

Bepaald

Bouwen op palen in uiterwaarden

Hydraulische en
morfologische effecten &
compenserende
maatregelen

Universiteit Twente
September 2006

Jacob Harke

Definitief



Bepaald

Bouwen op palen in uiterwaarden

Hydraulische en
morfologische effecten
& compenserende
maatregelen

Universiteit Twente

Opleiding Civiele Techniek
Afdeling Waterbeheer

Drienerlolaan 5
Postbus 217
7500 AE Enschede

Begeleiders: Dr.ir. J.S. Ribberink
Dr. R.M.J. Schielen
(Werkzaam bij Rijkswaterstaat)



Ministerie van Verkeer en Waterstaat



Rijkswaterstaat

Adviesbureau Tauw BV

Tauw Deventer
Afdeling Water, Ruimte & Riolering

Handelskade 11
Postbus 133
7400 AC Deventer

Begeleider Ir. A.J.G. van der Maarel



Student

J. Harke (s0102601)



Voorwoord

Dit afstudeeronderzoek is de afronding van de door mij gevolgde masterstudie Waterbeheer binnen de opleiding Civiele Techniek. Het onderzoek is voor het grootste deel uitgevoerd binnen adviesbureau Tauw en voor een klein deel binnen de afdeling Waterbeheer van de faculteit Construerende Technische Wetenschappen van Universiteit Twente.

Allereerst wil ik mijn vriendin Regien bedanken voor de ondersteuning die ze bewust en onbewust heeft gegeven en voor het geven van opbouwende kritiek over het rapport. Verder wil ik binnen de universiteit Jan Ribberink als hoofdbegeleider bedanken voor het geven van tips en commentaar en Freek Huthoff voor de inzichten in het beginstadium van het onderzoek. Binnen RIZA wil ik Ralph Schielen bedanken voor het commentaar, de contacten binnen RIZA en het regelen van de benodigde licenties, David Kroekenstoel voor het aanleveren van het rekenmodel en de hulp bij de problemen hiermee in het begin van het onderzoek en Claus van den Brink voor het uitvoeren van de 2D-berekeningen. Van adviesbureau Tauw wil ik Ton van der Maarel bedanken voor het commentaar en de praktische kijk op het rapport en de collega's voor gevraagd en ongevraagd advies en voor de leuke tijd die ik bij Tauw heb gehad.

Jacob Harke
September 2006

Samenvatting

Dit onderzoek gaat in op de grootschalige hydraulische en morfologische effecten van het bouwen op palen in uiterwaarden en de compensatie van deze effecten. Als uitgangspunt is een case genomen in de IJsseluiterwaard Wilpsche Klei bij Deventer, waar de uiterwaard breed is, zodat ruimte aanwezig is om een woonwijk van 3000 woningen op palen te realiseren. Voor de eenvoudige analytische berekeningen is als basis de formule van Chézy gebruikt, voor de 1D- en 2D-berekeningen zijn hydraulische modellen gebruikt. Voor de morfologische berekeningen is gebruik gemaakt van een *user defined* sedimenttransportformule die een afgeleide is van de sedimenttransportformule van Meyer-Peter-Müller.

De grootschalige effecten zijn bepaald met behulp van eenvoudige analytische berekeningen, 1D-modelberekeningen – SOBEK – en 2D-modelberekeningen – WAQUA. Met WAQUA zijn alleen hydraulische berekeningen uitgevoerd. De berekeningen zijn in een korte periode aan het eind van het onderzoek uitgevoerd door Rijkswaterstaat.

Ten behoeve van de eenvoudige analytische berekeningen zijn IJsselprofielen uit het Rijntakkenmodel, waarmee binnen SOBEK gerekend wordt, geschematiseerd tot een bakkenprofiel, bestaande uit vier bakken. Eén bak voor de schematisatie van het zomerbed, één voor de uiterwaard buiten de zomerkade, één voor de uiterwaard binnen de zomerkade waarin de ingreep geschematiseerd wordt en één voor het overige deel de uiterwaard binnen de zomerkade. Na schematisatie is de waterstand voor de huidige situatie bij MHW-afvoer bepaald. Door kalibratie is de waterstand op een niveau gebracht die door Rijkswaterstaat wordt gezien als maatgevende waterstand. De kalibratieparameter hierbij is de bodemruwheid. De verhouding tussen de werkelijke ruwheid en de gekalibreerde ruwheid is uitgedrukt in een kalibratiefactor. Na kalibratie van het model zijn de palen in de betreffende bak geschematiseerd als een toename van de bodemruwheid. Hierbij is uitgegaan van de krachten die op de palen in stromend water werken; deze zijn te herleiden tot een toename van de bodemruwheid. Deze ruwheid wordt opgeteld bij de – ongekalibreerde – bodemruwheid tussen de palen en na vermenigvuldiging met de kalibratiefactor is een nieuwe bodemruwheid berekend. Belangrijke parameters die invloed hebben op de nieuwe bodemruwheid zijn de dikte van de palen, de hoeveelheid palen, de plaatsingsdichtheid van de palen, de weerstandscoefficiënt van de palen en de bodemruwheid tussen de palen.

Bij de 1D-modelberekeningen is de invloed van de palen op eenzelfde manier in een ruwheidvergroting uitgedrukt als bij de eenvoudige analytische berekeningen. Daarbij is eerst de in het model aanwezige gekalibreerde ruwheid omgezet in een ongekalibreerde ruwheid, waarna de invloed van de palen erbij op is geteld en het geheel vermenigvuldigd is met de kalibratiefactor van het 1D-model.

Binnen het 2D-model zijn de palen uitgedrukt in aangestroomd oppervlak. Doordat de bodemruwheid die opgenomen is in het model ongeveer overeenkomt met de werkelijke ruwheid is het aangestroomde oppervlak rechtstreeks toe te voegen aan de

bodemruwheid. Doordat de bodemruwheid in werkelijkheid varieert ter plaatse van de ingreep, en dit moeilijkheden en veel tijdverlies oplevert bij de invoer van de palen, is een vaste ruwheidswaarde opgenomen voor het gebied. De schatting is dat deze ruwheid iets hoger is dan de werkelijke ruwheid.

Het maximale waterstandverhogende effect van het bouwen op palen volgens de case, berekend met het eenvoudige analytische model is 3,0 cm. Berekend met het 1D-model is dit 3,2 cm. Het opstuwende effect berekend met het 2D-model is 1,3 cm op de as van de rivier. In de uiterwaarden is het effect groter, tot maximaal ongeveer 3 cm. De schatting is dat de opstuwing iets lager is wanneer uitgegaan wordt van de werkelijke ruwheid in de uiterwaard. Veranderingen in belangrijke parameters veroorzaken een toename of afname van enkele centimeters in het wateropstuwende effect.

Het effect op de bodem, berekend met het eenvoudige analytische model, is een maximale bodemdaling van ongeveer 0,5 cm per dag, ter hoogte van de ingreep, bij MHW-afvoer. Bovenstrooms van de ingreep treedt een te verwaarlozen stijging van de bodem op. Bij lagere afvoeren neemt het effect op de bodem af tot nagenoeg nul bij een afvoer van 1000 m³/s. Het maximale effect dat op kan treden ter plaatse van de ingreep is een bodemdaling van 0,62 meter bij een MHW-afvoer en een situatie waarin de rivier in evenwicht is. Dit zal echter in werkelijkheid niet optreden doordat de afvoer varieert in de tijd waardoor de evenwichtsituatie niet bereikt wordt. Uit de 1D-berekeningen komt naar voren dat de bodem gemiddeld daalt met ongeveer 2,5 cm in 25 jaar, uitgaande van een gemeten afvoerreeks tussen 1973 en 1998. Plaatselijk treedt echter ook bodemstijging op, afhankelijk van de afvoer. Bij hoge gemeten afvoeren is de maximale stijging van de bodemhoogte ongeveer 9 cm, terwijl op hetzelfde moment op een andere plaats een bodemdaling optreedt van ongeveer 12 cm. Wanneer een MHW-afvoerperiode in de serie wordt ingevoegd, blijkt het effect op de bodem op te kunnen lopen tot plaatselijk 21 cm stijging en 20 cm daling. Het blijkt dat de veranderingen in bodemniveau zich in de loop van de tijd in benedenstroomse richting voortbewegen, waarbij de effecten kleiner worden. Bovenstrooms verandert de bodemhoogte nagenoeg niet.

De hydraulische resultaten berekend met de eenvoudige analytische berekeningen en de 1D-berekeningen komen overeen. Over het algemeen liggen de uitkomsten van de 1D-berekeningen iets hoger dan de uitkomsten van de eenvoudige analytische berekeningen. Het opstuwende effect berekend met het 2D-model is lager. De waarde die aan de 2D-uitkomsten gehecht wordt is klein, aangezien hier geen diepgaand onderzoek naar gedaan is. Deze uitkomsten dienen voornamelijk ter indicatie.

Het verschil in de uitkomsten van de verschillende methoden wat betreft de effecten op de bodem, wordt veroorzaakt door de schematisatie ten behoeve van de eenvoudige analytische berekeningen. In werkelijkheid – en in het SOBEK-Rijntakkenmodel – komen lange zandgolven in de rivier voor die spreiding in de effecten veroorzaken, terwijl bij de eenvoudige analytische berekeningen gerekend wordt met een vast bodemverhang. Bij de eenvoudige analytische berekeningen is ervan uitgegaan dat benedenstrooms geen effecten optreden terwijl uit de 1D-berekeningen naar voren komt dat dit wel het geval is – door het verplaatsen van de zandgolven. In grote lijnen kan gezegd worden dat de effecten wel op elkaar lijken: bovenstrooms ontstaat een minieme bodemstijging, terwijl ter plaatse van de ingreep gemiddeld de bodem daalt.

De veranderingen benedenstrooms worden veroorzaakt door het in benedenstroomse richting voortbewegen van de ter plaatse van de ingreep opgetreden veranderingen.

Om de effecten van het bouwen op palen in de uiterwaard te compenseren, moeten maatregelen getroffen worden. De maatregelen die toegepast kunnen worden in het geval van de case zijn uiterwaardafgraving en de aanleg van een nevengeul. Een uiterwaardafgraving waarbij het waterstandopstuwende effect van de ingreep wordt gecompenseerd en waarbij voldaan wordt aan het gestelde veiligheids criterium, heeft weinig invloed op de bodem ten opzichte van de situatie met alleen de ingreep. Een nevengeul veroorzaakt extra bodemstijgingen – en dalingen – in vergelijking tot de situatie met alleen de ingreep. In beide gevallen moet plaatselijk periodiek gebaggerd worden om te voldoen aan het gestelde scheepvaartcriterium. De kosten voor de realisatie van de uiterwaardafgraving zijn per woning – uitgaand van de case: 3000 woningen – 9.800,- tot 23.500,- euro met 20,- tot 48,- euro aan jaarlijkse baggerkosten. De kosten voor de realisatie van de nevengeul zijn per woning 5.800,- tot 12.100,- euro met bijkomende jaarlijkse kosten van 60,- tot 144,- euro. De variatie in kosten ontstaat doordat de verontreinigingsklasse van de bodem niet bekend is. De werkelijke kosten zijn sterk afhankelijk van de marktsituatie, zodat de weergegeven kosten moeten worden gezien als een indicatie. De kosten zijn hoog aangehouden.

Naar aanleiding van het uitgevoerde onderzoek kan een aantal aanbevelingen gedaan worden.

- De case gaat uit van een wijk in een rivierbocht. De invloed hiervan op de waterstroming is in het eenvoudige analytische model verwerkt in een klibratiefactor. Het is preciezer de effecten van een rivierbocht mee te nemen in de berekeningen.

- In het 1D-model is het niet mogelijk over de breedte van de uiterwaard verschillende waarden op te nemen voor de bodemruwheid. De nauwkeurigheid van de uitkomsten wordt groter indien dit wel mogelijk gemaakt wordt in het model.

- Uit de uitgevoerde 2D-berekeningen komt naar voren dat 2D-modeluitkomsten lager zijn dan de uitkomsten van de andere twee modellen. Hier is echter niet diepgaand onderzoek naar gedaan. Dit is wel nodig om te kunnen bepalen of de uitkomsten van de andere modellen ook echt te hoog zijn. Vooral omdat 2D-modeluitkomsten over het algemeen als nauwkeuriger worden gezien. Verder kunnen 2D-modellen beter inzicht geven in de ontwikkelingen van de lange zandgolven.

- Er is onderzoek gedaan naar de invloed van enkele parameters op de uitkomsten. Wanneer de invloed van meer parameters op de uitkomsten wordt bepaald, wordt de toepasbaarheid van de uitkomsten voor andere locaties inzichtelijk. Verder kan er een spreadsheet gemaakt worden waarmee door het invoeren van uiterwaardkenmerken en bebouwd oppervlak de invloed op de waterstand is te bepalen.

- De kosten van de compenserende maatregelen liggen ver uit elkaar, afhankelijk van de bodemverontreiniging. Een nauwkeuriger inschatting van de kosten kan gemaakt worden als meer bekend is over de bodemverontreiniging op een locatie. Kennis van de markt is ook van belang voor het nauwkeurig inschatten van de kosten.

Summary

In this report large scale hydrologic and morphologic effects of building on piles in floodplains and the compensation of these effects are investigated. Starting point of this research is a case in the floodplain Wilpsche Klei – in the river IJssel –, near the city of Deventer, where is enough space to build 3000 houses on piles in the floodplain. For hydraulic calculations the Chézy-equation is used whereas for morphological calculations a user defined equation is used. This equation is derived from the sedimenttransportformula of Meyer-Peter-Müller.

The large scale effects are calculated with simple analytical calculations, 1D-model calculations – SOBEK – and 2D-model calculations – WAQUA. With WAQUA only hydraulic calculations are made. These calculations are made by Rijkswaterstaat, in short term.

For the simple analytical calculations a schematization has been made. Profiles of the IJssel river out of the SOBEK-Rijntakken model have been schematized into a cascade model with four parts. One part for the schematization of the summer bed, one for the floodplain on the outer side of the summer dike, one for the floodplain within the summer dike where the intervention – building on piles – will take place and one part for the remaining part of the floodplain within the summer dike. After schematization for the current situation the water level is calculated by normative discharge – 2459 m³/s. By calibrating the water level will be set equal to the normative water level which is determined by Rijkswaterstaat. The parameter of calibration is the bottom roughness. The rate between the present roughness and the calibrated roughness is expressed in a factor of calibration. After calibration the piles are schematized as an increase in floodplain roughness. To calculate the increase of roughness the forces on the piles in flowing water are important. The roughness caused by the piles together with the un-calibrated floodplain roughness between the piles results in a new roughness after multiplying with the factor of calibration. Parameters which highly influence the new roughness are: the thickness of the piles, the amount of piles, the placing compactness of the piles, the drag coefficient of the piles and the roughness of the floodplain between the piles.

For the 1D-calculations the influence of the piles is expressed in a same way as in the simple analytical calculations: as an increase of floodplain roughness. The calibrated roughness in the model is converted into an un-calibrated roughness, which is added up with the influence of the piles and multiplied with the factor of calibration of the 1D-model.

Within the 2D-model the piles are expressed in the surface of the piles that is directly exposed to the water current. The bottom roughness in the model equals the roughness in the field, what makes it relatively easy to put the influence of the piles into the model. However, the different kinds of roughness types in the area where the intervention take place makes it difficult and takes a lot of time. Therefore the different types of roughness are replaced by one roughness type. Probably this roughness is little higher than the roughness in the field.

The maximum water level rise caused by building on piles calculated with simple analytical calculations is 3,0 cm. 1D-calculations results in a rise of 3,2 cm. The water level rise calculated with the 2D-model is 1,3 cm in the middle of the river. In the floodplains the effect is higher, up to about 3 cm. The estimated water level rise is slightly smaller when the different field bottom roughness is used during the calculations. By changing important parameters the results will be some centimetres higher or lower.

The change in bottom level by normative discharge calculated with simple analytical calculations is a decrease of 0,5 cm a day at the place where the intervention is planned. From this point upstream the changes in bottom level are hardly noticeable. At lower discharges the bottom change is smaller, up to almost zero at a discharge of 1000 m³/s. The maximum bottom change that is possible is a decrease of 0,62 meter at the place of intervention. This is calculated by using a normative discharge and a situation where the river is in balance. In reality this will never occur because due to variations in discharge the river never reaches the balanced situation. Long term effects on the bottom calculated with 1D-calculations and a measured discharge range of 25 year – 1973 until 1998 – results in an average decrease of 2,5 cm. However, locally some parts of the river bottom rise, depending on the discharge. At the highest measured discharges the maximum local bottom rise will be about 9 cm, whereas elsewhere during the same calculations the bottom level decreases about 12 cm. After a normative discharge period the bottom rise will be up to 21 cm and the decrease of bottom level will be up to 20 cm. These effects move downstream while the effects decrease. Upstream the effects are negligible.

The hydraulic results calculated with simple analytical calculations and 1D-calculations correspond. In general the results of 1D-calculations are slightly higher than results from simple analytical calculations. The water level rise calculated by the 2D-model is smaller. But the value with which the 2D-results are awarded is small, because the investigation is not profound. The results as yet will be seen as an indication that the results calculated with the other models might be too high.

Differences between bottom changes, calculated with the different methods, are caused by the simplifications in the cascade schematization for the simple analytical calculations. In reality – and in the SOBEK-Rijntakkenmodel – long sand waves occur which cause different results along the river, whereas in the simple analytical calculations the river bottom is assumed to have one continuous slope. For the simple analytical calculations it is assumed that there are no downstream effects, while from the 1D-calculations this seems to be wrong. Roughly can be said that the bottom change correspond: upstream the bottom level changes hardly; at the place where the intervention is planned the average bottom level decreases. The bottom changes downstream arise due to the downstream moving of the bottom changes which occur at the place where the intervention is planned.

To compensate the effects of building on piles in the floodplain measures have to be taken. Appropriate measures for the case seem to be floodplain lowering and the construction of a secondary channel in the floodplain. A designed lowering of the floodplain just to reduce the water level to fulfil the formulated safety criterion has hardly any effect on the bottom compared to the effects caused by the intervention. The construction of a secondary channel results in higher effects and in other places lower

bottom levels, compared to bottom levels caused by the intervention. In both cases local and periodic dredging is necessary to fulfil the formulated shipping criterion. The costs to carry out floodplain lowering are 9.800,- to 23.500,- euro per house with 20,- to 48,- euro yearly costs for dredging per house. The realization of a secondary channel in the floodplain costs 5.800,- to 12.100,- euro per house with additional yearly costs for dredging of 60,- to 144,- euro per house. Because it is not known if, or what kind, of pollution exists in the bottom of the floodplain the costs variate a lot. Further more the real costs depend on the market situation.

As a result of the investigation several recommendations can be made.

- The 3000 houses according to the case will be built in a river bent. This bent influences the water current. This influence is discounted into a factor of calibration. It is more precise to take the influence of the bent into account during the calculations.
- In the 1D-model it is not possible to variate the bottom roughness in the width of the floodplain. The accuracy of the results will become better if this is possible by model adaptations.
- The 2D-results are slightly smaller than the other model results. But the 2D-investigations are less profound. More 2D-investigations are necessary to make sure that the results are really smaller. Furthermore 2D-models give better insight into the development of long sand waves.
- How different parameters influence the calculated effects is investigated. By extending these investigations the applicability of the results to other locations becomes clearer.
- There is a wide range between the costs of the compensating measures. This range is wide because the height of the costs mainly depends on the bottom pollution, and there is little known about it. A much better estimation can be made when there is more data about bottom pollution. Knowledge of the market development is necessary too, to make good estimations of the costs.

