

Verbeteren van de Beneden- en Midden-IJssel als scheepvaartweg



Hoofdrapport

Henk Smienk
Juni 2003

Voorwoord

Dit afstudeeronderzoek is uitgevoerd bij de sectie waterbouwkunde op de faculteit civiele techniek en geowetenschappen. Dit afstudeerverslag is de afronding van mijn studie Civiele Techniek aan de Technische Universiteit van Delft.

Een aantal mensen wil ik bedanken. Dit zijn Saskia van Vuren die mij geholpen heeft met het opzetten van de grote computercapaciteit eisende deterministische en probabilistische bevaarbaarheidsanalyses en het bespreken van het rapportagewerk, Hendrik Havinga voor de verschaft informatie en het bespreken van het rapportagewerk, Frans Berben voor de verkregen meetdata in de vorm van ArcView Gis bestanden, Kees Sloff voor de ondersteuning bij het aanpassen van het Sobek Rijntakkenmodel en de goede ideeën wat betreft de uit te voeren analyses en Peter Gijsbers voor de ondersteuning in het werk met BOS Inrichting Rijntakken.

Henk Smienk

Juni 2003

Titel: Het verbeteren van de Beneden- en Midden-IJssel als scheepvaartweg
Naam: Henk Smienk
Studienummer: 9774084
Commissie: prof. dr. ir. H.J. de Vriend
dr. F.M.L. Berben
ir. B.G. van Vuren
ir. H. Havinga
dr. ir. P.J.A. Gijsbers

Samenvatting

Probleembeschrijving

Het beleid met betrekking tot de Nederlandse waterwegen is erop gericht beter gebruik te maken van de aanwezige potentie als transportnetwerk. In het Tweede Structuurschema Verkeer en Vervoer (SVV2) en het Nationaal Verkeer- en Vervoerplan (NVVP) is de IJssel als hoofdvaarroute aangeduid en moet geschikt zijn voor tweestrooksverkeer van scheepvaartklasse Va. De IJssel is een belangrijke Noord-Zuid route in Nederland.

Het maatgevende schip van scheepvaartklasse Va is een Groot Rijnschip of één duwbak. Deze schepen kunnen maximaal 3.000 ton vracht vervoeren. De lengte van deze schepen ligt tussen 95 en 110 meter, de breedte is 11,40 meter en de maximale diepgang ligt tussen de 2,50 en 4,50 meter. De vaarbaaneis voor scheepvaartklasse Va houdt in dat over het grootste gedeelte van de IJssel tweestrooksverkeer met het maatgevende schip mogelijk moet zijn. Dit vereist een bepaalde minimale vaarbaanbreedte (die o.a. afhankelijk is van de bochtstraal). De eisen ten aanzien van de vaarbaanbreedte zijn afkomstig uit twee studies ('Verkenning IJssel' en 'Planstudie van de Boven-IJssel'). De eisen uit de 'Verkenning IJssel' zijn binnen dit onderzoek gebruikt.

Over deze vereiste vaarbaanbreedte moeten de schepen kunnen varen met een minimale diepgang van 2,50 meter bij Overeengekomen Lage Rivierstand (OLR). De OLR is een referentiewaterstand die op de IJssel optreedt bij een Overeengekomen Lage Afvoer (OLA) van 172 m³/s. Dit is een lage afvoer, want het gemiddelde van de IJsselafvoer is ongeveer 300 m³/s.

Het doel van het onderzoek is het bepalen van de scheepvaartknelpunten en vervolgens onderzoeken hoe de bevaarbaarheid van het projectgebied verbeterd kan worden.

Het projectgebied bestaat uit de Midden- en Beneden-IJssel. De Midden-IJssel begint bij het Twentekanaal, kilometerraai (kmr.) 931, en eindigt bij het Katerveer in Zwolle (kmr. 980). De Beneden-IJssel begint bij het Katerveer en eindigt bij het Keteldiep (kmr. 1001,4).

Methode en resultaten

Om de plaats, de grootte en het type van de scheepvaartknelpunten te bepalen, is een scheepvaartknelpuntenanalyse op basis van de hierboven beschreven eisen uitgevoerd. Hierbij is gebruik gemaakt van de vlakdekkende bodempeilingen uit 2002, de bochtstralen van de IJssel en de OLR-standen van de IJssel. Vanaf het Twentekanaal (kmr. 931) tot aan Fortmond (kmr. 961) en op het traject tussen kmr. 984 en 989 (bochten bij Zalk en de Koppelerwaard) is de vaarbaan niet geschikt voor tweestrooksverkeer van scheepvaartklasse Va. De scheepvaartknelpunten zijn gerelateerd aan bochten. Een rivierbocht bestaat uit een diepe buitenbocht en een ondiepe binnenbocht. Dit asymmetrische profiel ontstaat door de aanwezige spiraalstroming in rivierbochten. Door de spiraalstroming ontstaat een breedte scheepvaartknelpunt. Op de Beneden-IJssel is de vaarbaanbreedte groter en de waterdiepte in benedenstroomse richting verandert niet veel bij gemiddelde en lage IJsselafvoeren. Hierdoor bestaan minder scheepvaartknelpunten op de Beneden-IJssel.

Deze 2-dimensionale scheepvaartknelpuntenanalyse is uitgevoerd om de resultaten van een scheepvaartknelpuntenanalyse met een 1-dimensionaal, morfodynamisch model te vergelijken met de resultaten uit deze 2-dimensionale scheepvaartknelpuntenanalyse. De scheepvaartknelpunten liggen in dezelfde orde van grootte. Op basis hiervan wordt aangenomen dat het 1-dimensionale model geschikt is voor de verdere analyses van dit onderzoek. De optredende verschillen kunnen verklaard worden door het verschil in detailniveau.

Voor de toekomst staan ook voor de IJssel 'Ruimte voor de Rivier' maatregelen (RvdR-maatregelen) gepland. Deze worden uitgevoerd om de verhoogde maatgevende afvoer zo op te vangen dat geen dijkverhogingen nodig zijn. De RvdR-maatregelen leiden tot (grotere) scheepvaartknelpunten doordat meer en/of frequenter water uit de hoofdgeul wordt onttrokken. De bodemligging van de hoofdgeul komt dan ter plaatse van de ingreep omhoog door de variatie van stroomsnelheid in langsrichting van de rivier. Binnen dit onderzoek is een nevengeul bij Zalk geïmplementeerd. Bij de nevengeul met een maximaal debiet van 259 m³/s daalt de gemiddelde vaarbaanbreedte 6 meter bij een diepgang van 2,5

meter en 32 meter bij een diepgang van 4 meter. Deze afname is na 20 jaar over het traject waar de nevengeul is gelegen.

In de uitgangssituatie is, met behulp van een trial-and-error methode, een set van maatregelen bepaald die de scheepvaartknelpunten tussen kmr. 936 en 944 oplost voor een periode van 20 jaar. Deze oplossing van de scheepvaartknelpunten bestaat uit een zandvang van 500.000 m³ net bovenstrooms van het traject, een zomerbedverbreding van 30 meter over het gehele traject en 2,2 miljoen m³ ‘traject baggeren’ verdeeld over het traject en de tijdsduur van 20 jaar. Geconcludeerd kan worden dat een zomerbedverbreding in combinatie met een zandvang en/of ‘traject baggeren’ een goede set van maatregelen is om een breedte scheepvaartknelpunt op te lossen.

Om het effect van deze maatregelen op de bevaarbaarheid te analyseren is de bevaarbaarheid bepaald voor verschillende riviertrajecten. De bevaarbaarheid van een traject is gekwantificeerd in het gemiddelde aantal dagen per jaar dat tweestrooksverkeer van scheepvaartklasse Va kan plaatsvinden (met een bepaalde diepgang). De bevaarbaarheid hangt sterk af van de onzekerheid in het afvoerverloop (in de tijdsperiode). Een Monte Carlo simulatie is toegepast om de onzekerheid in de bevaarbaarheid van een traject, gegeven een onzeker afvoerverloop, te kwantificeren.

De Beneden-IJssel is beter bevaarbaar door de toenemende vaarbaanbreedte en de bij gemiddelde en lage afvoeren ongeveer constante waterdiepte in benedenstroomse richting. Dit komt door het effect van de stuwkromme.

Door de scheepvaartmaatregelen stijgt het gemiddelde aantal bevaarbare dagen per jaar voor het traject tussen kmr. 936 en 944 van 29 naar 335 voor schepen met een diepgang van 2,5 meter. De 90%-betrouwbaarheidsband loopt van 7 dagen tot 51 dagen. Bovenstrooms van dit traject daalt het gemiddelde aantal bevaarbare dagen van 109 naar 73 bij dezelfde diepgang als gevolg van de set-down van de waterstand (zie tabel 1 voor resultaten). De totale kosten van de set van maatregelen worden geschat op 48 miljoen Euro. Op basis van deze resultaten moet een beleidsmatige afweging gemaakt worden.

De bevaarbaarheidsanalyse is vervolgens uitgevoerd met de eis uit de ‘Planstudie van de Boven-IJssel’, deze resultaten worden vergeleken met de resultaten uit de bevaarbaarheidsanalyse met de eis uit de ‘Verkenning IJssel’ (zie tabel 1 voor resultaten). Uit dit onderzoek blijkt dat de vaarbaanbreedte eis een grote invloed heeft op de bevaarbaarheid van de IJssel.

Het onzekere afvoerverloop en de onregelmatigheden in langsrichting van de rivier bepalen de variatie van de bodemligging en de waterstand. Uit dit onderzoek blijkt dat de variatie van de waterstand een orde groter is dan de variatie van de bodemligging. De variatie van de waterstand heeft de grootste invloed op de variatie van de bevaarbaarheid. De bodemliggingveranderingen zijn belangrijk voor de gemiddelde bevaarbaarheid. De morfologische veranderingen mogen niet verwaarloosd worden bij het bepalen van de bevaarbaarheid, want anders wordt een te positief beeld verkregen van de bevaarbaarheid (zie tabel 1 voor resultaten).

Traject tussen	Uitgangssituatie met eis uit ‘Verkenning IJssel’		Situatie met set van maatregelen		Uitgangssituatie met eis uit ‘Planstudie van de Boven-IJssel’		Uitgangssituatie zonder morfologische dynamica	
	μ	90%	μ	90%	μ	90%	μ	90%
kmr. 931,4 en 933,9	109	47-156	73	18-105	357	346-365	310	284-343
kmr. 936,4 en 944	29	7-51	335	310-361	306	273-339	102	36-135
kmr. 945,5 en 957,1*	91	36-127	91	29-135	360	328-365	328	302-354

*957,1 = 959,6 bij eis uit ‘Planstudie van de Boven-IJssel’

(Op tussenliggende trajecten is een te krappe bochtstraal aanwezig)

Tabel 1: Gemiddeld (μ) en 90%-betrouwbaarheidsband (90%) van de bevaarbare dagen voor het traject 931,4 – 957,1 bij 2,5 meter diepgang

Conclusies

Het traject vanaf het Twentekanaal (kmr. 931) tot aan Fortmond (kmr. 961) en het traject tussen kmr. 984 en 989 (bochten bij Zalk en de Koppelerwaard) zijn niet geschikt voor tweestrooksverkeer van scheepvaartklasse Va. De scheepvaartknelpunten zijn vooral het gevolg van de scherpe rivierbochten. De Beneden-IJssel is beter bevaarbaar door de toenemende vaarbaanbreedte en de bij gemiddelde en lage afvoeren ongeveer dezelfde waterdiepte in benedenstroomse richting. Dit is als gevolg van de stuwkromme.

De voor de toekomst geplande RvdR-maatregelen leiden tot grotere scheepvaartknelpunten, wanneer de hoofdgeul vaker ontlast wordt van een hoge afvoer.

Voor de bevaarbaarheidsanalyse is een probabilistische benadering vereist omdat verschillende afvoerverlopen tot een andere bevaarbaarheid leiden.

De dynamica van de morfologie mag niet verwaarloosd worden bij bevaarbaarheidsanalyses omdat er anders een te positief beeld ontstaat van de bevaarbaarheid.

Een verbreding in combinatie met traject baggeren en/of een zandvang is een goede verbetering van de scheepvaartfunctie wanneer een tekort aan vaarbaanbreedte bestaat.

Aanbevelingen

De vaarbaanbreedte eis moet onderzocht en bepaald worden met behulp van verkeerssimulaties. Wanneer een bevaarbaarheidsanalyse wordt uitgevoerd is een probabilistische benadering vereist, omdat de bevaarbaarheid sterk afhankelijk is van het afvoerverloop. Ook het effect van andere onzekerheden, zoals het soort model (b.v. 2-dimensionaal model), de modelschematisatie (b.v. een ander 1-dimensionaal model) en de onzekerheid van overige invoerparameters (b.v. ruwheid en korrelgrootte), kan onderzocht worden binnen een probabilistische benadering.

De analyse van de bevaarbaarheid maakt duidelijk dat de bevaarbaarheid op een bepaald moment afhangt van de verwachte waterstand en de bodemligging. De rivierbeheerder kan hiermee aangeven wat de maximale diepgang is op de IJssel. De schippers kunnen dan de vertaling van de diepgang naar de beladingsgraad maken. Ze kunnen besluiten om met maximale lading te varen en de langere wachttijden te accepteren of met minimale lading vaker te varen met een kleinere reis- en wachttijd. Het optimum ligt hier tussenin.

De rivierbeheerder kan de economische baten wat betreft een vergrote bevaarbaarheid in beeld brengen, wanneer de gehele IJssel is verbeterd wat betreft de scheepvaartfunctie.

Om de bevaarbaarheid van de gehele IJssel te verbeteren kunnen enerzijds de scherpe bochten worden verruimd. Anderzijds kan de rivierbeheerder een krappere profiel of eenstrooksverkeer met verkeersregeling accepteren en toepassen. Vervolgens kunnen dan de minst bevaarbare trajecten aangepakt worden door middel van rivierverbreeding in combinatie met een zandvang en/of traject baggeren.

Inhoudsopgave

VOORWOORD.....	I
SAMENVATTING	II
INHOUDSOPGAVE.....	V
1 INLEIDING	1
1.1 SITUATIESCHETS.....	1
1.2 PROBLEEMSTELLING.....	1
1.3 DOELSTELLING	2
1.4 ALGEMENE AANPAK	3
2 SCHEEPVAART SITUATIE OP DE IJSSEL.....	5
2.1 RIJNTAKKEN NEDERLAND	5
2.2 SCHEEPVAART IJSSEL	5
2.2.1 Scheepvaartontwikkelingen.....	5
2.2.2 Vaarbaaneisen	6
2.3 SCHEEPVAARTKNELPUNTENANALYSE OP BASIS VAN BODEMPEILINGEN	8
2.3.1 Methode.....	8
2.3.2 Type scheepvaartknelpunt.....	10
2.3.3 Scheepvaartknelpunten projectgebied.....	11
2.3.4 Scheepvaartknelpunt door bocht.....	13
3 SOBEK RIJNTAKKENMODEL.....	15
3.1 1-DIMENSIONAAL SOBEK MODEL	15
3.2 MORFOLOGISCH SOBEK RIJNTAKKENMODEL.....	15
3.2.1 Schematisatie	15
3.2.2 Riviergeometrie	16
3.2.3 Sediment transportformule.....	16
3.2.4 Sedimentverdeling op de splitsingspunten	17
3.2.5 Modelinput	17
3.3 ONZEKERHEDEN	19
3.4 AANPASSING RIJNTAKKENMODEL TER REDUCTIE VAN DE REKENTIJD	20
3.5 VALIDATIE VAN HET AANGEPASTE MODEL	22
4 DETERMINISTISCHE TOEPASSING VAN HET MODEL.....	26
4.1 UITGANGSSITUATIE	26
4.2 SITUATIE MET SET VAN MAATREGELLEN	31
4.2.1 Uitgangspunten	31
4.2.2 Set van maatregelen	31
4.3 RUIMTE VOOR DE RIVIER PROJECT.....	37
4.3.1 Introductie.....	37
4.3.2 Effecten RvdR-maatregelen.....	38
4.3.3 Nevengeul bij Zalk.....	39
4.4 DETERMINISTISCHE BEVAARBAARHEIDSANALYSE.....	45
4.4.1 Methode.....	45
4.4.2 Uitgangssituatie	47
4.4.2 Situatie met de set van maatregelen	48
4.5 GEVOELIGHEID VAN DE BEVAARBAARHEID VOOR DE ONZEKERHEDEN IN HET AFVOERVERLOOP.....	49

5	ONZEKERHEIDSANALYSE.....	51
5.1	MONTE CARLO SIMULATIE	51
5.1.1	<i>Monte Carlo programma</i>	<i>51</i>
5.1.2	<i>Stochastische beschrijving afvoerverloop</i>	<i>51</i>
5.2	PROBABILISTISCHE BEVAARBAARHEIDSANALYSE VAN DE BENEDEN- EN MIDDEN-IJSSEL	53
5.2.1	<i>Opzet probabilistische bevaarbaarheidsanalyse.....</i>	<i>53</i>
5.3	GEVOELIGHEID BEVAARBAARHEID VOOR DE VAARBAANBREEDTE EIS	56
5.3.1	<i>Verschillende vaarbaanprofielen</i>	<i>56</i>
5.3.2	<i>Resultaten bevaarbaarheidsanalyses met de eis uit de ‘Planstudie van de Boven-IJssel’</i>	<i>57</i>
5.4	VARIATIE IN MORFOLOGIE EN WATERSTAND	58
5.4.1	<i>Ruimtelijke variatie van morfologie en waterstand.....</i>	<i>58</i>
5.4.2	<i>Tijdsafhankelijke variatie in morfologie en waterstand.....</i>	<i>62</i>
5.5	BEVAARBAARHEIDSANALYSE ZONDER BODEMLIGGINGVERANDERINGEN	63
5.6	DISCUSSIE.....	64
6	CONCLUSIES EN AANBEVELINGEN	66
6.1	CONCLUSIES	66
6.2	AANBEVELINGEN.....	67
	LITERATUURLIJST	68

1 Inleiding

De IJssel vervult een belangrijke rol voor de beroepsscheepvaart. De IJssel moet geschikt zijn voor scheepvaartklasse Va. In deze studie worden de scheepvaartknelpunten geanalyseerd. Voor het traject tussen kilometerraai (kmr.) 936 en 944 wordt naar mogelijkheden gezocht om de scheepvaartknelpunten te verbeteren. Ten aanzien van de scheepvaart worden eisen gesteld aan de vaarbaanbreedte en vaarbaandiepte. De bevaarbaarheid van de IJssel wordt uitgedrukt in hoe vaak er met een bepaalde diepgang over de vereiste vaarbaanbreedte kan worden gevaren. Het effect van de scheepvaartmaatregelen op de bevaarbaarheid van de IJssel wordt onderzocht.

De beschikbare vaarbaanbreedte en diepgang zijn afhankelijk van o.a. de bodemligging en de waterstand. Deze variëren in de ruimte en zijn tijdsafhankelijk.

Als gevolg van de onzekerheden in de bodemligging en waterstand (door onzeker afvoerverloop) zijn de voorspellingen van de vaarbaanbreedte en diepgang onzeker. De bevaarbaarheid van de IJssel wordt daarom op probabilistische wijze onderzocht. Dit wordt gedaan met behulp van een Monte Carlo simulatie.

Voor de toekomst staan ook voor de IJssel 'Ruimte voor de Rivier' maatregelen (RvdR-maatregelen) gepland. Deze worden uitgevoerd om de verhoogde maatgevende afvoer zo op te vangen dat geen dijkverhogingen nodig zijn. De RvdR-maatregelen leiden tot (grotere) scheepvaartknelpunten doordat meer en/of frequenter water uit de hoofdgeul wordt onttrokken.

In de 'Verkenning IJssel' en de 'Planstudie van de Boven-IJssel' worden afwijkende eisen gesteld ten aanzien van de vaarbaanbreedte voor scheepvaartklasse Va. Het effect van beide eisen op de bevaarbaarheid van de IJssel wordt bepaald.

1.1 Situatieschets

Figuur 1 laat zien hoe de IJssel verdeeld is in een drietal trajecten:

1. De Boven-IJssel begint bij de IJsselkop (kmr. 878) en eindigt bij de aansluiting van het Twentekanaal (kmr. 931).
2. De Midden-IJssel begint bij de aansluiting van het Twentekanaal op de IJssel net iets benedenstrooms van Zutphen (kmr. 931) en loopt door tot Zwolle (kmr. 980).
3. De vaarweg Beneden-IJssel begint bij Zwolle (kmr. 980) en eindigt waar de IJssel zich splitst in het Kattendiep en het Keteldiep (kmr. 1002).

Het Keteldiep komt uit op het Ketelmeer, waar deze vaarweg aansluit op de vaarweg in het Ketelmeer welke vervolgens weer aansluit op de vaarweg Amsterdam-Lemmer.

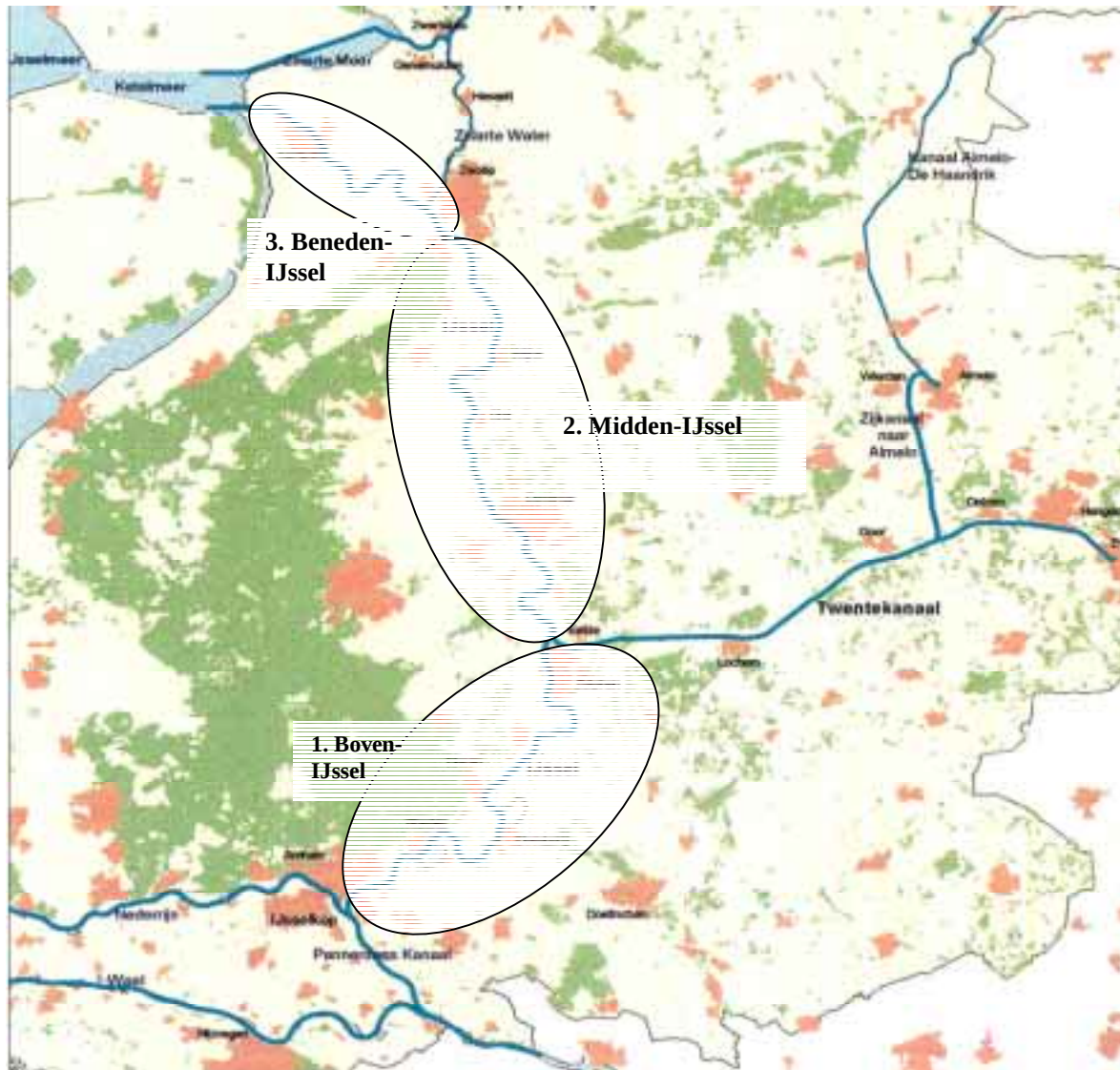
Het projectgebied bestaat uit de Midden- en Beneden- IJssel. Dit is tussen kmr. 931 en kmr. 1001,4.

1.2 Probleemstelling

De IJssel is een hoofdvaarroute voor het goederenvervoer (SVV 2 (Tweede Structuurschema Verkeer en Vervoer) en NVVP (Nationaal Verkeer- en Vervoerplan)) en moet geschikt zijn voor tweestrooksverkeer van scheepvaartklasse Va. Dit houdt in dat de vaarweg bevaarbaar moet zijn voor schepen van 3000 ton, met een lengte van 110 meter en een breedte van 11,40 meter (zie bijlage 1). De minimale diepgang is 2,50 meter bij Overeengekomen Lage Rivierstand (OLR) (dit is een referentiewaterstand).

Scheepvaarteisen voor scheepvaartklasse Va zijn gesteld ten aanzien van vaarbaanbreedte, vaarbaandiepte en bochtstralen. Op grote delen van de IJssel wordt aan deze eisen niet voldaan. Tevens voldoet de IJssel op sommige locaties zelfs niet aan de eisen van een scheepvaartklasse IV vaarweg (schepen tot 1500 ton). Dit betekent dat schepen tijdelijk niet of met een kleinere diepgang en lading kunnen varen.

De IJssel wordt door de beroepsvaart omschreven als een lastig te bevaren vaarweg [Ministerie van Verkeer en Waterstaat, 1999b].



Figuur 1: Vaarwegen

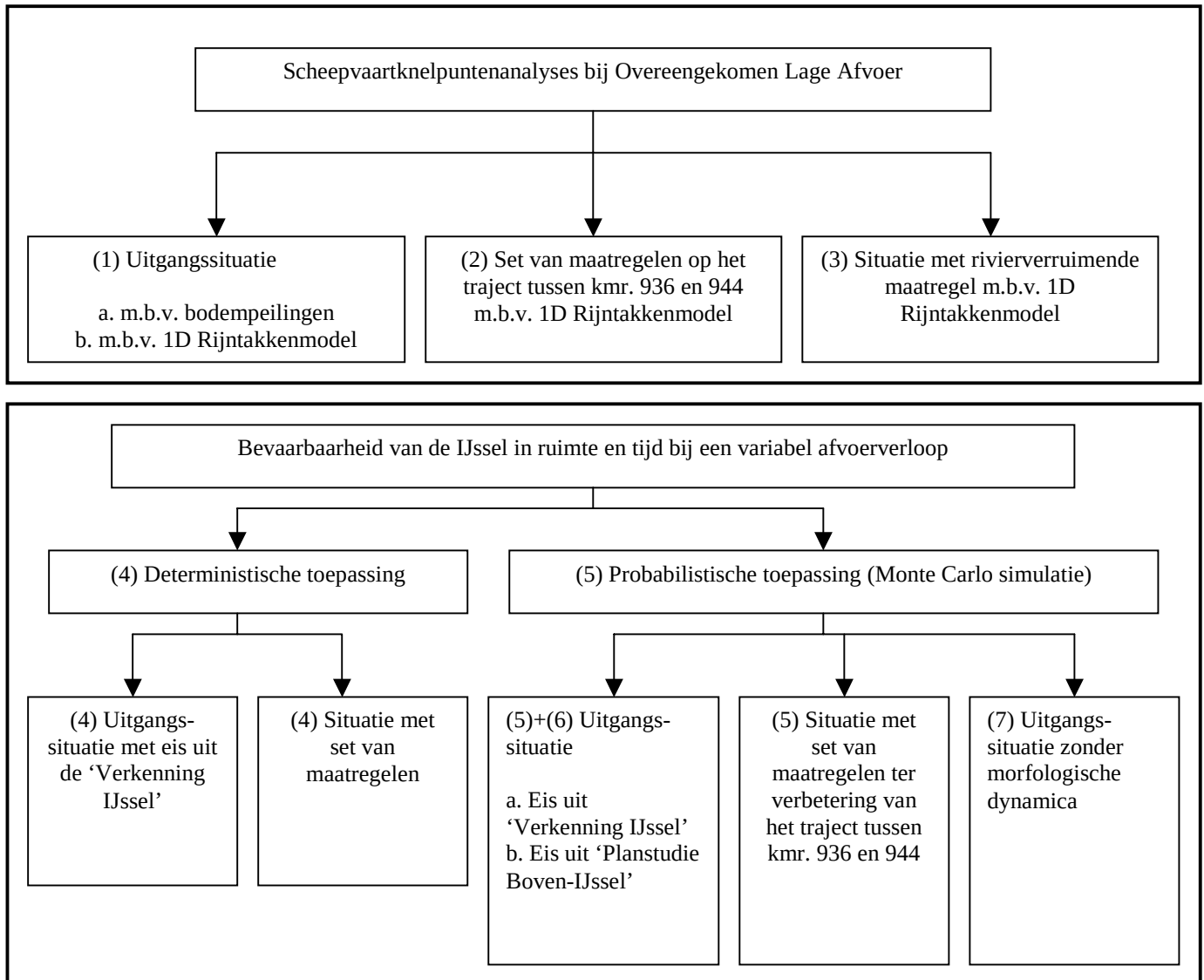
1.3 Doelstelling

De doelstelling bestaat uit de volgende punten:

- Bepalen van de plaats, de grootte en het type scheepvaartknelpunten op de Beneden- en Midden-IJssel
- Samenstellen van een set maatregelen om de scheepvaartknelpunten tussen kmr. 936 en 944 te verbeteren
- Analyseren van het effect van een RvdR-maatregel (in de vorm van een nevengeul bij Zalk) op de toekomstige scheepvaartfunctie van de IJssel
- Probabilistisch onderzoeken wat het effect op de bevaarbaarheid is van de onzekerheid in het afvoerverloop
- Bepalen van het effect van de set van maatregelen op de bevaarbaarheid van de IJssel
- Uitvoeren van de bevaarbaarheidsanalyse met de eisen uit de 'Verkenning IJssel' en de 'Planstudie van de Boven-IJssel'
- Onderzoeken van de variatie van de morfologie en de waterstand

1.4 Algemene aanpak

In onderstaande figuur wordt het stappenplan van de algemene aanpak weergegeven. Het onderzoek is opgedeeld in twee delen. De scheepvaartknelpuntenanalyses bepalen met behulp van de Overeengekomen Lage Afvoer de scheepvaartknelpunten. De bevaarbaarheidanalyses bepalen de bevaarbaarheid van de IJssel bij een variërend afvoerverloop.



Figuur 2: Algemene aanpak

(1) Twee scheepvaartknelpuntenanalyses zijn uitgevoerd om te bepalen waar en hoe groot de scheepvaartknelpunten van de Beneden- en Midden-IJssel zijn. De eerste analyse is gebaseerd op bodempeilingen uit het jaar 2002. Naast de bodempeilingen is bij deze analyse gebruik gemaakt van de OLR-standen, de vaarbaaneisen voor de IJssel en de grootte van de bochtstralen. De analyse resulteert in de locaties waar de scheepvaartknelpunten aanwezig zijn, de grootte van de knelpunten en de aard van de scheepvaartknelpunten.

De tweede scheepvaartknelpuntenanalyse is uitgevoerd met het 1-dimensionale morfodynamisch Sobek Rijntakkenmodel. Met dit model worden de beschikbare vaarbaanbreedtes bij de vereiste diepgang bij de OLR-standen van de IJssel bepaald. Door deze te vergelijken met de vereiste breedte worden de (grootte van de) scheepvaartknelpunten inzichtelijk gemaakt.

De resultaten van beide scheepvaartknelpuntenanalyses zijn met elkaar vergeleken. Deze vergelijking is van belang om te onderzoeken of de scheepvaartknelpunten, bepaald met de verschillende scheepvaartknelpuntenanalyses, van dezelfde orde van grootte zijn. In de rest van dit onderzoek is het Rijntakkenmodel gebruikt.

(2) Voor het traject tussen kmr. 936 en 944 zijn maatregelen gezocht om de scheepvaartknelpunten voor een periode van 20 jaar op te lossen.

(3) In de toekomst zullen in de IJssel RvdR-maatregelen uitgevoerd worden om de toenemende maatgevende afvoer van de IJssel op te vangen zonder gebruik te maken van dijkverhogingen. In dit onderzoek is een nevengeul geïmplementeerd en onderzocht is wat het effect op de toekomstige scheepvaartfunctie van de IJssel is.

(4) De rivier is bevaarbaar indien de beschikbare vaarbaanbreedte bij een bepaalde diepgang groter is dan (of gelijk is aan) de vereiste vaarbaanbreedte. De bevaarbaarheid van de IJssel (in ruimte en tijd) is voor een diepgang variërend van 1,5 tot 4,5 meter onderzocht. Per locatie (om de 500 meter) is de bevaarbaarheid van de IJssel bij een bepaalde diepgang uitgedrukt in het percentage van een periode T dat op die locatie gevaren kan worden. Daarnaast is per tijdstip het percentage van het projectgebied dat bevaarbaar is bij een bepaalde diepgang bepaald. Op bepaalde locaties is de bochtstraal te klein, zodat scheepvaart van klasse Va niet mogelijk is. Daarom is de IJssel in trajecten opgedeeld om de bevaarbaarheid per traject te analyseren.

(5) Onzekerheden in de modelschematisatie en de specificatie van de modelinvoer (modelparameters, randvoorwaarden en beginvoorwaarden) van het Rijntakkenmodel zullen doorwerken in de onzekerheden van de bevaarbaarheid van de IJssel. In deze studie wordt het effect van een onzeker afvoerverloop op de bevaarbaarheid op probabilistische wijze (met behulp van Monte Carlo simulaties) onderzocht. De statistische resultaten van deze berekening geven inzicht in de onzekerheid van de bevaarbaarheid van de IJssel. De gemiddelde verbetering van de bevaarbaarheid door de set van maatregelen wordt hierbinnen onderzocht.

(6) Eisen ten aanzien van scheepvaartklasse Va zijn afkomstig van twee eerdere studies van Rijkswaterstaat ('Verkenning IJssel' en 'Planstudie van de Boven-IJssel'). Binnen dit onderzoek wordt gebruik gemaakt van eisen uit de 'Verkenning IJssel'. Een duidelijke richtlijn ten aanzien van de scheepvaarteisen ontbreekt. Het effect van de set eisen afkomstig uit de 'Planstudie van de Boven-IJssel' wordt daarom onderzocht.

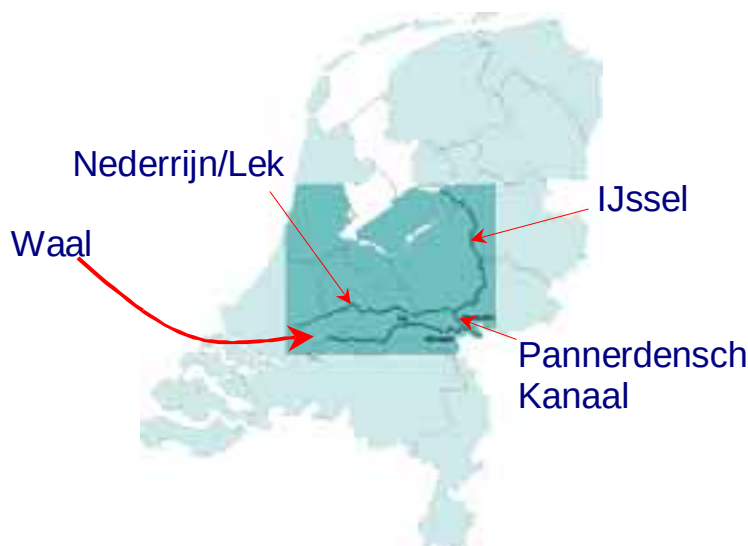
(7) De grootte in variatie van de bodemligging en de waterstand wordt gekwantificeerd om te bepalen welke het grootste effect heeft op de variatie van de bevaarbaarheid. Er wordt een bevaarbaarheidanalyse uitgevoerd waarin morfologische activiteit buiten beschouwing wordt gelaten (puur hydraulisch).

2 Scheepvaart situatie op de IJssel

2.1 Rijntakken Nederland

De Rijn ontspringt in Zwitserland en heeft een stroomgebied van 185.000 km². Het stroomgebied van de Rijn ligt gedeeltelijk in Zwitserland, Frankrijk, Oostenrijk, Duitsland en Nederland.

In onderstaande figuur is de Nederlandse situatie van de Rijntakken weergegeven. De Rijn komt Nederland binnen bij Lobith en splitst zich bij de Pannerdensch Kop in het Pannerdensch Kanaal en de Waal. Het Pannerdensch Kanaal splitst zich bij de IJsselkop (bij Arnhem) op in de Nederrijn/Lek en de IJssel (zie figuur 3). De IJssel kan opgedeeld worden in drie gedeelten, dit is te zien in figuur 1.



Figuur 3: Nederlandse Rijntakken

2.2 Scheepvaart IJssel

2.2.1 Scheepvaartontwikkelingen

Gezien de ontwikkelingen in de scheepvaart, de nog steeds voortschrijdende schaalvergroting en het voorwaardenscheppende beleid van de overheid ten aanzien van het stimuleren van transport over water, dient de IJssel een forse toename van het transport van goederen op een goede, veilige en vlotte manier te kunnen verwerken [Sloff en Stolker, 2002].

Om de mogelijkheden van het Regionaal Overslag Centrum Kampen (ROC Kampen) en de geplande nieuwe industriehaven (Zuiderzeehaven te Kampen) ten volle te kunnen benutten moet de bereikbaarheid vanaf het IJsselmeer voor met name de short-sea schepen (kruiplijncoasters) verbeterd worden. Dit komt neer op het verbeteren van de Beneden-IJssel als scheepvaartweg.

Er zijn een aantal toekomstige scenario's te bedenken waardoor de Beneden- en Midden-IJssel verbeterd moet worden als scheepvaartweg. Te denken valt aan het aanleggen van grote overslagcentra aan het Twentekanaal.

De Boven-IJssel is het drukste gedeelte. De schepen uit de Rotterdamse haven met bestemming het Twentse achterland varen via de Waal, het Pannerdensch Kanaal, de Boven-IJssel en het Twentekanaal. Voor de Boven-IJssel zijn er al plannen om de scheepvaartfunctie te verbeteren. De

IJssel moet als geheel verbeterd worden, omdat het een belangrijke Noord-Zuid route is [Ministerie van Verkeer en Waterstaat, 1999b].

2.2.2 Vaarbaaneisen

Scheepvaartklasse IJssel

De gehele IJssel is een hoofdvaarweg (SVV2 en NVVP) en moet als zodanig geschikt zijn voor tweestrooksverkeer van scheepvaartklasse Va. In bijlage 1 zijn de scheepsafmetingen van de verschillende scheepvaartklassen af te lezen. Een scheepvaartweg van klasse Va moet geschikt zijn voor een Groot Rijnschip of voor één duwbak. Er worden eisen ten aanzien van de vaarbaanbreedte en de vaarbaandiepte gesteld.

Vereiste vaarbaanbreedte

De Commissie Vaarwegbeheerders geeft richtlijnen voor vaarwegen met een geringe stroomsnelheid. Voor vaarwegen (rivieren) met een stroomsnelheid groter dan 0,5 m/s gelden geen eenduidige richtlijnen en ontwerpnormen, omdat de omstandigheden voortdurend veranderen. Rivieren zijn continu in beweging; zo hebben ze steeds wisselende waterstanden en waterdieptes, steeds veranderende stroomsnelheden en voortdurend andere bodemliggingen. Bovendien zijn alle rivierbochten verschillend. Per rivier of riviergedeelte moet eigenlijk worden onderzocht welke ontwerpnormen hier zouden moeten gelden. Hiervoor zijn uitgebreide onderzoeken en/of verkeerssimulaties nodig.

Voor de ‘Verkenning IJssel’ [Ministerie van Verkeer en Waterstaat 1999b] is op basis van literatuur een inschatting gemaakt van de vereiste vaarbaanbreedte op de IJssel. Deze inschatting is enerzijds gebaseerd op onderzoeken en verkeerssimulaties in andere studies (o.a. Toekomstvisie Waal) en anderzijds op praktijkervaringen en theoretische beschouwingen.

De vereiste vaarbaanbreedte voor scheepvaartklasse Va in tabel 2 is gebaseerd op de ‘Verkenning IJssel’. De vereiste vaarbaanbreedte is vergroot met veiligheidsmarges (zie figuur 4):

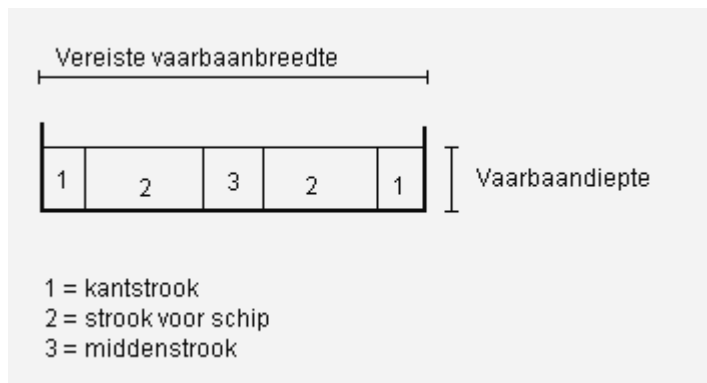
- Kantstrook
- Middenstrook

De vereiste vaarbaanbreedte is afhankelijk van de bochtstraal. Hoe kleiner de bochtstraal, hoe groter de vereiste vaarbaanbreedte.

In de tabel zijn drie situaties opgenomen: een recht riviergedeelte, een krappe bocht met een bochtstraal van 500 meter en een ruimere bocht met een bochtstraal van 800 meter. Het rechte gedeelte is hier gedefinieerd als een riviergedeelte met een bochtstraal die varieert tussen 1200 meter en oneindig (rechtstand).

Klasse	Dwarsprofiel	Recht gedeelte	Bocht R = 800 meter	Bocht R = 500 meter
Va	Kantstrook	8 m	11 m	15 m
	Motorschip	15 m	25 m	35 m
	Middenstrook	10 m	15 m	15 m
	Motorschip	15 m	18 m	25 m
	Kantstrook	8 m	6 m	6 m
	Totale breedte	56 m	75 m	96 m

Tabel 2: Vaarbaanbreedte IJssel [Ministerie van Verkeer en Waterstaat, 1999b]



Figuur 4: Vaarbaan

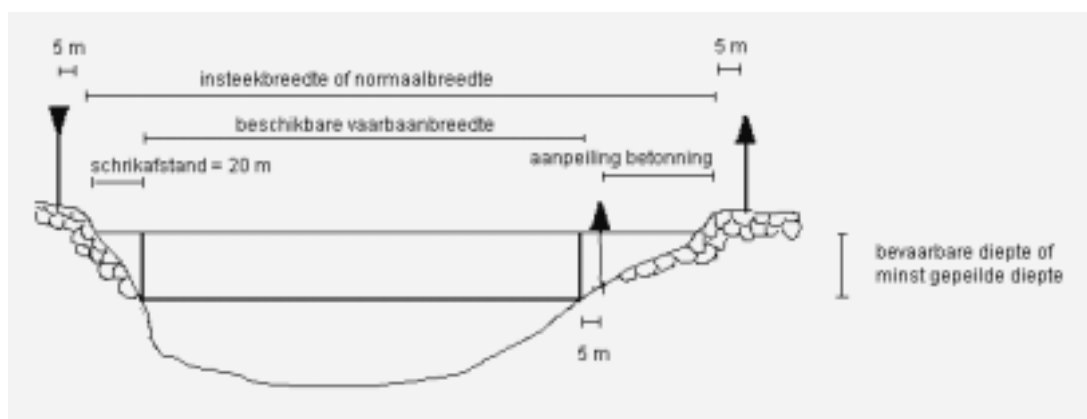
De bochtstralen van 500 en 800 meter worden gehanteerd om de benodigde vaarbaanbreedte te bepalen. Als ondergrens is voor klasse Va een bochtstraal aangehouden van 500 meter. Kleinere bochten zullen, gezien de lengte van de schepen en de grote extra breedte die hiervoor nodig zou zijn, op problemen stuiten.

In tabel 3 zijn de vereiste vaarbaanbreedtes bij diverse bochtstralen aangegeven voor klasse Va, dit is gebeurd met behulp van lineaire interpolatie tussen de waardes uit tabel 2.

Bochtstraal	Klasse Va
Rechtstand $R \geq 1200$ meter	56 meter
$R = 1100$ meter	60 meter
$R = 1000$ meter	65 meter
$R = 900$ meter	70 meter
$R = 800$ meter	75 meter
$R = 700$ meter	82 meter
$R = 600$ meter	89 meter
$R = 500$ meter	96 meter
$R = 400$ meter	-----
$R = 300$ meter	-----

Tabel 3: Vereiste vaarbaanbreedtes IJssel [Ministerie van Verkeer en Waterstaat, 1999b]

Voor de IJssel moet er een schrikafstand van 20 meter in acht worden genomen. De schrikafstand is de afstand van de oever tot aan de vaarbaan over de waterlijn gemeten (zie figuur 5). In dit onderzoek wordt deze schrikafstand niet meegenomen omdat de helling van de oever de beschikbare vaarbaanbreedte beperkt. De schrikafstand valt in dit onderzoek niet binnen de beschikbare vaarbaanbreedte.

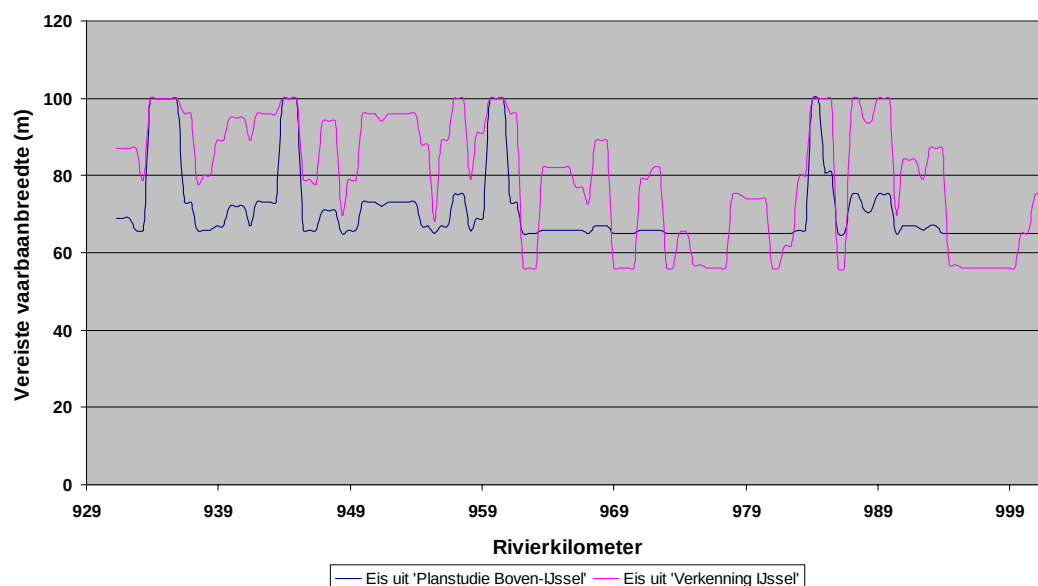


Figuur 5: Rivierdoorsnede plus vaarbaan

De eis voor de vaarbaanbreedte is niet eenduidig. Hierdoor kan er flexibel omgegaan worden met het toepassen van deze eis. Op de IJssel kan een krappere profiel en voor kleine trajecten van de IJssel eenstrooksverkeer geaccepteerd worden.

Eis uit de 'Planstudie van de Boven-IJssel'

In de 'Planstudie van de Boven-IJssel' wordt een andere eis voorgesteld voor de vaarbaanbreedte. De vaarbaanbreedte eis van de 'Verkenning IJssel' en de 'Planstudie van de Boven-IJssel' worden in figuur 6 weergegeven.



Figuur 6: Vereiste vaarbaanbreedte volgens de twee eisen, uitgezet tegen de locatie langs de IJssel

Kortom de 'Verkenning IJssel' stelt een strengere vaarbaanbreedte eis dan de 'Planstudie van de Boven-IJssel'.

Vereiste vaarbaandiepte

De eis voor scheepvaartklasse Va is een vaarbaandiepte van 2,50 meter bij de overeengekomen lage rivierstand (OLR). De gewenste vaarbaandiepte is 2,80 meter bij OLR [Ministerie van Verkeer en Waterstaat, 1999b].

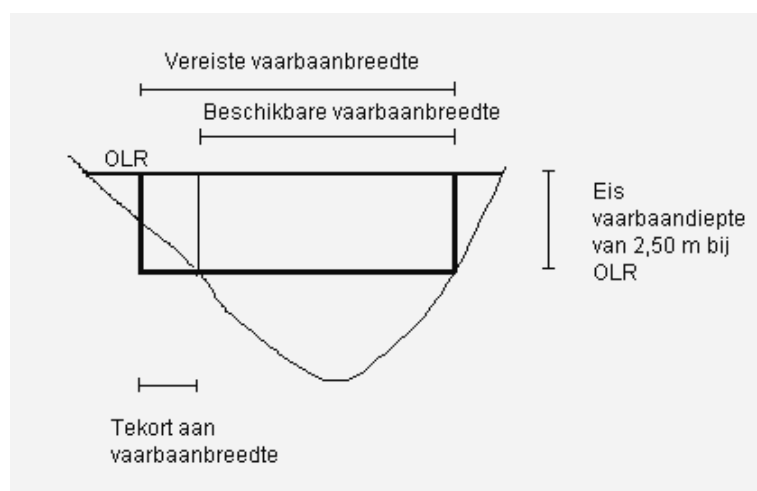
De OLR is een rivierwaterstand die hoort bij een overeengekomen lage afvoer (OLA) van de rivier. Deze OLA is 1020 m³/s bij Lobith en is 172 m³/s op de IJssel.

De OLA is in 2002 bepaald door een 5%-onderschrijdingswaarde van de dagafvoergemiddelden van de periode van 1901 tot 2000. De OLA is door deze bepaling 1015 m³/s bij Lobith. De OLA is aangepast tot 1020 m³/s, omdat Duitsland met deze waarde werkt. De fout die hierbij wordt geaccepteerd is ongeveer 0,5 %. De OLA wordt om de 10 jaar opnieuw onderzocht [Stuurman en Koolwijk, 2003].

2.3 Scheepvaartknelpuntenanalyse op basis van bodempeilingen

2.3.1 Methode

Per kilometerraai langs de Beneden- en Midden-IJssel is een scheepvaartknelpuntenanalyse uitgevoerd om de beschikbare vaarbaanbreedte bij de vereiste vaarbaandiepte te bepalen. Hiervoor zijn per kilometerraai de vereiste vaarbaanbreedte en de vereiste diepgang bij OLA bepaald. De beschikbare vaarbaanbreedte bij de vereiste diepgang is vergeleken met de vereiste vaarbaanbreedte. Hieruit volgt per kilometerraai of aan de scheepvaarteisen van klasse Va wordt voldaan (zie figuur 7).



Figuur 7: Vereiste vaarbaanbreedte, beschikbare vaarbaanbreedte en tekort aan vaarbaanbreedte

Voor deze analyse is gebruik gemaakt van drie databestanden:

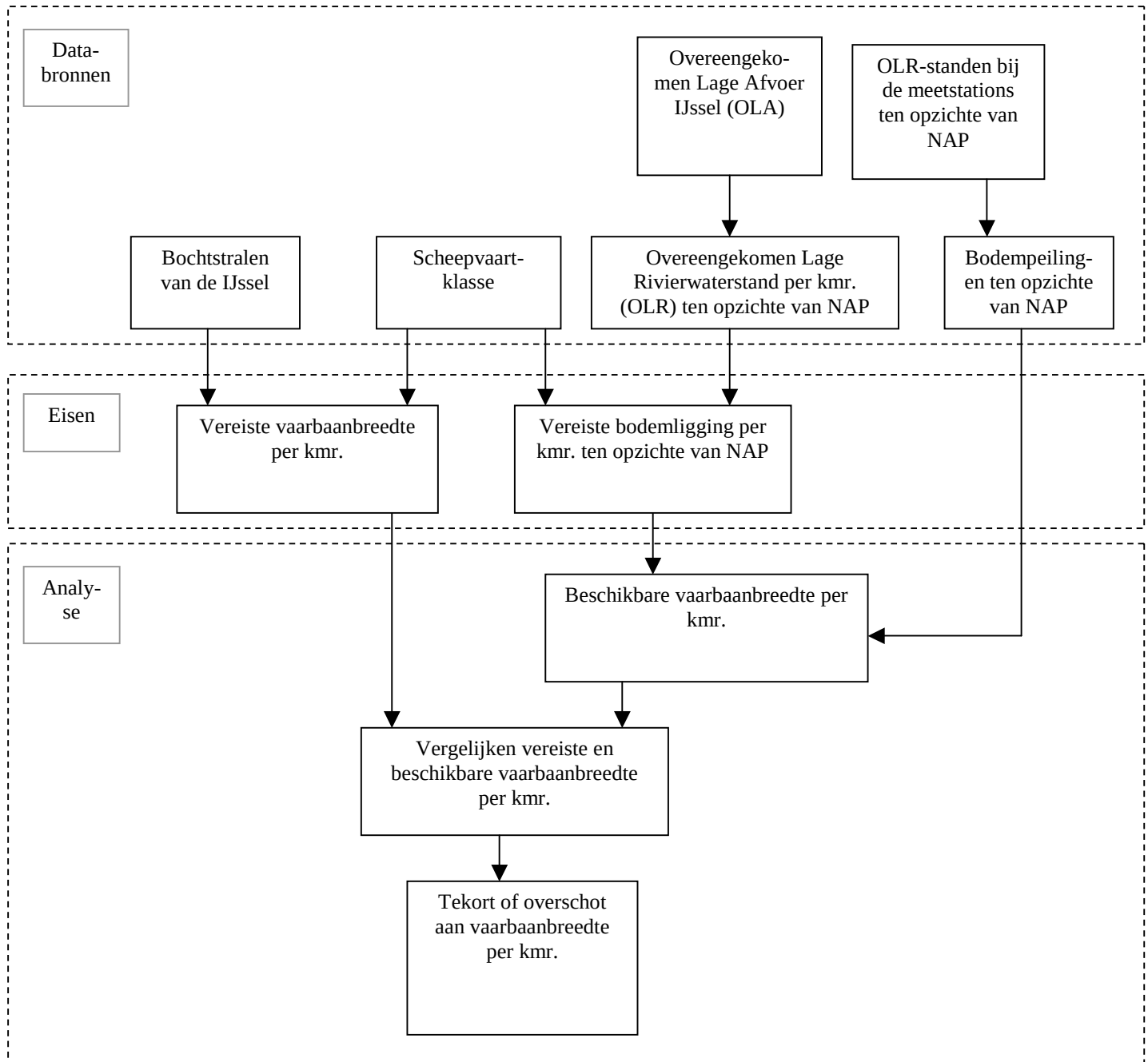
- OLR-stand bij de meetstations langs de IJssel. De OLR-standen per kilometerraai worden bepaald door middel van lineaire interpolatie tussen de verschillende meetstations. In tabel 4 worden de meetstations langs de IJssel met de bijbehorende OLR-standen gegeven. Bij het opstellen van deze OLR-standen bij de verschillende meetstations is gebruik gemaakt van een OLA van 1020 m³/s bij Lobith, de afvoerverdeling Rijntakken 2000.0 en de betrekkinglijnen IJssel 2001.0 [Stuurman en Koolwijk, 2003].

Meetstation	Kilometerraai	OLR 2002 (cm t.o.v. NAP)
IJsselkop	878,46	709
De Steeg	890,66	573
Doesburg	903,02	485
Zutphen	929,30	276
Deventer	945,03	154
Olst	957,13	87
Wijhe	965,05	57
Katerveer (Zwolle)	980,75	7
Kampen	994,50	-23
Keteldiep	1001,42	-32

Tabel 4: Meetstations langs de IJssel met OLR-standen ten opzichte van NAP [Stuurman en Koolwijk, 2003]

- Bodempeilingen uit 2002 met multibeam meettechniek.
De multibeam metingen dekken de gehele rivier. Deze methode is gebaseerd op het Real Time Cinematic – Differential Global Position System (dGPS). Dit systeem maakt gebruik van satellieten en een referentiestation voor de bepaling van de 3-dimensionale positie van het schip. Het referentievlak in de z-richting is het waterniveau ten opzichte van NAP. De gemeten waterdiepte van de gehele rivier wordt vervolgens met behulp van dGPS omgezet in bodemliggingen ten opzichte van NAP [Van Vuuren, 2000].
Tegenwoordig kan een meetschip per dag ongeveer 6 kilometer van de IJssel in kaart brengen. Het is duidelijk dat deze peiling een serie momentopnamen is, gespreid over een aantal weken. Het kan zijn dat de situatie na een aantal maanden er anders uitziet door een hoogwatergolf of juist door een periode van lage afvoer. Na een periode van hoge afvoer ontstaan er beddingvormen, die zich vervolgens in stroomafwaartse richting voortplanten en de bochteffecten nemen toe. Bij een lage afvoer vlakken de aanwezige beddingvormen af en verplaatsen deze zich in benedenstroomse richting. Ook de bochteffecten nemen tijdens lagere afvoeren af.
- Vaarbaaneisen per kilometerraai langs de IJssel (zie subparagraaf 2.2.2)

In figuur 8 is de werkwijze van de vaarbaananalyse in een stappenplan uitgewerkt.

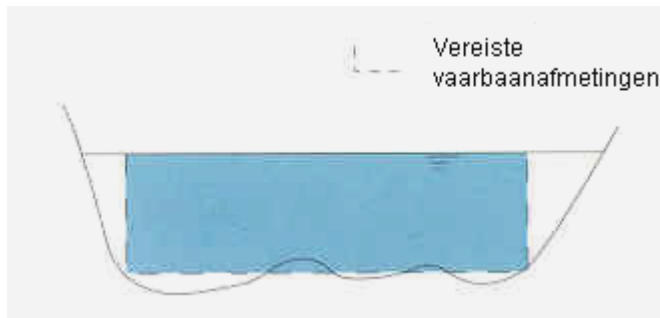


Figuur 8: Werkwijze vaarbaananalyse

2.3.2 Type scheepvaartknelpunt

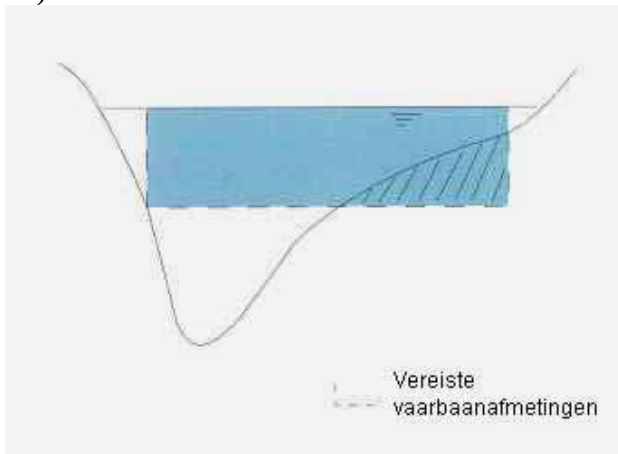
Een scheepvaartknelpunt kan veroorzaakt worden door:

1. Rechtstand. Doordat er een grote stroomvoerende breedte bestaat voor de rechtstanden, kan er een diepteprobleem ontstaan door lokale ondiepten en beddingvormen (zie figuur 9).



Figuur 9: Diepteknelpunt

2. Rivierbocht. Dit wordt gekenmerkt door een ondiepe binnenbocht en een diepe buitenbocht, dit wordt veroorzaakt door de spiraalstroming. Er ontstaat een breedteprobleem (zie figuur 10).

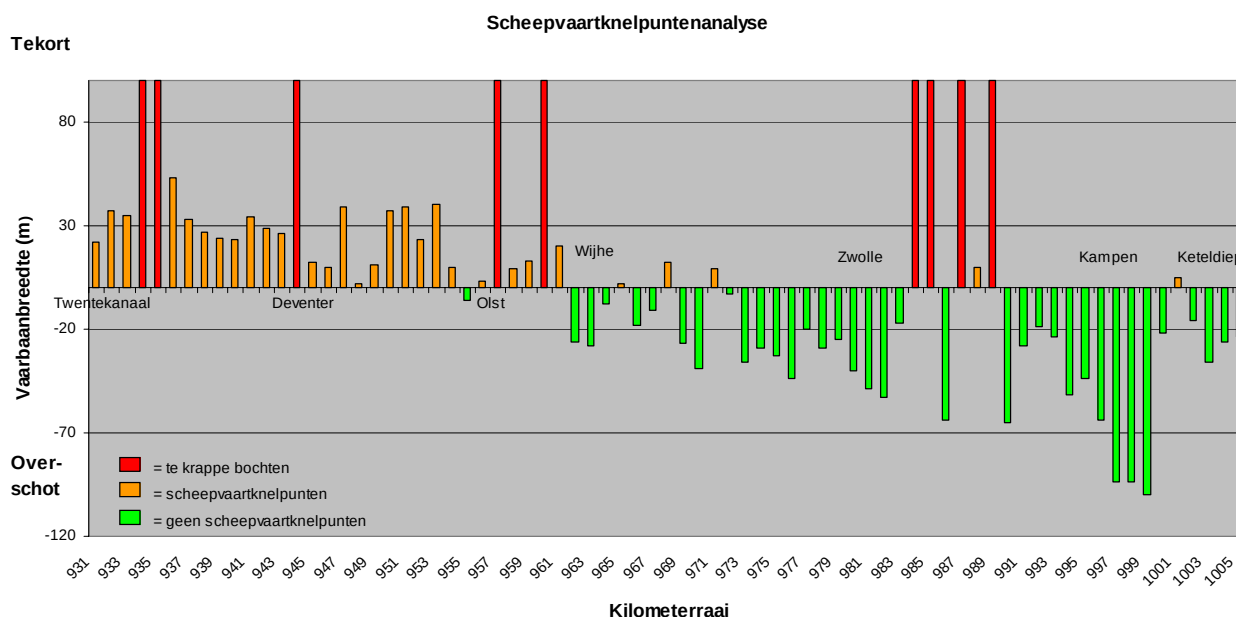


Figuur 10: Breedteknelpunt

3. Overgang tussen twee tegengestelde bochten. Dit probleem wordt een crossing genoemd. Er ontstaat een diepteprobleem (zie figuur 9).
4. Beddingvormen op de rivierbodem. Vooral na een hoogwaterperiode kunnen grote beddingvormen ontstaan. Tijdens een hoogwaterperiode kunnen er variaties ontstaan in stroomsnelheid in langsrichting, hierdoor kunnen lokaal ondiepten ontstaan.
5. Kribben. Er treedt erosie op als gevolg van versmalling door kribben en het opwekken van turbulentie. Hierdoor ontstaat er bij de kribkop een erosiekuil en zal dit sediment benedenstrooms van de krib neerslaan, waar de snelheid en de turbulentie is verminderd. Dit verschijnsel noemt men kribvlammen.
6. Plaatselijke versmalling. Een plaatselijke versmalling kan veroorzaakt worden door bijvoorbeeld een veerstoep of een kade.
7. Te krappe bochtstraal van de rivier.

2.3.3 Scheepvaartknelpunten projectgebied

In figuur 11 is het tekort of overschot aan vaarbaanbreedte per kilometerraai weergegeven. De kilometerraaen waarbij de maatgevende bochtstraal kleiner is dan 500 meter, worden hier weergegeven met een tekort van 100 meter vaarbaanbreedte. Deze kilometerraaen kunnen alleen verbeterd worden met een bochtstraalverruiming [Ministerie van Verkeer en Waterstaat, 1999b].



Figuur 11: Resultaat scheepvaartknelpuntenanalyse Beneden- en Midden-IJssel

De knelpunten die volgen uit de scheepvaartknelpuntenanalyse worden kwalitatief gerelateerd aan één van de beschreven oorzaken uit subparagraaf 2.3.2 (zie onderstaande tabel).

Kilometerraai	Soort knelpunt	Kilometerraai	Soort knelpunt
931	beddingvorming	951	beddingvorming
932	bocht (breedte)	952	bocht (breedte)
933	bocht (breedte)	953	bocht (breedte)
934	te krappe bochtstraal	954	bocht (breedte)
935	te krappe bochtstraal	956	bocht (breedte)
936	bocht (breedte)	957	te krappe bochtstraal
937	crossing	958	beddingvorming
938	bocht (breedte)	959	bocht (breedte) plus beddingvorming
939	kribvlammen	960	te krappe bochtstraal
940	beddingvorming	961	bocht (breedte)
941	beddingvorming	965	rechtstand (diepte)
942	versmalling en bocht	968	versmalling en bocht (breedte)
943	bocht (breedte)	971	kribvlammen
944	te krappe bochtstraal	984	te krappe bochtstraal
945	rechtstanden (diepte)	985	te krappe bochtstraal
946	rechtstanden (diepte)	987	te krappe bochtstraal
947	bocht (breedte)	988	crossing
948	beddingvorming	989	te krappe bochtstraal
949	bocht (breedte)	1001	versmalling
950	bocht (breedte)		

Tabel 5: Type knelpunten

Vanaf het Twentekanaal (kmr. 931) tot aan Fortmond (kmr. 961) is de vaarbaan niet geschikt voor scheepvaartklasse Va. De knelpunten zijn voornamelijk het gevolg van rivierbochten (te kleine beschikbare vaarbaanbreedte en te krappe bochtstraal). Het traject tussen kmr. 984 en 989 (de bochten bij Zalk en de Koppelerwaard) vormt een knelpunt in de Beneden-IJssel; op dit traject zijn de knelpunten vooral gerelateerd aan een te kleine bochtstraal in de rivier.

Mogelijke maatregelen voor de oplossing van de scheepvaartknelpunten zijn: rivierversmalling, rivierversmalling, grootschalige bochtafsnijding, bochtstraalverruiming, vaste laag in de buitenbocht, bodemkribben in de buitenbocht, bodemschermen, dichten van erosiekuilen bij kribkoppen door middel van stortsteen, verkeersregeling en de aanpassing van het stuwbeleid. Deze mogelijke maatregelen zijn verder uitgewerkt in bijlage 5.

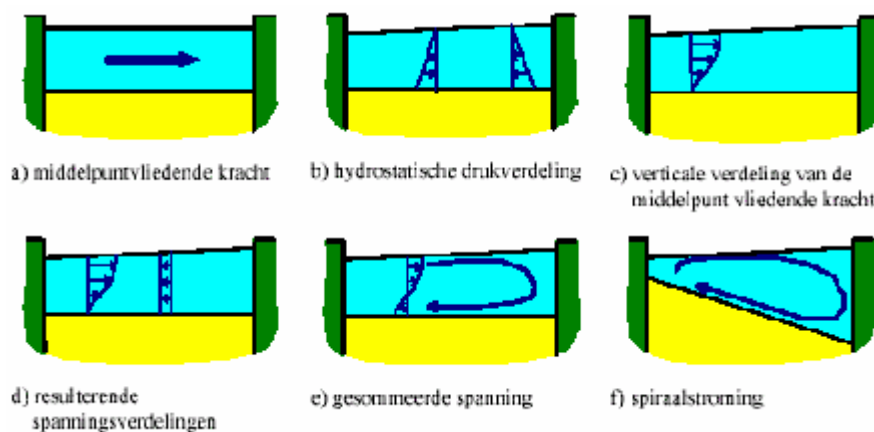
De oorzaak van de breedte scheepvaartknelpunt in een bocht wordt in volgende subparagraaf besproken.

2.3.4 Scheepvaartknelpunt door bocht

De scheepvaartknelpunten in een bocht worden gekenmerkt door een ondiepe binnenbocht en een diepe buitenbocht, waardoor een breedteprobleem ontstaat voor de scheepvaart.

