gegeven. Daarnaast worden nog enkele aanbevelingen gedaan voor vervolgonderzoek. Het hoofdstuk eindigt met een korte discussie.

7.1 Conclusies

Tijdens het onderzoek is een wiskundig model ontwikkeld, waarmee het nemen van beslissingen op het gebied van de dijkverhogingen ondersteund kan worden. Dit model is geïmplementeerd in Visual Basic en heeft geresulteerd in het programma DijkLijn 1.0.

Uit het vooronderzoek (hoofdstuk 3) is gebleken dat de gangbare modellen voor het bepalen van de optimale dijkhoogte beperkend zijn in de zin dat uitbreidingen en wijzigingen lastig in te passen zijn. Op grond hiervan is dan ook een nieuw model voorgesteld (zie paragraaf 4.2, 5.2 en 6.2).

De twee bestaande modellen van Van Dantzig en Eijgenraam zijn onderzocht. Het volgende kan geconcludeerd worden:

- De methode van Eijgenraam is een verbetering/uitbreiding op het model van Van Dantzig.
- Om het optimale investeringspatroon te krijgen met het model van Eijgenraam zijn analytische afleidingen nodig. Om deze afleidingen mogelijk te maken zijn forse aannames gemaakt voor bijvoorbeeld de investeringsfunctie. Ook is met dit doel gekozen voor exponentiële functies voor de verandering van de schade, de overschrijdingskans en de investeringskosten.

Het in dit onderzoek ontwikkelde model is gebaseerd op Eijgenraam. In DijkLijn 1.0 geeft dit geïmplementeerde model de totale kosten gegeven de strategie. In combinatie met een slim algoritme dat oplossingen genereert wordt de optimale strategie gevonden. De beperkingen van het model van Eijgenraam in de zin van uitbreiden en wijzigen kent DijkLijn 1.0 niet:

- Er zijn geen ingewikkelde wiskundige afleidingen nodig om het optimale investeringspatroon te vinden.
- De investeringsfuncties mogen iedere willekeurige vorm hebben.
- Voor het bepalen van de overschrijdingskans kan ieder willekeurige verdeling gebruikt worden, zoals in hoofdstuk 5 ook uitgevoerd is.
- Overhoogte kan in de berekening meegenomen worden.
- Een optimalisatie voor verschillende dijkvakken in een dijkring kan uitgevoerd worden. Dit is vooral van belang als de investeringskosten tussen de vakken erg verschillen, of bijvoorbeeld de QH-relaties (werklijnparameter).
- Uitbreidingen op het model zoals systeemwerking zijn relatief eenvoudig te maken.

Er moet niet uit het oog verloren worden dat rond de gebruikte gegevens een onzekerheid hangt. Van bijvoorbeeld de verandering van het klimaat en de invloed daarvan op de afvoer is nog te weinig bekend. Verder zijn de optimale investeringsstrategieën gevoelig zijn voor de gebruikte functies voor de investeringskosten en de verwachte overstromingsschade. De gevonden kansverdeling in 5.2.1 is gegeven de gegevens de correcte verdeling. Voor hoge afvoeren is de exponentiële verdeling wel een goede benadering.

Op basis van het onderzoek kan geconcludeerd worden dat het model van Eijgenraam op een aantal punten een versimpeling is, maar dat deze versimpeling afhankelijk van de situatie acceptabel kan zijn. Zodra er meer vrijheid (op het gebied van de investeringsfuncties, opdeling dijkvakken, schadefuncties en overstromingskansen) gevraagd wordt, is het geïmplementeerde model in DijkLijn 1.0 de beste keuze.

Specifieke conclusies met betrekking tot dijkverhoging bij dijkkring 43 zijn terug te vinden in de casestudies (4.3 en 5.3). Samengevat komen deze neer op:

- Dijkkring 43 voldoet op dit moment niet aan de wettelijke normen.
- Het is economisch optimaal om gelijk in het zichtjaar 2015 te investeren in dijkverhoging. Zou vanaf het moment nu (2005) geïnvesteerd mogen worden, dan is het optimaal om in 2013 de eerste investering in dijkverhoging uit te voeren.
- Overhoogte geeft duidelijk andere investeringsstrategieën.

Verder blijkt dat de optimale investeringsstrategieën bij de verschillende benaderingen in dit onderzoek nauwelijks van elkaar verschillen. De optimale dijkverhogingen en investeringsmomenten hebben dezelfde orde van grootte.

Verder moet opgemerkt worden dat de in dit onderzoek verkregen optimale investeringspatronen alleen te gebruiken zijn om een globaal beeld te krijgen van een optimaal patroon. De verkregen optimale patronen kunnen als richtlijn gebruikt worden. Om een betrouwbaardere strategie te krijgen, zal er eerst meer informatie verzameld moeten worden. Ook een onderzoek naar kansverdelingen, afhankelijkheden en ontwikkelingen in de tijd zal uitgevoerd moeten worden.

7.2 Aanbevelingen

Op grond van de resultaten in deze studie worden een aantal aanbevelingen gedaan:

- Het huidige normenstelsel dat vastgelegd is in de Wet op de Waterkering moet kritisch bekeken worden. Momenteel is onvoldoende uitgekristaliseerd hoe de overstap van overschrijdingskans naar overstromingskans plaats kan vinden. Het zou nog beter zijn om dit in termen van risico's te doen zoals al gedaan wordt bij veel andere externe risico's. Dus uitdrukken in dezelfde grootheden zodat ze meetbaar en vergelijkbaar zijn.
- Betere gegevens verzamelen over de investeringskosten, huidige overhoogte, schade bij overstroming en systeemwerking.
- In de optimale investeringsstrategie worden de momenten van investeren aangegeven. Vanwege de gevoeligheid van de optimale strategie voor de gebruikte functies is het beter om een interval te geven met optimale oplossingen.

Daarnaast kan het in de studie ontwikkelde model uitgebreid worden op basis van de volgende onderzoekspunten:

- Dijken aanleggen duurt al snel zo'n 10 a 20 jaar. Een simpele extra functionaliteit zou zijn dat het model rekening houdt met de bouwtijd (opleveringstijd) van een dijk. Dit zou zelfs een functie kunnen zijn die afhangt van de dijkhoogte en de dijkverhoging. Vervolgens kan het programma als uitvoer aangeven wanneer er begonnen moet worden met de dijkverhoging.
- Voor de veroorzaakte schade in een dijkkring bij een overstroming maakt het uit of het overstromingsproces geleidelijk plaatsvindt, want dan zullen evacuaties effectiever zijn (minder doden/gewonden). Verder hangt de schade ook af van hoe hard het water

stroomt en ook nog hoeveel water opgenomen wordt door de grond in het dijkkringgebied. Hiermee samenhangend is ook het grondwaterniveau van het gebied van belang. Met al deze punten is geen rekening gehouden in de berekening van de kosten voor de schade. Onderzoek zal uit moeten wijzen of deze punten in het model realiseerbaar zijn.

- Systeemwerking is nog niet in DijkLijn 1.0 geïmplementeerd. Deze functionaliteit is zeer nuttig en aangeraden wordt dan ook deze in te bouwen in het programma.

7.3 Discussie

In Nederland wordt na een grote ramp de discussie over veiligheid direct opgestart en bijna obsessief gereageerd. Voorbeelden hiervan zijn de vuurwerkramp in Enschede en de cafébrand in Volendam. Een extern risico (waar alleen de overheid invloed op heeft) wordt minder snel geaccepteerd dan risico's waar mensen wel invloed op hebben, zoals roken en autorijden. Een probleem hierbij is dat bevolking en de politiek met verschillende maten qua risico meten. Een bewoner van een polder zal een ingecalculerde overstroming moeilijk accepteren, terwijl de politiek een (klein) economisch risico toelaatbaar vindt. In hoeverre de optimale investeringsstrategie geaccepteerd wordt door de burger is dus nog maar de vraag!

8 Referenties

ARF: Arcadis, Royal Haskoning, Fugro

Niemeijer, J., Bos, M., Kapinga, S.

Invloed waterstandsverhoging op kosten dijkversterking

Arcadis, 110403/HN4/E93/001292.004/mba, 15 juli 2004

Berger, H.E.J. Langemheen, W. van de

Hydraulische Randvoorwaarden 2001: Maatgevende afvoeren Rijn en Maas

RWS, RIZA, 2002.014, 2002

Brent, R.P.

Algorithms for minimization without derivatives

Prentice-Hall, Englewood-Cliffs, 1973

Buiteveld, H., Schropp, M.H.I.

Klimaatscenario's voor de Maatgevende afvoer van Rijn en Maas

RIZA memo WSR 2003-002, 2003

Commissie Toetsing Uitgangspunten Rivierdijkversterking (Boertien I)

Toetsing uitgangspunten rivierdijkversterking

Ministerie Verkeer en Waterstaat, januari 1993

Dantzig, D. van

Economic decision problems for flood prevention

Econometrica, 24: blz. 276-287, 1956

Dantzig, D.

Het economisch beslissingsprobleem inzake de beveiliging van Nederland tegen stormvloeden

Rapport Deltacommissie, bijdrage II.2, Staatsuitgeverij, 1960

DWW

Schade na een grootschalige overstroming

RWS, DWW-2003-056, mei 2003

Eiben, A.E. en Smith, J.E.

Introduction to Evolutionary Computing

Natural computing series, Springer 2003

Eijgenraam, C.J.J.

Economische criteria voor de hoogte van dijken

CPB Memorandum V2003/1(verbeterd), 30 juni 2003

Eijgenraam, C.J.J.

KBA Ruimte voor de Rivier. Deel 1: KBA veiligheid en voorkeurspakket

CPB Concept verslag, 20 augustus 2004

Geerse

De grenswaarde in Hydra-B in relatie tot FBC-modellen
RIZA, 2002.053, februari 2002

Johnson, N.L., Kotz, S., Balakrishnan, N.
Continuous univariate distributions
John Wiley & Sons, volume 2, 2nd edition, 1995

Klopstra, D., Duits, M.T.
Methodiek voor vaststelling van de vorm van de maatgevende afvoergolf van de Rijn bij Lobith
HKV Lijn in water, december 1999

Ministerie van Financiën
Kabinetsstandpunt Heroverweging Disconteringsvoet
Den Haag, 1995

Nelder, A., Mead, R.
A simple method for function minimization
Computer Journal Vol 7, p308, 1965

Parmet, B.W.A.H., Langemheen, W. van de, Chbab, E.H., Kwadijk, J.C.J., Diermanse, F.L.M.,
Kloptstra, D.
Analyse van de maatgevende afvoer van de Rijn te Lobith
RIZA, 2002.012, Arnhem, augustus 2001

Powell, M.J.D.
An efficient method of finding the minimum of a function of several variables without calculating
derivatives.
Computer Journal, 7, 155-162, 1964

Price, W.L.
A controlled random search procedure for global optimization
Towards Global Optimization 2, Amsterdam, 1978

RWS, Dienst Getijdewateren
Wassend water, gevolgen van het broeikaseffect voor de waterstaat
Nota gwa090.015, 1990

Schropp, M.H.I.
Onzekerheden in de afvoerverdeling bij Maatgevend Hoogwater
RWS RIZA, 2002.047, Arnhem september 2002

Schropp, M.H.I.
Systeemwerking en cascade-effect dijkringen
memo WSR 2003-013, 015, 019, 2003

Seierstad, A. Sydsaeter, K.
Optimal control theory with economic applications
Elsevier, North-Holland, 1987

Solomatine, D.P.