Inhoudsopgave

VOORWOORD	I
SAMENVATTING.....	IV
SUMMARY.....	VII
INHOUDSOPGAVE.....	X
1 INLEIDING	1
1.1 AANLEIDING.....	1
1.2 DOELSTELLING	1
1.3 ONDERZOEKSVRAGEN	2
1.4 LEESWIJZER	3
2 CASE	4
2.1 BESCHRIJVING CASE.....	4
2.2 UITGANGSPUNTEN	5
2.3 VERWACHTE EFFECTEN	5
3 EENVOUDIGE ANALYTISCHE BEREKENING	8
3.1 SCHEMATISATIE	8
3.2 REKENMETHODE.....	10
3.2.1 Waterstand	10
3.2.2 Bodemniveau	11
3.2.3 Bouwen op palen.....	14
3.2.4 Model.....	17
3.3 INVOER.....	18
3.4 KALIBRATIE.....	21
3.5 RESULTATEN.....	22
3.5.1 Hydraulisch.....	22
3.5.2 Morfologisch.....	24
3.6 PARAMETERGEVOELIGHEID	26
3.6.1 Aantal palen	27
3.6.2 Spreiding palen.....	27
3.6.3 Plaatsingspatroon palen	28
3.6.4 Bodemruwheid tussen palen.....	29
3.6.5 Weerstandscoefficiënt palen.....	29

3.7	ANALYSE RESULTATEN.....	30
3.7.1	<i>Hydraulisch</i>	30
3.7.2	<i>Morfologisch</i>	31
4	1D-MODELBEREKENING.....	32
4.1	MODEL.....	32
4.2	HUIDIGE SITUATIE	34
4.2.1	<i>Hydraulisch</i>	34
4.2.2	<i>Morfologisch</i>	35
4.3	BOUWEN OP PALEN	36
4.3.1	<i>Algemeen</i>	36
4.3.2	<i>Methode</i>	37
4.3.3	<i>Invoer</i>	38
4.4	EFFECTEN BOUWEN OP PALEN	38
4.4.1	<i>Hydraulisch</i>	39
4.4.2	<i>Morfologisch</i>	40
4.4.3	<i>Gecombineerd</i>	43
4.5	PARAMETERGEVOELIGHEID	44
4.5.1	<i>Aantal palen</i>	45
4.5.2	<i>Bodemruwheid tussen palen</i>	45
4.5.3	<i>Weerstandscoefficiënt palen</i>	45
4.6	ANALYSE EFFECTEN.....	47
4.6.1	<i>Hydraulisch</i>	47
4.6.2	<i>Morfologisch</i>	48
5	2D-MODELBEREKENING.....	50
5.1	MODEL.....	50
5.2	AANPAK.....	50
5.3	RESULTATEN.....	52
5.4	ANALYSE.....	52
6	COMPENSERENDE MAATREGELEN.....	54
6.1	CRITERIA.....	54
6.1.1	<i>Scheepvaart</i>	54
6.1.2	<i>Veiligheid</i>	55
6.2	COMPENSERENDE MAATREGELEN	55
6.2.1	<i>Zomerkadeverwijdering</i>	56
6.2.2	<i>Dijkverlegging</i>	58
6.2.3	<i>Uiterwaardafgraving</i>	60
6.2.4	<i>Nevengeul</i>	61
6.2.5	<i>Analyse</i>	63
6.3	INPASBAARHEID	64
6.3.1	<i>Dijkverlegging</i>	65
6.3.2	<i>Uiterwaardafgraving</i>	65
6.3.3	<i>Nevengeul</i>	65

6.4	KOSTENINDICATIE	65
6.4.1	<i>Uiterwaardafgraving</i>	66
6.4.2	<i>Nevengeul</i>	67
6.4.3	<i>Kosten per woning</i>	68
6.5	DISCUSSIE	68
7	CONCLUSIES EN AANBEVELINGEN	70
7.1	DISCUSSIE	70
7.2	CONCLUSIES	70
7.2.1	<i>Resultaten</i>	71
7.2.2	<i>Vergelijking modellen</i>	72
7.2.3	<i>Appropriate modeling</i>	73
7.3	AANBEVELINGEN	74
	NAWOORD	76
	WOORDENLIJST	77
	LITERATUUR	79
	BIJLAGE A: ONDERBOUWING AANTAL PALEN	81
	BIJLAGE B: RIVIERPROFIELEN SOBEK	82
	BIJLAGE C: ONDERBOUWING STROMEND WATER	85
	BIJLAGE D: KRACHTENBALANS PALEN	86
	BIJLAGE E: RUWHEIDWAARDEN ECOTOPEN	87
	BIJLAGE F: WATERSTAND VOOR INGREEP	88
	BIJLAGE G: WATERSTAND NA KALIBRATIE	89
	BIJLAGE H: BEREKENING RUWHEIDCOËFFICIËNT	90
	BIJLAGE I: WATERSTAND NA INGREEP EN KALIBRATIE	91
	BIJLAGE J: SOBEK RUWHEID NA INGREEP	93
	BIJLAGE K: AFVOERREEKS VAN 25 JAAR	94
	BIJLAGE L: LOCATIE MAATREGELLEN	95

Hoofdstuk 1 Inleiding

In deze inleiding wordt allereerst een aanleiding gegeven voor het afstudeeronderzoek dat in dit rapport beschreven staat. Na de aanleiding van het onderzoek volgt de doelstelling van het onderzoek die geconcretiseerd wordt in de daarop volgende onderzoeksvragen. Als laatste wordt in een leeswijzer weergegeven wat de inhoud van de verschillende hoofdstukken van het rapport is.

1.1 Aanleiding

In Nederland zijn veel mensen die graag aan het water zouden willen wonen. De vraag naar woningen in de buurt van water of zelfs op het water neemt toe. Door deze vraag worden plassen en rivieren meer en meer ingesloten door bebouwing. Dit terwijl door een toename van rivierafvoer de vraag naar ruimte voor water toeneemt. Vooral voor riviergemeenten, waar een groeiende vraag is naar woonruimte en waar het ruimtetekort voor het water bij grote rivierafvoeren soms pijnlijk zichtbaar wordt, speelt de vraag hoe deze problemen – gelijktijdig – aangepakt kunnen worden.

De *beleidslijn Grote Rivieren* is inmiddels van kracht, wat betekent dat de regels ten aanzien van bouwen in uiterwaarden versoepeld zijn ten opzichte van de daarvoor geldende *beleidslijn Ruimte voor de Rivieren*. Op aangewezen locatie mag onder strikte voorwaarden gebouwd worden in de uiterwaarden, waarbij de risico's en de kosten voor het creëren van compenserende ruimte voor water voor rekening van de initiatiefnemer zijn.

Om in de groeiende vraag naar woningen en ruimte voor water te voorzien, gaan nu al stemmen op om de beleidslijn nog meer te versoepelen om meer woningbouw in uiterwaarden toe te staan, waarbij tegelijkertijd ruimte voor water gecreëerd wordt. Hierdoor kan de ruimtelijke woonkwaliteit toenemen. Tegen deze ideeën is echter ook veel bezwaar, aangezien weinig kennis aanwezig is op dit terrein: onbekend is wat de effecten van het grootschalig bouwen in uiterwaarden in maatschappelijke, technische, economische, ecologische en juridische zin zijn.

1.2 Doelstelling

In de aanleiding komt naar voren dat weinig bekend is over de effecten van grootschalige bouw in uiterwaarden. Het in dit rapport beschreven onderzoek dient om hier meer inzicht in te krijgen. De doelstelling van dit afstudeeronderzoek is:

Aanbevelingen doen met betrekking tot bouwen op palen in uiterwaarden door het inzichtelijk maken van de globale hydraulische en morfologische effecten hiervan en de financiële consequenties die dit met zich meebrengt in de zin van de benodigde compenserende ruimtecreatie voor water.

1.3 Onderzoeksvragen

Vanuit de doelstelling kunnen onderzoeksvragen opgesteld worden waar gedurende het onderzoek expliciet of impliciet antwoorden op gegeven worden. De onderzoeksvragen zijn onder te verdelen in deelvragen. De onderzoeksvragen met bijbehorende deelvragen zijn:

- 1) *Wat zijn de globale – grootschalige – hydraulische en morfologische effecten van het bouwen op palen in uiterwaarden?*
 - a) Welke grootschalige effecten worden verwacht?
 - b) Hoe moeten palen geschematiseerd worden?
 - c) Wat is de invloed van verschillende parameters op de uitkomsten?
 - d) Komen de effecten berekend met eenvoudige analytische berekeningen overeen met 1D SOBEK-resultaten?
 - e) Komen de 1D SOBEK-resultaten overeen met de 2D WAQUA-resultaten?
 - f) Zijn de effecten van het bouwen op palen in uiterwaarden door middel van eenvoudige analytische berekeningen in te schatten?
- 2) *Wat is de omvang van de verschillende compenserende maatregelen, zodat voldaan wordt aan de criteria met betrekking tot waterstand en bodemhoogte?*
 - a) Welke criteria zijn maatgevend met betrekking tot waterstand en bodemhoogte?
 - b) Wat is de omvang van de compenserende maatregelen?
- 3) *Wat zijn de globale kosten die het bouwen op palen in uiterwaarden met zich meebrengt aan compenserende maatregelen?*
 - a) Wat is de praktische inpasbaarheid van de maatregelen in het geval van de case?
 - b) Wat zijn de eenmalige kosten?
 - c) Wat zijn de – bijkomende – jaarlijkse kosten?

De eerste onderzoeksvraag is het belangrijkste. Hier wordt diep op ingegaan; het grootste deel van dit rapport heeft hier betrekking op. Hierbij wordt vooral ingegaan op de eenvoudige analytische berekeningen en de 1D-berekeningen. De 2D-berekeningen zijn door Rijkswaterstaat uitgevoerd binnen een kort tijdsbestek zodat deze resultaten alleen ter indicatie zijn. Het tweede deel, de benodigde compenserende maatregelen met bijbehorende kosten, wordt slechts globaal behandeld.

Als uitgangspunt voor het onderzoek wordt een case genomen. Om de aanbevelingen met betrekking tot de eerste onderzoeksvraag niet te beperken tot de specifieke case

wordt de input van de case variabel gesteld – er wordt ingegaan op de invloed van verschillende parameters op de uitkomsten. De tweede en derde onderzoeksvraag hebben vooral betrekking op de case: voor de case wordt de omvang van de toe te passen compenserende maatregelen bepaald en worden de eenmalig kosten – uitvoeringskosten – en jaarlijkse kosten globaal bepaald. Als bijkomende kosten worden de kosten voor het uitvoeren van baggerwerk opgenomen, evenals de globale onderhoudskosten.

1.4 Leeswijzer

In hoofdstuk 2 wordt de case beschreven die als uitgangspunt dient voor het onderzoek. Hierin worden ook de verwachte resultaten beschreven. In hoofdstuk 3 wordt ingegaan op de eenvoudige analytische berekeningen, terwijl in hoofdstuk 4 de 1D-modelberekeningen worden behandeld. Hoofdstuk 5 staat in het teken van de 2D-berekeningen, terwijl in hoofdstuk 6 wordt ingegaan op compenserende maatregelen. Als laatste worden in hoofdstuk 7 conclusies getrokken en worden aanbevelingen gedaan.

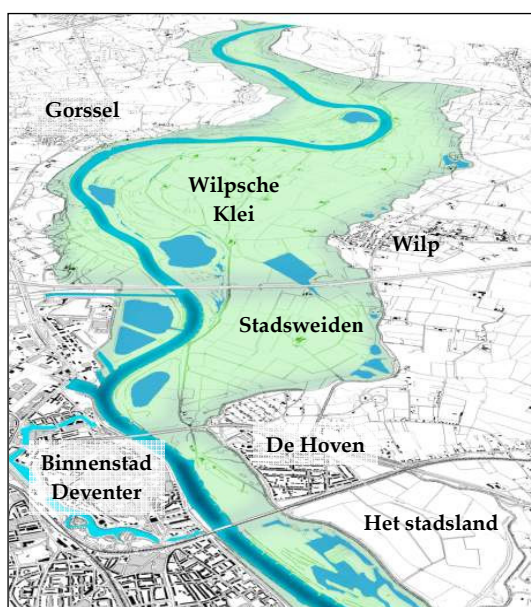
Hoofdstuk 2 Case

In dit hoofdstuk wordt beschreven welke case als uitgangspunt dient voor het onderzoek en welke uitgangspunten hierbij gelden. Ook wordt ingegaan op de te verwachten effecten in de rivier, in hydraulische en morfologische zin, veroorzaakt door de bebouwing in de uiterwaarden.

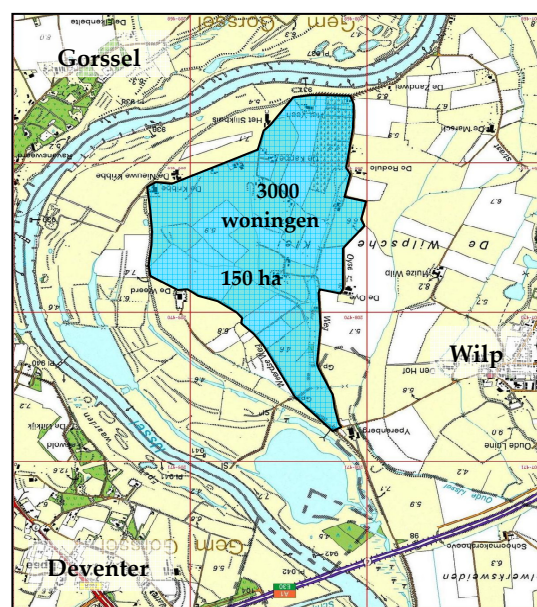
2.1 Beschrijving case

De case waarvan uitgegaan wordt bij het onderzoek is een fictieve woonwijk in de uiterwaard Wilpsche Klei aan de IJssel, stroomopwaarts van Deventer. De wijk ligt in de bocht van de IJssel bij het dorp Gorssel. De IJssel heeft ter plaatse van de fictieve woonwijk een breedte van 2 kilometer tot ruim 3 kilometer – inclusief de uiterwaarden. In figuur 2.1 is het onderzoeksgebied weergegeven.

De fictieve woonwijk bevindt zich in de uiterwaard binnen de zomerkade, tussen de Weerdseweg en de Oyseweg. Het totale oppervlak van het woongebied is ongeveer 150 ha. Het aantal woningen en gebouwen in het gebied is ongeveer 3000. De ontsluiting van de wijk loopt via een brug vanaf het dorp Wilp. De gebouwen worden op palen geplaatst, zodat bij grote rivierafvoeren het water er onderdoor kan stromen. In figuur 2.2 is de locatie van de wijk weergegeven.



Figuur 2.1: Onderzoeksgebied.



Figuur 2.2: Locatie wijk

2.2 Uitgangspunten

Ten behoeve van de uit te voeren berekeningen is hier voor de case een aantal algemene uitgangspunten opgesteld wat betreft de hoeveelheid palen:

- ~ Voor de gebouwen wordt in eerste instantie een gemiddeld aantal van 6 palen per gebouw genomen – zie bijlage A;
- ~ De spreiding van de gebouwen, en daarmee de palen, over de wijk is gelijkmatig;
- ~ De palen onder de woningen zijn rond: dit is een standaardvorm die minder stromingsweerstand oplevert dan vierkante palen. De diameter is 0,5 meter, zie bijlage A;
- ~ De palen onder de eerste rij gebouwen, van stroomopwaarts gezien, hebben grotere afmetingen dan de palen onder de rest van de gebouwen: dit is om weerstand te bieden tegen aanvaringen van los geslagen schepen en dergelijke. Bij de berekeningen wordt echter uitgegaan van gemiddelde afmetingen;
- ~ Voor de brug wordt uitgegaan van een lengte van 1 km, met om de 25 meter drie palen met een diameter van 0,5 meter. In totaal worden voor de brug dus 120 palen in rekening gebracht;

De totale hoeveelheid palen is 18.120, met een diameter van 0,5 meter.

Bij de berekeningen wordt ervan uitgegaan dat de situatie van het gebied – wat betreft bijvoorbeeld hoogteligging en bestaande zomerkades – niet verandert ten opzichte van de huidige situatie, tenzij bij de berekeningen anders wordt vermeld.

Nadat de berekeningen zijn uitgevoerd met de genoemde uitgangspunten, wordt bekeken in hoeverre de uitkomsten beïnvloed worden door veranderingen in de hoeveelheid palen, de vorm waarin de palen zijn geplaatst – langgerekt veld met palen of vierkant veld met palen –, de spreidingsdichtheid van de palen en de weerstandscoefficiënt van de palen. Ook wordt gekeken wat de invloed van de ruwheid tussen de palen is op de uitkomsten: doordat de functie landbouw ter plaatse van de bebouwing op palen – verder ook aangeduid met ingreep – in de uiterwaard waarschijnlijk verdwijnt, zal de ruwheid wellicht toenemen.

2.3 Verwachte effecten¹

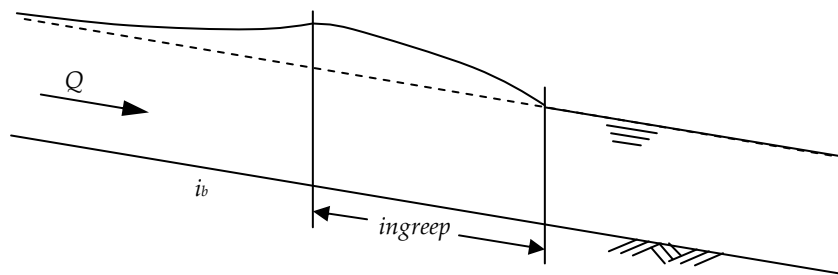
Een wijk in de uiterwaarden zal naar verwachting invloed hebben op aanwezige rivierprocessen. De verwachting is dat bij bepaalde afvoeren de waterstroming veranderen zal ten opzichte van de situatie voordat de wijk er is. Deze stromingsverandering zal resulteren in hydraulische en morfologische veranderingen.

Bij normale, gemiddelde rivierafvoeren zal de IJssel door de zomerbedding stromen. De gebouwen in de uiterwaard zullen in deze situatie geen invloed hebben op de waterstroming.

¹ Er is gebruik gemaakt van de literatuur [Ribberink, J.S., Hulscher, S.J.H.M., 2003] en [Ribberink, J.S., 2004].

Wanneer de rivierafvoer stijgt, zal op een gegeven moment water door de uiterwaard gaan stromen. Dit water kan niet vrij door de uiterwaard stromen, maar zal worden gehinderd door de palen waarop de gebouwen aangebracht zijn. Door de hinder zal de stroomsnelheid van het water in de uiterwaarden kleiner worden en zal de afvoer door de uiterwaarden afnemen. Het gevolg is dat meer water door het zomerbed zal gaan stromen en dat de waterstand hoger zal worden. Door de extra afvoer door het zomerbed zal de stroomsnelheid hier toenemen – ondanks dat de waterstand ook stijgt. De reden dat ook de stroomsnelheid toeneemt, is dat binnen de afstand waarover de wijk is gebouwd – twee kilometer – het water niet de nieuwe evenwichtdiepte – behorende bij de nieuwe afvoer – kan bereiken. Kort gezegd is de verwachting dat de hydraulische effecten ter hoogte van de wijk op palen zijn: een hogere waterstand in zomer- en winterbed, een lagere stroomsnelheid in de uiterwaard en een hogere stroomsnelheid in het zomerbed.

Stroomopwaarts van de bebouwing zal de waterstand ook hoger worden door de ingreep, aangezien het water tientallen km nodig heeft om weer de evenwichtsdiepte bovenstrooms te bereiken. Doordat hier verder de situatie niet veranderd is, zal de stroomsnelheid hier afnemen – zowel in de uiterwaard als in het zomerbed. In figuur 2.1 is het verloop van de waterstand schematisch weergegeven bij een hoge afvoer.



Figuur 2.1: Schematisatie waterstandverloop bij de ingreep in de uiterwaard.

De hoeveelheid getransporteerde sediment is afhankelijk van de korrelgrootte en de stroomsnelheid van het water. Wanneer door een ingreep de stroomsnelheid in een rivier verandert, zal het sedimenttransport ook veranderen en daarmee ook de bodemhoogte. De verwachting is dat dit ook bij de IJssel zal gebeuren, ter plaatse van de wijk in de uiterwaard en bovenstrooms.

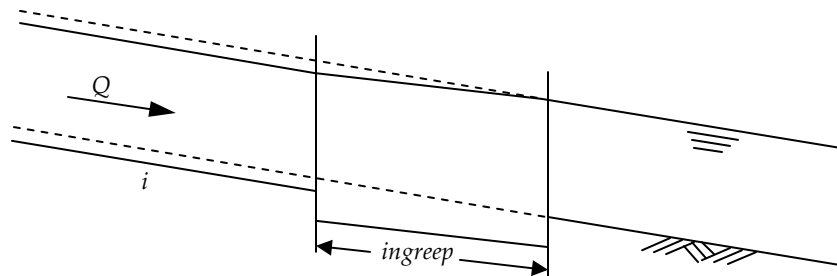
De hydraulische en morfologische effecten als hiervoor besproken treden op tijdens hoog water, wanneer de uiterwaarden meestromen. Doordat water vrijwel direct reageert op een belemmering zal het hydraulische effect bij hoog water ook vrijwel direct optreden. Het morfologische effect echter zal tijd nodig hebben om op te treden. Eén hoog water van korte duur kan morfologische veranderingen veroorzaken, maar deze veranderingen kunnen snel verdwijnen bij een lagere afvoer. De kans op blijvende morfologische veranderingen wordt groter naarmate de uiterwaarden vaker meestromen met het zomerbed.

Bij een hoog water is de verwachting dat in de loop van de tijd de bodem van het zomerbed zal veranderen, totdat een nieuwe evenwichtssituatie ontstaat – hier kan wel 50 jaar of meer overheen gaan. Deze nieuwe evenwichtstoestand zal niet bereikt worden

aangezien hoogwater maar een beperkte periode voorkomt. Echter, deze evenwichtsituatie geeft wel de maximale veranderingen weer die op kunnen treden.

De verwachting is, dat door de toename van de afvoer door het zomerbed in de evenwichtsituatie ter hoogte van de ingreep een bodemsprong zal ontstaan. Het bodemverhang zal kleiner worden, terwijl de waterdiepte groter wordt. Stroomopwaarts van de ingreep zal de bodem ook dalen, maar minder dan ter plaatse van de ingreep. Het waterspiegelverhang zal gelijk zijn aan het bodemverhang, terwijl hier de waterdiepte hier gelijk blijft. Dat betekent dat bovenstrooms de waterstand zal dalen. In figuur 2.2 is het beschrevene weergegeven.