In alluviale meanderende rivieren verandert de vorm van de rivier continu. Voor de IJssel geldt dat de positie van de bochten vastliggen, zodat de bochten zich niet meer kunnen verplaatsen. De bodem van de IJssel blijft wel veranderlijk. De bodem zal in een bocht een dwarshelling aannemen met het diepste punt in de buitenbocht en een ondieper deel in de binnenbocht. Dit proces wordt veroorzaakt door de spiraalstroming die over de bodem naar de binnenbocht is gericht (zie figuur 12 f).

Figuur 12 geeft de ontwikkeling van de spiraalstroming weer [Van Reen, 2002]:



Figuur 12: ontwikkeling spiraalstroom [Van Reen, 2002]

- Door de middelpuntvliedende schijnkracht (door de gekromde stroming) wordt het water naar de buitenbocht toegedrukt. Dit leidt tot een naar de buitenbocht toe oplopende waterspiegel.
- Doordat het waterniveau in de buitenbocht hoger is dan in de binnenbocht, is de hydrostatische druk in de buitenbocht groter dan in de binnenbocht.
- De middelpuntvliedende kracht hangt samen met de stroomsnelheid en is dus niet uniform over de verticaal verdeeld, maar is maximaal aan de waterspiegel en nul aan de bodem.
- De resulterende hydrostatische drukgradiënt is uniform verdeeld over de verticaal. In combinatie met de niet-uniform verdeelde centrifugaalkracht ontstaat een over de verticaal gemiddeld evenwicht.
- Beide krachten bij elkaar opgeteld (waarbij de centrifugaalkracht naar de buitenbocht is gericht en de resulterende hydrostatische kracht naar de binnenbocht) levert een krachtsverdeling op die bij de bodem naar de binnenbocht is gericht en aan het wateroppervlak naar de buitenbocht.
- Door de resulterende spanningsverschillen aan de boven en onderkant ontstaat een circulatiestroming in de dwarsrichting. Samen met de langsstroming door de bocht ontstaat als het ware een spiraalvormige stroming (zie figuur 13).



Figuur 13: Spiraalstroming [K. Nuyten]

De mate waarin de spiraalstroming de volledig ontwikkelde toestand benadert, hangt onder andere af van de lengte van de bocht. De bocht moet een zodanige lengte hebben dat de spiraalstroming zich kan ontwikkelen; in die eindtoestand spreken we dan van een axiaal-symmetrische stroming, dat wil zeggen dat er geen verandering van het stroombeeld optreedt in de langsrichting van de bocht. Axiaal-symmetrische stroming zou optreden in een bocht van oneindige lengte.

De spiraalstroom aan de bodem loopt van de buitenbocht naar de binnenbocht. Bij een alluviale bodem ontstaat daardoor een schuifspanning op het sediment die naar de binnenbocht is gericht. Deze schuifspanning wordt tegengewerkt doordat de beweging van een sedimentkorrel wordt gehinderd door het omliggende materiaal. Bij een zodanig grote schuifspanning dat deze weerstand wordt overwonnen (schuifspanning groter dan de kritische bodemschuifspanning), wordt dit naar de binnenbocht getransporteerd. Het sediment hoopt zich in de binnenbocht op, omdat het niet weg kan in dwarsrichting. Hierdoor ontstaat een naar de binnenbocht oplopende bodemhelling. Deze dwarshelling zorgt voor een extra kracht op het sediment langs de helling naar beneden (naar de buitenbocht). Als de schuifspanning door de aandrijvende spiraalstroming in evenwicht is met de schuifspanning van het sediment langs de helling is er sprake van evenwicht.

In alluviale rivieren met variërende afvoer is deze evenwichtssituatie dus eveneens variërend. De tijd die nodig is voor het tot evenwicht laten komen van de bodem is sterk afhankelijk van de afvoer en de omvang van de verstoring. Hiervoor is een hersteltijd van enkele maanden tot enkele jaren nodig [De Vriend, 1999] en [Struiksma, 1997].

Een theoretische beschouwing van de scheepvaartknelpunten is te vinden in de bijlagen 2, 3 en 4.

3 Sobek Rijntakkenmodel

3.1 1-dimensionaal Sobek model

In dit hoofdstuk wordt aangegeven met welk model een scheepvaartknelpuntenanalyse wordt uitgevoerd om de resultaten te vergelijken met de resultaten van de scheepvaartknelpuntenanalyse op basis van de vlakdekkende bodempeilingen uit 2002. Wanneer de resultaten in dezelfde orde van grootte liggen, kan het model (dat in dit hoofdstuk beschreven wordt) gebruikt worden in de verdere analyses binnen dit onderzoek. Het 1-dimensionale Sobek model wordt binnen de scheepvaartknelpuntenanalyse gebruikt om de beschikbare vaarbaanbreedte te bepalen bij de vereiste diepgang van 2,5 meter bij OLR.

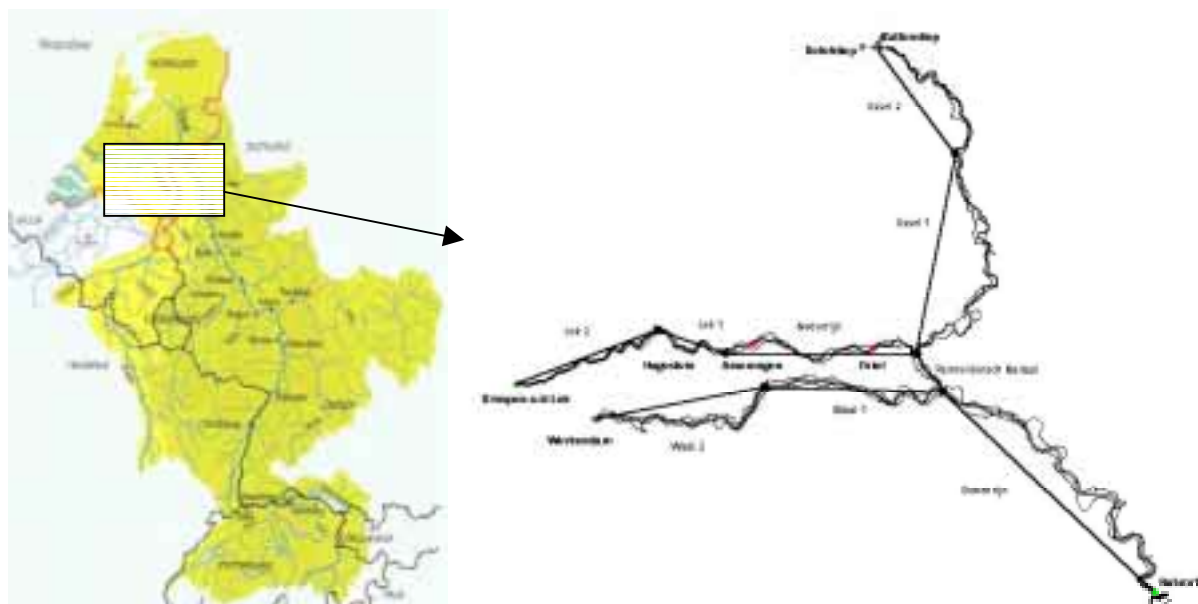
Een 1-dimensionaal Sobek model is gebaseerd op 1-dimensionale dwarsdoorsnede-gemiddelde ondiep water vergelijkingen. Hierin wordt onderscheid gemaakt tussen de hoofdgeul, de uiterwaard en de bergende gebieden van de rivier. In toevoeging hierop wordt een sedimenttransportvergelijking en een sedimentbalans gebruikt om de morfologische veranderingen te bepalen [Van Vuren, 2002b]. Het Sobek-pakket is ontwikkeld door WL | Delft Hydraulics en het RIZA, een onderzoeksinstituut van Rijkswaterstaat. Binnen deze studie is gebruik gemaakt van het 1-dimensionale Sobek Rijntakkenmodel (model 2000.3) [Jesse en Kroekenstoel, 2001]. Dit model is een morfodynamisch model, dit betekent dat de waterbeweging en de bodemligging in de tijd veranderen. Het model wordt in de volgende paragraaf verder toegelicht.

3.2 Morfologisch Sobek Rijntakkenmodel

3.2.1 Schematisatie

Het morfologische Sobek Rijntakkenmodel beschrijft de Rijn met alle onregelmatigheden, zoals de variaties in geometrie, breedte van de uiterwaard, type vegetatie, aan- of afwezigheid van zomerkaden, hoogwatervrije terreinen en stroomvoerende en stroombergende gedeelte van de uiterwaard.

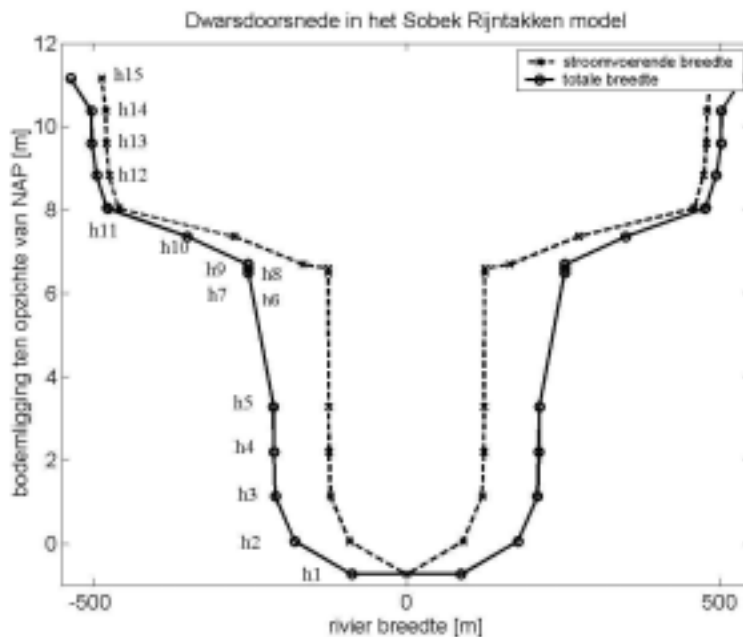
In dit 1-dimensionale model worden de Rijntakken geschematiseerd als een netwerk van takken en knooppunten. Dit model bestaat uit 11 takken en 12 knooppunten (zie figuur 14).



Figuur 14: Schematisatie van de Rijntakken [Jesse en Kroekenstoel, 2001]

3.2.2 Riviergeometrie

Om het riviergedrag goed te modelleren is de riviergeometrie in het model geschematiseerd, door op tussenliggende afstanden van 500 meter dwarsprofielen te definiëren. In Sobek is een dwarsprofiel de kleinste eenheid waarin de geometrie van de rivier beschreven wordt. De plaatsstap bepaalt over welke lengte (gemeten langs de rivieras) beschikbare geometrische informatie geïntegreerd wordt tot één dwarsprofiel. Omdat het een 1-dimensionaal model is, wordt de geometrische informatie van de linker- en rechterzijde van de rivieras uitgemiddeld. Een dwarsprofiel in het model bestaat uit 3 delen: een hoofdgeul, een oeversectie en een uiterwaard. Elk dwarsprofiel wordt beschreven met 15 punten: 5 punten voor de hoofdgeul, 3 punten voor de oeversectie en 7 punten voor de uiterwaard. Voor elk punt wordt de bodemligging ten opzichte van NAP, de totale breedte en de stroomvoerende breedte gegeven. Tussen de 15 punten wordt lineair geïnterpoleerd om een dwarsprofiel te verkrijgen (zie figuur 15).



Figuur 15: Schematisatie van dwarsprofiel Sobek

3.2.3 Sediment transportformule

In het Sobek model is een ‘user defined’ transportformule gebruikt. Deze formule lijkt op de Meyer-Peter-Muller transportformule. De ‘user defined’ transportformule heeft alleen een lagere Shields-parameter van 0,025 in plaats van 0,047. De Meyer-Peter-Muller is een formule voor uitsluitend het bodemtransport. De Shields-parameter is een drempelwaarde van het begin van transport, in de ‘user defined’ transportformule treedt eerder transport op door het verlagen van de drempelwaarde. Met deze formule wordt dan gemiddeld ook meer sedimenttransport berekend. Deze aanpassing is echter noodzakelijk, omdat het sediment van vooral de bovenstroomse delen van de Rijntakken weinig uniform van karakter is. In dergelijke niet-uniforme systemen komt bij lage afvoeren als eerste het fijne materiaal in beweging. Daar in het uniforme Sobek model alleen de d_{50} van het mengsel bepalend is voor het sedimenttransport wordt er geen rekening gehouden met de aanwezigheid van fijn materiaal, waardoor een onderschatting gemaakt wordt van het sedimenttransport bij lage afvoeren. Door het verlagen van de kritieke Shields-waarde kan dit effect min of meer gecompenseerd worden.

$$\text{‘User defined’ transportformule } \Phi = A \frac{8}{1-\varepsilon} (\mu\theta_s - 0,025)^{1,5} \quad (1)$$

$$\text{met transportparameter } \Phi = \frac{s}{\sqrt{g\Delta D^3}} \quad (2)$$

$$\text{de Shields-parameter } \theta_s = \frac{\tau_b}{\rho g \Delta D} \quad (3)$$

A is de calibratiefactor, μ is de rimpelfactor, s is het bulksedimenttransport per meter breedte, Δ is de relatieve dichtheid van het sediment ($\Delta = \frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w}$), ρ_w is de dichtheid van water en ρ_s is de dichtheid van het sediment en τ_b is de bodemschuifspanning.

$\tau_b = h i \rho_w g$ met h is de waterdiepte, i is het verhang en g is de gravitatieversnelling.

Om het totale transport af te regelen wordt in Sobek de transportparameter nog vermenigvuldigd met een calibratiefactor A . Dit is een van de belangrijkste parameters waarmee een morfologisch model kan worden afgeregeld. De transporthoeveelheid bepaalt de tijdschaal waarop morfologische processen een rol spelen. Een te groot transport leidt ertoe dat de morfologische processen te snel verlopen (en omgekeerd). Door het verlagen van de kritieke Shields-waarde is deze tijdschaal verkleind. Het sediment komt immers al bij lagere afvoeren in beweging, wat een groter jaarlijks sedimenttransport tot gevolg heeft. De verwachting is dan ook dat mogelijk de calibratiefactor A moet worden verlaagd om een goede voorspelling van de bodemliggingen en sedimenttransporten te krijgen [Jesse en Kroekenstoel, 2001].

Het sedimenttransport treedt alleen op in de hoofdgeul van de rivier. De morfologische activiteit die optreedt, is in verhouding tot de waterdiepte van de sedimenttransporterende breedte. De morfologische activiteit die optreedt op een Sobek dwarsprofiel zal op het diepste punt (h_1) het grootste zijn en zal kleiner worden met afnemende waterdiepte.

3.2.4 Sedimentverdeling op de splitsingspunten

Er zijn drie splitsingspunten in het model, te weten de Pannerdensche Kop, de IJsselkop en het splitsingspunt Keteldiep en Kattendiep. De sedimentverdeling op deze splitsingspunten wordt geschematiseerd door middel van een lineaire functie:

$$\frac{S_1}{S_2} = a \frac{Q_1}{Q_2} + b \quad (4)$$

waarin S het sedimenttransport over de gehele breedte is, Q is het debiet en a en b bepaalde coëfficiënten zijn. De volgende coëfficiënten worden binnen het model gebruikt:

	a	b
Pannerdensche Kop	3	0
IJsselkop	1,5	0
Splitsingspunt Keteldiep en Kattendiep	0,2	0

Tabel 6: coëfficiënten op splitsingspunten [Jesse en Kroekenstoel, 2001]

3.2.5 Modelinput

Korrel diameter van het bodemmateriaal

Het Sobek Rijntakken model is een uniform model. In het model wordt het sediment op een bepaalde locatie met één enkele korrel diameter beschreven.

De korrelgrootten in het Rijntakkenmodel zijn gebaseerd op een aantal meetcampagnes. Deze campagnes zijn uitgevoerd in de jaren 1976, 1984, 1995 en 2000. Per kilometerraai zijn metingen uitgevoerd en zijn onder andere de d_{10} , d_{50} en d_{90} van respectievelijk de rechteroever, linkeroever en de as van de rivier bepaald. De gegevens vertonen een grote spreiding van de korrelgrootte in de tijd en in de ruimte. Abrupte overgangen kunnen leiden tot instabiliteiten in het Sobek model.

De ontwikkelaars van het model [Jesse en Kroekenstoel, 2001] hebben gekozen voor het modelleren van een geleidelijke overgang van korrelgrootte in langsricting van de rivier. Voor elk Sobek-vak is een 5 kilometer trajectgemiddelde korrelgrootte bepaald.

Calibratie ruwheden in de uiterwaard

Voor de calibratie van de uiterwaardruwheden zijn met WAQUA hydraulische berekeningen uitgevoerd met een constante afvoer van 16.000 m³/s bij Lobith. De resultaten van deze berekeningen (hoogwaterstanden en afvoerverdelingen tussen hoofdgeul, oeversectie en uiterwaard) zijn als basis gebruikt voor de calibratie van de ruwheden in de uiterwaard en de oeversectie in het Sobek Rijntakkenmodel. Tijdens de calibratie wordt een verschil van minder dan 0,10 meter tussen de in Sobek berekende en de in WAQUA berekende waterstanden nagestreefd. Bovendien worden de verschillen in afvoerverdeling over de secties (hoofdgeul, oeversectie en uiterwaard) tussen WAQUA en Sobek geminimaliseerd. De ruwheid van de uiterwaard wordt uitgedrukt in een k-Nikuradse waarde. De gecaliëbrede uiterwaardruwheden zijn niet meer te relateren aan individuele ecotopen en de ecotoopverdeling over de uiterwaarden [Van der Veen, 2001].

Calibratie ruwheden in de oeversectie

Voor de oeversectie is de ruwheid beschreven met een vaste k-Nikuradse waarde die per riviertak is vastgesteld [Van der Veen, 2001].

Calibratie ruwheden in de hoofdgeul

De ruwheid van de hoofdgeul is gecaliëbreed met behulp van gemeten waterstanden (bij MSW-stations) tijdens het hoogwater van januari 1995. De calibratie van de hoofdgeulruwheid heeft een iteratief karakter. Tijdens deze iteratie is de som van het absolute verschil tussen de gemeten waterstanden en de met het Sobek berekende waterstanden geminimaliseerd. De riviertrajecten, waarover de hydraulische ruwheid wordt gecaliëbreed, zijn gelijk aan de afstanden tussen twee opeenvolgende MSW-stations. Om de vaste lagen bij Nijmegen en Erlecom te beschrijven zijn extra trajecten ingevoerd. De ruwheidtrajecten variëren in lengte van enkele kilometers tot tientallen kilometers. Voor de hoofdgeul wordt tijdens de calibratie voor elk ruwheidtraject de relatie bepaald tussen lokale afvoer en de Chezy-waarde [Van der Veen, 2001].

Rand- en beginvoorwaarden

Het model heeft één bovenstroomse rand in de schematisatie en vier benedenstroomse randen bij Werkendam, Krimpen aan de Lek, het Keteldiep en het Kattendiep. De bovenstroomse rand is geplaatst bij Ruhrort in Duitsland (81 km stroomopwaarts van Lobith). Op de bovenstroomse rand is een gemiddelde dagafvoerhydrograaf opgelegd; hiervoor is de historische reeks van 1959 tot en met 1974 6¼ keer herhaald. Deze waarden worden uit de DONAR-database van Rijkswaterstaat gehaald. Als bovenstroomse morfologische randvoorwaarde is een constante bodemligging opgelegd. De bodemligging op dit punt ligt al geruime tijd op ongeveer hetzelfde niveau. Op de benedenstroomse randen wordt alleen gebruik gemaakt van hydraulische randvoorwaarden. Deze zijn gebaseerd op 12-uur gemiddelde waterstanden gemeten bij Werkendam, Krimpen aan de Lek, het Keteldiep en het Kattendiep bij een bepaalde afvoer. Deze waterstanden zijn uit de DONAR-database van Rijkswaterstaat gehaald. Er wordt dus gebruik gemaakt van Q-h relaties bij de benedenstroomse randvoorwaarden. Bij een bepaalde waterstand in de rivier, die gemakkelijk gemeten kan worden, kan het debiet op een vaste plaats goed geschat worden. Binnen de user-interface van Sobek moet een extra benedenstroomse morfologische randvoorwaarde opgelegd worden. Deze is niet van belang voor de berekening. De hydraulische beginvoorwaarden worden gegeven in de vorm van een waterdiepte en een debiet. De morfologische beginvoorwaarde wordt in Sobek weergegeven in de vorm van de sedimentgrootte in het gehele model [Van der Veen, 2001].

Plaatsstap

Voor een goede voorspelling van morfologische veranderingen ten gevolge van een maatregel in de rivier zijn minstens zes rekenpunten per maatregel nodig. Een uiterwaardverandering heeft de kleinste ruimtelijke schaal. Een gemiddelde uiterwaard heeft een lengte van ongeveer 3 km, daarom wordt er voor een morfologische berekening een stapgrootte van 500 meter gebruikt [Van der Veen, 2001]. Een nevengeul kan ook de kleinste ruimtelijke schaal hebben, wanneer deze door een uiterwaard loopt.

Tijdstap

Morfologische veranderingen hebben een grotere tijdschaal dan de hydraulische veranderingen. Een hoogwatergolf heeft een tijdschaal van een aantal dagen en een morfologische verandering heeft een tijdschaal van een aantal jaren tot een eeuw. De tijdstap van de morfologische berekening kan groter zijn dan de tijdstap van de hydraulische berekening. Maar in het Sobek Rijntakkenmodel is de tijdstap van de hydraulische berekening gebruikt, omdat er meerdere hydraulische controllers in het model zijn opgenomen (stuwen in de Nederrijn en Lek). Deze controllers hebben een kleinere tijdstap nodig om numerieke instabiliteiten te voorkomen. De tijdstap in het model is daarom op 12 uur gezet [Van der Veen, 2001].

Quasi-stationair rekenen

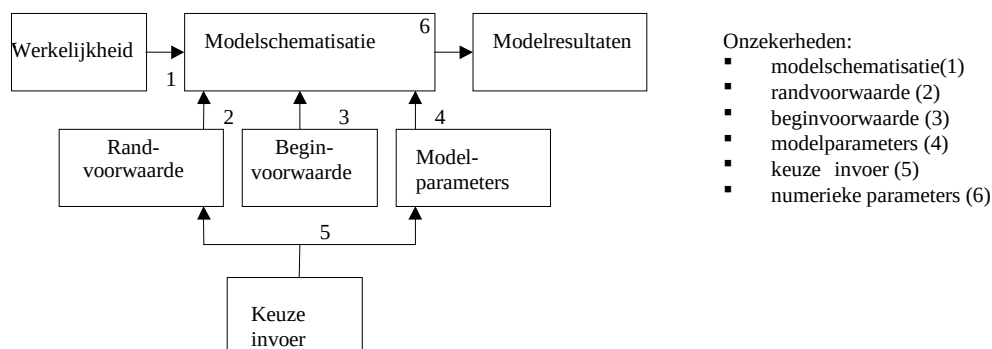
Voor hydraulische berekeningen kan worden uitgegaan van een stationaire of dynamische waterbeweging. Ten behoeve van de hoogwatervoorspelling wordt in hydraulische modellen een dynamische waterbeweging verondersteld. Een hoogwatergolf wordt hierbij daadwerkelijk als een voortplantende afvlakkende golf gesimuleerd. Op de morfologie heeft deze afvlakking echter vrijwel geen effect. De berekeningen zijn echter wel complexer wat leidt tot een langere rekenduur en een grotere kans op numerieke instabiliteit. Vandaar dat er in het algemeen voor morfologische berekening een zogenaamde quasi-stationaire waterbeweging verondersteld wordt. Dat wil zeggen dat gedurende de morfologische tijdstap de waterbeweging niet verandert in de tijd. [Jesse en Kroekenstoel, 2001]

3.3 Onzekerheden

Er moeten vele beslissingen genomen worden, voordat een model gereed is om de morfologie en de waterstand te voorspellen. Iedere beslissing kan leiden tot onzekerheden in de voorspelling. De volgende onzekerheden kunnen onderscheiden worden:

- Onzekerheden in de modelschematisatie
- Onzekerheden in de randvoorwaarden
- Onzekerheden in de beginvoorwaarden
- Onzekerheden in de modelparameters
- Onzekerheden in de keuze van de invoer
- Onzekerheden in de numerieke parameters

(zie figuur 16) [Van Vuren et al., 2001]



Figuur 16: Onzekerheden binnen de voorspelling van de morfologie [Van Vuren, 2001]

In het deterministische model worden de effecten van de onzekerheden niet meegenomen. Met behulp van een probabilistische benadering worden de onzekerheden in morfologische veranderingen en in het afvoerverloop met betrekking tot de bevaarbaarheid gekwantificeerd. Dit wordt gedaan door middel van het toepassen van een Monte Carlo simulatie op het 1-dimensionale Sobek Rijntakkenmodel.

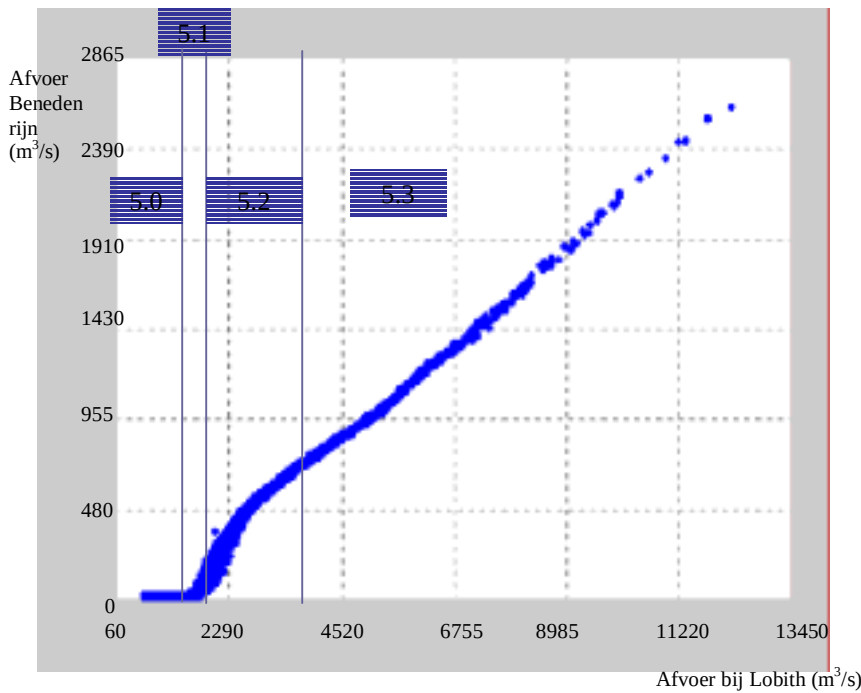
3.4 *Aanpassing Rijntakkenmodel ter reductie van de rekentijd*

In combinatie met de tijdrovende numerieke simulatie van het Sobek Rijntakkenmodel is de Monte Carlo simulatie rekenintensief. Het aantal deterministische simulaties en de rekentijd van iedere deterministische simulatie bepalen de rekentijd van de Monte Carlo simulatie. De rekentijd van de Monte Carlo simulatie kan gereduceerd worden door het verminderen van het aantal deterministische simulaties en/of het verkleinen van de rekentijd van de deterministische simulaties. In dit onderzoek wordt het Sobek Rijntakkenmodel aangepast om de rekentijd van de deterministische simulatie te verkleinen.

Om de rekentijd per simulatie te reduceren is één Rijntak, de Nederrijn/Lek, uit het model verwijderd en vervangen door een kort kanaal. Op de nieuwe benedenstroomse rand moet een nieuwe randvoorwaarde worden opgelegd.

De oorspronkelijke afvoer- en sedimentverdeling op het splitsingspunt de IJsselkop moet hierbij behouden blijven. Voor een hydraulische randvoorwaarde wordt in verband met de stabiliteit van het model de voorkeur gegeven aan een Q-h relatie. Echter met een Q-h relatie als benedenstroomse randvoorwaarde is het niet mogelijk om de oorspronkelijke afvoer- en sedimentverdeling te behouden. Daarom is gekozen om een afvoerhydrograaf ter plaatse van de benedenstroomse rand op te leggen. Deze afvoerhydrograaf is een functie van de afvoerhydrograaf op de bovenstroomse rand (bij Ruhrort). Wanneer de randvoorwaarden direct ter plaatse van het splitsingspunt wordt opgelegd, wordt het model instabiel. Dit is verholpen door het plaatsen van een klein kanaal in plaats van de verwijderde tak. De Nederrijn/Lek is vervangen door een kanaal met de volgende afmetingen: lengte is 200 meter, de bodemligging ligt op -8 meter ten opzichte van NAP, de bergende breedte is 20 kilometer en de stroomvoerende breedte is 200 meter (gelijk aan het begin van de Nederrijn). Er zijn drie rekenpunten in dit kanaal gedefinieerd, te weten aan het begin, in het midden en aan het einde van het kanaal. De overige modelinput (korrelgrootte en hydraulische ruwheden) komt overeen met de waarden uit het originele model. De diepte van het kanaal is groot om te voorkomen dat aanzanding in het kanaal de afvoerverdeling verandert. Door de plaatsing van het kanaal convergeert het model sneller naar een stabiele situatie. Door het verwijderen van de Nederrijn/Lek zijn ook de stuwen uit het model verwijderd. Hierdoor is de rekentijdstap vergroot van 12 uur naar 10 dagen. Bij een tijdstap groter dan 10 dagen wordt het model instabiel. De rekentijd per simulatie is met een factor 20 gereduceerd.

Op de benedenstroomse rand is een afvoerhydrograaf geplaatst. Deze afvoer is een functie van de afvoer op de bovenstroomse rand van het model (Ruhrort). Met het oorspronkelijke model zijn de afvoeren op het begin van de Nederrijn als functie van de afvoeren bij Ruhrort bepaald. Deze zijn weergegeven in figuur 17.



Figuur 17: Relatie tussen afvoer bij Ruhrort en de afvoer op het begin van de Nederrijn

Op de horizontale as zijn de afvoeren bij Ruhrort weergegeven en op de verticale as de afvoeren op het begin van de Nederrijn. In deze figuur is duidelijk te zien wat voor een effect de stuwen in de Nederrijn en Lek hebben. Bij lage afvoeren bij Ruhrort is er ten gevolge van de stuwen weinig afvoer in de Nederrijn en Lek.

Er worden 4 zones onderscheiden in figuur 17. Voor elk gedeelte is de afvoer op de Nederrijn als functie van de afvoer bij Ruhrort als volgt beschreven:

$$Q_{\text{Nederrijn}}(Q_{\text{Ruhrort}}) = \begin{cases} 22 \\ 6.32 \cdot 10^{-5} \cdot (Q_{\text{Ruhrort}})^2 - 0.144 \cdot Q_{\text{Ruhrort}} + 104.1 \\ -1.80 \cdot 10^{-4} \cdot (Q_{\text{Ruhrort}})^2 + 1.265 \cdot Q_{\text{Ruhrort}} - 1624.6 \\ 5.20 \cdot 10^{-6} \cdot (Q_{\text{Ruhrort}})^2 + 0.15 \cdot Q_{\text{Ruhrort}} + 70.0 \end{cases} \begin{cases} Q_{\text{Ruhrort}} \leq 1140 \text{ m}^3/\text{s} \\ 1140 \text{ m}^3/\text{s} \leq Q_{\text{Ruhrort}} \leq 1750 \text{ m}^3/\text{s} \\ 1750 \text{ m}^3/\text{s} \leq Q_{\text{Ruhrort}} \leq 3000 \text{ m}^3/\text{s} \\ Q_{\text{Ruhrort}} \geq 3000 \text{ m}^3/\text{s} \end{cases} \begin{matrix} (5.0) \\ (5.1) \\ (5.2) \\ (5.3) \end{matrix}$$

Wanneer de afvoer bij Ruhrort kleiner is dan $1140 \text{ m}^3/\text{s}$ is de afvoer van de Nederrijn $22 \text{ m}^3/\text{s}$. Dit komt door het stuweffect van de stuw bij Driel.

Als naast de Nederrijn en Lek ook de Waal uit het model wordt verwijderd en er ter plaatse van beide benedenstroomse randen een afvoerhydrograaf wordt opgelegd, wordt het model instabiel.

Binnen één rekenstap vindt een iteratie plaats naar de evenwichtssituatie van de waterbeweging. Aan het begin van een iteratie golft het water als het ware door het model, wanneer een waterstand wordt gedefinieerd op de benedenrand dan dempen deze golven snel uit binnen het model. Als er een afvoer wordt opgelegd op een benedenrand dan dempt dit minder snel uit. Hierdoor kan het model instabiel worden.

Aangezien de rekentijd met de verwijdering van de Nederrijn en Lek met de stuwen enorm gereduceerd wordt, is ervoor gekozen om alleen deze takken uit het model te verwijderen.

De belangrijkste variabelen die invloed hebben op de stabiliteit van het model zijn: de onder relaxatie factor, de bergende breedte en lengte van het vervangende kanaal en de rekentijdstap van het model.

De onder relaxatie factor heeft alleen invloed op situaties waarin het model net instabiel is. De bergende breedte van het vervangende kanaal heeft een grote invloed op de stabiliteit van het model.

Wanneer de bergende breedte van het vervangende kanaal wordt vergroot dempt dit de schommeling van de waterstand binnen de iteratie sneller uit. De lengte van het vervangende kanaal moet niet te kort zijn anders kan deze dicht sedimenteren. De rekentijdstap heeft ook een grote invloed op de stabiliteit van het model. Wanneer de rekentijdstap wordt verkleind kan de afvoerreeks beter gevolgd worden. Het verschil tussen de opeenvolgende afvoeren wordt kleiner. Deze kleinere overgang heeft een positief effect op de stabiliteit van het model. Om een reductie van de rekentijd te verkrijgen moet deze rekentijdstap juist vergroot worden.

Kort samengevat ziet het nieuwe model er als volgt uit:

Het model bestaat uit 9 takken. De Nederrijn, de Lek 1 en de Lek 2 zijn verwijderd. Er is een klein vervangend kanaal in de plaats gekomen voor de drie verwijderde takken. De takken zijn aan elkaar gekoppeld door middel van 10 knopen, waarvan er drie een splitsingspunt zijn en vijf op randen zijn geplaatst. Nieuw in het model is de benedenrand_1, die de benedenrand is van het vervangende kanaal.



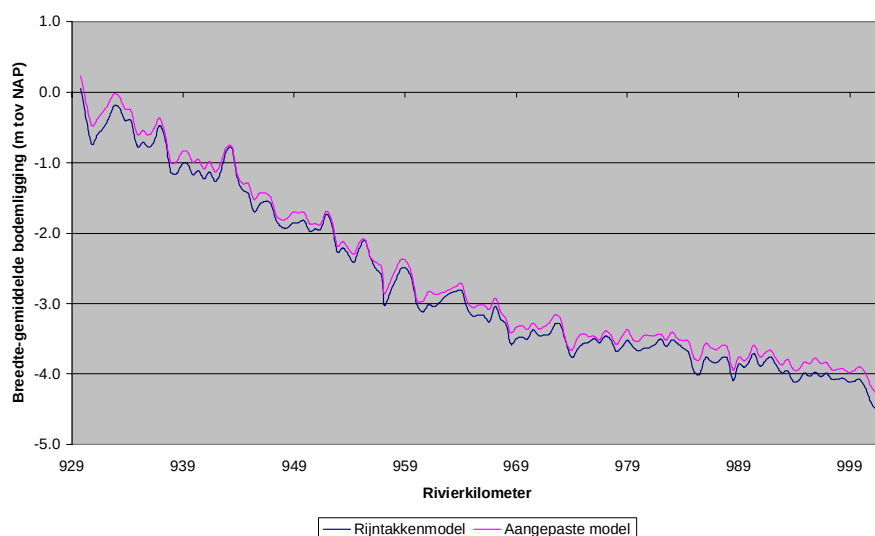
Figuur 18: Het aangepaste model

3.5 Validatie van het aangepaste model

De resultaten van het originele en het aangepaste model zijn in deze paragraaf met elkaar vergeleken. Het verschil tussen de twee modellen wordt toegelicht.

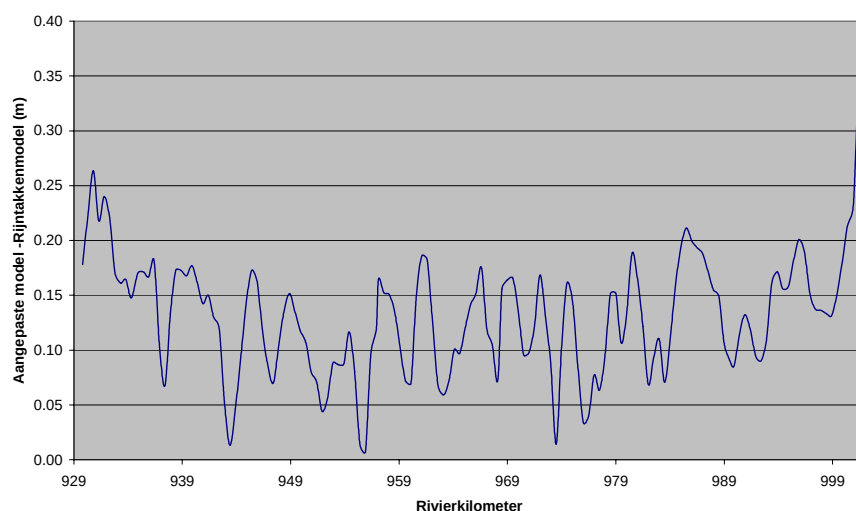
Validatie morfologische resultaten

Hierin worden de resultaten van het aangepaste model vergeleken met de resultaten van het Rijntakkenmodel. De bodemliggingen van de IJssel na 100 jaar worden met elkaar vergeleken.



Figuur 19: Vergelijking van de bodemligging na 100 jaar

In figuur 19 zijn de breedte-gemiddelde bodemliggingen van het Rijntakkenmodel en het aangepaste model weergegeven. Het verschil tussen beide berekeningen is weergegeven in figuur 20.

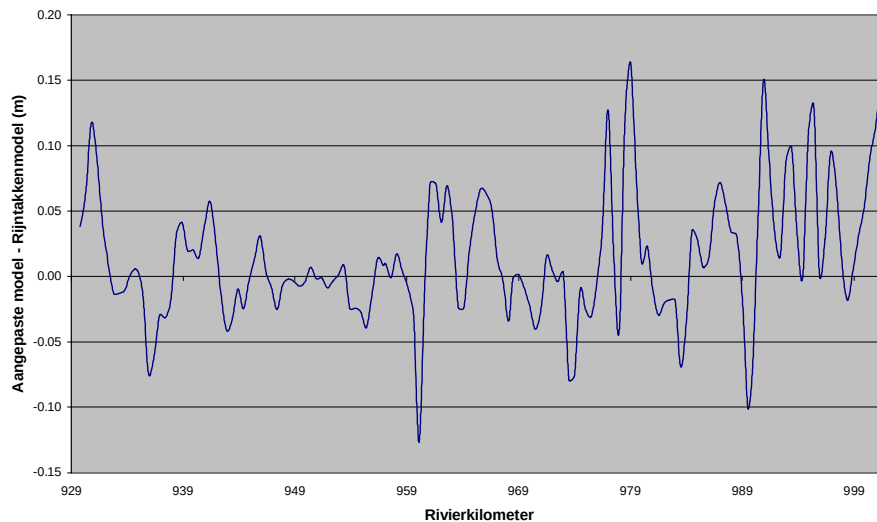


Figuur 20: Verschil in bodemligging na 100 jaar

De verschillen in bodemligging zijn redelijk groot. In onderzoek van Van Breen [2002] is het Rijntakkenmodel ook aangepast. Hier zijn de takken de Nederrijn, Lek, IJssel en Pannerdensch Kanaal uit het model verwijderd. In dit onderzoek ontstonden er ook verschillen tussen het aangepaste model en het Rijntakkenmodel; deze verschillen zijn bepaald voor de Waal.

De verschillen in het onderzoek van Van Breen [2002] zijn een factor twee kleiner dan de verschillen in dit onderzoek. De reden hiervoor is dat de breedte van de Beneden- en Midden-IJssel gemiddeld een factor twee kleiner is dan de breedte van de Waal. Het verschil qua volume is dus in dezelfde orde van grootte.

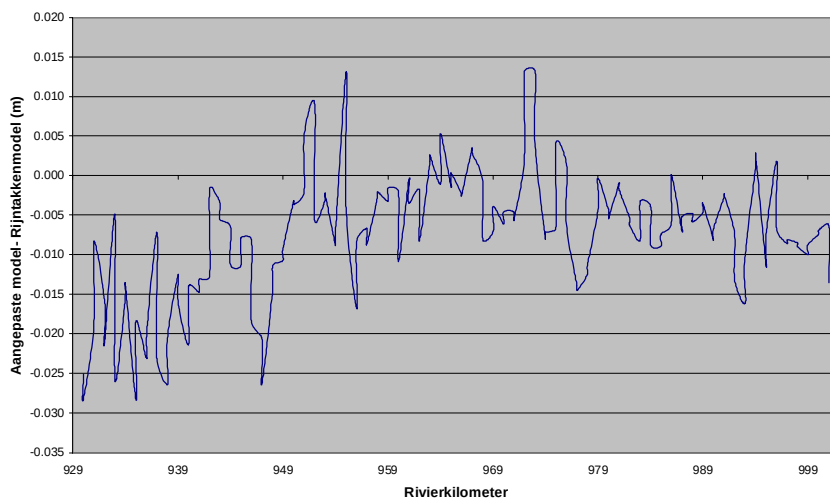
Het verschil in breedte-gemiddelde bodemligging na 20 jaar tussen het aangepaste model en het Rijntakkenmodel zijn in figuur 21 geplot.



Figuur 21: Verschil in bodemligging na 20 jaar

Het verschil in bodemligging is na 20 jaar kleiner dan het verschil in bodemligging na 100 jaar. Het verschil neemt dus toe als functie van de tijd. Het verschil tussen de modellen wordt grotendeels bepaald door de opgestelde relatie tussen het afvoerverloop op de benedenrand en het afvoerverloop op de bovenrand. De verschillen ontstaan vooral bij hogere afvoeren.

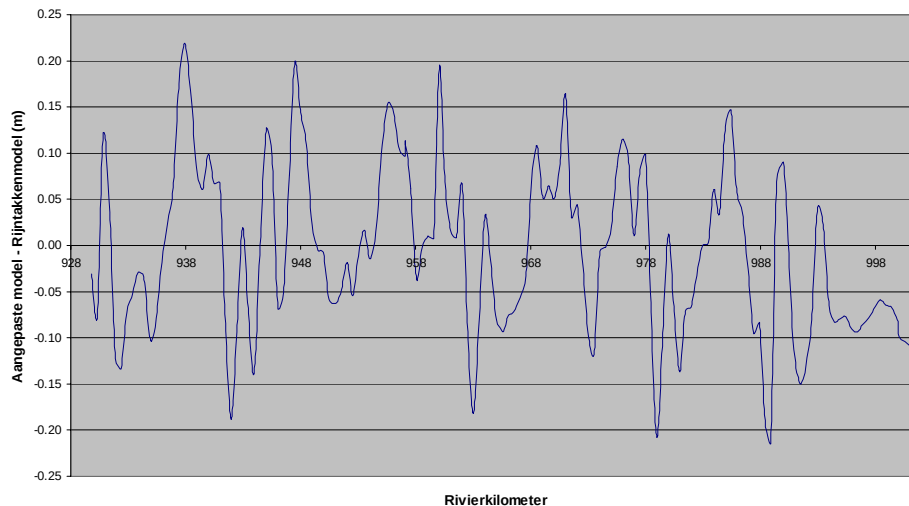
In het aangepaste model wordt het afvoerverloop op de benedenrand bepaald met behulp van relatie (5). Indien het afvoerverloop volgens uit het Rijntakkenmodel wordt opgelegd zijn de verschillen in morfologie veel kleiner (zie figuur 22).



Figuur 22: Verschil in bodemligging na 100 jaar met het originele afvoerverloop op de vervangende benedenrand

Validatie hydraulische resultaten

In dit onderzoek staat de scheepvaartfunctie van de IJssel centraal. De waterdiepte is belangrijk voor de scheepvaart en daarom wordt de waterdiepte van het aangepaste model vergeleken met de waterdiepte van het Rijntakkenmodel. Deze vergelijking wordt gedaan na 20 jaar en de IJsselaflow is in beide gevallen $193 \text{ m}^3/\text{s}$.



Figuur 23: Verschil tussen waterdiepten van het aangepaste model en het Rijnakkenmodel

In figuur 23 is het verschil tussen de waterdiepten van het aangepaste model en het Rijnakkenmodel gepresenteerd. Het verschil in waterdiepte is maximaal 0,22 meter en het gemiddelde van het verschil is -0,01 meter. Het maximale verschil in beschikbare vaarbaanbreedte is met een oeverhelling van 1:4 ongeveer één meter. Het verschil in waterdiepte kan verklaard worden door middel van de verschillen in morfologie tussen de twee modellen na 20 jaar.

Het referentiemodel

Het aangepaste model wordt niet exact gebruikt als referentiemodel. Er worden twee veranderingen doorgevoerd, te weten de bovenstroomse hydraulische randvoorwaarde en de berekeningsperiode. De afvoerhydrograaf van dagafvoergemiddelden op de bovenstroomse rand wordt vervangen door decadeafvoeren. Een decadeafvoer wordt bepaald door het sedimenttransport van iedere dagafvoer ten opzichte van de het sedimenttransport over de 10 dagen te berekenen. Deze verhouding bepaalt hoe zwaar deze gemiddelde dagafvoer mee wordt genomen in de decadeafvoer. De berekeningsperiode wordt teruggebracht van 100 jaar naar 20 jaar. Het doel van het onderzoek is het verbeteren van de scheepvaartfunctie. Het is niet van belang om de scheepvaartfunctie voor de volle honderd jaar te bestuderen. In deze periode kunnen er vele veranderingen optreden binnen de scheepvaart in het algemeen en de scheepvaartfunctie van de IJssel. Na honderd jaar is er waarschijnlijk een behoorlijke schaalvergroting van de schepen opgetreden, er kunnen regionale overslagcentra gelegen zijn in het Twentse achterland, de IJssel als Noord-Zuid route kan belangrijker worden en het Twente-Mittelland kanaal kan aangelegd zijn of worden. Een berekeningsperiode van 20 jaar is meer dan voldoende.

4 Deterministische toepassing van het model

4.1 Uitgangssituatie

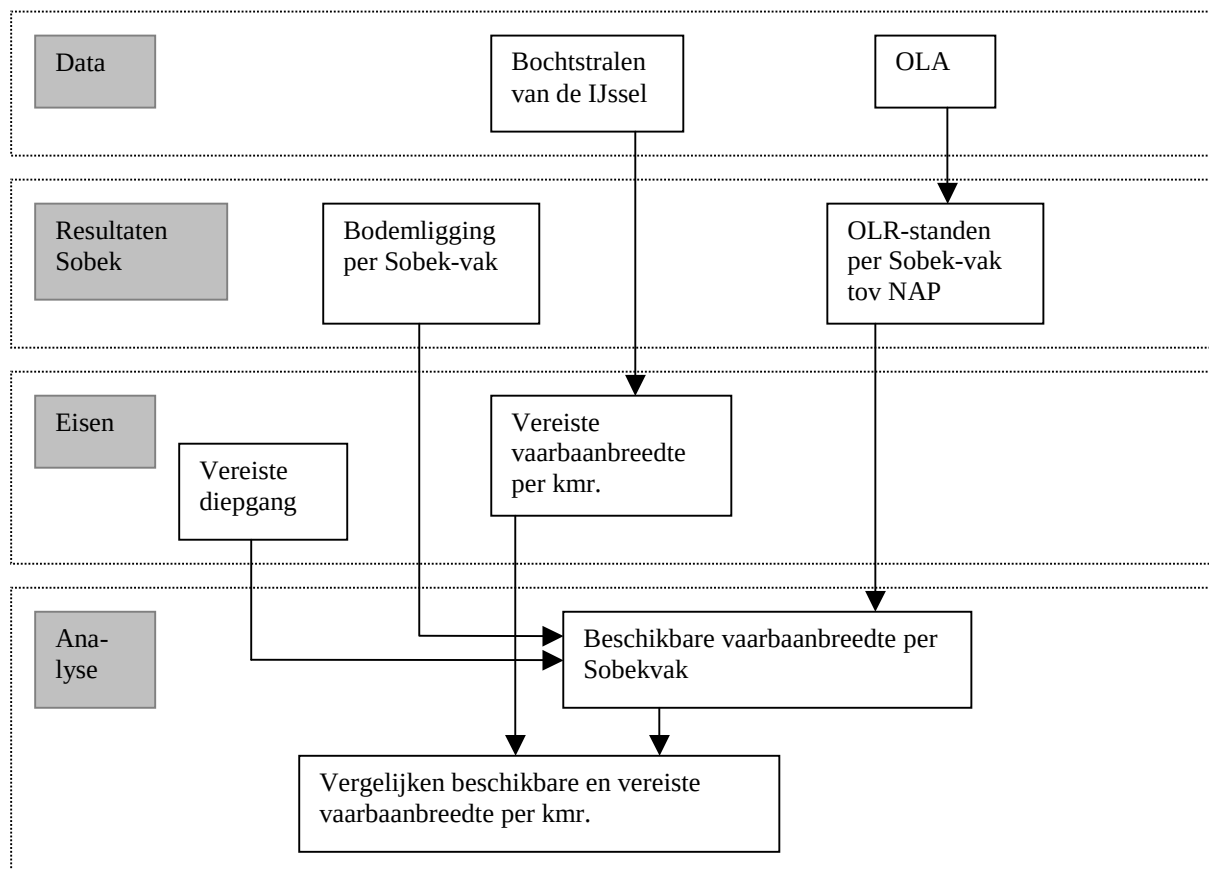
Toelichting scheepvaartknelpuntenanalyse

De scheepvaartknelpunten worden bepaald met behulp van een scheepvaartknelpuntenanalyse op basis van de modelresultaten. In deze berekening is het referentiemodel gebruikt uit hoofdstuk 3.

Hierbij is gebruik gemaakt van:

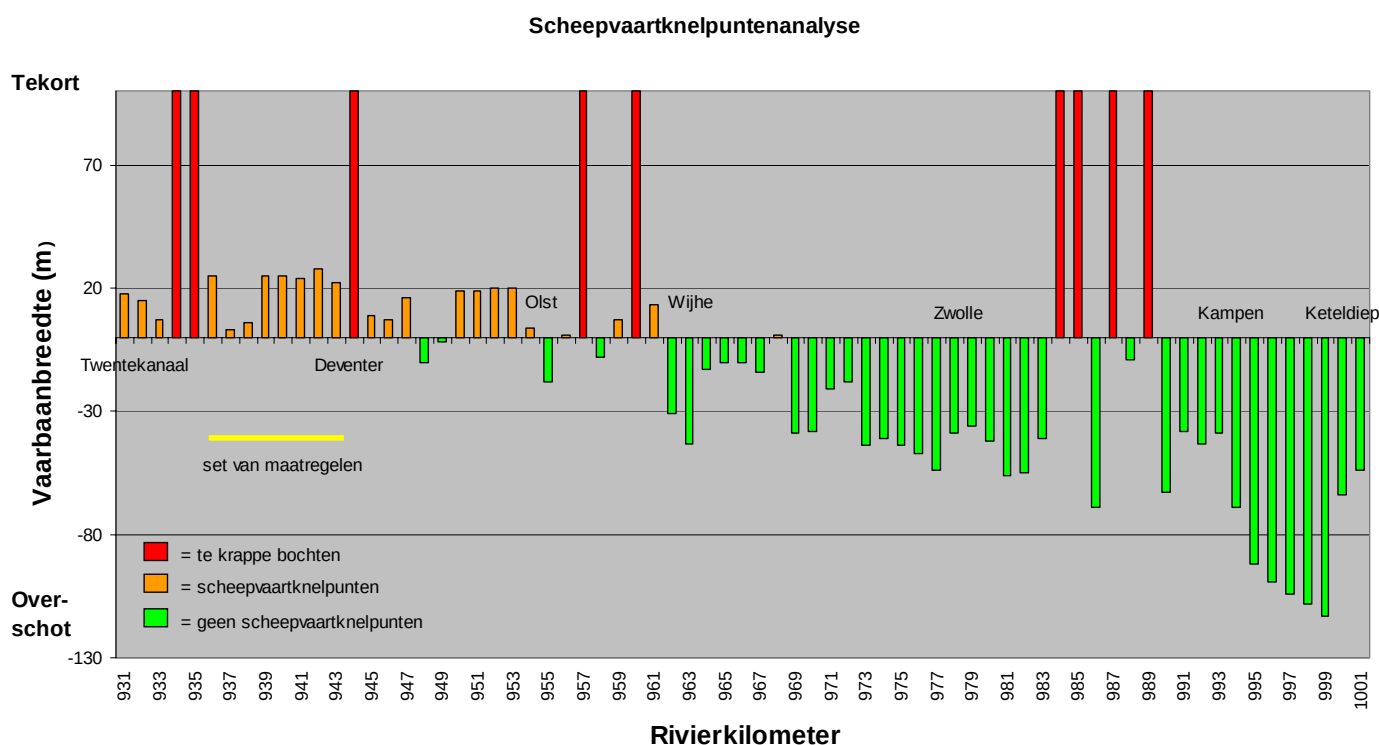
- De OLR-stand ten opzichte van NAP
 - De OLR-standen ten opzichte van NAP op ieder Sobek-vak tussen kmr. 931 en 1001,4 zijn berekend met het Rijntakkenmodel bij een OLA bij Lobith van $1020 \text{ m}^3/\text{s}$. De OLA op de IJssel is $172 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Initiële bodemligging in de hoofdgeul van de Sobek-vakken tussen kmr. 931 en 1001,4.

Samen met de eis voor de diepgang (2,50 meter bij OLR-stand) en de eis voor de vaarbaanbreedte (afhankelijk van de bochtstraal) wordt de scheepvaartknelpuntenanalyse voor de Beneden- en Midden-IJssel uitgevoerd. Dezelfde methode wordt toegepast als de scheepvaartknelpuntenanalyse op basis van de vlakdekkende bodempeilingen. Per kilometer wordt het vaarbaanbreedte tekort of overschot in meters berekend (zie figuur 24).



Figuur 24: Werkwijze scheepvaartknelpuntenanalyse op basis van modelresultaten

De resultaten van deze scheepvaartknelpuntenanalyse zijn weergegeven in figuur 25.

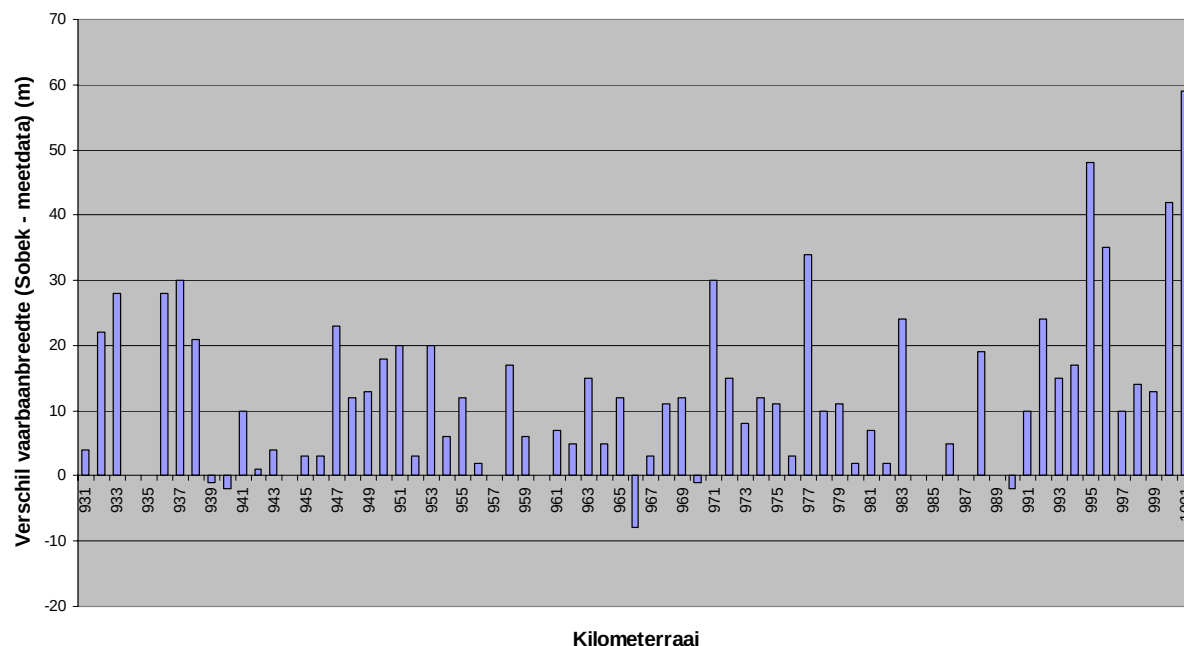


Figuur 25: Scheepvaartknelpuntenanalyse op basis van modelresultaten

De kilometerraaian waarbij de maatgevende bochtstraal kleiner is dan 500 meter, worden hier weergegeven met een tekort van 100 meter vaarbaanbreedte. Op deze kilometerraaian is een te krappe bocht aanwezig voor tweestrooksverkeer van scheepvaartklasse Va. Deze kilometerraaian kunnen alleen verbeterd worden met een bochtstraalverruiming of er kan een krappere profiel of eenstrooksverkeer van scheepvaartklasse Va met verkeersregeling geaccepteerd worden [Ministerie van Verkeer en Waterstaat, 1999b].

Vanaf het Twentekanaal (kmr. 931) tot aan Fortmond (kmr. 961) is de vaarbaan slechts op een drietal trajecten geschikt voor tweestrooksverkeer van scheepvaartklasse Va. Het traject tussen kmr. 984 en 989 (de bochten bij Zalk en de Koppelerwaard) vormt een knelpunt in de Beneden-IJssel. Op dit traject zijn de knelpunten gerelateerd aan een te kleine bochtstraal in de rivier. Op de Beneden-IJssel bestaan er minder scheepvaartknelpunten doordat in benedenstroomse richting de waterdiepte ongeveer constant blijft (bij lage en gemiddelde afvoeren) en de vaarbaanbreedte toeneemt.

In figuur 26 is het verschil in vaarbaanbreedte weergegeven tussen de twee scheepvaartknelpuntenanalyses.



Figuur 26: Vergelijking scheepvaartknelpuntenanalyse met behulp van meetdata en met behulp van Sobek resultaten

De Sobek dwarsdoorsneden zijn gemiddelde dwarsdoorsneden voor een lengte van 500 meter. Bij de scheepvaartknelpuntenanalyse op basis van de bodempeilingen (meetdata) wordt daarentegen een 2-dimensionale scheepvaartknelpuntenanalyse uitgevoerd. Deze analyse heeft een veel kleiner detailniveau (10 meter). Hierdoor is de maatgevende vaarbaanbreedte per kilometer bij deze scheepvaartknelpuntenanalyse kleiner dan bij de scheepvaartknelpuntenanalyse op basis van de modelresultaten. Hierdoor bestaan er grotere scheepvaartknelpunten bij de scheepvaartknelpuntenanalyse op basis van de bodempeilingen uit 2002.

De scheepvaartknelpunten bepaalt met behulp van de twee analyses geven een momentopname van de scheepvaartfunctie weer. Om inzicht te krijgen in de tijdsafhankelijkheid van deze resultaten is voor het traject tussen kmr. 936 en 944 (zie figuur 27) een scheepvaartknelpuntenanalyse op verschillende tijdstippen uitgevoerd.

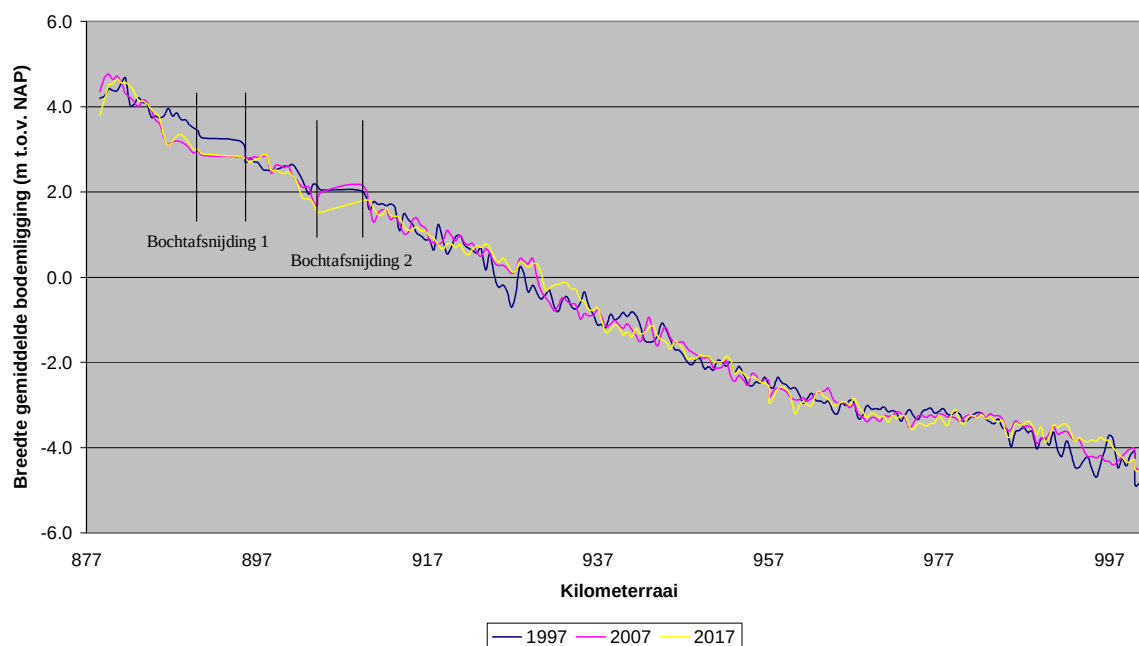


Figuur 27: Riviertraject tussen kmr. 936 en 944

Hiervoor zijn de veranderingen in het laag- en hoogwaterseizoen (begin september en begin februari) voor de jaren 1998, 2002, 2007, 2012 en 2017 berekend. Na elke morfologische berekening is een hydraulische berekening uitgevoerd met de OLA bij Ruhrort. Vervolgens zijn voor alle tijdstippen de scheepvaartknelpunten geanalyseerd.

Resultaten morfologie

De breedte-gemiddelde bodemligging van de hoofdgeul wordt in figuur 28 gepresenteerd. Op drie tijdstippen is de bodemligging weergegeven. Tussen kmr. 891 en 895 en tussen kmr. 905 en 909 zijn vroeger twee bochten afgesneden (zie bijlage 6). De kilometerraaien van de IJssel verspringen bij 891 naar 895 en bij 905 naar 909. Deze overgangen zijn goed te zien in figuur 28.

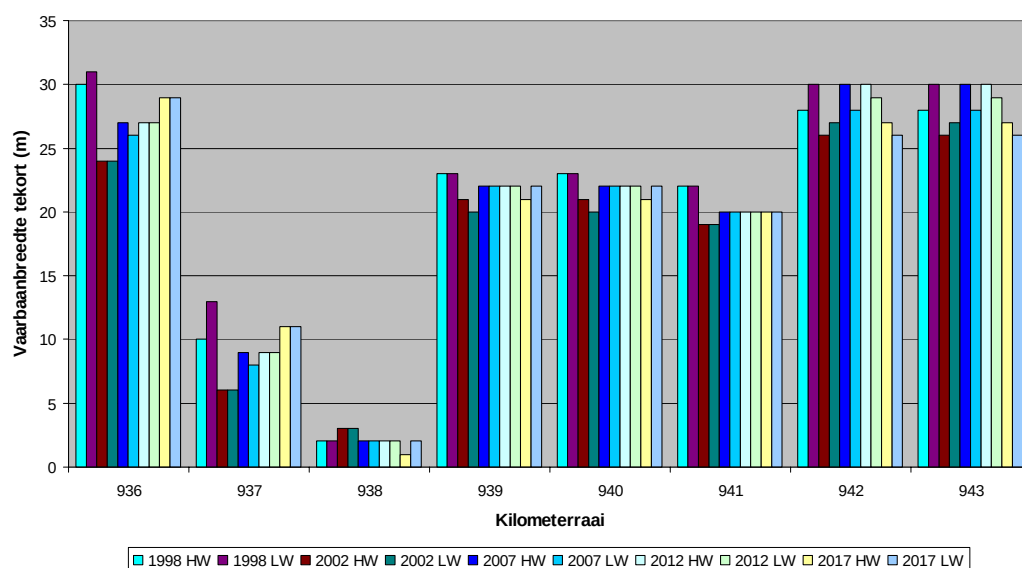


Figuur 28: Autonome ontwikkeling morfologie van de IJssel

Uit bovenstaande figuur kan niet geconcludeerd worden dat een trend van aanzanding of erosie in de tijd aanwezig is.

Resultaten scheepvaartknelpunten

In figuur 29 zijn de resultaten van de scheepvaartknelpuntenanalyses weergegeven.



Figuur 29: Tijdsafhankelijkheid van de scheepvaartknelpunten

Uit figuur 29 blijkt dat de scheepvaartknelpunten in het laagwaterseizoen niet structureel groter of kleiner zijn dan de scheepvaartknelpunten in het hoogwaterseizoen. Er is ook geen structurele verandering van de scheepvaartknelpunten te zien op de lange termijn (20 jaar). Dit komt omdat op de lange termijn er weinig gebeurt met de bodemligging van de IJssel.

4.2 Situatie met set van maatregelen

4.2.1 Uitgangspunten

De set van maatregelen wordt opgesteld om de scheepvaartknelpunten tussen kmr. 936 en 944 (zie figuur 27) voor een periode van 20 jaar op te lossen. Dit traject is gekozen omdat hier grote scheepvaartknelpunten bestaan. Omwille van de beperkte tijd van het onderzoek worden niet alle scheepvaartknelpunten binnen het projectgebied opgelost.

De mogelijke maatregelen voor de oplossing van de scheepvaartknelpunten zijn in bijlage 5 gesommeerd. Dit is een verkennende studie waarin gebruik wordt gemaakt van het in hoofdstuk 3 beschreven 1-dimensionale Sobek Rijntakkenmodel.

De volgende maatregelen zijn binnen dit onderzoek onderzocht:

- Rivierversmalling
- Rivierverbreding
- Traject baggeren
- Zandvang

Binnen dit model kunnen de effecten van een vaste laag, bodemschermen, bodemkribben en het dichten van de erosiekuilen bij de kribkoppen niet volledig meegenomen worden. De effecten van deze maatregelen kunnen onderzocht worden met een 2-dimensionaal model. Verkeersregeling wordt niet toegepast omdat dan de eis voor de scheepvaartfunctie van de IJssel gewijzigd moet worden. Op riviervoorwaarden waar een te krappe bocht aanwezig is kan een bochtstraalverruiming toegepast worden. Een bochtstraalverruiming is niet toepasbaar binnen het model, omdat de Sobek-vakken dan ter plaatse van de bochtstraalverruiming verlengd worden. Dit heeft als gevolg dat er ruimtelijke informatie toegevoegd moet worden. De Sobek-dwarsprofielen moeten dan veranderd worden. Lokaal baggeren wordt binnen dit onderzoek buiten beschouwing gelaten, omdat dit traject baggeren is op een kleine ruimtelijke schaal (zelfde als traject baggeren). Binnen het aangepaste Sobek Rijntakkenmodel kan het stuwbeleid van de stuw bij Driel niet gewijzigd worden.

Binnen de situatie met de set van maatregelen wordt alleen onderzocht of dit traject voldoet aan de eisen voor scheepvaartklasse Va. Dit proces van het zoeken naar een oplossing voor de scheepvaartknelpunten is een iteratief proces. Ten eerste moet worden voldaan aan de eisen en ten tweede mag het oplossen van de scheepvaartknelpunten niet te duur zijn (economische optimalisatie).