The use of global random search methods for models calibration
Proc. XXVIth Congress of the IAHR, London, September 1995

Solomatine, D.P.

Genetic and other global optimization algorithms –comparison and use in calibration problems
Proc. Int. Conf. Hydroinformatics, Copenhagen, 1998

TAW (Technische adviescommissie voor de waterkeringen)

Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken

deel 1: bovenriviereengebied

deel 2: benedenriviereengebied

Staatsuitgeverij, 's Gravenhage, september 1985

TAW

Van overschrijdingskans naar overstromingskans

Rapport+achtergrondrapport, juni 2000

Turner, R.K., Pearce, D., Bateman, I.J.

Environmental Economics, An elementary introduction

Harvester Wheatsheaf, pp. 328, 1994

Vaart, A.W. van der, Oosterhoff, J.

Algemene statistiek

Collegedictaat Vrije Universiteit, januari 2003

Vliet, H. van

Software Engineering, principles and practice

2nd edition, John wiley & sons 2000

Vrouwenvelder A.C.W.M., Steenbergen H.M.G.M, Slijkhuis K.A.H.

Theoriehandleiding PC-Ring, Deel A: Mechanismenbeschrijvingen

TNO-bouw, Delft, 2003

Vrouwenvelder, A.W.C.M. en Vrijling, J.K.

collegedictaat Probabilistisch ontwerpen

Technische Universiteit Delft, Faculteit der Civiele Techniek, 2000

Wemelsfelder, P.J.

Wetmatigheden in het optreden van stormvloed

De Ingenieur, nr 9, 'S Gravenhage, 3 maart 1939

Overige literatuur

Naast de opgenomen referenties is er ook veel andere literatuur geraadpleegd voor de beeldvorming. Deze literatuur is hieronder opgenomen.

Bouw en calibratie SOBEK-Rijn

Bijlagen

RIZA rapport 2002.039, 2002

Constantinescu, A.

Calibration of hydrodynamic numerical models using global optimization techniques

M.Sc. Thesis H.H. 262, maart 1996

De veiligheid van de primaire waterkeringen in Nederland

Voorschriften Toetsen op Veiligheid voor de 2^e toetsronde 2001-2006 (VTV)

Ministerie VenW, januari 2004

Halvorson, M.

Microsoft Visual Basic Professional 6.0 - Step by step

Academic Service, Schoonhoven, 2001

Landelijke Rapportage Toetsing (LRT)

Achtergrondrapport (toetsronde 1996-2001)

http://www.waterkeren.nl/toetsen/downloads/Deel%201/deel1_Dijkkringgebied_43.pdf

Lexicon Omega

gegevens woordenboek 'water'

Ministerie V en W, 1997

Solomatine, D.P.

Two strategies of adaptive cluster covering with descent and their comparison to other algorithms

Journal of global optimization, vol 14 n01 pp55-78, 1999

Speijker, L.J.P., Noortwijk, J.M. van, Kok, M., Cooke, R.M.

Optimal maintenance decisions for dikes

Probability in the engineering and informational sciences, 14, 101-121, 2000

TAW

Grondslagen voor waterkeren

A.A. Balkema Uitgevers B.V., Rotterdam, januari 1998

TAW

<http://www.tawinfo.nl>

Vellinga, P.

Klimaatverandering en de veiligheid van Nederland

Erasmus lezing, Stichting Erasmus Liga, november 2003

Vrouwenvelder, A.W.C.M.

Theoriehandleiding PC-Ring

<http://www.projectvnk.nl/publicaties/vnkhandpccring.htm>

Waterschap Rivierenland

<http://www.waterschaprivierenland.nl/>

VNK

Schematisering en gegevensverzameling van dijken en duinen

Handleiding tbv bepaling overstromingskans van dijkringen
RWS, DWW, september 2002

Wet op de Waterkering

Staatsblad van het Koninkrijk der Nederlanden, 1996 8

Sdu Uitgevers, 's-Gravenhage, januari 1996

<http://wetten.overheid.nl/cgi-bin/deeplink/law1/title=Wet%20op%20de%20Waterkering/>

Bijlagen

Bijlage A: HKV

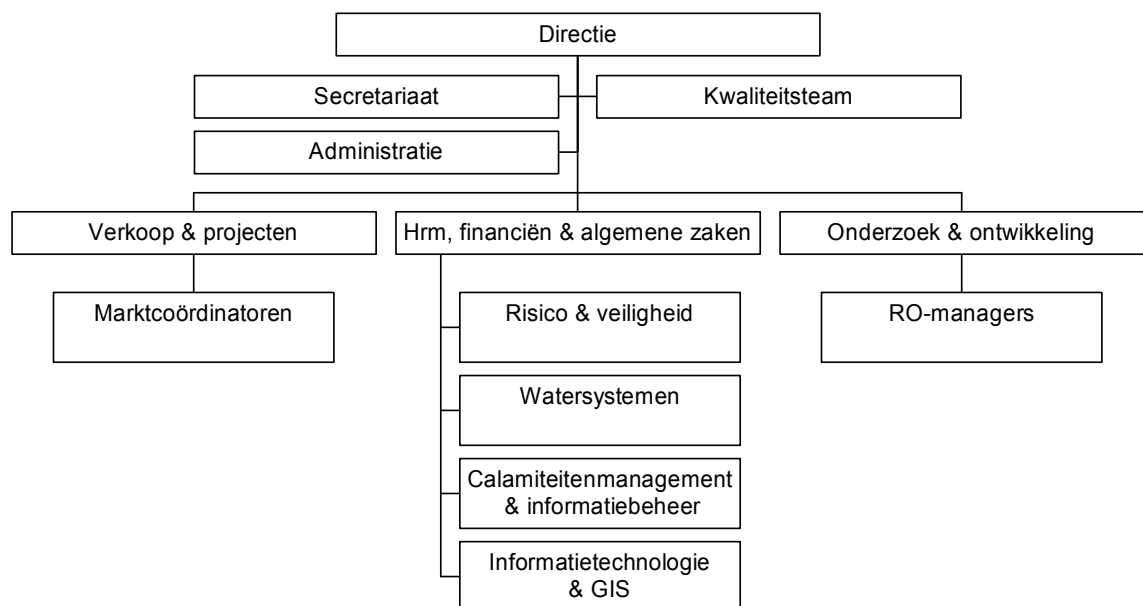
Dit afstudeerproject is uitgevoerd bij HKV LJN IN WATER. In deze sectie wordt een klein overzicht gegeven van HKV.

HKV LJN IN WATER is een onafhankelijk onderzoeks- en adviesbureau op het gebied van water en waterbeheer. De activiteiten bestaan uit bureaustudies, software engineering, projectmanagement en kant en klare systeemimplementatie. Bij deze activiteiten bestaat een sterke voorkeur voor projecten met een innoverend karakter.

Sinds de oprichting in 1995 is HKV gegroeid tot een omvang van meer dan 40 medewerkers. Vanuit het kantoor in Lelystad werkt HKV LJN IN WATER voor opdrachtgevers zoals: Rijkwaterstaat, provincies, waterschappen, ingenieursbureaus en buitenlandse overheden en instituten. De medewerkers van HKV zijn hooggekwalificeerde en internationaal erkende deskundigen met een lange ervaring op hun vakgebied: rivierbeheer, waterbeheersing, veiligheid tegen overstromingen, crisismanagement en informatietechnologie in het waterbeheer. HKV LJN IN WATER richt zich op kennisintensieve onderwerpen van het waterbeheer, zowel in Nederland als daarbuiten. Internationaal richt HKV LJN IN WATER zich in het bijzonder op West-Europa, Oost-Europa en Zuid-Oost Azië (projectkantoren in Kraków (Polen) en Uzgorod (Oekraïne)).

De organisatie bestaat uit een viertal adviesgroepen: Risico en veiligheid, Watersystemen, Calamiteitenmanagement en informatiebeheer, en Informatietechnologie en GIS. Voor een organogram zie Figuur A-1. Deze groepen werken gezamenlijk aan adviezen en projecten op het gebied van water en waterbeheer.

Om ervoor te zorgen dat de projecten inderdaad transparant en helder uit worden gevoerd, werkt HKV LJN IN WATER sinds 1997 volgens een gecertificeerd kwaliteitssysteem.