Wanneer de toestand van de rivier naar een evenwichtsituatie toegaat, zal de beschreven bodemverandering optreden. Wanneer dit het geval is, zal het netto waterstandverhogende effect bij een hoogwatergolf kleiner zijn dan in de uitgangssituatie van de rivier. Dit kleinere effect op de waterstand ontstaat doordat de waterstand vanaf de benedenstroomse rand van het gebied waar de ingreep plaatsvindt, daalt in stroomopwaartse richting, zie figuur 2.2.



Figuur 2.2: Schematisatie waterstandverloop en bodemverloop bij de ingreep in de uiterwaard.

Hoofdstuk 3

Eenvoudige analytische berekening

In dit hoofdstuk wordt beschreven hoe met behulp van eenvoudige analytische berekeningen een eerste globale inschatting kan worden gemaakt van de effecten van het bouwen in uiterwaarden, als beschreven in de case. Allereerst wordt beschreven hoe de situatie rond de plaats van de wijk in de uiterwaard geschematiseerd kan worden. Daarna wordt ingegaan op de methodes waarop de berekeningen zijn uitgevoerd, waarna voor de huidige situatie de verschillende benodigde in te voeren parameters voor de case worden gegeven. Hierna volgt de kalibratie van het analytische rekenmodel en worden de berekeningen uitgevoerd voor de situatie met ingreep. In de daarop volgende paragrafen volgen de resultaten van de berekeningen en wordt het effect van verschillende parameters op de waterstand in beeld gebracht. Als laatste worden de resultaten geanalyseerd. De berekeningen worden uitgevoerd met behulp van het programma Excel.

3.1 Schematisatie

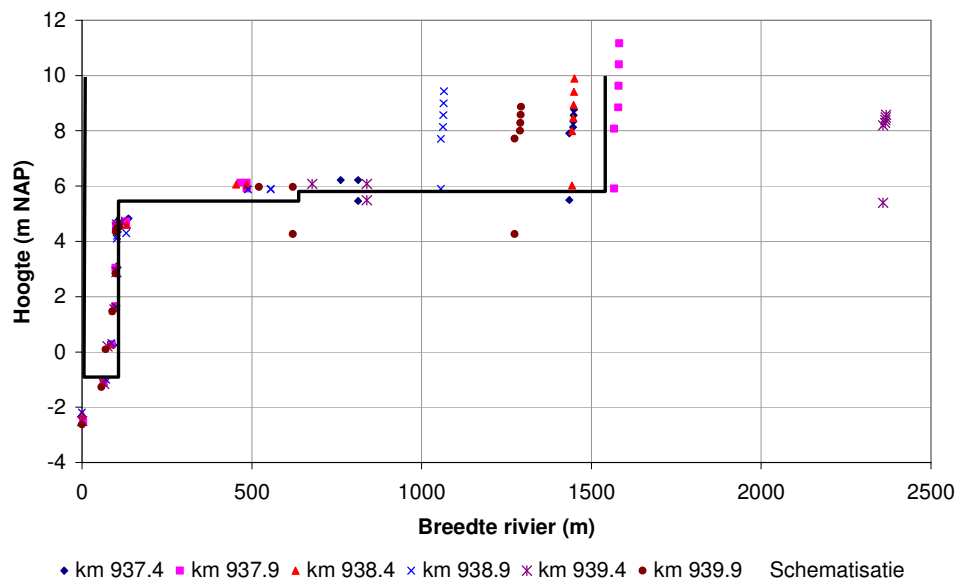
De rivier IJssel met bijbehorende uiterwaarden, ter plaatse van de bebouwing in de uiterwaard, moet sterk vereenvoudigd worden weergegeven voordat de eenvoudige analytische berekeningen kunnen worden uitgevoerd. Over de lengte waarover de bebouwing in de uiterwaard plaatsvindt, moet de breedte en diepte van de rivier – met bijbehorende uiterwaarden – gemiddeld en geschematiseerd worden tot een bakprofiel met vier rechthoekige bakken. Het zomerbed wordt geschematiseerd als één bak en de uiterwaard als drie bakken: één bak voor de uiterwaard buiten de zomerkade, één bak voor de uiterwaard binnen de zomerkade waarin de ingreep zal worden geschematiseerd en één bak voor de rest van de uiterwaard binnen de zomerdijk. De schematisatie is bepaald aan de hand van gegevens afkomstig van het door Rijkswaterstaat ontworpen Rijntakkenmodel. Op dit model zal verder worden ingegaan in hoofdstuk 4. In dit model is per vak van 500 meter een schematische dwarsdoorsnede – profiel – gemaakt van de IJssel. Het aantal profielen waar gebruik van gemaakt wordt is zes; van rivierkilometer 937,4 tot en met 939,9, aangezien ter plaatse van deze kilometrering het gedeelte van de Wilpsche Klei zich bevindt waarin de ingreep plaats zal vinden. In de profielen in het Rijntakkenmodel worden de uiterwaarden aan linker- en rechterzijde van het zomerbed bij elkaar opgeteld en gesommeerd weergegeven aan één zijde van het zomerbed. Dit wordt bij de schematisatie ook gedaan. Overigens is de situatie ter hoogte van de Wilpsche Klei dusdanig dat de uiterwaarden zich nagenoeg geheel aan één kant van de IJssel bevinden. Binnen het Rijntakkenmodel wordt onderscheid gemaakt tussen een

stroomvoerend profiel² en een waterbergend profiel. Voor de eenvoudige analytische berekeningen is alleen het stroomvoerend profiel van belang, aangezien uitgegaan wordt van een constante maatgevende hoogwater afvoer – MHW-afvoer - waarbij de berging vol is. In de profielen in het Rijntakkenmodel bevinden zich ook kribsecties, maar omdat deze ter plaatse van de ingreep in de IJssel relatief klein zijn, zijn deze niet apart meegenomen in het bakprofiel.

In bijlage B zijn de gegevens van de zes profielen weergegeven. Hierin is ook te zien hoe door het middelen van de gegevens de schematisatie bepaald is. In figuur 3.1 is de schematisatie weergegeven. In dit figuur zijn ook de punten van de zes stroomprofielen weergegeven zoals opgenomen in het Rijntakkenmodel, zodat te zien is waaruit de schematisatie is ontstaan. Het gebied waarin de ingreep plaatsvindt, zie figuur 2.2, wordt geschematiseerd als een gebied met een breedte van 600 meter en een lengte van 2500 meter.

De grootste hydraulische effecten treden op bij de maatgevende afvoer met een herhalingskans van 1/1250, de MHW-afvoer. De hierbij horende afvoer bij Lobith is in 2001 vastgesteld op 16.000 m³/s, wat inhoudt dat de afvoer door de IJssel gemiddeld 2459 m³/s is [Veen, R. van der, Pakes, U., Schutte, L., 2002].

De morfologische effecten treden op in de loop van de jaren, waarbij de afvoer niet constant is. Ten behoeve van de berekeningen moet echter gewerkt worden met één afvoer. Het blijkt dat in het eenvoudige analytische model bij een afvoer van rond de 750 m³/s de uiterwaard begint mee te stromen met het zomerbed. De morfologische berekeningen zullen worden uitgevoerd met verschillende afvoeren, zodat voor verschillende afvoeren in een afvoerreeks het effect op de bodem bepaald kan worden. De afvoeren die gebruikt zullen worden zijn 1000 m³/s, 1750 m³/s en de MHW-afvoer.



Figuur 3.1: Schematisatie IJssel ter plaatse van de fictieve bebouwing in de uiterwaarden en profielpunten afkomstig uit Rijntakkenmodel waaruit schematisatie is bepaald.

² Stroomvoerend houdt in dat de stroomsnelheid groter is dan 0,05 m/s en een waterdiepte groter dan 0,005 m [Veen, R. van der, Pakes, U., Schutte, L., 2002].

Deze afvoeren komen niet vaak voor, maar om het effect op de bodem in extreme afvoersituaties te bepalen wordt met deze afvoeren gerekend.

3.2 Rekenmethode

In deze paragraaf wordt weergegeven hoe de verschillende eenvoudige analytische berekeningen uitgevoerd worden en welke formules gebruikt worden. Allereerst wordt beschreven hoe de waterstand in de verschillende bakken berekend wordt. Daarna wordt beschreven hoe het effect op de bodem bepaald wordt. Als laatste wordt in gegaan op de methode hoe het bouwen op palen in de uiterwaard vertaald kan worden naar een algemene ruwheidvergroting. Met behulp van de formules en methodes als beschreven in deze paragraaf kunnen de hydraulische en morfologische effecten van het bouwen op palen in de uiterwaard berekend worden.

3.2.1 Waterstand

De waterstand in de vier verschillende bakken als weergegeven in de vorige paragraaf wordt bepaald met behulp van de formule van Chézy, uitgaande van een uniforme stationaire stroming:

$$Q = B \cdot C \cdot h \sqrt{R \cdot i_b} \quad [1]$$

waarin Q de waterafvoer is, B de stroomvoerende breedte, C de gemiddelde ruwheidfactor, h de waterdiepte die bepaald moet worden, R de hydraulische straal – stroomvoerend oppervlak gedeeld door stroomvoerende omtrek – en i_b het bodemverhang. De afvoer door de verschillende bakken is ongelijk, maar opgeteld gelijk aan de MHW-afvoer, waarbij de waterstand in de verschillende bakken gelijk moet zijn. Door iteratie kunnen de juiste afvoeren bij gelijke waterstanden worden bepaald, per punt in de rivier.

De waarde van Chézy is te bepalen met formule [2], indien alleen een Nikuradse ruwheid gegeven is.

$$C = 18 \log \left(\frac{12R}{k_n} \right) \quad [2]$$

Na de ingreep, waarbij het bouwen op palen in de uiterwaard vertaald is in een nieuwe ruwheidswaarde, moeten de berekeningen opnieuw uitgevoerd worden, omdat door de verandering van de ruwheid de evenwichtsdiepte verandert. Bij de berekening van de nieuwe evenwichtsdiepte wordt in formule [1] de waterdiepte h vervangen door de evenwichtdiepte h_e . Water heeft tientallen kilometers nodig om deze evenwichtdiepte te bereiken, terwijl de ingreep plaatsvindt over maar enkele

kilometers. Bovenstrooms van de ingreep geldt dezelfde evenwichtsdiepte als voor de ingreep, zodat bovenstrooms de waterstand weer geleidelijk afneemt. Benedenstrooms verandert de waterstand niet door de ingreep, aangezien er sprake is van stromend water, zie uitleg bijlage C. De maximale waterstand treedt op net bovenstrooms van de ingreep; deze is per bak te bepalen met behulp van de benaderingsformule van Bresse. Deze benaderingsformule is een vereenvoudiging van de formule voor berekeningen bij een willekeurig stroomprofiel: de uiterwaard stroomt continue mee met het zomerbed zodat vereenvoudiging mogelijk is [Ribberink, J.S., Hulscher, S.J.H.M., 2003]:

$$h = h_e + (h_0 - h_e) \left(\frac{1}{2} \right)^{\frac{x-x_0}{L_{1/2}}} \quad [3]$$

waarin als randvoorwaarde geldt $h = h_0 = h_e$ voor $x = x_0$ en waarin x de afstand is in stroomopwaartse richting; x_0 is het meest stroomafwaartse punt van de ingreep. $L_{1/2}$ is de halveringslengte:

$$L_{1/2} = \frac{0,24h_e}{i_b} \left(\frac{h_0}{h_e} \right)^{4/3} \quad [4]$$

De halveringslengte is de helft van de afstand waarop een ingreep effect heeft op de waterstand.

Per bak is de stuwkromme verschillend. Echter de waterstand moet in de verschillende bakken gelijk zijn. Voor elk punt stroomopwaarts van de ingreep kan door het aanpassen van de afvoer door de verschillende bakken de waterstand gelijkgesteld worden – dit is per bak de waterdiepte berekend met formule [3] vermeerderd met de bodemhoogte. De vier stuwkrommen die in de vier bakken voorkomen, worden dus door de afvoer per bak aan te passen aan elkaar gelijk gesteld.

3.2.2 Bodemniveau

Door het zomerbed van een rivier wordt sediment afgevoerd. Afhankelijk van de stroomsnelheid vindt hierin sedimentatie of erosie plaats. Wanneer de waterstand dusdanig stijgt dat de uiterwaarden mee gaan stromen, zal de morfologische situatie in het zomerbed veranderen. De mate van de morfologische ontwikkeling van het zomerbed is afhankelijk van onder andere de ruwheid in de uiterwaard. Het bouwen op palen in de uiterwaard zal een hogere ruwheid in de uiterwaard veroorzaken, met als gevolg een andere morfologische ontwikkeling dan in de huidige situatie. De morfologische ontwikkeling van de bodem in het zomerbed kan bepaald worden met verschillende sedimenttransportformules. Met deze formules wordt de hoeveelheid getransporteerde sediment in het water bepaald; indien de hoeveelheid afneemt betekent dit dat de bodemhoogte toeneemt. Andersom zal de bodemhoogte afnemen bij het toenemen van de hoeveelheid sediment in het water.

Gebruik wordt gemaakt van de formule waarmee ook in het SOBEK-Rijntakkenmodel gerekend wordt, zodat de uitkomsten van de eenvoudige analytische berekeningen en de SOBEK-berekeningen vergeleken kunnen worden. De transportformule die in SOBEK gebruikt wordt is [Jesse, P., Kroekenstoel, D.F., 2001, Ribberink, J.S., 2004]:

$$\Phi = A \frac{1}{1 - \varepsilon_p} \beta_u (\mu \theta_s)^{\gamma_u} (\mu \theta_s - \theta_c)^{\alpha_u} \quad [5]$$

met:

$$\Phi = \frac{s}{\sqrt{g \Delta D^3}} \quad [6]$$

$$\theta_s = \frac{\tau_b}{\rho g \Delta D} = \frac{hi}{\Delta D} = \frac{u_*^2}{g \Delta D_{50}} \quad [7]$$

$$\mu = \left(\frac{C}{C_{90}} \right)^{3/2} \quad [8]$$

met:

$$u_* = u \frac{\sqrt{g}}{C} \quad [9]$$

waarin A een kalibratiefactor is in SOBEK, α_u , β_u en γ_u constanten zijn, ε_p de porositeit is waarvoor een standaardwaarde van 0,4 wordt gebruikt, μ de ribbelfactor, Φ de transportparameter. θ_s de dimensieloze schuifspanning, θ_c de kritieke Shields waarde, D de karakteristieke diameter van het sediment, in dit geval D_{50} , s het sedimenttransport per eenheid van een breedte inclusief poriën, Δ de relatieve dichtheid, φ de dichtheid van het water, τ_b de bodemschuifspanning, h de waterdiepte, i het verhang van de waterspiegel, C de Chézy-ruwheid, u_* de bodemschuifspanningssnelheid, u de gemiddelde snelheid en g de zwaartekrachtversnelling.

Formule [8] is afkomstig uit de transportformule van Meyer-Peter-Müller [Ribberink, J.S., 2004], aan de hand waarvan formule [5] ontwikkeld is [Jesse, P., Kroekenstoel, D.F., 2001]. De waarde voor C_{90} is te bepalen met formule [10]:

$$C_{90} = 18 \log \frac{12R}{D_{90}} \quad [10]$$

waarin D_{90} de korreldiameter is waarbij 90% van het sediment kleiner is.

In het SOBEK-Rijntakkenmodel zijn voor de drie constanten, de kritieke Shieldswaarde en de kalibratiefactor de volgende waarden opgenomen, zie hoofdstuk 4:

$$\begin{aligned}\alpha_u &= 1,5 \\ \beta_u &= 8.0 \\ \gamma_u &= 0 \\ \theta_c &= 0.025 \\ A &= 0.6\end{aligned}$$

Na het invullen van formule [6] tot en met [9], de gegeven constanten en de kalibratiefactor in formule [5] ontstaat formule [11] voor het sedimenttransport:

$$s = 0.6 \sqrt{g \Delta D_{50}^3} \frac{8}{0.6} \left[\left(\frac{C}{C_{90}} \right)^{3/2} \left(\frac{(u \sqrt{g} / C)^2}{g \Delta D_{50}} \right) - 0.025 \right]^{1.5} \quad [11]$$

Als de afvoer door de rivier in werkelijkheid constant zou zijn, zou tientallen jaren na de ingreep een evenwichtsituatie optreden, waarbij de bodemontwikkeling tot stilstand is gekomen. Het totale sedimenttransport in de rivier, berekend met formule [11], zal dan overal gelijk zijn – aangezien de breedte van het zomerbed niet verandert. De meeste parameters in de formule zijn over de hele rivier nagenoeg gelijk, zodat de vergelijking ingekort en gelijkgesteld kan worden voor de verschillende situaties. De parameters die veranderen zijn C , C_{90} , h en $Q - h$ en Q zijn verwerkt in u . Echter C / C_{90} verandert niet – minder dan 0,5% – en C nauwelijks – minder dan 1%. Wat overblijft, is dat de stroomsnelheid u overal in het zomerbed nagenoeg gelijk is, zodat de volgende vergelijking overblijft:

$$\frac{Q_0}{h_{e0}} = \frac{Q_1}{h_{e1}} \quad [12]$$

waarin Q_0 en h_{e0} gelden voor benedenstrooms en Q_1 en h_{e1} ter plaatse van de ingreep. Het verhang op de verschillende locaties is te berekenen met behulp van formule [1].

Naast de maximaal optredende bodemverandering in de evenwichtsituatie, treden initieel ook veranderingen op door het verschil in sedimenttransport ter plaatse van de ingreep en stroomopwaarts hiervan, voor en na de uitvoering van de ingreep. Deze initiële verandering is te bepalen met behulp van formule [13]:

$$(1 - \varepsilon_p) \frac{\Delta z_b}{\Delta t} + \frac{\Delta s}{\Delta x} = 0 \quad [13]$$

waarin z_b de bodemhoogte is – de rest is bekend.

3.2.3 Bouwen op palen

Zoals opgemerkt is het effect van bouwen op palen in uiterwaarden dat de ruwheid toeneemt. Het is niet mogelijk om gedetailleerd per paal het effect ervan op de waterstand en de bodem te bepalen: de ruwheidvermeerdering door de palen moet vertaald worden naar een algemene ruwheidvermeerdering over het hele gebied waar gebouwd wordt.

Een willekeurig element in een volume stromend water dat niet ondergedompeld is, ondervindt verschillende krachten. Zo is er de kracht in de stromingsrichting door de zwaartekrachtcomponent, F_g , de kracht die de palen uitoefenen op het water, F_{drag} , en de kracht die de bodem uitoefent op het water, de bodemschuifspanning, F_s . Deze krachten leveren de volgende vergelijking op:

$$F_g - F_{drag} - F_s = 0 \quad [14]$$

De verschillende onderdelen in formule [14] kunnen op de volgende manier worden bepaald. Hierbij zijn de krachten uitgedrukt per eenheid van volume – zie bijlage D voor de afleiding van de eigenlijke krachten naar de krachten per eenheid van volume.

$$F_g = \rho \cdot g \frac{u^2}{C_r^2 h} \quad [15]$$

$$F_s = \rho \cdot g \frac{u^2}{C_b^2 h} \quad [16]$$

$$F_{drag} = \frac{1}{2} \rho \cdot C_d \cdot u^2 \cdot A_r \quad [17]$$

De genoemde formules zijn in elkaar te herschrijven tot:

$$C_r = \sqrt{\frac{1}{\frac{A_r h C_d}{2g} + \frac{1}{C_b^2}}} \quad [18]$$

waarin C_r de Chézy-coëfficiënt is van de nieuwe bodemruwheid na het aanbrengen van de palen [$m^{1/2}/s$], u de gemiddelde snelheid [m/s], C_b de Chézy-coëfficiënt van de huidige bodemruwheid [$m^{1/2}/s$], C_d de weerstandscoefficiënt [-], A_r het representatief aangestroomde oppervlak paal [m^{-1}], h de waterdiepte [m] en g de zwaartekrachtversnelling [m/s^2] [Velzen, E.H. van, Jesse, P., Cornelissen, P., Coops, H., 2003a, Velzen, E.H. van, Jesse, P., Cornelissen, P., Coops, H., 2003b].

De aangestroomde oppervlakte is het totale oppervlakteaandeel van de palen in het gebied waar gebouwd wordt:

$$A_r = \frac{\int_0^h A_v dz}{h}$$

waarin A_v het aangestroomde oppervlak paal is op hoogte z . Dit kan benaderd worden door de volgende formule:

$$A_r = \frac{nD}{A_{\text{gebied}}} \quad [19]$$

waarin n het aantal palen is, D de paaldiameter en A_{gebied} de oppervlakte van het beschouwde gebied – oppervlakte van de ingreep.