4.2.2 Set van maatregelen

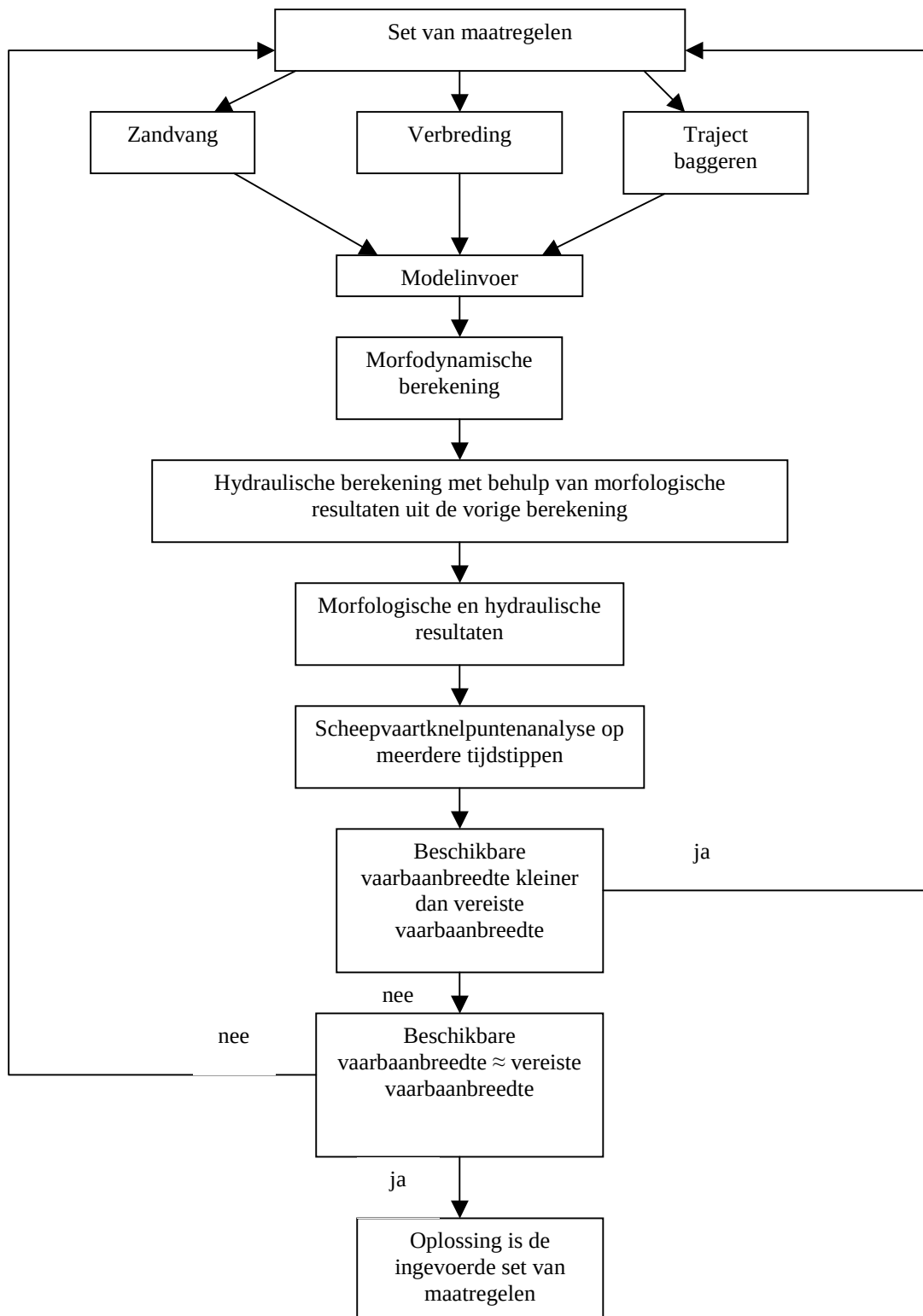
Maatregelen

Binnen het model kunnen de volgende maatregelen toegepast worden:

- Zandvang
- Verbreding
- Traject baggeren

Op het traject tussen kmr. 936 en 944 bestaan vooral breedtescheepvaartknelpunten, daarom is er voor gekozen om geen rivierversmalling toe te passen.

Het probleem is iteratief aangepakt. Er zijn 25 berekeningen met een set van maatregelen uitgevoerd. Na elke berekening is onderzocht wat de effecten op de scheepvaartknelpunten zijn. Geprobeerd is om tot een minimale oplossing van de scheepvaartknelpunten (qua kosten) te komen. Dit is kwalitatief gebeurd. In figuur 30 is de aanpak van het bepalen van de set van maatregelen weergegeven.



Figuur 30: Aanpak bepaling van de set van maatregelen

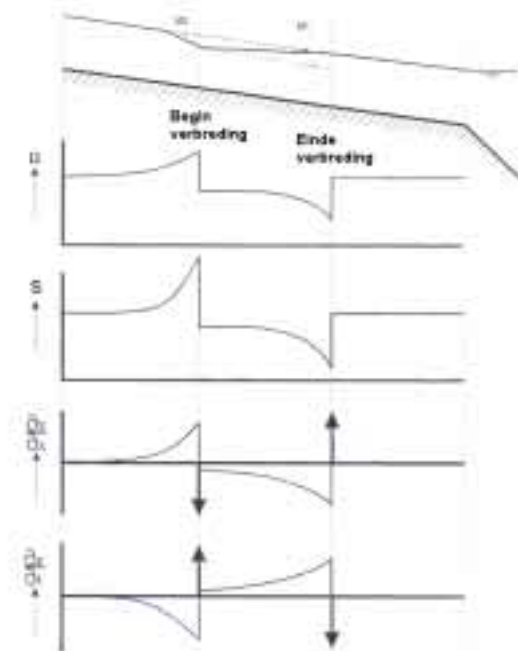
Deze aanpak heeft geleid tot de volgende set van maatregelen om de scheepvaartknelpunten voor een periode van 20 jaar op te lossen:

- Zandvang van 500.000 m³ tussen kmr. 934 en 936
- Verbreding van 30 m over het gehele traject
- Traject baggeren van 2,2 miljoen m³, verdeeld over het gehele traject en over de gehele tijdsduur

Morfologische veranderingen door maatregelen

De zandvang is aangelegd tussen kmr. 934 en 936. Deze zandvang is op het begintijdstip van de berekening geïmplementeerd. Over deze 2 kilometer is 500.000 m^3 sediment weggebaggerd. De zandvang wordt binnen het model niet geschematiseerd als een vaste constructie, de zandvang verplaatst zich hierdoor in benedenstroomse richting. In de zandvang slaat sediment neer en loopt vanaf het beginpunt van de zandvang vol. Benedenstrooms van de zandvang ontstaat een erosiekuil (zie figuur 32). Dit is gedaan om een buffer te creëren voor de eerste paar jaar van de berekening.

De hoofdgeul is over het traject tussen kmr. 936 en 944 over 30 meter verbreed. Een rivierverbreeding heeft een groot effect op een breedtescheepvaartknelpunt. Daarom kan dit goed toegepast worden op dit traject. De rivierverbreeding kan het beste toegepast worden door het inkorten van de kribben en als dit niet voldoende is moeten de oevers verlegd worden. In onderstaande figuur worden de effecten op de waterstand, de stroomsnelheid, het sedimenttransport, de sedimenttransportgradiënt en uiteindelijk de bodemliggingverandering weergegeven.



Figuur 31: Initiële bodemligging verandering als gevolg van rivierverbreeding [De Vriend, 1999]

Uit figuur 31 blijkt dat er op het begin van de verbreding een sedimentatie-bodemgolf wordt opgewekt en na het verbrede traject een erosie-bodemgolf wordt opgewekt. Deze erosie-bodemgolf is goed te zien in figuur 32 t/m 35. Daarnaast treedt er bovenstrooms van het traject initieel lichte erosie op en lichte sedimentatie aan het einde van het traject. Op lange termijn zal de bodemligging ter plaatse van de verbreding omhoog komen en zal bovenstrooms van het verbrede traject de bodem ook omhoog komen door de grotere bodemhelling op het verbrede traject.

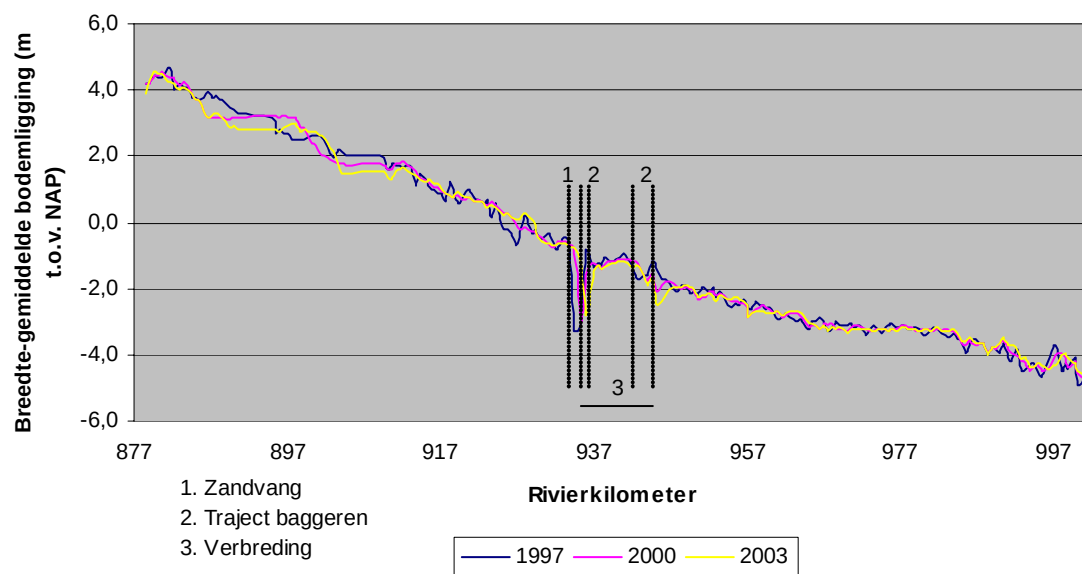
Als laatste is traject baggeren toegepast (verdeeld over het traject en gehele tijdsduur) waar de scheepvaartknelpunten in de tijd weer ontstaan. Dit is onderhoudsbaggerwerk om de scheepvaartweg op diepte te houden. De plaats, de tijdstippen, de tijdsduur en de hoeveelheden van het traject baggeren zijn opgenomen in bijlage 10. De plaatsen van het onderhoudsbaggerwerk (in de vorm van traject baggeren) zijn tussen kmr. 935,4 en 936,4 en tussen kmr. 941,9 en 943,9. Deze trajecten waarop het baggerwerk wordt uitgevoerd zijn te verklaren met behulp van figuur 31. Op deze trajecten treedt sedimentatie op. Het baggerwerk op het traject tussen kmr. 935,4 en 936,4 is groter dan op het traject tussen kmr. 941,9 en 943,9, omdat op het eerst genoemde traject meer sedimentatie optreedt. Door dit traject baggeren op deze trajecten daalt de bodemligging op deze trajecten.

Bij deze maatregel wordt het gebaggerde sediment niet teruggestort in de rivier. Het sediment kan voor een gedeelte teruggestort worden in de erosiekuil benedenstrooms van het traject en het kan

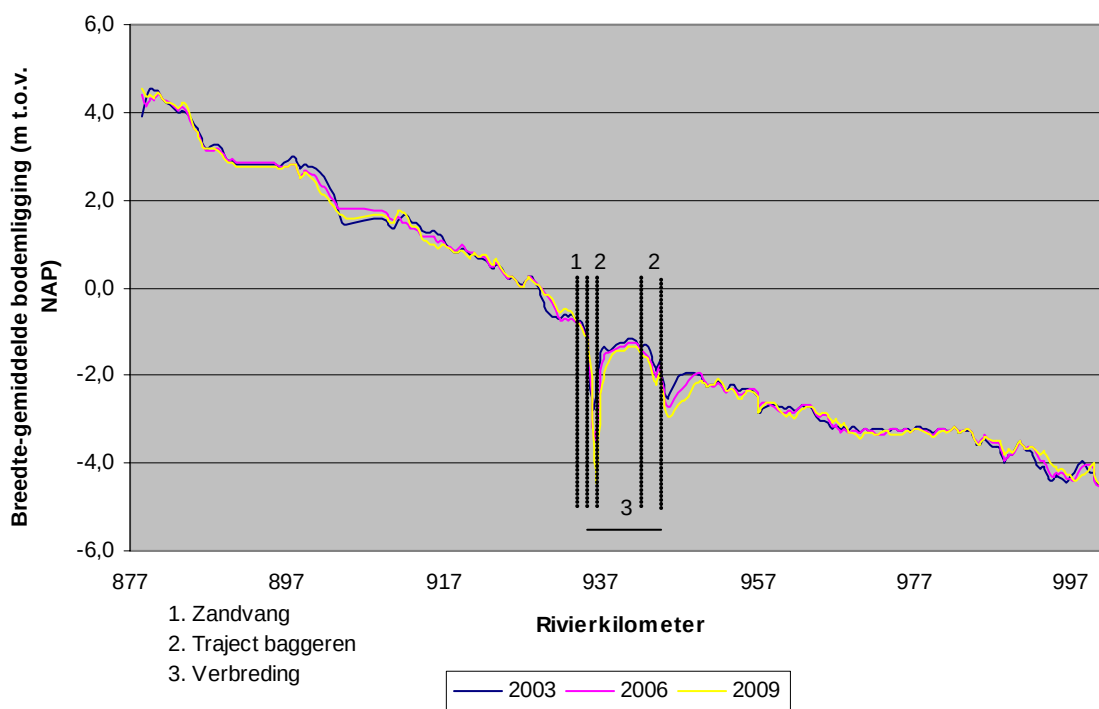
teruggestort worden op plaatsen waar de beschikbare vaarbaanbreedte groot genoeg is of op trajecten waar een overdiepte aanwezig is. In eerste instantie moet het sediment teruggestort worden op plaatsen waar de beschikbare vaarbaanbreedte groot genoeg is of een overdiepte aanwezig is, omdat dan de erosiekuil benedenstrooms van het traject nog niet bestaat. Op een aantal delen van de Beneden-IJssel is een combinatie van een overdiepte en een overschot aan vaarbaanbreedte aanwezig. Op deze delen kan een gedeelte van dit sediment teruggestort worden.

De terugschrijdende erosie die optreedt door het herhaaldelijke baggerwerk zal gedeeltelijk gecompenseerd worden door de terugschrijdende sedimentatie als gevolg van de riviervverbreding op het gehele traject.

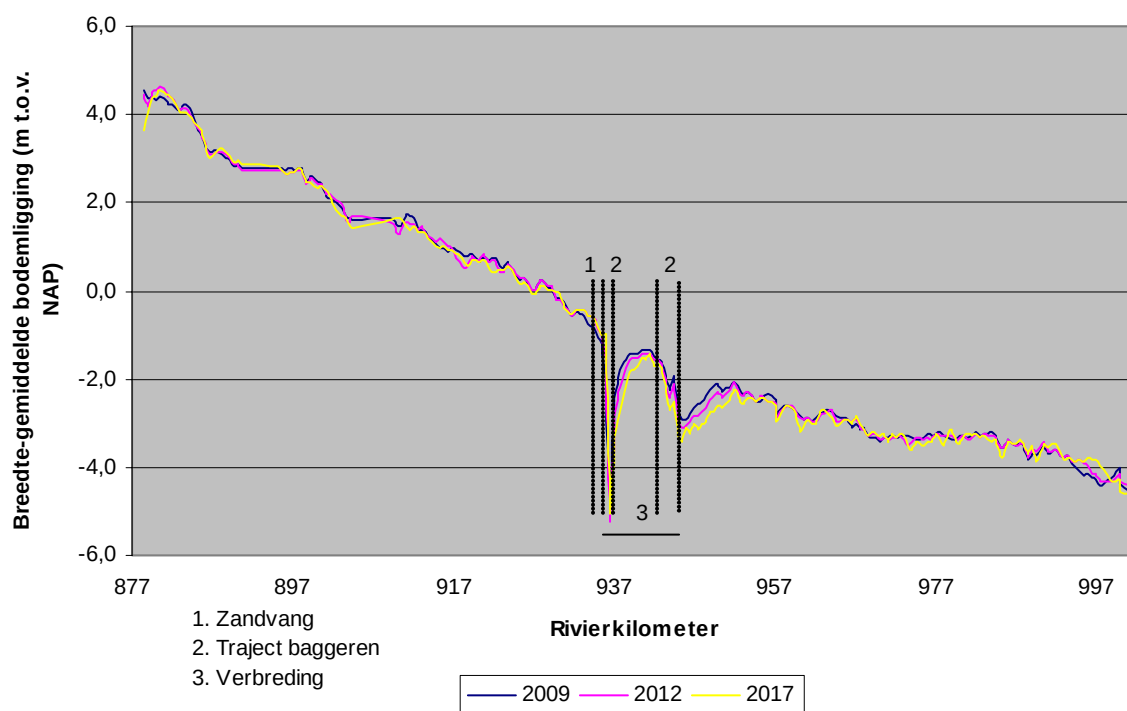
In de figuur 32 t/m 35 is de breedte-gemiddelde bodemligging van de hoofdgeul op verschillende tijdstippen weergegeven.



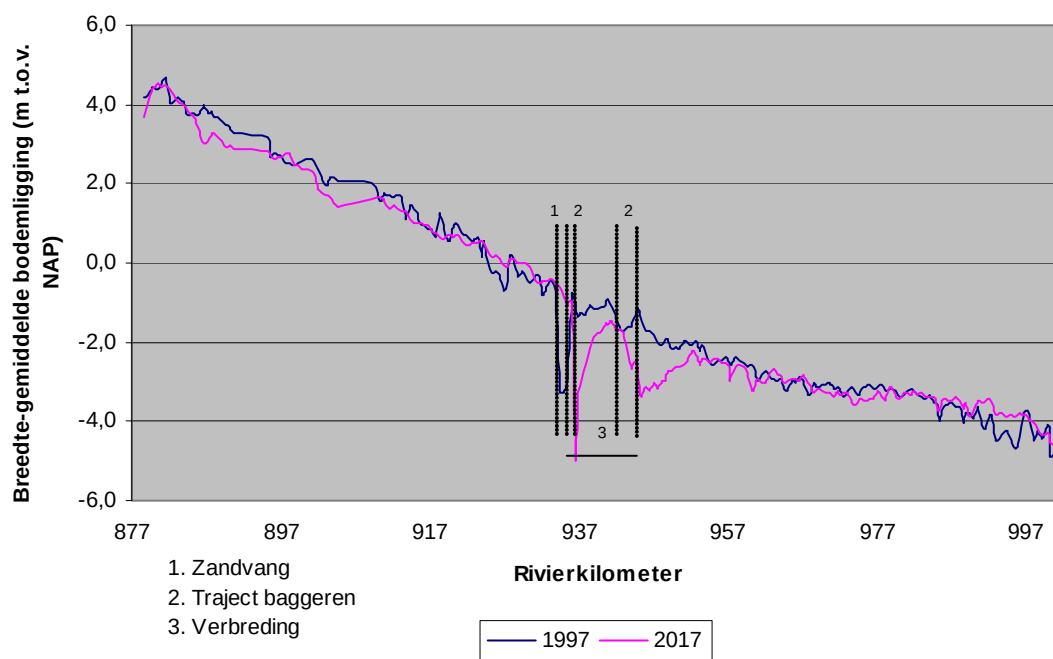
Figuur 32: Bodemligging 1997, 2000 en 2003



Figuur 33: Bodemligging 2003, 2006 en 2009



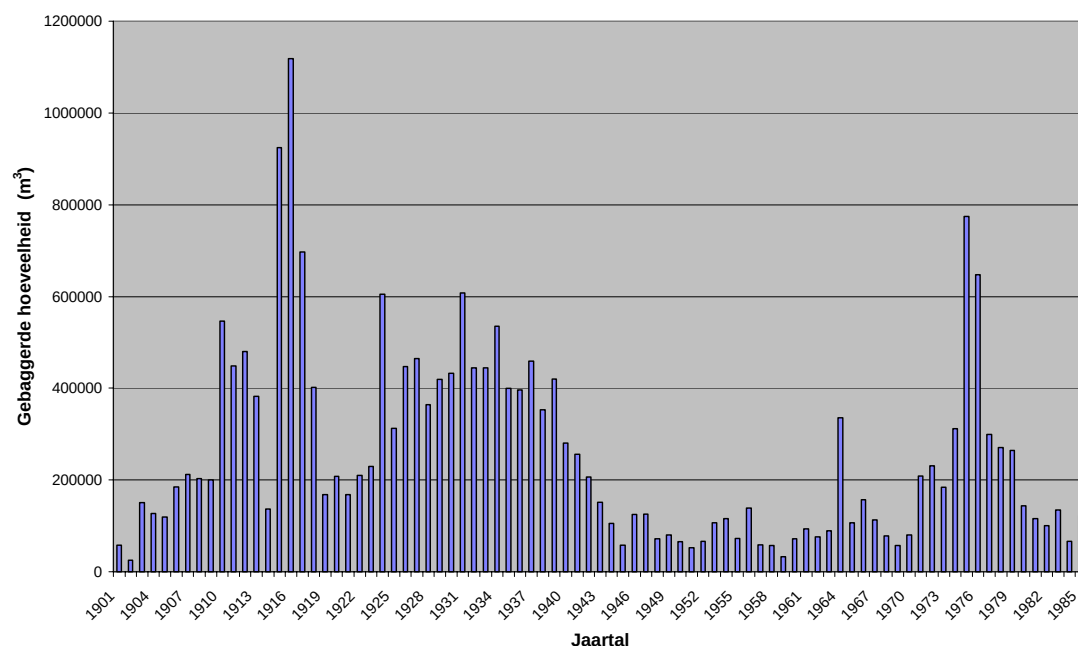
Figuur 34: Bodemligging 2009, 2012 en 2017



Figuur 35: Bodemligging in 1997 en 2017

De tijdsduur van het traject baggeren is zo gekozen dat het praktisch mogelijk is om het traject baggeren uit te voeren. Het begintijdstip ligt in het laagwaterseizoen, dit is tevens het seizoen wanneer er gebaggerd kan worden (zie bijlage 10).

De gebaggerde hoeveelheden zijn groot, maar zijn van dezelfde orde van grootte als in het verleden gebaggerde hoeveelheden op de IJssel (zie figuur 36).



Figuur 36: De in de geschiedenis gebaggerde volumes op de IJssel

Het sedimenttransport op de IJssel is ongeveer 60.000 m³/jaar [Kleinhans, 1996] en het jaarlijkse sedimenttransport binnen het model is ongeveer 80.000 m³/jaar. De jaarlijks gebaggerde hoeveelheid (110.000 m³/jaar) is groot ten opzichte van het jaarlijkse sedimenttransport.

Kostenraming van de set van maatregelen

De kosten zijn opgedeeld in kosten voor de riviervverbreding, de zandvang, het traject baggeren en het verwerken van vervuilde grond. In onderstaande tabel worden de all-in kosten weergegeven. Voor de bepaling van alle kosten wordt verwezen naar bijlage 11.

Code	Omschrijving	Ehd	Hoefvd	Norm	Totaal
F-2232 .300240/	Reconstructie verbreding rivier	km	8.00	€ 1,859,566.47	€ 14,876,531.74
D-1 . /	zandvang	st	1.00	€ 4,716,908.20	€ 4,716,908.20
D-2 . /	rivier per jaar	st	14.13	€ 1,132,057.97	€ 15,995,979.09
	Factor 14,13 is de contante waarde				
D-3 . /	Verwerken vervuilde grond	m3	120,000.00	€ 106.77	€ 12,812,394.24
C-1 . /	projectkosten All-inn		1,00	€ 48,401,813.27	€ 48,401,813.27

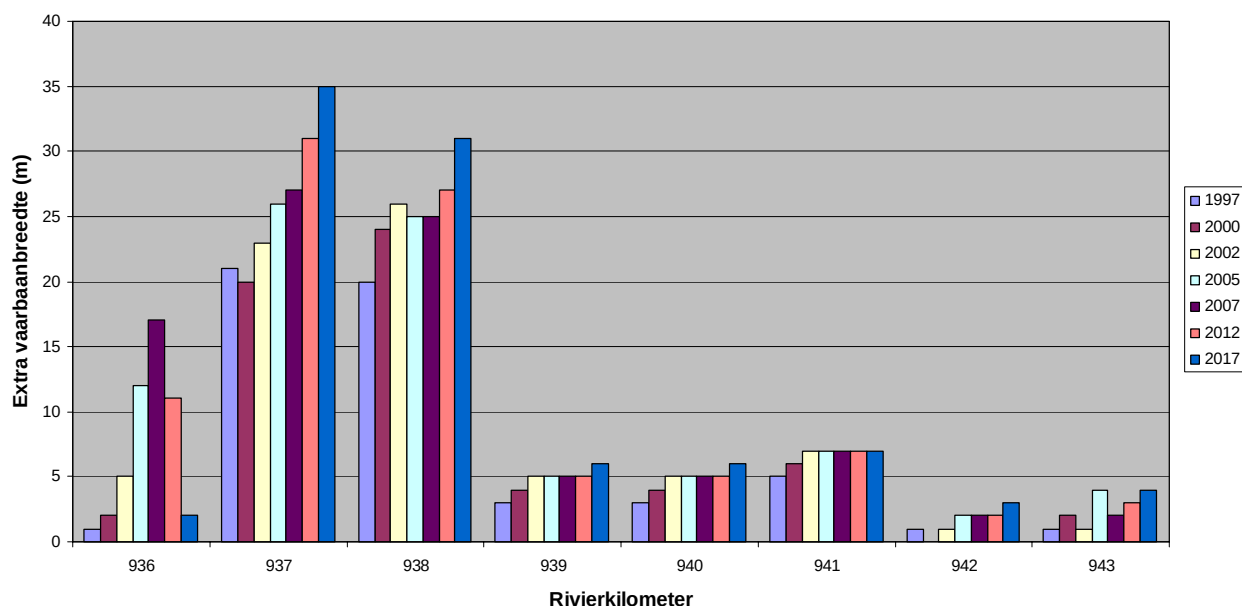
Tabel 7: Kostenraming knelpuntenoplossing

De kosten zijn gebaseerd op het prijspeil medio 2002 en zijn verdisconteerd naar dit tijdstip. De geschatte kosten van de set van maatregelen zijn 48,4 miljoen Euro.

Scheepvaartknelpuntenanalyse bij de situatie met de set van maatregelen

In figuur 37 is het overschot aan vaarbaanbreedte aangegeven bij de situatie met de set van maatregelen op verschillende tijdstippen.

Situatie met set van maatregelen



Figuur 37: Resultaten van de scheepvaartknelpuntenanalyse

De scheepvaartknelpuntenanalyse is uitgevoerd in het hoogwaterseizoen. Dan worden de grootste scheepvaartknelpunten wat betreft de eis verwacht. Wanneer na een hoogwatergolf de scheepvaartknelpunten met behulp van de OLA worden bepaald, treden na alle waarschijnlijkheid de grootste scheepvaartknelpunten op.

Uit figuur 37 blijkt dat de variatie in extra vaarbaanbreedte op kmr. 936, 937 en 938 groot is in de tijd. Dit komt door de aanzanding die op deze kilometerraaen plaatsvindt en het traject baggeren dat op deze kilometerraaen wordt uitgevoerd. Kilometerraai 936 heeft in het begin en aan het einde van de berekening een klein overschot aan vaarbaanbreedte, tussentijds is dit groter. Kmr. 937 en 938 hebben de gehele periode een groot overschot aan vaarbaanbreedte en dit stijgt in de tijd (effect van het traject baggeren). De overige kilometerraaen hebben een constant en klein overschot aan vaarbaanbreedte. Uit figuur 37 blijkt dat kmr. 936, 942 en 943 cruciaal zijn in deze situatie met de set van maatregelen.

Effect van set van maatregelen op OLA

De OLA op de IJssel verandert door de implementatie van de set van maatregelen. De OLA bij Lobith wordt over een periode van 20 jaar constant op $1020 \text{ m}^3/\text{s}$ verondersteld. In de uitgangssituatie en de situatie met de set van maatregelen komt de OLA van de IJssel op het begintijdstip van de berekening overeen met de opgelegde OLA van $172 \text{ m}^3/\text{s}$. In de uitgangssituatie is de OLA van de IJssel na 20 jaar gestegen tot $175 \text{ m}^3/\text{s}$; het verschil is nog geen 2 %. Bij de situatie met de set van maatregelen stijgt de OLA na 20 jaar tot $184 \text{ m}^3/\text{s}$; het verschil is dan 7 %. Deze grotere stijging wordt veroorzaakt door de implementatie van de set van maatregelen. De IJssel trekt hierdoor meer water. Dit kan opgevangen worden door het stuwbeleid van de stuw bij Driel iets aan te passen, zodat een constante OLA op de IJssel aanwezig blijft.

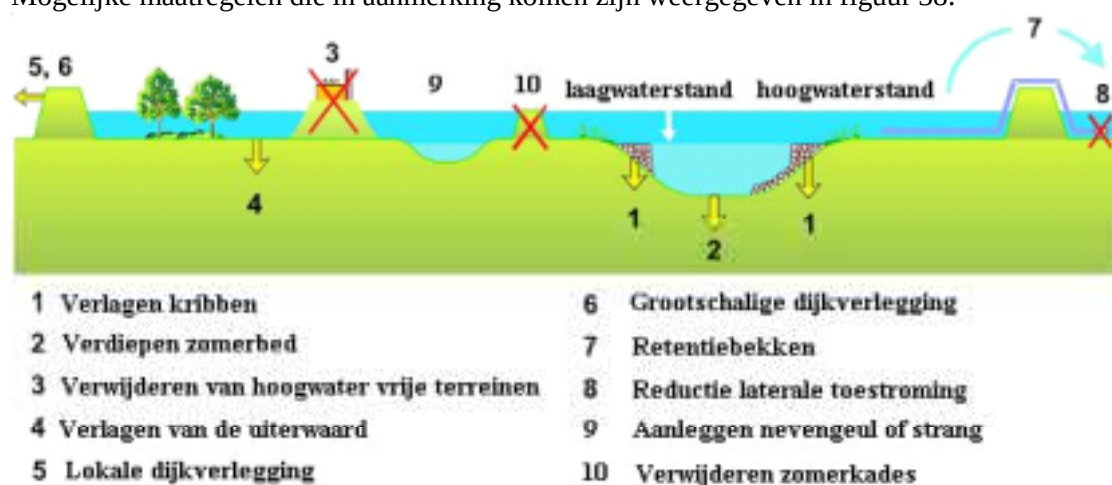
4.3 Ruimte voor de Rivier project

4.3.1 Introductie

De studies “Ruimte voor Rijntakken” en “Integrale Verkenning Benedenrivieren” hebben geresulteerd in de ontwikkeling van een nieuw beleid voor de rivieren Rijn en Maas. In dit beleid komt naar voren dat er in de toekomst rekening gehouden moet worden met een hogere maatgevende afvoer.

De maatgevende afvoer is de afvoer die hoort bij een statistische overschrijdingskans met een frequentie van 1/1250 per jaar. Voor de Rijn geldt dat de maatgevende afvoer vastgesteld wordt op 16.000 m³/s bij Lobith. Deze maatgevende afvoer wordt om de 5 jaar opnieuw vastgesteld. De gemiddelde dagafvoeren van de laatste 5 jaar worden dan ook meegenomen. De maatgevende afvoer is gestegen van 15.000 m³/s naar 16.000 m³/s, doordat de hoogwater perioden van 1993 en 1995 hierin zijn meegenomen. Deze afvoertoeename geeft gemiddeld een toename van de maatgevende hoogwaterstand (MHW) van 25 tot 30 cm. Deze maatgevende hoogwaterstandstoename wordt door de onderzoekers en beheerders de ‘taakstelling’ genoemd [Silva et al., 2001].

Binnen het project ‘Ruimte voor de Rivier’ (RvdR) wordt met rivierverruimende maatregelen de verdere verhoging van de waterstanden ten opzichte van de oude norm voorkomen. Indien de taakstelling met rivierverruimende maatregelen gehaald wordt kan de huidige veiligheidssituatie in de toekomst gehandhaafd worden zonder dat daarvoor extra dijkversterking nodig is. In het algemeen geldt bij dit project dat voor ieder stuk van de rivier lokaal naar oplossingen gezocht moet worden, alleen bij onoverkomelijke problemen kan er stroomafwaarts naar oplossingen worden gezocht. Mogelijke maatregelen die in aanmerking komen zijn weergegeven in figuur 38.



Figuur 38: Rivierverruimende maatregelen (RvdR-maatregelen)

4.3.2 Effecten RvdR-maatregelen

In dit hoofdstuk wordt het effect van rivierverruimende maatregelen op de scheepvaart in de IJssel onderzocht. In tabel 8 wordt het effect van de maatregelen uit figuur 38 op de scheepvaartfunctie op kwalitatieve wijze weergegeven.

Ruimte voor de Rivier maatregel	Effect op scheepvaart
(1) Verlagen van de kribben	-
(2) Verdiepen van het zomerbed	+
(3) Verwijderen van hoogwater vrije terreinen	--
(4) Verlagen van de uiterwaard	--
(5) Lokale dijkverlegging	-
(6) Grootschalige dijkverlegging	--
(7) Retentiebekken	--
(8) Reductie laterale toestroming	-
(9) Aanleggen nevengemaal of strang	--
(10) Verwijderen van de zomerkes	--

-- sterk negatief
- negatief
+ positief

Tabel 8: Effect van de Ruimte voor de Rivier maatregelen op de scheepvaartfunctie

Afzettingen en verdiepingen in het zomerbed ontstaan op locaties met variaties van de gemiddelde stroomsnelheden in langsrichting van de rivier en in bochten van sterk gekromde riviertrajecten. In de huidige rivierinrichting geldt dat door normalisering (o.a. de aanwezigheid van kribben) de hoofdgeul van de rivier een redelijk constante breedte heeft, waardoor bij een zomerbedvullende afvoer de stroomsnelheden redelijk constant zijn. Echter bij hoogwater periodes, waarbij gehele of delen van de uiterwaarden significant meestromen, treden deze stroomsnelheidsvariaties wel op. Door de maatregelen in de rivier worden deze stroomsnelheidsvariaties beïnvloed [WL | Delft Hydraulics, 1999].

De afzettingen kunnen ontstaan waar de stroomsnelheid in de hoofdgeul daalt, doordat water uit het zomerbed het winterbed intreedt, en verdiepingen kunnen ontstaan waar de stroomsnelheid in de hoofdgeul toeneemt, doordat het water uit het winterbed weer terugtreedt in het zomerbed. Wanneer uiterwaarden een groter doorstroomprofiel krijgen, zullen de stroomsnelheidsvariaties toenemen en zullen deze afzettingen en verdiepingen groter worden. In de periode na een hoogwater (afvoeren lager dan zomerbedvullende afvoer) zullen de ontstane afzettingen en verdiepingen zich als bodemgolven in stroomafwaartse richting verplaatsen, waarbij hun omvang geleidelijk zal afnemen. Wanneer de frequentie van meestromen van de uiterwaarden toeneemt, zullen de morfologische effecten ook toenemen [WL | Delft Hydraulics, 1999].

De volgende RvdR-maatregelen hebben in potentie een sterk negatief effect op het aspect scheepvaart:

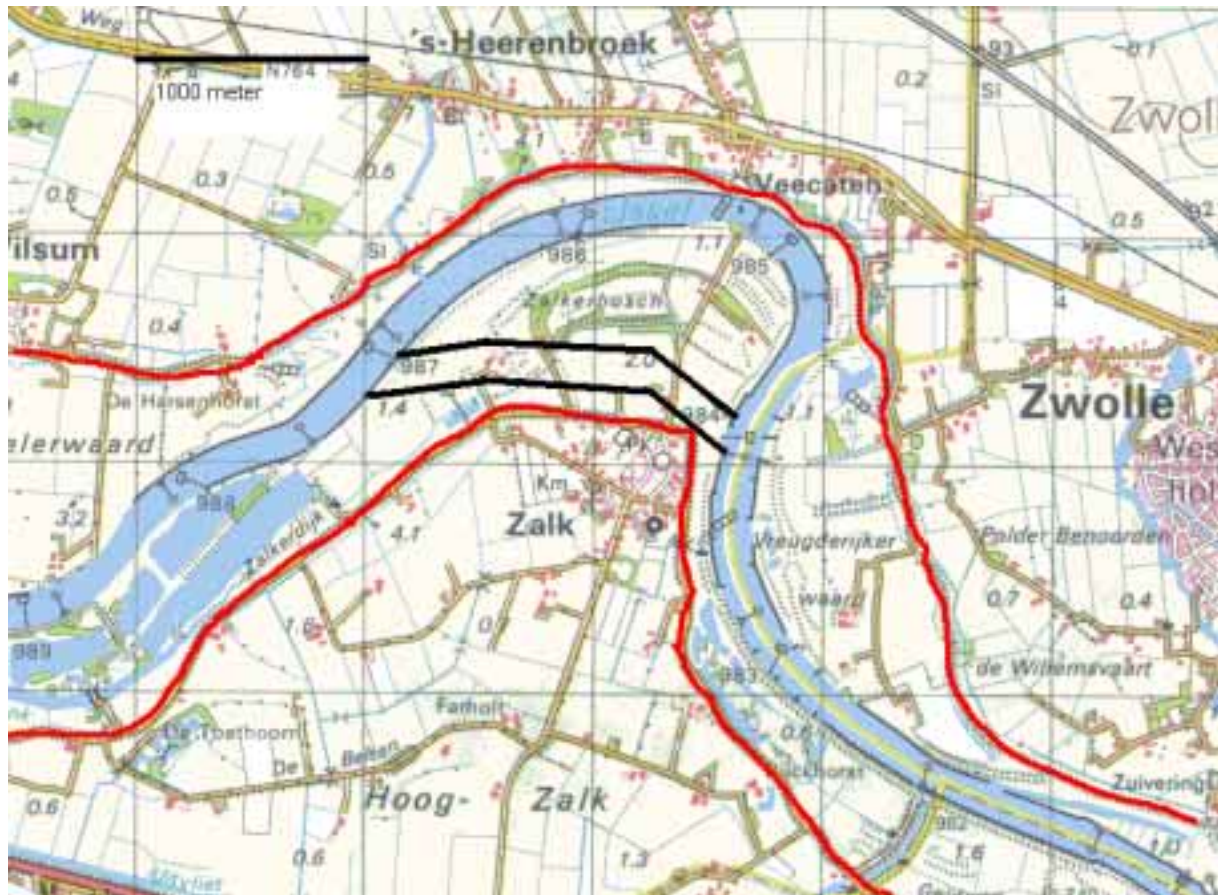
1. Verwijderen van hoogwater vrije terreinen
2. Verlagen van de uiterwaard
3. Grootschalige dijkverlegging
4. Aanleggen nevengeul of strang
5. Verwijderen van de zomerkades

Bij de eerste vier wordt het doorstroomprofiel van de uiterwaard vergroot. Hierdoor ontstaan er grotere stroomsnelheidsvariaties in de langsrichting, waardoor er grotere afzettingen en verdiepingen kunnen ontstaan in de hoofdgeul bij afvoeren groter dan de zomerbed vullende afvoer. De afzettingen die ontstaan hebben een sterk negatief effect op de scheepvaartfunctie.

Bij de laatste twee van deze vijf wordt (ook) de frequentie van meestromen vergroot. De aanzandingen en verdiepingen treden hierdoor vaker op. Dit kan een extra negatief effect zijn voor de scheepvaartfunctie, wanneer bijvoorbeeld uiterwaardverlaging met het verwijderen van de zomerkaden wordt toegepast of een nevengeul met een lage overlaathoogte wordt aangelegd.

4.3.3 Nevengeul bij Zalk

In dit onderzoek is het effect van de aanleg van een nevengeul bij Zalk (zie figuur 39) onderzocht. Gekozen wordt voor het aanleggen van een nevengeul in de bocht bij Zalk (tussen kmr. 984 en kmr. 987). Het aanleggen van de nevengeul vergroot het doorstroomprofiel van de uiterwaard en de frequentie van meestromen.



Figuur 39: Locatie nevengeul

Er bestaan drie mogelijkheden om een nevengeul in Sobek te modelleren, dit zijn:

- Laterale onttrekking en toevoeging van water aan de hoofdgeul
- Vergroten van het profiel van de uiterwaarden
- Modelleren van een extra tak in het model

Nevengeulen worden over het algemeen gemodelleerd als laterale onttrekkingen van water aan de hoofdgeul en toevoeging van water aan de hoofdgeul. Als de waterstand in de hoofdgeul lager is dan het bodemniveau van de nevengeul dan is het debiet door de nevengeul gelijk aan nul. Als de waterstand in de hoofdgeul gelijk aan of hoger is dan het niveau van de uiterwaard, dan is het debiet door de nevengeul maximaal. Als de waterstand in de hoofdgeul tussen deze twee niveaus in ligt dan is het debiet door de nevengeul afhankelijk van de waterstand.

In Sobek moet een tabel opgesteld worden met het onttrekkingsdebiet ΔQ als functie van de rivierwaterstand h . Deze tabel wordt met behulp van de volgende formules opgesteld.

$$\Delta Q = 0 \quad \text{als geldt} \quad h \leq z_{bn} \quad (6)$$

$$\Delta Q = C_n (h - z_{bn})^{1,5} B_n \sqrt{i_n} \quad \text{als geldt} \quad z_{bn} < h < h_u \quad (7)$$

$$\Delta Q = C_n (h_u - z_{bn})^{1,5} B_n \sqrt{i_n} \quad \text{als geldt} \quad h \geq h_u \quad (8)$$

Het verhang van de nevengeul is vastgelegd volgens:

$$i_n = \frac{x_2 - x_1}{L_n} i_r \quad (9)$$

waarin ΔQ het debiet door de nevengeul is, C_n de Chézy waarde van de nevengeul, h de rivierwaterstand, h_u is het niveau van de uiterwaarden, z_{bn} het bodemniveau van de nevengeul, B_n staat voor de breedte van de nevengeul, i_n is het verhang van de nevengeul, x_1 en x_2 staan respectievelijk voor de x-coördinaat van de inlaat en de uitlaat, de lengte van de nevengeul wordt gegeven door L_n en i_r is het verhang van de rivier.

Een tweede methode om een nevengeul te simuleren is het toevoegen van de doorsnede van de nevengeul aan het profiel van de uiterwaarden in Sobek. Dit kan door de oppervlakte van het stroomvoerende uiterwaard profiel te vergroten.

De derde methode is het modelleren van een extra tak in het model. De afvoerverdeling tussen de hoofdgeul en de nevengeul wordt dan door het Sobek model zelf berekend.

Gekozen is om de nevengeul te modelleren als een laterale onttrekking en een toevoeging van water aan de hoofdgeul, dit is gedaan om de volgende redenen:

- De morfologische reactie in de hoofdgeul is van belang; de morfologische reactie van de nevengeul hoeft niet onderzocht te worden.
- Met behulp van deze methode kan de waterstand waarbij de nevengeul mee gaat stromen zelf worden gekozen.
- Het is een makkelijke methode om toe te passen binnen een bestaand Sobek model.

Binnen de modellering staan er een tweetal ontwerpparameters ter beschikking. Te weten:

- De frequentie van meestromen van de nevengeul
- De afvoer van de nevengeul

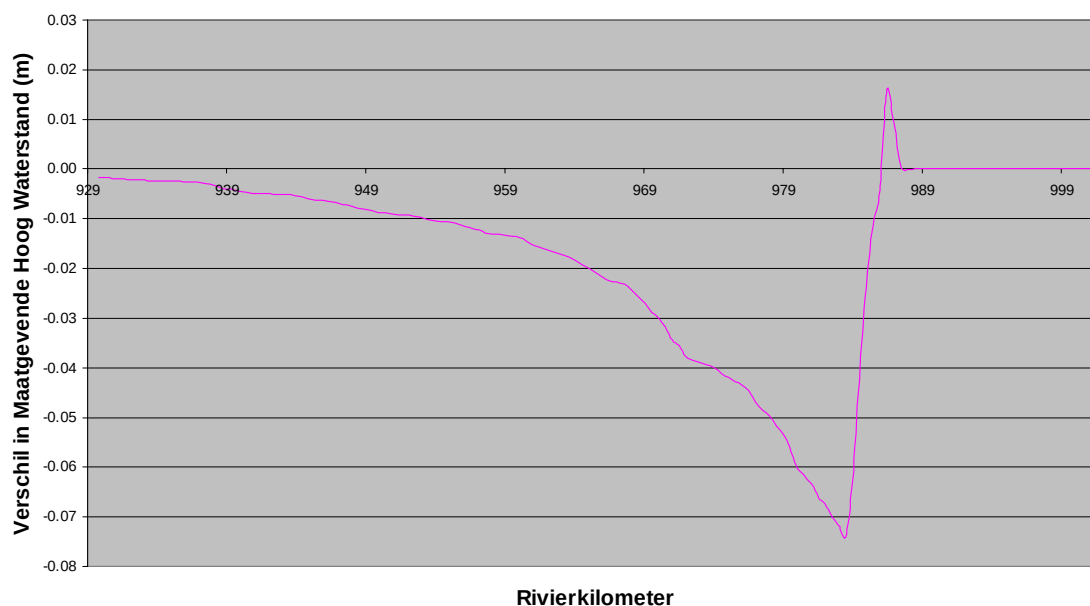
De frequentie van meestromen wordt bepaald door de bodemligging van de nevengeul (overlaathoogte). Wanneer deze naar beneden wordt gehaald zal de nevengeul vaker meestromen en zal het morfologische effect in de hoofdgeul groter zijn.

De afvoer van de nevengeul wordt bepaald door de breedte van de overlaat en de bodemligging van de nevengeul. Wanneer de afvoer van de nevengeul groter wordt zal het morfologische effect in de hoofdgeul toenemen.

Binnen dit onderzoek zijn twee verschillende nevengeulen onderzocht. Deze nevengeulen zijn geïmplementeerd tussen kmr. 984 en 987 en zijn ongeveer 2000 meter lang. Het verval is 0,15 m en er is van een Chezy-ruwheid van 45 m^{1/2}/s uitgegaan.

De nevengeul wordt uitgevoerd om de Maatgevende Hoog Waterstand (MHW) bij de maatgevende hoogwatergolf (MHW-golf) naar beneden te halen. Binnen dit onderzoek is het effect van nevengeul 1 onderzocht op de MHW. Met behulp van een MHW-golf is de MHW bepaald voor het gehele

projectgebied op een bepaald tijdstip. Dit gebeurt bij de uitgangssituatie en bij de situatie met nevengeul 1. Het verschil tussen deze MHW's is het effect van nevengeul 1 (zie figuur 40).



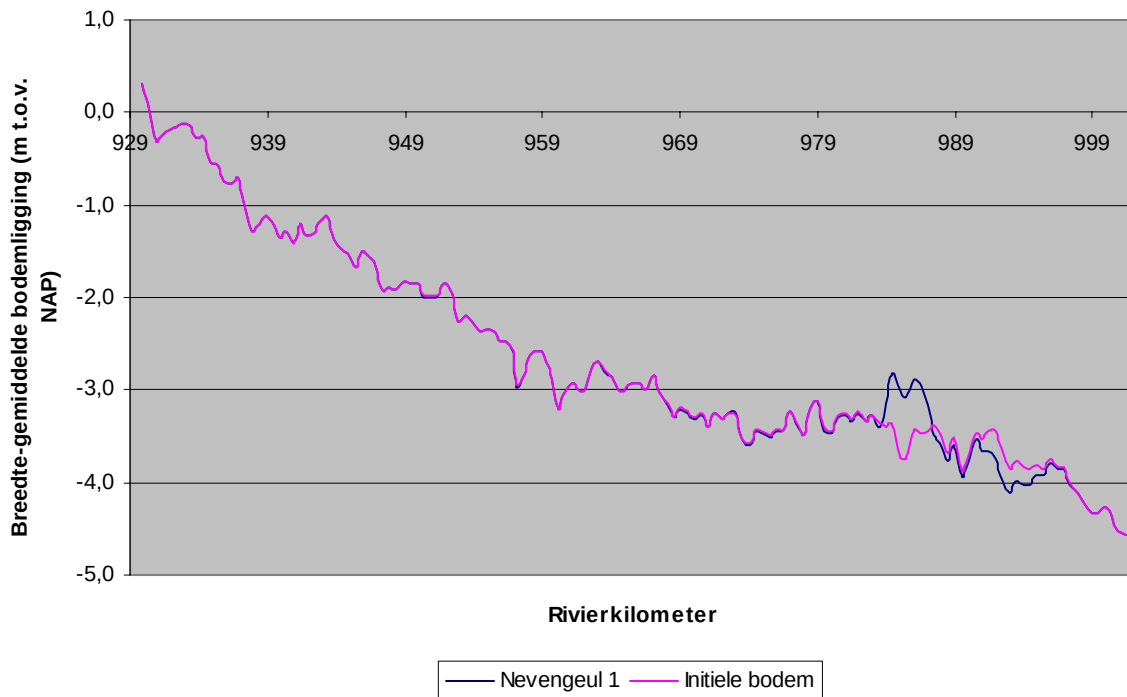
Figuur 40: Effect nevengeul op MHW

Het effect van nevengeul 1 op de MHW is maximaal op het begin van de nevengeul en is ruim 7 cm. De MHW is op dit punt in de situatie met nevengeul 1 0,073 m kleiner dan in de uitgangssituatie.

Vervolgens worden het effect van de 2 nevengeulen onderzocht. De gegevens van de twee nevengeulen zijn in tabel 9 weergegeven.

	Breedte overlaat	Overlaathoogte	Maximale afvoer
Nevengeul 1	300 meter	0 m t.o.v. NAP	259 m ³ /s
Nevengeul 2	300 meter	0,3 m t.o.v. NAP	194 m ³ /s

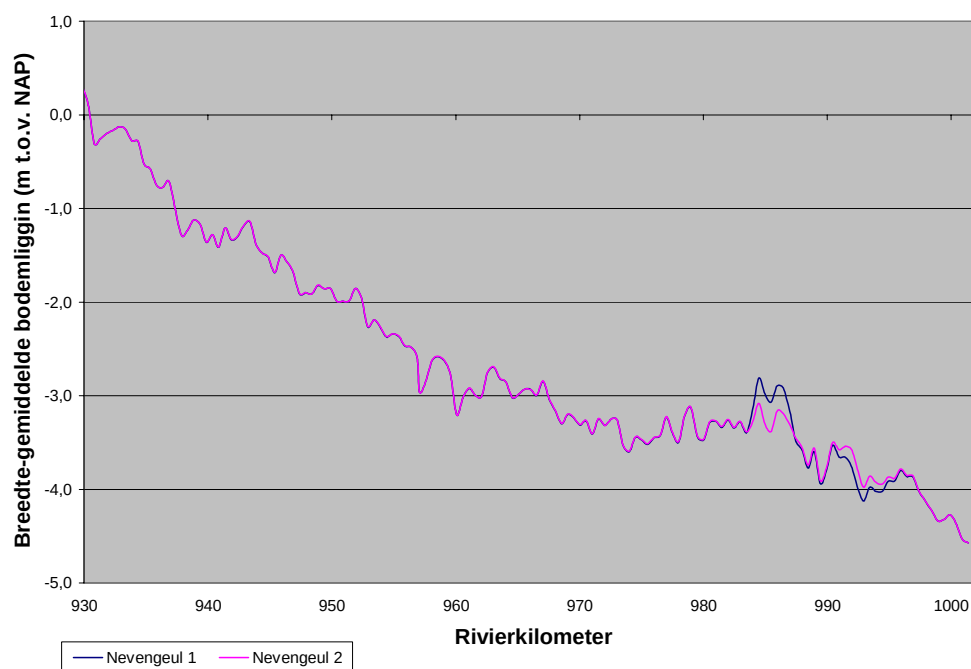
Tabel 9: Gegevens nevengeulen



Figuur 41: Effect op de morfologie van nevengeul 1 na 20 jaar in vergelijking met de initiële bodemligging

In figuur 41 is de ontwikkeling van de morfologie in de situatie met nevengeul 1 (na 20 jaar) weergegeven in vergelijking met de initiële bodemligging. Het effect op de morfologie is dat de bodemligging in de hoofdgeul ter plaatse van de nevengeul omhoog komt. Doordat de afvoer door de hoofdgeul op sommige tijdstippen in langsrichting van de rivier sterker varieert treden er morfologische veranderingen op. Bij hoge afvoeren daalt de stroomsnelheid ter plaatse van de nevengeul en heeft als gevolg dat er aanzanding optreedt ter plaatse van de nevengeul.

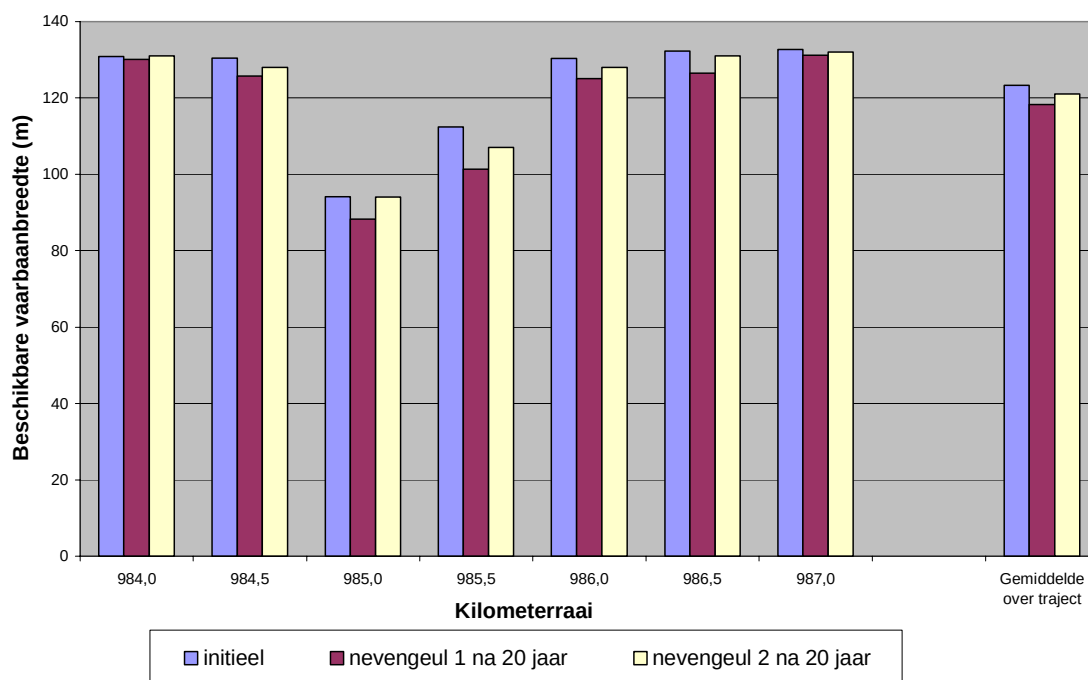
In de volgende figuur worden de bodemliggingen de twee nevengeulen na 20 jaar met elkaar vergeleken.



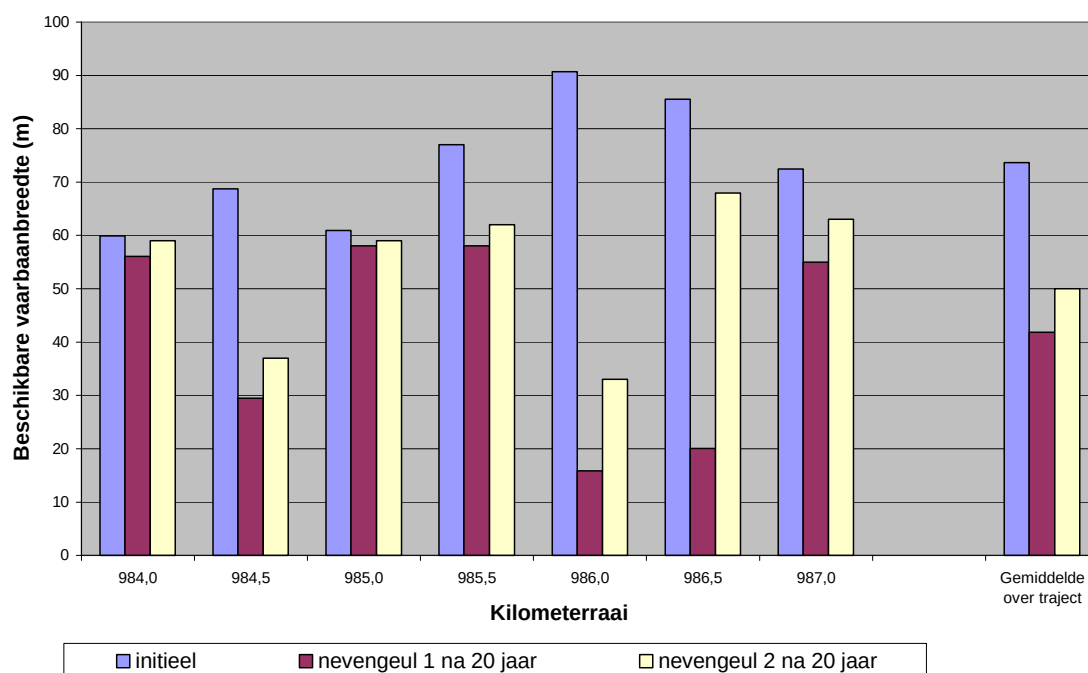
Figuur 42: Bodemligging van nevengeul 1 en 2 na 20 jaar

Uit figuur 42 blijkt dat de bodemligging ter plaatse van de nevengeul bij de situatie met nevengeul 2 minder stijgt dan bij de situatie met nevengeul 1. Dit komt doordat nevengeul 1 een lagere overlaathoogte heeft dan nevengeul 2. Hierdoor is de frequentie van meestromen en de afvoer van nevengeul 1 groter. Dit heeft een grotere morfologische activiteit ter plaatse van de nevengeul als gevolg.

In onderstaande figuren worden de effecten van de nevengeulen op de beschikbare vaarbaanbreedte onderzocht. Voor twee diepgangen wordt de beschikbare vaarbaanbreedte bepaald voor de Sobek-dwarsprofielen ter plaatse van de nevengeul. Dit wordt gedaan voor de initiële situatie en voor de nevengeulen na 20 jaar. Dit wordt gedaan bij een IJsselaflow van $310 \text{ m}^3/\text{s}$, zodat de situaties met elkaar vergeleken kunnen worden.



Figuur 43: Beschikbare vaarbaanbreedte van de 2 nevengeulen (na 20 jaar) en de beginsituatie voor een diepgang van 2,5 meter



Figuur 44: Beschikbare vaarbaanbreedte van de 2 nevengeulen (na 20 jaar) en de beginsituatie voor een diepgang van 4 meter

In figuur 43 en 44 is te zien dat de beschikbare vaarbaanbreedte afneemt bij nevengeul 1 en 2 in vergelijking met de initiële situatie. Dit is het effect van de bodemliggingverandering ter plaatse van de nevengeul. Bij nevengeul 1 is de beschikbare vaarbaanbreedte kleiner dan bij nevengeul 2, omdat het morfologische effect bij nevengeul 1 ook groter is. Wanneer de figuren 43 en 44 met elkaar vergeleken worden is te zien dat het effect op de beschikbare vaarbaanbreedte kleiner is bij een diepgang van 2,5 meter dan bij een diepgang van 4 meter. Dit komt doordat de morfologische veranderingen minder invloed hebben op de beschikbare vaarbaanbreedte bij een diepgang van 2,5 meter.

De situaties met nevengeul 1 en 2 die in dit onderzoek zijn geanalyseerd hebben negatieve effecten op de scheepvaartfunctie van de IJssel. De beschikbare vaarbaanbreedte is na 20 jaar sterk afgenomen bij een diepgang van 4 meter. Bij een kleinere diepgang neemt de beschikbare vaarbaanbreedte minder sterk af. De grootte van de negatieve effecten is afhankelijk van de frequentie van meestromen en de afvoer van de nevengeul. Wanneer deze toenemen, nemen de scheepvaartknelpunten ook toe. De ontstane scheepvaartknelpunten kunnen opgelost worden door middel van het baggeren van de hoofdgeul op het traject waar de nevengeul is gelegen. De kosten van dit baggerwerk en van de nevengeul moeten opwegen tegen de waterstandsverlaging bij maatgevende afvoer en de verbetering van de natuurfunctie door de aanleg van de nevengeul.

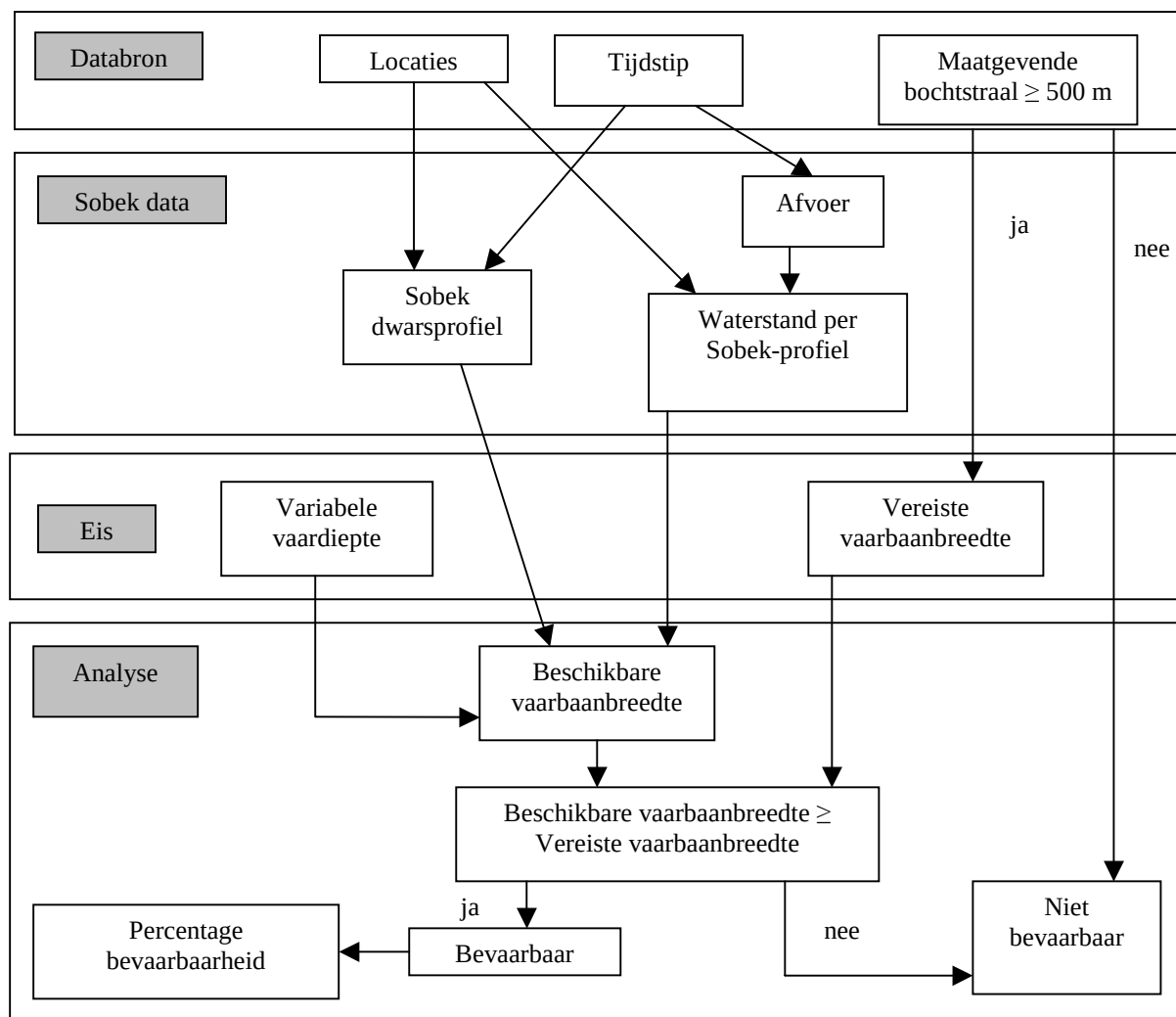
4.4 Deterministische bevaarbaarheidsanalyse

4.4.1 Methode

In deze analyse wordt de bevaarbaarheid van de IJssel onderzocht. De IJssel is bevaarbaar bij een bepaalde diepgang indien de beschikbare vaarbaanbreedte bij die diepgang groter is dan de vereiste vaarbaanbreedte. De bevaarbaarheid van de IJssel is uitgedrukt in:

- Het percentage van de periode van 5 jaar dat per locatie gevaren kan worden bij een diepgang variërend van 1,5 tot 4,5 meter.
- Het percentage van de IJssel dat bevaarbaar is als functie van de tijd bij een diepgang 1,5 tot 4,5 meter.

De vereiste vaarbaanbreedte wordt bepaald met behulp van de bochtstralen en tabel 3. Bij een bochtstraal kleiner dan 500 meter is geen tweestrooksverkeer van scheepvaartklasse Va meer mogelijk. Op deze trajecten kan eenstrooksverkeer met verkeersregeling toegepast worden. Dit betekent dat per tijdstip in één richting scheepvaartverkeer van klasse Va of tweestrooksverkeer van lagere scheepvaartklassen kan plaats vinden. De diepgang wordt gevarieerd tussen 1,5 en 4,5 meter, met stappen van 0,5 meter. Het projectgebied tussen kmr. 931,4 en kmr. 1001,4 wordt beschouwd met een ruimtelijke stap van 0,5 kilometer (dit resulteert in 142 locaties). Een periode van 5 jaar wordt beschouwd met een tijdstap van 10 dagen (dit komt neer op 183 tijdstippen). In figuur 45 is de opzet van de bevaarbaarheidsanalyse weergegeven.



Figuur 45: Opzet bevaarbaarheidsanalyse

Het projectgebied is opgedeeld in de volgende trajecten (zie tabel 10). In deze tabel zijn de Sobek-profielen aangegeven waar het traject begint en eindigt. Deze opdeling is gebaseerd op de aanwezige bochtstralen. Op alle even trajecten is de bochtstraal kleiner dan 500 meter. Op deze trajecten is dus geen tweestrooksverkeer van scheepvaartklasse Va mogelijk.

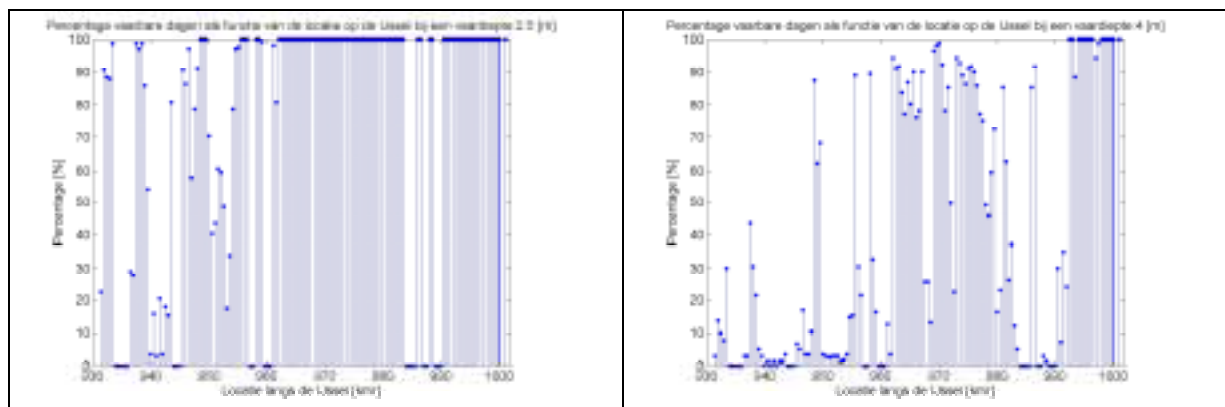
Traject	Begin van traject (kmr.)	Einde van het traject (kmr.)	Traject	Begin van traject (kmr.)	Einde van het traject (kmr.)
1	931,4	933,9	9	961,1	984
2	933,9	936,4	10	984	986
3	936,4	944	11	986	987
4	944	945,5	12	987	988
5	945,5	957,1	13	988	989
6	957,1	958,1	14	989	990,5
7	958,1	959,1	15	990,5	1001,4
8	959,1	961,1			

Tabel 10: Trajecten binnen bevaarbaarheidsanalyse

Voor elk traject wordt het bevaarbaarheidpercentage van een periode van 5 jaar bij een diepgang variërend van 1,5 tot 4,5 meter bepaald. Kan er op één locatie van het traject op een tijdstip niet gevaren worden, dan is het hele traject voor dat tijdstip onbevaarbaar.