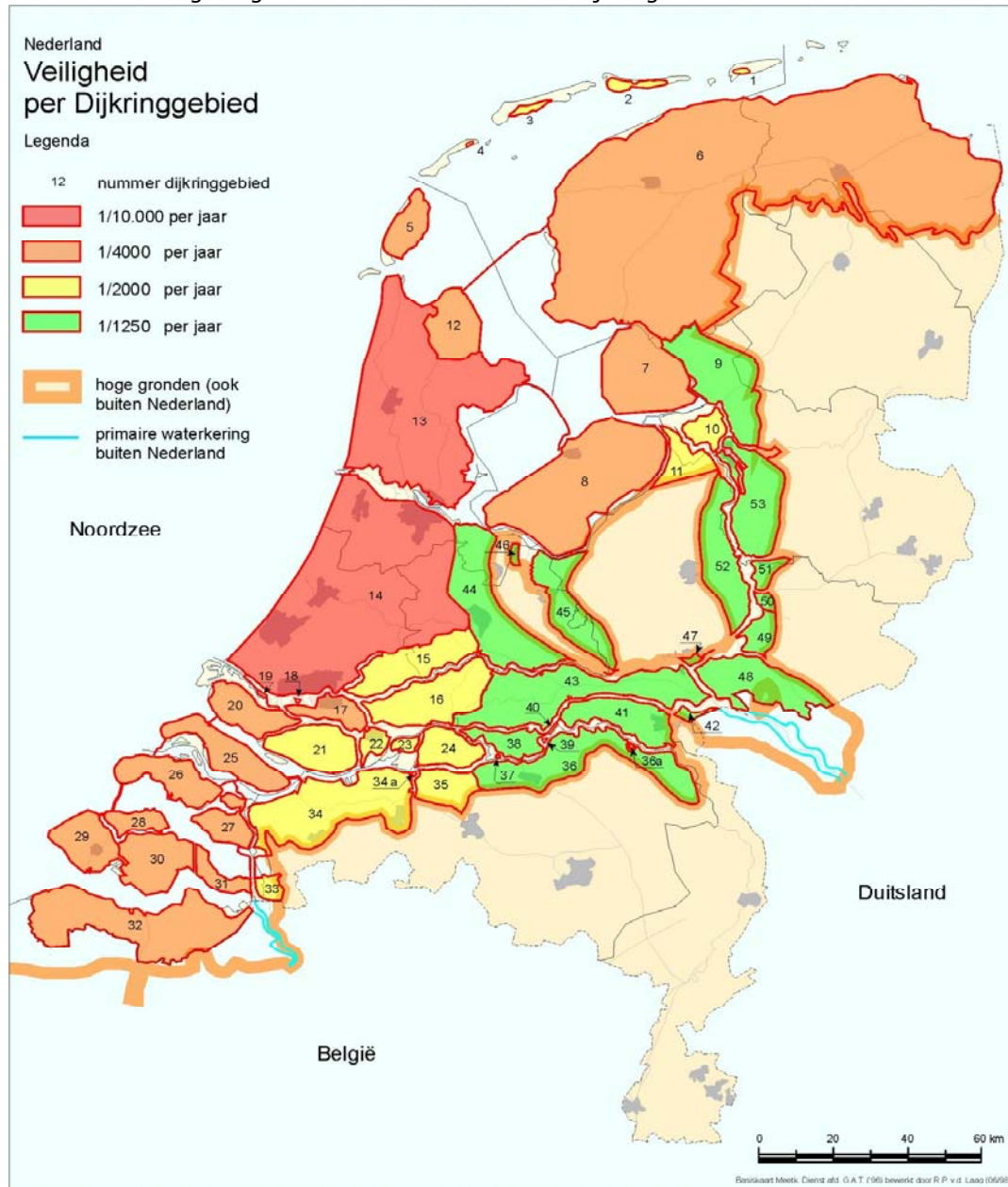
Figuur A-1 Organogram HKV LJN IN WATER

Bijlage B: Dijkringen

In deze bijlage is een overzichtskaat van alle dijkringen in Nederland met de bijbehorende overstromingskansen volgens de Wet op de Waterkering terug te vinden. Tevens is dijkkring 43 nader beschreven, hiervoor is o.a. als bron het LRT Achtergrondrapport gebruikt.

B.1 Kaart

Onderstaande figuur geeft een overzicht van alle dijkringen in Nederland.



Figuur B-1 Dijkringen in Nederland

Nederland is opgedeeld in 57 dijkkringgebieden. Behalve de 53 "normaal" genummerde dijkringen, horen ook 13a, 13b, 34a en 36a tot deze dijkkringgebieden. In de nieuwe Wet op de Waterkering zullen hierbij nog 41 dijkkringgebieden in Limburg bijkomen, met een overschrijdingskans van gemiddeld 1/250 per jaar.

Bovenrivierengebied

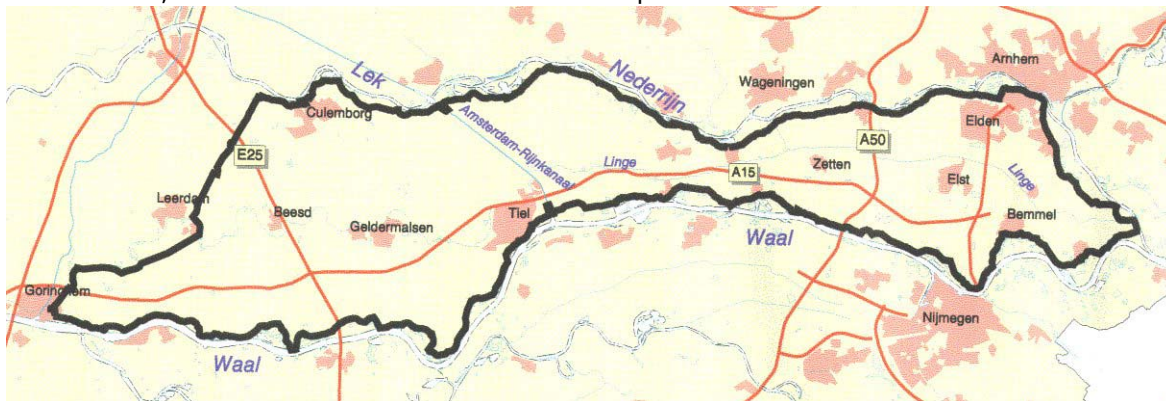
Nr	Naam	Nr	Naam
10	Mastenbroek	45	Gelderse Vallei
11	IJsseldelta	47	Arnhemse- en Velperbroek
38	Bommelerwaard	48	Rijn en IJssel
40	Heerewaarden	49	IJsselland
41	Land van Maas en Waal	50	Zutphen
42	Ooij en Millingen	51	Gorsseel
43	Betuwe, Tieler- en Culemborgerwaard	52	Oost Veluwe
44	Kromme Rijn	53	Salland

Tabel B-1 *Dijkkringen bovenrivierengebied**Benedenrivierengebied*

Nr	Naam	Nr	Naam
15	Lopiker- en Krimpenerwaard	23	Biesbosch (Noordwaard)
16	Alblasserwaard en Vijfheerenlanden	24	Land van Altena
22	Eiland van Dordrecht	35	Donge

Tabel B-2 *Dijkkringen benedenrivierengebied***B.2 Dijkkring 43**

Dijkkringgebied 43, Betuwe, Tieler- en Culemborgerwaard, ligt in de provincie Gelderland en Zuid-Holland, en wordt beheerd door het Waterschap Rivierenland.

Figuur B-2 *Kaart van dijkkring 43*

Het dijkringgebied heeft volgens de Wet op de waterkering een gemiddelde overschrijdingskans van 1/1250 per jaar.

Aan de noordzijde wordt het dijkringgebied begrensd door de Nederrijn en de Lek, aan de oostzijde door het Pannerdensch Kanaal, aan de zuidzijde door de Waal en Boven Merwede en aan de westzijde door de Diefdijklinie. Deze dijk is ook een onderdeel van dijkkringgebied 16, en keert geen buitenwater.

De waterkeringen die buitenwater keren (categorie 1) hebben een gezamenlijke lengte van 171.2 km. De Diefdijklinie (categorie 2) is 24 km lang. Binnen het dijkkringgebied zijn in totaal 16 waterkerende kunstwerken aanwezig.

Het maaiveld loopt af in westelijke richting. In het oosten ligt het maaiveld plaatselijk op NAP + 13,5 m terwijl het maaiveld in het westen op circa NAP + 1 m ligt. Dit betekent een gemiddeld verhang van het maaiveld van 0,2 promille.

Het gebied wordt doorsneden door het Amsterdams Rijnkanaal. Door het gebied loopt ook de Linge.

De gebruikte parameterwaardes (exogene variabelen) voor dit dijkkringgebied in de modellen zijn:

Voor de disconteringsvoet is de officiële risico-vrije, reële disconteringsvoet van 4% per jaar genomen (Ministerie van Financiën, 1995). Het tempo van de economische groei is 2%, dit is de lange termijnverwachting van de groei in de Nederlandse economie.

Om rekening te houden met de stijging van de waterstand door het veranderende klimaat is door Eijgenraam (2004) gebruik gemaakt van het middenscenario van Buiteveld en Schropp (2003). Dit scenario houdt een structurele stijging voor het bovenriviereengebied in van 0.45 cm per jaar.

De werklijnparameter die bij dijkkringgebied 43 hoort is 0.02532.

Voor de schade is de opslagfactor relevant. Deze factor is gelijk genomen aan 1 omdat er nog te weinig informatie is hoeveel schade cultuurhistorische en ecologische objecten opleveren. Per persoon is een immateriële schade genomen van 5000 euro, dit zijn kosten voor psychische en sociale schade, overlastkosten en evacuatiekosten. Dijkkringgebied 43 heeft 307019 (augustus 2003) inwoners.

Verder is voor de berekening van de schade ook nog de toename van de overstromingsschade door dijkverhoging van belang, deze factor is 0.00203.

Verder is de relevante kruinhoogte van het dijkkringgebied 16.35 m. Als zichtjaar is 2015 genomen, dit is het jaar waarin het project Ruimte voor de Rivier afgerond moet zijn.

Bijlage C: Bestaande wiskundige modellen

In de nacht van 31 januari op 1 februari 1953 bleken veel dijken niet bestand tegen de combinatie van springtij en storm. Grote delen van Nederland kwamen onder water te staan. In de politiek kwam de discussie over de dijkbeveiliging op gang. Het Deltaplan werd geboren en besloten werd om de overstromingskansen met bijbehorende maatgevende afvoeren vast te gaan leggen. In het rapport van de Deltacommissie (1960) wordt in de bijdrage van Van Dantzig de mate van beveiliging tegen overstromingen opgevat als een beslissingsprobleem. In deze paragraaf wordt het model van Van Dantzig (1956) beschreven. Evenals een specifiekere afleiding van het recentere beslissingsmodel van Eijgenraam (2003).

C.1 Formulering van Dantzig

In het beslissingsprobleem wordt een economische benadering gevolgd. De economische optimale situatie wordt bepaald door combinatie van de kosten van de dijkverhoging en de verminderde kans op overstromingsschade bij de dijkverhoging. Het economisch optimum kan nu gevonden worden door de contante waarde van de som van de investeringskosten en de verwachte schadekosten te minimaliseren.

Aangenomen wordt dat de overschrijdingskansen in de tijd niet constant zijn en een exponentiële verdeling (van de hoogwaterstanden) bezitten. De overschrijdingskansen zijn niet constant omdat ons land ten opzichte van het gemiddeld zeeniveau daalt. De jaarlijkse kans op falen van een dijk op tijdstip τ wordt door onderstaande formule gegeven:

$$p(H, \tau) = p_0 \cdot e^{-\alpha \cdot (H-H_0)} \cdot e^{\alpha\eta\tau} = p_0 \cdot e^{-\alpha X + \beta\tau}$$

met $X = H - H_0$ en $\beta = \alpha\eta$

Waarin:	$p(\cdot)$	overstromingskans als functie van de tijd.....	1/jaar
	p_0	overstromingskans in het zichtjaar (zonder dijkverhoging).....	1/jaar
	α	werklijnparameter (schaalparameter exponentiële verdeling)	1/m
	η	structurele stijging relatieve waterstand oftewel kruinhoogtedaling als gevolg van bijvoorbeeld bodemdaling en zeespiegelstijging.....	m/jaar
	H_0	huidige kritieke peil (dijkhoogte in het zichtjaar (zonder dijkverhoging)) .	mNAP
	$H(\cdot)$	dijkhoogte als functie van de tijd.....	mNAP
	X	dijkverhoging	m

Als het water hoger dan H_0 komt, dan ontstaat er schade. De wiskundige verwachting van de schade is dan de kans op overstroming maal de waarde W van het gebied.