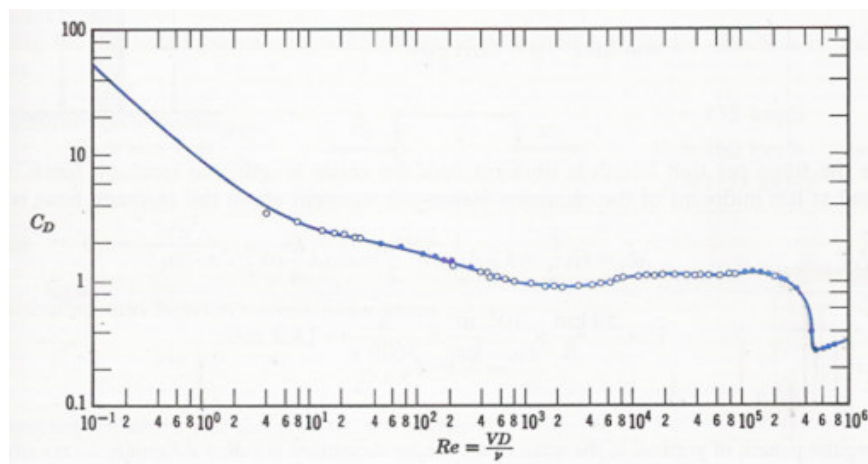
Naarmate de palen dichter bij elkaar staan kan er schaduwwerking optreden. Indien dit het geval is, mag de weerstandscoefficiënt gereduceerd worden. Schaduwwerking treedt op indien de verhouding tussen de afstand tussen de palen en de diameter van de palen kleiner is dan 30 en de palen in lijn achter elkaar geplaatst zijn. Dit is in deze case niet het geval, wat betekent dat de weerstandscoefficiënt niet gereduceerd mag worden.

De weerstandscoefficiënt C_d is afhankelijk van het Reynoldsgetal. De relatie tussen het Reynoldsgetal en de weerstandscoefficiënt voor ronde palen is weergegeven in figuur 3.2 [Fox, R.W., Mc Donald, A.T., 1994]. Het Reynoldsgetal is als volgt te bepalen:

$$Re = \frac{uD}{\nu} \quad [20]$$

waarin u de stroomsnelheid bij de palen is, D de paaldiameter en ν de viscositeit.

De stroomsnelheid in formule [20] is afhankelijk van de bodemruwheid en de ruwheid veroorzaakt door de palen. Met behulp van formules [15] tot en met [17] kan de stroomsnelheid berekend worden in de situatie na de ingreep. In formule [21] zijn de formules [15] tot en met [17] herschreven en aangepast:



Figuur 3.2: Weerstandscoefficiënt voor een gladde paal als functie van het Reynoldsgetal.

$$ghi = \frac{1}{2} C_d A_r h u^2 + \frac{g}{C_b^2} u^2 \quad [21]$$

waarin u de gemiddelde stroomsnelheid is na de ingreep.

In formule [21] kunnen een aantal parameters vervangen worden om de formule eenvoudiger te maken en daarmee beter bruikbaar voor de berekeningen van de stroomsnelheid:

$$\frac{1}{C_d A_r} = b, \text{ de weerstandslengte, en:}$$

$$\frac{g}{C_b^2} = f, \text{ de ruwheidfunctie.}$$

Na vereenvoudiging ontstaat de volgende formule:

$$ghi = \frac{h u^2}{2b} + f u^2 \quad [22]$$

Formule [22] is te herschrijven tot formule [23], waarmee de stroomsnelheid na de ingreep is te bepalen [Huthoff, F., Augustijn, D.C.M., Hulscher, S.J.M.H., 2006]:

$$u = u_0 \sqrt{\frac{1}{1 + \frac{2b}{h} f}} \quad [23]$$

waarin u_0 de gemiddelde stroomsnelheid is wanneer de bodemruwheid afwezig zou zijn: $f = 0$ – het laatste deel van formule [21] en [22] valt weg. Formule [22] is daarmee te herschrijven tot:

$$u_0 = \sqrt{2bgi} \quad [24]$$

Kort gezegd wordt met behulp van formule [23] de stroomsnelheid berekend, aan de hand van de aanwezige palen, waarna deze stroomsnelheid vermenigvuldigd wordt met een factor – onder het wortelteken – die afhankelijk is van de ruwheidfunctie. Indien de ruwheidfunctie klein is, is de factor groot en daarmee de stroomsnelheid groot.

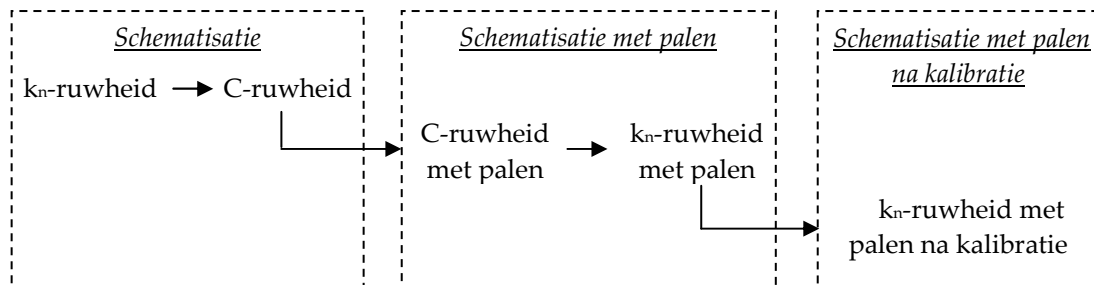
Om de weerstandslengte b te kunnen bepalen is een weerstandscoefficiënt – C_d – nodig. Deze weerstandscoefficiënt is gelijk aan de weerstandscoefficiënt in formule [18]. Eerst wordt hiervoor een waarde aangenomen, waarna de stroomsnelheid bepaald wordt. Met behulp van formule [20] en tabel 3.2 wordt de werkelijke C_d -waarde vervolgens berekend. Dit wordt net zo lang gedaan – iteratief – tot de ingevulde waarde gelijk is aan de berekende waarde.

3.2.4 Model

Zoals in hoofdstuk 3.1 weergegeven, wordt de rivier geschematiseerd tot vier bakken. De parameters die als uitgangspunt dienen bij de berekeningen zijn in de volgende paragraaf weergegeven. De weergegeven parameters veranderen niet, behalve de bodemruwheid – en de daarvan afhankelijke waterstand. Als uitgangspunt voor de bodemruwheid geldt voor het zomerbed de door Rijkswaterstaat gegeven ruwheid, zie volgende paragraaf, terwijl voor de uiterwaard de ruwheid voor het gebied waar de ingreep plaatsvindt bepaald is met behulp van de aanwezige begroeiing. Met behulp van de parameters wordt de optredende waterstand berekend bij MHW-afvoer. Rijkswaterstaat heeft voor alle grote rivieren waterstanden bepaald die als maatgevend worden gezien bij MHW-afvoer. Indien de berekende waterstand ter plaatse van de ingreep niet overeenkomt met de door Rijkswaterstaat berekende MHW-waterstand wordt het model gekalibreerd tot de betreffende waterstand bereikt wordt. De te kalibreren parameters hierbij zijn de ruwheid van het zomerbed, uitgedrukt in Chézy-ruwheid, en de ruwheid van de uiterwaard, uitgedrukt in Nikuradse-ruwheid. De verhouding tussen de ruwheid voor kalibratie – de werkelijke ruwheid – en de ruwheid na kalibratie wordt uitgedrukt in een kalibratiefactor. Na het kalibreren kan het effect van het bouwen op palen in de uiterwaard op de waterstand bepaald worden. Hierbij moet er rekening worden gehouden dat de ruwheidvergroting door de palen berekend moet worden in de situatie voor kalibratie, waarna de nieuwe ruwheid, inclusief de door de palen veroorzaakte ruwheid, vermenigvuldigd moet worden met de kalibratiefactor.

Om de nieuwe ruwheid in de uiterwaard te kunnen bepalen na het bouwen op palen, wordt eerst met behulp van formule [19] de Chézy-ruwheid in de situatie voor de kalibratie bepaald. Deze waarde wordt vervolgens omgezet naar een Nikuradse-ruwheid met behulp van formule [2]. Deze Nikuradse-ruwheid wordt daarna vermenigvuldigd met de kalibratiefactor, waarna de uitkomst gebruikt wordt als ruwheid na het bouwen op palen in de gekalibreerde schematisatie. In figuur 3.3 zijn de genoemde stappen uitgebeeld.

Na de hydraulische berekeningen is het eenvoudig de morfologische berekeningen uit te voeren, met behulp van de parameters uit de volgende paragraaf.



Figuur 3.3: Stappenschema van aanwezige uiterwaardruwheid tot gekalibreerde ruwheid na ingreep.

3.3 Invoer

Om voor de huidige situatie de berekeningen te kunnen uitvoeren voor de beschreven case, moeten de in te voeren parameters bekend zijn. In tabel 3.1 zijn deze parameters weergegeven.

Tabel 3.1: Vereiste parameters voor het kunnen uitvoeren van de eenvoudige analytische berekeningen.

Parameter	Zomerbed	Uiterwaard A	Uiterwaard B	Totaal
Q^1 [m ³ /s]	nvt	nvt	nvt	1000/1750/2459
B [m]	102	531	902 ²	nvt
$C_{(b)}^3$ [m ^{1/2} /s]	43	afh. van k_s	afh. van k_s	nvt
k_n^4 [m]	nvt	0,38	0,38	nvt
R [m]	Afh. van h	=h	=h	nvt
i^1 [-]	0,00009	0,00009	0,00009	nvt
g^5 [m/s ²]	9,81	9,81	9,81	nvt
D_{90}^1 [m]	0,0023	0,0023	0,0023	nvt
Δ^6 [kg/m ³]	1,65	1,65	1,65	nvt
D_{50}^1 [m]	0,00055	0,00055	0,00055	nvt
ε_p [-]	0,4	0,4	0,4	nvt
n^7 [stuk]	nvt	nvt	nvt	18.120
D [m]	0,5	0,5	0,5	nvt
A _{gebied} [m ²]	nvt	nvt	nvt	1.500.000
u^8 [m ² /s]	0,000001	0,000001	0,000001	nvt

¹ Waarde afkomstig uit [Veen, R. van der, Pakes, U., Schutte, L., 2002].

² Deel waar ingreep plaatsvindt, is 600 meter breed, deel waar geen ingreep in plaats vindt 302 meter.

³ Waarde afkomstig uit [Veen, R. van der, Pakes, U., Schutte, L., 2002].

⁴ Waarde verderop in paragraaf bepaalt.

⁵ Voor de zwaartekrachtversnelling wordt vaak de standaardwaarde 9,8 m/s² gebruikt.

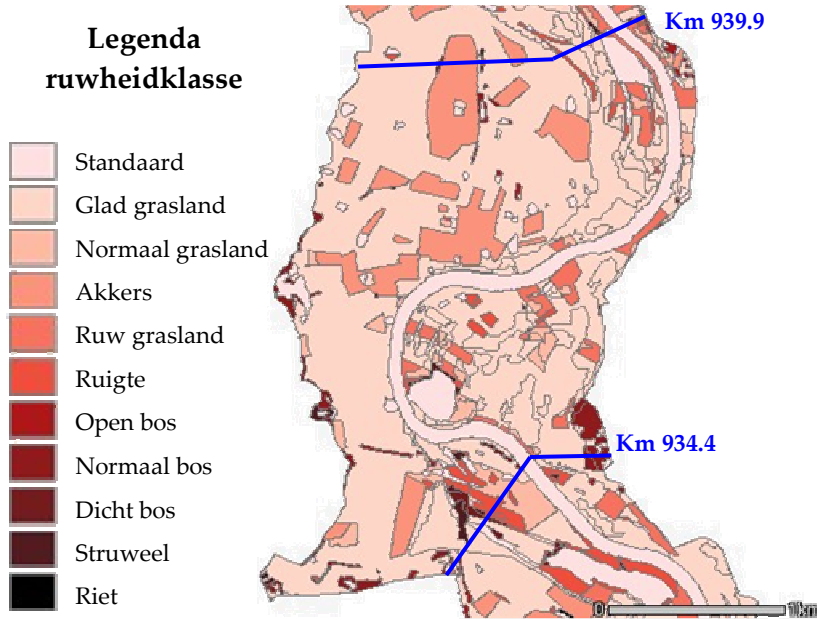
⁶ Δ wordt bepaald door de dichtheid van het korrelmateriaal – zand – te verminderen met de dichtheid van water en vervolgens dit te delen door de dichtheid van water: $(2650 \text{ kg/m}^3 - 1000 \text{ kg/m}^3) / 1000 \text{ kg/m}^3$.

⁷ Het aantal gebouwen is 3000, met gemiddeld 6 palen per gebouw. Onder de brug staan 120 palen.

⁸ De viscositeit van water is $10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ bij een temperatuur van 20 °C.

Hierin is uiterwaard A de uiterwaard buiten de zomerkade en uiterwaard B de uiterwaard binnen de zomerkade. De in tabel 3.1 voorkomende parameters zijn in de voorgaande paragraaf genoemd. De parameters die wel genoemd zijn, maar niet in de tabel zijn opgenomen, kunnen worden bepaald met behulp van de weergegeven parameters.

De ruwheid voor de uiterwaarden – k-waarde – is bepaald aan de hand van aanwezige ecotootypen in de uiterwaarden. Hierbij wordt de ruwheid uitgedrukt in een Nikuradse-waarde, aangezien dit in het SOBEK-Rijntakkenmodel ook het geval is. In hoofdstuk 4 zal blijken dat in SOBEK voor km 934,4 tot en met 939,9 één ruwheid is opgenomen; daarom wordt hier voor hetzelfde traject de ruwheid berekend. Op de site www.ecotopenkaarten.nl is door RIZA voor alle Rijntakken de voorkomende ecotootypen weergegeven met de bijbehorende ruwheidstype – referentiejaar 2000. In



Figuur 3.4: Ecotoop-ruwheidsklassen.

figuur 3.4 is voor het genoemde traject de verschillende ruwheidsklassen weergegeven. Aan de hand van oppervlakteoptelling wordt per ecotooptype het oppervlakteaandeel bepaald. Hierbij moet opgemerkt worden dat de bosgebieden die langs de rand van de uiterwaarden voorkomen niet meegenomen zijn in de berekeningen, aangezien deze relatief veel effect hebben op de gemiddelde berekende ruwheid in het gebied terwijl deze de stroming niet of nauwelijks beïnvloeden. Deze bosgebieden liggen in stromingsluwe delen van de uiterwaard. In bijlage E is een tabel opgenomen waarin voor verschillende ruwheidstypen ruwheden uitgedrukt in k-waarden zijn opgenomen. Uit bijlage E blijkt dat per ruwheidstype verschillende ruwheden worden toegekend. De k-ruwheidswaarde van glad grasland varieert tussen de 0,3 meter en 0,2 meter, wat relatief grote verschillen oplevert voor de totale gebiedsruwheid, aangezien het grootste deel van het gebied bestaat uit glad grasland, zie tabel 3.2. Voor de berekening van de gebiedsruwheid wordt hier voor glad grasland een k-waarde van 0,2 meter aangehouden.

De verschillende soorten ecotooptypen die tussen genoemde rivierkilometers voorkomen, liggen verspreid in het gebied. In Buijsrogge, R.H., Nieuwkamer, R.L.J., 1995 worden twee methoden genoemd waarmee de ruwheden van verschillende ecotooptypen bij elkaar opgeteld kunnen worden. Eén methode gaat ervan uit dat de verschillende typen parallel aan de stroming liggen, en één methode gaat ervan uit dat de verschillende typen dwars op de stroming liggen, in serie. Door de spreiding van de ecotooptypen zal de werkelijke gemiddelde ruwheid ergens tussen de twee waarden liggen. Hieronder zijn de formules weergegeven waarmee de ruwheden opgeteld kunnen worden, uitgaande van een constante waterdiepte in de uiterwaarden.

$$\text{Parallele ruwheid:} \quad C_p = \sum_{i=1}^n p_i C_i \quad [25]$$

Seriële ruwheid:
$$C_s = \frac{1}{\sqrt{\sum_{i=1}^n \left(\frac{p_i}{C_i^2} \right)}} \quad [26]$$

waarin p_i het oppervlakte aandeel van vegetatietype i is, terwijl C_i de Chézy-waarde is voor vegetatietype i .

In tabel 3.2 zijn de aanwezige ecotootypen weergegeven met bijbehorende ruwheid, evenals de optelling hiervan, gedaan met de twee genoemde methoden. De gebruikte ruwheid is een middeling van de k -waarde als weergegeven in bijlage E. Uitgangspunt is een gemiddelde waterdiepte van 2,25 meter in de uiterwaard, welke optreedt bij een MHW-afvoer.

Voor de ruwheid van een gebied wordt soms een middeling gemaakt van de parallelle ruwheid en de seriële ruwheid [Buijsrogge, R.H., Nieuwkamer, R.L.J., 1995], terwijl Rijkswaterstaat de gebiedsruwheid bepaalt met behulp van formule [27].

$$C_{\text{gebied}} = \phi C_s + (1 - \phi) C_p \quad [27]$$

waarin ϕ een weegfactor is die gelijkgesteld wordt aan 0,6. Het gemiddelde van parallelle ruwheiden en de seriële ruwheid is een gebiedsruwheid van ongeveer 0,37 meter. De uitkomst van formule [27] is een gebiedsruwheid van ongeveer 0,39 meter. Gekozen is om bij de berekeningen uit te gaan van het gemiddelde van deze twee gebiedsruwheiden: de gebruikte k_n -waarde is 0,38 meter.

Tabel 3.2: Berekening gemiddelde ruwheid IJsselkilometer 934,4 tot en met km 939,9.

					parallel		serie	$h =$	2,25
Ecotootype / ruwheidstype	ha	pi	k-gem.		pi*C		pi / Ci^2		k- gebied
Glad grasland	802	0,74	0,20		28,2		0,000500		
Normaal grasland	41,8	0,04	0,30		1,35		0,000031		
Ruw grasland	35,5	0,03	0,50		1,02		0,000033		
Akker	120	0,11	0,20		4,24		0,000075		
Ruigte	18,5	0,02	2,0		0,35		0,000041		
Struweel	3,0	0,00	10		0,021		0,000046		
Bos	17,6	0,02	10		0,125		0,000268		
Water	36,0	0,03	0,10		1,45		0,000017		
Bebouwd	15,1	0,01	1,0		0,357		0,000021		
Totaal	1090	1,00		$k_p =$	0,23	$k_s =$	0,50	$K_n =$	0,38
				$C_p =$	37,1	$C_s =$	31,1	$C =$	33,6

3.4 Kalibratie

De waterstand die optreedt in het geschematiseerde model voor het uitvoeren van de ingreep, met de in de vorige paragraaf gegeven invoer, is 7,83 m +NAP, zie bijlage F. De waterstand die ter plaatse van de Wilpsche Klei op zou moeten treden, volgens berekeningen met het 2D rekenprogramma WAQUA, bij een MHW-afvoer van 2459 m³/s door de IJssel is te bepalen met behulp van tabel C3.5 in [Veen, R. van der, Pakes, U., Schutte, L., 2002]. Dit is ongeveer 8,33 m +NAP. Deze waterstand wordt door Rijkswaterstaat als maatgevend gezien. Door de schematisatie te kalibreren kan deze waterstand bereikt worden. De kalibratieparameters hierbij zijn de ruwheid in het zomerbed en de ruwheid in de uiterwaard. Deze parameters worden voor de kalibratie gebruikt omdat hiermee ook het SOBEK-model gekalibreerd is; de uitkomsten van beide berekeningsmethoden worden vergeleken, waardoor het belangrijk is dat de methoden overeen komen.

Het blijkt dat bij een Nikuradse-waarde van 1,37 meter in de uiterwaard en een Chézy-waarde van 39 m^{1/2}/s in het zomerbed de waterstand het gewenste niveau bereikt. Andere ruwheidwaarden voor zomerbed en uiterwaard kunnen ook de gewenste waterstand opleveren, maar de waarden in het zomerbed worden in analogie met de kalibratie van het SOBEK-model maar weinig aangepast.

In de uiterwaard is de verhouding tussen de werkelijke ruwheid en de gekalibreerde ruwheid 0,38:1,37, of 1:3,6 – uitgaande van de Nikuradse-ruwheid. Een kalibratiefactor van 3,6 is hoog. De juiste waterstand kan ook bereikt worden door de schematisatie aan te passen. Het grootste verschil tussen de profielen waaruit de schematisatie is opgebouwd is de uiterwaardbreedte. Door de totale uiterwaardbreedte te verkleinen met 455 meter, waardoor de breedte 1/3 deel kleiner wordt, wordt de waterstand van 8,33 m +NAP bereikt. Het voordeel van deze aangepaste schematisatie is dat geen gebruik hoeft te worden gemaakt van een kalibratiefactor. Het maximale wateropstuwende effect in het geval van de versmalde schematisatie is 4,5 cm. In de volgende paragraaf blijkt dat het maximale wateropstuwende effect bij het gebruik van de hoge kalibratiefactor 3,0 cm is. Vooruitlopend op de 1D-modelberekeningen, waarop ingegaan wordt in hoofdstuk 4, blijkt het met dit model bepaalde maximaal opstuwende effect 3,2 cm te zijn. De 2D-berekeningen laten een nog lager opstuwend effect zien – zie hoofdstuk 5. Hieruit kan geconcludeerd worden dat een hoge kalibratiefactor waarschijnlijk betrouwbaardere resultaten geeft dan een aangepaste schematisatie: het maximale wateropstuwende effect bepaald met de aangepaste schematisatie is te hoog.