4.4.2 Uitgangssituatie

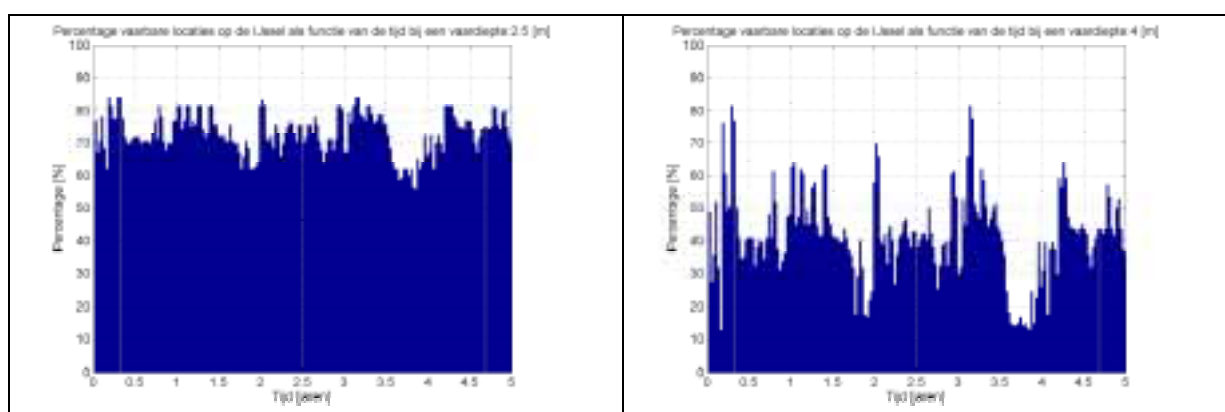
In de onderstaande figuren is een deel van de resultaten van de bevaarbaarheidsanalyse voor de uitgangssituatie weergegeven. De overige resultaten zijn opgenomen in bijlage 12.



Figuur 46: Percentage bevaarbare tijd uitgezet tegen de locatie langs de IJssel voor vaardiepte 2,5 en 4 meter voor het referentiegeval

Het percentage van de periode van 5 jaar dat per locatie gevaren kan worden is bij diepgang 2,5 en 4 meter te zien in figuur 46. Het percentage neemt af bij toenemende diepgang. Dit komt doordat de beschikbare vaarbaanbreedte afneemt bij toenemende diepgang. Hierdoor wordt er vaker niet aan de vereiste vaarbaanbreedte voldaan. Op de trajecten met een bochtstraal kleiner dan 500 meter kan volgens de scheepvaartwet geen tweestrooksverkeer van scheepvaartklasse Va plaats vinden. Het bevaarbaarheidspercentage is op die trajecten gelijk aan nul.

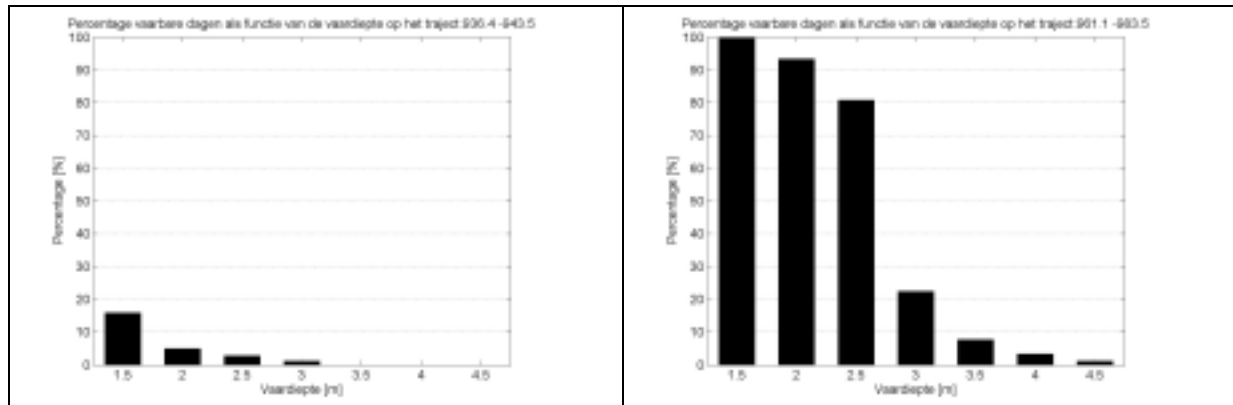
De bevaarbaarheidspercentages voor het bovenstroomse deel van het projectgebied (kmr. 931 – 961) zijn lager dan die voor het benedenstroomse gedeelte van het projectgebied. De breedte van de hoofdgeul (afstand tussen de kribkoppen) neemt toe in benedenstroomse richting, terwijl de waterdiepte min of meer constant blijft (bij gemiddelde en lage afvoeren). Hierdoor neemt de bevaarbaarheid toe in benedenstroomse richting.



Figuur 47: Percentage bevaarbare locaties uitgezet tegen de tijd voor vaardiepte 2,5 en 4 meter voor het referentiegeval

Het percentage van de IJssel dat als functie van de tijd bevaarbaar is bij een diepgang van 2,5 en 4 meter is weergegeven in figuur 47. Ook hier geldt dat de bevaarbaarheid afneemt bij toenemende diepgang. Bij een diepgang van 2,5 meter is maximaal 82 % van het projectgebied bevaarbaar. Dit komt doordat er veel trajecten zijn met een bochtstraal kleiner dan 500 meter.

In figuur 47 kan het seizoenseffect herkend worden, de laagwaterperiode is van begin mei tot eind oktober. In deze perioden is te zien dat het percentage bevaarbare locaties afneemt. In de figuur is te zien dat tenminste 5% van de rivier op elk tijdstip bevaarbaar is bij een vaardiepte van 4,5 meter.



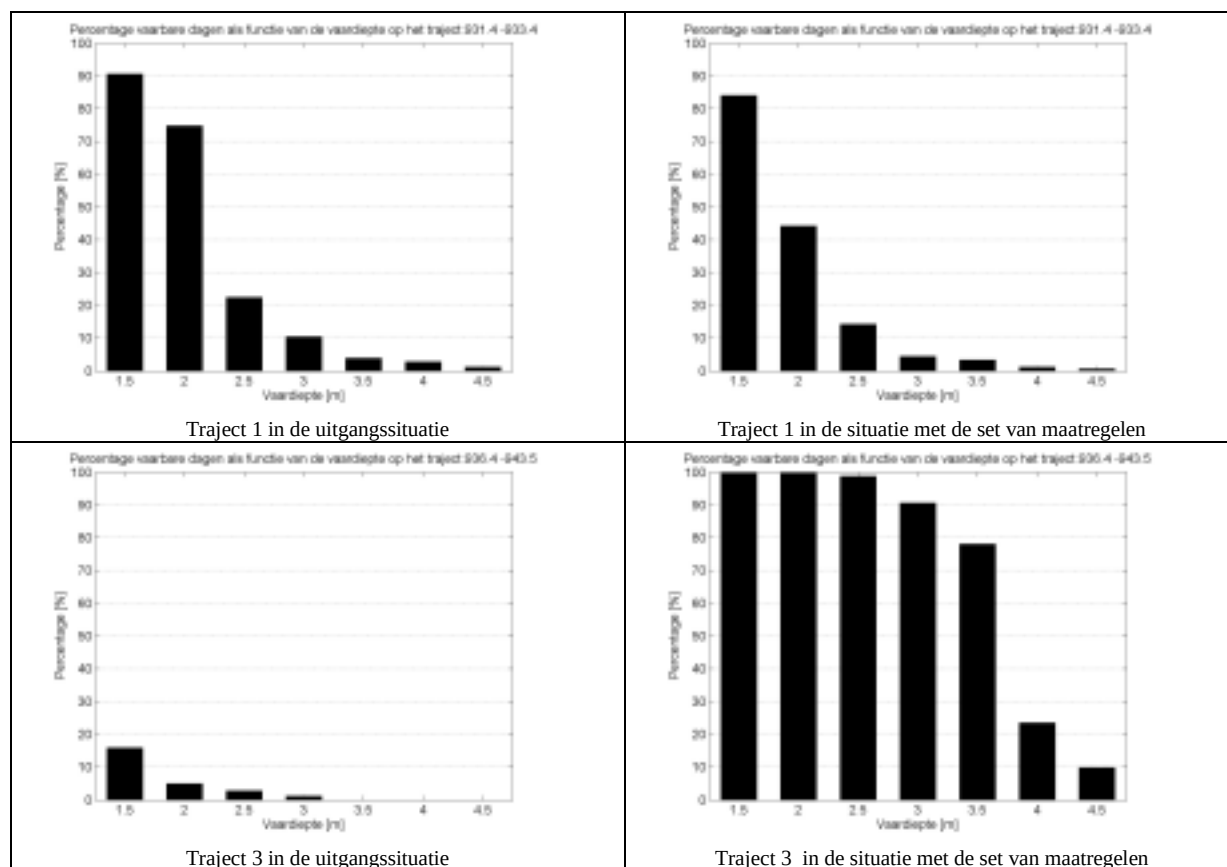
Figuur 48: Percentage bevaarbare tijd uitgezet tegen de vaardiepte op traject 3 en 9 voor het referentiegeval

Figuur 48 laat het bevaarbaarheidspercentage van een periode van 5 jaar voor 2 trajecten op de IJssel zien. Ook in figuur 48 is te zien dat de bevaarbaarheid van een bovenstrooms traject (Midden-IJssel) kleiner is dan van een benedenstrooms traject (Beneden-IJssel) (zie ook figuur 46).

Deze percentages worden bepaald door het minimale bevaarbaarheidspercentage van de afzonderlijke locaties binnen de trajecten.

4.4.2 Situatie met de set van maatregelen

In de onderstaande figuur is een deel van de resultaten van de maatregelen ter verbetering van de scheepvaartknelpunten op het traject tussen kmr. 936 en 944 weergegeven. Een totaal overzicht van de resultaten is gegeven in bijlage 13.



Figuur 49: Verschil tussen percentages bevaarbare tijd van traject 1 en 3

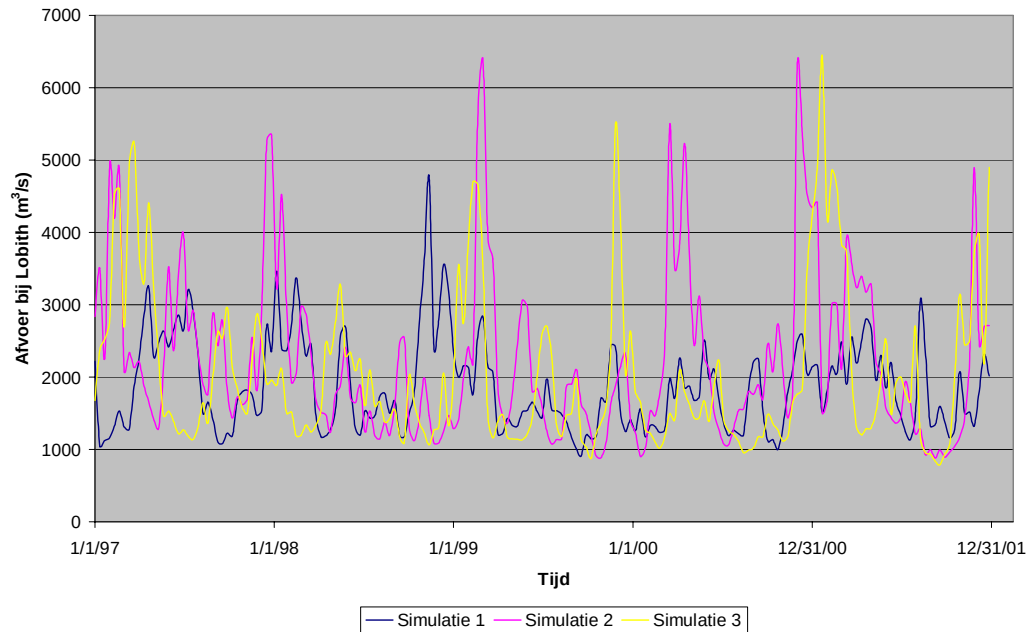
Figuur 49 laat zien dat op het traject, waar scheepvaartmaatregelen zijn genomen (traject 3), het bevaarbaarheidspercentage aanzienlijk stijgt ten opzicht van de uitgangssituatie. De stijging is afhankelijk van de vaardiepte.

Op het traject bovenstrooms van het traject waar maatregelen zijn genomen (traject 2) daalt de bevaarbaarheid ten opzicht van de uitgangssituatie. Deze afname treedt op doordat de set van maatregelen die de bevaarbaarheid op traject 3 verbeteren de waterstand op traject 1 naar beneden trekken.

4.5 Gevoeligheid van de bevaarbaarheid voor de onzekerheden in het afvoerverloop

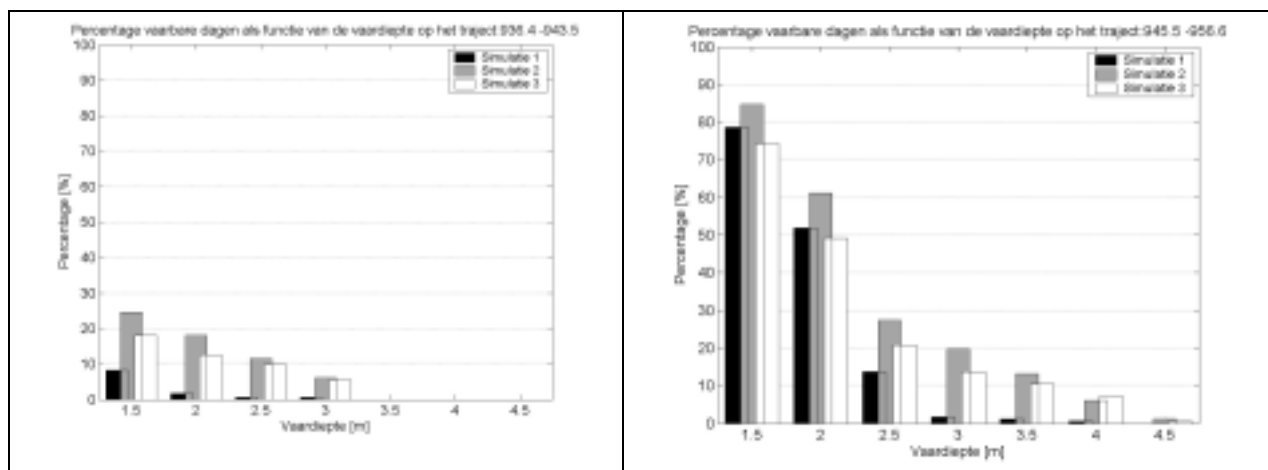
Het afvoerverloop van de IJssel is belangrijk voor het bepalen van de bevaarbaarheid. Het afvoerverloop van de IJssel wordt bepaald door de afvoer bij Lobith en het stuwprogramma van de stuw bij Driel.

In deze subparagraaf is de gevoeligheid van de resultaten van de bevaarbaarheidanalyse voor het afvoerverloop in de tijd onderzocht. In onderstaande figuur zijn de afvoerverlopen van drie simulaties weergegeven.



Figuur 50: Afvoerreeksen in de tijd van drie simulaties

In onderstaande figuur is de bevaarbaarheid van 2 verschillende trajecten van de IJssel voor de drie simulaties te zien.



Figuur 51: Resultaten bevaarbaarheid van drie simulaties op twee trajecten

Het afvoerverloop behorende bij simulatie 1 heeft minder grote afvoerpieken dan de andere twee afvoerverlopen en het gemiddelde van de afvoer is lager dan de andere twee afvoerverlopen. Hierdoor is de bevaarbaarheid in de periode van 5 jaar voor simulatie 1 lager dan voor simulatie 2 en 3. Het afvoerverloop behorende bij simulatie 2 heeft meer en grotere afvoerpieken en een hoger gemiddelde dan het afvoerverloop behorende bij simulatie 3. Hierdoor ligt het bevaarbaarheidspercentage van simulatie 3 lager dan bij simulatie 2.

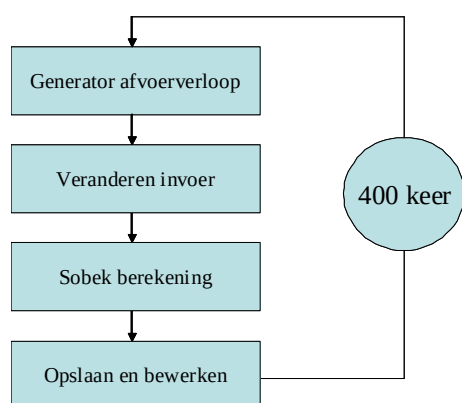
5 Onzekerheidsanalyse

5.1 Monte Carlo simulatie

5.1.1 Monte Carlo programma

De bevaarbaarheid hangt sterk af van de onzekerheid in het afvoerverloop (in de tijdsperiode). Monte Carlo simulatie is toegepast om de onzekerheid in de bevaarbaarheid van een traject, gegeven een onzeker afvoerverloop, te kwantificeren. De bevaarbaarheid wordt per traject uitgedrukt in een gemiddelde en een variatie om dit gemiddelde. De gevoeligheid van de bevaarbaarheid voor het onzekere afvoerverloop is weergegeven in subparagraaf 4.5.

Figuur 52 geeft de werking van het Monte Carlo programma weer. In dit onderzoek wordt alleen de onzekerheid in het afvoerverloop meegenomen. Het afvoerverloop wordt willekeurig getrokken uit een vastgestelde verdelingsfunctie (zie subparagraaf 5.1.2). De invoer van het model wordt veranderd en daarna wordt de Sobek berekening uitgevoerd. Nadat de berekening is uitgevoerd worden de resultaten van deze berekening opgeslagen. Deze procedure wordt 400 keer herhaald en na deze 400 berekeningen worden alle resultaten met behulp van statistische bewerkingen verwerkt tot bruikbare resultaten.



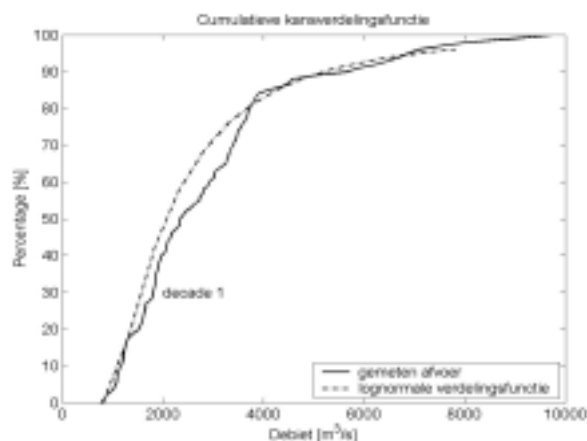
Figuur 52: Monte Carlo programma

5.1.2 Stochastische beschrijving afvoerverloop

De afvoer op de instroomrand van het model varieert als functie van de tijd. De afvoer is afhankelijk van de hoeveelheid neerslag en smeltwater in het stroomgebied van de Rijn. Gemiddeld is de afvoer van de Rijn bij Lobith in de winter het grootst. Het afvoerverloop varieert van jaar tot jaar, de afvoerpieken variëren in tijd, grootte en frequentie.

Van Vuren et al. [2002] hebben een methode ontwikkeld om het afvoerverloop van de Rijn bij Lobith willekeurig te genereren. De seizoensafhankelijkheid en de correlatie tussen opeenvolgende afvoeren zijn meegenomen in deze methode. De data die bij deze methode zijn gebruikt bestaan uit de dagelijkse afvoermetingen bij Lobith over een periode van 95 jaar.

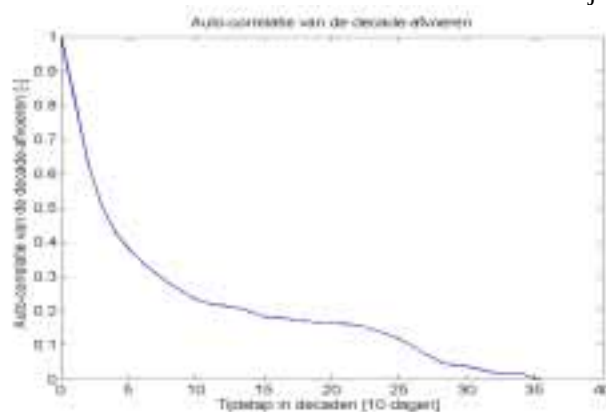
Ten eerste is ieder jaar opgedeeld in 36 periodes van elk 10 (of 11) dagen. De gemeten dagelijkse afvoeren zijn gemiddeld over elke periode zodanig dat het totale sedimenttransport over de periode gelijk blijft. Dit resulteert in 36 datasets van elk 95 afvoeren. Voor elke dataset zijn de statistische parameters van een verschoven lognormale verdelingsfunctie bepaald. Figuur 53 geeft de cumulatieve kansverdeling van de afvoeren van de eerste periode van het kalenderjaar weer.



Figuur 53: Vergelijking van lognormale verdelingsfunctie met gemeten afvoer voor decade 1

Vervolgens is de correlatiecoëfficiënt tussen opeenvolgende afvoeren bepaald. In Duits [1997] wordt geconcludeerd dat decadeafvoer i afhangt van de twee voorgaande decadeafvoeren, $i-1$ en $i-2$.

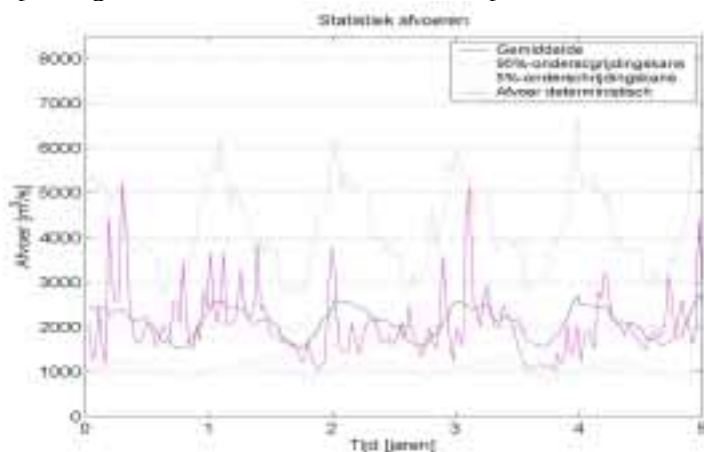
Figuur 54 laat zien dat de decadeafvoeren die in de tijd dicht bij elkaar liggen sterk gecorreleerd zijn, dit resulteert in een auto-correlatiecoëfficiënt dichtbij 1.



Figuur 54: Autocorrelatiecoëfficiënt van de decadeafvoeren

Met dit stochastische model zijn een groot aantal 5-jarige afvoerhydrografen gegenereerd uit de multivariate verschoven lognormale kansverdelingsfunctie.

In figuur 55 worden de statistische waarden van de willekeurig getrokken afvoerverlopen van vijf jaar weergegeven. De 90%-betrouwbaarheidsband en het gemiddelde wordt aangegeven. In deze figuur is ook een gedeelte van het afvoerverloop gepresenteerd, dat gebruikt wordt binnen de deterministische toepassing van het model. Dit afvoerverloop valt binnen de 90%-betrouwbaarheidsband.



Figuur 55: Statistiek van het willekeurig getrokken afvoerverloop en een gedeelte van het afvoerverloop dat gebruikt is binnen de deterministische toepassing van het model

5.2 Probabilistische bevaarbaarheidsanalyse van de Beneden- en Midden-IJssel

5.2.1 Opzet probabilistische bevaarbaarheidsanalyse

In deze bevaarbaarheidsanalyse wordt dezelfde analyse uitgevoerd als bij de deterministische bevaarbaarheidsanalyse (zie subparagraaf 4.4.1). In de probabilistische analyse wordt de deterministische analyse 400 maal uitgevoerd. Dit is het aantal Sobek simulaties die zijn uitgevoerd met hetzelfde model, maar met een andere afvoerhydrograaf.

De bevaarbaarheid wordt in de probabilistische benadering uitgezet tegen 4 dimensies. Te weten: tegen de tijd, de ruimte, de diepgang per traject en het aantal simulaties.

De bevaarbaarheid wordt uitgedrukt tegen de ruimte (locatie langs de IJssel) in de vorm van percentage bevaarbare tijd. Uit deze analyse kunnen de minst bevaarbare locaties bepaald worden. Dit kan voor alle 400 simulaties gedaan worden.

De bevaarbaarheid wordt uitgezet tegen de tijd in percentage bevaarbare lengte van het projectgebied. Hieruit kan het seizoensafhankelijke effect bepaald worden voor de 400 simulaties. Te verwachten is dat de bevaarbaarheid in het hoogwaterseizoen hoger is dan in het laagwaterseizoen.

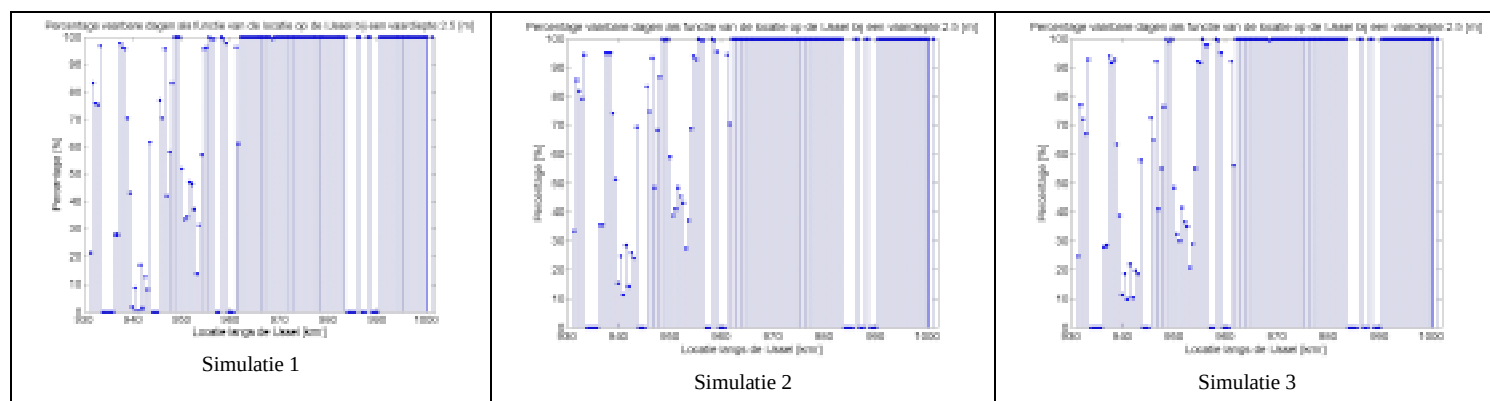
Het percentage bevaarbare tijd wordt uitgezet tegen de diepgang (variërend tussen 1,5 en 4,5 meter) per traject. Hierin worden alle 400 resultaten met behulp van statistische bewerkingen tot bruikbare resultaten verwerkt. Deze resultaten zijn verwerkt tot een gemiddelde bevaarbaarheid en een 90%-betrouwbaarheidsband en de minimale en de maximale bevaarbaarheid. De 90%-betrouwbaarheidsband wordt gevormd door de 5%- en de 95%-onderschrijdingswaarde van de 400 resultaten.

Het percentage bevaarbare tijd is uitgedrukt tegen het aantal simulaties om te onderzoeken wanneer convergentie van de resultaten optreedt. De resultaten zijn geconvergeerd wanneer het gemiddelde, de 5%- en de 95%-onderschrijdingswaarde nauwelijks meer variëren als het aantal simulaties (resultaten) toeneemt.

Naast deze resultaten worden de afvoerverlopen, die bij het minimum en het maximum van de bevaarbaarheid behoren, in een figuur gepresenteerd. Dit is gedaan om te onderzoeken wat het verschil tussen deze afvoerverlopen is.

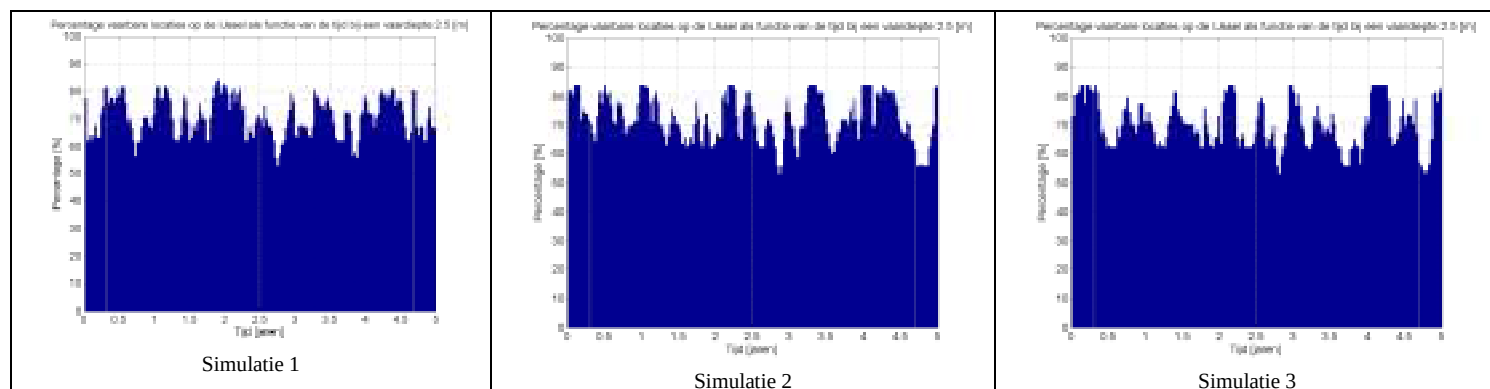
5.2.2 Bevaarbaarheidsanalyse uitgangssituatie met de eis uit de 'Verkenning IJssel'

In deze subparagraaf wordt een selectie gemaakt van de resultaten. De belangrijkste resultaten zijn opgenomen in bijlage 14.



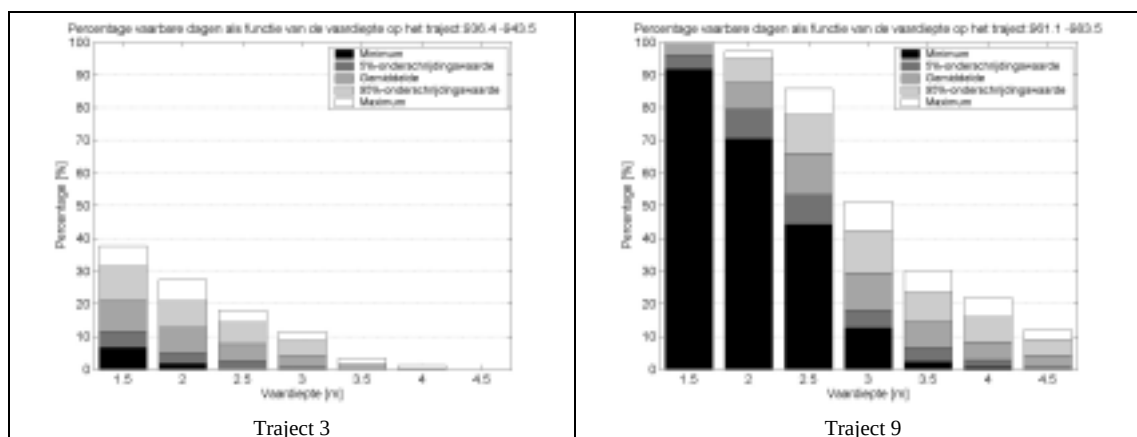
Figuur 56: Percentage bevaarbare tijd tegen de locatie langs de Beneden- en Midden-IJssel voor simulatie 1, 2 en 3

In figuur 56 wordt het percentage bevaarbare tijd (bij een diepgang van 2,5 meter) uitgezet tegen de locaties langs de IJssel (voor drie individuele simulaties). Deze drie simulaties hebben allen een ander afvoerverloop met verschillende resultaten van de bevaarbaarheid (zie paragraaf 4.5). In figuur 56 is duidelijk te zien dat de locaties tussen kmr. 931 en 961 variëren bij de verschillende simulaties.



Figuur 57: Percentage bevaarbare locaties tegen de tijd voor simulatie 1, 2 en 3

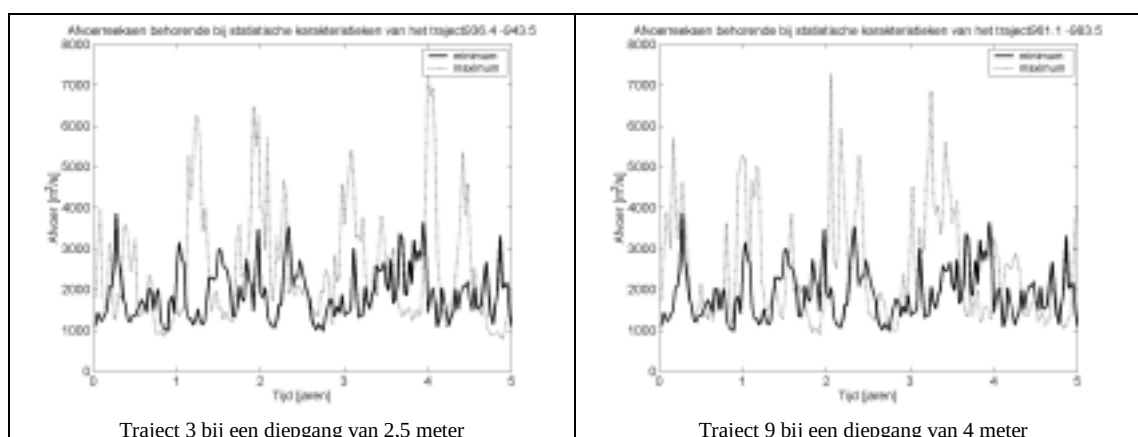
In figuur 57 zijn voor dezelfde 3 simulaties de percentages bevaarbare lengte van het projectgebied (bij een diepgang van 2,5 meter) uitgedrukt tegen de tijd. Hierin is duidelijk te zien dat de bevaarbaarheid groter is in het hoogwaterseizoen. Ook de variatie tussen de 3 simulaties is weer te onderscheiden.



Figuur 58: Statistische gegevens van het percentage bevaarbare tijd per riviertraject uitgezet tegen de vaardiepte

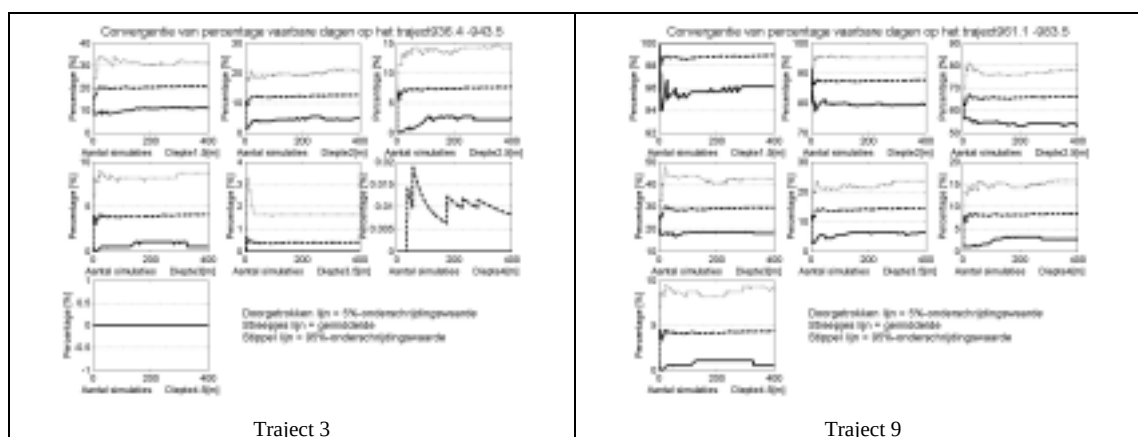
In figuur 58 zijn de statistische karakteristieken van het percentage bevaarbare tijd voor twee trajecten uitgezet tegen de variërende diepgang. Traject 3 is minder bevaarbaar dan traject 9. Dit komt doordat traject 9 benedenstrooms van traject 3 ligt. In benedenstroomse richting neemt de bevaarbaarheid toe, omdat de waterdiepte ongeveer constant blijft (bij lage en gemiddelde IJsselafvoeren) en de vaarbaanbreedte toeneemt in benedenstroomse richting.

Het gemiddelde aantal bevaarbare dagen per jaar op traject 3 en traject 9 is respectievelijk 29 (7%) en 244 (67%) bij een diepgang van 2,5 meter. De 90%-betrouwbaarheidsband ligt voor traject 3 tussen 7 (2%) en 51 (14%) bevaarbare dagen per jaar en voor traject 9 tussen 193 (53%) en 284 (78%).



Figuur 59: Afvoerverlopen behorende bij het minimum en het maximum van de statistische gegevens

Het afvoerverloop speelt een belangrijke rol in het bepalen van de percentages bevaarbare tijd. Inzicht in het afvoerverloop is hierdoor erg belangrijk. In figuur 59 wordt het afvoer verloop behorende bij de minimale en maximale bevaarbaarheid van traject 3 en 9 weergegeven. Het is duidelijk dat het afvoerverloop van het minimum minder pieken heeft dan het afvoerverloop behorende bij het maximum.

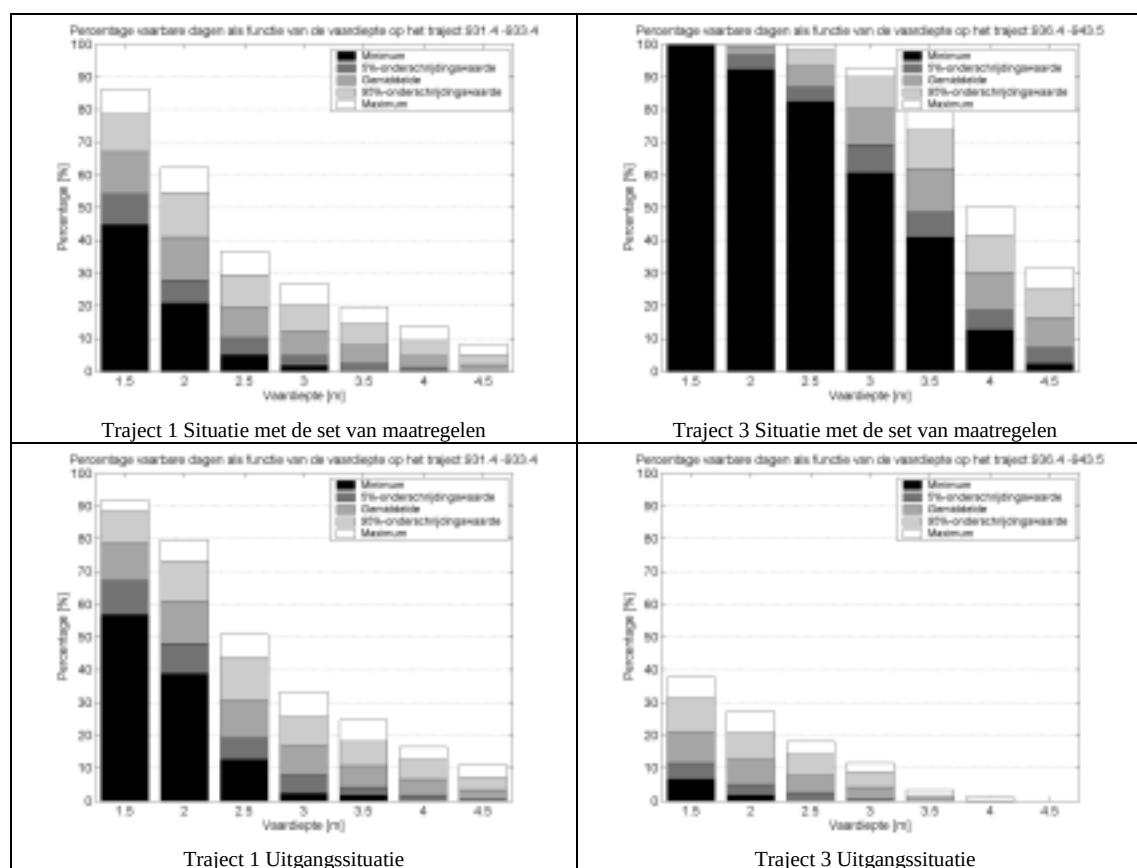


Figuur 60: Convergentie van de statistische gegevens

In bovenstaande figuur is de convergentie op traject 3 en 9 weergegeven. Uit deze figuur blijkt dat zowel het gemiddelde als de 5%- en 95%-onderschrijdingswaarde na 400 simulaties geconvergeerd zijn. De verwachting is dat het gemiddelde eerder geconvergeerd is dan de 5%- en 95%-onderschrijdingswaarde [Van Breen, 2002]. Het gemiddelde is afhankelijk van alle simulaties. De 5%- en 95%-onderschrijdingswaarde zijn respectievelijk afhankelijk van 5 % en 95 % van het aantal simulaties. Deze waarden zijn afhankelijk van de extreme waarden van het percentage bevaarbare tijd.

5.2.3 Bevaarbaarheidsanalyse situatie met de set van maatregelen

De belangrijkste resultaten van de situatie met de set van maatregelen zijn opgenomen in bijlage 15. Het verschil tussen de resultaten van de uitgangssituatie en de situatie met de set van maatregelen zijn in figuur 61 weergegeven.



Figuur 61: Statistische gegevens van de bevaarbaarheid op traject 1 en 3 uitgezet tegen de diepgang voor de uitgangssituatie en de situatie met de set van maatregelen

Een verschil is aanwezig op traject 1 en 3. Dit komt door de implementatie van de set van maatregelen ter verbetering van de scheepvaartfunctie op traject 3. Het percentage bevaarbare tijd kan vertaald worden naar aantal bevaarbare dagen per jaar. Het gemiddelde aantal bevaarbare dagen voor het traject tussen kmr. 936 en 944 stijgt van 29 dagen (8%) per jaar in de uitgangssituatie naar 335 (92%) dagen per jaar in de situatie met de set van maatregelen (bij een diepgang van 2,5 meter). Dit is het effect van de set van maatregelen. Op het traject tussen kmr. 931,4 en 933,4 daalt het aantal bevaarbare dagen bij een diepgang van 2,5 meter van 109 (30%) in de uitgangssituatie naar 73 (20%) in de situatie met maatregelen. Dit komt doordat de waterstand bovenstrooms van het traject tussen kmr. 936 en 944 naar beneden wordt getrokken. De 90%-betrouwbaarheidsband verandert niet veel in grootte. De beleidsmatige afweging kan nu gemaakt worden op basis van de afweging tussen de kosten en de gemiddelde percentages bevaarbare tijd van de uitgangssituatie en de situatie met de set van maatregelen. In deze afweging kan nu ook de variatie van de bevaarbaarheid een rol spelen.

5.3 Gevoeligheid bevaarbaarheid voor de vaarbaanbreedte eis

5.3.1 Verschillende vaarbaanprofielen

Voor de afmetingen van de scheepvaartweg is onderscheid gemaakt in drie profielvarianten:

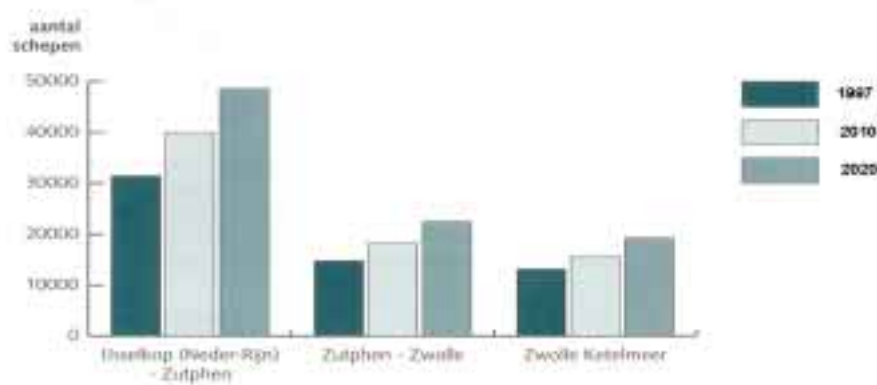
- Het normale profiel bij tweestrooksverkeer
- Het krappe profiel bij tweestrooksverkeer
- Het eenrichtingsprofiel

In principe wordt het normale profiel aanbevolen. Indien daarvoor argumenten aanwezig zijn, bijvoorbeeld te hoge aanlegkosten, dan kan een krappere profiel worden gekozen. Bij het hanteren van een krappere profiel moet de verkeersintensiteit lager zijn dan 15.000 passages beroepsvaart per jaar, of de vaarwegvakken moeten relatief kort zijn.

Het is acceptabel dat over (korte) trajecten het krappe profiel wordt toegepast, zo nodig met invoering van verkeersregeling. Het krappe profiel moet gezien worden als een verkeerstechnisch minimum, dat nog net acceptabel is voor vaarwegen waarop een ontmoeting van twee maatgevende schepen mogelijk moet zijn. Pas bij zeer lage intensiteiten (minder dan 5.000 passages beroepsvaart per jaar) kan over de volle lengte van de vaarweg het krappe profiel worden toegepast.

In bijzondere gevallen, waarin zelfs toepassing van het krappe profiel, bijvoorbeeld uit economisch oogpunt niet verantwoord is, kan voor korte riviervluchten met een lage verkeersintensiteit van de maatgevende schepen een profiel worden toegepast waarbij twee maatgevende schepen elkaar niet kunnen ontmoeten [Ministerie van Verkeer en Waterstaat, 1999a].

Het aantal scheepspassages van beroepsvaart in 1997 en een prognose voor het aantal scheepvaartpassages van de beroepsvaart in 2010 en 2020 zijn in onderstaande staafdiagram weergegeven.



Figuur 62: Aantal scheepvaartpassages van beroepsvaart in 1997 en een prognose voor 2010 en 2020

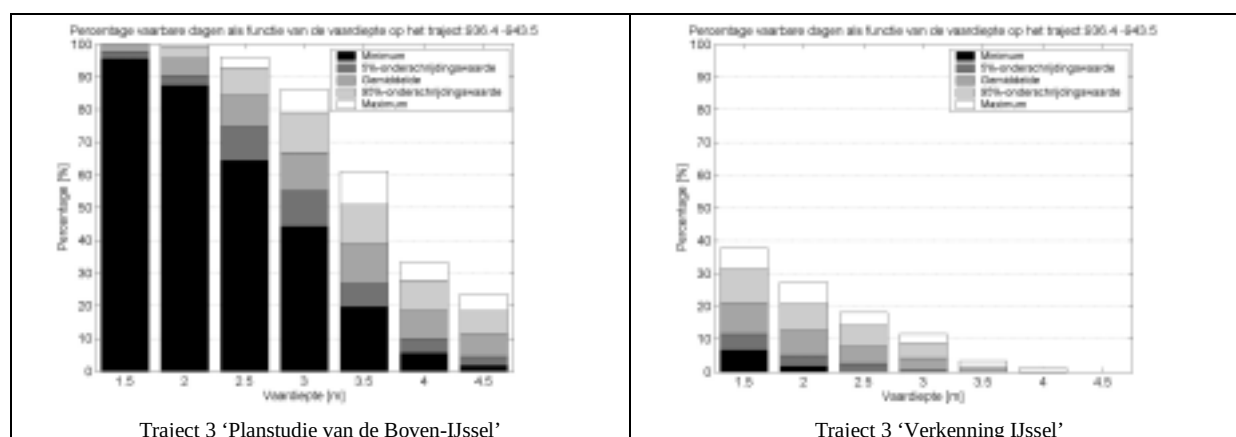
De prognoses laten een toename zien van het aantal beroepsscheepvaartpassages op de Beneden- en Midden-IJssel tot ruim boven de 15.000 [Ministerie van Verkeer en Waterstaat, 1999b].

Deze toename geeft aan dat de verkeersintensiteit op de IJssel groot genoeg is om een normaal profiel af te dwingen. Op korte trajecten van de Beneden- en Midden-IJssel kan het krappe profiel of eenstrooksverkeer toegepast worden met verkeersregeling. Dit kan vooral toegepast worden op de kleine trajecten waar de bochtstraal te krap is.

5.3.2 Resultaten bevaarbaarheidsanalyses met de eis uit de 'Planstudie van de Boven-IJssel'

Een duidelijke richtlijn ten aanzien van de vaarbaanbreedte eis voor de scheepvaart op de IJssel ontbreekt. In voorgaande bevaarbaarheidsanalyses is de eis, afkomstig uit de 'Verkenning IJssel', toegepast. In deze paragraaf wordt onderzocht in hoeverre de toepassing van de eis, afkomstig uit de 'Planstudie van de Boven-IJssel', tot andere resultaten leidt. De eis uit de 'Planstudie van de Boven-IJssel' is minder streng dan de eis uit de 'Verkenning IJssel' (zie paragraaf 2.2). De bevaarbaarheidsanalyse wordt uitgevoerd voor de uitgangssituatie.

De belangrijkste resultaten van de uitgangssituatie zijn weergegeven in de onderstaande figuren. De rest van de resultaten zijn opgenomen in bijlage 16 en 17.



Figuur 63: Statistische gegevens van bevaarbaarheid per riviertraject uitgezet tegen de vaardiepte voor de uitgangssituatie

In figuur 63 zijn de resultaten van traject 3 in de uitgangssituatie voor de verschillende sets van eisen gegeven. De gemiddelde bevaarbaarheid is hoger bij de eis uit de 'Planstudie van de Boven-IJssel'. Het gemiddelde aantal bevaarbare dagen per jaar bij een diepgang van 2,5 meter stijgt van 29 (8%) (bij de eis uit de 'Verkenning IJssel') tot 335 (92%) (bij de eis uit de 'Planstudie van de Boven-IJssel'). Deze stijging komt omdat de eis uit de 'Planstudie van de Boven-IJssel' minder streng is. Deze eis is minder streng omdat een duidelijke richtlijn voor de vaarbaanbreedte eis ontbreekt. De 90%-betrouwbaarheidsband blijft in dezelfde orde van grootte.

De vaarbaanbreedte eis heeft een groot effect op de bevaarbaarheid van de Beneden- en Midden-IJssel. Een duidelijke richtlijn voor de vaarbaanbreedte eis is gewenst. De vaarbaanbreedte eis per traject kan bepaald worden met behulp van verkeerssimulaties. De vertaling van de bochtstraal naar de vaarbaanbreedte eis moet het onderwerp van dit onderzoek zijn. De trajecten die een te kleine bochtstraal bezitten hebben een kleine lengte. Hierdoor kan een krappere profiel of eenstrooksverkeer met verkeersregeling toegepast worden.

5.4 Variatie in morfologie en waterstand

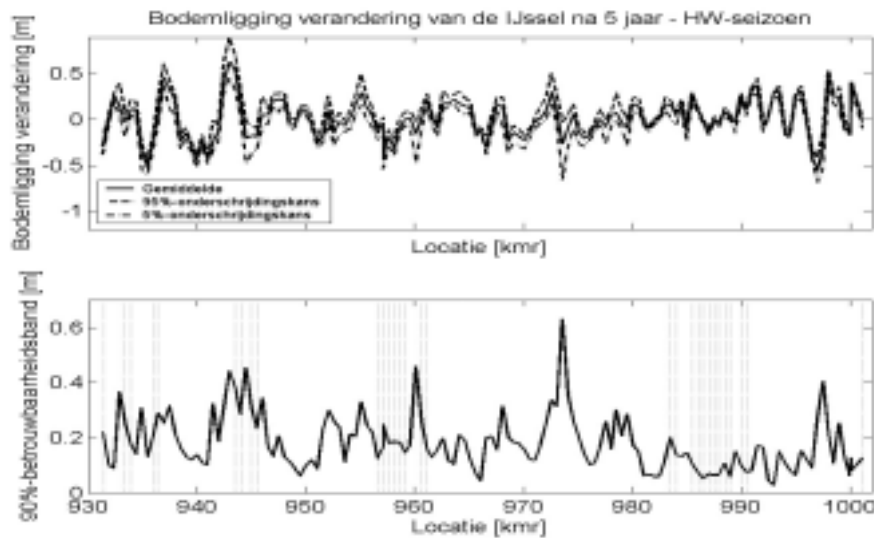
In deze paragraaf wordt onderzocht wat het effect van een onzeker afvoerverloop is op de morfologie van de hoofdgeul en de waterstand. Hierin wordt de ruimtelijke en tijdsafhankelijke variatie onderzocht en deze resultaten worden verklaard. Als laatste wordt getracht om een koppeling te maken naar de bevaarbaarheidspercentages. In dit onderzoek wordt alleen de uitgangssituatie geanalyseerd.

5.4.1 Ruimtelijke variatie van morfologie en waterstand

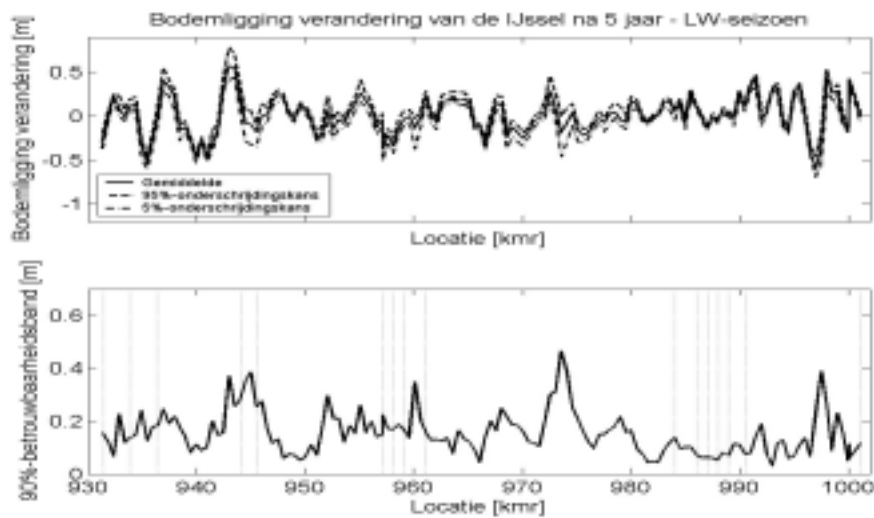
Ruimtelijke variatie in morfologie

Figuur 64 laat de statistische gegevens van de breedte-gemiddelde bodemliggingverandering van de hoofdgeul zien na 5 jaar in het hoogwaterseizoen. Hierin worden de 5%-onderschrijdingskans, het gemiddelde en de 95%-onderschrijdingskans van de bodemliggingverandering en de 90%-betrouwbaarheidsband van de morfologische verandering in een figuur gepresenteerd tegen de locatie langs de IJssel. De 90%-betrouwbaarheidsband geeft aan dat 90 % van de 400 bodemliggingveranderingen binnen deze band liggen.

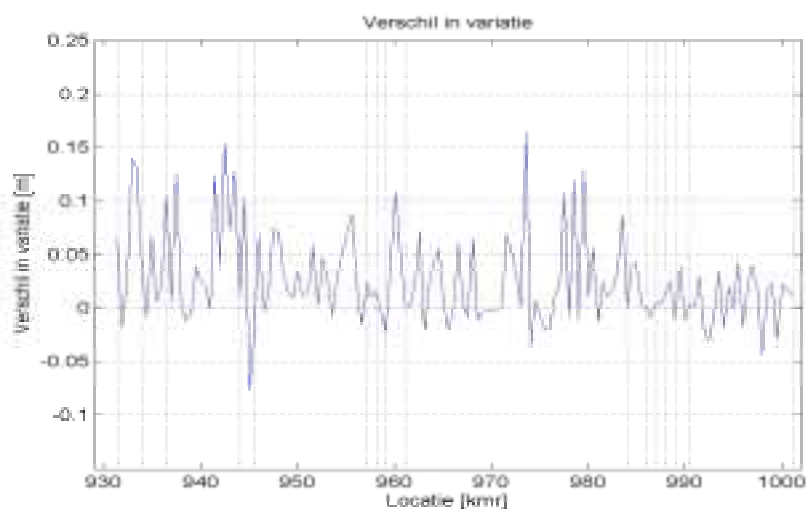
In figuur 65 zijn dezelfde gegevens gepresenteerd maar dan voor de situatie na 5 jaar in het laagwaterseizoen. Het verschil in de 90%-betrouwbaarheidsband tussen het hoogwater- en laagwaterseizoen is geplot in figuur 66. In deze figuren zijn de trajecten weergegeven in de vorm van de verticale stippellijnen.



Figuur 64: Morfologie verandering na 5 jaar in het hoogwaterseizoen



Figuur 65: Morfologie verandering na 5 jaar in het laagwaterseizoen

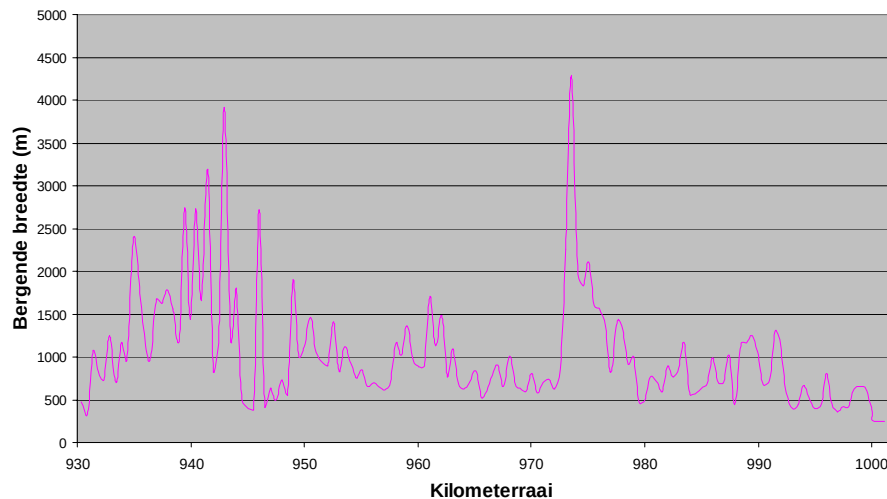


Figuur 66: Verschil in 90%-betrouwbaarheidsband morfologie verandering tussen het hoogwaterseizoen en het laagwaterseizoen na 5 jaar

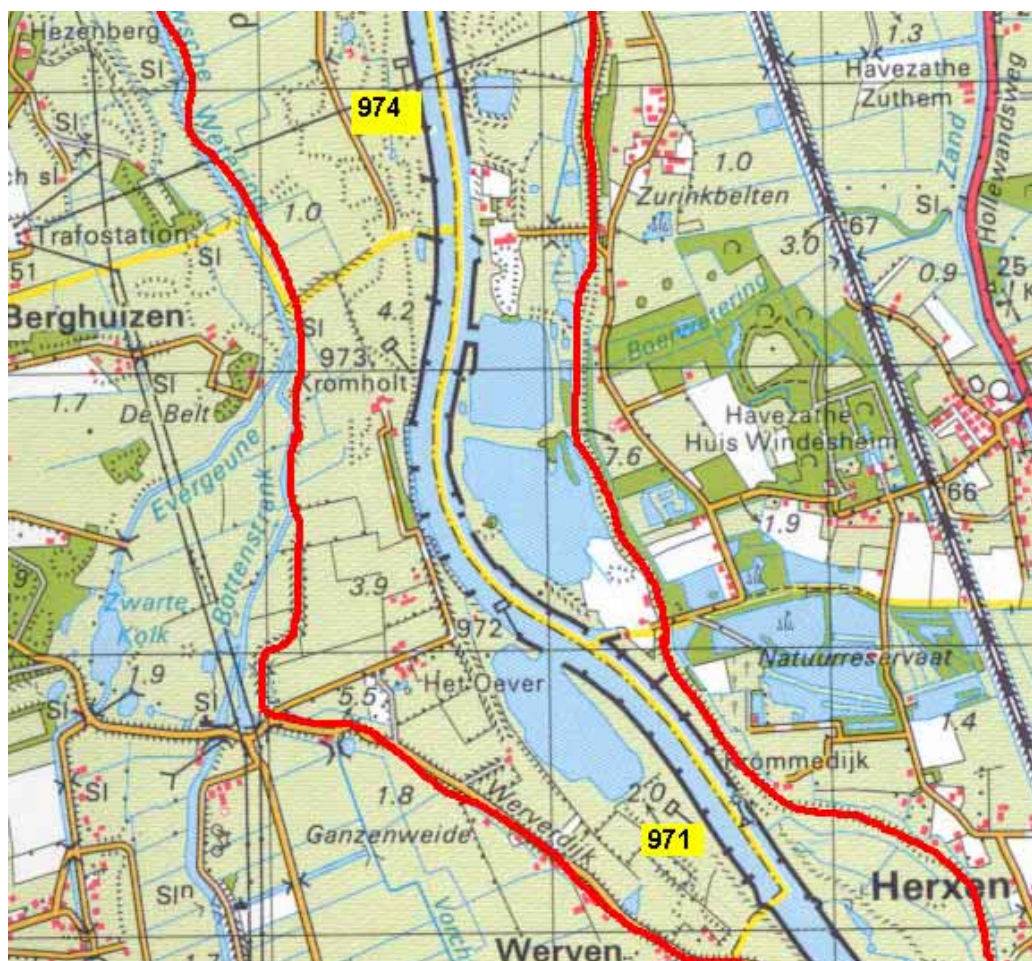
In de uitgangssituatie leiden verschillende onregelmatigheden in de rivier (zoals variatie in bergende breedte) in combinatie met een onzeker afvoerverloop tot de variatie in bodemliggingverandering en

waterstandveranderingen. Elke onregelmatigheid in de rivier is een generator van nieuwe bodemgolven en kunnen grote variaties in de bodemligging veroorzaken. De sedimentatie-bodemgolven kunnen een negatief effect hebben op de scheepvaartfunctie. Deze sedimentatie-bodemgolven treden op waar bijvoorbeeld de bergende breedte in langsrichting van de rivier toeneemt [Van Vuren, 2002b].

Grote variatie in bergende breedte is te vinden tussen kmr. 940 en 945 en tussen kmr. 971 en 974 (zie figuur 67, 68 en 69).



Figuur 67: Bergende breedte uitgezet tegen locatie langs de IJssel



Figuur 68: Riviertraject tussen kmr. 971 en 974

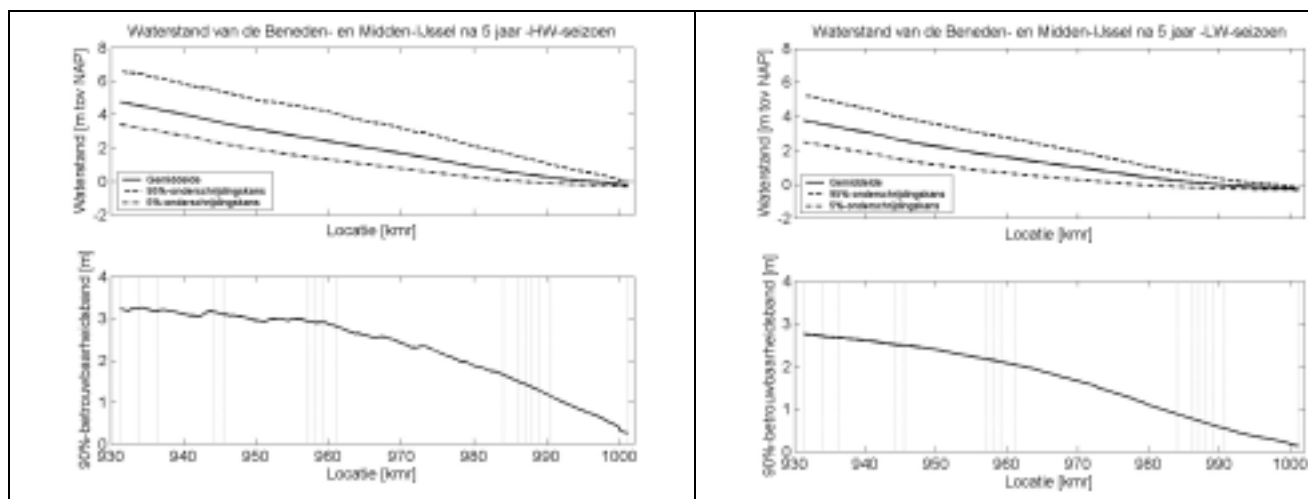


Figuur 69: Riviertraject tussen kmr. 940 en 945

In figuur 68 en 69 is te zien dat verscheidene plassen zich aan weerszijden van de rivier bevinden.

Ruimtelijke variatie in waterstand

De variatie in de waterstand is op dezelfde manier weergegeven als de bodemligging verandering. In figuur 70 is de waterstand ten opzichte van NAP in het hoog- en het laagwaterseizoen na 5 jaar weergegeven.



Figuur 70: De waterstand ten opzichte van NAP na 5 jaar in het hoog- en laagwaterseizoen

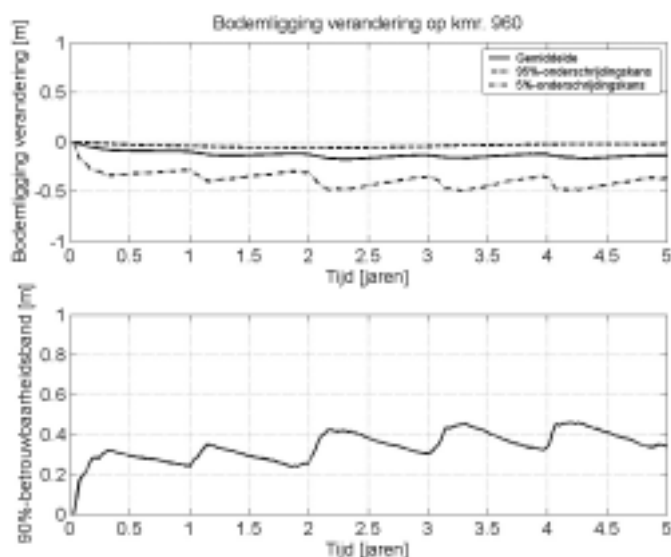
Uit figuur 70 valt te concluderen dat de 90%-betrouwbaarheidsband minder groot is in het laagwaterseizoen dan in het hoogwaterseizoen. Dit is te verklaren doordat het stuwprogramma van de stuw bij Driel invloed uitoefent op de lage afvoeren van de IJssel, maar niet op de hoge afvoeren van de IJssel.

De waterstanden worden in benedenstroomse richting na het waterpeil van het Ketelmeer/IJsselmeer toegetrokken. De variatie in benedenstroomse richting neemt hierdoor af.

5.4.2 Tijdsafhankelijke variatie in morfologie en waterstand

Tijdsafhankelijke variatie in morfologie

In figuur 66 is een verschil te zien tussen de variatie in het hoog- en laagwaterseizoen. Daarom wordt in deze sectie de tijdsafhankelijke variatie in morfologie onderzocht. Figuur 71 laat de seizoensafhankelijkheid van de bodemliggingverandering zien op kmr 960. De 95%-onderschrijdingskans, het gemiddelde, de 5%-onderschrijdingskans en de 90%-betrouwbaarheidsband worden uitgezet tegen de tijd.



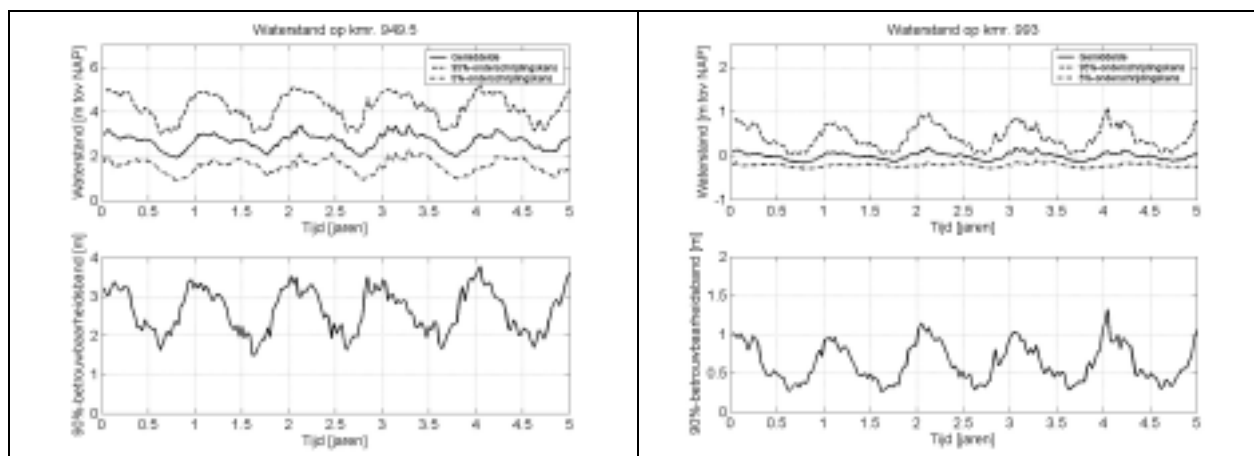
Figuur 71: Seizoensafhankelijkheid op kmr. 960

Door het stuwprogramma stijgt de 90%-betrouwbaarheidsband veel sneller in het hoogwaterseizoen dan dat deze weer afneemt in het laagwaterseizoen. Dit wordt veroorzaakt door de hoge afvoeren bij geopende situatie van de stuwen en bij de meer constante afvoeren in het laagwaterseizoen.