De waarde van een gebied wordt uitgedrukt in een geldeenheid en verandert in de tijd door voortgaande economische expansie (toename van $\gamma\%$ per jaar) en door de interestvoet. Omdat W slechts ruw geschat kan worden, kan voor de interest ook met continue toeneming gerekend worden.

Als δ de continue reële rentevoet is, krijg je de verwachte contante waarde van de schade in de eerste periode op de volgende manier:

$$R = \int_0^T p_0 \cdot e^{-\alpha X + \beta\tau} \cdot W e^{-\delta\tau} \cdot e^{\gamma\tau} d\tau = p_0 W e^{-\alpha X} \frac{1 - e^{-(\delta' - \beta)T}}{\delta' - \beta}$$

Waarin: R totale verwachte kosten van overstromingsschade.....gulden
 W totale door dijken te beschermen waarde van de polder is de totale reële waarde van goederen, de kosten van dijkherstel/drooglegging en indirecte schadengulden
 δ' $\delta' = \delta - \gamma$ de gereduceerde rentevoet/disconteringsvoet perunen/jaar
 γ jaarlijkse economische groei perunen/jaar

De volgende periodes worden door de T jaren discontering later $e^{-\delta'T}$ maal zo groot. Dit levert een formule waarin de meetkundige reeks in het tweede lid convergeert:

$$R = p_0 W e^{-\alpha X} \frac{1 - e^{-(\delta' - \beta)T}}{\delta' - \beta} (1 + e^{-\delta'T} + e^{-2\delta'T} + \dots) = p_0 W e^{-\alpha X} \frac{1 - e^{-(\delta' - \beta)T}}{\delta' - \beta} \cdot \frac{1}{1 - e^{-\delta'T}}$$

De kosten van de dijkverhoging vormen een lineaire functie van de verhoging van de dijk en zijn aan het begin van de eerste periode gelijk aan:

$$I = I_0 + I' X$$

Waarin: I totale investeringskosten van dijkverhoging.....gulden
 I_0 initiële (vaste) kosten van dijkverhoginggulden
 I' variabele kosten per eenheid van dijkverhoging gulden/m

De som van de verdisconteerde kosten van alle dijkverhogingen is dan:

$$I = I_0 + I' X + J$$

$$\text{met } J = I' \eta T e^{-\delta'T} + I' \eta T e^{-2\delta'T} + \dots = \frac{I' \eta T}{e^{-\delta'T} - 1}$$

Dit betekent dat de vaste investeringskosten alleen worden meegenomen bij de eerste dijkverhoging.

De totale kosten kunnen dan gegeven worden door:

$$K = I + R$$

De bovenstaande kostenfunctie moet geminimaliseerd worden om een optimale oplossing te vinden voor het probleem.

Dus als X nu gekozen wordt dat K minimaal is, dan is de oplossing optimaal. De waarde van X kan bepaald worden door onderstaande vergelijking op te lossen:

$$\frac{dK}{dX} = 0$$

oftewel,

$$I' + p_0 W e^{-\alpha X} \cdot -\alpha \cdot C = 0$$

$$\text{met } C = \frac{1 - e^{-(\delta' - \beta)T}}{\delta' - \beta} \cdot \frac{1}{1 - e^{-\delta'T}}$$

Door klimaatverandering stijgt de zeespiegel. Dit heeft tot gevolg dat de dijk niet eenmalig maar periodiek verhoogd moet worden. Er is dus sprake van een regeneratieperiode. Telkens na

een bepaalde periode van T jaar wordt de dijk evenveel verhoogd als de daling van het kritieke peil gedurende die periode heeft bedragen.

C.2 Formulering Eigenraam

In paragraaf 3.4 is het model van Eigenraam beschreven. De omschrijving van de parameters is terug te vinden bij dat model en ook in de Lijst van symbolen worden deze gespecificeerd. In deze bijlage wordt het model nader uitgelegd en opgelost.

Voor gebruik in een rekeninstrument kan de criteriumfunctie van paragraaf 3.4.4 omschreven worden.

Voordat er een constante periodieke dijkverhoging u met constante tussenpozen D als strategie gebruikt kan worden, zal eerst de dijk aan de norm moeten voldoen. Het kan gebeuren dat er onmiddellijk geïnvesteerd moet worden omdat er in het recente verleden een achterstand is ontstaan die ingelopen moet worden.

Daarom kan het investeringsprobleem opgedeeld worden in 2 deelproblemen:

- Optimaliseren van de totale kosten bij niet onmiddellijk investeren. Hiermee kunnen de omvang en de ligging van het herhalingsinterval bepaald worden.
- Optimaliseren van de totale kosten bij onmiddellijk investeren. Hiermee wordt de vraag beantwoord hoeveel de dijk de eerste keer verhoogd moet worden en wanneer.

De relevante formules zijn door middel van differentiëren afgeleid.

Kosten bij later investeren

Deze kosten kunnen opgedeeld worden in kosten voor de herhaalperioden (waarin geïnvesteerd wordt) en kosten bij de aanlooperperiode (waarin geen investering plaatsvindt). De kosten bij de aanlooperperiode zijn allen kosten als gevolg van een overstroming.

De contante waarde van de verwachte schade tijdens een herhaalperiode, direct na het moment van investeren is:

$$\int_0^D S^+(T_i) \cdot e^{\beta t} \cdot e^{-\delta t} dt = S^+(T_i) \cdot \frac{1}{\delta - \beta} \cdot (1 - e^{-(\delta - \beta)D})$$

De contante kosten voor één periode zijn dan gelijk aan bovenstaande formule plus de investeringskosten voor de verhoging. Voor iedere volgende herhaalperiode zijn de kosten een factor $e^{\lambda u}$ hoger dan in de vorige periode. Omdat deze kosten een periode D verder in de toekomst liggen, wordt de waarde $e^{-\delta D}$ kleiner dan de vorige periode.

De contante waarde van de totale kosten over alle herhaalperioden is dan de som van een meetkundige reeks. De uitkomst aan het begin van de eerste herhaalperiode is:

$$K_{hulp} = \frac{S^+ \cdot B + I(u)}{1 - e^{\lambda \cdot u - \delta \cdot D}}$$

met $B = \frac{1}{\delta - \beta} \cdot (1 - e^{-(\delta - \beta)D})$

Voor het moment T_1 zijn er geen investeringen. De eerste investering is dus het begin van de herhaalperioden. In de tijd voorafgaande aan deze investering is er wel een verwachte schade. De contante waarde van deze verwachte schade is:

$$K_{tot\ aan\ investeren} = S(0) \cdot \frac{1}{\delta - \beta} \cdot (1 - e^{-(\delta - \beta)T})$$

Dit resulteert in onderstaande vergelijking voor de totale kosten:

$$K_{later\ investeren} = K_{hulp} \cdot e^{-\delta T} + S(0) \cdot \frac{1}{\delta - \beta} \cdot (1 - e^{-(\delta - \beta)T})$$

Kosten bij onmiddellijk investeren

De contante waarde van de schadekosten over de periode na de eerste investering is:

$$S^+(0) \cdot \frac{1}{\delta - \beta} \cdot (1 - e^{-(\delta - \beta)D_2})$$

Waarin: D_2 lengte periode tussen de eerste en de tweede investering..... jaar

Hierbij komen nog de investeringskosten $I(X)$. En natuurlijk de contante waarde van de schade en investeringskosten van de komende periodes:

$$e^{\lambda X - \delta D_2} \cdot K_{hulp}$$

Dus resumerend:

$$K_{onmiddellijk\ investeren} = I(X) + S^+(0) \cdot \frac{1}{\delta - \beta} \cdot (1 - e^{-(\delta - \beta)D_2}) + e^{\lambda X - \delta D_2} \cdot K_{hulp}$$

Totale kosten

De beide kostenvergelijkingen kunnen samengevoegd worden tot één kostenfunctie. De kosten bij onmiddellijk investeren moeten contant gemaakt worden over de looptijd waarin tot eerstvolgende investering moet worden overgegaan.

$$K(\cdot) = K_{tot\ aan\ investeren} + e^{-\delta \cdot T} \cdot K_{onmiddellijk\ investeren}$$

$$= \frac{S(0)}{\delta - \beta} \cdot (1 - e^{-(\delta - \beta) \cdot T}) + e^{-\delta \cdot T} \cdot \left(I(X) + \frac{S^+(0)}{\delta - \beta} (1 - e^{-(\delta - \beta) \cdot D_2}) \right) + e^{\lambda X - \delta(T + D_2)} \cdot K_{hulp}$$

Maximum principe

Met behulp van het Maximum principe voor Optimal Control (Seierstad en Sydsaeter, 1987) zijn deze vergelijkingen te vereenvoudigen. Hun stellingen zijn gebruikt om het model om te zetten in een ander probleem, waarbij gebruik gemaakt wordt van Hamiltonian functies, noodzakelijke en voldoende voorwaarden.

De hoofdkenmerk van de toepassing met het Maximum Principe is de grens van het veiligheidsinterval:

$$S(H^+(T_i)) - S(H^-(T_i)) = -\delta I$$

Dit is ook bekend als het eerstejaarsrendements criterium: First Year Rate of Return is nul. Dit betekent dat de opbrengst van de investering (de verwachte schadevermindering) gelijk moet zijn aan de rentekosten van de investering in dijkverhoging. Meer informatie hierover is terug te vinden in het rapport van het CPB.

Met behulp van dit resultaat en enkele resultaten uit de afgeleides van het model kan het herhalingsinterval met behulp van de bisectie methode (bijlage D.1) berekend worden.