Een andere onzekere factor in de schematisatie is het bodemverhang. Hiervoor is een gemiddelde waarde genomen, echter in hoofdstuk 4 blijkt dat het bodemverhang sterk kan variëren van plaats tot plaats. Door het aanpassen van het bodemverhang kan de waterstand ook op het als juiste geziene niveau gebracht worden. Bij een bodemverhang van $5,5 \cdot 10^{-5}$ – wat bijna een halvering is van de gemiddelde waarde – wordt het niveau bereikt. Het blijkt echter dat het maximale wateropstuwende effect na de ingreep in dit geval 11,1 cm is – ook hierbij is geen gebruik gemaakt van een kalibratiefactor. Dit wateropstuwende effect is significant groter dan het wateropstuwende effect berekend met de beide andere modellen. Geconcludeerd kan

worden dat het aanpassen van het bodemverhang geen betrouwbare uitkomsten geeft, maar laat ook zien hoe gevoelig het resultaat is voor veranderingen in invoerwaarden.

Wanneer de uiterwaardbreedte of het bodemverhang minder extreem wordt aangepast, blijkt het wateropstuwende effect tussen 3,0 cm en respectievelijk 4,5 cm en 11,1 cm te liggen. Omdat de hoge kalibratiefactor een maximaal opstuwend effect geeft die overeen komt met de 1D-resultaten wordt verder gegaan met deze factor.

Het grote verschil tussen de gekalibreerde ruwheid en de werkelijke ruwheid in de uiterwaard wordt wellicht veroorzaakt door de energieverliezen die ontstaan door de bocht in de IJssel ter hoogte van de ingreep. Ook kan het verschil ontstaan doordat bij de berekeningen gebruik is gemaakt van gemiddelde waarden wat betreft ruwheid, terwijl de ruwheid plaatselijk behoorlijk kan variëren.

In bijlage F is de berekening weergegeven van de waterstand met het gekalibreerde model.

3.5 Resultaten

Met behulp van de weergegeven formules en kalibratie worden de eenvoudige analytische berekeningen uitgevoerd. Eerst wordt het effect van bouwen op palen in de uiterwaard op de waterstand bepaald, waarna het effect op de bodemontwikkeling wordt beschreven.

3.5.1 Hydraulisch

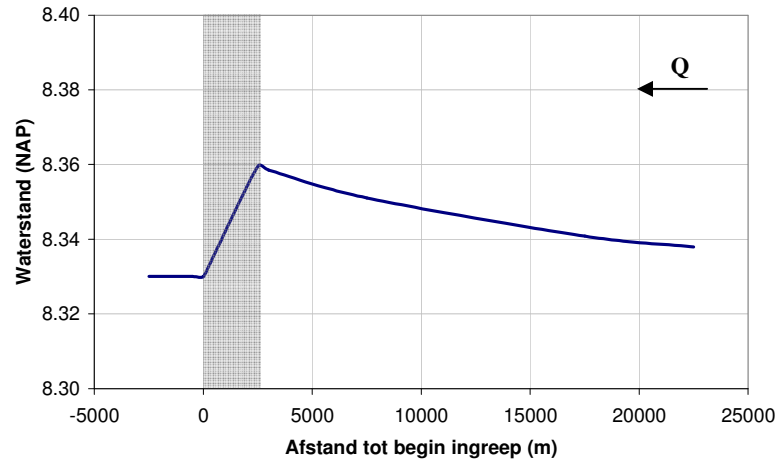
De optredende waterstand in de huidige situatie, bij de maatgevende afvoer, na kalibratie, is 8,33 m +NAP.

De ruwheidvergroting door de bebouwing op palen is met behulp van formule [18] te bepalen, waarin alleen de weerstandscoefficiënt onbekend is. In bijlage G is voor verschillende waterstanden de waarde voor C_d bepaald, uitgaande van formule [18] tot en met [24] en van figuur 3.2. Uit bijlage H blijkt dat de weerstandscoefficiënt 1,1 is.

De waterdiepte in het deel van de uiterwaard waar de ingreep plaatsvindt, voor kalibratie en voor de ingreep is 2,06 meter. Met een Nikuradse-ruwheid van 0,38 meter is de Chézy-waarde 32,6 m^{1/2}/s. De ruwheid na het aanbrengen van de palen, berekend met formule [18] en uitgaande van de dan optredende waterdiepte, wordt hiermee 24,6 m^{1/2}/s. Dit komt overeen met een Nikuradse-ruwheid van 1,12 meter. Vermenigvuldigd met de kalibratiefactor van 3,6 wordt de nieuwe Nikuradse-ruwheid 4,03 meter. De ruwheid wordt gebruikt in het deel van de uiterwaard waar de ingreep plaatsvindt. In tabel 3.3 is het een en het ander weergegeven.

Tabel 3.3: Evenwichtsdiepte en ruwheid in uiterwaard waar ingreep plaatsvindt in verschillende stadia.

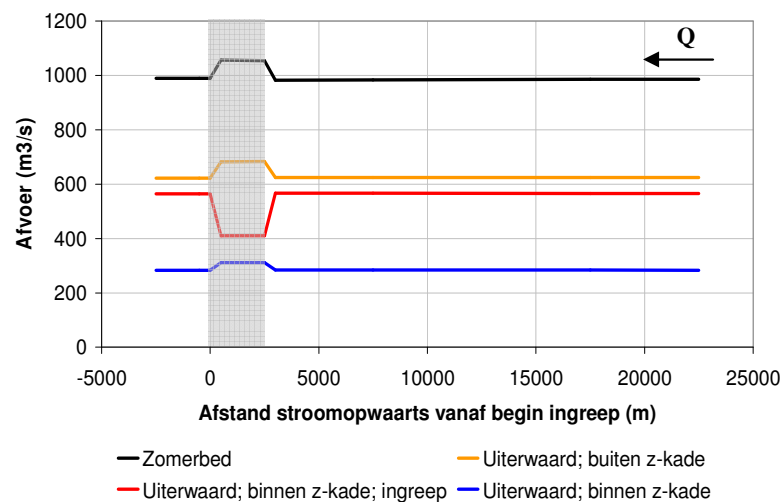
	Schematisatie	Sch. + palen	Sch. + palen + kalibratie
Evenw.diepte u.w. (m)	2,06	2,18	2,75
Nikuradse-ruwheid (m)	0,38	1,12	4,03



Figuur 3.5: Effect op waterstand door bebouwing op palen in uiterwaard

Zoals al eerder opgemerkt moet de waterstand in elke bak van de schematisatie gelijk zijn. Dit kan met behulp van formule [3] en formule [4]: door de afvoer in de vier verschillende bakken te variëren, waarbij de som gelijk blijft aan $2459 \text{ m}^3/\text{s}$, is per bak dezelfde waterstand te bereiken. Per willekeurig punt ter hoogte van de ingreep, en bovenstrooms hiervan, kan de optredende waterstand zo berekend worden, zie figuur 3.5. In bijlage I is voor een aantal punten de Excel-uitvoer van de berekeningen weergegeven. Het waterstandverhogende effect van het bouwen in de uiterwaarden berekend met het gekalibreerde model is maximaal 3,0 cm. Dit is aan de bovenstroomse rand van het traject waar de ingreep plaatsvindt. Bovenstrooms van de ingreep werkt de waterstandverhoging nog tientallen km door, zoals te zien is in figuur 3.5. In figuur 3.6 is de afvoeroverdeling in lengterichting van de rivier weergegeven, na de ingreep, ter plaatse van de ingreep en stroomop- en -afwaarts hiervan.

In figuur 3.6 is te zien dat door de ingreep de afvoer afneemt door het deel van de uiterwaard waarin de ingreep plaatsvindt. Deze afname resulteert in een toename van de afvoer in de rest van de rivier. Stroomafwaarts is de afvoer gelijk aan de afvoer voor het uitvoeren van de ingreep. Stroomopwaarts is de afvoer door het uiterwaarddeel waarin de ingreep plaatsvindt groter dan in de evenwichtsituatie – de situatie voor de



Figuur 3.6: Verdeling afvoer na het uitvoeren van de ingreep.

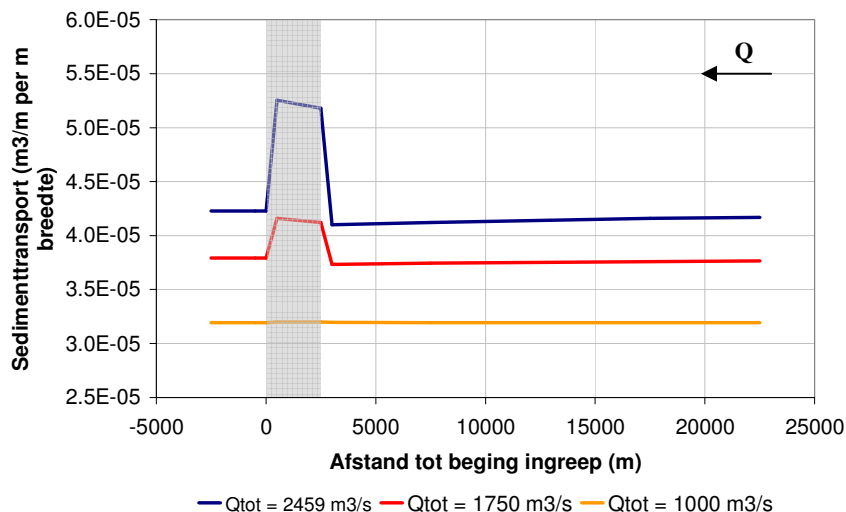
ingreep –, terwijl de afvoer door de andere delen dan juist minder is – dit is nauwelijks te zien in figuur 3.6 omdat het kleine verschillen zijn. Het traject waarover de afvoer toe- of afneemt in figuur 3.6 is de grootte van de plaatsstap: 500 meter.

3.5.2 Morfologisch

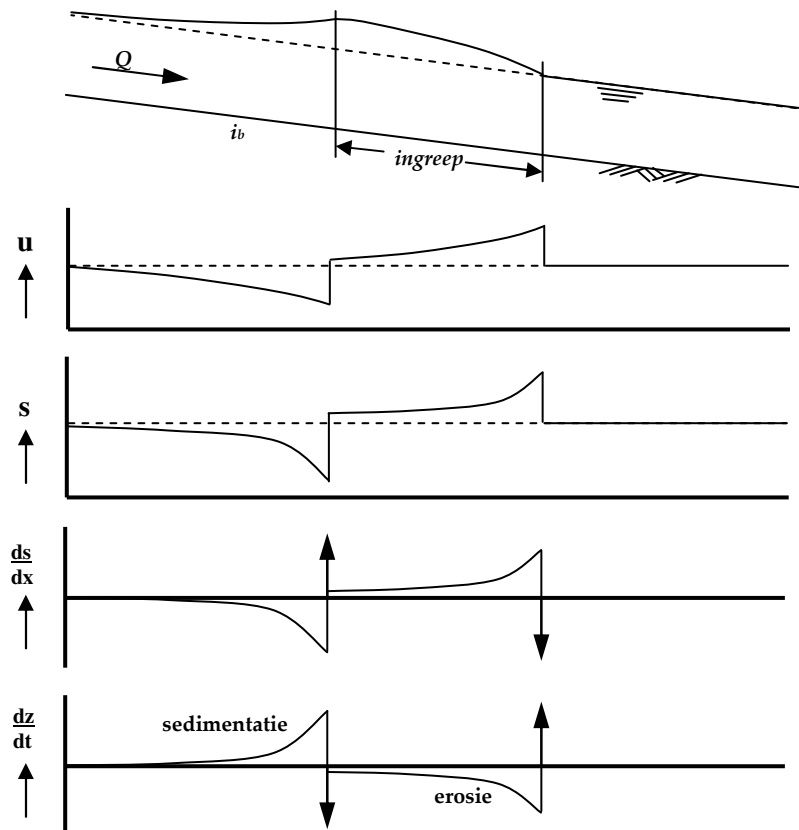
Met behulp van formule [5] tot en met [11] is het sedimenttransport door de IJssel te berekenen, stroomopwaarts van de ingreep, ter plaatse van de ingreep en stroomafwaarts van de ingreep. Zoals opgemerkt wordt de sedimentafvoer voor en na de ingreep bepaald bij een continue waterafvoer van 1000 m³/s, 1750 m³/s en bij 2459 m³/s – MHW-afvoer.

In figuur 3.7 is het sedimenttransport door het zomerbed per meter breedte weergegeven bij de verschillende afvoeren. Het grijs gearceerde gedeelte in de figuren is het traject waar de ingreep plaatsvindt. Te zien is dat de sedimentafvoer door de rivier afneemt bij een afname van de waterafvoer. Bij een dalende waterafvoer wordt de piek in sedimentafvoer ter plaatse van de ingreep ook kleiner. Bij een waterafvoer van 1000 m³/s door de rivier is het effect van de ingreep op de sedimentafvoer nagenoeg nul.

In figuur 3.8 is de kwalitatieve bodemliggingsverandering weergegeven. Hiervoor is allereerst de verhanglijn weergegeven, met het bijbehorende verloop van de stroomsnelheid u : ter plaatse van de ingreep stroomt meer water door het zomerbed waardoor de stroomsnelheid toe neemt. Vooral aan de benedenstroomse rand neemt de stroomsnelheid toe, aangezien hier de waterdiepte niet toeneemt. Uit het verloop van de stroomsnelheid is het sedimenttransport s bepaald; dit is een niet-lineaire functie van u met een macht groter dan 1. De initiële bodemverandering dz/dt ter plaatse van de ingreep is te bepalen met behulp van formule [13], ten behoeve waarvan allereerst de x -afgeleide van het sedimenttransport is bepaald: ds/dx . In tabel 3.4 is de maximale initiële bodemverandering ter plaatse van de ingreep bovenstrooms hiervan weergegeven, in cm per dag. Deze treedt op aan de stroomafwaartse rand van de ingreep.



Figuur 3.7: Sedimenttransport door het zomerbed bij verschillende afvoeren.



Figuur 3.8: Verloop verhanglijn, stroomsnelheid, sedimenttransport, verandering sedimenttransport en initiële snelheid bodemliggingsverandering rond de plaats van ingreep.

Tabel 3.4: Maximale initiële bodemverandering door ingreep.

	$Q = 1000 \text{ m}^3/\text{s}$	$Q = 1750 \text{ m}^3/\text{s}$	$Q = 2459 \text{ m}^3/\text{s} \text{ (MHW)}$
Δz_b bij ingreep (cm/dag)	0,00	-0,28	-0,55
Δz_b bovenstrooms (cm/dag)	0,00	0,04	0,08

De maximale bodemveranderingen die op kunnen treden in een nieuwe evenwichtsituatie zijn per afvoer te bepalen met behulp van formule [12] en formule [1]. Met behulp van formule [12] kunnen de waterdiepten die in deze evenwichtsituatie optreden berekend worden, terwijl daarna met formule [1] het verhang berekend kan worden. In de evenwichtsituatie zal geen stuwkromme voorkomen in het water en zal het waterspiegelverhang gelijk zijn aan het bodemverhang. In tabel 3.5 zijn de waterdiepten in het zomerbed weergegeven ter plaatse van de ingreep – h_1 – evenals het bodemverhang – i_1 – en de afvoer door het zomerbed – Q_1 . Ook zijn de waarden stroomopwaarts van de ingreep – h_0 en i_0 en Q_0 – in de tabel weergegeven. Deze laatste waarden zijn gelijk aan de waarden stroomafwaarts van de ingreep [Ribberink, J.S., 2004]. Door h_0 af te trekken van h_1 is de sprong in de bodem ter plaatse van de ingreep te berekenen die ook te zien is in figuur 3.9. De sprong in de bodem door de grotere waterdiepte ter plaatse van de ingreep is stroomopwaarts van de ingreep niet meer aanwezig. Echter door de afname van het verhang ter plaatse van de ingreep zal bovenstrooms de bodem integraal dalen. De daling is als volgt te berekenen:

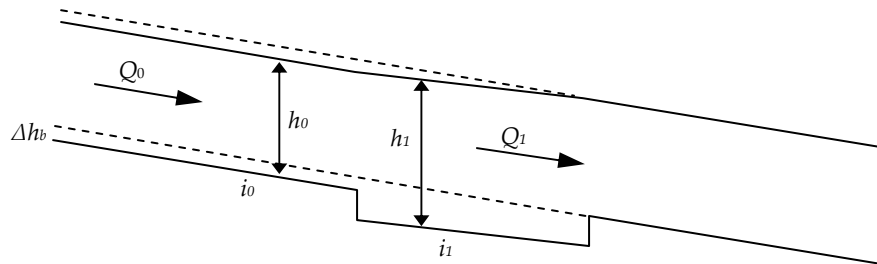
$$\Delta h = (i_{0zb} - i_{1zb})x$$

waarin x de afstand is waarover de ingreep plaatsvindt.

De bodemdaling bovenstrooms die uiteindelijk in de evenwichtsituatie optreedt, is per afvoer in tabel 3.5 weergegeven - Δh_b . Bij maatgevende afvoer is de bodemdaling stroomopwaarts nog geen cm. In figuur 3.9 is schematisch de evenwichtsituatie weergegeven.

Tabel 3.5: Afvoer, waterdiepte en verhang door zomerbed ter plaatse van ingreep en stroomopwaarts hiervan.

	$Q = 1000 \text{ m}^3/\text{s}$	$Q = 1750 \text{ m}^3/\text{s}$	$Q = 2459 \text{ m}^3/\text{s} \text{ (MHW)}$
$Q_{0zb} \text{ (m}^3/\text{s)}$	749	888	989
$h_{0zb} \text{ (m)}$	7,68	8,65	9,33
$i_{0zb} \text{ (-)}$	9,00E-5	9,00E-5	9,00E-5
$Q_{1zb} \text{ (m}^3/\text{s)}$	749	912	1055
$h_{1zb} \text{ (m)}$	7,68	8,88	9,95
$i_{1zb} \text{ (-)}$	9,00E-5	8,86E-5	8,66E-5
$\Delta h_b \text{ (cm)}$	0,0	0,4	0,9
$h_1 - h_0 \text{ (m)}$	0,0	0,23	0,62



Figuur 3.9: Schematisatie evenwichtsituatie in zomerbed na ingreep.

3.6 Parametergevoeligheid

De berekeningen in de vorige paragraaf zijn uitgevoerd voor de case als beschreven in hoofdstuk 2. Om na te gaan wat de invloed is van een aantal parameters op de uitkomsten, worden extra berekeningen uitgevoerd. Het gaat hierbij om de invloed van het aantal palen, de dichtheid van de palen – en daarmee het oppervlak waarover de palen worden verdeeld –, het patroon waarin de palen worden geplaatst – lang en smal patroon of breed en kort patroon – en de ruwheid tussen de palen. Het laatste punt, de ruwheid tussen de palen, wordt behandeld omdat de huidige functie niet meer uitgeoefend kan worden tussen de palen, waardoor over het gebied in de uiterwaard waar gebouwd wordt de bodemruwheid wellicht toe zal nemen.

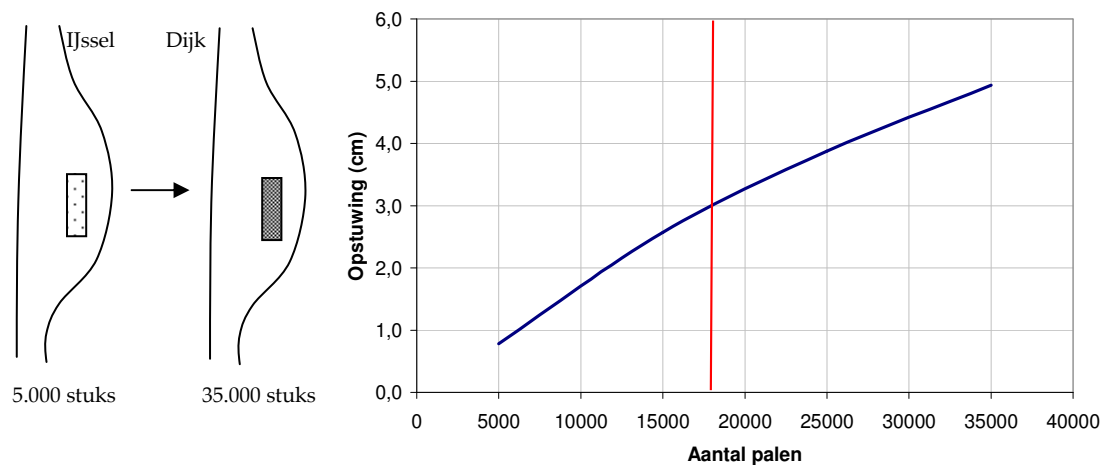
Het blijkt dat het Reynoldsgetal, waarvan de weerstandscoefficiënt van de palen van afhankelijk is, zie hoofdstuk 3.2, rond de $2,5 \cdot 10^5$ ligt, terwijl bij een Reynoldsgetal vanaf

$3,0 \cdot 10^5$ de weerstandscoefficiënt sterk daalt. Dit heeft invloed op de maximale opstuwing die op kan treden, zie formule [18]. De invloed van deze parameter wordt ook in deze paragraaf behandeld.