Op kmr. 960 treden erosie-bodemgolven op bij afvoeren groter dan de zomerbed vullende afvoer. Hierdoor varieert de 5%-onderschrijdingskans in de tijd. De 95%-onderschrijdingskans varieert hier niet, omdat de erosiegolven bij lage afvoeren kleiner dan de zomerbed vullende afvoer uitdempen.

Tijdsafhankelijke variatie in waterstand

De waterstand is in onderstaande figuur op kmr. 949,5 (Midden-IJssel) en op kmr. 993 (Beneden-IJssel) ten opzichte van de tijd gepresenteerd.



Figuur 72: Seizoensafhankelijkheid van de waterstand op kmr. 949,5 en kmr. 993

De gemiddelde waterstand ligt hoger op de Midden-IJssel en de 90%-betrouwbaarheidsband is op de Midden-IJssel groter, dit is het effect van de stuwkromme. De 5%-onderschrijdingskans op kmr. 993 vertoont nauwelijks seizoensafhankelijkheid doordat de waterstand van het Ketelmeer bij lage afvoeren overheerst.

Conclusies

De variatie in bodemliggingveranderingen is groot waar onregelmatigheden in langsrichting van de rivier bestaan.

De variatie in bodemliggingverandering is groter in het hoogwaterseizoen dan in het laagwaterseizoen. Dit komt door de afvoeren groter dan de zomerbed vullende afvoer en de variatie van bergende breedte in langsrichting van de rivier.

Door het stuwprogramma stijgt de 90%-betrouwbaarheidsband van de bodemliggingveranderingen veel sneller in het hoogwaterseizoen dan dat deze weer afneemt in het laagwaterseizoen. Dit wordt veroorzaakt door de hoge afvoeren bij geopende situatie van de stuwen en de meer constante afvoeren in de gestuwde situatie (laagwaterseizoen).

Onregelmatigheden in langsrichting van de rivier zijn veroorzakers van bodemgolven.

De sedimentatie-bodemgolven kunnen negatieve effecten hebben op de scheepvaartfunctie.

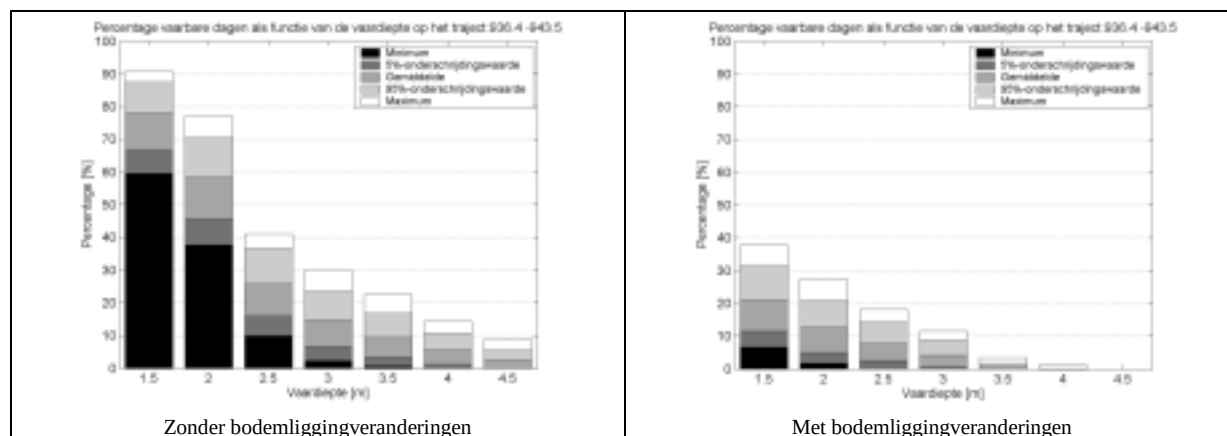
Na alle waarschijnlijkheid heeft de variatie van de waterstand de grootste invloed op de variatie van het percentage bevaarbare tijd per riviertraject. De variatie van de waterstand is een orde groter dan de variatie van de morfologie.

5.5 Bevaarbaarheidsanalyse zonder bodemliggingveranderingen

Omdat de variatie van de waterstand een orde groter is dan de variatie van de bodemliggingveranderingen wordt een bevaarbaarheidsanalyse uitgevoerd zonder de bodemliggingveranderingen mee te nemen.

De bevaarbaarheidsanalyse wordt uitgevoerd met de resultaten van de uitgangssituatie zonder bodemliggingveranderingen (zie bijlage 18 voor de resultaten). Bij deze berekening worden de dwarsprofielen op het begintijdstip in de loop van de berekening niet veranderd. De afvoeren bepalen alleen de waterstanden en hebben geen invloed op het sedimenttransport en vervolgens op de morfologie.

In figuur 73 zijn de resultaten voor traject 3 in de uitgangssituatie zonder en met bodemliggingveranderingen weergegeven.



Figuur 73: Statistische gegevens van de bevaarbare tijd voor traject 3 zonder en met bodemliggingveranderingen

Uit figuur 73 blijkt dat de bevaarbaarheid toeneemt wanneer een bevaarbaarheidsanalyse wordt uitgevoerd op basis van een berekening zonder bodemliggingveranderingen. Het gemiddeld aantal bevaarbare dagen per jaar neemt toe van 29 tot 102 op traject 3 bij een diepgang van 2,5 meter. De bevaarbaarheid neemt toe, omdat bij afvoeren groter dan de zomerbed vullende afvoer geen sedimentatie-bodemgolven optreden waar bijvoorbeeld de bergende breedte in langsricting toeneemt. Deze sedimentatie-bodemgolven hebben in de berekening met bodemliggingveranderingen een negatief effect op de bevaarbaarheid. Op ieder traject bevindt zich wel een afzonderlijke dwarsdoorsnede waar de bergende breedte toeneemt ten opzicht van de voorgaande dwarsdoorsnede. Dit verklaart het verschil in bevaarbaarheid. De variatie van de bevaarbaarheid is ongeveer even groot als in de uitgangssituatie waar wel is gerekend met de dynamica van de morfologie.

Een bevaarbaarheidsanalyse gebaseerd op de resultaten van een berekening zonder morfologische dynamica is niet voldoende. De dynamica van de morfologie moet worden meegenomen in de bevaarbaarheidsanalyse. Wanneer dit niet gebeurt, ontstaat er een te positief beeld van de bevaarbaarheid.

5.6 Discussie

In deze paragraaf worden de resultaten van de bevaarbaarheidsanalyses besproken. In onderstaande tabel worden voor het traject tussen kmr. 931 en 957 de resultaten weergegeven voor 4 verschillende bevaarbaarheidsanalyses. De bevaarbaarheid wordt berekend bij een diepgang van 2,5 meter.

Traject tussen	Uitgangssituatie met eis uit 'Verkenning IJssel'		Situatie met set van maatregelen		Uitgangssituatie met eis uit 'Planstudie van de Boven-IJssel'		Uitgangssituatie zonder morfologische dynamica	
	μ	90%	μ	90%	μ	90%	μ	90%
kmr. 931,4 en 933,9	109	47-156	73	18-105	357	346-365	310	284-343
kmr. 936,4 en 944	29	7-51	335	310-361	306	273-339	102	36-135
kmr. 945,5 en 957,1*	91	36-127	91	29-135	360	328-365	328	302-354

*957,1 = 959,6 bij eis uit 'Planstudie van de Boven-IJssel'

(Op tussenliggende trajecten is een te krappe bochtstraal aanwezig)

Tabel 11: Gemiddeld (μ) en 90%-betrouwbaarheidsband (90%) van de bevaarbare dagen voor het traject 931,4 – 957,1 bij 2,5 meter diepgang

In deze tabel wordt de bevaarbaarheid voor drie trajecten uitgedrukt in het gemiddelde (μ) aantal bevaarbare dagen en de waarden waarbinnen de 90%-betrouwbaarheidsband (90%) ligt. De volgend vier situaties zijn in tabel 11 weergegeven:

1. De uitgangssituatie met de eis uit de 'Verkenning IJssel'
2. De situatie met de set van maatregelen en de eis uit de 'Verkenning IJssel'
3. Uitgangssituatie met de eis uit 'Planstudie van de Boven-IJssel'
4. Uitgangssituatie zonder morfologische dynamica en de eis uit de 'Verkenning IJssel'

Wanneer de eerste en tweede situatie met elkaar vergeleken worden, is te zien dat de gemiddelde bevaarbaarheid op het traject tussen kmr. 936 en 944 toeneemt. Dit komt door de verbreding en het op diepte houden van dit traject (door middel van hoofdgeulverbreding en traject baggeren). Op het traject tussen kmr. 931,4 en 933,9 daalt de gemiddelde bevaarbaarheid doordat de set van maatregelen de waterstand bovenstrooms naar beneden trekken. Hieruit komt naar voren dat de bevaarbaarheid integraal verbeterd moet worden. Dit betekent dat de gehele IJssel aangepakt moet worden door middel van maatregelen ter verbetering van de bevaarbaarheid. Een bepaalde lokale verbetering kan negatieve effecten hebben op een ander nabijgelegen traject. Wanneer de IJssel als geheel wordt verbeterd kan een kosten/batenanalyse uitgevoerd worden. Aan de kosten kant staan de kosten van het pakket van maatregelen en aan de batenkant staan de opbrengsten voor de transportsector die voortkomen uit de grotere bevaarbaarheid. De maatschappelijke effecten en de effecten op de LNC-waarden moeten hierin ook meegenomen worden.

Als de eerste en derde situatie met elkaar vergeleken worden, is te zien dat de gemiddelde bevaarbaarheid toeneemt in de derde situatie. Dit komt doordat de eis uit de 'Planstudie van de Boven-IJssel' minder streng is dan de eis uit de 'Verkenning IJssel'. Een duidelijke richtlijn wat betreft de vaarbaanbreedte eis is vereist.

Wanneer de eerste en de vierde situatie met elkaar worden vergeleken, blijkt dat de gemiddelde bevaarbaarheid groter is zonder rekening te houden met de bodemliggingveranderingen. Wanneer de dynamica van de morfologie niet wordt meegenomen schept dit een te positief beeld van de bevaarbaarheid.

De 90%-betrouwbaarheidsband varieert niet veel in grootte over de verschillende situaties.

6 Conclusies en aanbevelingen

De IJssel moet geschikt zijn voor tweestrooksverkeer van scheepvaartklasse Va. Hieraan voldoet de IJssel niet. Binnen dit onderzoek zijn de grootte en de plaats van de scheepvaartknelpunten op de Midden- en Beneden-IJssel onderzocht. Op de Midden-IJssel bestaan er meer scheepvaartknelpunten dan op de Beneden-IJssel. Voor het traject tussen kmr. 936 en 944 zijn de scheepvaartknelpunten opgelost met behulp van een set van maatregelen. Een toekomstige situatie met een Ruimte voor de Rivier maatregel is geanalyseerd. Rivierverruimende maatregelen hebben in principe een negatief effect op de scheepvaartfunctie wanneer de hoofdgeul vaker wordt ontlast. De bevaarbaarheid is deterministisch en probabilistisch bepaald. Wanneer de bevaarbaarheid bepaald wordt met verschillende afvoerverlopen kan dit een groot verschil in de bevaarbaarheid opleveren. Om deze variatie in de bevaarbaarheid als gevolg van de onzekerheid in het afvoerverloop te kwantificeren wordt een probabilistische benadering toegepast (door middel van een Monte Carlo simulatie). Met twee verschillende vaarbaanbreedte eisen (uit de 'Verkenning IJssel' en de 'Planstudie van de Boven-IJssel') zijn bevaarbaarheidsanalyses uitgevoerd. Een duidelijke richtlijn ontbreekt voor de vaarbaanbreedte eis en daarom is de gevoeligheid van de eis onderzocht. In de uitgangssituatie is één bevaarbaarheidsanalyse uitgevoerd met morfologische dynamica en één zonder deze morfologische dynamica. De morfologische dynamica moet meegenomen worden binnen de bevaarbaarheidsanalyse omdat er anders een te positief beeld ontstaat van de bevaarbaarheid.

6.1 Conclusies

- De scheepvaartknelpunten worden op 2 manieren bepaald: op basis van vlakdekkende bodempeilingen en op basis van 1-dimensionale modelresultaten. Beide scheepvaartknelpuntenanalyses komen tot het volgende resultaat: het traject vanaf het Twentekanaal (kmr. 931) tot aan Fortmond (kmr. 961) en het traject tussen kmr. 984 en 987 (bochten bij Zalk en de Koppelerwaard) zijn niet geschikt voor tweestrooksverkeer van scheepvaartklasse Va. De scheepvaartknelpunten zijn vooral het gevolg van de scherpe rivierbochten. De Beneden-IJssel is beter bevaarbaar door de toenemende vaarbaanbreedte en de bij gemiddelde en lage afvoeren ongeveer dezelfde waterdiepte in benedenstroomse richting. Dit komt door het stuweffect.
- Rivierverruimende maatregelen die voor de toekomst gepland zijn leiden vrijwel altijd tot grotere scheepvaartknelpunten, doordat meer en/of frequenter water uit de hoofdgeul wordt onttrokken ter plaatse van de ingreep. De bodemligging van de hoofdgeul komt dan ter plaatse van de ingreep omhoog door de variatie van stroomsnelheid in langsrichting van de rivier. Lokaal leidt dit tot grotere scheepvaartknelpunten.
- De volgende set van maatregelen is onderzocht op de verbetering van de bevaarbaarheid tussen kmr. 936 en 944:
 - Een verbreding van 30 meter tussen kmr. 936 en 944
 - Een zandvang met een volume van 500.000 m³ tussen kmr. 934 en 936 (geen vaste constructie)
 - Traject baggeren van 2,2 miljoen m³ verdeeld over het traject tussen kmr. 936 en 944 en een tijdsduur van 20 jaar.

Deze set van maatregelen verwijdert de scheepvaartknelpunten op het traject voor een periode van 20 jaar. Het gemiddelde aantal bevaarbare dagen voor dit traject stijgt van 29 dagen per jaar in de uitgangssituatie naar 335 dagen per jaar in de situatie met maatregelen ter verbetering van de scheepvaartfunctie op het beoogde traject. De 90%-betrouwbaarheidsband in de uitgangssituatie loopt van 7 dagen tot 51 dagen (bij een diepgang van 2,5 meter).

Op het traject tussen kmr. 931,4 en 933,4 daalt het aantal bevaarbare dagen bij een diepgang van 2,5 meter van 109 in de uitgangssituatie naar 73 in de situatie met bovengenoemde maatregelen.

Dit komt doordat de waterstand bovenstrooms van het traject waar de set van maatregelen zijn geïmplementeerd naar beneden wordt getrokken. De 90%-betrouwbaarheidsband loopt van 47 dagen tot 156 dagen.

- Een verbreding in combinatie met traject baggeren en/of een zandvang is een goede verbetering van de scheepvaartfunctie wanneer een tekort aan vaarbaanbreedte bestaat.
- De bevaarbaarheid hangt sterk af van de onzekerheid in het afvoerverloop (in de tijdsperiode). Monte Carlo simulatie is toegepast om de onzekerheid in de bevaarbaarheid van een traject, gegeven een onzeker afvoerverloop, te kwantificeren. Het ene afvoerverloop kan leiden tot een veel positiever beeld van de bevaarbaarheid dan een ander afvoerverloop. Een probabilistische benadering voor de bevaarbaarheidsanalyse is daarom vereist.
- Met de vaarbaanbreedte eis uit de ‘Verkenning IJssel’ en de ‘Planstudie van de Boven-IJssel’ zijn bevaarbaarheidsanalyses uitgevoerd. Deze twee eisen zijn verschillend omdat duidelijke richtlijnen voor de vaarbaanbreedte eis ontbreken. De vaarbaanbreedte eis is bepalend voor de bevaarbaarheid van de IJssel. De vereiste vaarbaanbreedte is o.a. afhankelijk benodigde vrije ruimte en de extra benodigde ruimte door de bochtstraal.
- De variatie van de waterstand is een orde groter dan de variatie van de veranderingen in de bodemligging, de waterstand variatie heeft het grootste effect op de variatie van de bevaarbaarheid. De variatie in waterstand en bodemligging worden aangestuurd door de onzekerheid in het afvoerverloop en de discontinuïteiten in langsrichting van de rivier. Onderzocht is dan ook of de morfologische variatie van belang is voor de bevaarbaarheid van de IJssel, hieruit blijkt dat de morfologische veranderingen niet verwaarloosd mogen worden bij bevaarbaarheidsanalyses.
- De maximale diepgang en de beladingsgraad van de schepen die de IJssel gaan bevaren hangen af van de voorspelde waterstand en de bodemligging van de IJssel.

6.2 Aanbevelingen

- De vaarbaanbreedte eis moet onderzocht en bepaald worden met behulp van verkeerssimulaties.
- Het effect van andere onzekerheden, zoals het soort model (b.v. 2-dimensionaal model), de modelschematisatie (b.v. ander 1-dimensionaal model) en de onzekerheid van overige invoerparameters (b.v. ruwheid en korrelgrootte), kan onderzocht worden.
- De slag van diepgang naar beladingsgraad moet onderzocht worden. Wanneer dit bekend is weet men hoeveel lading met een bepaald schip mee kan en kan de rivierbeheerder de economische baten als gevolg van de set van maatregelen in beeld brengen.
- Om de bevaarbaarheid van de gehele IJssel te verbeteren moeten de scherpe bochten een bochtstraalverruiming ondergaan. Ook kan een krappere profiel of eenstrooksverkeer met verkeersregeling toegepast en geaccepteerd worden. Vervolgens kunnen dan de minst bevaarbare trajecten aangepakt worden door middel van rivierverbreding in combinatie met een zandvang en/of traject baggeren.

Literatuurlijst

- Battjes, J.A., 2000. *Stroming in waterlopen*. Technische Universiteit Delft
- Bendegom, Van L., 1947. Eenige beschouwingen over riviermorphologie en rivierverbetering. *De Ingenieur*, Vol.59 No. 4, p. 1-11
- Breen, Van L., 2002. *Morphological response to large-scale floodplain lowering along the river Waal. A stochastic approach*. Technische Universiteit Delft
- Brinke, Ten W.B.M., 2000. *Geactualiseerde bestand dwarsdoorsneden gemiddelde bodemligging Rijntakken*. Ministerie Verkeer en Waterstaat, Directoraat-Generaal Rijkswaterstaat, Rijksinstituut voor Integraal Zoetwaterbeheer en Afvalwaterbehandeling RIZA
- Callandar, R.A., 1969. Instability and river channels. *J. Fluid Mech.*, Vol. 36, No. 3, p. 465-480
- CUR, 1997. *Kansen in de civiele techniek, deel1: Probabilistisch ontwerpen in theorie*. Ministerie Verkeer en Waterstaat, Directoraat-Generaal Rijkswaterstaat, CUR ISBN 90 376 0102 2
- Duits, M.T., 1997. *Baggeroptimalisatie in rivierbochten*. Technische Universiteit Delft en Ministerie van Verkeer en Waterstaat, Directoraat-Generaal Rijkswaterstaat, Directie Oost Nederland.
- Groeneveld, R., 2000. *Dictaat Inland Waterways*. Technische Universiteit Delft
- Hammersly, J.M.en Handscomb, D.C., 1964. *Monte Carlo Methods*. Methuen London
- Ikeda, S. en Nishimura, T., 1985. Bed topography in bends of sand-silt rivers. *J. Hydr. Engrg.*, ASCE, Vol. 111 No. 11, p. 1397-1411
- Jansen, P. Ph., Bendegom, J., Van den Berg, J., De Vries en M., Zanen, A., 1979. *Principles of River Engineering, the non-tidal alluvial river*. Delftse Uitgevers Maatschappij, ISBN 90 6562 146 6
- Jesse, P. en Kroekenstoel, D., 2001. *1-D Morfologie model Rijntakken, verslag calibratie en validatie Riza rapport 2001-040*. Ministerie Verkeer en Waterstaat, Directoraat-Generaal Rijkswaterstaat, Rijksinstituut voor Integraal Zoetwaterbeheer en Afvalwaterbehandeling RIZA
- Kleinhans, M.G., 1996. *Sediment transport in the Dutch Rhine branches, annual transport and interim sediment budget*. ICG 96/9
- Lambeek, J.J.P. en Mosselman E., 1998. *Huidige en historische rivierkundige parameters van de Nederlandse Rijntakken, rapport Q2382*. WL | Delft Hydraulics
- Ministerie van Verkeer en Waterstaat, 1989. *Tweede Structuurschema Verkeer en Vervoer*
- Ministerie van Verkeer en Waterstaat, 1999a. *Richtlijnen Vaarwegen van de Commissie Vaarweg Beheerders*. Ministerie van Verkeer en Waterstaat, Directoraat-Generaal Rijkswaterstaat, Adviesdienst Verkeer en Vervoer
- Ministerie van Verkeer en Waterstaat , 1999b. *Verkenning IJssel* . Ministerie van Verkeer en Waterstaat, Directoraat-Generaal Rijkswaterstaat, Directie Oost Nederland
- Ministerie Verkeer en Waterstaat, 2001. *Nationaal Verkeers- en Vervoersplan 2001-2020*

Odgaard, A.J., 1981. Transverse bed slope in alluvial channels bends. *J. of the Hydr. Div., ASCE*, Vol. 107, No. 12, p. 1677-1694

Odgaard, A.J. en Wang, Y., 1991. Sediment management with submerged vanes 1: Theory *J. Hydr. Engrg.*, ASCE, Vol. 117 No. 3, p. 267-283

Reen, Van M. J., 2002. *Morfologische problemen rond bochtverbeteringen in de Waal*. WL | Delft Hydraulics

Siers, J., 1997. *Het morfologische effect van bochtverbeteringen in een rivier*. Technische Universiteit Delft

Silva, W., Klijn, F. en Dijkman, J., 2000. *Ruimte voor Rijntakken, wat het onderzoek ons heeft geleerd*. Ministerie Verkeer en Waterstaat, Directoraat-Generaal Rijkswaterstaat, Rijksinstituut voor Integraal Zoetwaterbeheer en Afvalwaterbehandeling RIZA, WL | Delft Hydraulics.

Sloff, C.J., 1998. *Vorbereiding ijking Rijntakkenmodel, Q2460*. WL | Delft Hydraulics

Sloff, C.J., 2002. *Bouw en ijking van morfologisch model Boven-IJssel , rapport Q3273*. WL | Delft Hydraulics

Sloff, C.J., Mosselman, E. en Termes, A.P.P., 2002. *Planstudie Boven-IJssel Analyse rivierkarakteristieken en scheepvaartknelpunten Rapport Q3093*. WL | Delft Hydraulics en HKV Consultants

Sloff, C.J. en Stolker, C., 2002. *Planstudie Boven-IJssel Fase 2, Activiteit 6: Verkenning proeftraject en gidstraject, rapport Q3239*. WL | Delft Hydraulics

Struiksmā, N., Olesen, K.W., Flokstra, C. en De Vriend, H.J., 1985. Bed deformation in curved alluvial channels. *J. Hydr. Res., IAHR*, Vol. 23, No.1, p. 57-79

Struiksmā, N., 1997. *Cursus 2D morfologie*. WL | Delft Hydraulics en Technische Universiteit Delft

Stuurman, P.M. en Koolwijk J., 2003. *OLR 2002 Bepaling van de Overeengekomen Lage rivierstand 2002 voor de Nederlandse Rijntakken*. Ministerie van Verkeer en Waterstaat, Directoraat-Generaal Rijkswaterstaat, Directie Oost Nederland

Talmon, A.M., Struiksmā, N. en Van Mierlo, M.C.L.M., 1995. Laboratory measurements of the direction of sediment transport on transverse alluvial-bed slopes. *J. Hydr. Res., IAHR*, Vol. 33, No.4, p. 495-517

Veen, Van der R., 2001. *Bouw en Calibratie Sobek Rijn (Concept)*. Ministerie van Verkeer en Waterstaat, Directoraat-Generaal Rijkswaterstaat, Rijksinstituut voor Integraal Zoetwaterbeheer en Afvalwaterbehandeling RIZA

Visser, P.J., Havinga, H. en Ten Brinke, W.B.M., 1999. Hoe houden we de rivier bevaarbaar? Daling zomerbed Rijntakken vraagt aandacht. *Land en Water*, nr 9 september 1999, p. 24-27

Vriend, De H.J., 1999. *Dictaat rivierwaterbouwkunde*. Technische Universiteit Delft

Vriend, De H.J., 2000. Kennis van onzekerheid. *Land en Water*, nr 10, p. 18-19

Vriend, De H.J., Wang, Z.B. en Havinga, H., 2001. *Handouts CTwa5311 River Dynamics*. Technische Universiteit Delft

Vuren, Van S., 2001. *Stochastic modelling of river morphology*. Technische Universiteit Delft en HKV Consultants

Vuren, Van S., 2002a. *Monte Carlo program for Sobek*. Technische Universiteit Delft en HKV Consultants

Vuren, Van S., 2002b. *Probabilistic modelling of morphological impact of flood protection measures along the Waal*. Technische Universiteit Delft en HKV Consultants

Vuren, Van S. en Breen, Van L.E., 2002. *Morphological impact of floodplain lowering along a low-land river: a probabilistic approach*. Technische Universiteit Delft

Vuren, Van S. en Kok, M., 2003. Impact of river morphology on extreme flood level prediction: a probabilistic approach. In *proceedings van ESREL 2003*. Maastricht. European Safety en Reliability Conference, 15 June – 18 June

Vuuren, Van W.E., 2000. *Vergelijking bodempeilingen singlebeam/multibeam Bovenrijn – Waal juli-oktober 1999*. Ministerie Verkeer en Waterstaat, Directoraat-Generaal Rijkswaterstaat, Rijksinstituut voor Integraal Zoetwaterbeheer en Afvalwaterbehandeling RIZA

WL | Delft Hydraulics, 1996a. *Flow, technical reference*.

WL | Delft Hydraulics, 1996b. *Morphology and sediment, technical reference*.

WL | Delft Hydraulics, 1996c. *Sobek river/estuary, user manual*.

WL | Delft Hydraulics, 1999. *RVR effecten Morfologie*

Wolters, A.F., Jesse, P., Sloff, C.J. en Stolker, C., 1999. *Morfologische berekeningen Zandmaas met Sobek. Verkenning met uniform sediment*. Ministerie Verkeer en Waterstaat, Directoraat-Generaal Rijkswaterstaat, Rijksinstituut voor Integraal Zoetwaterbeheer en Afvalwaterbehandeling RIZA

Bijlage 1: Classificatie van scheepvaartwegen door PIANC

		Klasse van bevaarbare waterwegen	Motorvaartuigen en bakken					Duwconvoy				Minimum hoogte onder bruggen (m)
			Type vaartuig: algemene karakteristieken					Type convoy: algemene karakteristieken				
			Beschrijving	Lengte (m)	Breedte (m)	Diepgang (m)	Tonnage (T)	Lengte (m)	Breedte (m)	Diepgang (m)	Tonnage (T)	
Regionaal belang	Ten westen van Elbe	I	Barge	38,50	5,05	1,80 - 2,20	250 - 400					4,00
		II	Campine-Barge	50 - 55	6,60	2,50	400 - 650					4,00 - 4,50
		III	D.E.K.	67 - 80	8,20	2,50	650 - 1000					4,00 - 4,50
	Ten oosten van Elbe	I	Grosse Finow	41	4,70	1,40	180					3,00
		II	Barka Motorway500	57	7,50 - 9,00	1,60	500 - 630					3,00
		III		67 - 70	8,20 - 9,00	1,60 - 2,00	470 - 700	118 - 132	8,20 - 9,00	1,60 - 2,00	1000 - 1200	4,00
Internationaal belang		IV	R.H.K.	80 - 85	9,5	2,50	1000 - 1500	85	9,5	2,50 - 2,80	1250 - 1400	5,25 of 7,00
		Va	Groot Rijnschip, 1 bak	95 - 110	11,40	2,50 - 2,80	1500 - 3000	95 - 110	11,40	2,50 - 4,50	1600 - 3000	5,25
		Vb	2 bakken (lang)					172 - 185	11,40	2,50 - 4,50	3200 - 6000	7,00 of 9,10
		VIa	2 bakken (breed)					95 - 110	22,80	2,50 - 4,50	3200 - 6000	7,00 of 9,10
		VIb	4 bakken	140	15,00	3,90		185 - 195	22,80	2,50 - 4,50	6400 - 12000	7,00 of 9,10
		VIc	6 bakken (lang)					270 - 280	22,80	2,50 - 4,50	9600 - 18000	9,10
			6 bakken (breed)					193 - 200	33,00 - 34,20	2,50 - 4,50	9600 - 18000	
		VII	9 bakken					285 - 34,20	33,00 - 4,50	2,50 - 4,50	14500 - 27000	9,10

Tabel B1: Classificatie van scheepvaartwegen door PIANC

Afkortingen:

P.I.A.N.C. = Permanent International Association of Navigational Congresses

D.E.K. = Dortmund-Eemskanaalschip

R.H.K. = Rijn-Hernekanaalschip

[Groeneveld, 2000]

Bijlage 2: Theoretische beschouwing scheepvaartknelpunten

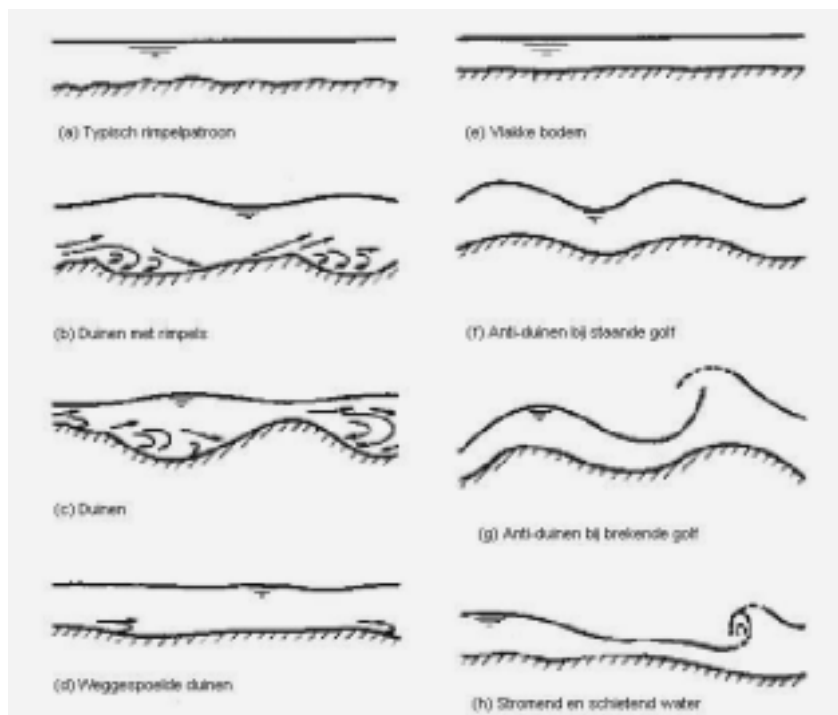
B2.1 Rechtstand

Doordat een grote stroomvoerende breedte bestaat voor de rechtstanden, kan een diepte probleem ontstaan voor de scheepvaart.

In een rechtstand van een rivier bestaan een aantal vormen van niet-geforceerd morfologisch gedrag die een scheepvaartknelpunt kunnen veroorzaken. Dit zijn dynamische verschijnselen die niet gerelateerd kunnen worden aan een externe forcering van de rivier. Het is moeilijk om het niet-geforceerde gedrag te voorspellen. Een aantal vormen van niet-geforceerd gedrag zijn:

- Formatie van beddingvormen (zie figuur B1)
- Formatie van afwissellende banken aan weerszijden van de rivier.
- Ontstaan van eilanden bij lage rivierafvoer.
- Ontstaan van zandbanken doordat in de langsrichting van de hoofdgeul de stroomsnelheid varieert (b.v. wanneer een plas naast de hoofdgeul gaat meestromen). Deze zandbanken verplaatsen zich in benedenstroomse richting.

Op de IJssel treedt de formatie van beddingvormen op en er ontstaan zandbanken doordat het stroomvoerend oppervlak bij hoge afvoeren toeneemt, voor de rest treden er geen vormen van niet-geforceerd gedrag op [Lambeek en Mosselman, 1998].



Figuur B1: Verschillende beddingvormen [Jansen et al., 1979]

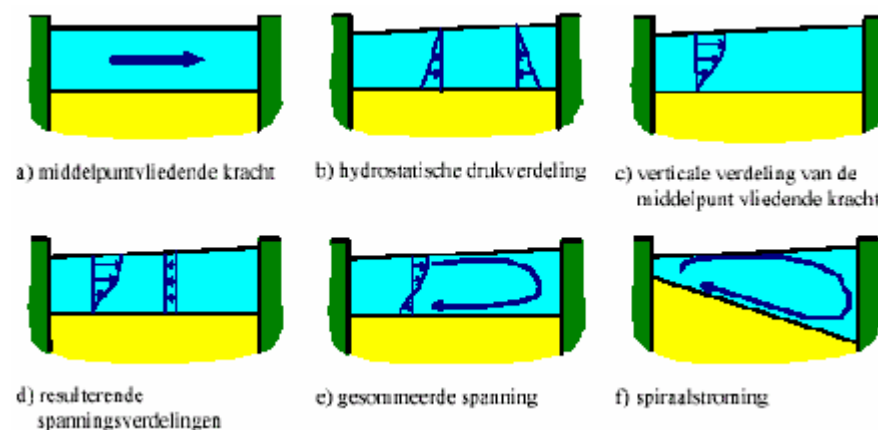
B2.2 Bocht

Beschrijving

De scheepvaartknelpunten in een bocht worden gekenmerkt door een ondiepe binnenbocht en een diepe buitenbocht, waardoor een breedte probleem ontstaat voor de scheepvaart.

In alluviale meanderende rivieren verandert de vorm van de rivier en dus de bodem continu. Voor de IJssel geldt dat de bochten vastliggen, zodat de bochten zich niet meer kunnen verplaatsen. De bodem van de IJssel blijft wel veranderlijk. De bodem zal in een bocht een dwarselling aannemen met het diepste punt in de buitenbocht en een ondieper deel in de binnenbocht. Dit proces wordt veroorzaakt door de spiraalstroming die over de bodem naar de binnenbocht is gericht (zie figuur B2 f).

Beknopt beschreven komt de ontwikkeling van de spiraalstroom op de volgende wijze tot stand [Van Reen, 2002] (zie figuur B2):



Figuur B2: ontwikkeling spiraalstroom [Van Reen, 2002]

- (g) Door de middelpuntvliedende schijnkracht (door de gekromde stroming) wordt het water naar de buitenbocht toegedrukt. Dit leidt tot een naar de buitenbocht toe oplopende waterspiegel.
- (h) Doordat het waterniveau hoger is in de buitenbocht is de hydrostatische druk in de buitenbocht groter dan in de binnenbocht.
- (i) De middelpuntvliedende kracht hangt samen met de stroomsnelheid en is dus niet uniform over de verticaal verdeeld, maar is maximaal aan de waterspiegel en nul aan de bodem.
- (j) De resulterende hydrostatische drukgradiënt is uniform verdeeld over de verticaal. In combinatie met de niet-uniform verdeelde centrifugaalkracht ontstaat een over de verticaal gemiddeld evenwicht.
- (k) Beide krachten bij elkaar opgeteld (waarbij de centrifugaalkracht naar de buitenbocht is gericht en de resulterende hydrostatische kracht naar de binnenbocht) levert een krachtsverdeling op die bij de bodem naar de binnenbocht is gericht en aan het wateroppervlak naar de buitenbocht.
- (l) Door de resulterende spanningsverschillen aan de boven en onderkant ontstaat een circulatiestroming in de dwarsrichting, samen met de langsstroming door de bocht ontstaat als het ware een spiraalvormige stroming (zie figuur B3)



Figuur B3: Spiraalstroming [K. Nuyten]

De mate waarin de spiraalstroming de volledig ontwikkelde toestand benadert hangt onder andere af van de lengte van de bocht. De bocht moet een zodanige lengte hebben dat de spiraalstroming zich kan ontwikkelen; in die eindtoestand spreken we dan van een axiaal-symmetrische stroming, dat wil zeggen dat er geen verandering van het stroombeeld optreedt in de langsrichting van de bocht. Axiaal-symmetrische stroming zou optreden in een bocht van oneindige lengte.

De spiraalstroom aan de bodem loopt van de buitenbocht naar de binnenbocht. Bij een alluviale bodem ontstaat daardoor een schuifspanning op het sediment die naar de binnenbocht is gericht. Deze schuifspanning wordt tegengewerkt doordat de beweging van een sedimentkorrel wordt gehinderd door het omliggende materiaal. Bij een zodanig grote schuifspanning dat deze weerstand wordt overwonnen (schuifspanning groter dan de kritische bodemschuifspanning), wordt dit naar de binnenbocht getransporteerd. Het sediment hoopt zich in de binnenbocht op, omdat het niet weg kan in dwarsrichting. Hierdoor ontstaat een naar de binnenbocht oplopende bodemhelling. Deze dwarshelling zorgt voor een extra kracht op het sediment langs de helling naar beneden (naar de buitenbocht). Als de schuifspanning door de aandrijvende spiraalstroming in evenwicht is met de schuifspanning van het sediment langs de helling is er sprake van evenwicht (zie vergelijking B3).

In alluviale rivieren met variërende afvoer is deze evenwichtssituatie dus eveneens variërend. De tijd die nodig is voor het tot evenwicht komen van de bodem is sterk afhankelijk van de afvoer en de omvang van de verstoring. Er is hierbij een hersteltijd van enkele maanden tot enkele jaren [De Vriend, 1999] en [Struiksmā, 1997].

Analyse

In de bocht gelden de volgende dieptegemiddelde bewegingsvergelijkingen (zie bijlage 3):

$$\rho g i h = \tau_{bs} \quad (\text{langsrichting}) \quad (\text{B1})$$

$$\rho g S_r h = -\tau_{bn} + \rho U^2 \frac{h}{r} \quad (\text{dwarsrichting}) \quad (\text{B2})$$

waarin:

ρ	= dichtheid van het water	(kg/m ³)
g	= gravitatieversnelling	(m/s ²)
i	= langsverhang van de waterspiegel	(-)
h	= waterdiepte	(m)
S_r	= dwarsverhang van de waterspiegel	(-)
τ_{bs}	= bodemschuifspanning in de langsrichting (= s-richting)	(N/m ²)
τ_{bn}	= bodemschuifspanning in de dwarsrichting (= n-richting)	(N/m ²)
U	= dieptegemiddelde stroomsnelheid in de langsrichting	(m/s)
r	= kromtestraal van de bocht	(m)

[Van Bendegom, 1947]

Voor het dwarsverhang van de bodem kan de volgende uitdrukking worden afgeleid (zie bijlage 4):

$$\frac{dh}{dn} = - \frac{m}{\rho \kappa U B_t \sqrt{\theta \Delta g D}} \tau_{bn} \quad (B3)$$

$\frac{dh}{dn}$ is het dwarsverhang van de bodem

$$\text{met } m = \kappa \sqrt{\frac{8}{f}}$$

κ	= von Karman constante (0,4)	(-)
f	= ruwheidsfactor van Darcy-Weisbach	(-)
ρ	= dichtheid van water	(kg/m ³)
U	= dieptegemiddelde stroomsnelheid in de langsrichting	(m/s)
B_t	= ijkingsparameter voor het zwaartekrachtseffect in dwarsrichting	(-)
θ	= Shields parameter	(-)
Δ	= relatieve dichtheid van het sediment ($\frac{(\rho_s - \rho)}{\rho}$)	(-)
ρ_s	= dichtheid van het sediment	(kg/m ³)
g	= gravitatieversnelling	(m/s ²)
D	= korreldiameter	(m)
τ_{bn}	= bodemschuifspanning in de dwarsrichting (= n-richting)	(N/m ²)

[Odgaard en Wang, 1991]

Een andere weergave van vergelijking B3 kan gegeven worden in de vorm van de axiaal-symmetrische situatie voor het dwarsverhang. In deze oplossing is het krachterspel tussen de schuifspanning ten gevolge van de stroming en de zwaartekracht van de korrels op de dwarshelling onderzocht in een oneindig lange bocht in evenwichtssituatie.

$$\tan \beta = A f (\theta_0) \frac{h_0}{R} \quad (B4)$$

waarin:

$\tan \beta$	= helling in dwarsrichting	(-)
A	= spiraalstromingscoëfficiënt	(-); afhankelijk van de hydraulische
ruwheid geldt voor de IJssel $A \approx 10$		
h_0	= waterdiepte op de rivieras	(m)
R	= kromtestraal van de rivieras	(m)
$f(\theta_0)$	= dwarshellingsseffect op de rivieras, gedefinieerd via [Talmon et al., 1995]	

$$f(\theta_0) = 9 \left(\frac{D}{h_0} \right)^{0.3} \sqrt{\theta_0} \quad (-) \quad (B5)$$

D = korreldiameter (m)

θ_0 = Shieldsparameter op de rivieras (-)

[Struiksma et al., 1985]

In de IJssel is niet alleen de axiaal-symmetrische dwarshelling van belang maar moet ook het niet-uniforme verloop van de kromming in de beschouwing worden meegenomen. Deze variaties leiden tot een bankenpatroon dat gesuperponeerd gedacht kan worden op de bodemtopografie die volgt uit de axiaal-symmetrische dwarshelling. Er is hier sprake van een opslinging van het dwarsprofiel in een bocht, er wordt ook wel gesproken van doorschot (of overschot). De mate van doorschot wordt bepaald door de mate van damping in het riviersysteem [Struiksma et al. 1985].

Een point bar is het ondiepe gedeelte in de binnenbocht als gevolg van de axiaal-symmetrische dwarshelling en de opslinging van het dwarsprofiel door het niet-uniforme verloop van de kromming op de rivieras.

De vorm van de point bar wordt bepaald door twee parameters, namelijk L_p en L_D , respectievelijk de golflengte en de dempingslengte van de point bar. De grootte van beide karakteristieke lengten kan worden afgeleid uit de volgende twee vergelijkingen die zijn bepaald uit een enigszins vereenvoudigd resultaat van de lineaire analyse van [Struiksma et al. 1985]:

$$2\pi \frac{\lambda_w}{L_p} = \frac{1}{2} \sqrt{(n+1)IP^{-1} - IP^{-2} - \left(\frac{n-3}{2} \right)^2} \quad (B6)$$

$$\frac{\lambda_w}{L_D} = \frac{1}{2} \left(IP^{-1} - \frac{n-3}{2} \right) \quad (B7)$$

waarin:

L_p = golflengte van de point bar (m)

L_D = dempingslengte van de point bar (m) (damping voor positieve waarden)

n = graad van niet-lineariteit van het transport met de watersnelheid berekend met

$$n = \frac{3}{1 - 0,025 \cdot \mu \theta^{-1}} \quad (\text{uit de sediment transportformule van Meyer-Peter-Müller})$$

λ_w = aanpassingslengte waterbeweging (m)

$$\text{gedefinieerd via } \lambda_w = \frac{C^2 h_0}{2g} \quad (B8)$$

C = Chézy coëfficiënt voor hydraulische ruwheid ($\text{m}^{1/2}/\text{s}$)

g = versnelling van de zwaartekracht (m/s^2)

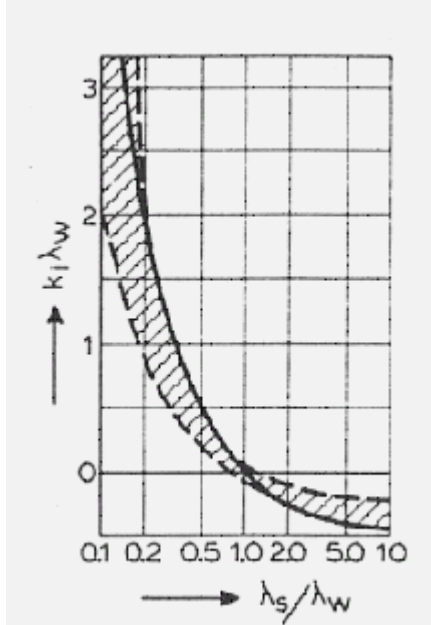
λ_s = aanpassingslengte bodemverstoring (m), gedefinieerd via

$$\lambda_s = \frac{1}{\pi^2} \left(\frac{B}{h_0} \right)^2 f(\theta_0) h_0 \approx \left(\frac{B}{h_0} \right)^2 \left(\frac{D}{h_0} \right)^{0.3} f(\theta_0) h_0 \quad (B9)$$

IP = interactieparameter (-), gedefinieerd via:

$$IP = \frac{\lambda_s}{\lambda_w} \approx 2 \frac{g}{C^2} \left(\frac{B}{h_0} \right)^2 \left(\frac{D}{h_0} \right)^{0.3} \sqrt{\theta_0} \quad (\text{B10})$$

De demping van opslinging van het dwarsprofiel als gevolg van de niet-uniforme kromming is afhankelijk van de interactieparameter (zie figuur B4).



Figuur B4: Dempingscoëfficiënt uitgezet tegen de interactieparameter [Struiksma et al., 1985]

Op de x-as is de interactieparameter uitgezet en op de y-as de dempingscoëfficiënt.

$$k_i = 1/L_D$$

$$\text{Dempingscoëfficiënt} = k_i \lambda_w = \frac{\lambda_w}{L_D} \quad (\text{B11})$$

De getrokken lijn is het resultaat van vergelijking B6 en B7 van het vereenvoudigde model en het gearceerde gebied zijn de oplossingen van het volledige model.

De interactieparameter neemt toe bij een lagere afvoer, doordat de breedte-diepte verhouding van de rivier toeneemt. De breedte is de breedte van het morfologisch actieve deel van de rivier. Wanneer de interactieparameter toeneemt, daalt de dempingscoëfficiënt (zie figuur B4). Dit betekent dat de demping van het doorschot afneemt.

Het is dus mogelijk dat de afname van het axiaal-symmetrische dwarsverhang (door de lagere afvoer) gedeeltelijk wordt gecompenseerd door de opslinging van het dwarsprofiel als gevolg van de niet-uniforme kromming [Sloff et al., 2002].

De interactieparameter daalt sterk bij toenemende afvoer op de IJssel en geeft een zeer lage waarde in het voor de morfologie interessante bereik van de afvoer rond 300 m³/s en hoger. De sterke daling van de interactieparameter wordt vooral beïnvloed door de daling van de breedte-diepte verhouding met de stijging van de afvoer. In deze situatie met een lage interactieparameter en geringe breedte-diepte verhouding zal sprake zijn van een sterk gedempt systeem. De IJssel is bij hoge afvoeren een sterk gedempt systeem.

De hogere waarden voor de interactieparameter bij lage afvoeren zijn niet relevant, omdat hierbij de verschijnselen een te grote tijdschaal hebben. Voordat eventuele verschijnselen zich kunnen ontwikkelen is de afvoer weer gestegen [Sloff et al., 2002].

B2.3 Crossing

In het geval dat twee tegengesteld gerichte bochten elkaar opvolgen is er sprake van een crossing. Op een crossing heb je te maken met het effect van beide bochten. De diepe buitenbocht van de eerste bocht ligt eerst aan bijvoorbeeld de linkeroever en in de volgende bocht ligt de diepe buitenbocht dan aan de rechteroever. Dit wordt veroorzaakt door de spiraalstroming in de beide bochten. Het probleem is het ondiepe centrale gedeelte op de overgang van de bochten. Dit ondiepe centrale gedeelte moet gepasseerd worden door de scheepvaart om in de volgende diepe buitenbocht te kunnen varen, dit levert soms diepte problemen op [De Vriend, 1999].

Bijlage 3: Vereenvoudigde diepte gemiddelde bewegingsvergelijkingen

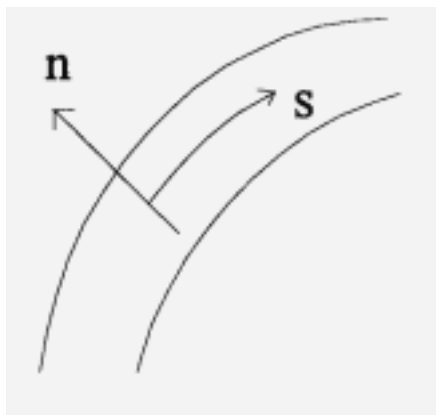
De dieptegemiddelde bewegingsvergelijkingen zijn:

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial s} + v \frac{\partial u}{\partial n} + \frac{uv}{r} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial s} + F_s \quad \text{B12}$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial s} + v \frac{\partial v}{\partial n} - \frac{u^2}{r} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial n} + F_n \quad \text{B13}$$

Het bijbehorende assenstelsel is in figuur B5 gegeven.

u	= stroomsnelheid in de s-richting	(m/s)
v	= stroomsnelheid in de n-richting	(m/s)
t	= tijd	(s)
r	= kromtestraal	(m)
p	= hydrostatische druk	(N/m ²)
ρ	= dichtheid van water	(kg/m ³)
F _s	= schuifkracht in s-richting	(N)
F _n	= schuifkracht in n-richting	(N)



Figuur B5: Assenstelsel

De volgende vereenvoudigingen worden gemaakt:

Stationaire stroming: $\frac{\partial}{\partial t} = 0$

Geheel ontwikkelde stroming: $\frac{\partial}{\partial s} = 0$ en $\bar{v} = 0$

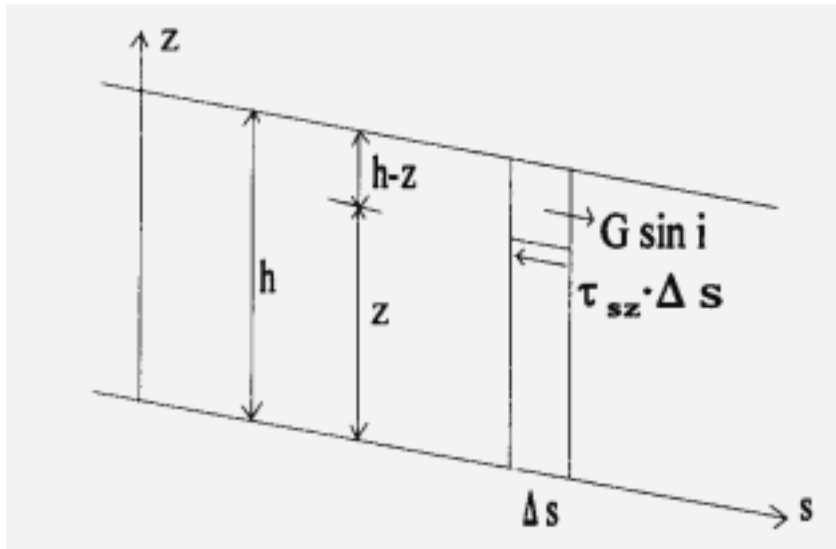
$\bar{v}$ = diepte gemiddelde stroomsnelheid in dwarsrichting (m/s)

Schuifkrachten:

In langsrichting volgt uit het krachtenevenwicht (zie figuur B6):

$$\tau_{sz} = \rho g i (h - z) \quad \text{B14}$$

τ_{sz}	= schuifspanning in langsrichting als functie van z	(N/m ²)
ρ	= dichtheid van water	(kg/m ³)
g	= gravitatieversnelling	(m/s ²)
i	= langsverhang van de waterspiegel	(-)
h	= waterdiepte	(m)
z	= coördinaat in verticale richting, positief naar boven	(m)



Figuur B6: Krachten in langsrichting

Hierbij is $\sin i \approx i$ en $G = \rho g (h - z) \Delta s$

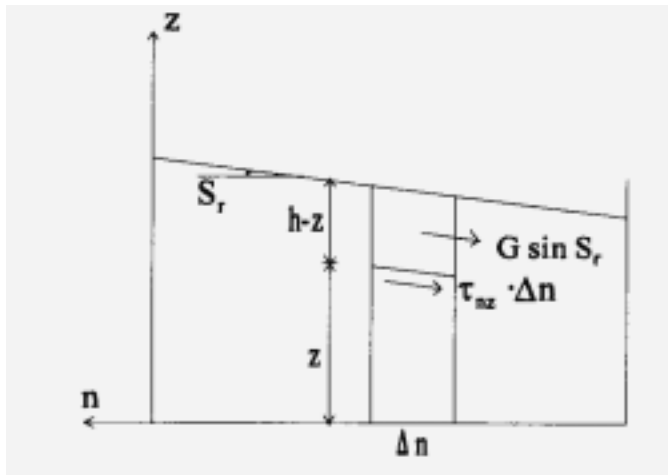
G = schuifkracht over Δs per eenheid breedte (N/m)
 Δs = traject gedeelte in langsrichting (m)

De bodemschuifspanning is dan ($z=0$): $\tau_{bs} = \rho g i h$

Dus:
$$\tau_{sz} = \tau_{bs} \left(1 - \frac{z}{h} \right) \quad \text{B15}$$

De schuifkracht F_s in vergelijking B12 is dan:
$$F_s = \frac{1}{\rho} \frac{\partial \tau_{sz}}{\partial z} = \frac{-\tau_{bs}}{\rho h} \quad \text{B16}$$

In dwarsrichting volgt uit het krachtenevenwicht (zie figuur B7):



Figuur B7: Krachten in dwarsrichting

$$\tau_{nz} = -\rho g S_r (h - z) \quad \text{B17}$$

τ_{nz} = schuifspanning in dwarsrichting als functie van z (N/m²)
 ρ = dichtheid van water (kg/m³)
 g = gravitatieversnelling (m/s²)
 S_r = dwarsverhang van de waterspiegel (-)
 h = waterdiepte (m)
 z = coördinaat in verticale richting, positief naar boven (m)

De bodemschuifspanning is dan:

$$\tau_{bn} = -\rho g S_r h$$

De schuifkracht F_n in vergelijking B13 is dan: $F_n = \frac{1}{\rho} \frac{\partial \tau_{nz}}{\partial z} = \frac{-\tau_{bn}}{\rho h}$ B18

Dit invullen in de vergelijkingen B12 en B13 geeft:

$$0 = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial s} - \frac{\tau_{bs}}{\rho h} \quad \text{B19}$$

$$-\frac{u^2}{r} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial n} - \frac{\tau_{bn}}{\rho h} \quad \text{B20}$$

Verder geldt:

$$\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial s} = g \frac{\partial z_w}{\partial s} \quad \text{en} \quad i = -\frac{\partial z_w}{\partial s}$$

$$\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial n} = g \frac{\partial z_w}{\partial n} \quad \text{en} \quad S_r = \frac{\partial z_w}{\partial n}$$

waarin z_w het niveau van de waterspiegel is. Vergelijking B19 en B20 worden:

$$\rho g i h = \tau_{bs} \quad \text{B21}$$

$$\rho g S_r h = -\tau_{bn} + \rho U^2 \frac{h}{r} \quad \text{B22}$$

ρ	= dichtheid van het water	(kg/m ³)
g	= gravitatieversnelling	(m/s ²)
i	= langsverhang van de waterspiegel	(-)
h	= waterdiepte	(m)
S_r	= dwarsverhang van de waterspiegel	(-)
τ_{bs}	= bodemschuifspanning in de langsrichting (= s-richting)	(N/m ²)
τ_{bn}	= bodemschuifspanning in de dwarsrichting (= n-richting)	(N/m ²)
U	= dieptegemiddelde stroomsnelheid in de langsrichting	(m/s)
r	= kromtestraal van de bocht	(m)

[Van Bendegom, 1947].

Bijlage 4: Afleiding vergelijking voor het dwarsverhang

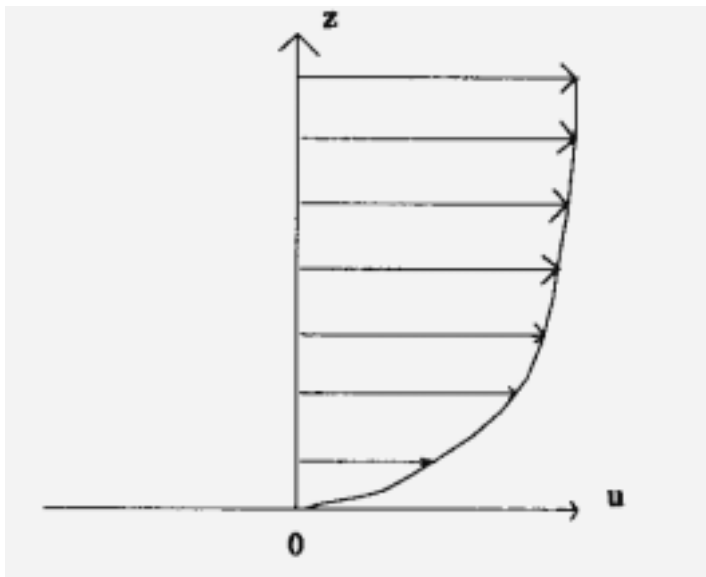
De snelheidsprofielen die worden aangenomen zijn (zie figuur B8 en B9):

In langsrichting:
$$u(z) = \frac{m+1}{m} \left(\frac{z}{h} \right)^{\frac{1}{m}} U \quad \text{B23}$$

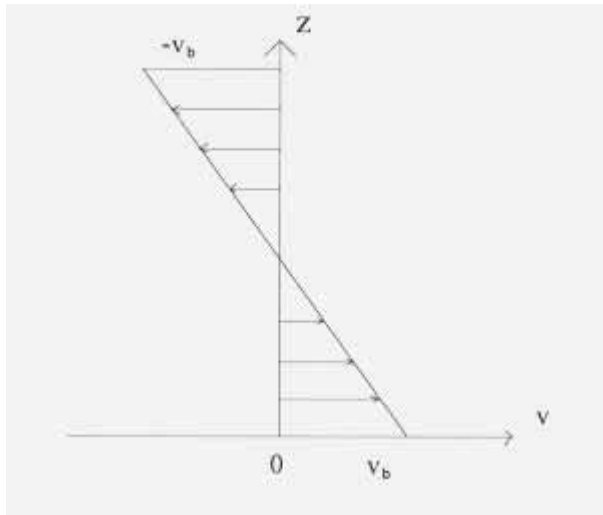
en in dwarsrichting:
$$v(z) = 2v_b \left(\frac{1}{2} - \frac{z}{h} \right) \quad \text{B24}$$

met
$$m = \kappa \sqrt{\frac{8}{f}}$$

$u(z)$	= stroomsnelheid in langsrichting als functie van z	(m/s)
$v(z)$	= stroomsnelheid in dwarsrichting als functie van z	(m/s)
z	= coördinaat in verticale richting, positief naar boven	(m)
m	= ruwheidsfactor	(-)
κ	= von Karman constante (0,4)	(-)
f	= ruwheidsfactor van Darcy-Weisbach	(-)
h	= waterdiepte	(m)
U	= dieptegemiddelde stroomsnelheid in de langsrichting	(m/s)
v_b	= dwarssnelheid bij de bodem	(m/s)



Figuur B8: Snelheidsprofiel in langsrichting



Figuur B9: Snelheidsprofiel in dwarsrichting

Vergelijking B20 in bijlage 3 aan het wateroppervlak (de subscript 's' staat voor surface) is:

$$\frac{-u_s^2}{r} \rho = -g \rho S_r + \left[\frac{\partial \tau_{nz}}{\partial z} \right]_s \quad \text{B25}$$

r	= kromtestraal van de bocht	(m)
ρ	= dichtheid van het water	(kg/m ³)
g	= gravitatieversnelling	(m/s ²)
S_r	= dwarsverhang van de waterspiegel	(-)
τ_{nz}	= schuifspanning in dwarsrichting als functie van z	(N/m ²)

Vergelijking B22 hierin substitueren geeft:

$$\rho (u_s^2 - U^2) \frac{h}{r} + \tau_{bn} + \left[\frac{\partial \tau_{nz}}{\partial z} \right]_s h = 0 \quad \text{B26}$$

τ_{bn} = bodemschuifspanning in dwarsrichting (N/m²)

$$\tau_{sz} = \tau_{bs} \left(1 - \frac{z}{h} \right) = \rho \varepsilon \frac{\partial u}{\partial z} \quad \text{met} \quad \frac{\partial u}{\partial z} = \frac{m+1}{m^2} \frac{U}{h} \left(\frac{z}{h} \right)^{\frac{1}{m}-1} \text{ geeft:}$$

$$\varepsilon = \tau_{sz} \frac{1}{\rho} \frac{m^2}{m+1} \frac{h}{U} \left(\frac{z}{h} \right)^{1-\frac{1}{m}} \quad \text{B27}$$

τ_{sz}	= schuifspanning in langsrichting als functie van z	(N/m ²)
τ_{bs}	= bodemschuifspanning in langsrichting	(N/m ²)
ε	= eddy viscositeit	(m/s ²)

$$\tau_{nz} = \rho \varepsilon \frac{\partial v}{\partial z} \quad \text{met} \quad \frac{\partial v}{\partial z} = \frac{-2v_b}{h} \quad \text{en met voor } \varepsilon \text{ vergelijking B27 geeft:}$$

$$\tau_{nz} = \frac{-2v_b \tau_{sz}}{U} \frac{m^2}{m+1} \left(\frac{z}{h} \right)^{1-\frac{1}{m}}$$

Hierin vergelijking B15 substitueren geeft:

$$\tau_{nz} = \frac{-2v_b \tau_{bs}}{U} \frac{m^2}{m+1} \left[\left(\frac{z}{h} \right)^{1-\frac{1}{m}} - \left(\frac{z}{h} \right)^{2-\frac{1}{m}} \right] \quad \text{B28}$$

$$\frac{\partial \tau_{nz}}{\partial z} = \frac{-2\tau_{bs} v_b}{hU} \frac{m}{m+1} \left[(m+1) \left(\frac{z}{h} \right)^{-\frac{1}{m}} - (2m-1) \left(\frac{z}{h} \right)^{1-\frac{1}{m}} \right] \quad \text{B29}$$

aan het wateroppervlak geldt: $\frac{\partial \tau_{nz}}{\partial z} \Big|_s = \frac{2m^2}{m+1} \frac{\tau_{bs}}{h} \frac{v_b}{U}$ B30

$$\begin{aligned} \tau_{bs} &= \rho u_*^2 \\ \tau_{bs} &= \rho g i h \quad \Rightarrow u_*^2 = \frac{g U^2}{C^2} \Rightarrow \tau_{bs} = \rho g \frac{U^2}{C^2} \\ U &= C \sqrt{h i} \end{aligned} \quad \text{B31}$$

$$f = \frac{8g}{C^2} \quad \text{en} \quad m = \kappa \sqrt{\frac{8}{f}} \quad \Rightarrow m^2 = \kappa^2 \frac{C^2}{g} \quad \text{B32}$$

u_* = schuifspanningssnelheid (m/s)
 C = Chezy waarde (m^{1/2}/s)

Vergelijking B31 en B32 substitueren in vergelijking B30 geeft:

$$\frac{\partial \tau_{nz}}{\partial z} \Big|_s = \frac{2\rho \kappa^2 U}{(m+1)h} v_b \quad \text{B33}$$

Aangenomen wordt, dat bij de bodem in langs- en dwarsrichting het snelheidsprofiel dezelfde vorm heeft. Dit betekent dat $\frac{v_b}{u_b} = \frac{\tau_{bn}}{\tau_{bs}}$

$$\text{Gedefinieerd wordt: } k = \frac{U}{u_b}, \text{ zodat } v_b = \frac{\tau_{bn}}{\tau_{bs}} \frac{U}{k} \quad \text{B34}$$

u_b = langssnelheid bij de bodem (m/s)
 k = verhouding U/u_b (-)

Vergelijking B26 wordt nu herschreven met behulp van de vergelijkingen B33 en B34 en met

$$u_s = \frac{m+1}{m} U \quad \text{en} \quad \tau_{bs} = \rho \kappa^2 \frac{U^2}{m^2} \quad (\text{volgen respectievelijk uit vergelijking B23 en vergelijkingen B31 en B32})$$

$$\tau_{bn} = \rho U^2 \frac{h}{r} - \rho u_s^2 \frac{h}{r} - \left(\frac{\partial \tau_{nz}}{\partial z} \right) h \quad \Rightarrow \quad \text{B35}$$

$$\tau_{bn} = -\rho U^2 \frac{h}{r} \frac{k}{m^2} \left[\frac{(2m+1)(m+1)}{k(m+1) + 2m^2} \right] \quad \text{B36}$$

Deze vergelijkingen gesubstitueerd in vergelijking B33:

$$\rho g S_r h = \rho U^2 \frac{h}{r} (\alpha + 1) \quad \text{met } \alpha = \frac{k}{m^2} \left[\frac{(2m+1)(m+1)}{k(m+1) + 2m^2} \right] \quad \text{B37}$$

De vergelijking $\tau_{bs} = \rho \kappa^2 \frac{U^2}{m^2}$ samen met vergelijking B32 geeft: $U^2 = gih \frac{m^2}{\kappa^2}$ B38
en deze in de volgende vergelijking voor krachtenevenwicht van zandkorrels op een helling:

$$\frac{d(h)}{dn} = - \frac{1}{B_t \sqrt{\theta \rho \Delta g D}} \frac{\tau_{bn}}{\sqrt{\tau_{bs}}} \quad \text{B39}$$

$$\text{geeft: } \frac{d(h)}{dn} = - \frac{m}{\rho \kappa U B_t \sqrt{\theta \Delta g D}} \tau_{bn} \quad \text{B40}$$

$\frac{dh}{dn}$ is het dwarsverhang van de bodem

$$\text{met } m = \kappa \sqrt{\frac{8}{f}}$$

κ	= von Karman constante (0,4)	(-)
f	= ruwheidsfactor van Darcy-Weisbach	(-)
ρ	= dichtheid van water	(kg/m ³)
U	= dieptegemiddelde stroomsnelheid in de langsrichting	(m/s)
B_t	= ijkingsparameter voor het zwaartekrachtseffect in dwarsrichting	(-)
θ	= Shields parameter	(-)
Δ	= relatieve dichtheid van het sediment ($\frac{(\rho_s - \rho)}{\rho}$)	(-)
ρ_s	= dichtheid van het sediment	(kg/m ³)
g	= gravitatieversnelling	(m/s ²)
D	= korreldiameter	(m)
τ_{bn}	= bodemschuifspanning in de dwarsrichting (= n-richting)	(N/m ²)

[Odgaard en Wang, 1991]

B5 Maatregelen voor oplossing van scheepvaartknelpunten

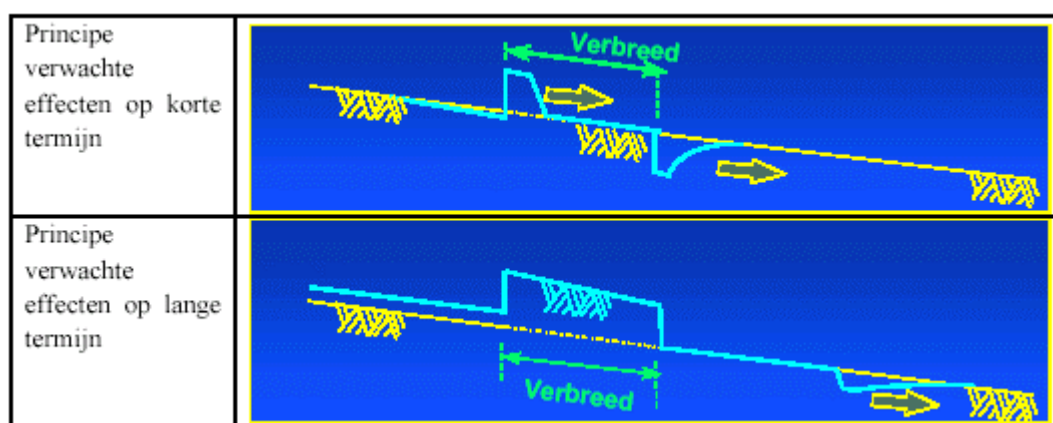
Maatregelen om de scheepvaartknelpunten te verminderen of op te lossen worden in deze bijlage aangegeven. De verwachte morfologische effecten (op korte en lange termijn) worden per maatregel kort aangegeven.