C.3 Werklijnparameter

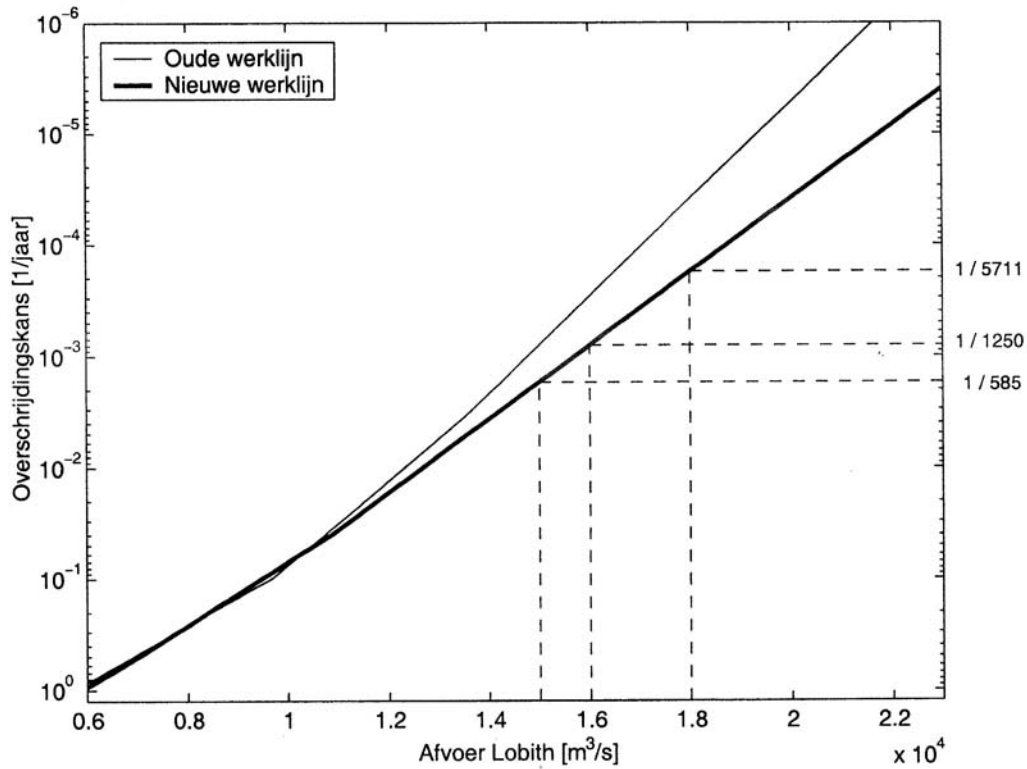
De overstromingskans is gedefinieerd als de kans op een waterhoogte boven de dijkhoogte, oftewel een overschrijdingskans. Deze kans is afhankelijk van de afvoer bij Lobith in combinatie met de relatie tussen die wateraanvoer en de lokale waterhoogte. In deze paragraaf wordt het idee achter de werklijnparameter, de schaalparameter voor de exponentiële verdeling, beschreven.

Werklijn/Wateraanvoer Lobith

Voor de wateraanvoer te Lobith zijn gegevens van ongeveer 100 jaar bekend. De wateraanvoer in een bepaald punt is natuurlijk gelijk aan de waterafvoer in dat punt. Voor hoge afvoeren is dit samengevat in een exponentieel verband tussen de afvoer bij Lobith en de kans daarop. Het optellen van alle kansen op afvoeren hoger dan een bepaalde hoeveelheid geeft dan de kans dat er in Lobith meer water stroomt dan die hoeveelheid. Oftewel de kans dat een bepaalde hoeveelheid overschreden wordt (overschrijdingskans).

Een belangrijke term hierbij is de werklijn. De werklijn is een grafiek die de Minister van Verkeer en Waterstaat hanteert voor het bepalen van de ontwerpafvoer voor de versterking van dijken. De grafiek geeft het verband tussen de aanvoer en de terugkeertijd.

Na de hoogwaters in 1993 en 1995 is onderkend dat de maatgevende afvoer toegenomen is. In onderstaand figuur zijn de werklijnen weergegeven van de rivierafvoer bij Lobith. Deze werklijnen geven dus de overschrijdingskans van de afvoer.



Figuur C-1 Relatie tussen de afvoer en de overschrijdingskans voor de Rijn voor de oude werklijn en de nieuwe werklijn

In bovenstaande figuur staan twee lijnen: de oude werklijn (die geldt voor een maatgevende afvoer van 15.000 m³/s) en de nieuwe werklijn (die geldt voor een maatgevende afvoer van 16.000 m³/s).

Voor het bepalen van de afvoer Q voor een willekeurige herhalingstijd T tussen 2 en 10.000 jaar wordt een functie afgeleid tussen deze beide grootheden. Eén functie voor het gehele bereik is niet voldoende, want dat leidt tot relatief grote fouten. Daarom is een samengestelde functie afgeleid die bestaat uit twee logaritmische regressielijnen van de vorm:

$$Q = Q_0 + Q_1 \ln(T)$$

Waarin: Q afvoer m³/s
 T herhalingstijd jaren
 Q_1 en Q_2 parameters die gefit moeten worden m³/s

In onderstaande tabel staan de resultaten voor deze fit voor Q_1 en Q_2 voor de Rijn te Lobith (Berger, 2001):

Bereik	Q_0	Q_1
jaren	m ³ /s	m ³ /s
$2 \leq T \leq 25$	5964.63	1517.78
$25 \leq T \leq 10.000$	6612.61	1316.43

Tabel C-1 Maatgevende afvoeren Rijn 2001

De huidige methodiek bij het vaststellen van de maatgevende afvoer voor de Rijn bij Lobith is gebaseerd op een frequentieanalyse van historische afvoergegevens. Hierbij zijn enkele kanttekeningen te plaatsen (Parmet et al., 2001):

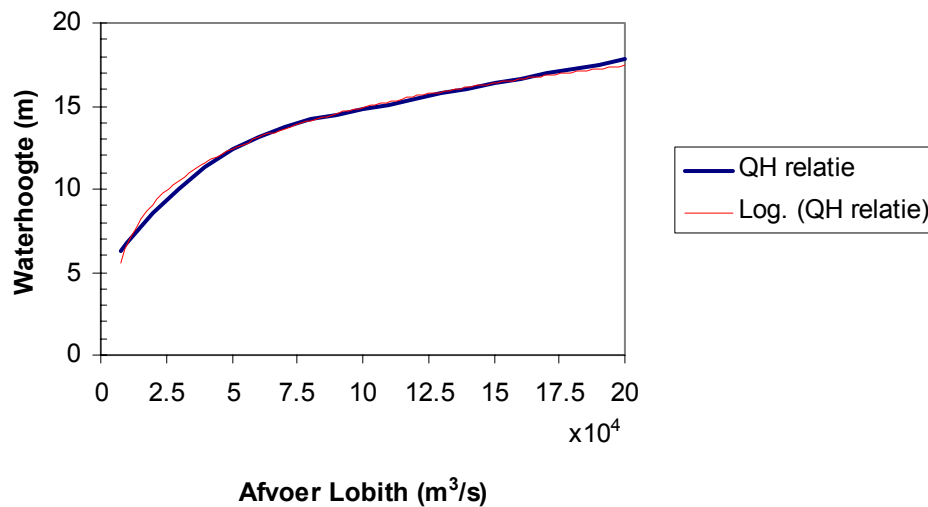
- de beschikbare tijdreeks is kort (ca 100 jaar)
- onbekend hoe representatief de reeks is
- welke verdelingsfunctie is geschikt voor een goede extrapolatie naar maatgevende afvoer
- om te kunnen extrapoleren is de meetreeks gehomogeniseerd (geen ingrepen in stroomgebied)
- klimaatveranderingen
- onnauwkeurigheden gemeten afvoer (gebaseerd op waterstand-afvoer relatie)

Verder wordt er geen rekening gehouden met de tijdsduur en de vorm van het hoogwater.

QH relatie

Een QH-relatie is het verband tussen de wateraanvoer bij Lobith en de waterhoogte op een bepaald punt. De hoeveelheid water die een rivier of beek per tijdseenheid transporteert, de afvoer, wordt ook wel debiet genoemd.

Onderstaande afbeelding geeft de QH relatie weer van dijkkringgebied 43 voor de locatie Pannerdensche Kop.



Figuur C-2 QH relatie bij dijkkring 43

Gemiddeld komt over de Rijn 2200 m³/s water Nederland binnen. Over het algemeen wordt de verdeling van de afvoer over de verschillende Rijntakken door Rijkswaterstaat geregeld.

Onder normale omstandigheden wordt de afvoer als volgt verdeeld:



- 2/3 Waal
- 1/3 Pannerdensch kanaal:
 - 2/9 Nederrijn/Lek
 - 1/9 IJssel

Figuur C-3 Verdeling van de afvoer over de Rijntakken in Nederland, onder normale omstandigheden.
Bron: <http://nl.wikipedia.org/wiki/Rijn>

Het MHW (maatgevend hoogwater) op de Rijntakken is zeer gevoelig voor de afvoerverdeling over de splittingspunten Pannerdensch Kop en IJsselkop. Een geringe wijziging in de afvoerverdeling over bijvoorbeeld de Pannerdensch Kop van 1% heeft een waterstandsverandering in de orde van 6 cm tot gevolg (Schropp, 2002).

Werklijnparameter

De QH-relatie levert samen met de werklijn te Lobith een parameter voor de kansverdeling van de waterhoogten. Deze parameter is per dijkkring verschillend.

Bekend is dus:

$$Q = Q_1 \ln(T) + Q_0$$

Neem aan dat er tussen de waterhoogte en de herhalingstijd een zelfde verband is¹⁶:

$$H = \frac{1}{\alpha} \ln(T) + \omega$$

Neem nu $H = f(Q)$.

De werklijnparameter wordt nu bepaald door de richtingscoëfficiënt te bepalen tussen een afvoer van 16.000 m³/s en een afvoer van 15.000 m³/s. In onderstaande kader wordt dit idee uitgewerkt.

¹⁶ Immers, er is een relatie tussen Q en T , en een relatie tussen Q en H , dan ook een relatie tussen H en T .

Gebruik $Q = 15.000$, dan gegeven:

$$H_{15.000} = \frac{1}{\alpha} \ln(T_{15.000}) + \omega \quad \text{en} \quad 15.000 = Q_1 \ln(T_{15.000}) + Q_0$$

De eerste in de tweede substitueren levert:

$$15.000 = Q_1 \alpha (H_{15.000} - \omega) + Q_0$$

Voor $Q = 16.000$ op dezelfde werkwijze levert:

$$16.000 = Q_1 \alpha (H_{16.000} - \omega) + Q_0$$

Om de richtingcoëfficiënt te bepalen:

$$16.000 - 15.000 = Q_1 \alpha (H_{16.000} - \omega) - Q_1 \alpha (H_{15.000} - \omega)$$

Omschrijven geeft:

$$\alpha = \frac{(16.000 - 15.000)}{(H_{16.000} - H_{15.000}) \cdot Q_1}$$

De parameter α geeft dus de verandering in de overstromingskans per cm verhoging. De werklijnparameter kan gebruikt worden om de overschrijdingskans te bepalen.

$$p(h) = ce^{-\alpha h}$$

Bovenstaand verband tussen de dijkhoogte en de overschrijdingskans is beschreven in een artikel van Wemelsfelder (1939). Deze methode is ook toegepast door Eijgenraam (2004).