De gevoeligheid van de verschillende parameters op de opstuwing wordt uitgedrukt in de maximale opstuwing, aan de stroomopwaartse zijde van de ingreep. De invloed van de genoemde parameters op de bodemhoogte wordt niet behandeld, aangezien dit afhankelijk is van het effect op de waterstand: een grotere opstuwing zal leiden tot meer effect op het bodemniveau en evenzo zal een kleinere opstuwing leiden tot minder effect op het bodemniveau.

3.6.1 Aantal palen

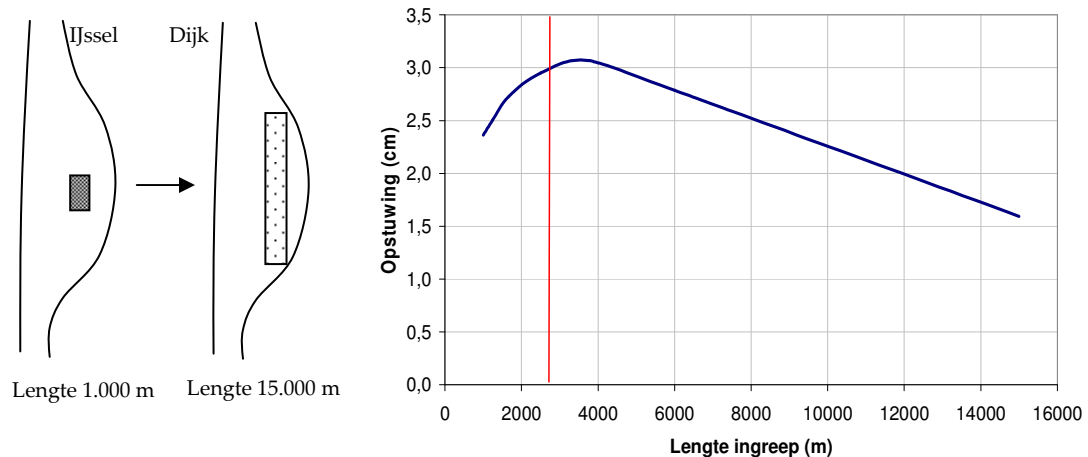
Het aantal palen dat aangenomen is voor de 3000 gebouwen die in de uiterwaard gebouwd worden is 18.000, waarbij nog 120 palen aangenomen zijn voor de verbindingsbrug naar het binnen de winterdijk gelegen gebied. In figuur 3.10 is het wateropstuwende effect weergegeven van andere hoeveelheden palen. De rode verticale lijn geeft het aantal palen weer die in de case zijn aangenomen. Het gebied waarover de palen geplaatst worden is gelijk gehouden aan het eerder geschematiseerde gebied: 150 ha, met een breedte van 600 meter en een lengte van 2500 meter. De aangestroomde oppervlakte is daarmee de parameter die verandert in formule [18]. Gemiddeld neemt het wateropstuwende effect met ongeveer 0,7 cm toe bij een toename van het aantal palen met 5000.



Figuur 3.10: Verband tussen aantal palen en opstuwing.

3.6.2 Spreiding palen

Voor het bepalen van de invloed van de spreiding van de palen op het opstuwende effect wordt het aantal palen gelijk gehouden aan 18.120, zoals aangenomen voor de case. De lengte van het gebied waarin de palen worden geplaatst is veranderlijk; de

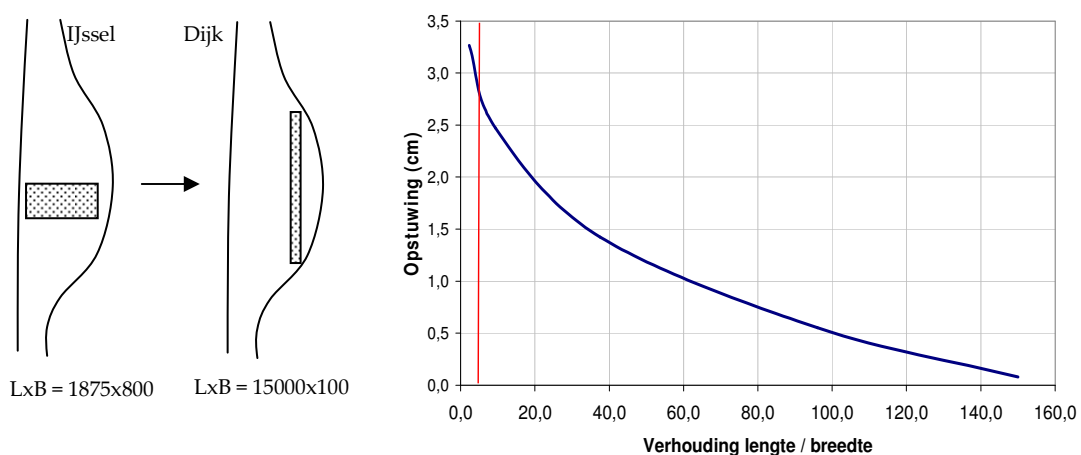


Figuur 3.11: Verband tussen spreidingsdichtheid palen en opstuwing.

breedte van het gebied wordt constant gehouden op 600 meter, zie figuur 3.11. In dit figuur is de opstuwing uitgezet tegen de lengte van het gebied. Bij een toename van de lengte van het gebied neemt de plaatsingsdichtheid af. Het blijkt dat een ingreep lengte van 3750 meter de grootste opstuwing veroorzaakt. Bij een kleinere lengte en daarmee grotere spreidingsdichtheid is de opstuwing kleiner, evenals bij een grotere lengte met een kleinere spreidingsdichtheid. In het eerste geval is de lengte te kort om een hoge opstuwing te veroorzaken, en het tweede geval is de spreidingsdichtheid te klein om een groot opstuwend effect te hebben.

3.6.3 Plaatsingspatroon palen

Het patroon waarin de palen in de Wilpsche Klei geplaatst worden, en daarmee de vorm van de wijk, heeft invloed op het waterstandverhogende effect. Een lange, smalle strook bebouwing zal een ander opstuwend effect hebben dan een vierkant blok. Uitgangspunt is dat het totale bebouwde oppervlak gelijk blijft – 150 ha. Dat betekent dat de strook een lengte heeft van 15.000 meter bij een breedte van 100 meter en een lengte van 1875 meter bij een breedte van 800 meter. De maximale breedte is 900 meter:



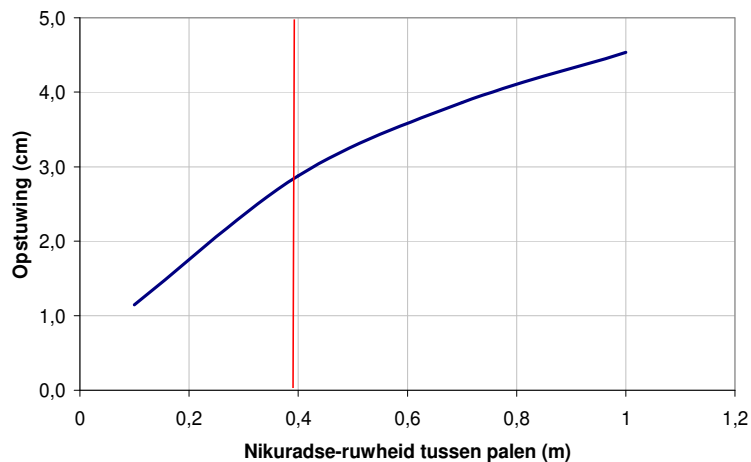
Figuur 3.12: Verband tussen plaatsingspatroon palen en opstuwing.

hierbij is de uiterwaard binnen de zomerkade over de hele breedte bebouwd. In figuur 3.12 is het opstuwende effect uitgezet tegen de verhouding lengte / breedte. Bij bebouwing van 15.000×100 meter is de verhouding 150, bij een blok van 1875 bij 800 is de verhouding 2,3. Ofwel: een hoge waarde op de x-as betekent een lange, smalle strook bebouwing; een lage waarde betekent een meer vierkant blok bebouwing. Uit figuur 3.12 blijkt dat een kleine lengte / breedte verhouding de meeste opstuwing oplevert.

3.6.4 Bodemruwheid tussen palen

Door het bouwen in de uiterwaard, is de functie landbouw niet meer mogelijk in het gebied – het grootste gedeelte van de uiterwaard heeft de functie landbouw. De palen verhinderen een goede bedrijfsvoering. Hierdoor zal de ruwheid tussen de palen veranderen – ervan uitgaande dat er niet dusdanig onderhoud wordt gepleegd dat de ruwheid gelijk blijft. In figuur 3.13 is de bodemruwheid tussen de palen uitgezet tegen het wateropstuwende effect van de palen.

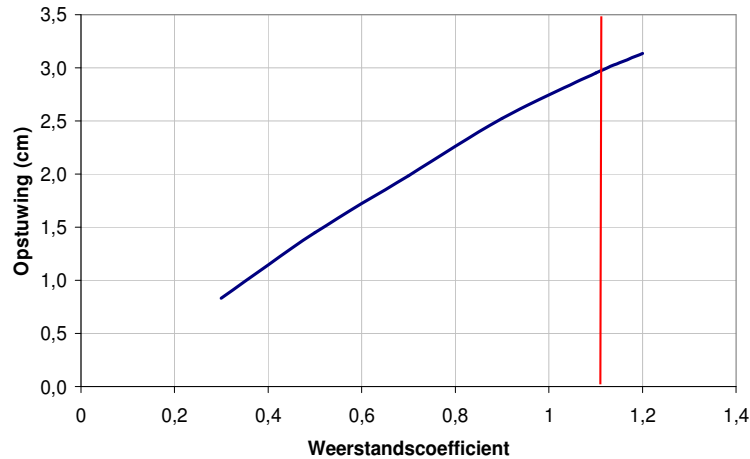
Uit figuur 3.13 blijkt dat bij een toename van de ruwheid tussen de palen het opstuwende effect groter wordt; het effect vlt licht af, naarmate de ruwheid toeneemt.



Figuur 3.13: Verband tussen bodemruwheid tussen de palen en opstuwing.

3.6.5 Weerstandscoefficiënt palen

Zoals opgemerkt daalt de weerstandscoefficiënt sterk vanaf een Reynoldsgetal van $3,5 \cdot 10^5$. Bij $Re = 4,5 \cdot 10^5$ is de C_d -waarde gedaald naar 0,30. Een zo grote verlaging van de weerstandscoefficiënt betekent aanzienlijk minder opstuwing van het water. Een hoger Reynoldsgetal kan theoretisch gezien bereikt worden door de palen ruwer te maken of door strips hierop aan te brengen – te vergelijken met het effect van putjes in een golfbal. In figuur 3.14 is de invloed van de weerstandscoefficiënt op het waterstandverhogende effect weergegeven.



Figuur 3.14: Verband tussen weerstandscoefficiënt en opstuwing.

3.7 Analyse resultaten

3.7.1 Hydraulisch

Allereerst kan geconcludeerd worden dat de verwachte effecten optreden. De waterstand bij maatgevende afvoer stijgt door het bouwen op palen in de uiterwaard. De stijging van de waterstand is maximaal ongeveer 3,0 cm, uitgaande van de case.

De verschillende parameters hebben een verschillende invloed op het waterstandverhogende effect. Het is eenvoudig voor te stellen dat bij een toename van het aantal palen op een gelijkblijvend bodemoppervlak het effect op de waterstand groter wordt. Het effect wordt niet evenredig groter met de toename van het aantal palen. Dat is in overeenstemming met formule [18]:

$$C_r = \sqrt{\frac{1}{\frac{A_r h C_d}{2g} + \frac{1}{C_b^2}}}$$

Uit formule [18] blijkt dat veranderingen in het aantal palen, en daarmee veranderingen in de aangestroomde oppervlakte – A_r – eenzelfde effect heeft op de uiteindelijke bodemruwheid C_r als de weerstandscoefficiënt – C_d . Dat komt ook naar voren in de figuren 3.9 en 3.13 – de kromme in figuur 3.9 lijkt anders doordat de waarden op de x-as een grotere procentuele spreiding hebben. De invloed van veranderingen in de ruwheid tussen de palen is groter dan van de veranderingen in de aangestroomde oppervlakte en de weerstandscoefficiënt, wat in formule [18] tot uitdrukking komt door de bodemruwheid te kwadrateren: dit grotere effect is terug te zien in figuur 3.11.

Uit figuur 3.10 blijkt dat bij een gelijkblijvend aantal palen en bij een wisselende lengte waarover de palen worden geplaatst – uitgedrukt in aangestroomde oppervlakte –, op

zeker moment een hoogtepunt in het opstuwende effect wordt bereikt. Bij een klein aangestroomd oppervlak en een lange lengte waarover de palen zijn geplaatst langs de rivier is het effect klein omdat de extra verruwing veroorzaakt door de palen minimaal is. Bij een toename van de dichtheid van de palen, en dus bij een kortere lengte waarover de palen geplaatst zijn, neemt de verruwing door de palen toe. Weliswaar is de lengte waarover de ingreep plaatsvindt kleiner, maar omdat in het begin van de ingreep het opstuwende effect het meest toeneemt, neemt het maximaal optredende opstuwende effect nog toe. Tot op het moment de lengte van de ingreep dusdanig klein wordt dat een toename in de dichtheid van de palen niet resulteert in een grotere maximale opstuwing, omdat het water geen tijd – lengte – heeft om hoog op te stuwten. In figuur 3.11 treedt dit effect ook min of meer op. Een toename van de lengte, en daarmee een afname van de breedte, veroorzaakt minder wateropstuwing. Dit houdt in dat niet zozeer de lengte van de ingreep invloed heeft op het opstuwende effect, maar de breedte – dit kwam ook naar voren in hoofdstuk 3.3, waar begroeiing loodrecht op de stroming een hogere ruwheid veroorzaakt dan begroeiing parallel aan de stroming.

Door verschillende aanpassingen te doen, uitgaande van de case, kan een range aangegeven worden waarbinnen praktisch gezien het opstuwende effect kan liggen – ervan uitgaande dat de berekeningen goed zijn. Een maximale opstuwing kan worden geschat als uitgegaan wordt van meer palen – 25.000 stuks –, een grotere breedte waarover de ingreep plaatsvindt, bij gelijk blijvend oppervlak – 800 meter breed en 1875 meter lang –, een twee keer zo grote Nikuradse-ruwheid – $k_n = 0,8$ meter – en een gelijk blijvende weerstandscoefficiënt – deze is al hoog. De maximale opstuwing is in dit geval 5,4 cm. Een minimale opstuwing treedt op bij minder palen – 10.000 stuks – op een gelijkblijvend oppervlak waarvan de breedte 400 meter is en de lengte 3750 meter, terwijl de Nikuradse ruwheid gelijk blijft en de weerstandscoefficiënt afneemt tot 0,4 door verruwing van de palen. De maximale opstuwing is in dit geval 1,3 cm.

3.7.2 Morfologisch

Uit de eenvoudige analytische berekening komt naar voren dat na de ingreep bij MHW-afvoer de initiële bodemdaling in het zomerbed ter plaatse van de ingreep 0,55 cm zal zijn per dag, zie tabel 3.4. Bij lagere afvoeren is de bodemdaling kleiner. Bij een afvoergolf die een tiental dagen duurt, komt dat neer op een daling van 5,5 cm. Net bovenstrooms zal de initiële stijging bij de afvoergolf ongeveer een centimeter bedragen. Bij een afvoer van 1750 m³/s, zijn de effecten ongeveer half zo groot als bij een afvoer van 2459 m³/s. Bij een afvoer van 1000 m³/s is het effect van de ingreep op de bodem zo klein dat het nagenoeg nul is. In figuur 3.7 lijkt dat bij deze afvoer de sedimentafvoer niet verandert ter plaatse van de ingreep bij deze afvoer, zo klein is het verschil. De maximale veranderingen treden op in de evenwichtsituatie die tientallen jaren na de ingreep optreedt. De berekende waarden zullen nooit optreden omdat de hoge afvoeren een afvoerduur hebben in de orde van dagen en niet van jaren. De waarden geven echter wel inzicht in wat maximaal mogelijk is. Bij een continue afvoer van 2459 m³/s is de bodemdaling in het zomerbed ter plaatse van de ingreep 62 cm, bij een afvoer van 1750 m³/s ongeveer 23 cm. Bij een afvoer van 1000 m³/s verandert de bodem nagenoeg niet.

Hoofdstuk

4

1D-modelberekening

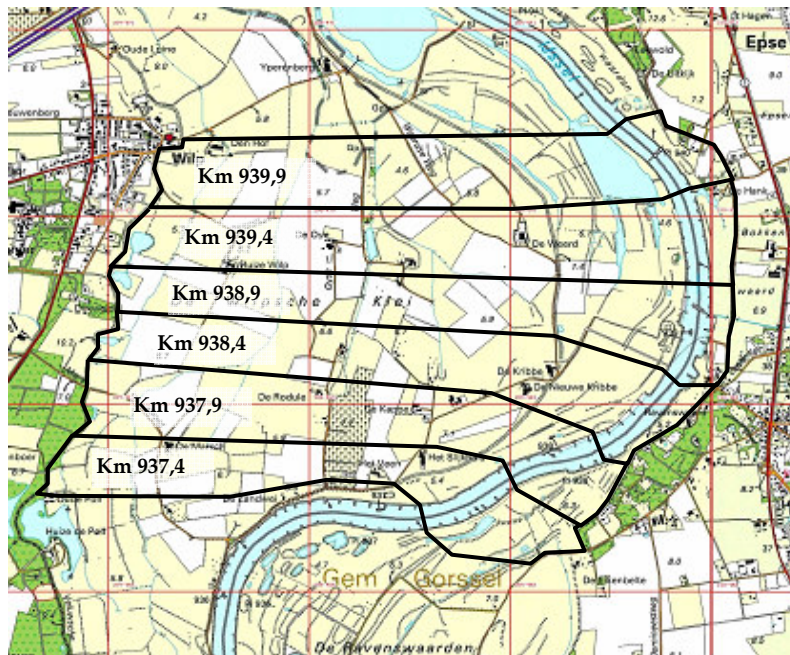
In dit hoofdstuk worden de hydraulische en morfologische effecten van het bouwen op palen in de uiterwaard Wilpsche Klei berekend met het 1D-programma SOBEK-rivers. Voor deze berekeningen wordt gebruik gemaakt van het Rijntakkenmodel, waaruit de IJssel ‘geknipt’ is. Door Rijkswaterstaat zijn hieraan de juiste randvoorwaarden gekoppeld. Het is mogelijk alleen gebruik te maken van de IJsseltak bij de berekeningen. De Wilpsche Klei is te ver van de Pannerdensch Kop, waar de IJssel aftakt van de Nederrijn, verwijderd om de afvoerverdeling hier merkbaar te beïnvloeden – de afstand is ongeveer 50 km.

Allereerst wordt in dit hoofdstuk het model waarmee gerekend wordt beschreven. Hierna wordt de huidige situatie weergegeven, wat betreft de waterstanden en de autonome bodemontwikkeling. Hierbij wordt voor de waterstand uitgegaan van de maatgevende afvoer van 2459 m³/s terwijl voor de bodemontwikkeling een afvoerreeks van 25 jaar wordt gebruikt, namelijk de gemeten afvoerreeks van 1973 tot 1998 – bijlage K. Daarna wordt beschreven hoe het bouwen op palen in de uiterwaard weergegeven kan worden in het programma. De resultaten van de nieuwe situatie zullen vervolgens worden weergegeven. Als laatste wordt de huidige situatie met de nieuwe situatie vergeleken en volgt een analyse waar conclusies aan worden verbonden.

4.1 Model

Het 1-dimensionale rekenprogramma SOBEK-rivers is bedoeld om grootschalige hydraulische en morfologische ontwikkelingen in rivieren te simuleren. Hierbij moet gedacht worden aan ontwikkelingen op het niveau van minimaal enkele kilometers. Met behulp van SOBEK zijn de Rijntakken gemodelleerd, waaronder de IJssel. Zoals opgemerkt, wordt ten behoeve van de uit te voeren berekeningen alleen gebruik gemaakt van de IJsseltak. De schematisatie evenals de benodigde parameters en randvoorwaarden zijn in dit model aanwezig. Uitgangspunt is dat deze gegevens juist zijn, wat aannemelijk is aangezien het model hydraulische en morfologisch gekalibreerd en gevalideerd is en gebruikt wordt door Rijkswaterstaat [Jesse, P., Kroekenstoel, D.F., 2001].

Zoals opgemerkt in hoofdstuk 3 is gemiddeld per vak van 500 meter een rivierprofiel in het model opgegeven met een gemiddeld stroomvoerende en waterbergend deel. De profielen zijn gemaakt aan de hand van de rivierkundige database BASELINE en met behulp van GIS-applicaties. Elk vak is 500 meter breed in het zomerbed, maar door de kronkelingen in de rivier is de breedte van de uiterwaarddelen niet overal 500 meter, zoals schematisch weergegeven is in figuur 4.1. Aangezien de vakken wel 500 meter breed gemodelleerd zijn, zijn de uiterwaardoppervlakten vertaald naar een breedte van 500 meter.



Figuur 4.1: Vakindeling IJssel ter plaatse van de ingreep.