B5.1 Rivierverbreding

Rivierverbreding wordt toegepast waar breedte knelpunten bestaan. Een nadeel voor de scheepvaart is dat er na de verbreding een diepte knelpunt kan ontstaan.

Rivierverbreding kan worden gerealiseerd door de kribben te verkorten en wanneer dit niet meer mogelijk is, de oevers van de rivier te verschuiven.

In figuur B10 staat aangegeven welke morfologische veranderingen kunnen optreden na uitvoering van verbreding op een beperkt traject.



Figuur B10 : Verwachte morfologische effecten rivierverbreding

Initieel zal op het verbrede traject vanaf bovenstrooms sedimentatie optreden en zal benedenstrooms van de verbreding erosie optreden. Deze effecten groeien geleidelijk in stroomafwaartse richting (aangegeven met de pijlen). Juist bovenstrooms treedt een geringe erosie op. Op lange termijn treedt een nieuw evenwicht op met een hoger gelegen bodem op het verbrede traject en stroomopwaarts. De bodemhelling is iets groter op het verbrede deel en bepaald de mate van sedimentatie bovenstrooms. De invloed van de initieel ontstane benedenstroomse erosie verplaatst zich geleidelijk stroomafwaarts en neemt daarbij in omvang af [Sloff, 2002].

B5.2 Riviersmalling

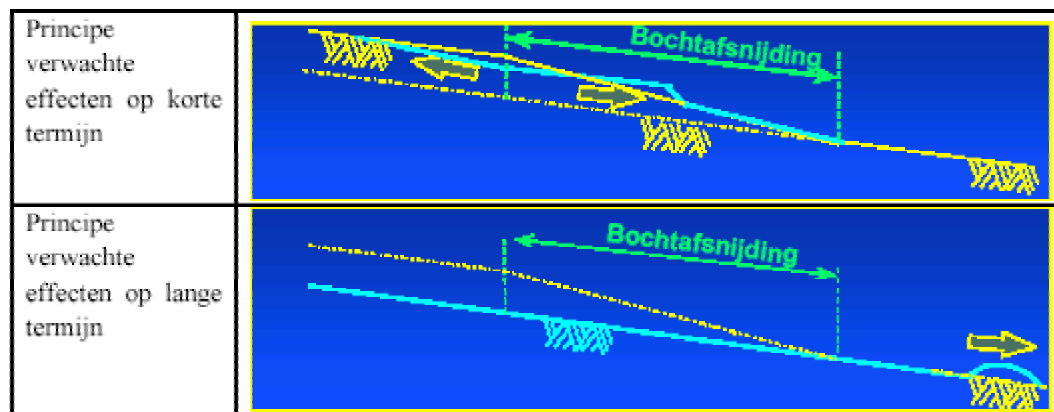
Riviersmalling in de vorm van normalisatie is vroeger veelvuldig toegepast op de IJssel. Door het vastleggen van de hoofdgeul door middel van kribben en oevers ontstaat er een grotere waterdiepte voor de scheepvaart.

Riviersmalling wordt toegepast daar waar genoeg vaarbaanbreedte aanwezig is, maar een te kleine waterdiepte (vaardiepte). Een versmalling wordt toegepast bij een diepte knelpunt. Deze versmalling kan gerealiseerd worden door het verlengen van de kribben. De riviersmalling heeft een tegengesteld morfologisch effect van de rivierverbreding [De Vriend, 1999].

B5.3 Grootschalige bochtafsnijding

Grootschalige bochtafsnijdingen hebben vroeger plaats gevonden op de Boven-IJssel. In 1954 is de bochtafsnijding bij Doesburg gerealiseerd en in 1970 is de bochtafsnijding bij Rheden uitgevoerd

[Visser et al., 1999]. Deze twee bochten waren grote scheepvaartknelpunten. Deze bochtafsnijdingen hadden een grote bijdrage in de Rijnkanalisatie (zie bijlage 6). In beide gevallen werd de bocht over ongeveer 5 kilometer afgesneden en is de vroegere hoofdgeul afgesloten. Het knelpunt is hiermee opgelost. Grootschalige bochtafsnijdingen zullen in de toekomst niet snel meer worden uitgevoerd, omdat dit grote morfologische effecten (terugschrijdende erosie) met zich mee brengt en omdat dit uit maatschappelijk oogpunt niet meer aanvaardbaar is door de aantasting van de LNC-waarden. In figuur B11 staat aangegeven welke morfologische veranderingen kunnen optreden na uitvoering van een grootschalige bochtafsnijding.



Figuur B11: Verwachte morfologische effecten van een bochtafsnijding

Initieel zal op het traject met de bochtafsnijding plaatselijk sprake zijn van een groter bodemverhang (de rivier is daar immers iets verkort). Door stuweffecten treedt juist bovenstrooms van de bochtafsnijding een terugschrijdende erosie op (aangegeven met een pijl) en gelijktijdig een voortschrijdende aanzanding op het traject van de bochtafsnijding zelf. De stroomafwaarts migrerende aanzanding zal gedurende een beperkte periode ook op enige afstand benedenstrooms merkbaar zijn, deze is in deze figuur overdreven getekend. Op lange termijn zal op het afgesneden traject de oorspronkelijke bodemhelling hersteld zijn en zal bovenstrooms een algehele bodemdaling overblijven.

Opgemerkt moet worden dat het effect van de bochtafsnijding op het bovenstroomse traject (bodemdaling) tegengesteld is aan het effect van de maatregel verbreding (sedimentatie) [Sloff, 2002].

B5.4 Bochtstraalverruiming

Een bochtstraalverruiming is een kleinschalige bochtafsnijding. De bochtafsnijding blijft beperkt door de oevers slechts over een geringe afstand te verschuiven waarbij de grootschalige morfologische effecten en de aantasting van het winterbed zo gering mogelijk blijven.

De morfologische effecten zijn van hetzelfde soort als die van de bochtafsnijding, maar geringer van omvang.

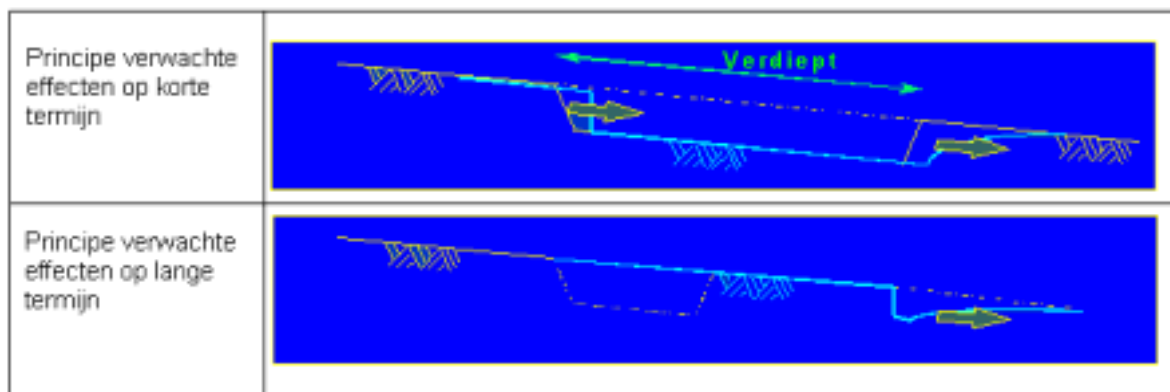
Bij een grootschalige bochtafsnijding verdwijnt de bocht uit de rivier, maar bij een bochtstraalverruiming niet. Door de grotere bochtstraal neemt de spiraalstroming af en daarmee ook het dwarsverhang van de bodem. De ondiepe binnenbocht wordt dieper en de diepe buitenbocht wordt ondieper, wat gunstig is voor de scheepvaart [Sloff, 2002].

B5.5 Lokaal baggeren

Lokaal baggeren betekent dat er op bepaalde plaatsen in een riviertraject een bodemduin of zandbank (diepte knelpunt) wordt weggebaggerd of dat er een binnenbocht wordt uitgebaggerd (breedte knelpunt).

B5.6 Traject baggeren

Deze maatregel wordt toegepast bij diepte knelpunten. Over een bepaald traject wordt de bodemligging naar beneden gehaald door middel van baggeren. In figuur B12 staat aangegeven welke morfologische veranderingen kunnen optreden na uitvoering van een baggerwerk op een bepaald traject.



Figuur B12: Verwachte morfologische effecten van traject baggeren

Doordat de diepte toeneemt, nemen de stroomsnelheden in langsrichting af en vindt er sedimentatie plaats op het gebaggerde traject. Bovenstrooms en benedenstrooms van het gebaggerde traject erodeert de bodem. De erosie benedenstrooms is groter en treedt sneller op door de sprong in de bodemligging.

Op lange termijn zal er bovenstrooms van het traject geen bodemdaling optreden en zal de rest van de rivier deze bodemligging volgen met een constante bodemhelling. Benedenstrooms bevindt zich nog de erosiekuil.

Wanneer er herhaaldelijk onderhoudsbaggerwerk wordt uitgevoerd treedt er terugschrijdende erosie op, omdat er een grotere waterdiepte en een kleiner bodemverhang optreden op het verdiepte traject.

B5.7 Zandvang

De zandvang berust op hetzelfde principe als de vorige maatregel, met het verschil dat naast een verdieping vaak ook een verbreding wordt toegepast. Het morfologisch effect treedt sneller op dan bij de maatregel 'traject baggeren'. Een zandvang wordt aangelegd om lokale en benedenstroomse knelpunten op te lossen.

De zandvang moet na een bepaalde periode weer leeg gebaggerd worden om de knelpunten lokaal en benedenstrooms op te blijven lossen.

Dit geldt ook voor de maatregelen 'lokaal baggeren' en 'traject baggeren'. Deze drie maatregelen zijn geschikt voor de oplossing van de knelpunten voor een korte periode. Het 'lokaal baggeren' kan binnen een jaar weer vereist zijn, 'traject baggeren' en de 'zandvang' vereisen na een jaar tot een aantal jaar weer onderhoudsbaggerwerk.

B5.8 Vaste laag in de buitenbocht

Bij een vaste laag wordt de buitenbocht opgehoogd met zand uit de binnenbocht en vervolgens vastgelegd met een laag stortsteen. Hierdoor wordt het doorstroomoppervlak in de buitenbocht verkleind en ontstaat er een ruwere buitenbocht. De stroomsnelheden in de binnenbocht worden als gevolg hiervan groter. De binnenbocht schuurt hierdoor uit (zie figuur B13). Bovendien kan geen zand meer van de buiten- naar de binnenbocht worden verplaatst door de spiraalstroming, omdat de buitenbocht is afgedekt met een stroomvaste laag van stortsteen. Dit alles heeft een positief effect op de beschikbare vaarbaanafmetingen [Siers, 1997].



Figuur B13: Vaste laag in de buitenbocht [K. Nuyten]

B5.9 Bodemkribben

Bodemkribben worden in de diepe buitenbocht aangelegd. Net als een vaste laag verkleinen ze het doorstroomoppervlak in de buitenbocht en verhogen ze de ruwheid, waardoor de binnenbocht uitschuurt (zie figuur B14). Bovendien kan er, door de bodemkribben niet helemaal loodrecht op de stroomrichting te plaatsen, plaatselijk een stromingspatroon worden opgewekt dat sediment van de ondiepe binnenbocht naar de diepe buitenbocht transporteert, hetgeen tegengesteld is aan de sedimentverplaatsing ten gevolge van de spiraalstroming. Dit heeft een positief effect op de beschikbare vaarbaanafmetingen [Siers, 1997].



Figuur B14: Bodemkribben [K. Nuyten]

B5.10 Bodemschermen

Bodemschermen zijn korte, verticale schermen die in de buitenste helft van een rivierbocht in het stroombed worden geplaatst (zie figuur B15). De schermen maken een kleine hoek (5 à 20 graden) met de stroming en hebben een hoogte van 0,1 tot 0,5 maal de waterdiepte. Bodemschermen in een rivierbocht richten de bodemstroming naar de buitenbocht, waardoor de spiraalstroming die in een bocht van nature aanwezig is wordt tegengewerkt of opgeheven. Hierdoor vermindert de erosie van de oever van de buitenbocht en schuurt de bodem in de buitenbocht minder uit. Het dwarsprofiel van de rivierbocht verandert: minder diep in de buitenbocht en dieper in de binnenbocht. Dit heeft een positief effect wat betreft de beschikbare vaarbaanafmetingen [Siers, 1997].



Figuur B15: Bodemschermen [K. Nuyten]

B5.11 Dichten van erosiekuilen bij kribkoppen d.m.v. stortsteen

Door het dichtn van de erosiekuilen bij de kribkoppen wordt het effect van de kribvlammen benedenstrooms verminderd. Deze erosiekuilen worden gedicht met zand en vervolgens een laag stortsteen. Hierdoor kan er geen of minder erosie optreden bij de kribkoppen. Wanneer er geen of minder erosie plaats vindt, sedimenteert er niets of minder op de plaats van de kribvlammen. Deze kribvlammen zullen worden afgevlakt.

B5.12 Verkeersregeling

Voor een bepaald riviertraject waar een groot knelpunt bestaat voor de scheepvaart kan men denken aan een verkeersregeling. Deze verkeersregeling regelt dat op dit traject het verkeer van een kant komt. Er moet eerst wel onderzocht worden of eenstrooksverkeer op een bepaald traject acceptabel is voor de scheepvaart. Wanneer de economische voordelen van tweestrooksverkeer niet opwegen tegen de kosten die gemaakt moeten worden om aan tweestrooksverkeer te voldoen, dan kan men deze maatregel toepassen. Bij baggerwerkzaamheden wordt deze maatregel noodgedwongen toegepast doordat een gedeelte van de vaarbaanbreedte niet beschikbaar is op een bepaald traject.

B5.13 Aanpassing van het stuwbeleid

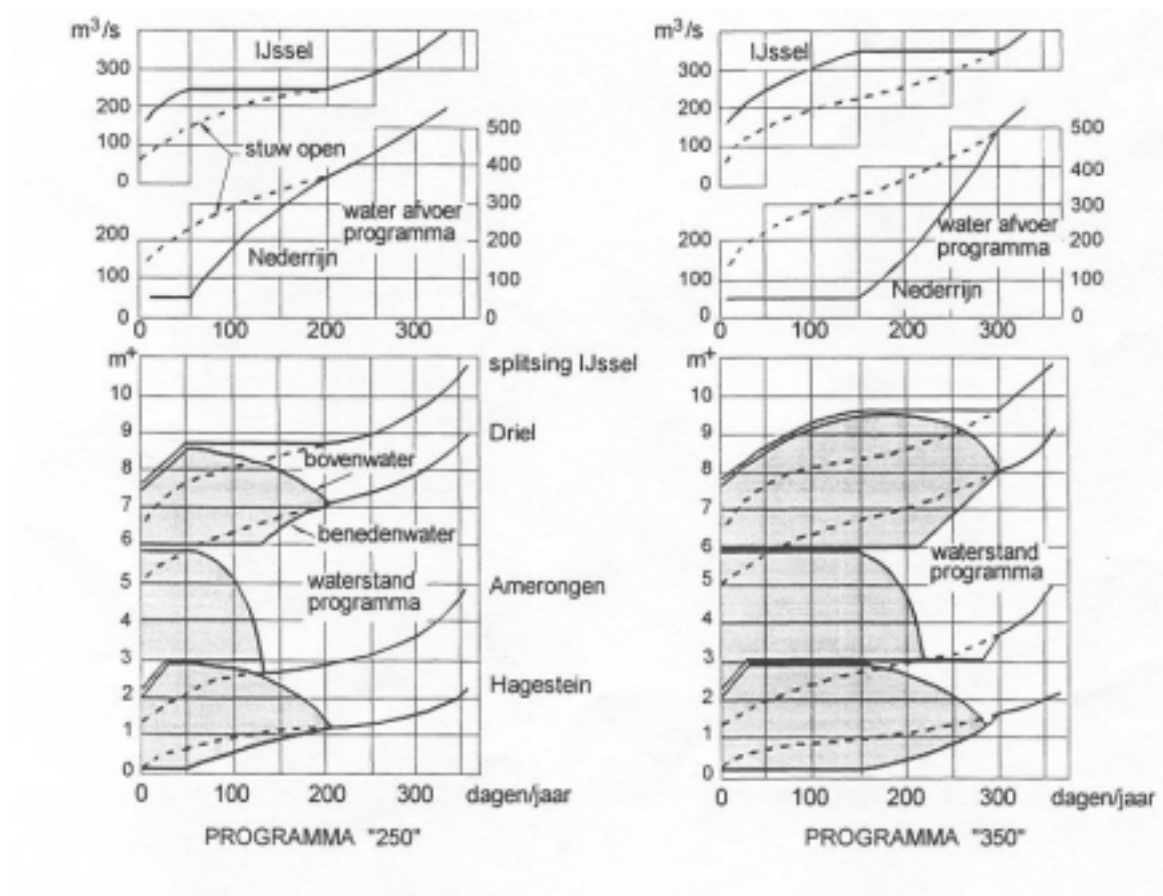
Het stuwbeleid van de stuw bij Driel kan aangepast worden om de IJsselafvoer toe te laten nemen bij lage afvoeren bij Lobith. Een toename van de IJsselafvoer heeft een positief effect op de bevaarbaarheid van de IJssel.

Bijlage 6: Rijnkanalisatie in Nederland

De Rijnkanalisatie in Nederland is geen puur voorbeeld van waterstandregulering omdat mede een afvoerregulering is beoogd. Door de bouw van de stuw bij Driel is beoogd de afvoerdeling van de IJssel en de Nederrijn bij de IJsselkop te beïnvloeden. Daardoor kan meer water naar het IJsselmeer worden geleid. Met de stuwen bij Amerongen en Hagestein is wel een zuivere waterstandsregulering voor de scheepvaart beoogd. Door bij lage bovenafvoeren in verhouding tot vroeger meer water door de IJssel te sturen, is ook op deze tak een verbetering voor de scheepvaart bereikt. Door de afvoer van de IJssel op minimaal 250 m³/s te brengen kan door de Rijnkanalisatie de waterdiepte van IJssel en Nederrijn op minimaal 2,5 meter worden gebracht [De Vriend, 1999].

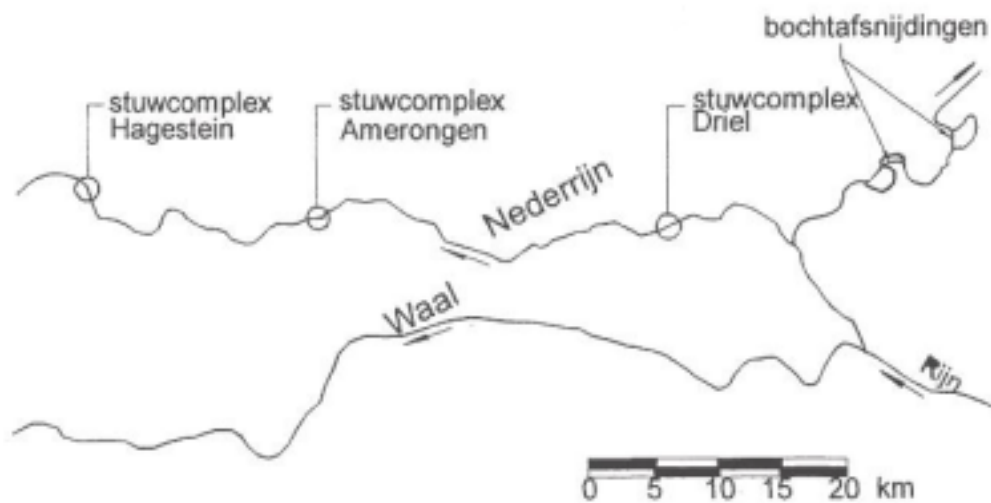
Het stuwprogramma (figuur B16) heeft de volgende kenmerken:

1. Globaal 50 m³/s wordt voor de Nederrijn als minimum gehandhaafd voor de waterbehoefte langs deze tak en om vervuiling tegen te gaan.
2. Wanneer de IJsselaflow tussen de 250 m³/s en 350 m³/s ligt, blijft de afvoer van de Nederrijn 50 m³/s. Dit is nodig om de verzilting van Noord-Nederland tegen te gaan.
3. Bij globaal een IJsselaflow van 350 m³/s ontstaan er langs de IJssel problemen (zoals inundatie van uiterwaarden en gestremde lozingen). De afvoer langs de Nederrijn wordt vergroot door de stuw bij Driel meer te openen.
4. De programma's van de stuwen bij Amerongen en Hagestein volgen uit dat van de stuw bij Driel, op grond van de eisen voor de scheepvaart en de landbouw.



Figuur B16: Stuwprogramma's Rijn kanalisatie [De Vriend, 1999]

Het stuweffect van de stuw bij Driel was merkbaar op de Pannerdensch Kop, hierdoor werd ook de afvoer van de Waal groter. Om dit te voorkomen zijn er twee bochten in de Boven-IJssel afgesneden.



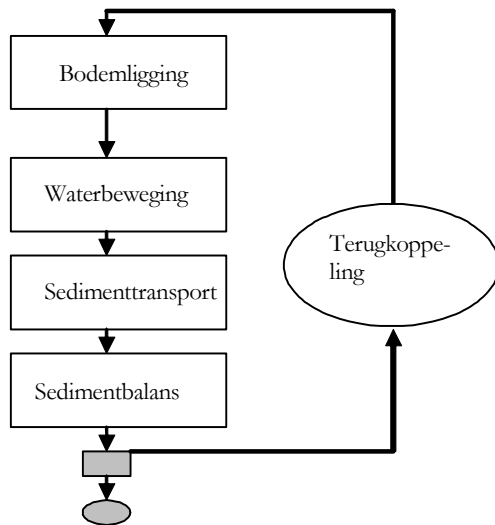
Figuur B17: Situatie Rijnkanalisatie werken

Tijdens de gestuwde situatie is er een hoge waterstand aanwezig op de Pannerdensch Kop. Dit heeft als gevolg dat het sediment transport op het Pannerdensch Kanaal laag is. Op de IJsselkop heeft de IJssel een klein sedimenttransport, terwijl het debiet een grotere sediment transporterende capaciteit heeft. Hierdoor ontstaat er erosie op het bovenstroomse gedeelte van de IJssel.

In ongestuwde situatie kan er sedimentatie optreden op het bovenstroomse gedeelte van de IJssel. De aanvoer van sediment naar de IJssel wordt dan hervat [De Vriend, 1999].

Bijlage 7: Modellerings riviermorphologie

De scheepvaartfunctie van de IJssel wordt onderzocht met behulp van het 1-dimensionaal Sobek Rijntakkenmodel. Het 1-dimensionale Sobek pakket is ontwikkeld en wordt onderhouden door WL|Delft Hydraulics. Het morfodynamische model lost de 1-dimensionale dwarsdoorsnede geïntegreerde ondiep water vergelijkingen op, hierbinnen worden de hoofdgeul, de stroomvoerende uiterwaard en stroombergende oppervlak van elkaar onderscheiden. De morfologische veranderingen worden bepaald door middel van een vergelijking voor het sedimenttransport en een vergelijking voor de sedimentbalans. Dit betekent dat er directe hydraulische en vertraagde morfologische effecten aanwezig zijn (zie figuur B18).



Figuur B18: Dynamische benadering van de riviermorphologie [De Vriend, 2000]

Het Sobek model is gebaseerd op een wiskundige beschrijving van de fysische processen door middel van drie fysische behoudsformules en de formule voor het sedimenttransport. De drie behoudsformules zijn:

- Behoud van watermassa
- Behoud van impuls van het water
- Behoud van sedimentmassa

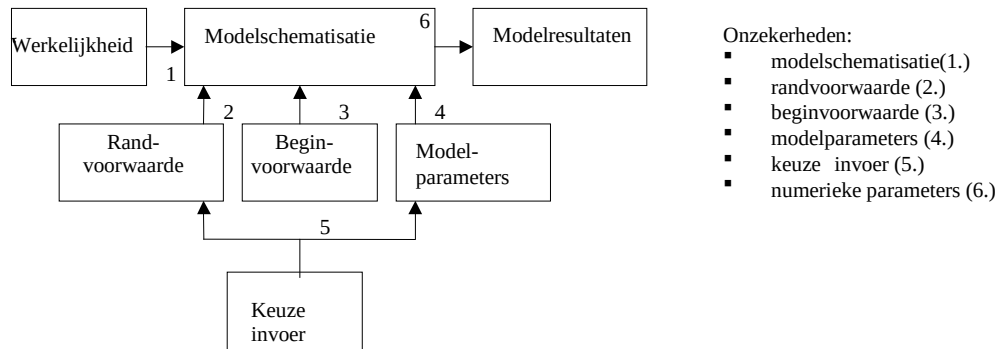
De sedimenttransportformule is meestal een empirische formule of er wordt gebruik gemaakt van een concentratiemodel om de transportformule te bepalen [De Vriend, 2001].

Onzekerheden

Er moeten vele beslissingen genomen worden, voordat een model gereed is om de morfologie te voorspellen. Iedere beslissing kan leiden tot onzekerheden in de voorspelling. De volgende onzekerheden kunnen onderscheiden worden:

- Onzekerheden in de modelschematisatie
- Onzekerheden in de randvoorwaarden
- Onzekerheden in de beginvoorwaarden
- Onzekerheden in de modelparameters
- Onzekerheden in de keuze van de invoer
- Onzekerheden in de numerieke parameters

(zie figuur B19) [Van Vuren et al., 2001]



Figuur B19: Onzekerheden binnen de voorspelling van de morfologie [Van Vuren, 2001]

De onzekerheden uit figuur B19 worden geclassificeerd in:

- Inherente onzekerheden
- Epistemologische onzekerheden

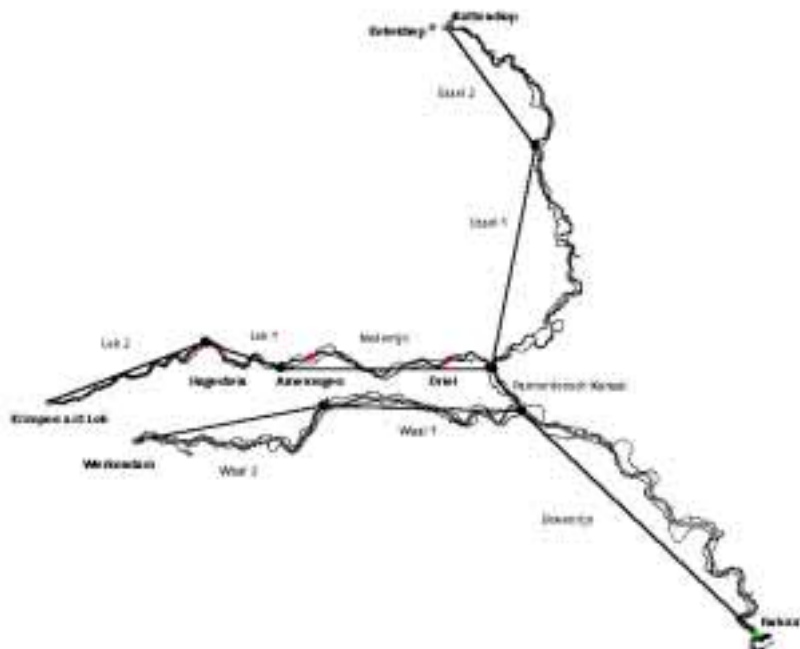
Inherente onzekerheden worden veroorzaakt door onvoorspelbare variaties van de natuur, bijvoorbeeld de afvoer en de hydraulische bodemruwheid. Deze onzekerheid kan niet verkleind worden door extra onderzoek. Epistemologische onzekerheden ontstaan door het ontbreken van kennis over de fysische processen, ontbreken van data of het zijn statistische onzekerheden. Epistemologische onzekerheden kunnen gereduceerd worden door het doen van aanvullend onderzoek [Van Vuren, 2001].

Bijlage 8: Sobek Rijntakkenmodel

B8.1 Morfologische Sobek Rijntakkenmodel

B8.1.1 Modelschematisatie

Het Sobek Rijntakkenmodel is een 1-dimensionaal model. Een 1-dimensionaal model bevat 2-dimensionale informatie in de vorm van dwarsdoorsneden. Veranderingen in bodemligging en waterstand worden als functie van de locatie op de rivier opgeslagen. In dit 1-dimensionaal model worden de Rijntakken geschematiseerd als een netwerk van takken en knooppunten. Dit model bestaat uit 11 takken en 12 knooppunten (zie figuur B20).



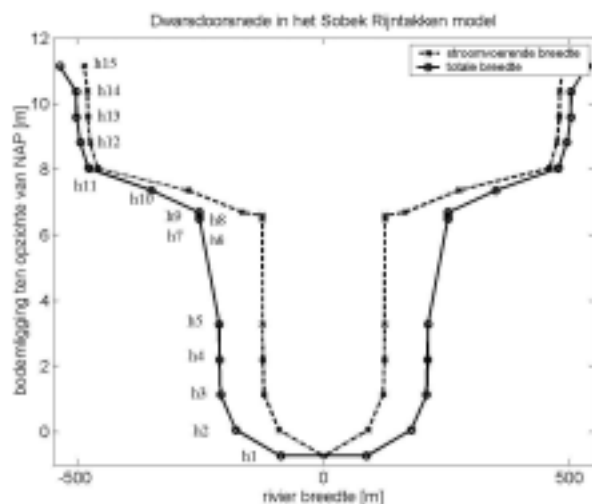
Figuur B20: Schematisatie van de Rijntakken [Jesse en Kroekenstoel, 2001]

Om het riviergedrag goed te kunnen nabootsen moet de riviergeometrie in het model geplaatst worden. Dit wordt gedaan door dwarsdoorsneden te definiëren op de rekenpunten. De plaatsstap is 500 meter. De ruimtelijke geometrie van de rivier wordt voor Sobek weergegeven in dwarsprofielen. In Sobek is een dwarsprofiel de kleinste eenheid waarin de geometrie van de rivier beschreven wordt. De plaatsstap bepaalt over welke lengte (gemeten langs de rivieras) beschikbare geometrische informatie geïntegreerd wordt tot één Sobek-profiel. Om de ruimtelijke geometrie van de rivier te vertalen naar representatieve dwarsprofielen wordt gebruik gemaakt van de volgende gegevens:

- digitale rivierkaart
- lodinggegevens van het zomerbed en de oeversectie
- rivieras
- rivierkilometrering
- normaallijn (verbindingslijn tussen de kribkoppen)
- oeverlijn (verbindingslijn over wortels van de kribben)
- begrenzing zomerbed, winterbed en oeversectie
- TOP10 hoogtebestand

De digitale rivierkaart geeft onder andere informatie over de breuklijn, kades, de plassen en andere hoge punten in het winterbed. De geometrie van het zomerbed en de oeversectie wordt bepaald uit lodinggegevens. Op punten waar geen informatie beschikbaar is, is gebruik gemaakt van het TOP10 hoogtebestand, een landsdekkend bestand van de meetkundige dienst van Rijkswaterstaat.

De dwarsprofielen worden opgegeven in tabelvorm met als kolommen een hoogte ten opzichte van een referentieniveau; een totale breedte en een stroomvoerende breedte. Een Sobek-profiel moet een representatieve dwarsdoorsnede van de rivier zijn. Per profielregel moeten zowel de hoogte als de breedtes steeds oplopend zijn. In Sobek kan onderscheid gemaakt worden tussen onderdelen van de dwarsdoorsnede met elk een eigen formulering van de hydraulische ruwheid. Er wordt in het profiel onderscheid gemaakt tussen het zomerbed, de oeversectie en het winterbed. Sobek is een 1-dimensionaal model, daarom wordt uitgegaan van een symmetrisch profiel. De geometrische informatie van het linker en rechter gedeelte van het dwarsprofiel worden gecombineerd. Alle beschikbare hoogte-informatie wordt samengevat tot vijf profielregels voor het zomerbed, drie profielregels voor de oeversectie en zeven profielregels voor het winterbed. De dwarsprofielen worden in figuur B21 weergegeven. De drie secties en de grens tussen stroomvoering en stroomberging worden hieronder toegelicht [Van der Veen, 2001].



Figuur B21: Schematisatie weergave Sobek profiel

Zomerbed

Het uit de lodinggegevens bepaalde grid, waarin een dekkend beeld wordt gegeven van de bodemligging ten opzichte van NAP voor elke 10 bij 10 meter, is gebruikt voor de representatieve schematisatie van het zomerbed en de oeversectie.

Elk Sobek-vak bestrijkt een aantal gridcellen van het grid. Uit het gridbestand zijn per Sobek-vak onder andere de volgende gegevens bepaald:

- maximum hoogte zomerbed
- gemiddelde kribhoogte
- 5% overschrijdingswaarde van het hoogste niveau in het zomerbed
- 95% overschrijdingswaarde van het laagste niveau in het zomerbed

Het laagste niveau en het hoogste niveau van het zomerbed worden gegeven door punt 1 en 5. De hoogteligging van de andere punten wordt bepaald door lineaire interpolatie.

Het laagste niveau van het zomerbed, h1 wordt gelijkgesteld aan de 95% overschrijdingswaarde van het zomerbed. Het hoogste niveau van het zomerbed, h5 ligt tussen de gemiddelde kribhoogte en de 5% overschrijdingswaarde van het zomerbed. De breedteligging van de tussenliggende hoogtepunten (h2, h3 en h4) worden op basis van volumebehoud tijdens de profielberekening bepaald [Van der Veen, 2001].

Oeversectie

De oeversectie wordt beschreven met 3 profielregels. Op basis van de lodinggegevens zijn de kribben vergrid met een buffer. Dit is gebruikt om de gewogen gemiddelde kribhoogte te bepalen. De kribhoogte, h7 wordt beschreven met dit gemiddelde. Kribhoogte h6 en h8 worden bepaald door 0,1 meter respectievelijk bij de gemiddelde hoogte af te trekken en op te tellen [Van der Veen, 2001].

Winterbed

Voor een 1-dimensionaal model geldt dat het verval in het zomerbed gelijk moet zijn aan het verval in het winterbed. Afhankelijk van de afvoer verschillen de verhangen in het zomer- en winterbed van elkaar. Wanneer de afvoer kleiner is dan de zomerbed vullende afvoer is alleen het zomerbed van belang. Bij het instromen van het winterbed zullen de waterstandsverhangen in het zomer- en winterbed gaan divergeren vanwege lokale overlaten en kades. Bij verder toenemende afvoer zullen de verhangen weer gaan convergeren. Dit is niet het geval bij hydraulische knelpunten en grote plassen in het winterbed.

Om de vakgrenzen van het winterbed aan te geven worden iso-waterstandslijnen gebruikt die bepaald zijn uit met WAQUA berekende waterstanden bij een constante MHW-afvoer.

Per Sobek-vak zijn op basis van de uiteindelijke database hoogtestatistieken in het winterbed bepaald:

- maximale hoogte
- 1% overschrijdingshoogte
- 5% overschrijdingswaarde
- 99% overschrijdingswaarde
- minimale hoogte

Voor de beschrijving van het winterbed in de dwarsprofielen worden 7 regels gebruikt. De eerste 2 regels zijn gebruikt om het winterbed voor de kades te beschrijven, de overige regels beschrijven het winterbed achter de kades. Er wordt weer hetzelfde principe gebruikt voor het bepalen van de regels als bij het bepalen van de regels van het zomerbed [Van der Veen, 2001].

Grens tussen stroomvoering en berging

In de uiterwaarden wordt onderscheid gemaakt tussen stroomvoerend en stroombergende delen. Stroomvoerende delen van het winterbed dragen bij aan de resulterende waterstanden. Als er grote ruimtelijke variatie bestaat in het meestromen van het winterbed dragen alleen die delen met de hoogste stroomsnelheden mee aan de resulterende waterstanden. Om deze grens te bepalen is er bij het Sobek Rijntakkenmodel gebruik gemaakt van WAQUA-berekeningen. Op basis van stroomsnelheden en waterdiepte in de uiterwaard wordt de grens tussen stroomvoerende en stroombergende delen van het winterbed bepaald [Van der Veen, 2001].

Plaatsstap

Voor een goede voorspelling van morfologische veranderingen ten gevolge van een maatregel in de rivier zijn minstens zes rekenpunten per maatregel nodig. Een uiterwaardverandering heeft de kleinste ruimtelijke schaal. Een gemiddelde uiterwaard heeft een lengte van ongeveer 3 km, daarom wordt er voor een morfologische berekening een stapgrootte van 500 meter gebruikt [Van der Veen, 2001]. Een nevengeul kan ook de kleinste ruimtelijke schaal hebben, wanneer deze door een uiterwaard loopt.

Tijdstap

Morfologische berekeningen hebben een grotere tijdschaal dan de hydraulische berekeningen. Een hoogwatergolf heeft een tijdschaal van een aantal dagen en een morfologische verandering heeft een tijdschaal van een aantal jaren tot een eeuw. De tijdstap van de morfologische berekening kan groter zijn dan de tijdstap van de hydraulische berekening. Maar in het Sobek Rijntakken model is de tijdstap van de hydraulische berekening gebruikt, omdat er meerdere hydraulische controllers in het model zijn opgenomen (stuwen in de Nederrijn en Lek). Deze controllers hebben een kleinere tijdstap nodig om numerieke instabiliteiten te voorkomen. De tijdstap in het model is daarom op 12 uur gezet [Van der Veen, 2001].

Quasi-stationair rekenen

Voor hydraulische berekeningen kan worden uitgegaan van een stationaire of dynamische waterbeweging. Ten behoeve van de hoogwatervoorspelling wordt in hydraulische modellen een dynamische waterbeweging verondersteld. Een hoogwatergolf wordt hierbij daadwerkelijk als een voortplantende afvlakkende golf gesimuleerd. Op de morfologie heeft deze afvlakking echter vrijwel geen effect. De berekeningen zijn echter wel complexer wat leidt tot een langere rekenduur en een grotere kans op numerieke instabiliteit. Vandaar dat er in het algemeen voor morfologische berekening

een zogenaamde quasi-stationaire waterbeweging verondersteld wordt. Dat wil zeggen dat gedurende de morfologische tijdstap de waterbeweging niet verandert in de tijd.

[Jesse en Kroekenstoel, 2001]

Rand- en beginvoorwaarden

Het model heeft één bovenstroomse rand in de schematisatie en vier benedenstroomse randen bij Werkendam, Krimpen aan de Lek, het Keteldiep en het Kattendiep.

De bovenstroomse rand is geplaatst bij Ruhrort in Duitsland (81 km stroomopwaarts van Lobith).

Hoeveel en welke rand- en beginvoorwaarden geplaatst moeten worden, wordt bepaald aan de hand van de karakteristiekenmethode. Een karakteristiek geeft weer hoe de informatie door een 1-dimensionaal systeem loopt. Dit kan weergegeven worden als een lijn in een x,t-vlak, hierbij is de lokale richtingscoëfficiënt (dx/dt) de snelheid waarmee de storing zich daar en dan voortplant. Het Sobek model bevat een drietal karakteristieken, te weten twee voor de waterbeweging en één voor een bodemverstoring.

$$c_{w+} = u + \sqrt{gh} \quad (B41)$$

$$c_{w-} = u - \sqrt{gh} \quad (B42)$$

$$c_b = \frac{1}{1 - \varepsilon_p} \frac{Bs}{h} \quad (B43)$$

met c_{w+} en c_{w-} zijn respectievelijk de positieve en negatieve snelheid van de karakteristiek voor de waterbeweging, c_b is de snelheid van de morfologische karakteristiek, u de stroomsnelheid, g de gravitatieversnelling, ε_p het porositeitgehalte, B de breedte en s het sedimenttransport per strekkende meter breedte.

De eerste karakteristiek heeft een beginvoorwaarde en een bovenstroomse hydraulische randvoorwaarde nodig. De tweede karakteristiek vereist een beginvoorwaarde en een benedenstroomse hydraulische randvoorwaarde. De derde heeft een beginvoorwaarde en een bovenstroomse morfologische randvoorwaarde nodig [Battjes, 2000].

Op de bovenstroomse rand is een gemiddelde dagafvoerhydrograaf opgelegd, hiervoor is de historische reeks van 1959 tot en met 1974 6¼ keer herhaald, deze waarden worden uit de DONAR-database van Rijkswaterstaat gehaald. Als bovenstroomse morfologische randvoorwaarde is er een constante bodemligging opgelegd. De bodemligging op dit punt ligt al geruime tijd op ongeveer hetzelfde niveau.

Op de benedenstroomse randvoorwaarden wordt er alleen gebruik gemaakt van hydraulische randvoorwaarden. Deze zijn gebaseerd op 12-uur gemiddelde waterstanden gemeten bij Werkendam, Krimpen aan de Lek, het Keteldiep en het Kattendiep bij een bepaalde afvoer. Deze waterstanden zijn uit de DONAR-database van Rijkswaterstaat gehaald. Er wordt dus gebruik gemaakt van Q-hrelaties bij de benedenstroomse randvoorwaarden. Bij een bepaalde waterstand in de rivier, die gemakkelijk gemeten kan worden, kan het debiet goed geschat worden op een vaste plaats.

Binnen de user-interface van Sobek moet er een extra benedenstroomse morfologische randvoorwaarde opgelegd worden. Deze is niet van belang voor de berekening.

De hydraulische beginvoorwaarden worden gegeven in de vorm van een waterdiepte en een debiet. De morfologische beginvoorwaarde wordt in Sobek weergegeven in de vorm van de sedimentgrootte in het gehele model [Van der Veen, 2001].

B8.1.2 Calibratie van het hydraulische Sobek Rijntakken model

Het doel van de hydraulische calibratie kan beschreven worden, als het binnen de beperkingen van een 1-dimensionaal model bereiken van een goede beschrijving van de waterbeweging in de rivier in termen van:

- Waterstanden
- Afvoeren
- Afvoerdeling tussen zomerbed, oeversectie en winterbed

Ten einde het calibratiedoel te realiseren worden de ruwheden van zomerbed en oeversectie en winterbed stelselmatig gevarieerd totdat het calibratiedoel bereikt is. Om te voorkomen dat blindelings verschillende ruwheden worden ingevoerd, is een trapsgewijze calibratie uitgevoerd waarbij eerst de ruwheid van het winterbed en de oeversectie is bepaald en vervolgens de ruwheid van het zomerbed [Van der Veen, 2001].

Calibratie ruwheden in het winterbed

Voor de calibratie van de winterbedruwheden zijn met WAQUA hydraulische berekeningen met een constante afvoer van 16.000 m³/s bij Lobith uitgevoerd. De resultaten van deze berekening (hoogwaterstanden en afvoerdelingen tussen zomerbed, oeversectie en winterbed) zijn als basis gebruikt voor de calibratie van de ruwheden in het winterbed en de oeversectie in het Sobek Rijntakken model.

Tijdens de calibratie wordt een verschil van minder dan 0,10 meter tussen de in Sobek berekende en de in WAQUA berekende waterstanden nagestreefd. Bovendien worden de verschillen in afvoerdeling over de secties (zomerbed, oeversectie en winterbed) tussen WAQUA en Sobek geminimaliseerd.

De ruwheid van het winterbed wordt uitgedrukt in een k-Nikuradse waarde. De gecalibreerde winterbedruwheden zijn niet meer te relateren aan individuele ecotopen en de ecotoopverdeling over de uiterwaarden. De ruwheden zijn op die wijze bepaald dat ze met WAQUA berekende waterstanden en afvoerdeling binnen de calibratie de doelstellingen kunnen reproduceren. Ecotopen zijn nog deels terug te vinden in het verschil tussen stroomvoerende en stroombergende delen van de uiterwaard.

Bosrijke delen van de uiterwaard hebben een vertragende werking op de stroomsnelheid. Deze delen worden als bergend aangegeven. Het 2-dimensionale karakter van de uiterwaardinrichting gaat in het 1-dimensionale Sobek model geheel verloren. De gekalibreerde winterbedruwheid is uiteindelijk de som van de ruwheid veroorzaakt door de ecotopen en de ruwheid geïntroduceerd door de vereenvoudiging in een 1-dimensionaal model. Het is niet mogelijk om deze som uit te splitsen in ruwheid veroorzaakt door ecotopen en ruwheid veroorzaakt door modelvereenvoudigingen [Van der Veen, 2001].

Calibratie ruwheden in de oeversectie

Voor de oeversectie is de ruwheid beschreven met een vaste k-Nikuradsewaarde die per riviertak is vastgesteld [Van der Veen, 2001].

Calibratie ruwheden in het zomerbed

De zomerbedruwheid is gekalibreerd met behulp van gemeten waterstanden tijdens het hoogwater van januari 1995. De calibratie van de zomerbedruwheid heeft een iteratief karakter. Tijdens deze iteratie is de som van het absolute verschil tussen de gemeten waterstanden en de met het Sobek berekende waterstanden geminimaliseerd.

Voor het zomerbed wordt tijdens de calibratie voor een aantal ruwheidtrajecten de relatie bepaald tussen lokale afvoer en de Chezy-waarde. Hieronder wordt de zomerbedruwheid per ruwheidtraject beschreven.

De zomerbedruwheid is uitgedrukt met een Chezy-waarde. De ruwheid kan analytisch worden beschreven met de methode Vanoni-Wang:

$$C = \sqrt{\frac{1}{\frac{1}{C_k^2} + \frac{1}{C_{dv\&w}^2}}} \quad (B44)$$

Met C_k is de Chezy-waarde voor de korrelruwheid en $C_{dv\&w}$ de Chezy-waarde voor de beddingvormen.

De methode van Vanoni-Wang maakt onderscheid tussen de Chezy-waarde voor de korrelruwheid en de Chezy-waarde voor de beddingvormen.

De Chezy-waarde voor de korrelruwheid wordt bepaald met:

$$C_k = 18 \log \frac{12h}{3.5d_{90}} \quad (B45)$$

Met d_{90} is de 90%-onderschrijdingsdiameter van de korrelgrootte en h de waterdiepte.

De Chezy-waarde voor de beddingvormen wordt bepaald met:

$$C_{dv\&w} = (8g)(3.3 \log(\frac{Lh}{H_d^2}) - 2.3) \quad (B46)$$

Met g is de gravitatieversnelling, L de duinlengte, h de waterdiepte en H_d de duinhoogte.

De duinlengte en de duinhoogte zijn afhankelijk van de rivierafvoer. De rivierafvoer bepaalt het sedimenttransport. Dit sedimenttransport speelt bij het optreden van beddingvormen een belangrijke rol. Beddingvormen ontstaan als het transport groot genoeg is. Er ontstaan dan ribbels die zich kunnen ontwikkelen tot duinen. Deze beddingvormen groeien op den duur niet verder, maar stabiliseren zich. De drie stuurvariabelen, de d_{90} , de L en de H_d zijn gevarieerd binnen fysisch voorstelbare grenzen totdat de calibratiedoelstelling is gehaald. De calibratie resulteert per riviertraject en per afvoer in een combinatie d_{90} , L en H_d waarbij de som van het absolute verschil tussen de gemeten waterstanden en de met Sobek berekende waterstanden minimaal zijn. De onderstaande tabel geeft een overzicht van de gemiddelde, de minimale en de maximale ruwheid per riviertraject. [Van der Veen, 2001]

Riviertak	C_{gem}	C_{min}	C_{max}
Bovenrijn	51.31	48.78	53.29
Waal	46.62	40.25	54.25
Pannerdens Kanaal	47.83	45.25	50.36
Nederrijn\Lek	45.71	34.80	60.93
IJssel	38.66	35.22	48.67

Tabel B2: Overzicht van de gemiddelde, de minimale en de maximale hydraulische ruwheid per riviertak

B8.1.3 Calibratie van het morfologische Sobek Rijntakken model

Doel van de morfologische calibratie is het verkrijgen van een model dat zo goed mogelijk de bodemontwikkeling kan simuleren over de periode 1987-1997. Voor deze periode is gekozen, omdat van deze periode vrij gedetailleerde bodemligginggegevens beschikbaar zijn en in Nederland vrijwel alleen nog sediment wordt onttrokken op het benedenstroomse deel van de Waal.

Voor het afregelen van een 1-dimensionaal morfologisch model zijn verschillende variabelen beschikbaar. Bij het aanpassen van een variabele wordt er naar gestreefd om de variatie zoveel mogelijk te beperken tot uit de literatuur bekende waarden. Dit beperkt niet alleen de variatiemogelijkheden maar ook het aantal calibratievariabelen zelf. Zo is het bijvoorbeeld niet reëel om een andere waarde voor de zwaartekracht of sedimentdichtheid te hanteren.

Variabelen waarvan op basis van eerder onderzoek [Wolters et al., 1999 en Sloff, 1998] bekend is dat deze een onzekerheid hebben en welke tevens een groot effect hebben op de uitkomst van morfologische berekeningen zijn:

- Korreldiameter van het bodemmateriaal
- Transportformule
- Calibratiefactor van de transportformule
- Sedimentverdeling op de splitsingspunten

[Jesse en Kroekenstoel, 2001]

Korreldiameter van het bodemmateriaal

Het Sobek Rijntakken model is een uniform model. In het model wordt het sediment op een bepaalde locatie met één enkele korreldiameter beschreven.

De korrelgrootte in het Rijntakken model zijn gebaseerd op een aantal meetcampagnes. Deze campagnes zijn uitgevoerd in de jaren 1976, 1984, 1995 en 2000. Per kilometterraai zijn metingen uitgevoerd en zijn onder andere de d_{10} , d_{50} en d_{90} van respectievelijk de rechteroever, linkeroever en de as van de rivier bepaald. De gegevens vertonen een grote spreiding van de korrelgrootte in de tijd en in de ruimte. Abrupte overgangen kunnen leiden tot instabiliteiten in het Sobek model.

De ontwikkelaars van het model [Jesse en Kroekenstoel, 2001] hebben gekozen voor het modelleren van een geleidelijke overgang van korrelgrootte in langsrichting van de rivier. Voor elk Sobek-vak is een 5 kilometer trajectgemiddelde korrelgrootte bepaald.

Transportformule en calibratiefactor van de transportformule

In het Sobek model is een ‘user defined’ transportformule gebruikt. Deze formule lijkt op de Meyer-Peter-Muller transportformule, de ‘user defined’ transportformule heeft alleen een lagere Shields-parameter van 0,025 in plaats van 0,047. De Meyer-Peter-Muller is een formule voor uitsluitend het bodemtransport. De Shields-parameter is een drempelwaarde van het begin van transport, in de ‘user defined’ transportformule treedt eerder transport op door het verlagen van de drempelwaarde. Met deze formule wordt dan gemiddeld ook meer sedimenttransport berekend. Deze aanpassing is echter noodzakelijk, omdat het sediment van vooral de bovenstroomse delen van de Rijntakken weinig uniform van karakter is. In dergelijke niet-uniforme systemen komt bij lage afvoeren als eerste het fijne materiaal in beweging. Daar in het uniforme Sobek model alleen de d_{50} van het mengsel bepalend is voor het sedimenttransport, wordt er geen rekening gehouden met de aanwezigheid van fijn materiaal, waardoor een onderschatting gemaakt wordt van het sedimenttransport bij lage afvoeren. Door het verlagen van de kritieke Shields-waarde kan dit effect min of meer worden gecompenseerd.

$$\text{‘User defined’ transportformule } \Phi = A \frac{8}{1-\varepsilon} (\mu \theta_s - 0,025)^{1,5} \quad (\text{B47})$$

$$\text{met transportparameter } \Phi = \frac{s}{\sqrt{g \Delta D^3}} \quad (\text{B48})$$

$$\text{de Shields-parameter } \theta_s = \frac{\tau_b}{\rho g \Delta D} \quad (\text{B49})$$

A is de calibratiefactor, μ is de rimpelfactor, s is het bulksediment transport per meter breedte, Δ is de relatieve dichtheid van het sediment ($\Delta = \frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w}$), ρ_w is de dichtheid van water en ρ_s is de dichtheid

van het sediment en τ_b is de bodemschuifspanning.

$\tau_b = h i \rho_w g$ met h is de waterdiepte, i is het verhang en g is de gravitatieversnelling.

Om de totale transporthoeveelheid af te regelen wordt in Sobek de transportparameter nog vermenigvuldigd met een calibratiefactor A. Dit is een van de belangrijkste parameters waarmee een morfologisch model kan worden afgeregeld. De transporthoeveelheid bepaald de tijdschaal waarop morfologische processen spelen. Een te groot transport leidt ertoe dat de morfologische processen te snel verlopen (en omgekeerd). Door het verlagen van de kritieke Shields-waarde is deze tijdschaal verkleind. Het sediment komt immers al bij lagere afvoeren in beweging, wat een groter jaarlijks sedimenttransport tot gevolg heeft. De verwachting is dan ook dat mogelijk de calibratiefactor A moet

worden verlaagd om een goede voorspelling van de bodemliggingen en sedimenttransporten te krijgen [Jesse en Kroekenstoel, 2001].

Sedimentverdeling op de splitsingspunten

Er zijn drie splitsingspunten in het model, te weten de Pannerdensche Kop, de IJsselkop en het splitsingspunt Keteldiep en Kattendiep. De sedimentverdeling op deze splitsingspunten wordt geschematiseerd door middel van een lineaire functie.

$$\frac{S_1}{S_2} = a \frac{Q_1}{Q_2} + b \quad (\text{B50})$$

waarin S het sedimenttransport over de gehele breedte is, Q is het debiet en a en b bepaalde coëfficiënten zijn. De volgende coëfficiënten worden binnen het model gebruikt:

	a	b
Pannerdensche Kop	3	0
IJsselkop	1,5	0
Splitsingspunt Keteldiep en Kattendiep	0,2	0

Tabel B3: coëfficiënten op splitsingspunten [Jesse en Kroekenstoel, 2001]

De sedimentverdelingsfunctie kan beschreven worden met de volgende formule:

$$\frac{S_{1k}}{S_{2k}} = \frac{B_1}{B_2} \left(\frac{Q_1 B_2}{Q_2 B_1} \right)^k \quad (\text{B51})$$

waarbij S_1 het sedimenttransport in tak 1 is en S_2 het sedimenttransport in tak 2, Q_1 is het debiet in tak 1 en Q_2 is het debiet in tak 2, B_1 is de breedte van tak 1 en B_2 is de breedte van tak 2 en k is een parameter afhankelijk van de gebruikte sedimenttransport formule.

Wanneer een sedimenttransport formule wordt gebruikt in de vorm van $s = m u^n$ waarbij s het sedimenttransport per meter breedte is, u de stroomsnelheid en m en n zijn parameters afhankelijk van de keuze van de sedimenttransportformule. Het evenwicht in de sedimentverdeling over de twee takken kan berekend worden met:

$$\frac{S_{1n}}{S_{2n}} \therefore \left(\frac{Q_1}{Q_2} \right)^{\frac{n}{3}} \quad (\text{B52})$$

waarbij S_1 het sedimenttransport in tak 1 is en S_2 het sedimenttransport in tak 2, Q_1 is het debiet in tak 1 en Q_2 het debiet in tak 2 en n is een parameter afhankelijk van de gebruikte sedimenttransportformule.

Om een stabiele situatie te verkrijgen, zodat er geen tak dichtslibt, moet het volgende gelden: $k \geq \frac{n}{3}$.

In dit model wordt een ‘user defined’ sedimenttransport formule gebruikt gebaseerd op de Meyer-Peter-Muller (MPM) sedimenttransport formule. In de MPM-formule geldt $n=3$, daarom moet k gelijk of groter zijn dan 1.

De formule in het model gebruikt $k=1$, daarom is het model stabiel wat dit onderwerp betreft [Wang et al., 1995].

B8.1.4 Validatie van het morfologische Sobek Rijntakken model

De validatie van het gekalibreerde model is uitgevoerd door het verschil tussen de berekende en gemeten bodemligging te vergelijken met de bekende baggervolumes uit die periode.

De validatie is uitgevoerd over de periode 1971-1997. Voor deze periode is gekozen, omdat van deze periode zowel gegevens over de bodemligging als gegevens over de gebaggerde hoeveelheden per rivierkilometer beschikbaar waren [Ten Brinke, 2000]. Deze periode overlapt deels de calibratieperiode.

Gekozen is om 3 perioden van 5 jaar door te rekenen en één periode van 26 jaar (de gehele periode waarover de validatie is uitgevoerd):

Periode 1: 1971-1976

Periode 2: 1976-1981

Periode 3: 1981-1986

Periode 4: 1971-1997

Uitgangspunt van de validatie is dat het verschil tussen de berekende en gemeten bodemligging qua volume in dezelfde orde van grootte is als de bekende baggervolumes. De verwachting is dat de berekeningen voor de Waal het meest betrouwbaar zijn omdat hier, zoals in de Nederrijn en Lek, geen stuwen aanwezig zijn of, zoals in de IJssel, in het verleden geen bochtafsnijdingen zijn uitgevoerd.

Op basis van de uitgevoerde berekeningen kan geconcludeerd worden dat het Sobek Rijntakken model voor de Waal en de IJssel goede prestaties levert. Voor de Lek presteert het model redelijk goed. Echter voor het traject Lobith-Pannerdensche Kop, voor het Pannerdensch Kanaal en voor de benedenstroomse delen van Nederrijn en IJssel levert het gekalibreerde model relatief slechte prestaties [Jesse en Kroekenstoel, 2001].

B8.2 Onzekerheden in de modelschematisatie

Een van de grootste bronnen van onzekerheid in de modelschematisatie is de verdeling van debiet en sediment op de splitsingspunten. In Sobek wordt deze afvoerverdeling op de splitsingspunten bepaald door de randvoorwaarden. Deze afvoerverdeling bepaalt vervolgens de sedimentverdeling.

Het Sobek technische rapport zegt over de sedimentverdeling: "Ten eerste wordt de sedimentverdeling over de twee takken normaal gesproken niet bepaald door de afvoerverdeling, maar door het lokale 2-dimensionale of 3-dimensionale stromingspatroon. Dit betekent dat de echte sedimenttransport verdeling niet berekend kan worden door een 1-dimensionaal model.

Ten tweede leiden de vaak gebruikte sedimentverdelingsfuncties meestal tot een instabiel model. Dit kan als gevolg hebben dat een tak dicht sedimenteert. Dit is een natuurlijk verschijnsel bijvoorbeeld in een geval met een eiland in een rivier, bij zo'n situatie zal normaal gesproken een van de twee takken dicht slibben en afgesloten worden".

Een andere onzekerheid binnen de modelschematisatie is de bodemdaling van de Rijntakken. Dit wordt veroorzaakt door menselijk ingrijpen in het verleden, bijvoorbeeld kanalisatie werkzaamheden in de Rijntakken. De bodemligging van de hoofdgeul is de afgelopen 50 jaar gedaald. Bij Lobith was dit een gemiddelde bodemdaling van 1 tot 2 cm per jaar. In het model is deze bodemdaling in rekening gebracht voor de komende honderd jaar, dit komt overeen met een bodemdaling van ongeveer 2 meter over honderd jaar.

Maar [Visser et al., 1999] heeft de morfologische ontwikkeling van de Nederlandse Rijntakken geanalyseerd. Uit dit onderzoek komt naar voren dat de verwachte 2 meter bodemdaling wellicht sneller tot stand komt.

Bijlage 9: Dwarsverhang op basis van modelresultaten

Uitgangspunten

De volgende formules (zie bijlage 2) worden gebruikt om het dwarsverhang op basis van de modelresultaten te bepalen:

$$\tan \beta = Af(\theta_0) \frac{h_0}{R} \quad (\text{B53})$$

$$f(\theta_0) = 9 \left(\frac{D}{h_0} \right)^{0.3} \sqrt{\theta_0} \quad (\text{B54})$$

$$\theta_0 = \frac{u^2}{\Delta D_{50} C^2} \quad (\text{B55})$$

$\tan \beta$	= helling in dwarsrichting	(-)
A	= spiraalstromingscoëfficiënt	(-);
	afhankelijk van de hydraulische ruwheid geldt voor de IJssel $A \approx 10$	
θ_0	= Shieldsparameter op de rivieras	(-)
D_{50}	= korreldiameter die bij 50% van de korrels wordt onderschreden	(m)
h_0	= waterdiepte op de rivieras	(m)
u	= stroomsnelheid in de hoofdgeul	(m/s)
Δ	= relatieve dichtheid van het sediment $\left(\frac{\rho_s - \rho}{\rho} \right)$	(-)
ρ_s	= dichtheid van het sediment	(kg/m ³)
ρ	= dichtheid van water	(kg/m ³)
C	= hydraulische ruwheid	(m ^{1/2} /s)
R	= kromtestraal van de rivieras	(m)

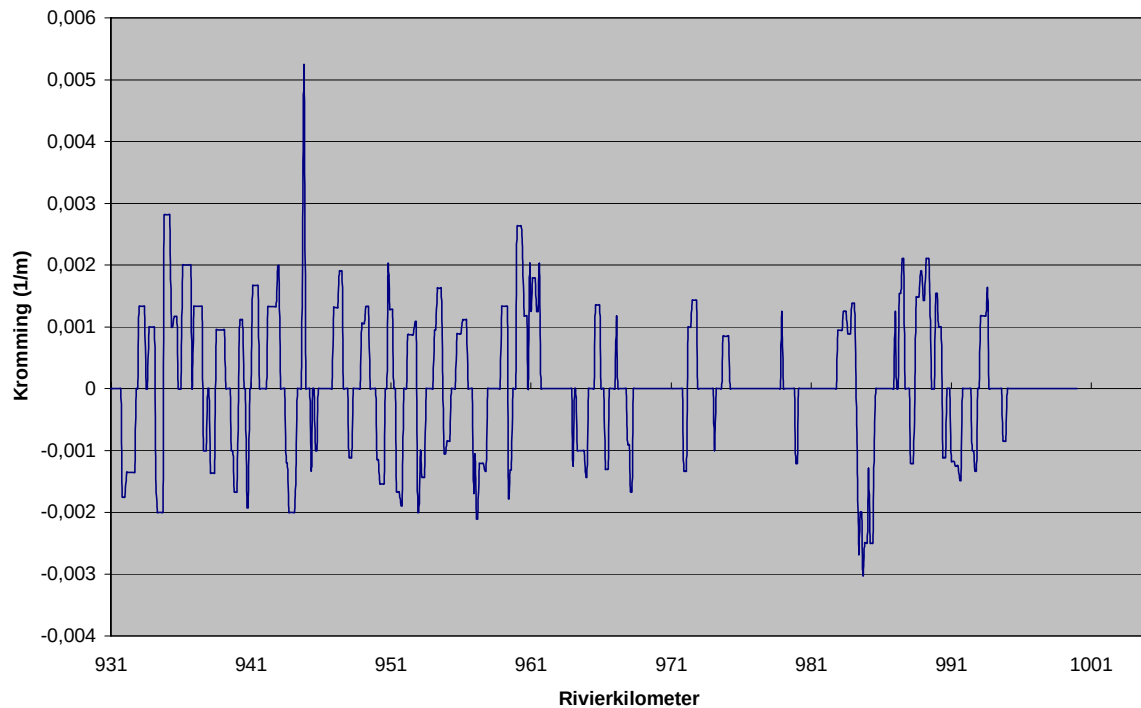
u en h_0 worden berekend met behulp van het Sobek model, deze waarden zijn afgeleid voor morfologisch karakteristieke omstandigheden. Dit is bij een IJssel-afvoer van 300 m³/s, bij deze constante afvoer is het jaarlijkse sedimenttransport gelijk aan het jaarlijkse sedimenttransport bij de variabele afvoer van de IJssel [Sloff en Termes, 2002].

Δ , D_{50} en C worden uit de invoerparameters van het Sobek model gehaald. R komt uit een databron van Rijkswaterstaat, Directie Oost Nederland.

Om de 100 meter tussen kmr. 931,3 en kmr. 1001,4 is het dwarsverhang bepaald door middel van lineaire interpolatie van de variabelen.

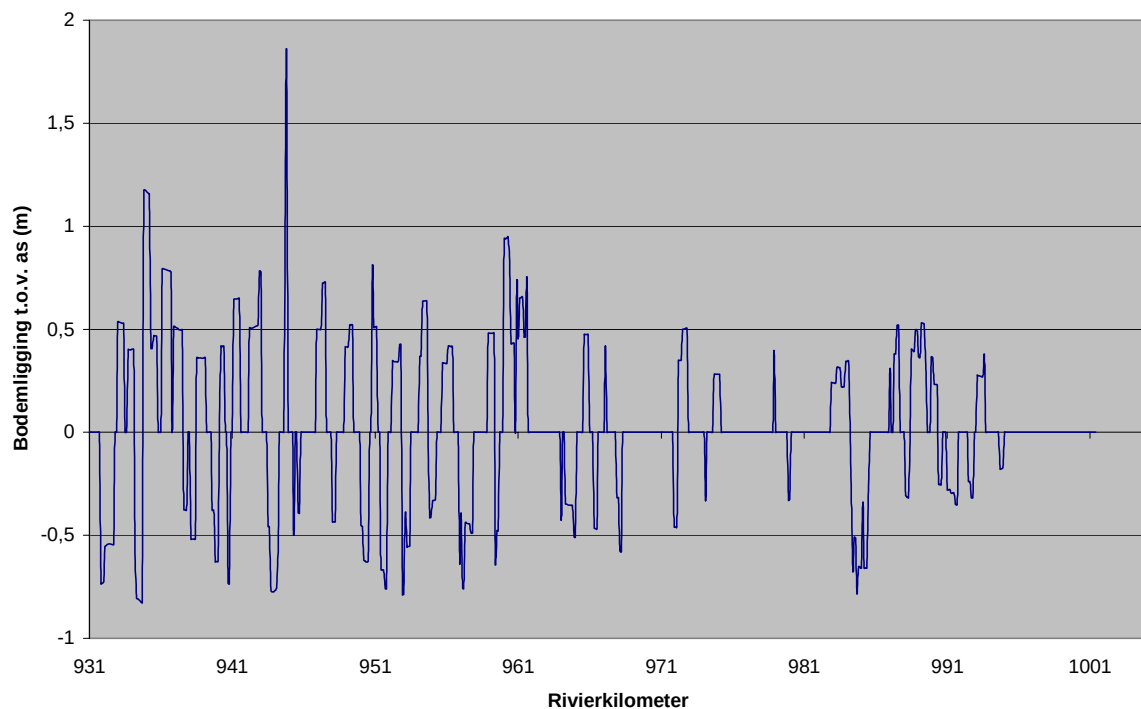
Resultaten

De plaatsvaste banken in de rivier worden in sterke mate bepaald door de kromming van de bochten. De kromming vormt de basis voor de bochtprofielen. In figuur B22 is de kromming tussen kmr. 931,3 en kmr. 1001,4 van de IJssel weergegeven. De kromming wordt gedefinieerd door $1/R$ waarin R de bochtstraal is. Een positieve kromming duidt op een bocht naar rechts. Bij een bochtstraal van de rivieras die groter is dan 1200 meter wordt een rechtstand aangenomen, oftewel geen kromming.



Figuur B22: Kromming van de Beneden- en Midden-IJssel

Vervolgens is in figuur **B23** aangegeven hoe uit vergelijking **B53** voor het axiaal-symmetrische dwarsverhang een theoretische bodemligging ten opzichte van de bodemligging op de rivieras volgt op 25 meter rechts van de rivieras. Er is gekozen voor 25 meter rechts van de rivieras omdat wordt aangenomen dat deze afstand over de gehele lengte van het projectgebied binnen de beschikbare vaarbaanbreedte valt.



Figuur B23: Theoretische bodemligging op 25 meter rechts van de rivieras

Deze theoretische bodemligging kan worden vergeleken met meetdata. Binnen dit onderzoek is het dwarsverhang uit deze analyse vergeleken met het gemiddelde dwarsverhang afkomstig uit de jaarlijkse dieptepeiling van 2002. Uit tabel B4 blijkt dat deze waarden relatief gezien geen grote verschillen vertonen. Voor een verdere vergelijking moeten er meerdere punten onderzocht worden en kunnen de bodemliggingen 25 meter rechts van de rivieras met elkaar vergeleken worden.