Bijlage D: Zoekmethoden

Een optimalisatiealgoritme is een zoekmethode die gebruikt wordt bij het vinden van de optimale oplossing van problemen die een zeer grote oplossingsruimte hebben. De grote oplossingsruimte maakt het ondoenlijk om alle mogelijke oplossingen uit te proberen. De gevonden oplossing is een benadering van de optimale oplossing, en hoeft dus niet de exacte optimale oplossing te zijn.

Globale optimalisatiealgoritmen worden gebruikt wanneer de oplossingsruimte zeer grillig is (zeer veel lokale optima).

De reguliere algoritmen zijn calculus-, enumeratieve en zuiver random algoritmen. Calculusalgoritmen zijn onderverdeeld in twee soorten, directe en indirecte methodes. Bij directe methodes wordt er gezocht naar lokale optima (hill-climbing en bisectie) en de indirecte variant gaat uit van de afgeleide functie. Een enumeratieve algoritme zoekt de hele zoekruimte af. Bij een zuiver random algoritme gebeurt dit met een willekeur. Evolutionaire algoritmen vallen onder deze laatste categorie.

D.1 Bisectiealgoritme

Een bisectie methode is een recursief zoekalgoritme. De methode zoekt het nulpunt van een niet lineaire functie $f(x)$ in een interval $[a, b]$. Het algoritme deelt herhaaldelijk een interval in tweeën op en selecteert de sub-intervallen waar de root bestaat.

Veronderstel dat we de vergelijking $f(x)=0$ willen oplossen en dat $f(a)$ en $f(b)$ een tegengesteld teken hebben zodat $f(a)$ maal $f(b)$ kleiner dan nul is ($f(a)f(b)<0$). Dan weten we van de middenwaardstelling dat f tenminste 1 root heeft in het interval $[a,b]$. De bisectiemethode halveert het gegeven interval en gaat verder met het middelpunt van het interval en één van de eindpunten. Het eindpunt waarvoor de functiewaarde een tegengesteld teken heeft de functiewaarde van het middelpunt wordt gebruikt. Zodra de lengte van het interval kleiner wordt dan de vereiste nauwkeurigheid (ϵ), wordt het halveringsproces gestopt. De x is dan gelijk aan het middelpunt van het laatste interval.

In pseudo-code

1. Gegeven $f(x)$, a , b , ϵ
2. $x_1 \leftarrow a$ en $f_1 \leftarrow f(x_1)$
 $x_2 \leftarrow b$ en $f_2 \leftarrow f(x_2)$
3. Zolang $|x_1 - x_2| \geq \epsilon$ en $f_1 \cdot f_2 \neq 0$ doe
 - a) $x_3 \leftarrow (x_1 + x_2)/2$
 - b) $f_3 \leftarrow f(x_3)$
 - c) Indien $f_1 \cdot f_3 < 0$ doe
 - $x_2 \leftarrow x_3$
 - $f_2 \leftarrow f_3$
 - anders
 - $x_1 \leftarrow x_3$
 - $f_1 \leftarrow f_3$
4. Indien $f_1=0$ dan
 - $x \leftarrow x_1$
 - anders indien $f_2=0$ dan

$x \leftarrow x_2$
 anders
 $x \leftarrow (x_1 + x_2)/2$

D.2 Genetisch Algoritme (GA)

Een genetisch algoritme (GA) is een meta-heuristische (stochastisch) optimalisatiealgoritme geïnspireerd door de evolutietheorie van Charles Darwin. Dit type algoritme behoort tot de familie van de evolutionaire algoritmen (Eiben, 2003).

De invloeden van de evolutietheorie is terug te vinden in de gebruikte terminologie. Zo wordt een codering van een oplossing van het optimalisatieprobleem een *individu* genoemd. Een parameter die geoptimaliseerd moet worden heet een gen. Alle individuen samen zijn een *populatie*. De populatie wordt bij iedere iteratie van het algoritme vernieuwd. De populatie van een bepaalde iteratie wordt een *generatie* genoemd.

Een genetisch algoritme start de berekeningen met een initiële set van individuen. Voor ieder individu uit deze generatie wordt de bijbehorende criteriumwaarde uitgerekend (evaluatie). Vervolgens wordt een nieuwe generatie geproduceerd door middel van reproductie, kruising en mutatie. Iedere generatie bevat hetzelfde aantal individuen.

In pseudo-code

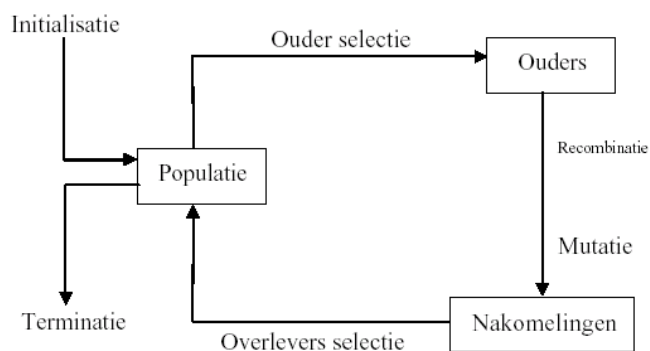
1. Maak initiële populatie
2. Evalueer individuen
3. Zolang stopconditie niet bereikt, doe
 - a) Selecteer ouders uit de huidige populatie
 - b) Reproductie individuen
 - c) Evalueer nakomelingen
 - d) Selecteer overlevers uit ouders en nakomelingen
4. Stop: optimale oplossing is individu met kleinste fitness

Initialisatie

Initieel worden verschillende oplossingen gegenereerd. Deze kunnen random samengesteld worden, of bijvoorbeeld door gebruik te maken van redelijke oplossingen die door een expert bepaald zijn.

Evaluatie

Voor elk individu wordt de fitness bepaald. Binnen de genetische algoritmen is de fitness een waarde die aan een individu wordt toegekend die inhoudt hoe goed het individu het probleem oplost



Selectie

In dit stadium worden de meest geschikte individuen gekozen. Het selecteren van de individuen gebeurt random, maar hierbij wordt wel rekening gehouden met de fitness van de individuen. Individuen met een betere fitnesswaarde hebben een grotere kans om gebruikt te worden voor het generen van een volgende generatie. Doordat het

gedeeltelijk random gebeurt, kan een minder geschikt individu toch als ouder of overlever geselecteerd worden. Dit kan positieve gevolgen hebben voor de populatie.

Reproductie

Na de selectie van de individuen volgt cross-over (of recombinatie). Hierbij gaan twee willekeurige individuen (de ouders) met een bepaalde kans genen uitwisselen. Dit levert twee nieuwe individuen op.

Vervolgens kunnen de verkregen individuen gemuteerd worden. Hierbij wordt een aantal keren een willekeurige individu gekozen en met een kleine kans wordt de waarde van een bepaald gen gewijzigd. Dit zorgt ervoor dat de kans verminderd wordt dat de oplossing in een lokaal optimum blijft steken. De hiermee verkregen individuen zijn de nakomelingen.

Stop conditie

Wanneer aan de vooraf gestelde terminatie-eis is voldaan dan stopt het algoritme en geeft de populatie terug. Deze populatie beschikt dan over individuen die voldoen aan de fitnessfunctie.

Er kunnen verschillende stop-condities gebruikt worden. Enkele veel gebruikte stop-condities zijn:

- een vast aantal generaties wordt berekend
- de beste fitnesswaarde blijft lange tijd gelijk
- de rekentijd wordt eindig gemaakt

D.3 Adaptive Cluster Covering (ACCO)

Het adaptive cluster covering algoritme (ACCO) is ontstaan uit enkele ideeën van verschillende auteurs. Deze zijn gecombineerd door Solomatine (1995).

De strategie van het algoritme is gebaseerd op de volgende principes (bij minimalisatie probleem):

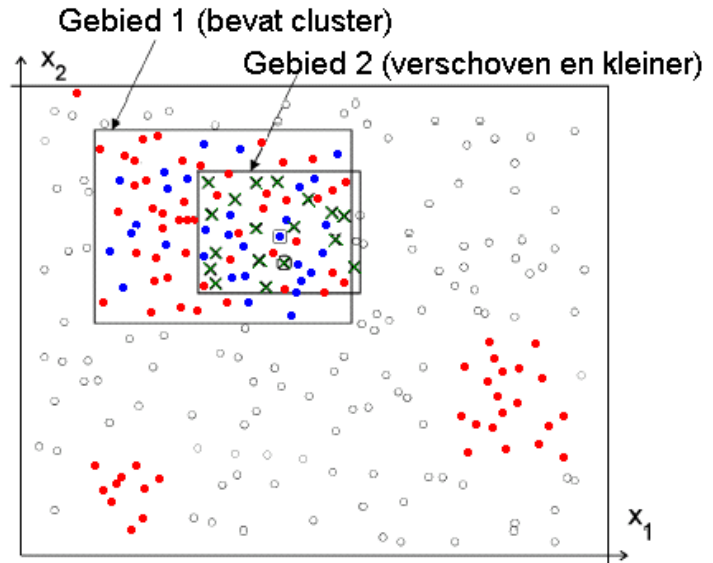
- Principe van clustering
Nadat de functie geëvalueerd is voor een aantal punten, worden punten waarbij de functie waardes het hoogst zijn verwijderd en de rest wordt gegroepeerd in clusters. Clustering wordt gebruikt om veelbelovende gebieden te identificeren en de verdere globale zoekmethode wordt op ieder sub-gebied uitgevoerd.
- Principe van repetitive covering
De random covering wordt in iedere sub-gebied uitgevoerd. De procedure van covering wordt vele keren herhaald- eerst voor de gehele initiële populatie, en dan verscheidene keren voor elke van de opeenvolgende gebieden die om elk geïdentificeerd cluster gevormd zijn.
- Principe van adaptation
In de gepresenteerde strategie zit de implementatie van de adaptation in het verschuiven van het zoek sub-gebied, het krimpen ervan, en veranderen van het aantal punten in elke covering- afhankelijk van de eerder gevonden beoordelingen van de globale minimum locatie.
- Principe van periodieke randomization
Door het probabilistische karakter van het genereren van de punten, kan elke zoekstrategie een veelbelovend zoekgebied missen. Om dit gevaar te reduceren, kan het probleem enkele keren opgelost worden met de randomization van de initiële en tussenliggende steekproeven.

pseudo-code

1. Initialisatie
 - a) sampling
 - b) reduction
 - c) clustering
2. Iteratie voor ieder cluster
 - a) sampling
 - b) reduction
 - c) clustering
 - d) Als stopconditie niet bereikt dan
remove clusters

anders,
STOP
3. Rearrange
 - a) shifting
 - b) shrinking

en ga naar stap 2.