Over de periode 1973 tot en met 1998 is de afvoer van de IJssel gemeten. Deze tijdreeks wordt gebruikt als bovenstroomse randvoorwaarde om morfologische effecten te berekenen. Voor de hydraulische effecten wordt gebruik gemaakt van een MHW-afvoer. Als randvoorwaarde benedenstrooms geldt een QH-relatie ter plaatse van het Kattendiep en het Keteldiep; bij een bepaalde optredende waterhoogte hoort een vastgestelde afvoer. Op een aantal locaties langs de IJssel vindt laterale wateraanvoer plaats. Deze is afhankelijk van het bovenstroomse debiet.

Bij de hydraulische berekeningen wordt uitgegaan van niet-stationaire waterbeweging. Hierbij wordt een afvoergolf gesimuleerd als een voortplantende en afvlakkende golf. Voor morfologische berekeningen heeft deze golfafvlakking vrijwel geen effect terwijl de rekenduur toeneemt en de stabiliteit van het model afneemt. Daarom wordt de waterbeweging bij morfologische berekeningen stationair veronderstelt; dit wil zeggen dat gedurende een tijdstap de waterbeweging niet verandert in de tijd [Jesse, P., Kroekenstoel, D.F., 2001].

Om de stabiliteit van het rekenmodel te waarborgen, moeten de veranderingen in de waterhoogtes van de ene tijdstap naar de andere niet te groot zijn. Vooral in verband met stuwaansturing is een kleine tijdstap – kleiner dan een dag – belangrijk voor de stabiliteit. Rijkswaterstaat heeft gekozen voor tijdstappen van 6 uur; hierbij is geen gevaar voor instabiliteit en de rekenduur is acceptabel door de toename van de snelheid van computers [Jesse, P., Kroekenstoel, D.F., 2001].

Het morfologische deel van het Rijntakkenmodel is gekalibreerd met behulp van afvoergegevens van 1987 tot en met 1997, aangezien voor deze periode vrij gedetailleerde bodemliggingsgegevens beschikbaar zijn. Hierbij is uitgegaan van tussen 1976 en 1995 gemeten korreldiameters – het sediment op een locatie wordt beschreven met behulp van één enkele korreldiameter. Voor de bodemontwikkeling is de te gebruiken transportformule en de sedimentverdeling bij de splitsingspunten in de Rijn

van belang. Uit de kalibratie is naar voren gekomen dat de volgende User Defined transportformule het best voldoet, zie ook formule [5]:

$$\Phi = A \frac{8}{1 - \varepsilon_p} (\mu \theta_s - 0.025)^{1.5} \quad [28]$$

waarin Φ te bepalen is met formule [6], ε_p de porositeit – 0,4 –, μ de ribbelfactor die door SOBEK wordt berekend en θ_s de dimensieloze schuifspanning. A is de kalibratieparameter. Voor het onderzoeksgebied is deze vastgesteld op 0,6. Uit validatie en her-kalibratie blijkt dat de processen in de IJssel redelijk goed berekend worden met het SOBEK-Rijntakkenmodel [Jesse, P., Kroekenstoel, D.F., 2001].

Ten behoeve van de hydraulische berekeningen is het Rijntakkenmodel gekalibreerd op het hoogwater van 1995 en geverifieerd met de hoogwaters van 1993 en 1998.

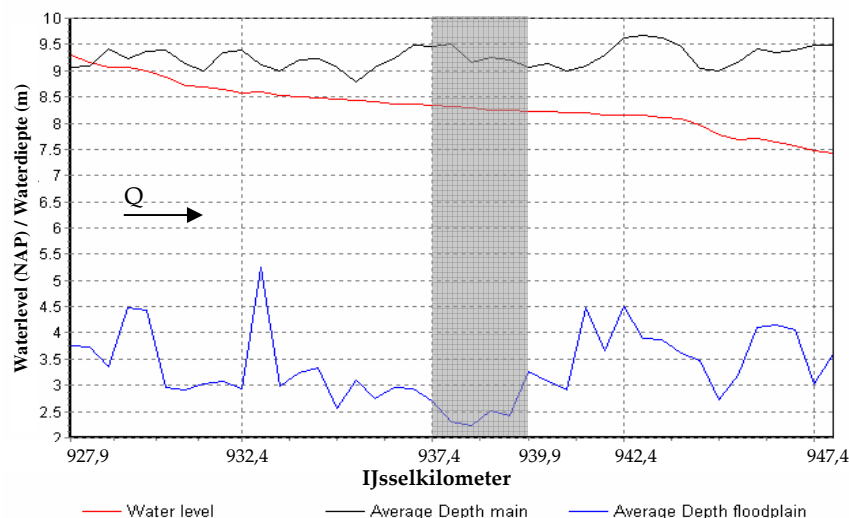
4.2 Huidige situatie

Het model is compleet aangeleverd, wat wil zeggen dat de huidige situatie direct berekend kan worden. Hier wordt kort ingegaan op de uitkomsten van de berekeningen welke naar verwachting veranderen na de ingreep.

4.2.1 Hydraulisch

Voor een deel van de IJssel is in figuur 4.2 de waterstand, de waterdiepte in het zomerbed en de waterdiepte in het winterbed weergegeven bij MHW-afvoer. Ter hoogte van het grijs gearceerde gedeelte bevindt zich het gedeelte van de uiterwaard Wilpsche Klei waarin de ingreep zal plaatsvinden. De ingreep zal plaatsvinden tussen rivierkilometer 937,4 en 939,4. Deventer ligt ter hoogte van IJsselkilometer 944.

Opvallend in figuur 4.2 is dat het waterspiegelverhang ter hoogte van de Wilpsche



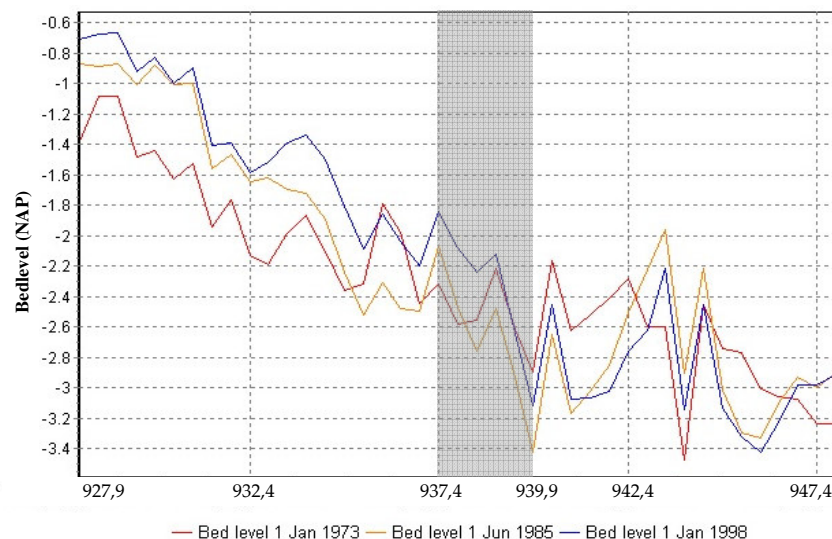
Figuur 4.2: Waterstand en waterdiepte zomer- en winterbed in de IJssel bij MHW-afvoer.

Klei klein is – het blijkt dat op dit punt het waterspiegelverhang ongeveer het kleinst van de hele IJssel is. Dit wordt waarschijnlijk veroorzaakt door het opstuwende effect van de versmalling bij Deventer. Verder valt op dat de waterdiepte in de uiterwaarden minder is dan gemiddeld, terwijl de waterdiepte in het zomerbed ongeveer gemiddeld is. Dit komt door de grote breedte van uiterwaard Wilpsche Klei en het relatief hoge bodemniveau van deze uiterwaard.

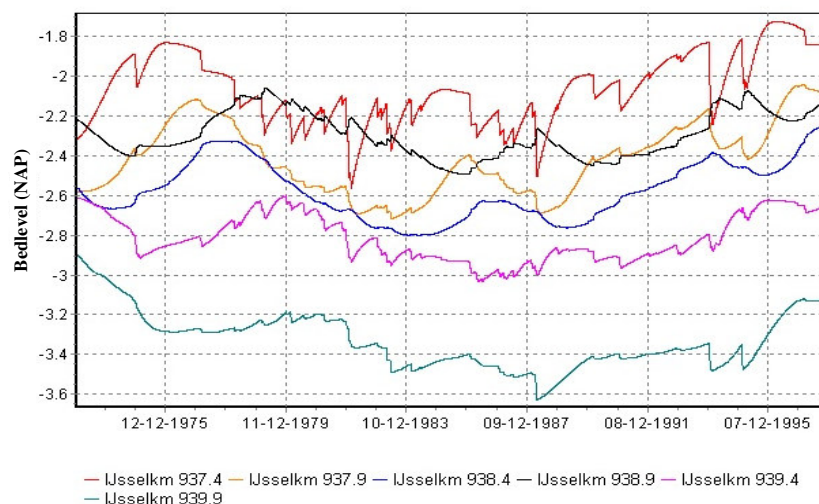
4.2.2 Morfologisch

Zoals opgemerkt wordt voor de morfologische ontwikkeling van de bodem gebruik gemaakt van gemeten afvoeren tussen 1973 en 1998. In figuur 4.3 is de bodem voor een deel van de IJssel weergegeven in 1973, in 1985 en in 1998. Het gearceerde gedeelte is het gebied waar de ingreep plaats zal vinden – de Wilpsche Klei.

Opvallend aan figuur 4.3 is dat niet voor het hele weergegeven gebied een duidelijke bodemontwikkeling te zien is. Vooral voor het gebied stroomopwaarts van de Wilpsche Klei is wel een duidelijke bodemontwikkeling te zien; hier stijgt het bodemniveau 0,4



Figuur 4.3: Bodem IJssel op drie tijdstippen in 25 jaar.



Figuur 4.4: Bodemverloop over 25 jaar nabij Wilpsche Klei.

tot 0,6 meter in 25 jaar. Rond de Wilpsche Klei en benedenstrooms hiervan verloopt de bodem grillig. Op een aantal plaatsen is een bodemdaling te zien terwijl er ook plaatsen zijn waar het bodemniveau eerst hoger wordt en dan weer lager, en andersom.

Voor zes IJsselkilometers rondom de Wilpsche Klei – daar waar de ingreep plaats zal vinden – is in figuur 4.4 het verloop van de bodem in de tijd uitgezet, over 25 jaar. In dit figuur is te zien dat de bodemontwikkeling in de loop van de tijd niet eenduidig is. Opvallend is wel dat een zandgolf die rond 1975 zijn top bereikt ter plaatse van km 937,4, zich in de loop der jaren in stroomafwaartse richting voortbeweegt, terwijl de hoogte ervan afneemt. In 1980 is de zandgolf verplaatst naar km 939,9 terwijl de hoogte afgenomen is van ongeveer 0,5 meter naar 0,1 meter. Verder is opvallende dat het bodemverloop ter plaatse van een aantal km-punten heel abrupt en schokkerig verloopt - vooral km 937,4 - terwijl de bodem ter plaatse van nabij gelegen km-punten geleidelijk verloopt - vooral km 938,4.

4.3 Bouwen op palen

Hier wordt eerst beschreven waar in het aangeleverde SOBEK-model het bouwen op palen geschematiseerd kan worden, waarna de methode beschreven wordt waarop de schematisatie plaatsvindt. Als laatste wordt ingegaan op de in te voeren waarden die representatief zijn voor het bouwen in uiterwaarden.

4.3.1 Algemeen

Het bouwen van een wijk op palen in de uiterwaard Wilpsche Klei kan in SOBEK geschematiseerd worden door de ruwheid in de uiterwaarden te vergroten - net als gedaan is ten behoeve van de eenvoudige analytische berekeningen. In het programma zijn verschillende ruwheden opgegeven voor verschillende riviertrajecten als wel voor verschillende punten in de dwarsprofielen. Zo zijn er voor verschillende afvoeren Chézy-ruwheden gegeven voor het zomerbed, terwijl voor de verschillende uiterwaarden een Nikuradse-ruwheid is gegeven. De in het programma aangeduide 'uiterwaard 1' is de kribsectie, terwijl de eigenlijke uiterwaarden aangeduid worden met 'uiterwaard 2'. De ingreep zal plaatsvinden binnen 'uiterwaard 2'.

Binnen het model is van IJsselkm 934,4 tot en met 939,4 één waarde voor de ruwheid in 'uiterwaard 2' opgegeven: een Nikuradse-waarde van 0,09 meter. Voor IJsselkm 939,9 is de ingevoerde ruwheid 0,22 meter. Deze ruwheid is een combinatie van ruwheid veroorzaakt door ecotopen – keco – en ruwheid veroorzaakt door de vereenvoudigingen in het 1D-model – k_{model} . De ruwheid veroorzaakt door de ecotopen is in het 2D-rekenprogramma WAQUA omgezet in een afvoerafhankelijke ruwheid voor elke roostercel. Deze ruwheid per roostercel is om te zetten in gebiedsrepresentatieve ruwheid, die weer dient als uitgangspunt bij de bepaling van de ruwheid in SOBEK.

4.3.2 Methode

Om te kunnen bepalen hoeveel de ruwheid in het SOBEK-Rijntakken model groter wordt door het bouwen in de uiterwaard is eerst van belang te weten wat de invloed van de vereenvoudiging van het 2D-model naar het 1D-model is. Het is niet mogelijk de ruwheid in SOBEK uit te splitsen in een k_{eco} -ruwheid en een k_{model} -ruwheid. Het blijkt echter dat de in het model ingevoerde ruwheid en de werkelijke gebiedsruwheid evenredig met elkaar zijn [Veen, R. van der, Pakes, U., Schutte, L., 2002]. Door de in het model ingevoerde ruwheid te delen door de werkelijke ruwheid wordt de kalibratiefactor verkregen.

De werkelijke ruwheid is berekend in hoofdstuk 3.3; voor IJsselkm 934,4 tot en met 939,9 is dit gemiddeld 0,38 meter – Nikuradse-ruwheid. Dat betekent dat voor IJsselkm 934,4 tot 939,9, waar de ingevoerde ruwheid 0,09 meter is, de kalibratiefactor 0,24 is. Voor IJsselkm 939,9, waar de ingevoerde ruwheid 0,22 meter is, is de kalibratiefactor 0,58. Opvallend is dat deze kalibratiefactoren significant kleiner zijn dan de kalibratiefactor die bepaald is voor de eenvoudige analytische berekening; deze factor is 3,6. In het SOBEK-Rijntakken model is een kleinere ruwheid dan de werkelijke ruwheid ingevoerd, terwijl in het eenvoudige analytische model een grotere ruwheid dan de werkelijke ruwheid is ingevoerd. Een verklaring hiervoor zou kunnen zijn dat in het SOBEK-Rijntakken model de bocht in de rivier waarin de ingreep plaatsvindt wel is opgenomen, terwijl bij de eenvoudige analytische berekening uitgegaan is van een recht stuk rivier. Verder kan het verschil ontstaan doordat bij de eenvoudige berekeningen gebruik is gemaakt van gemiddelde waarden voor de uiterwaardruwheid, terwijl deze plaatselijk sterk kan variëren. Zoals in hoofdstuk 4.1 beschreven is de IJssel opgedeeld in vakken van 500 meter. Ook in de bochten van de IJssel wordt aangenomen dat per vak het uiterwaarddeel, evenals het zomerbeddeel, 500 meter breed is, terwijl dit niet overal het geval is, zie figuur 4.1. Omdat de breedte van de uiterwaard in werkelijkheid in een bochtvak kleiner kan zijn dan 500 meter, kan een lage kalibratiefactor voor de ruwheid nodig zijn om de juiste waterstand te bereiken. In het eenvoudige analytische model kan een hoge kalibratiefactor nodig zijn om energieverliezen die in werkelijkheid in bochten optreden te verdisconteren.

De toename van de ruwheid in het deel van de uiterwaard waar gebouwd wordt, kan zoals opgemerkt ook hier bepaald worden met behulp van formule [18]. Echter de toename kan in dit geval niet berekend worden over de uiterwaardbreedte waar daadwerkelijk gebouwd wordt, maar moet als integrale verruwing over de hele breedte van de uiterwaard worden opgenomen. In het SOBEK-Rijntakken model is het namelijk niet mogelijk de ruwheid tussen de zomerkade en de winterdijk te variëren. Dit houdt in dat de ruwheidvergroting over een groter oppervlak plaatsvindt, wat betekent dat de ruwheidtoename kleiner is per oppervlakte-eenheid. Per vak tussen IJsselkm 937,4 en 939,9 wordt bepaald hoeveel procent van het gebied waarin op palen gebouwd wordt hierin ligt. Aan de hand van dit percentage wordt bepaald hoeveel palen per vak worden aangebracht. Aangezien de palen in het stroomvoerende gedeelte van de uiterwaard worden aangebracht, wordt per vak, per stroomvoerend gedeelte van de uiterwaard berekend wat het aangestroomde oppervlak is van de palen, zie formule

[19]. Als de aangestroomde oppervlakte per vak is bepaald, kan met formule [18] voor verschillende waterdieptes de nieuwe uiterwaardruwheid bepaald worden. Hierbij moet de aanwezige uiterwaardruwheid – de werkelijke ruwheid, niet de ruwheid als opgegeven in SOBEK – die uitgedrukt is in een Nikuradse-waarde, met behulp van formule [2] omgezet worden naar een Chézy-waarde. Zo ontstaat een tabel met nieuwe uiterwaardruwheden – Chézy-waarden – per vak voor verschillende waterdieptes. Deze moeten weer omgezet worden in een Nikuradse-ruwheid omdat in het SOBEK-Rijntakken model dit type ruwheid is opgegeven voor de uiterwaard. Voordat deze nieuwe waardes ingevoerd kunnen worden in SOBEK moeten deze waardes vermenigvuldigd worden met de kalibratiefactor. In figuur 3.3 is dit schematisch weergegeven.

4.3.3 Invoer

Om in het SOBEK-Rijntakken model per vak de diepte afhankelijke nieuwe ruwheid in te kunnen voeren, die wisselt per vak, moet eerst de IJsseltak waarin de ingreep plaatsvindt opgedeeld worden. Deze moet opgedeeld worden in een deel waarin de vakken zich bevinden waarin de ingreep plaatsvindt – rivierkilometer 937,4 tot en met 939,9 –, een deel bovenstrooms van de ingreep en een deel benedenstrooms van de ingreep.

In bijlage J is het totale aangestroomde oppervlak paal per riviervak berekend, evenals de nieuwe gebiedsruwheden. In tabel 4.1 zijn de in het model in te voeren nieuwe gebiedsruwheden gegeven.

Tabel 4.1: In SOBEK in te voeren nieuwe ruwheden, behorende bij een gebiedsruwheid van 0,38 meter.

Diepte (h)	km 937,4	km 937,9	km 938,4	km 938,9	km 939,4	km 939,9
0,5	0,09	0,09	0,10	0,10	0,09	0,22
1,0	0,10	0,11	0,11	0,12	0,09	0,23
1,5	0,11	0,13	0,14	0,15	0,10	0,24
2,0	0,12	0,16	0,18	0,19	0,11	0,25
2,5	0,14	0,19	0,22	0,25	0,11	0,26
3,0	0,16	0,23	0,28	0,31	0,12	0,28
3,5	0,18	0,28	0,34	0,39	0,13	0,29

4.4 Effecten bouwen op palen

De hydraulische en morfologische effecten die optreden door de aanpassingen in het SOBEK-Rijntakken model, als in vorige paragraaf beschreven, worden hier weergegeven. Allereerst zal ingegaan worden op de hydraulische effecten waarna de morfologische effecten worden beschreven. Voor het bepalen van de effecten worden de uitkomsten na de ingreep vergeleken met de huidige situatie.

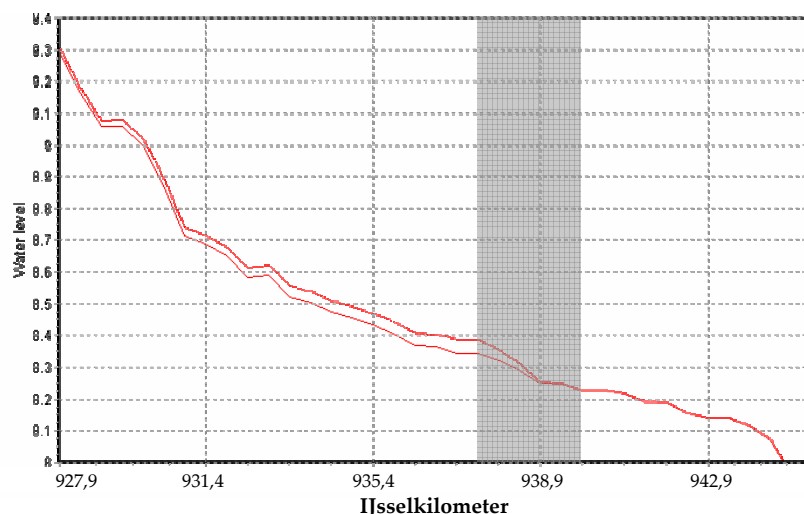
De methode waarop de ruwheid in SOBEK is gemodelleerd na de ingreep, is anders dan in de situatie waarmee gerekend is in de huidige situatie. Zoals in vorige paragraaf weergegeven is in de huidige situatie de ruwheid in SOBEK opgenomen als één Nikuradse-waarde voor bepaalde delen van de IJsseltak, terwijl in de nieuwe situatie in het deel waarin de ingreep plaatsvindt de ruwheid afhankelijk is van de waterdiepte. Om na te gaan of dit invloed heeft op de uitkomsten is allereerst voor elke waterdiepte de oorspronkelijke ruwheid ingevoerd – 0,09 voor km 937,4 tot en met 939,4 en 0,22 voor km 939,9. Het blijkt dat de uitkomsten dan precies gelijk zijn aan de uitkomsten berekend in paragraaf 2, wat betekent dat de takopdeling en methodeverandering geen invloed heeft op de uitkomsten.