	Kmr. 936,5	Kmr. 947	Kmr. 960,2	Kmr. 989,2
Gemiddeld dwarsverhang uit dieptepeiling in 2002	0,038	0,018	0,035	0,030
Dwarsverhang op basis van modelresultaten	0,031	0,020	0,037	0,031

Tabel B4: Vergelijking van het dwarsverhang

Met behulp van de resultaten uit figuur B23 kan er een inschatting gemaakt worden voor een maatregel die deze theoretische bodemligging ten opzichte van de rivieras kan compenseren. Dit wordt niet uitgevoerd binnen dit onderzoek.

Bijlage 10: Geïmplementeerde maatregel 'Traject baggeren'

Begintijdstip	Tijdsduur (dagen)	Sedimentonttrekking (m ³ /s)	Sedimentonttrekking totaal (m ³)
1997/01/01	20	1,7*10 ⁻⁵	30.000
2001/04/10	30	3,8*10 ⁻⁵	100.000
2002/04/05	30	3,8*10 ⁻⁵	100.000
2003/04/10	30	3,8*10 ⁻⁵	100.000
2004/04/04	30	3,8*10 ⁻⁵	100.000
2005/04/09	30	3,8*10 ⁻⁵	100.000
2006/04/04	30	3,8*10 ⁻⁵	100.000
2007/04/09	30	3,8*10 ⁻⁵	100.000
2008/04/03	30	3,8*10 ⁻⁵	100.000
2009/04/08	30	3,8*10 ⁻⁵	100.000
2010/04/03	30	3,8*10 ⁻⁵	100.000
2011/04/08	30	3,8*10 ⁻⁵	100.000
2012/04/02	30	3,8*10 ⁻⁵	100.000
2013/04/07	30	3,8*10 ⁻⁵	100.000
2014/04/02	30	3,8*10 ⁻⁵	100.000
2015/04/07	30	3,8*10 ⁻⁵	100.000
2016/04/01	30	3,8*10 ⁻⁵	100.000

Tabel 5: Traject baggeren op het traject tussen kmr. 935,4 en kmr. 936,4

Begintijdstip	Tijdsduur (dagen)	Sedimentonttrekking (m ³ /s)	Sedimentonttrekking totaal (m ³)
2001/04/10	20	1,0*10 ⁻⁵	35.000
2002/04/05	20	1,0*10 ⁻⁵	35.000
2003/04/10	20	1,0*10 ⁻⁵	35.000
2004/04/04	20	1,0*10 ⁻⁵	35.000
2005/04/09	20	1,0*10 ⁻⁵	35.000
2006/04/04	20	1,0*10 ⁻⁵	35.000
2007/04/09	20	1,0*10 ⁻⁵	35.000
2008/04/03	20	1,0*10 ⁻⁵	35.000
2009/04/08	20	1,0*10 ⁻⁵	35.000
2010/04/03	20	1,0*10 ⁻⁵	35.000
2011/04/08	20	1,0*10 ⁻⁵	35.000
2012/04/02	20	1,0*10 ⁻⁵	35.000
2013/04/07	20	1,0*10 ⁻⁵	35.000
2014/04/02	20	1,0*10 ⁻⁵	35.000
2015/04/07	20	1,0*10 ⁻⁵	35.000
2016/04/01	20	1,0*10 ⁻⁵	35.000

Tabel 6: Traject baggeren op traject tussen kmr. 941,9 en kmr. 943,9

Bijlage 11: Kostenraming van de set van maatregelen

Kosten rivierverbreding per kilometer:

Code	Omschrijving	Ehd	Hoevhd	Norm	Totaal
G-2232 .300240/	Directe kosten verbreding rivieren	km	1	€ 718,512.90	€ 718,512.90
G-22OP1 . 25/	Indirecte kosten 25%	pst	718,512.90	25%	€ 179,628.23
G-22OP2 . 2/	Bijkomende kosten 2%	pst	898,141.13	2%	€ 17,962.82
G-22OP3 . 5/	Diversen 5%	pst	916,103.95	5%	€ 45,805.20
G-22OP5 . 190/	B.T.W. 19.0%	pst	961,909.14	19%	€ 182,762.74
G-22OP6 . 15/	Engineeringskosten 15%	pst	1,144,671.88	15%	€ 171,700.78
G-22OP8 .300240/	Grondverwerving	pst	1	€ 740,659.51	€ 740,659.51
G-2232FL.300240/	Opbr. c.q. storkosten gewonnen mat.	pst	1	€ 197,465.71-	€ 197,465.71-

F-2232 .300240/	Reconstructie verbreding rivier	km	1	€ 1,859,566.47	€ 1,859,566.47

Directe kosten rivierverbreding per kilometer:

Code	Omschrijving	Ehd	Hoevhd	Norm	Totaal
Z-TK01 H.2232A /	UITGANGSPUNTEN				€ -
Z-HP01 H.2232A /	- Verbreding t.o.v. waterlijn	m	30		€ -
Z-HP02 H.2232A /	- Laagdikte verontreinigde specie	m	0.5		€ -
Z-HP03 H.2232A /	- Laagdikte schone specie	m	4		€ -
Z-HP05 H.2232A /	- Te verwijderen verontreinigde specie	m3	15,000		€ -
Z-HP00 . /					€ -
Z-TK02 H.2232A /	ONTGRAVEN				€ -
Q-528010.3002 /	Ontgraven verontreinigde specie	m3	15,000		€ -
Q-528020.30 40/	Ontgraven overig materiaal	m3	120,000	€ 0.26	€ 30,980.40
Z-TK03 H.2232A /	TRANSPORTEREN				€ -
Q-528030.3002 /	Transporteren verontreinigde specie	m3	15,000	€ 1.80	€ 27,034.80
Q-528045.30 40/	Transporteren overig materiaal	m3	120,000	€ 1.80	€ 216,278.40
Z-TK04 H.2232A /	LOSSEN				€ -
Q-528055.3002 /	Lossen verontreinigde specie	m3	15,000	€ 3.57	€ 53,492.10
Q-528065.30 40/	Lossen overig materiaal	m3	120,000	€ 3.26	€ 390,727.20

H-2232A .300240/	Ontgraven, transporten, lossen	km	1	€ 718,512.90	€ 718,512.90

Kosten zandvang:

Code	Omschrijving	Ehd	Hoevhd	Norm	Totaal
T-171203.373024/	Cutterz. St Pol nV Pw 600mm	m3	500,000	€ 1.54	€ 771,140.00
T-171302.100874/	Elevatorbak geduwd 800 m3	m3	500,000	€ 2.44	€ 1,219,385.00
T-173011.303004/	Bakkenzuiger 600 mm	m3	500,000	€ 1.17	€ 584,095.00
G-22OP1 . 25/	Indirecte kosten 25%	pst	€ 2,574,620.00	25%	€ 643,655.00
G-22OP2 . 2/	Bijkomende kosten 2%	pst	€ 3,218,275.00	2%	€ 64,365.50
G-22OP3 . 5/	Diversen 5%	pst	€ 3,282,640.50	5%	€ 164,132.03
G-22OP5 . 190/	B.T.W. 19.0%	pst	€ 3,446,772.53	19%	€ 654,886.78
G-22OP6 . 15/	Engineeringskosten 15%	pst	€ 4,101,659.30	15%	€ 615,248.90

D-1 . /	zandvang	st	1	4,716,908.20	4,716,908.20

Kosten traject baggeren per jaar:

Code	Omschrijving	Ehd	Hoevhd	Norm	Totaal
T-171203.373024/	Cutterz. St Pol nV Pw 600mm	m3	120,000	€ 1.54	€ 185,073.60
T-171302.100874/	Elevatorbak geduwd 800 m3	m3	120,000	€ 2.44	€ 292,652.40
T-173011.303004/	Bakkenzuiger 600 mm	m3	120,000	€ 1.17	€ 140,182.80
G-22OP1 . 25/	Indirecte kosten 25%	pst	€ 617,908.80	25%	€ 154,477.20
G-22OP2 . 2/	Bijkomende kosten 2%	pst	€ 772,386.00	2%	€ 15,447.72
G-22OP3 . 5/	Diversen 5%	pst	€ 787,833.72	5%	€ 39,391.69
G-22OP5 . 190/	B.T.W. 19.0%	pst	€ 827,225.41	19%	€ 157,172.83
G-22OP6 . 15/	Engineeringskosten 15%	pst	€ 984,398.23	15%	€ 147,659.73

D-2 . /	rivier per jaar	st	1	€ 1,132,057.97	€ 1,132,057.97

Stortkosten per m³:

Code	Omschrijving	Ehd	Hoevhd	Norm	Totaal
Z-6BSBS .K 21F/	Stortkosten Bagger/Slib <BAGA	ton	1.55	€ 55.36	€ 85.81
Z-6BSHEF. /	Afvalstoffenheffing stortplts	ton	1.55	€ 13.52	€ 20.96

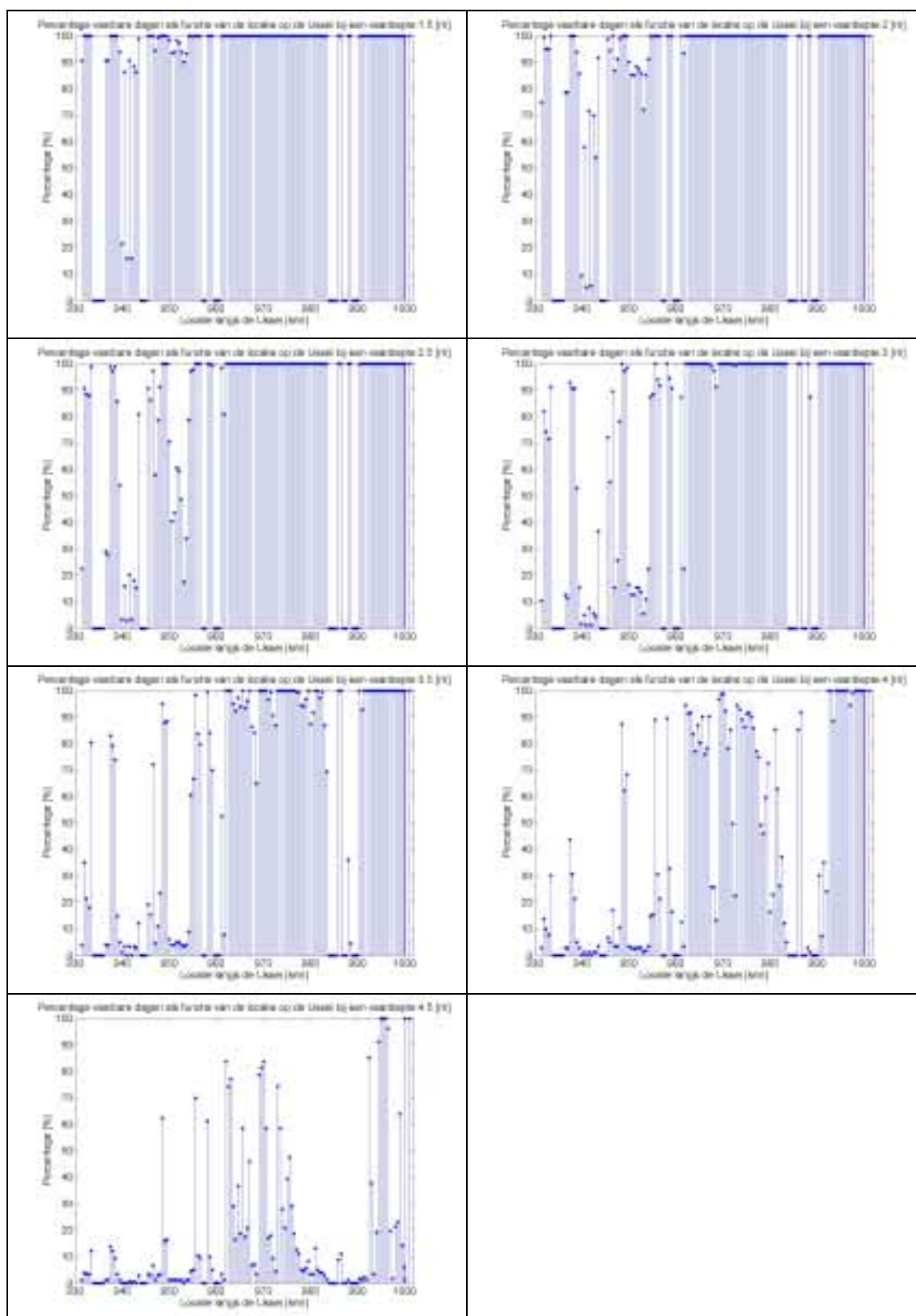
Y-6BSBS .K1 21F/	Stortkosten Bagger/Slib <BAGA	m3	1	€ 106.77	€ 106.77

Totale kosten van de knelpuntenoplossing verdisconteerd naar begintijdstip:

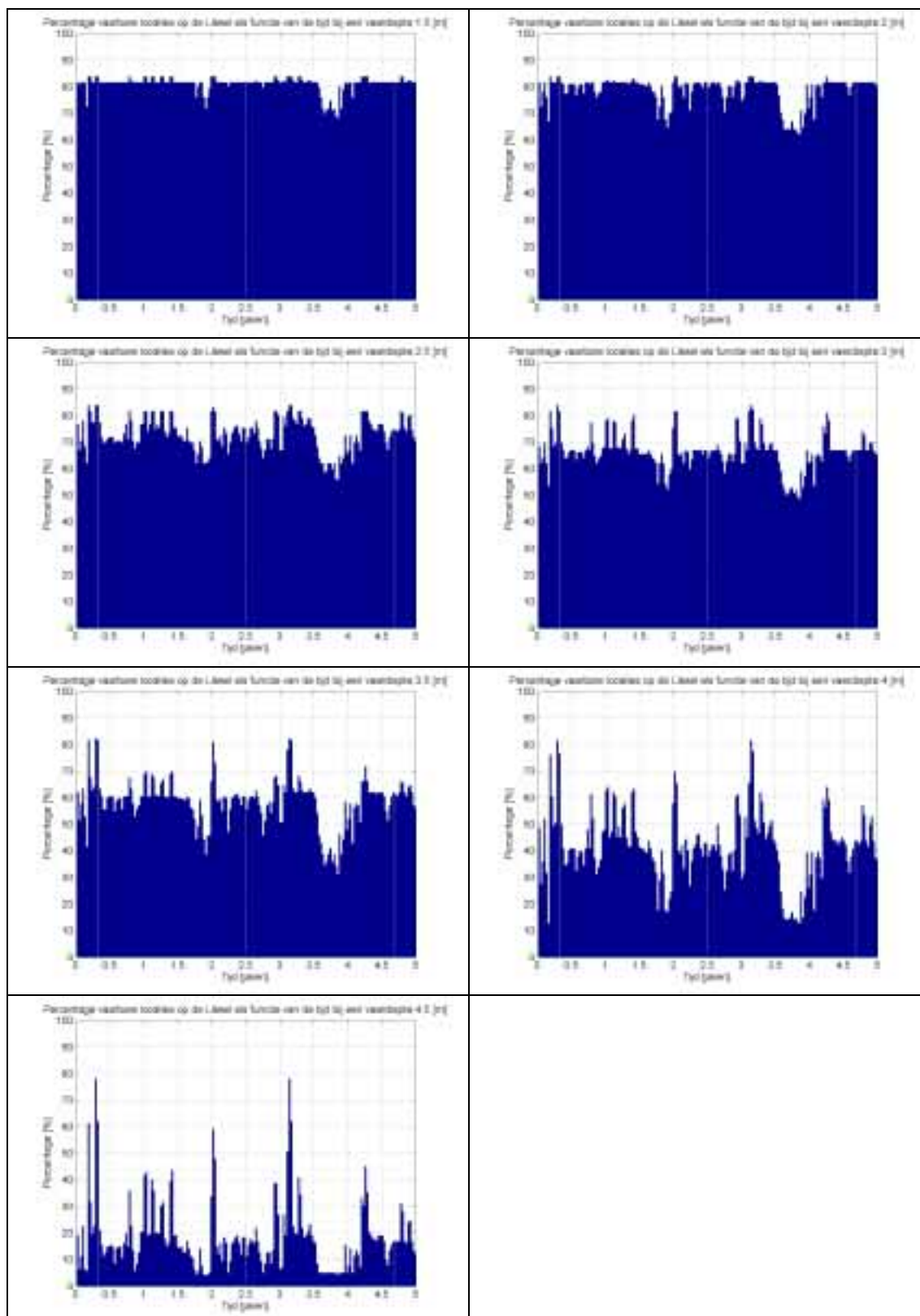
Code	Omschrijving	Ehd	Hoevhd	Norm	Totaal
F-2232 .300240/	Reconstructie verbreding rivier	km	8.00	€ 1,859,566.47	€ 14,876,531.74
D-1 . /	zandvang	st	1.00	€ 4,716,908.20	€ 4,716,908.20
D-2 . /	rivier per jaar	st	14.13	€ 1,132,057.97	€ 15,995,979.09
	Factor 14,13 is de contante waarde				
D-3 . /	Verwerken vervuilde grond	m3	120,000.00	€ 106.77	€ 12,812,394.24

C-1 . /	projectkosten All-inn		1.00	€ 48,401,813.27	€ 48,401,813.27

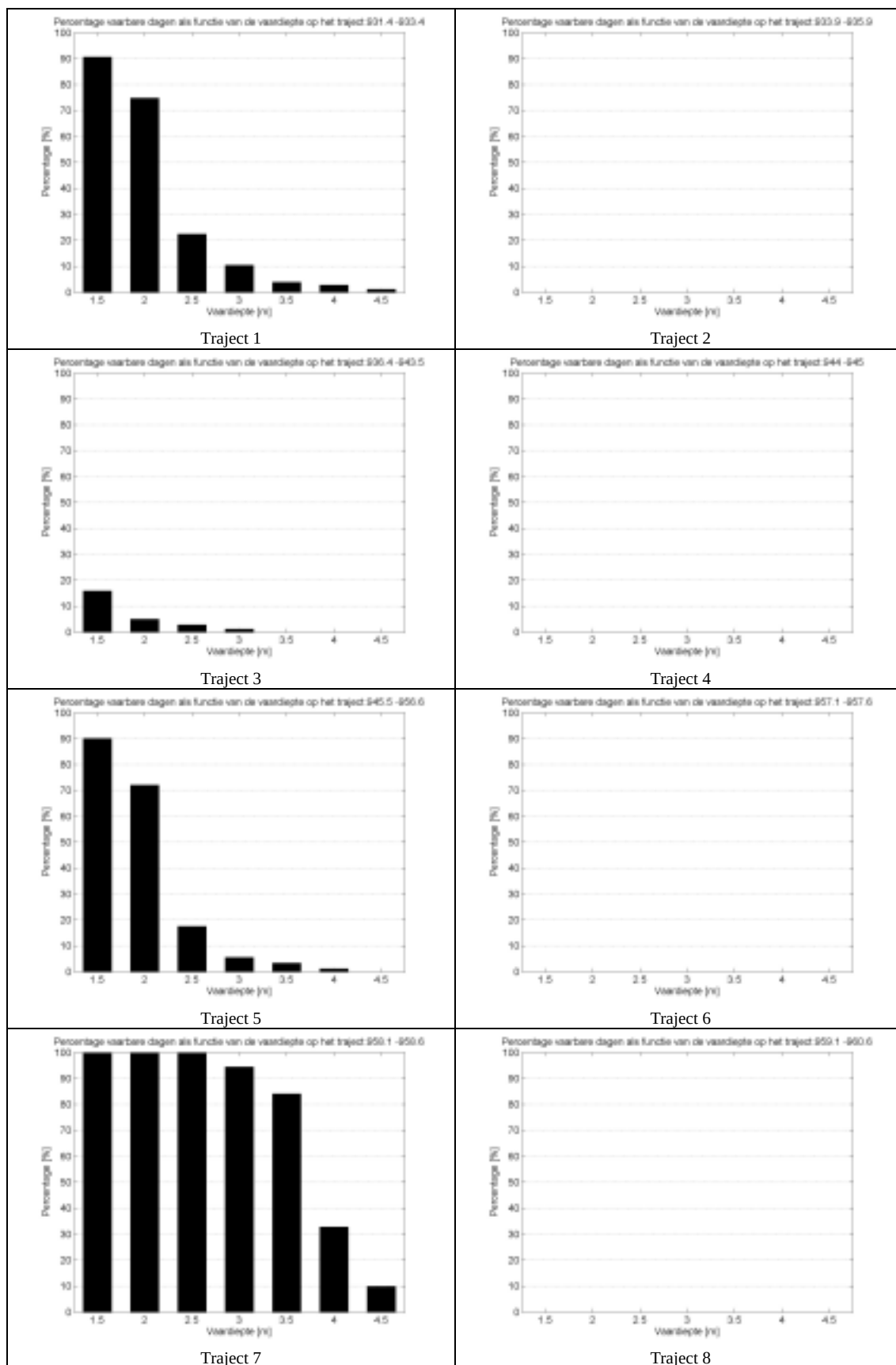
Bijlage 12: Deterministische bevaarbaarheidsanalyse van de uitgangssituatie

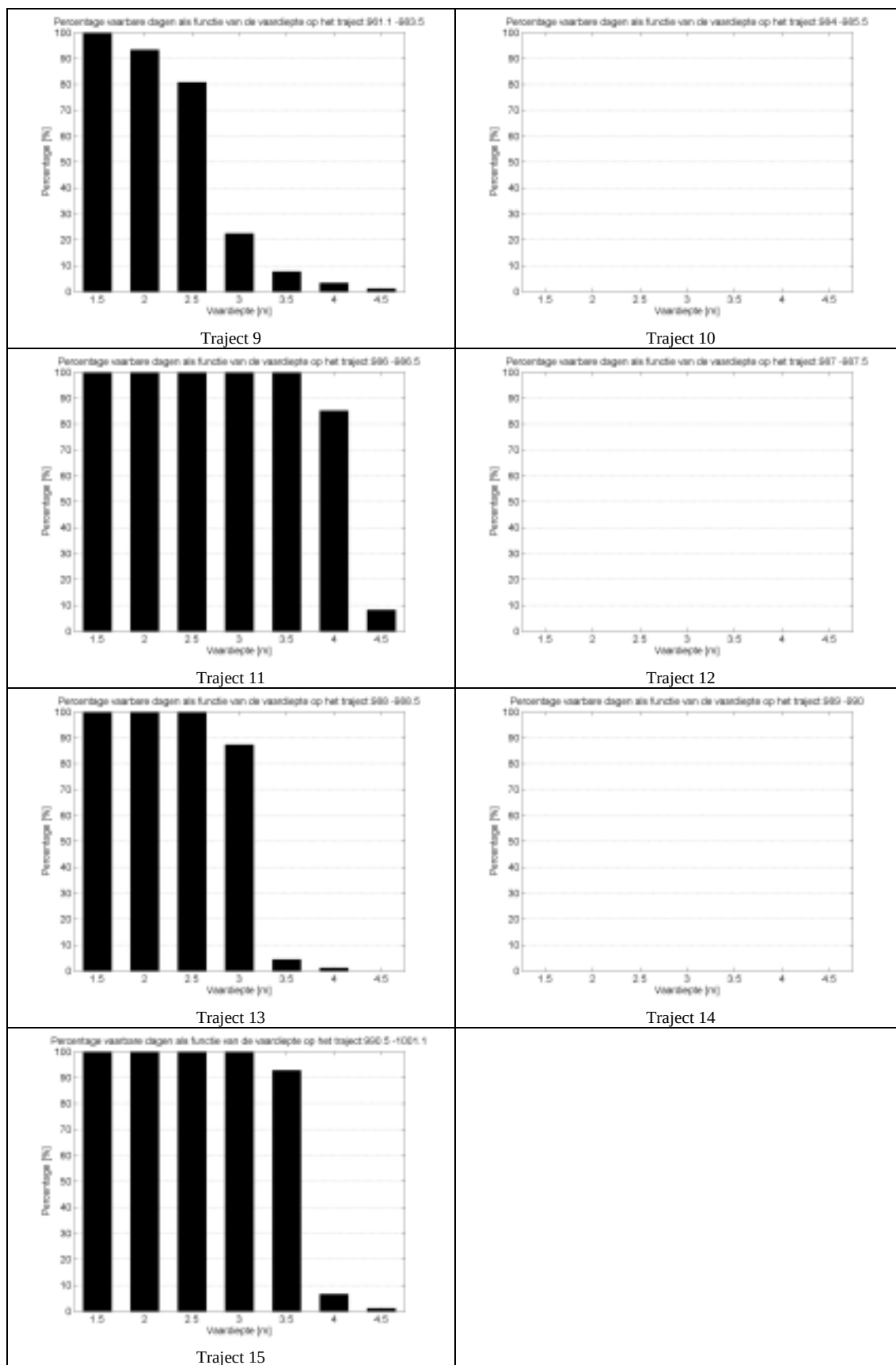


Figuur B24: Percentage bevaarbare tijd als functie van de locatie langs de IJssel voor verschillende diepgangen



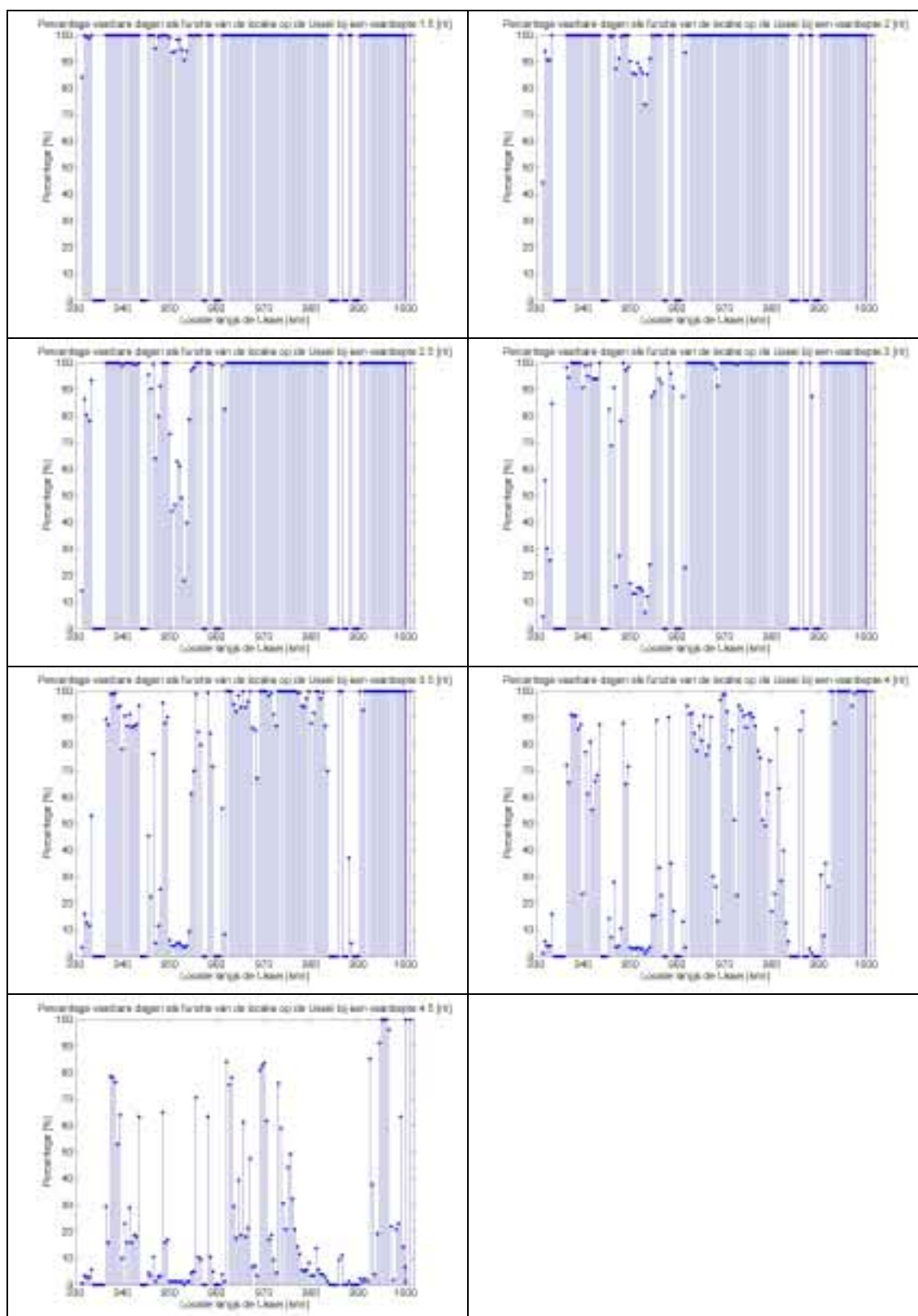
Figuur B25: Percentage bevaarbare lengte van het projectgebied uitgezet tegen de tijd voor verschillende diepgangen



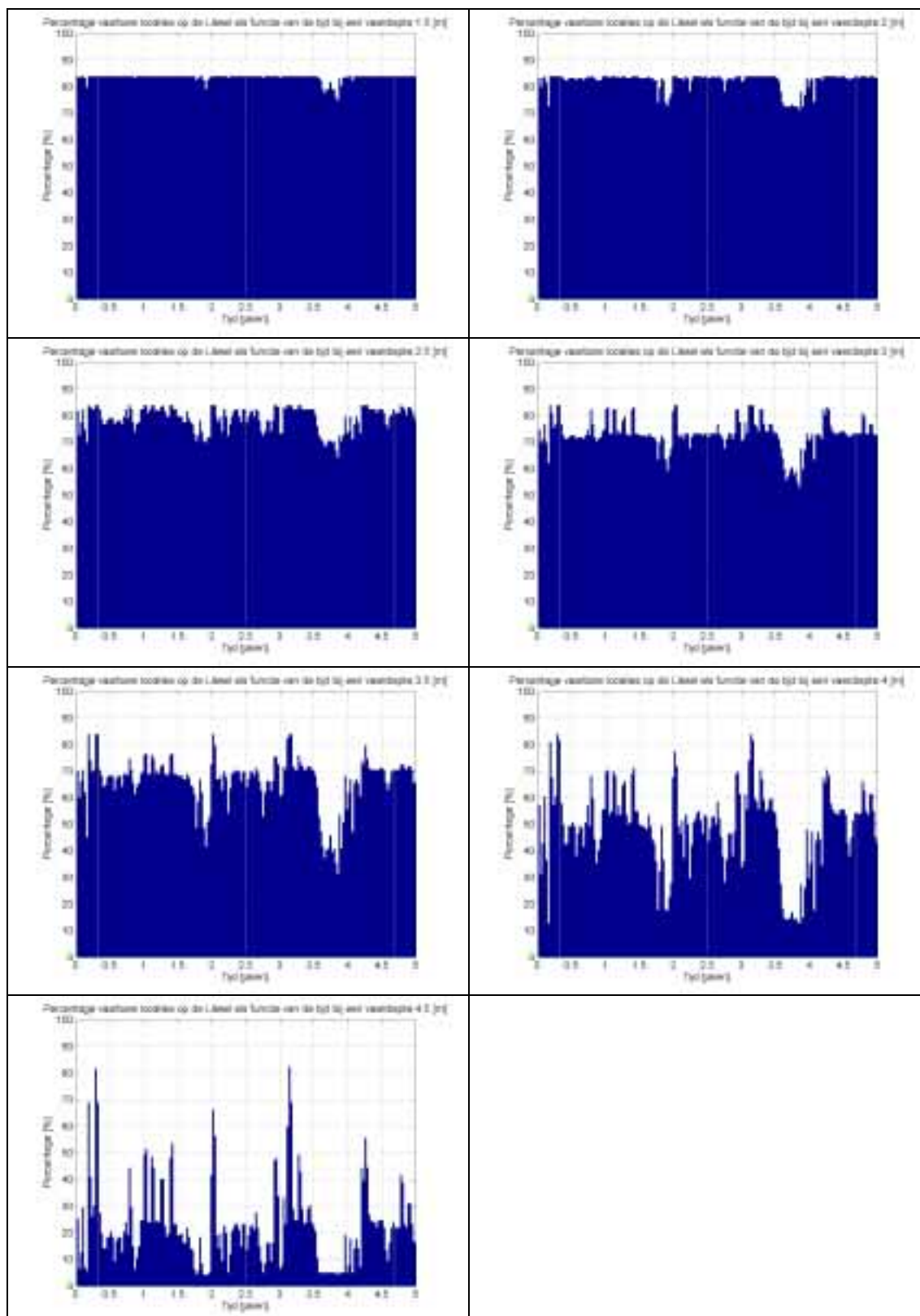


Figuur B26: Percentage bevaarbare tijd op de trajecten van de Beneden- en Midden-IJssel uitgezet tegen de diepgang

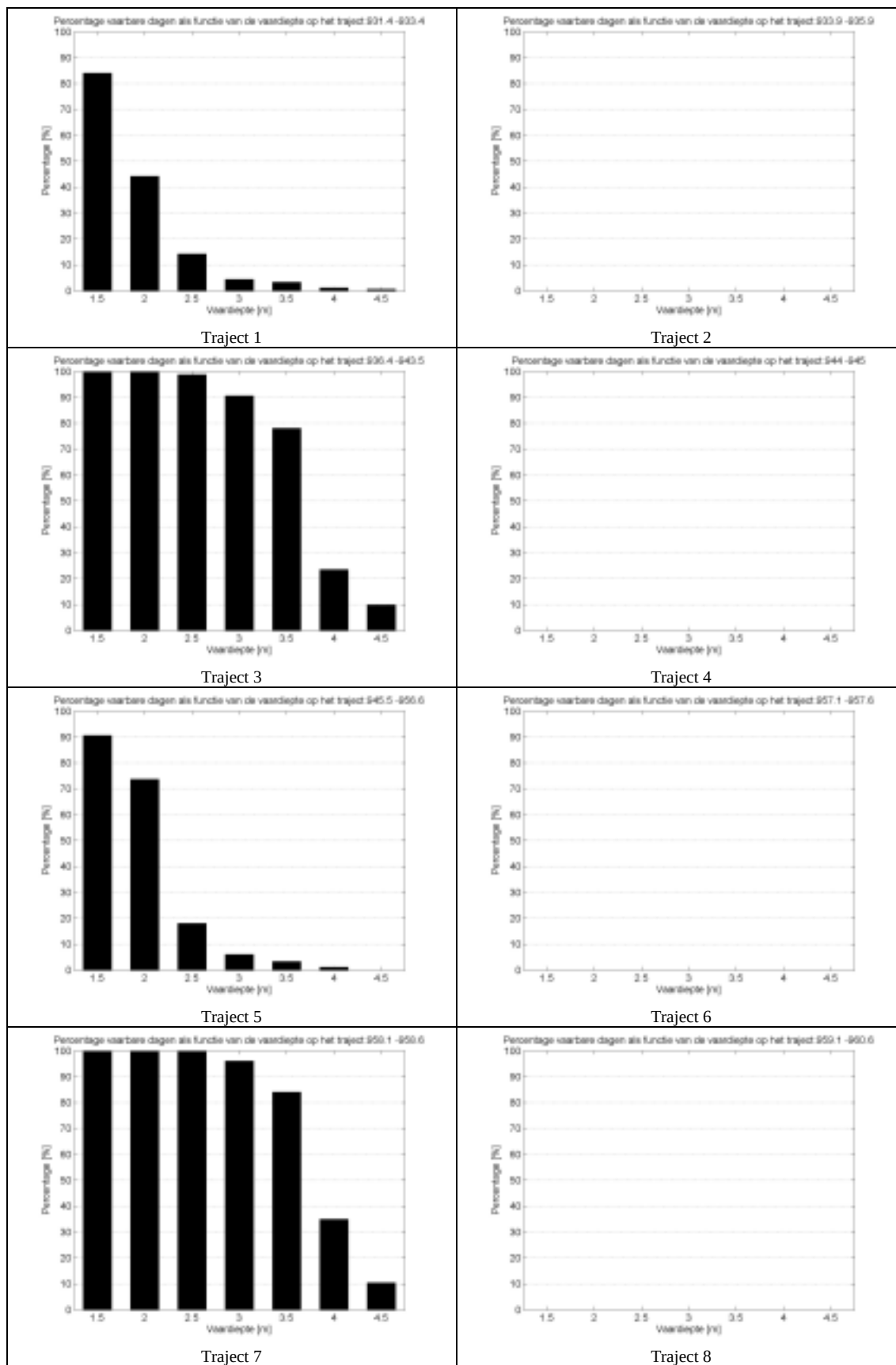
Bijlage 13: Deterministische bevaarbaarheidsanalyse van de situatie met de set van maatregelen

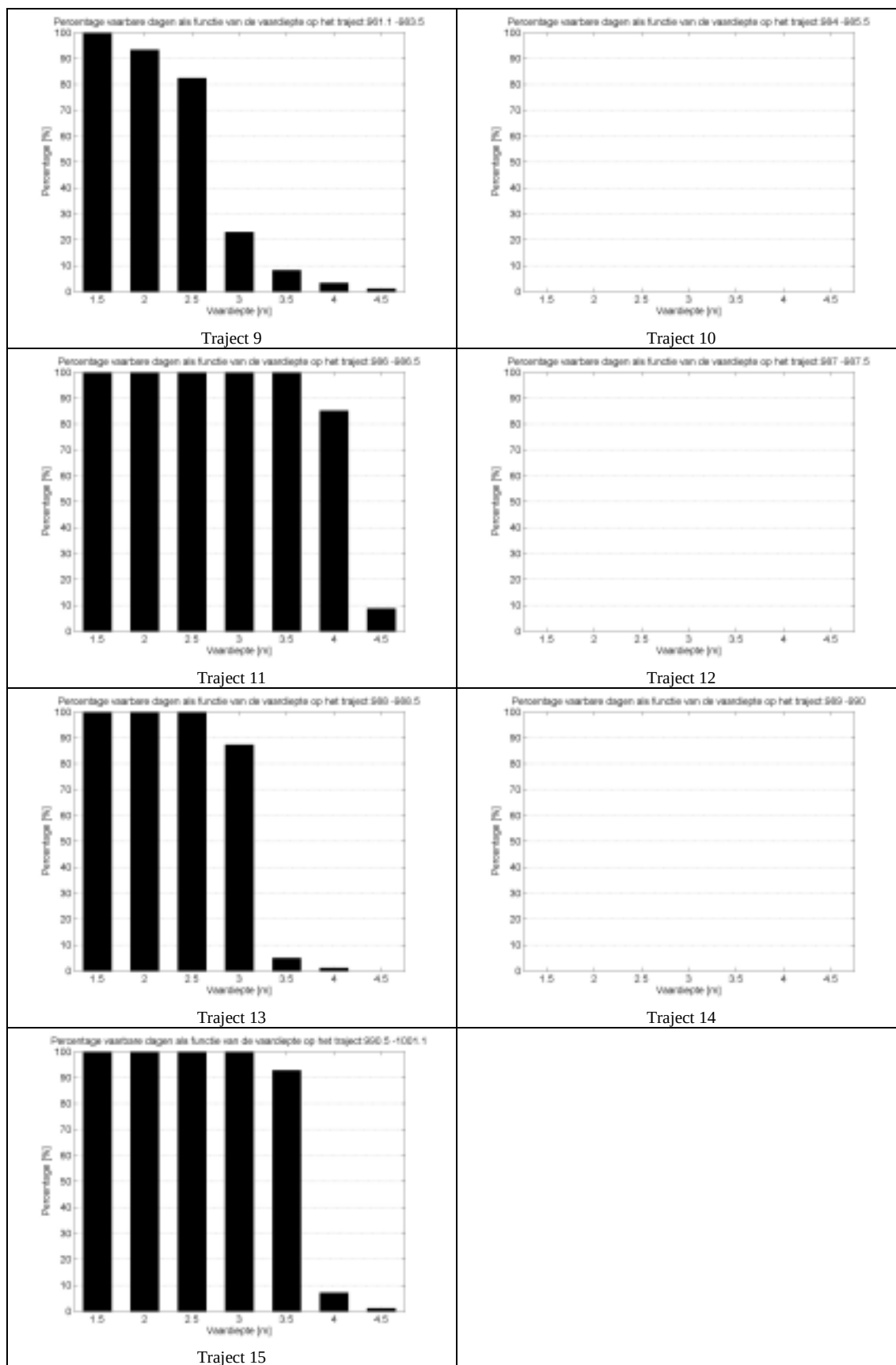


Figuur B27: Percentage bevaarbare tijd als functie van de locatie langs de IJssel voor verschillende diepgangen



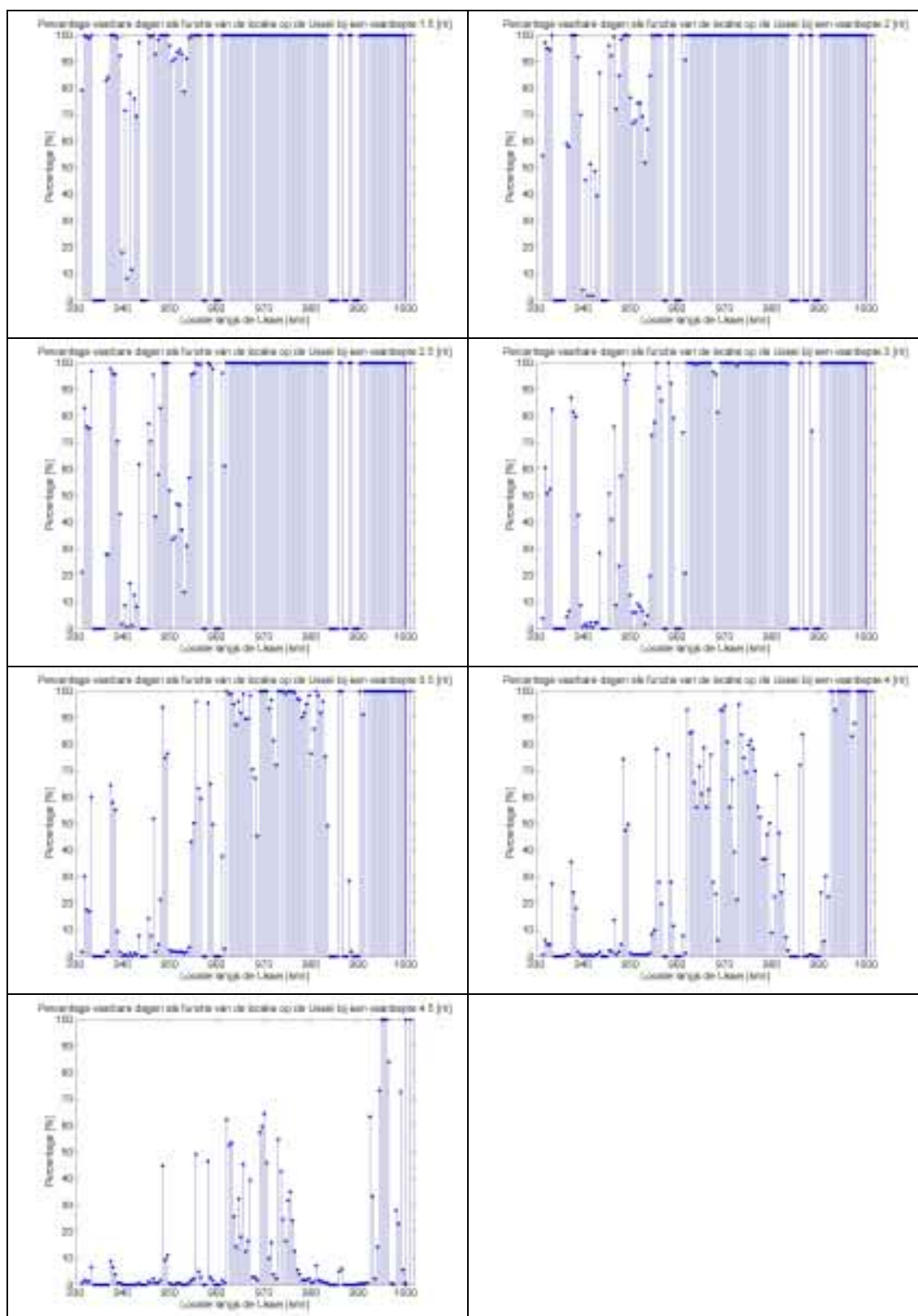
Figuur B28: Percentage bevaarbare lengte van het projectgebied uitgezet tegen de tijd voor verschillende diepgangen



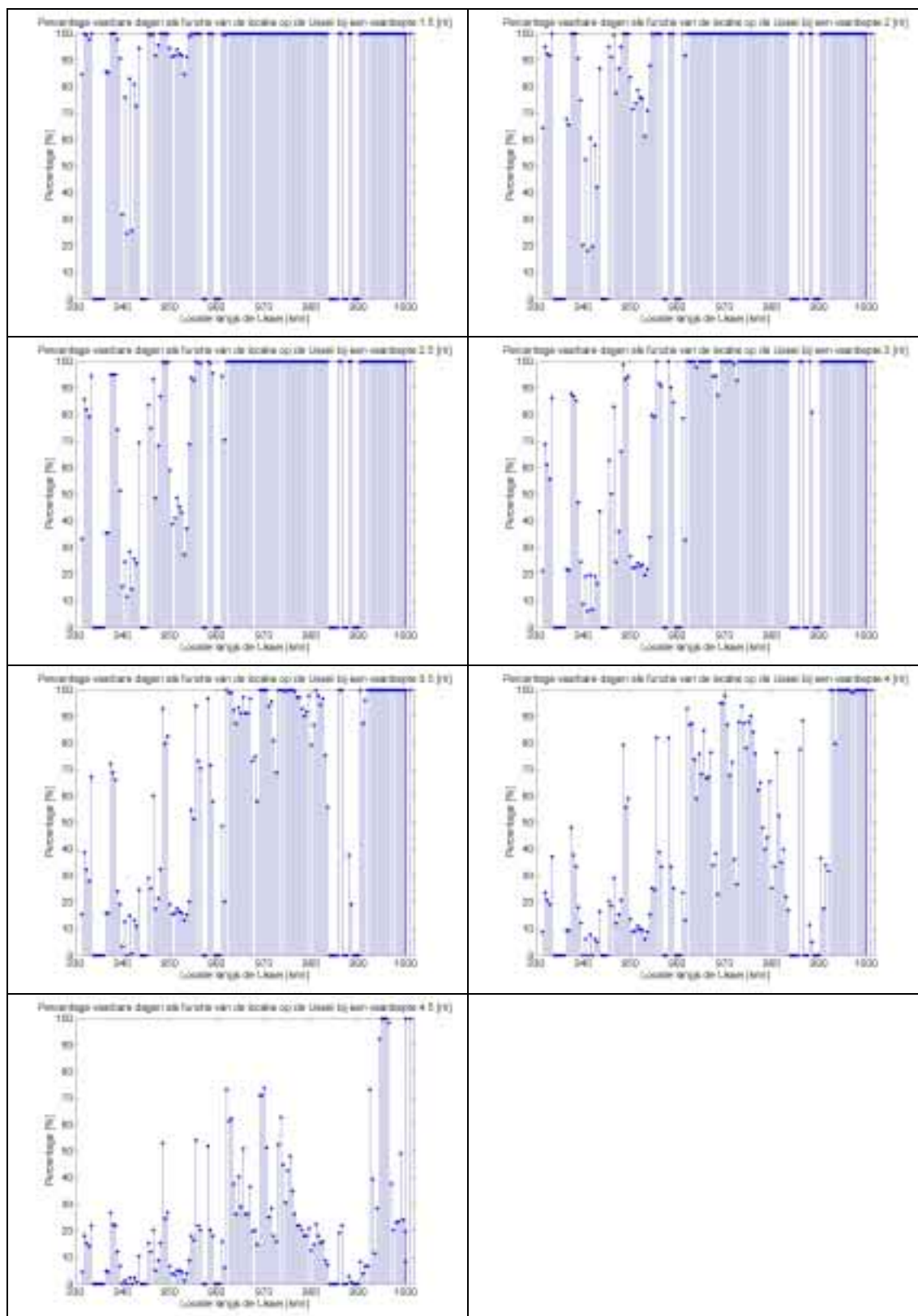


Figuur B29: Percentage bevaarbare tijd op de trajecten van de Beneden- en Midden-IJssel uitgezet tegen de diepgang

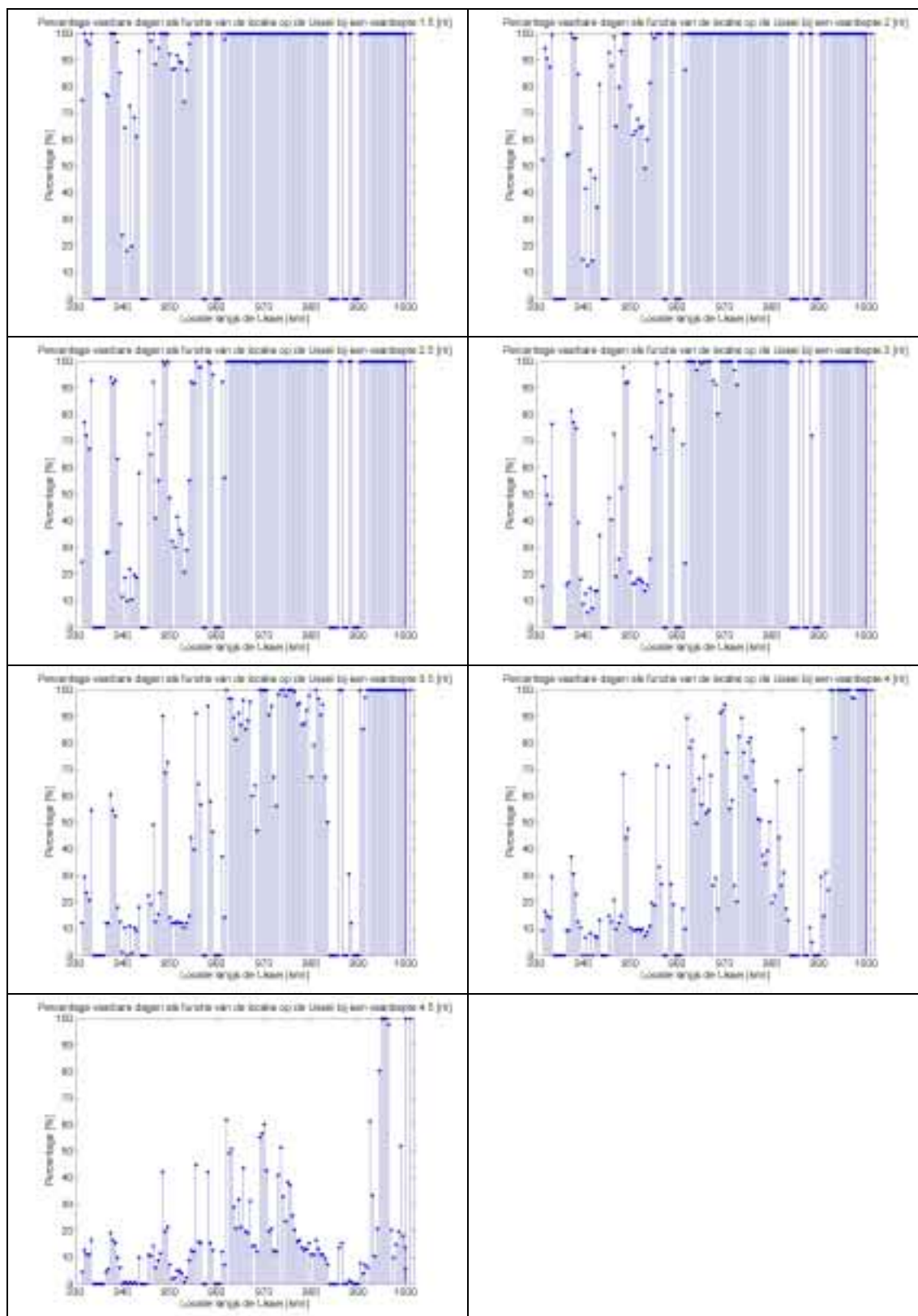
Bijlage 14: Probabilistische bevaarbaarheidsanalyse van de uitgangssituatie



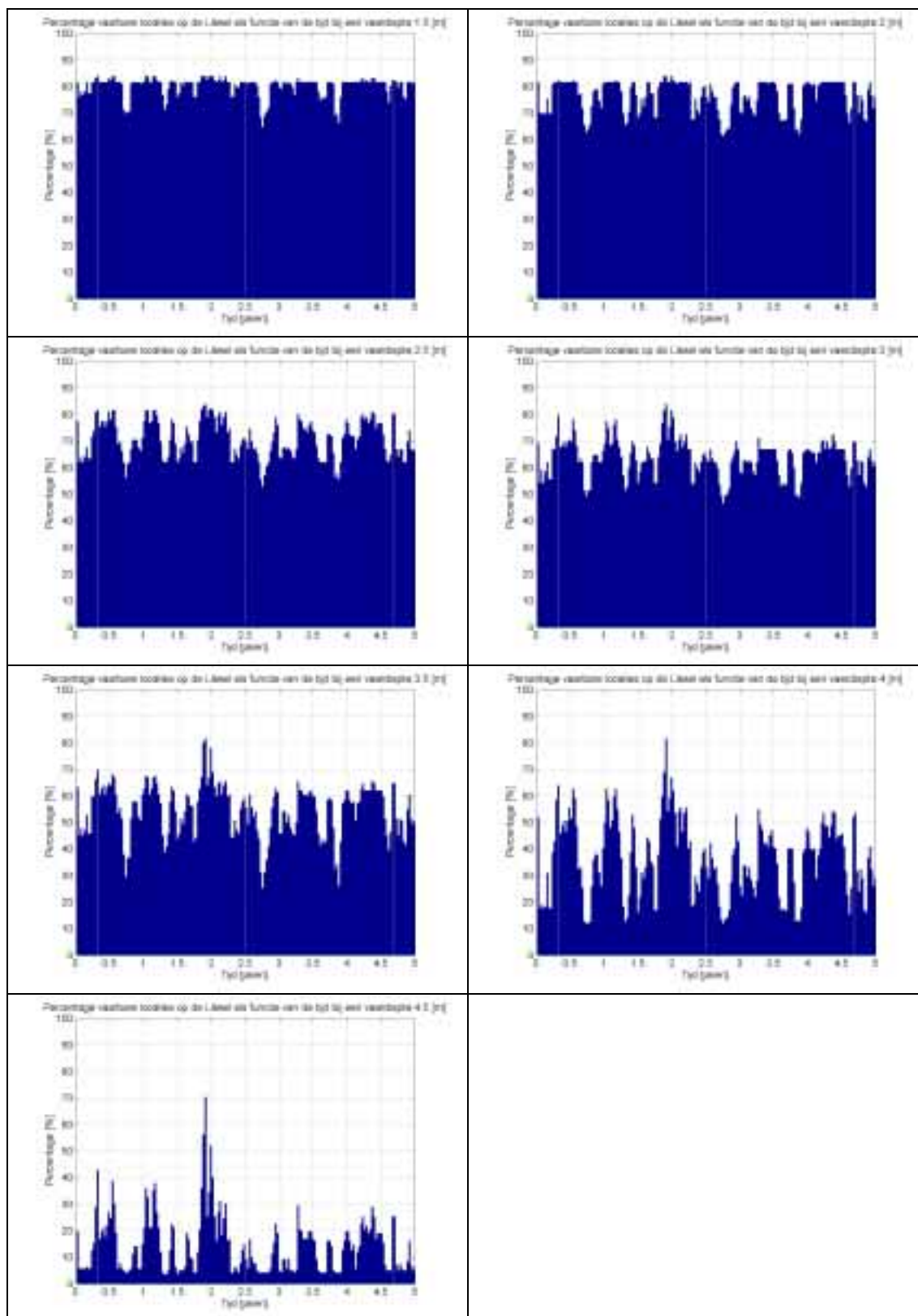
Figuur B30: Percentage bevaarbare tijd als functie van de locatie langs de IJssel voor verschillende diepgangen bij simulatie 1



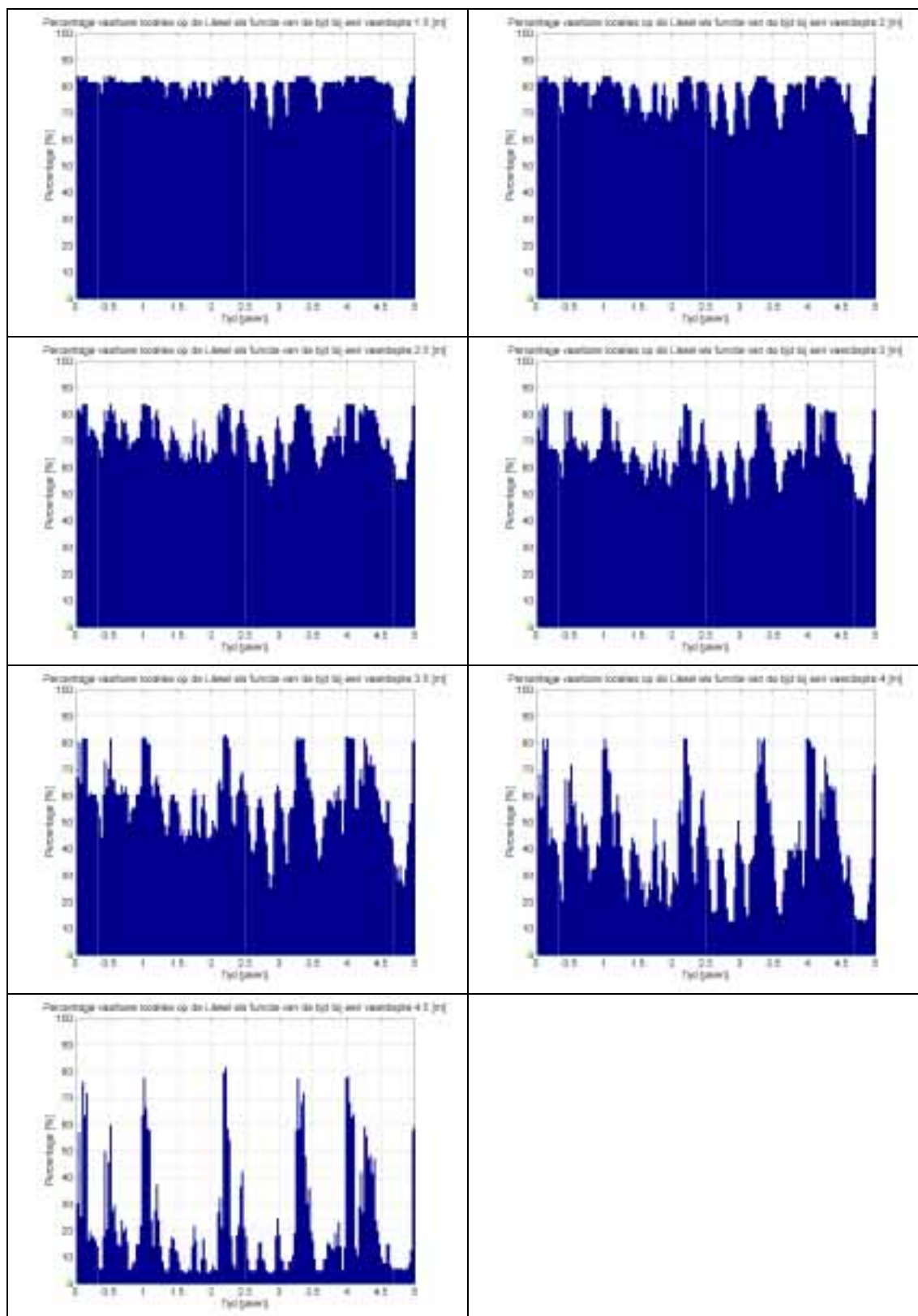
Figuur B31: Percentage bevaarbare tijd als functie van de locatie langs de IJssel voor verschillende diepgangen bij simulatie 2



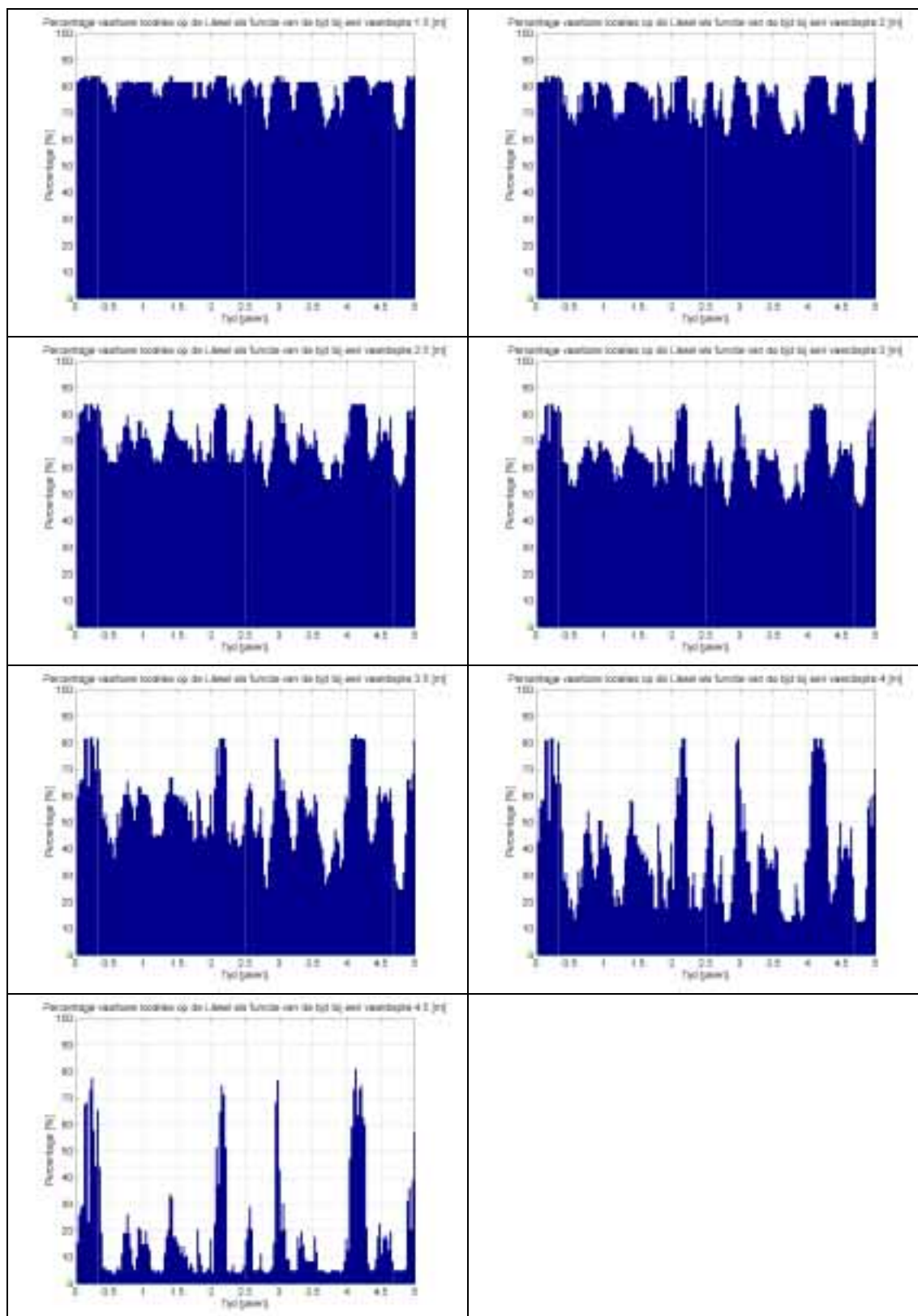
Figuur B32: Percentage bevaarbare tijd als functie van de locatie langs de IJssel voor verschillende diepgangen bij simulatie 3



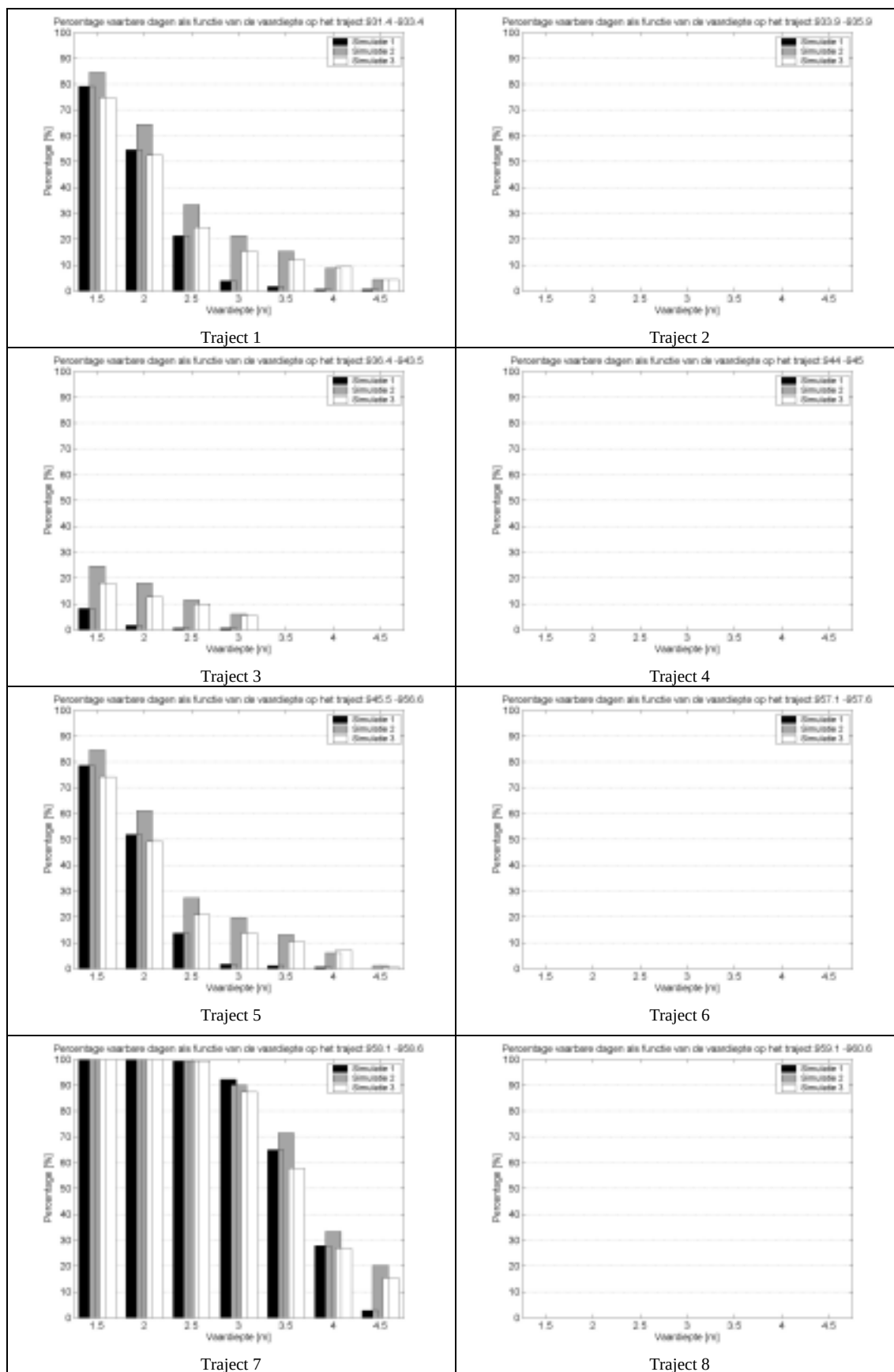
Figuur B33: Percentage bevaarbare lengte van het projectgebied uitgezet tegen de tijd voor verschillende diepgangen bij simulatie 1