- initiële populatie
- clusters met veelbelovende punten
- gegenereerde punten (iteratie 1, cluster 1)
- "beste" punt gebied 1, waaromheen gebied 2 gevormd is
- × "beste" punten in gebied 2
- ⊗ "beste" punt gebied 2, waaromheen gebied 3 gevormd wordt

Initialisatie

In de initialisatie fase worden achtereenvolgens de stappen sampling, reduction en clustering uitgevoerd. Bij sampling wordt uniform een initiële populatie van N punten uit het toegestane (feasible) domein getrokken. Vervolgens wordt in de reduction stap de functie waarde f van elk punt berekend en de populatie wordt verkleind door de beste p punten te kiezen (met dus de laagste f). In de laatste initialisatiestap worden kN clusters geïdentificeerd, zodat de punten in een cluster "dicht" bij elkaar zijn, en dat de clusters "ver" van elkaar liggen. Bepaal voor ieder cluster het kleinste gebied K dat alle punten van het cluster bevat.

Iteratie

Trek r punten binnen het gebied K (sampling) en kies de beste t punten (reduction). Herschik (clustering) de clusters op zo'n manier dat ieder cluster alleen de beste punten bevat. Als het stopcriterium (u% van de beste punten niet meer dan w% verschillen van de globale beste) niet bereikt, dan clusters verwijderen waarin tijdens de laatste e iteraties het beste punt slechter is als het slechtste punt in ieder ander cluster. Anders stoppen.

Rearrange

Identificeer het "centre of gravity"¹⁷ van elk cluster en pas de clusters aan door nieuwe zoekintervallen om deze centra samen te stellen (shifting). Met een grootte vk% kleiner dan het formaat (shrinking). Ga vervolgens naar stap 2.

¹⁷ zwaartepunt

D.4 Controlled Random Search (CRS)

De grondlegger van dit algoritme is Price (1978). In dit algoritme wordt iteratief het slechtste punt (met de maximale functiewaarde) vervangen door een beter punt totdat de punten in de set dicht genoeg bij elkaar liggen. In pseudo-code:

1. Genereer een set A met N random punten en evalueer deze punten.
2. Bepaal het punt uit deze set met de grootste functiewaarde f.
3. Kies uit de set A m random punten en bepaal de centroid van deze punten. Genereer met behulp van deze centroid een nieuw punt.
4. Bepaal de functiewaarde van dit nieuwe punt. Als dit nieuwe punt beter is dan het bij stap 2 gevonden punt, dan het slechtste punt in de set A vervangen door dit nieuwe punt.
5. Herhaal vanaf stap 2 totdat het stopcriterium bereikt is.

Zowel CRS2 als CRS4a zijn versies van dit algoritme.

D.5 Multistart met clustering (Multis en M-Simplex)

Het basis idee van de familie van multistart methodes is om een zoekmethode meerdere keren toe te passen.

Een van de meest populaire versies van multistart in de globale optimalisatie is gebaseerd op clustering. Clustering is het creëren van groepen van punten die dicht bij elkaar liggen. Twee van deze multistart algoritmes zijn Multis en M-Simplex. Beide worden ze volgens het volgende patroon geconstrueerd:

1. Genereer een set met N random punten en evalueer hun functiewaarde f
2. (Reduction) Reduceer de initiële set door de beste p punten te kiezen (met de laagste functiewaarde)
3. (Local search) Start een lokale zoek procedure vanaf ieder van de p punten. Het beste punt is een lokaal minimum.
4. Herhaal vanaf stap 1 totdat het stopcriterium bereikt is. Het lokale minimum met de kleinste functiewaarde is het globale minimum.

In Multis wordt bij stap 3 de Powell-Brent local search (Powell, 1964, Brent, 1973) gestart. In M-Simplex wordt de downhill simplex descent van Melder en Nead (1965) gebruikt.

D.6 Adaptive cluster descent (ACD)

Wederom een algoritme bedacht door Solomatine (1998). Het is een random zoekalgoritme, waarin ACCO gecombineerd wordt met het Downhill Simplex Descents (DSD) van Nelder en Mead. Het basis idee is het identificeren van een gebied rond een mogelijk lokaal minimum door gebruik te maken van clustering. Vervolgens wordt covering en DSD toegepast in dit gebied.

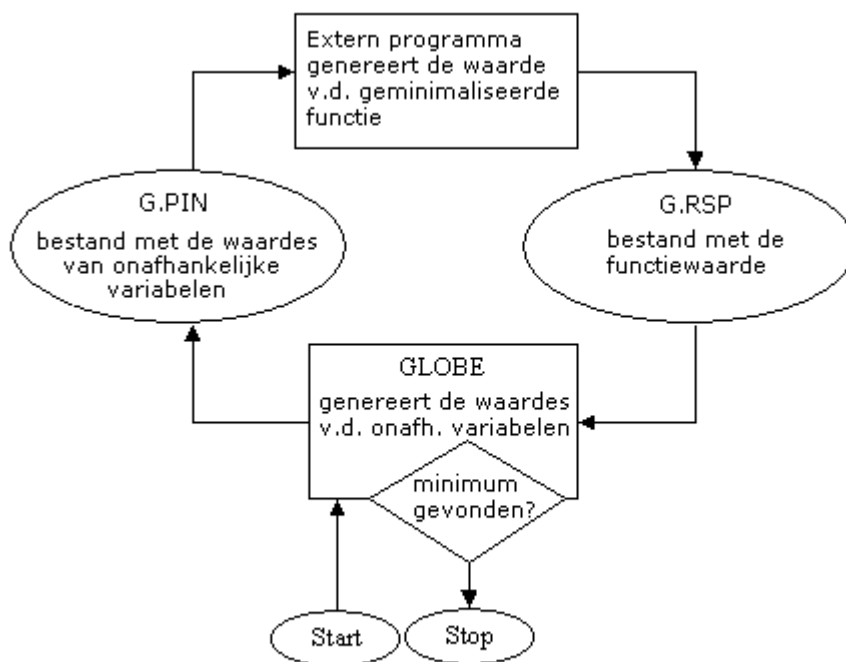
Bijlage E: GLOBE: tool voor globale optimalisatie

Vele real-life problemen vereisen de oplossing van een optimalisatie probleem. Als de doelfunctie niet analytisch bekend is, zijn traditionele methodes niet toepasbaar en moeten globale optimalisatie (GO) algoritmen gebruikt worden. Deze algoritmes zijn vooral handig voor functies waarbij de afgeleiden niet bekend zijn (of zeer moeilijk te bepalen zijn). In deze bijlage wordt een korte introductie gegeven van GLOBE. In E.2 worden de resultaten van het programma bij het model van 4.2.1 weergegeven.

E.1 Beschrijving van GLOBE

Het computerprogramma GLOBE is geschreven in PASCAL en ontwikkeld door D. Solomatine¹⁸. Het programma is in staat het minimum zoeken van een doelfunctie (of het maximum als de coëfficiënt -1 aan de doelfunctie toegevoegd wordt) door gebruik te maken van globale zoekalgoritmes.

Het programma GLOBE is een optimaliseringstool die het minimum kan vinden van een functie met meervoudige variabelen. De waarde van de functie wordt gegeven door een extern programma of een dynamic-link library (DLL). Verder bevat GLOBE ook nog enkele visualisatie mogelijkheden.



Figuur E-1 Flowdiagram GLOBE

De volgende globale optimalisatie algoritmes zijn in GLOBE geïmplementeerd:

- Controlled random search (CRS)
- Genetisch algoritme
- Adaptive cluster covering (ACCO/ACCOL)

¹⁸ Het programma is te vinden op www.hydroinformatics.org/hi/sol.

- Multis (een versie van Powell-Brent non-derivative algorithm, met meerdere randomize starts)
- M-Simplex (een versie van het simplex descent algoritme van Nelder en Mead, met randomized multiple starts)
- Improved controlled random search (CRS4a)
- Adaptive cluster descent (ACD)

Deze algoritmes worden in bijlage D uitgelegd.

Om het programma te gebruiken moet een ander programma geschreven worden die de waarde van de doelfunctie uitrekent bij de input parameterwaardes die GLOBE als uitvoer geeft, en als output deze waarde teruggeeft.

Enkele vereisten hiervoor zijn:

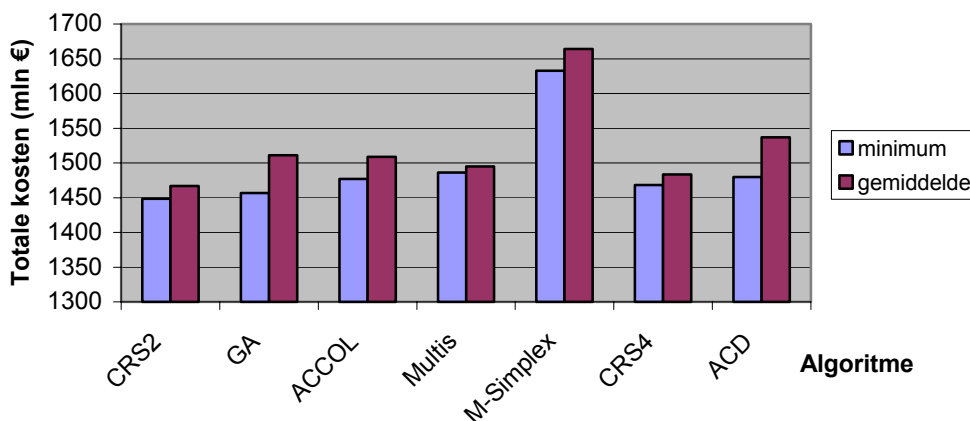
- het programma moet een .exe zijn
- het moet de file .pin met de waardes voor de inputparameters in kunnen lezen
- het moet de waarde van de doelfunctie kunnen wegschrijven in een .rst

De gebruiker van GLOBE moet dus zorgen voor 1 executable: het model. Het programma mag in iedere taal geschreven worden die de gebruiker kent. De input en output files van GLOBE zijn in ASCII formaat.

E.2 Optimale algoritme

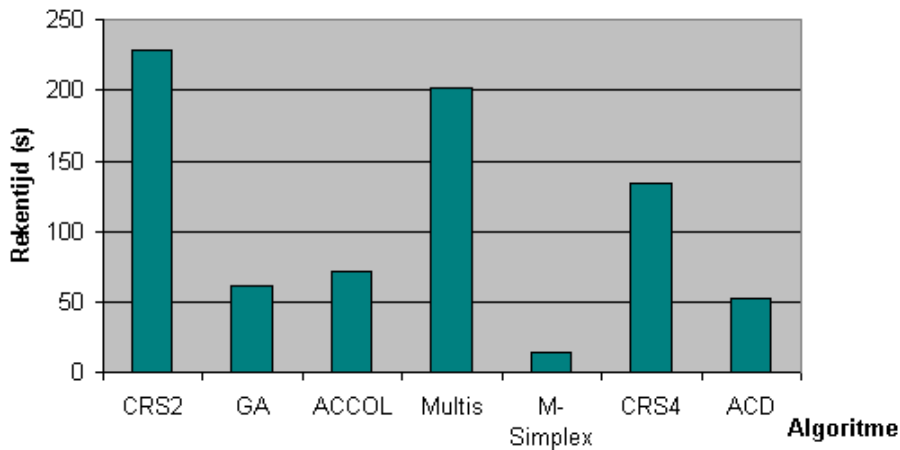
Om de optimale oplossing in een minimalisatie probleem te vinden is slechts één algoritme voldoende. Alle negen algoritmes in GLOBE zijn met elkaar vergeleken, om het algoritme dat het beste past bij het ontwikkelde model te bepalen.

In onderstaande grafiek staan zowel de minimale als de gemiddelde waarde van de totale kosten per algoritme.



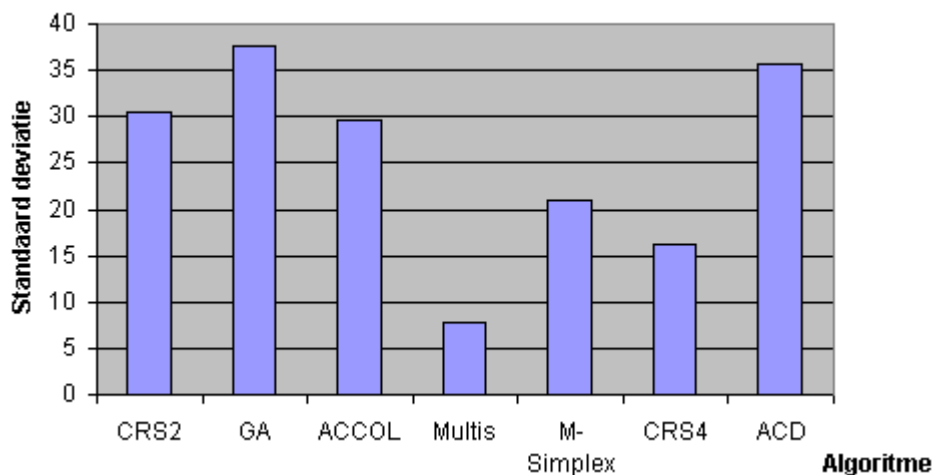
Figuur E-2 Vergelijking prestaties algoritmes: minimale en gemiddelde kosten bij 5 runs

Uit bovenstaande grafiek blijkt dat CRS2 het laagste minimum geeft. Ook is dit algoritme gemiddeld genomen het effectiefst. Maar CRS2 is veel rekenintensiever en dus minder efficiënt dan bijvoorbeeld een Genetisch algoritme. Dit is uit onderstaande grafiek ook te concluderen.



Figuur E-3 Vergelijking prestaties algoritmes gemiddelde rekentijd bij 5 runs

CRS2 heeft de langste rekentijd (ca 225s). Terwijl zowel GA als ACCOL slechts ongeveer 60 seconden nodig hebben. In onderstaande grafiek zijn de standaard deviaties per algoritme weergegeven.



Figuur E-4 Vergelijking prestaties algoritmes: standaard deviatie bij 5 runs

Bovenstaande resultaten zijn verkregen met de standaard instellingen van de algoritmes. Onderzocht is of voor andere instellingen de algoritmes GA en ACCOL betere resultaten kunnen geven. Door de beginpopulatie bij GA van 50 naar 200 te vergroten, zakt het gemiddelde nagenoeg niets en de standaarddeviatie wordt nauwelijks kleiner. Maar de rekentijd wordt verdubbeld (115s). Door de instellingen bij het algoritme ACCOL te wijzigen is ook geen verbetering te krijgen.

Een rekentijd van 3 minuten is relatief gezien weinig. Voor het verdere onderzoek zal dan ook gebruik gemaakt worden van het CRS2 algoritme. Dit algoritme geeft de beste resultaten en de rekentijd valt relatief mee.

Bijlage F: Begrippenlijst

Voor onderstaande begrippen is gebruik gemaakt van de volgende bronnen: Technische adviescommissie Water (1998, website), Lexicon Omega (1997) en een schematiseringsrapport van VNK (2002).

Afschuiving	het verplaatsen van een deel van een grondlichaam door overschrijding van het evenwichtsdraagvermogen
Afvoer	zie debiet
Afvoergolf	een aanmerkelijke, verhoudingsgewijs kortdurende verhoging van de afvoer, gekenmerkt door een snelle was, gevolgd door een trage val
Basispeil	extreme hoogwaterstand met (per definitie) een overschrijdingsfrequentie van 1/10.000 per jaar
Bezwijken	het optreden van ontoelaatbaar grote vervormingen van een constructie zodanig dat de samenhang daarvan verloren gaat
Boertien I	Commissie onder leiding van dhr. Boertien, die een programma van rivierdijkversterkingen aan de minister van Verkeer en Waterstaat adviseerde
Bovenrivierengebied	het door Rijn en Maas gevoede rivierengebied ten oosten van de lijn Schoonhoven – Werkendam – Dongemond, waar waterstanden niet beïnvloed worden door het getij van de Noordzee
Buistoot	plotselinge stijging van de zeespiegel tijdens een periode van twintig minuten tot enkele uren, gevolgd door een daling
Buitenwater	het oppervlaktewater waarvan de waterstand direct onder invloed staat van een hoge stormvloed, bij hoog opperwater van een van de grote rivieren, bij hoog water op het IJsselmeer of Markermeer of bij een combinatie daarvan
Cascade-effect	schade vergrotend effect bij een overstroming van een gebied door uitstroming naar kleinere rivieren en onderlopen van aan die rivieren grenzende dijkringen, of door doorslag naar naastgelegen dijkringen (domino-effect)
Coupure	onderbreking in de waterkering voor de doorvoer van een waterweg, weg of spoorweg die bij hoge standen afsluitbaar is
Debiet	hoeveelheid doorgestroomd water per tijdseenheid
Decimeringshoogte	de peilvariatie die behoort bij een vergroting of verkleining van de overschrijdingsfrequentie met een factor 10
Dijkkring	het om een dijkkringgebied gelegen stelsel van waterkeringen
Dijkkringgebied	gebied dat door een stelsel van waterkeringen, of hoge gronden, beveiligd moet zijn tegen overstroming, in het bijzonder bij hoge stormvloed, bij hoog opperwater van een van de grote rivieren, bij hoogwater van het IJsselmeer of een combinatie daarvan
Dijktafelhoogte	de minimaal vereiste kruinhoogte
Dijkvak	deel van een waterkering met min of meer gelijke sterkte-eigenschappen en belasting
Duinafslag	het wegspoelen van duin door de kracht van de zee
Estuarium	Verbrede, veelal trechtersvormige riviermonding waar zoet rivierwater en zout zeewater op elkaar stuiten en waar getij verschil waarneembaar is
Falen	het niet (meer) voldoen aan vastgestelde criteria

Golfoploop	de hoogte boven de waterstand tot waar een tegen het talud oplopende golf reikt
Golfoverslag	hoeveelheid water die door golven per strekkende meter gemiddeld per tijdseenheid over de waterkering slaat
Hoge gronden	natuurlijke hoge delen van Nederland die niet overstromen bij maatgevend hoogwater
Hydraulische randvoorwaarden	Verzameling statistische beschrijvingen van de hydraulische bedreigingen zoals rivierafvoeren, waterstanden op zee, windgolven, deining, bui-oscillaties en buistoten e.d.
Inundatie	overstromen van een gebied
Kruin	hoogste punt van het dijklichaam
Kwel	het uit treden van grondwater onder invloed van een waterstandsverschil over een kering
Maaiveld	het oppervlak (of de hoogte daarvan) van een terrein
Maatgevende hoogwaterstand	(MHW) ontwerppeil volgens de norm van art. 3.2. van de Wet op de waterkering (hoogte waarvoor de overschrijdingsfrequentie van de waterstand een voldoende kleine waarde heeft bereikt)
MHW	zie Maatgevende hoogwaterstand
NAP	Normaal Amsterdams Peil, vergelijkingsvlak ten opzichte waarvan men waterstanden meet
Ontwerppeil	zie Maatgevende hoogwaterstand
Opbarsten	het bezwijken van de grond, door het ontbreken van verticaal evenwicht in de grond, onder invloed van wateroverdrukken
Overhoogte	extra hoeveelheid grond die wordt aangebracht met het doel om na zetting van de ondergrond het gewenste profiel te bereiken
Overschrijdingsfrequentie	gemiddeld aantal keren dat in een bepaalde tijd een verschijnsel een zekere waarde bereikt of overschrijdt
Piping	het verschijnsel dat onder een waterkering een holle pijpvormige ruimte ontstaat doordat het erosieproces van een zandmeevoerende wel niet stopt
Primaire waterkering	waterkering die beveiliging biedt tegen overstroming doordat deze ofwel behoort tot het stelsel dat een dijkkringgebied omsluit, ofwel voor een dijkkringgebied is gelegen
Profiel van de vrije ruimte	vrij te houden ruimte voor het blijvend kunnen realiseren van de waterkerende functie van een kering, ook in de toekomst
Stormvloedpeil	het peil dat gemiddeld eens per 2 jaar ter plaatse door een hoogwater wordt bereikt of overschreden (ook wel grenspeil genoemd)
Systeemwerking	het verschijnsel dat het onderlopen van bovenstrooms gelegen dijkringen van invloed is op de veiligheid tegen overstromen van benedenstrooms gelegen dijkringen
Talud	onder helling gelegen vlak
Toetspeil	de waterstand behorend bij de normfrequentie van de betreffende waterkering, die bij de toetsing wordt gebruikt
Veiligheidsnorm	getal dat door de bevoegde autoriteit is toegekend aan een dijkkring, als relatieve maat voor de vereiste veiligheid in de bescherming tegen hoog water
Waakhoogte	hoogte die een dijk moet hebben om buitenwater te keren
Werklijn	relatie tussen het jaarmaximum van de afvoer en de overschrijdingskans daarvan per jaar, zoals deze door de Minister van Verkeer en Waterstaat wordt gehanteerd voor het bepalen van de ontwerpafvoer voor de versterking van dijken

Windopzet	een lokale verhoging van de waterstand ten gevolge van wind
Zandmeevoerende wel	erosieverschijnsel waarbij uittredend kwelwater zand uitspoelt
Zeespiegelstijging	de stijging van de gemiddelde zeestand ten op zichte van NAP
Zetting	afname van de hoogte van een grondlichaam, hoofdzakelijk ten gevolge van een bovenbelasting, de eigen massa en/of uittreden van water