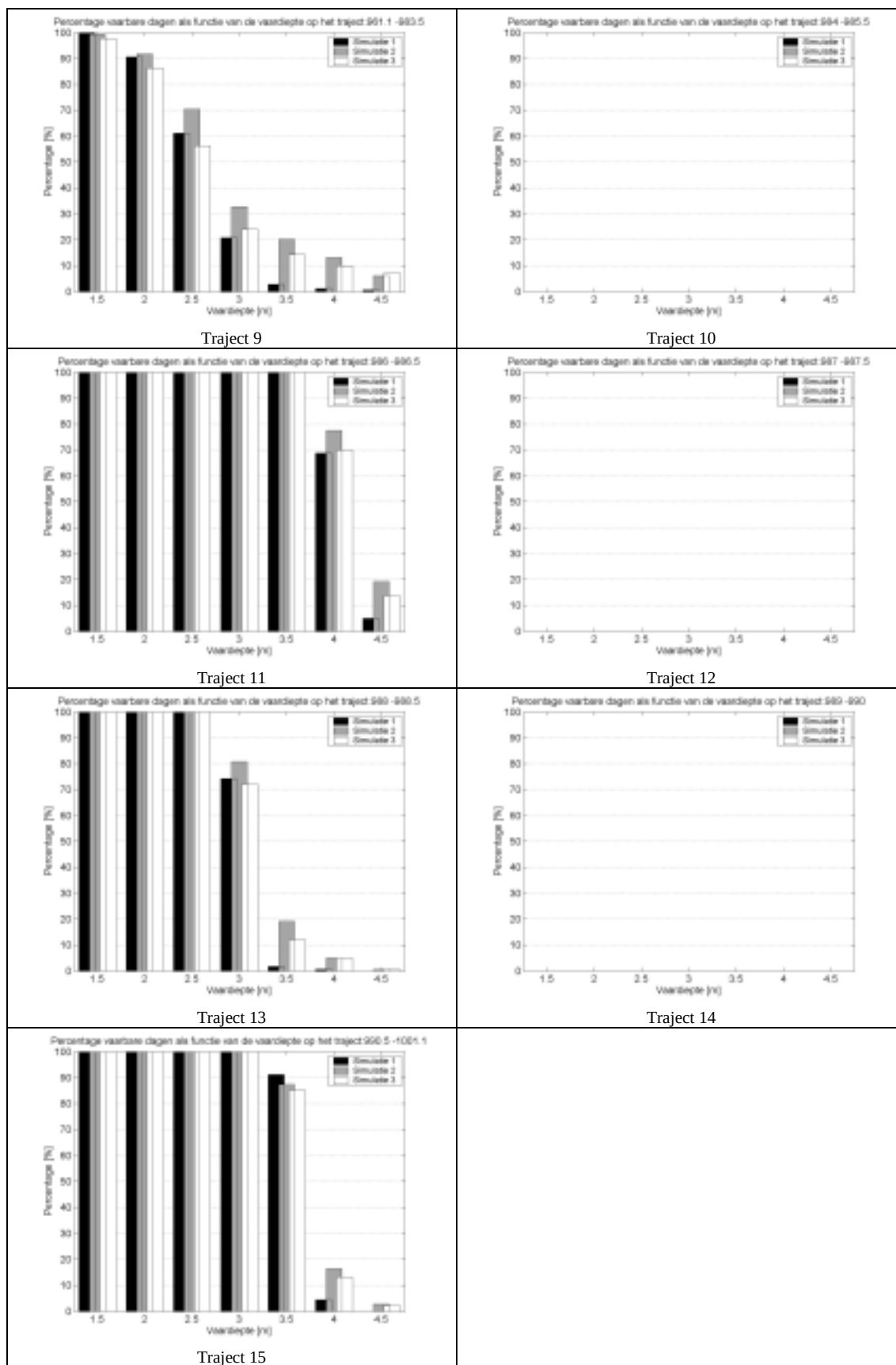


Figuur B34: Percentage bevaarbare lengte van het projectgebied uitgezet tegen de tijd voor verschillende diepgangen bij simulatie 2

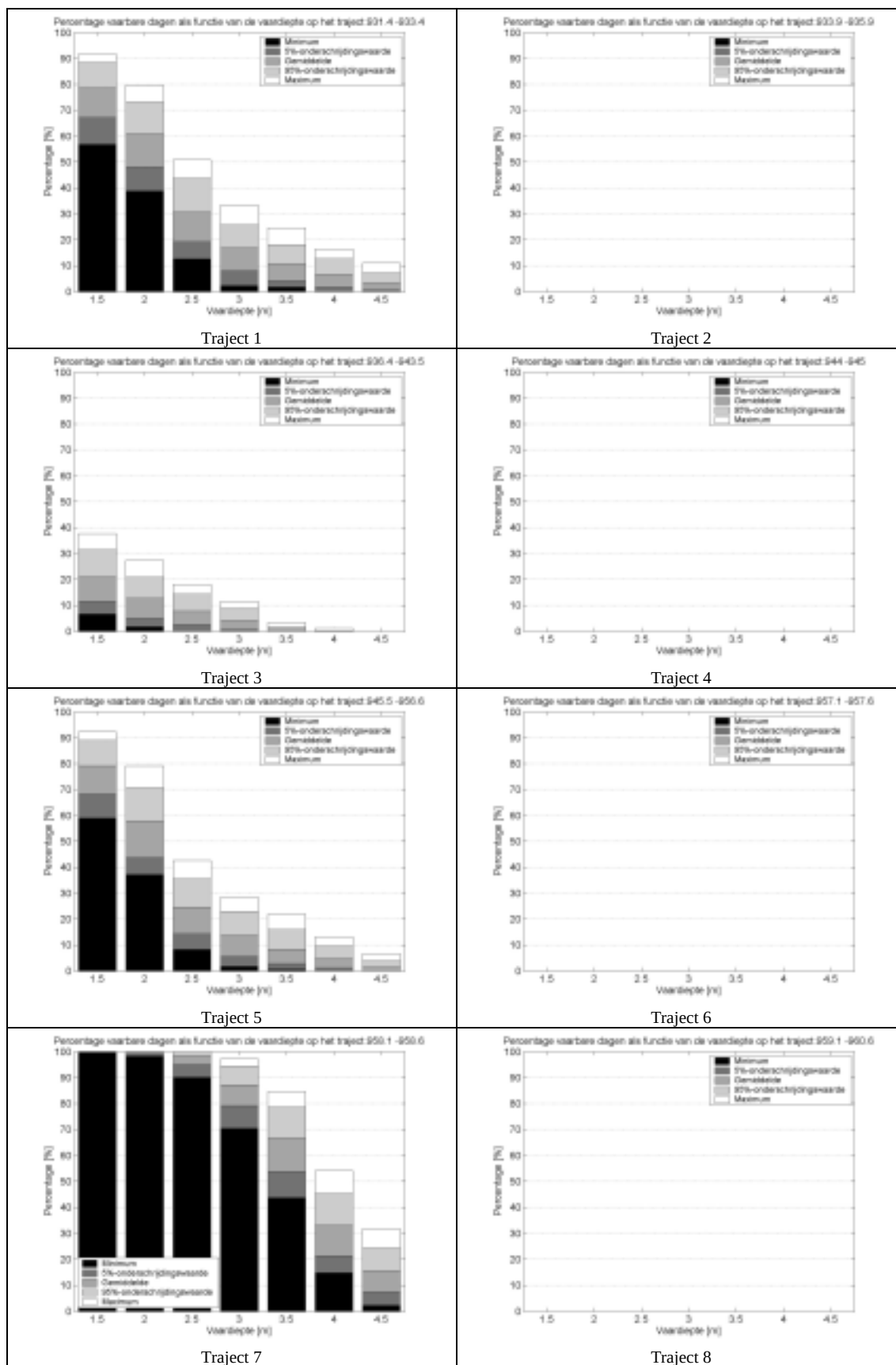


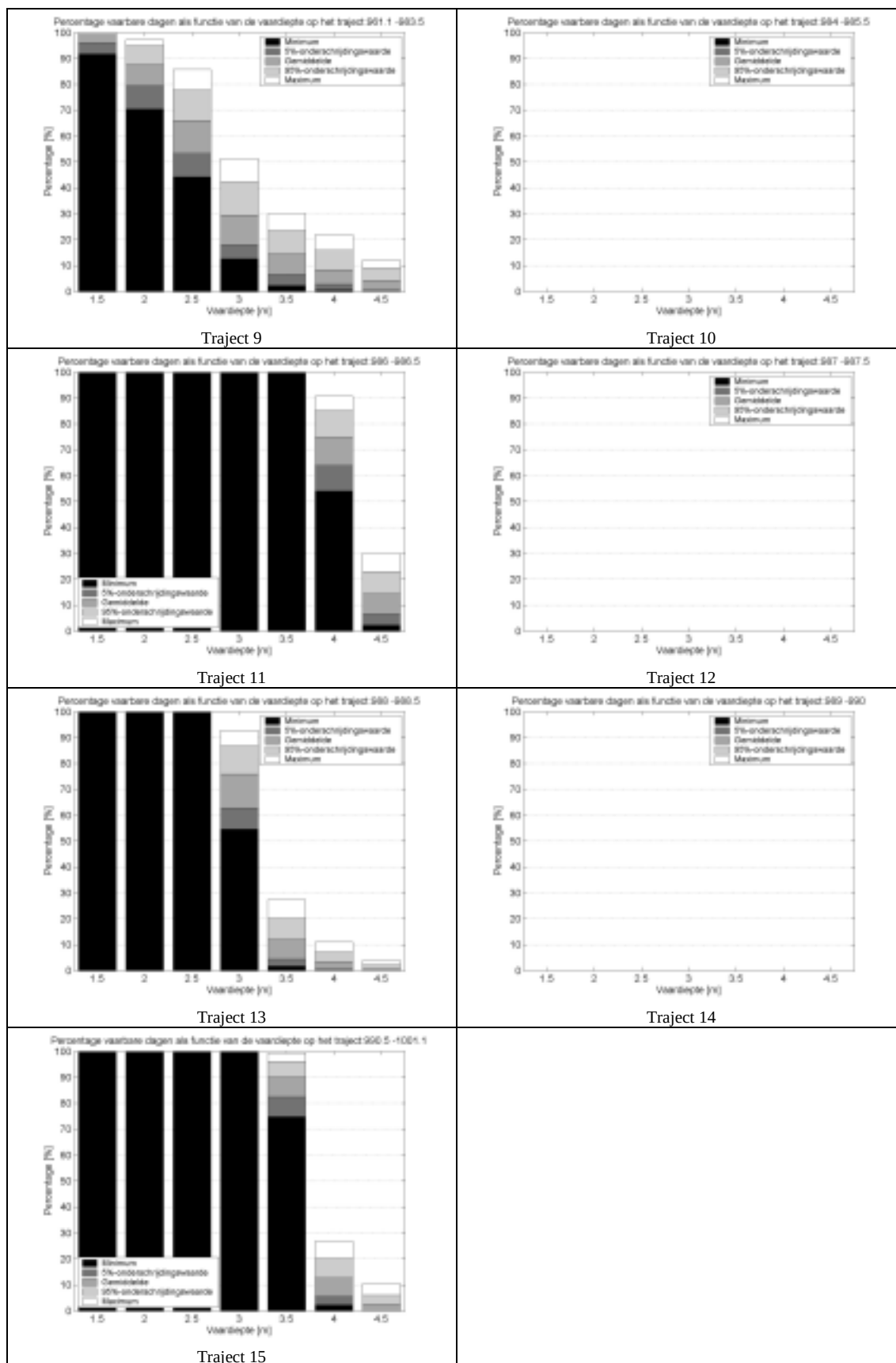
Figuur B35: Percentage bevaarbare lengte van het projectgebied uitgezet tegen de tijd voor verschillende diepgangen bij simulatie 3



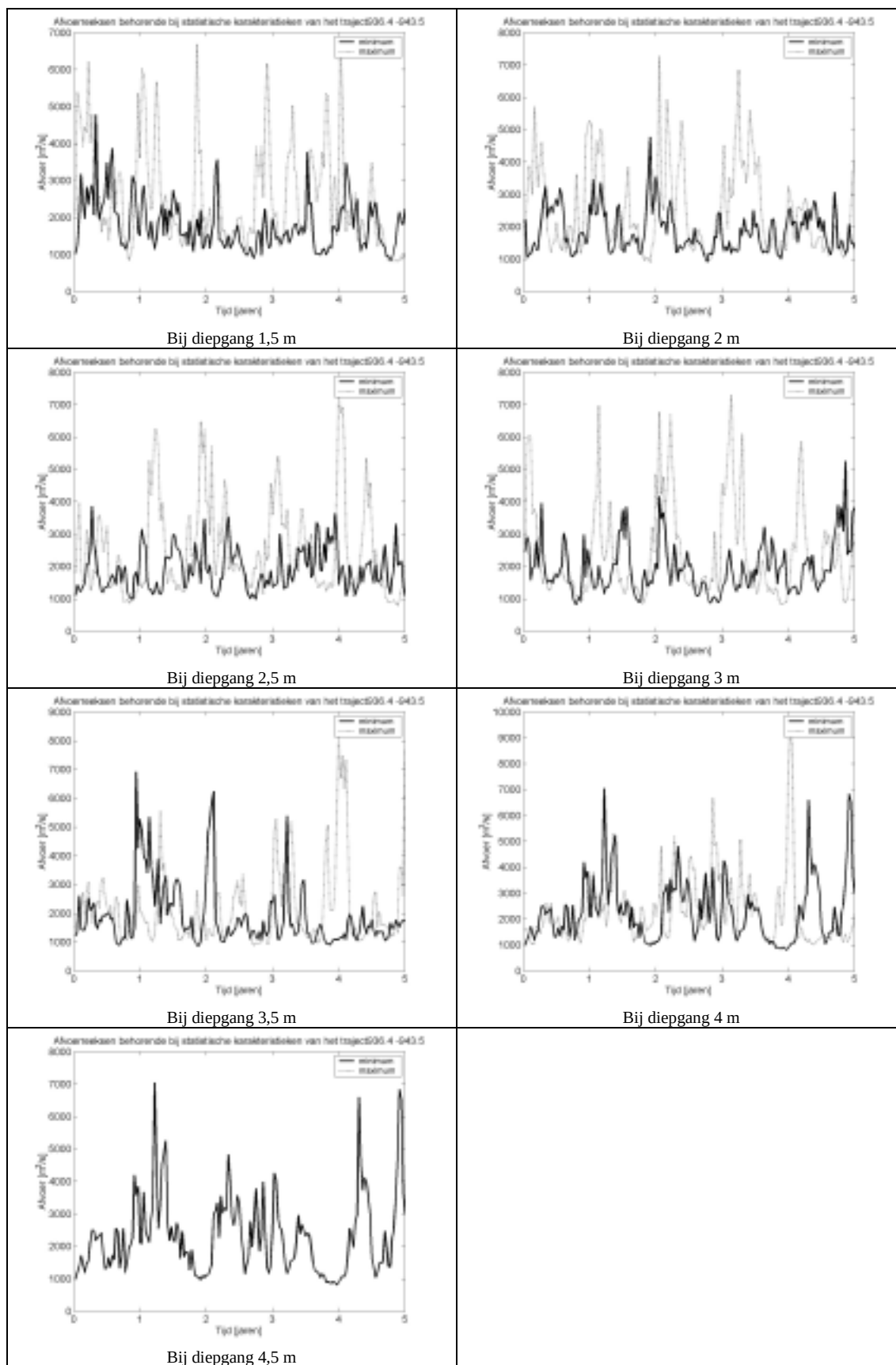


Figuur B36: Percentage bevaarbare tijd per riviertraject uitgezet tegen de diepgang voor simulatie 1, 2 en 3

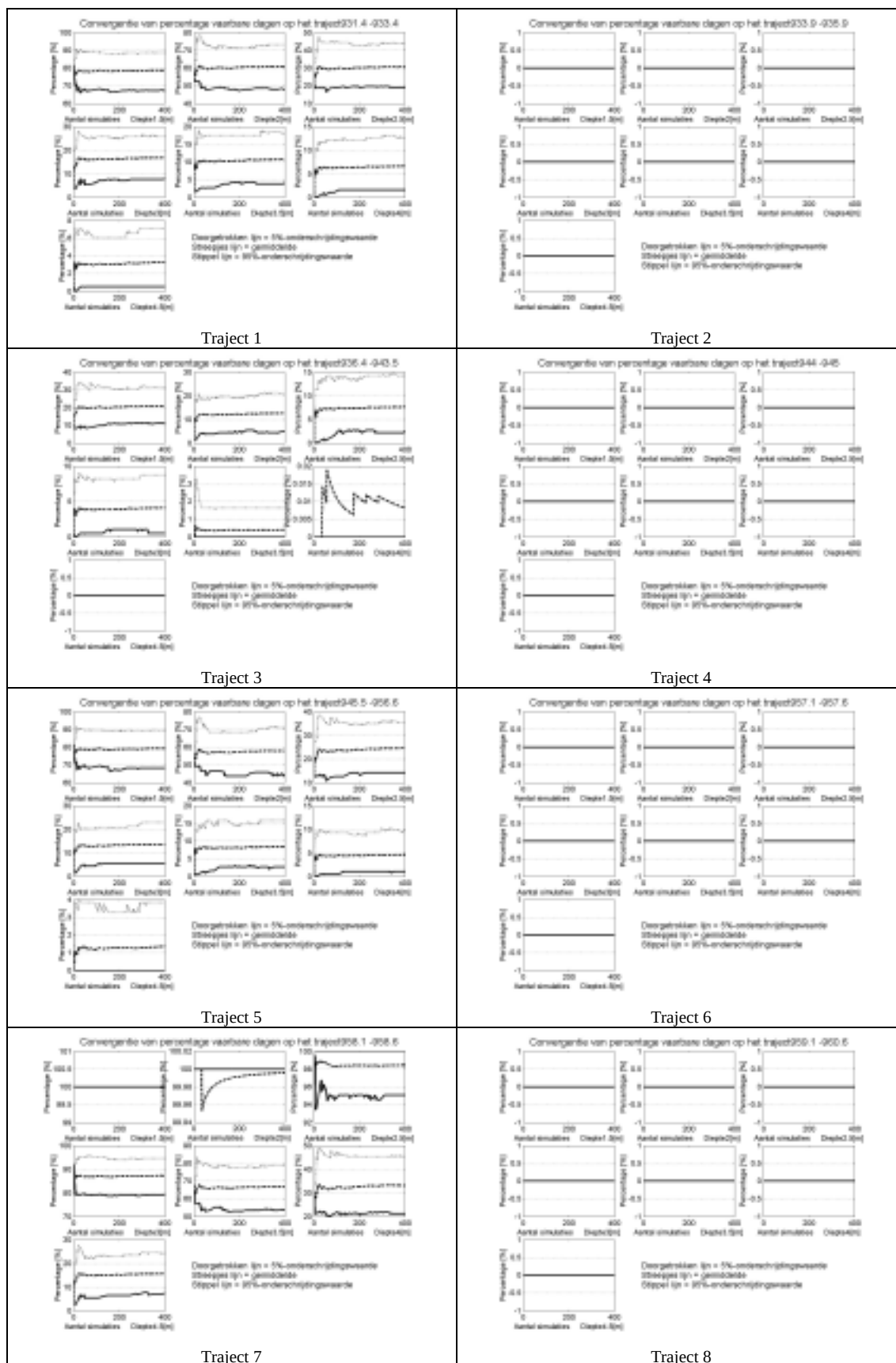


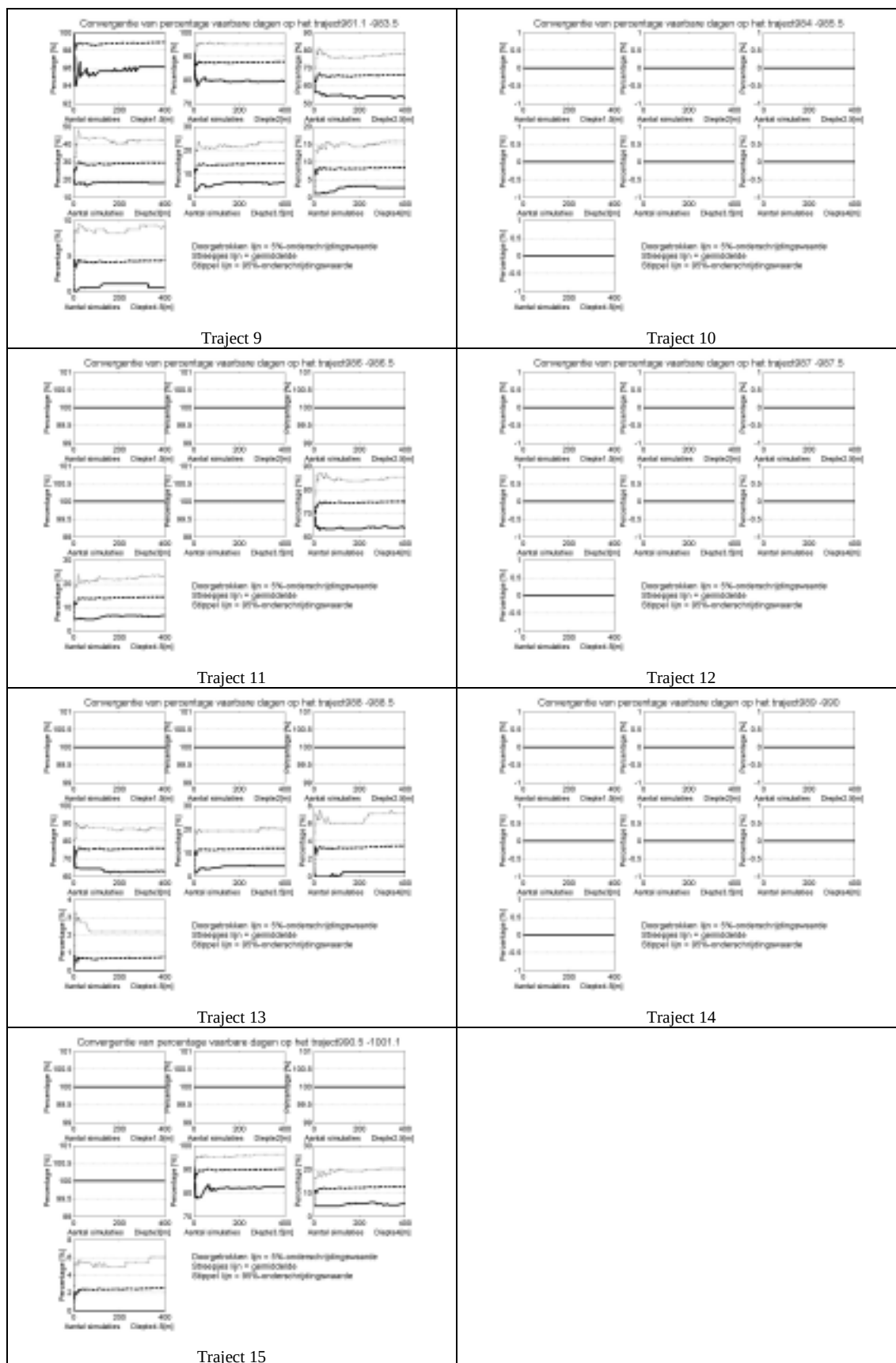


Figuur B37: Statistische gegevens van het percentage bevaarbare tijd per riviertraject uitgezet tegen de diepgang



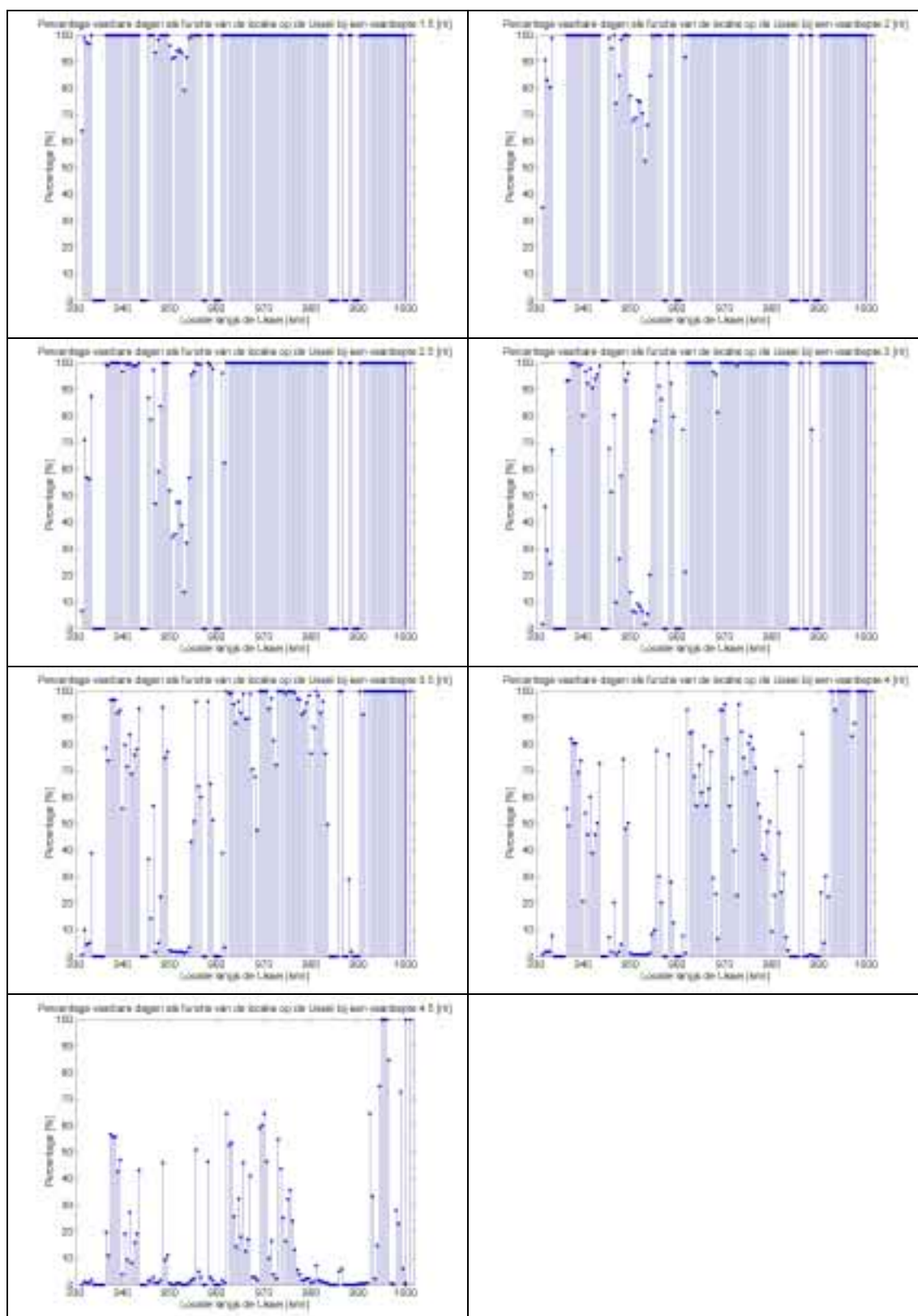
Figuur B38: Afvoerreeksen behorende bij het minimum en het maximum van de statistische gegevens op traject 3



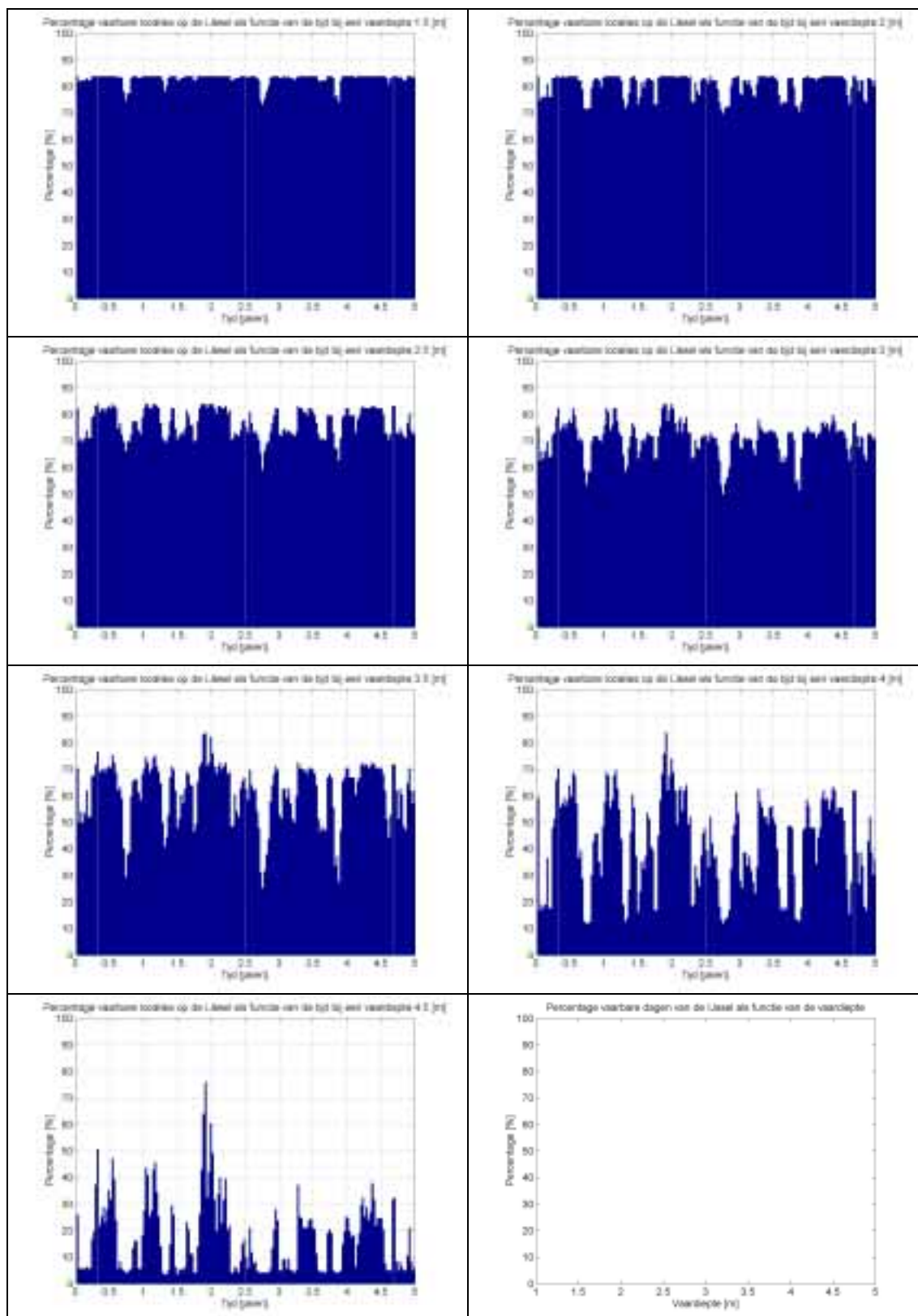


Figuur B-39: Convergentie van de statistische gegevens

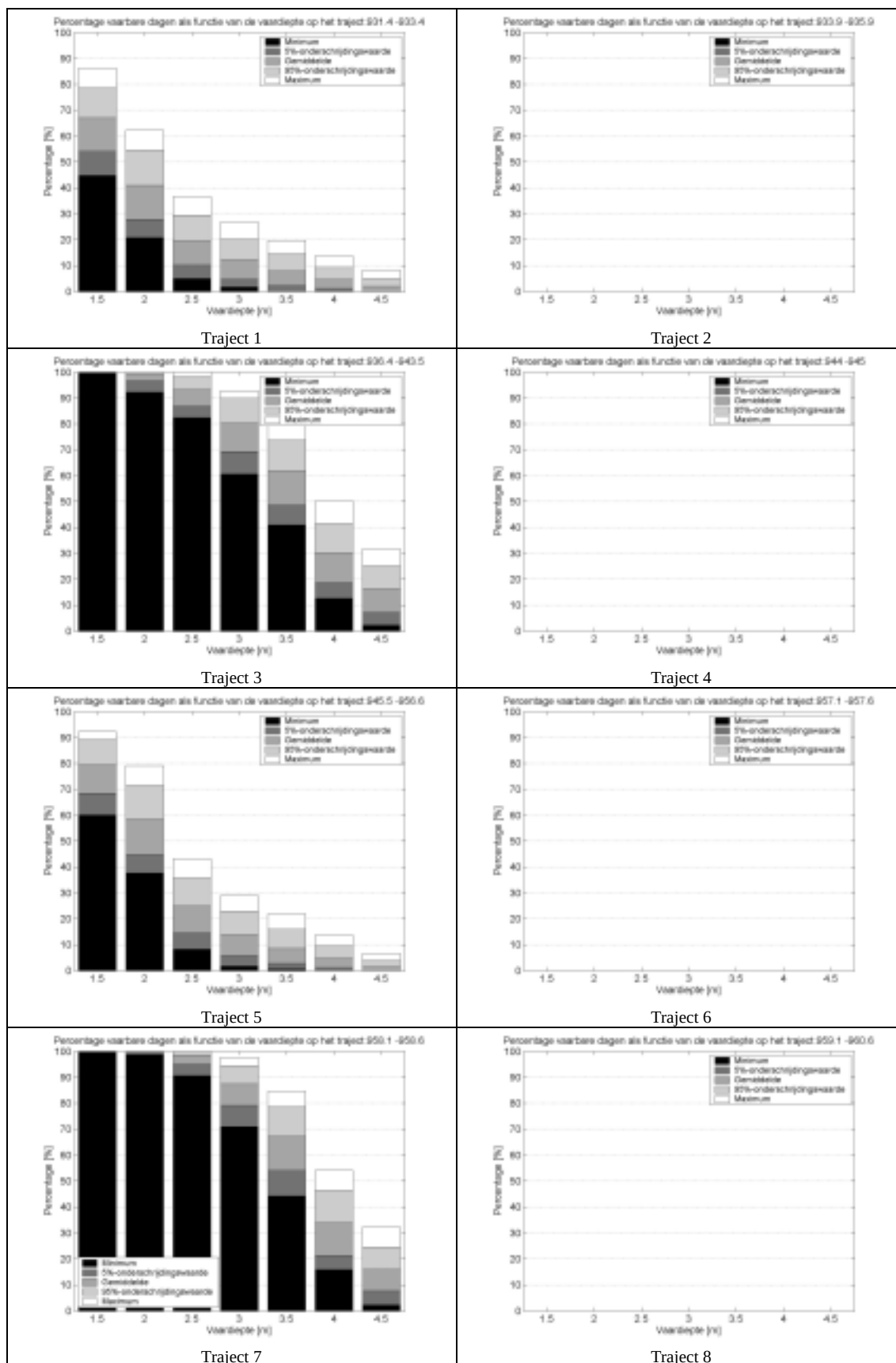
Bijlage 15: Probabilistische bevaarbaarheidsanalyse van de situatie met de set van maatregelen

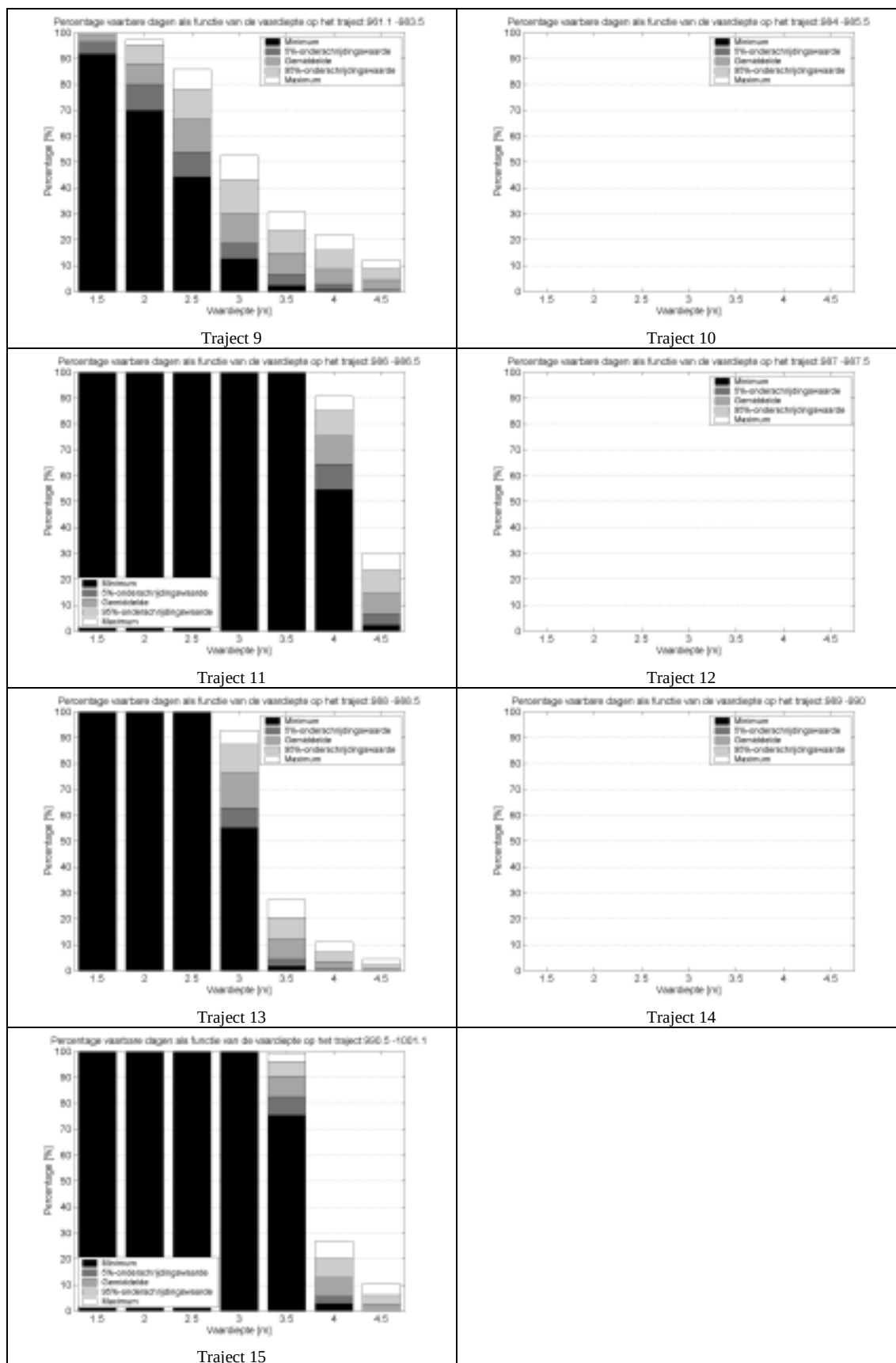


Figuur B40: Percentage bevaarbare tijd als functie van de locatie langs de IJssel voor verschillende diepgangen bij simulatie 1



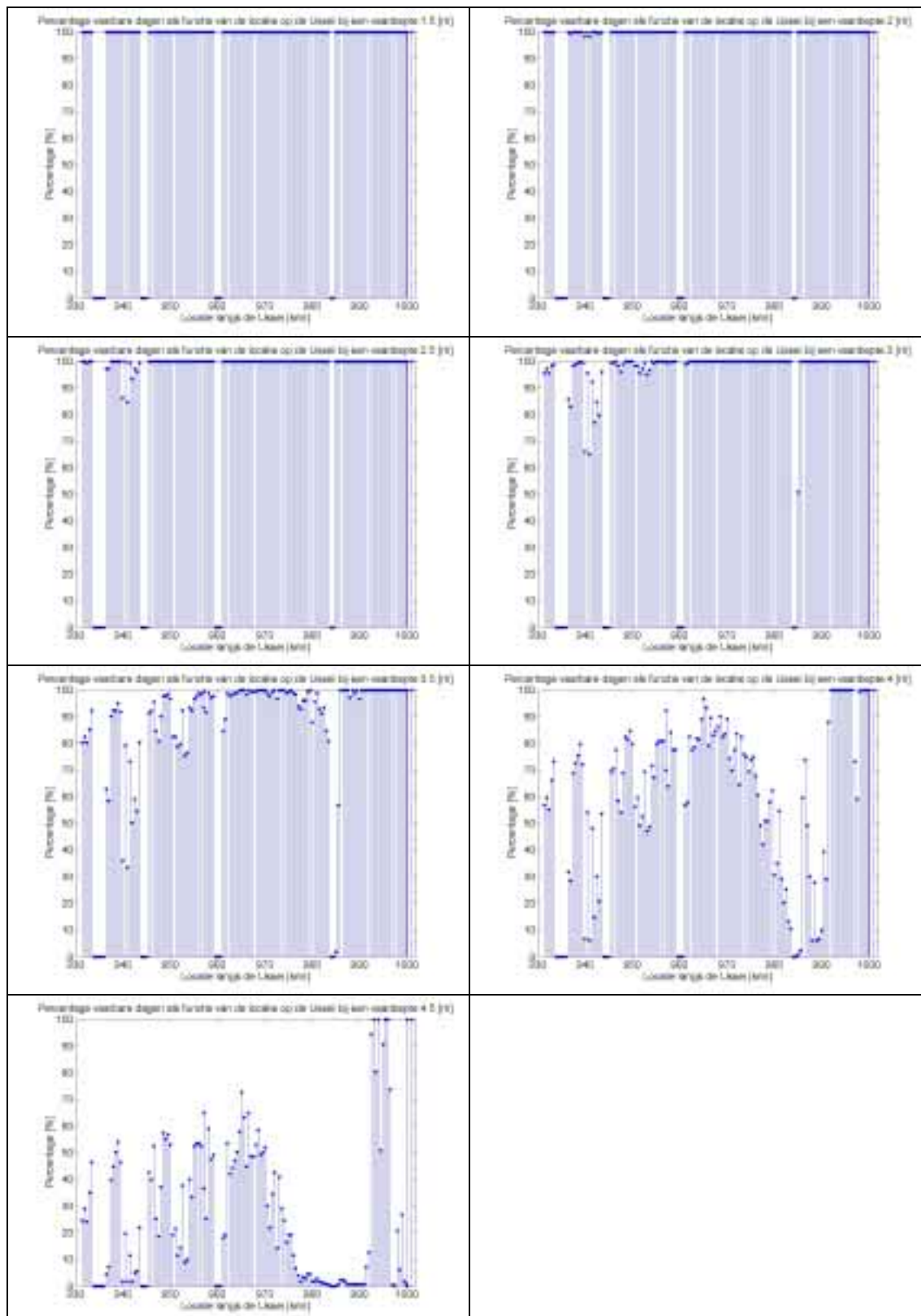
Figuur B41: Percentage bevaarbare lengte van het projectgebied uitgezet tegen de tijd voor verschillende diepgangen bij simulatie 1



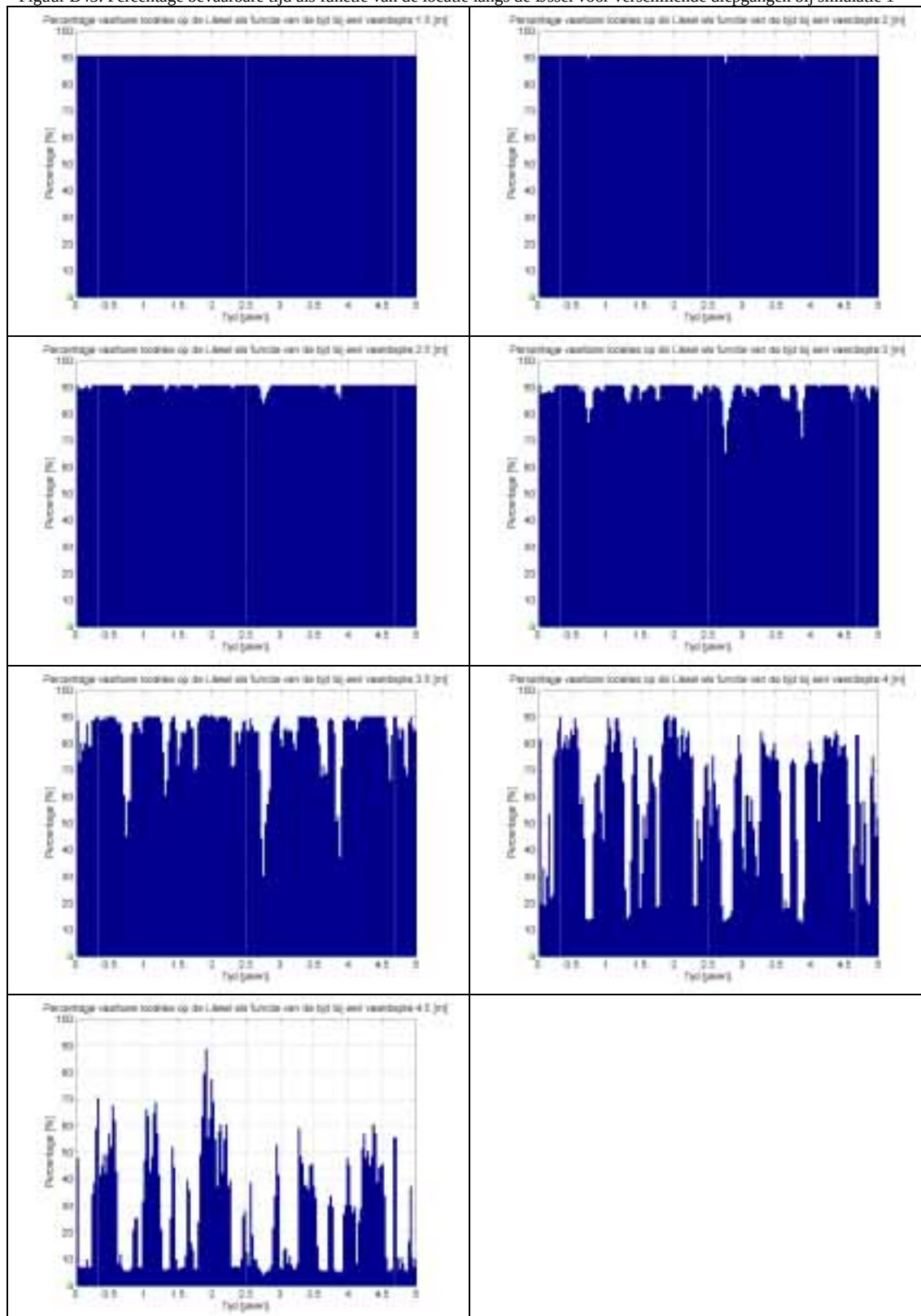


Figuur B42: Statistische gegevens van het percentage bevaarbare tijd per riviertraject uitgezet tegen de diepgang

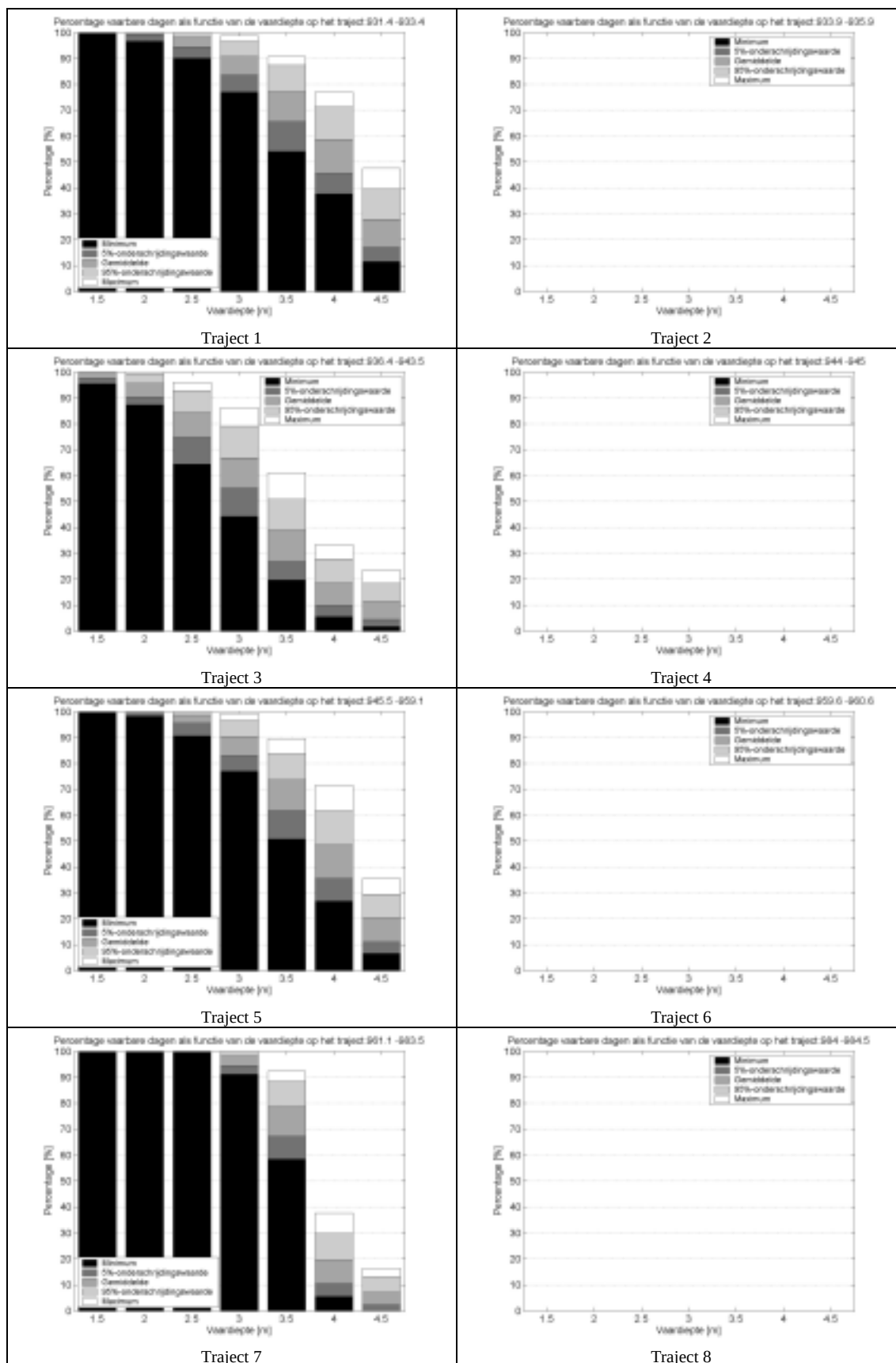
Bijlage 16: Probabilistische bevaarbaarheidsanalyse van de uitgangssituatie bepaald met de eis uit de 'Planstudie van de Boven-IJssel'

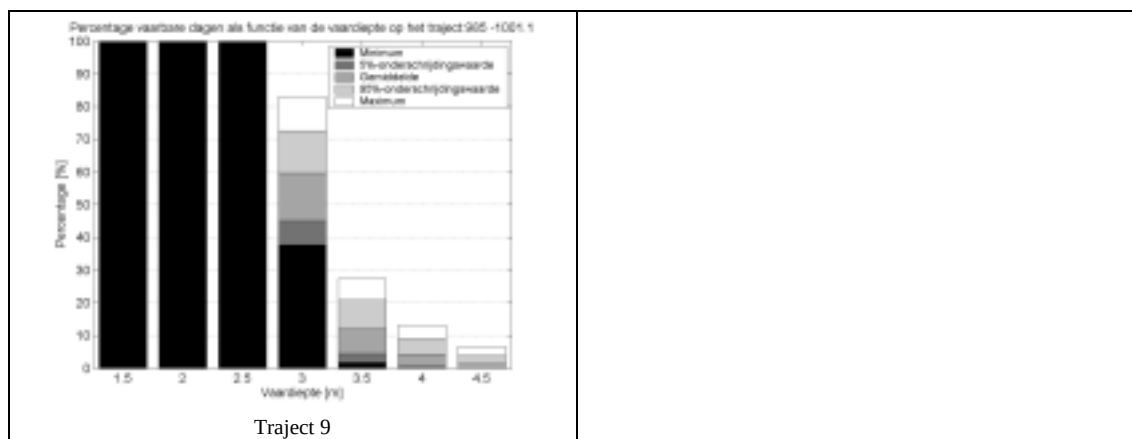


Figuur B43: Percentage bevaarbare tijd als functie van de locatie langs de IJssel voor verschillende diepgangen bij simulatie 1



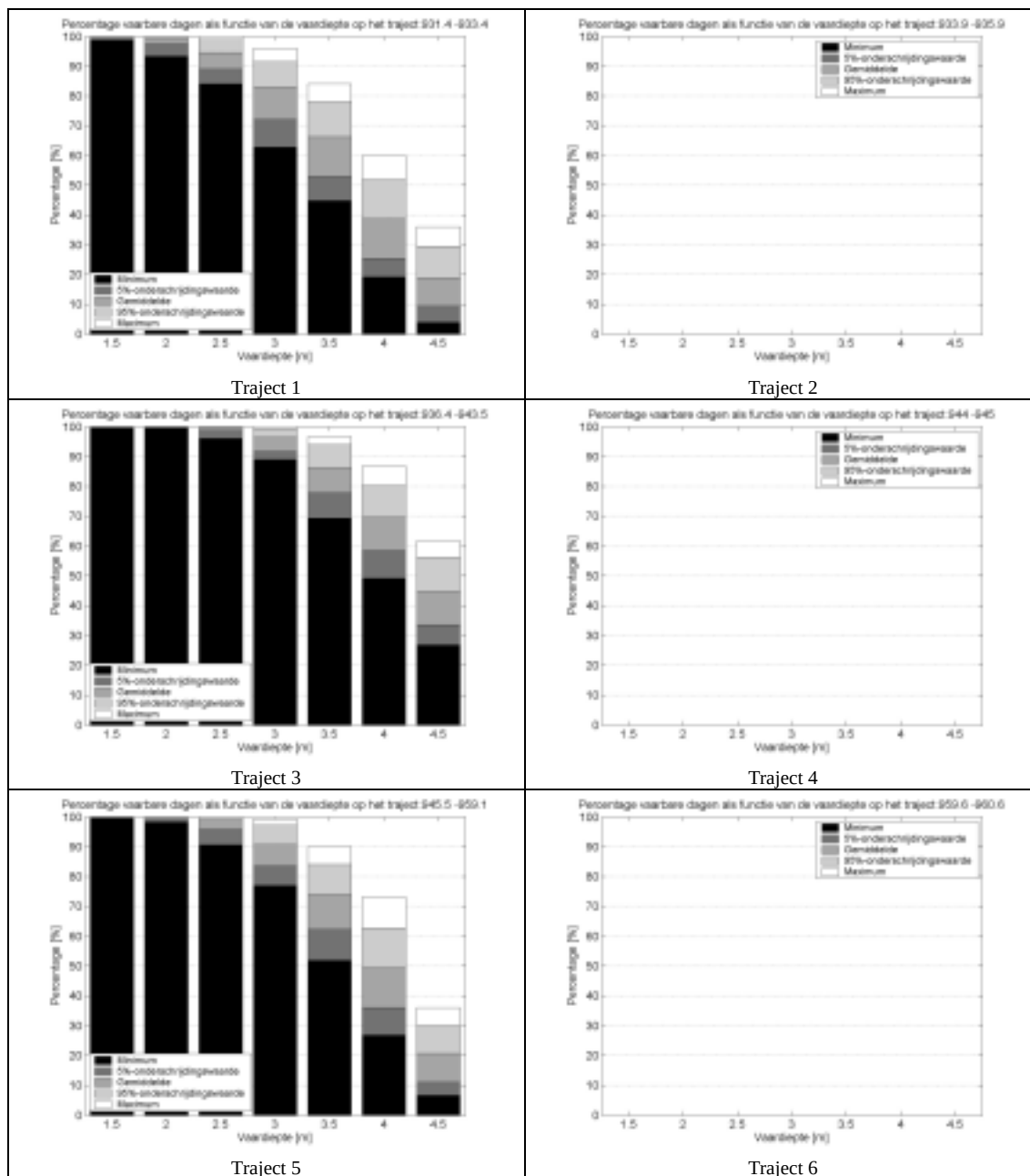
Figuur B44: Percentage bevaarbare lengte van het projectgebied uitgezet tegen de tijd voor verschillende diepgangen bij simulatie 1

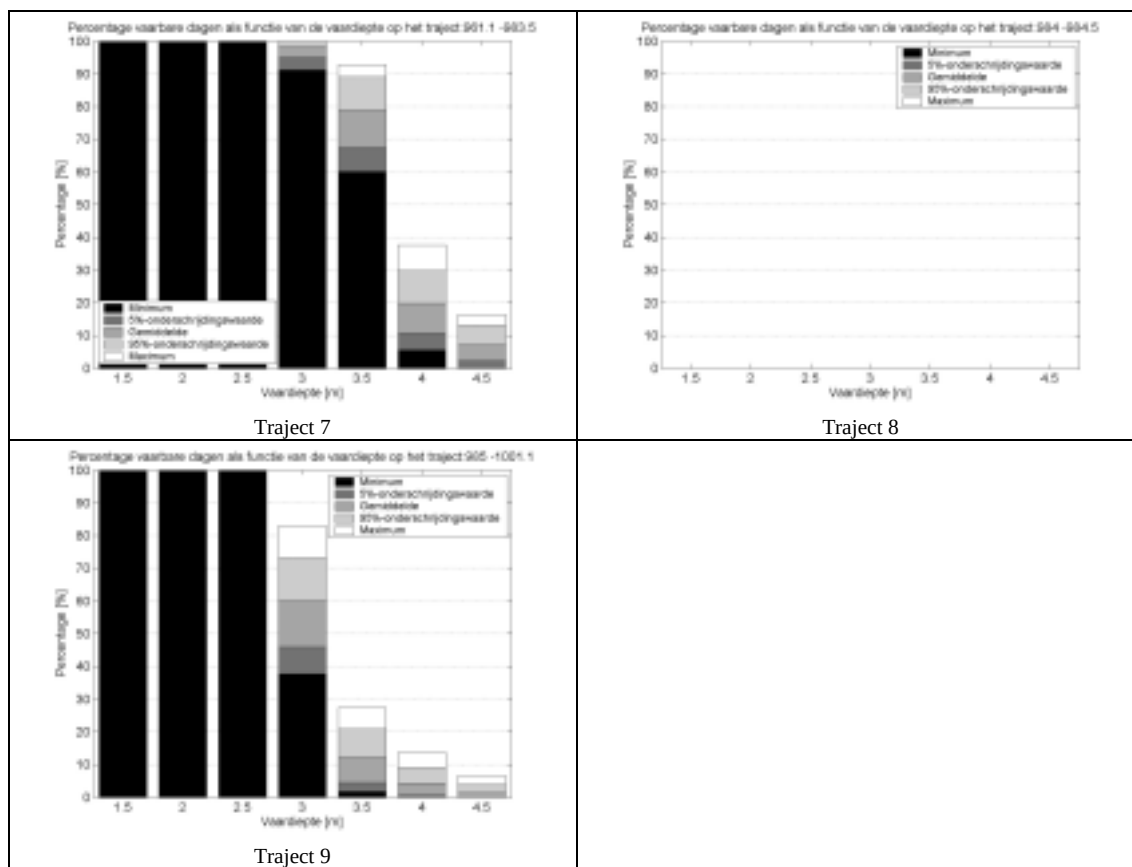




Figuur B45: Statistische gegevens van het percentage bevaarbare tijd per riviertraject uitgezet tegen de diepgang

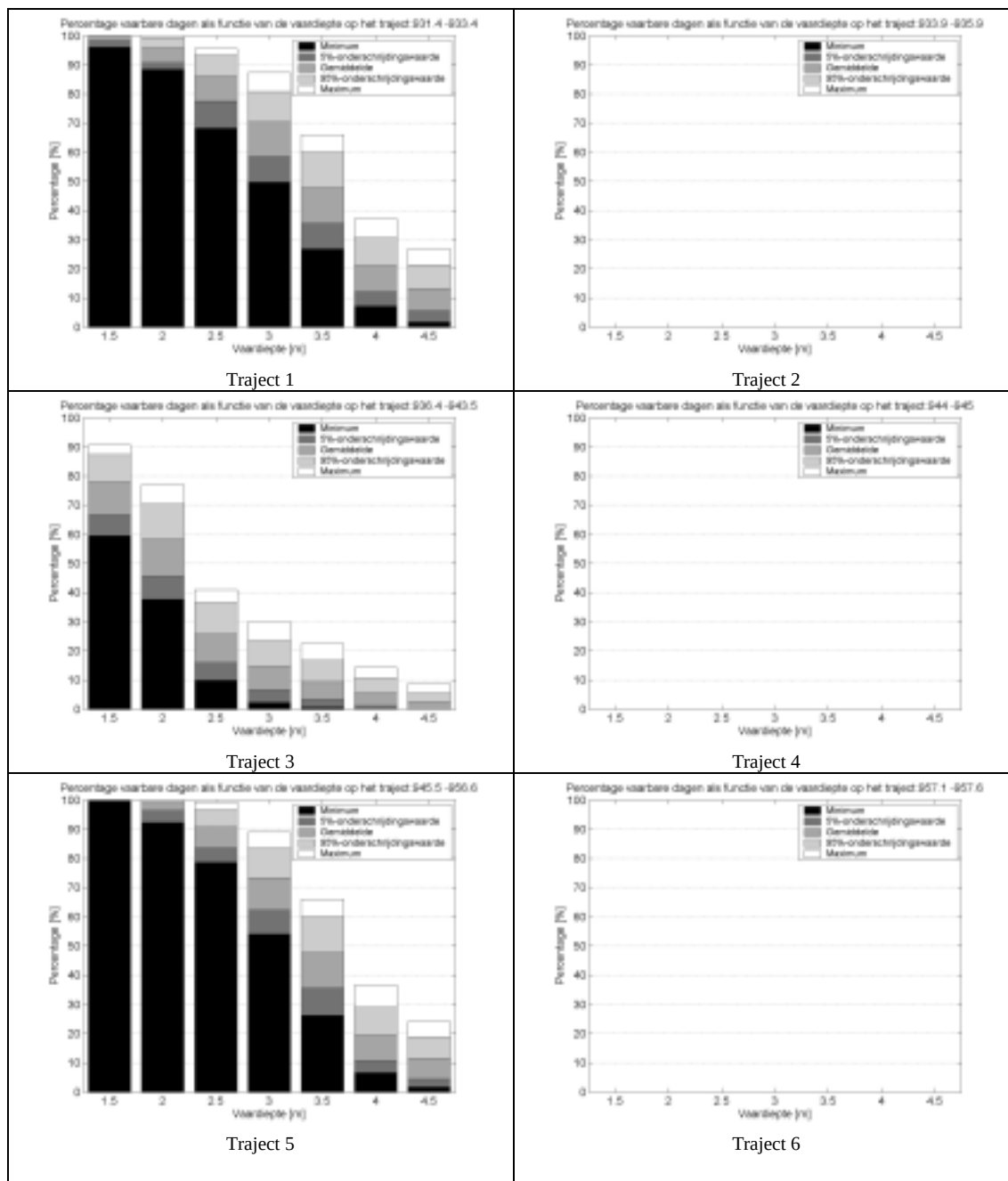
Bijlage 17: Probabilistische bevaarbaarheidsanalyse van de situatie met de set van maatregelen bepaald met de eis uit de 'Planstudie Boven-IJssel'

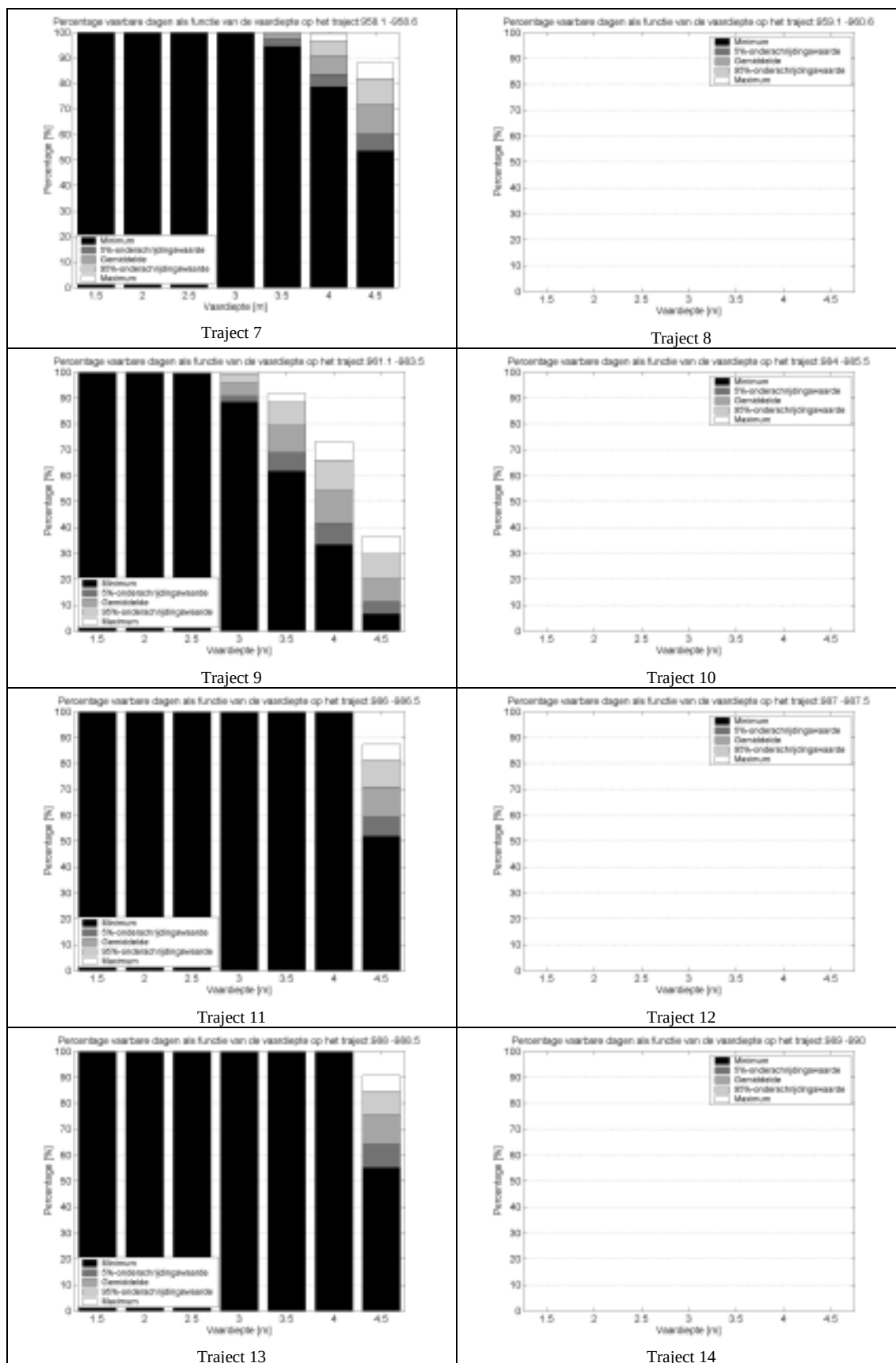


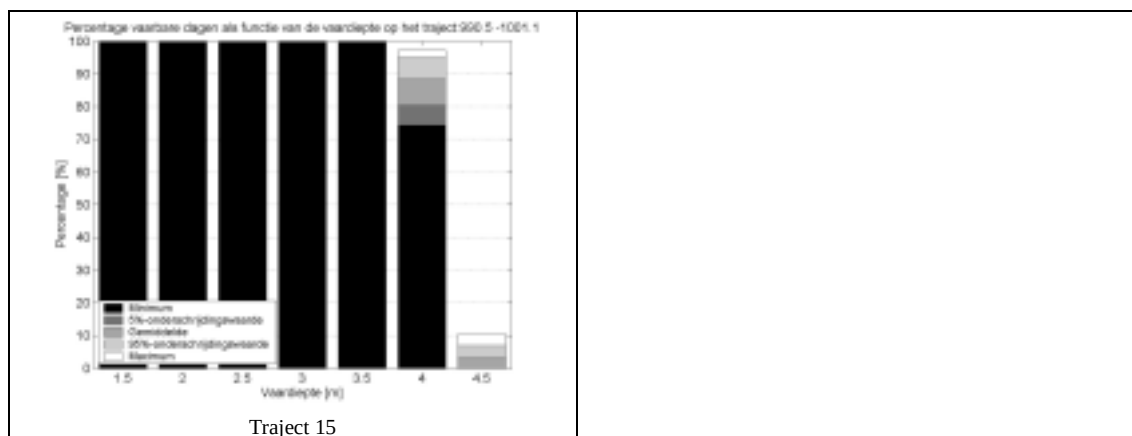


Figuur B46: Statistische gegevens van het percentage bevaarbare tijd per riviertraject uitgezet tegen de diepgang

Bijlage 13: Probabilistische bevaarbaarheidsanalyse van de uitgangssituatie zonder bodemliggingveranderingen







Figuur B47: Statistische gegevens van het percentage bevaarbare tijd per riviertraject uitgezet tegen de diepgang