4.4.1 Hydraulisch

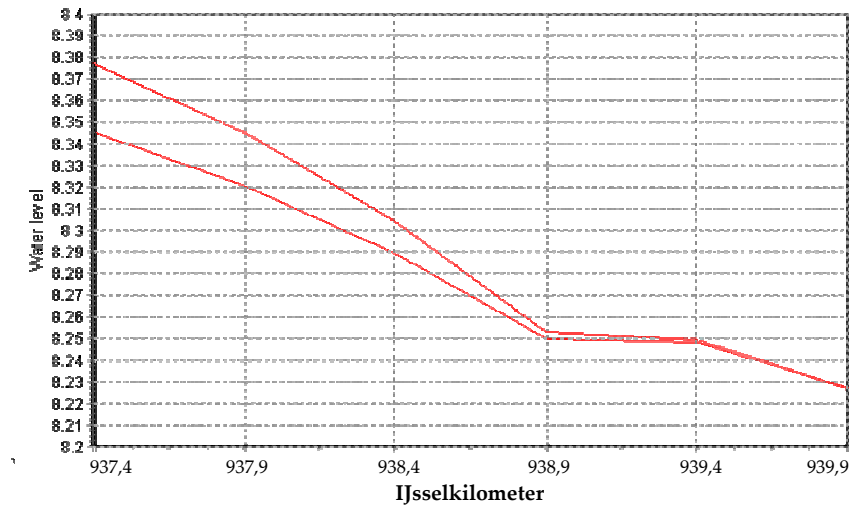
In figuur 4.5 is de waterstand weergegeven van 10 km stroomopwaarts van de ingreep tot 5 km stroomafwaarts van de ingreep, voor de huidige situatie en de situatie na de ingreep, bij MHW-afvoer. De plaats van ingreep is grijs gearceerd in het figuur. De maximaal optredende waterstandverhoging is 3,2 cm. Deze verhoging treedt op aan de stroomopwaartse rand van de ingreep.

Stroomopwaarts wordt het effect van de ingreep steeds kleiner. Het blijkt dat het waterstandverhogende effect bij van het splitsingspunt bij de Pannerdensche Kop tot nul gereduceerd is. In figuur 4.6 is het verloop van de waterstandverhoging weergegeven ter plaatse van de ingreep.

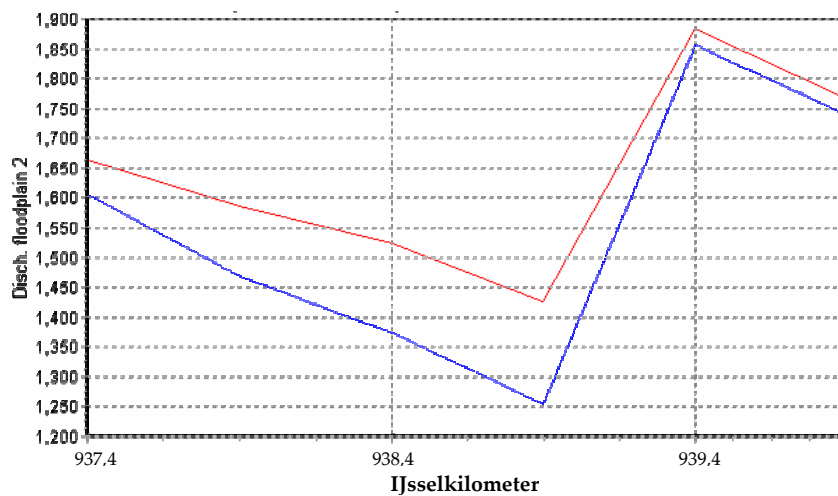
In figuur 4.7 is de afvoer door de uiterwaard in de beide situaties weergegeven, ter plaatse van de ingreep. Opvallend is dat in het deel waar in de huidige situatie de afvoer door de uiterwaard het kleinst is, de afname het grootst is, zowel relatief als absoluut gezien, terwijl in het deel waar de afvoer het grootst is, de afname het kleinst is. De grote afname bij relatief kleine afvoeren door de uiterwaard kan voorkomen op plaatsen waar de uiterwaard breed is terwijl het bodemniveau hoog is. Door het hoge bodemniveau bevindt zich weinig water in de uiterwaard, terwijl bij een stijging van de ruwheid het debiet enorm afneemt door de grote breedte. Daar tegenovergesteld zal bij een smal deel van de uiterwaard, met een laag bodemniveau, de afvoerafname klein



Figuur 4.5: Waterstand voor, ter plaatse van en na de ingreep, bij MHW-afvoer.



Figuur 4.6: Waterstand ter plaatse van de ingreep.

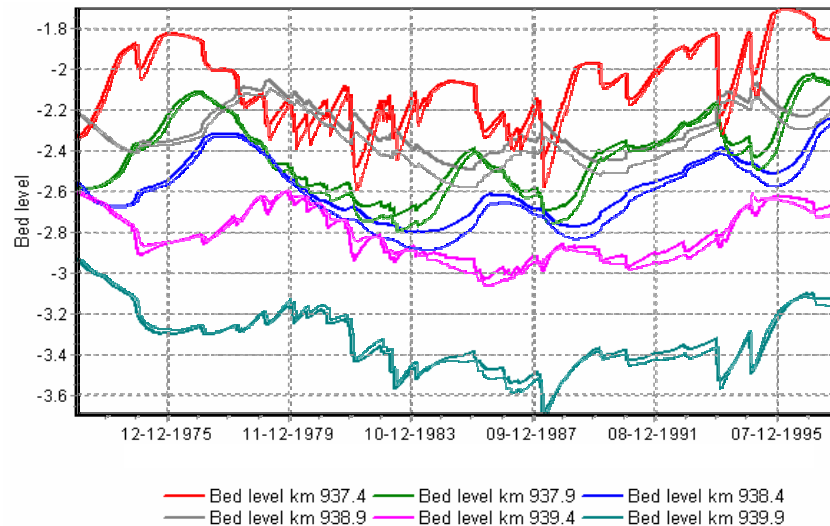


Figuur 4.7: Afvoer door uiterwaarden ter plaatse van ingreep. Rood is voor ingreep; blauw is na ingreep.

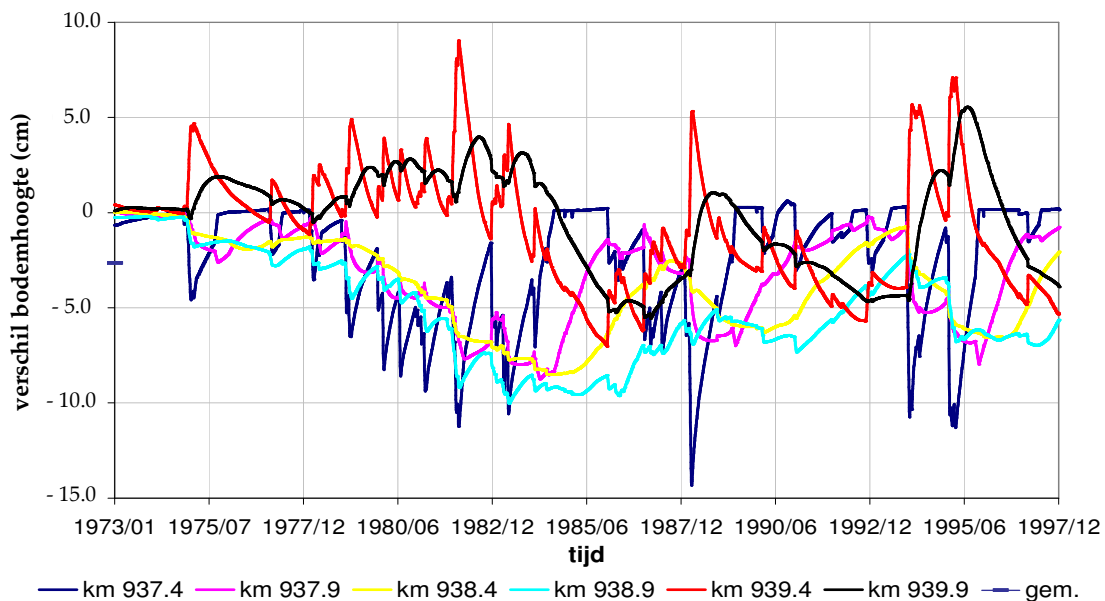
zijn na de ingreep, in verhouding tot de huidige afvoer en in verhouding tot de afname bij een breed deel van de uiterwaard.

4.4.2 Morfologisch

In figuur 4.8 is het bodemverloop weergegeven ter plaatse van de ingreep over een periode van 25 jaar. De dikke lijnen in het figuur geven het verloop weer uitgaand van de huidige situatie terwijl de dunne lijnen het verloop weergegeven in de situatie na het bouwen van de wijk op palen in de Wilpsche Klei. Te zien is dat de bodem over het algemeen daalt door de ingreep. In figuur 4.9 is het verschil in bodemverloop tussen de situatie zonder ingreep en de situatie met ingreep weergegeven. Opvallend in deze wirwar van lijnen is dat op sommige plaatsen de bodem tijdelijk stijgt ten opzichte van de huidige situatie, terwijl de verwachting was dat deze overal zal dalen. Op de meeste plaatsen treedt na de ingreep wel bodemdaling op ten opzichte van de huidige situatie. De bodemhoogte is veranderlijk, afhankelijk van de afvoer. Op de y-as van figuur 4.9 is



Figuur 4.8: Bodemverloop over 25 jaar, voor en na de ingreep.

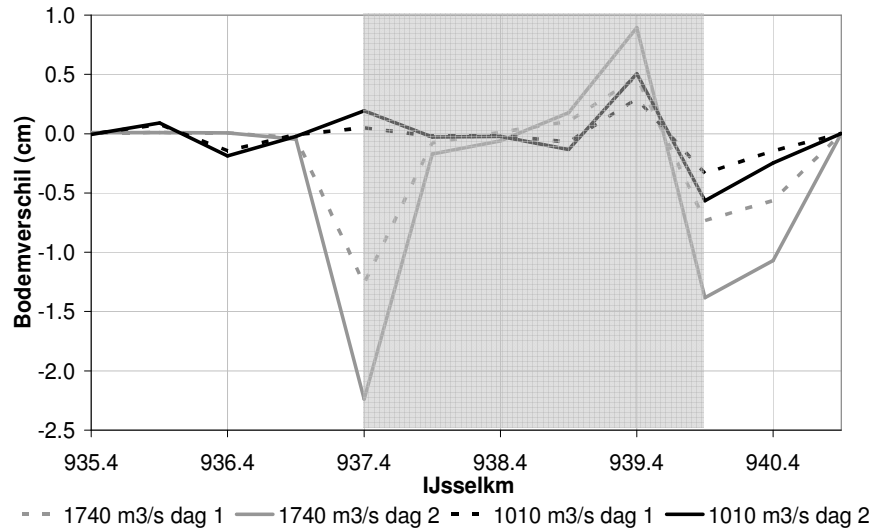


Figuur 4.9: Verschil in bodemhoogte tussen huidige situatie en situatie na de ingreep over 25 jaar.

de gemiddelde daling van het zomerbed ter plaatse van de ingreep over de hele periode van 25 jaar weergegeven. Deze gemiddelde bodemdaling ten opzichte van de huidige situatie is ongeveer 2,7 cm.

Stroomopwaarts van de ingreep treedt een nauwelijks merkbaar effect op, zoals ook de verwachting was. Stroomafwaarts heeft de ingreep meer effect op de bodem; dit is tegen de verwachting in. Het blijkt dat tot ongeveer 5 km benedenstrooms van de ingreep de bodem van het zomerbed wordt beïnvloed.

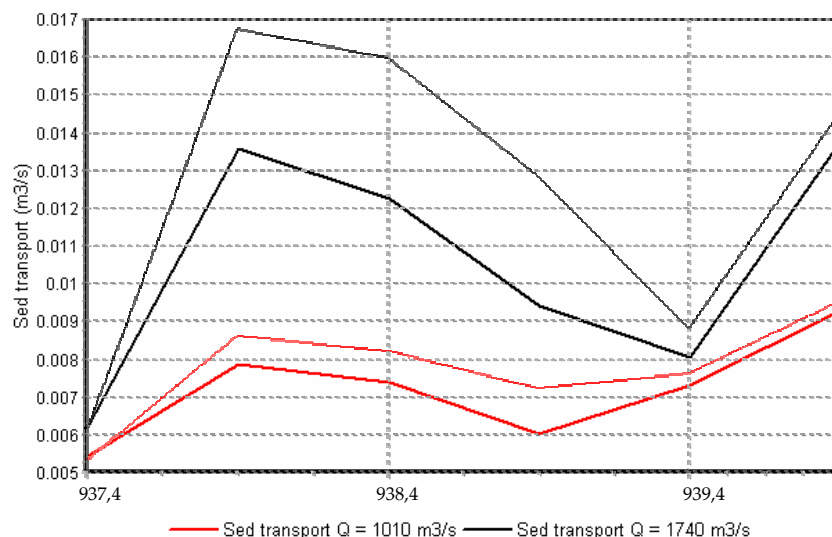
Om de resultaten uit hoofdstuk 3 te kunnen vergelijken met de SOBEK-resultaten is in figuur 4.10 het verschil in bodemniveau weergegeven tussen de situaties voor en na de ingreep over een aantal dagen na een opgetreden hoogwaterafvoerpiek van 1010 m³/s en 1740 m³/s – binnen het grijs gearceerde gebied vindt de ingreep plaats. Ook hierin is duidelijk te zien dat plaatselijk de bodem daalt en op andere plaatsen de bodem stijgt.



Figuur 4.10: Verschil in bodemhoogte tussen de situatie voor en na de ingreep, over een aantal dagen.

In dit figuur is verder te zien dat stroomopwaarts van de ingreep de bodemhoogte nauwelijks verandert door de ingreep – zoals ook de verwachting was –, terwijl dit stroomafwaarts wel het geval is – zie hoofdstuk 4.6 voor reden. De gemiddelde bodemverandering over het hele gebied waar de ingreep plaatsvindt – gemiddelde van de zes locaties – is bij een afvoer van 1740 m³/s na 1 dag een daling van 0,25 cm en na twee dagen 0,28 cm. Bij een afvoer van 1010 m³/s is de daling na 1 dag 0,02 cm en na 2 dagen 0,01 cm. De sedimentatie en erosie in figuur 4.10 komen niet overeen met figuur 3.8. Dit wordt veroorzaakt doordat in het 1D-model lange zandgolven voorkomen, terwijl in het eenvoudige analytische model uitgegaan wordt van een continu bodemverloop.

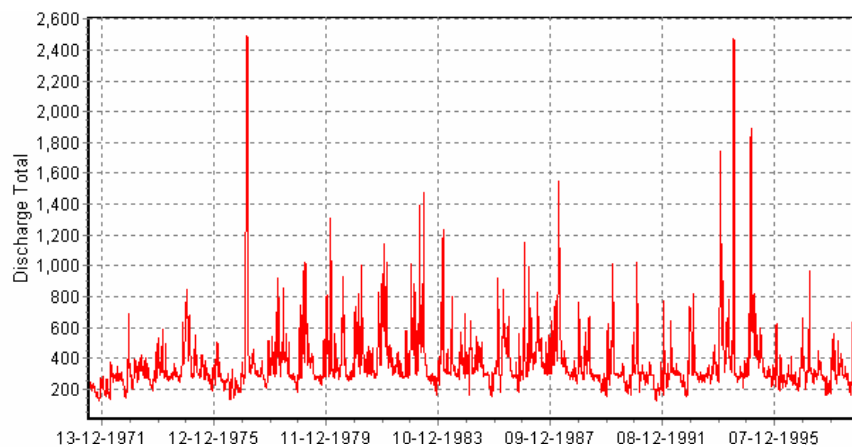
Het verloop van het sedimenttransport door het zomerbed van de IJssel ter plaatse van de ingreep is weergegeven in figuur 4.11, bij een debiet van 1010 m³/s en bij een debiet van 1740 m³/s. De dikke lijn is de sedimentafvoer voor het uitvoeren van de ingreep; de dunne lijn na het uitvoeren van de ingreep.



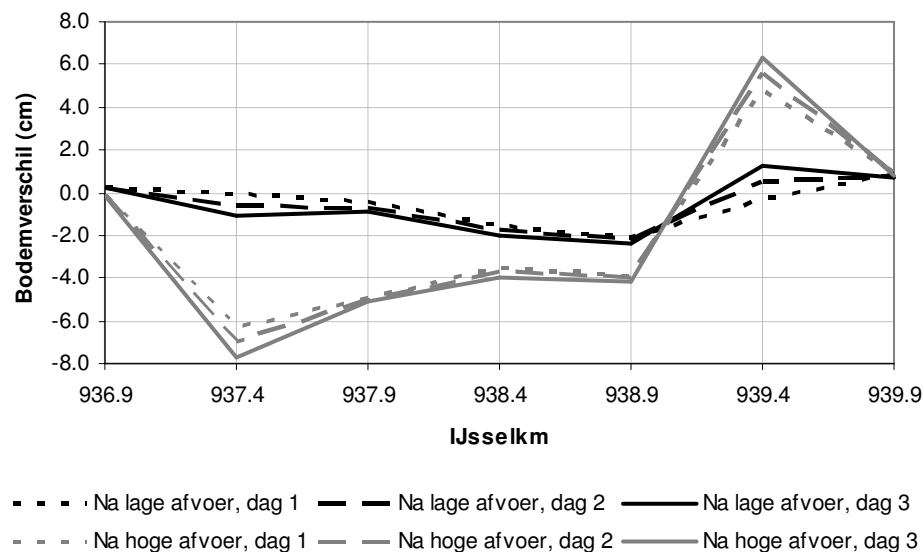
Figuur 4.11: Sedimentafoer ter plaatse van de ingreep, voor en na het uitvoeren van de ingreep.

4.4.3 Gecombineerd

In hoofdstuk 4.3.1 is het wateropstuwende effect van het bouwen op palen in de uiterwaard weergegeven bij een MHW-afvoer. In hoofdstuk 4.3.2 is het effect van de ingreep op het bodemniveau in het zomerbed weergegeven, uitgaande van de gemeten afvoerreeks van 25 jaar. In deze paragraaf wordt het effect van de ingreep op de waterstand en het bodemniveau bekeken waarbij perioden van MHW-afvoer ingevoegd worden in de gemeten afvoerreeks. In de reeks wordt op twee plaatsen een periode van 20 dagen ingevoegd waarbij de afvoer $2459 \text{ m}^3/\text{s}$ is. De eerste periode wordt ingevoegd na een tijd van relatief veel lage afvoeren in de gemeten reeks. De tweede periode wordt ingevoegd na een tijd van relatief veel hoge afvoeren in de gemeten reeks. Gekozen is voor een periode van 20 dagen zodat het maximaal mogelijke effect berekend kan worden: 20 dagen is voor een afvoergolf een lange periode. In figuur 4.12 is de gemeten afvoerreeks weergegeven met daarin de periodes met MHW-afvoer.



Figuur 4.12: Gemeten afvoerreeks met twee perioden met MHW-afvoer.



Figuur 4.13: Bodemverandering bij verschillende hoogwater perioden en locaties.

Het blijkt dat het maximaal opstuwende effect niet of nauwelijks wordt beïnvloed door het inpassen van de MHW-afvoer in de gemeten afvoer. De maximaal gemeten opstuwingshoogte is aan de bovenrand van het gebied waar de ingreep plaatsvindt 3,2 cm – wat gelijk is aan de in hoofdstuk 4.3.1 berekende opstuwingshoogte. Dat deze maximale opstuwingshoogte niet of nauwelijks verandert, komt doordat de gemiddelde bodemhoogte nauwelijks verandert. In figuur 4.13 is voor drie dagen van de twee ingevoegde MHW-afvoeren het bodemeffect ter plaatse van de ingreep weergegeven. Te zien is dat ter plaatse van het bovenstroomse gedeelte van de ingreep, rond IJsselkm 937,4, de bodem daalt en dat ter plaatse van het benedenstroomse gedeelte van de ingreep, rond IJsselkm 939,4, de bodem juist stijgt. In figuur 4.10 is dit verschijnsel ook te zien. De bodemdaling ter plaatse van IJsselkm 937,4 is ten tijde van de hele MHW-afvoer 0,5 tot 0,7 cm per dag. Gelijktijdig stijgt de bodem ter plaatse van IJsselkm 939,4 met dezelfde waarden.

Bij een langere periode van MHW-afvoer – twee perioden van 50 dagen – verandert de gemiddelde bodemhoogte in het traject nauwelijks ten opzichte van een kortere periode. Het maximaal opstuwende effect van de palen blijft 3,2 cm. De toppen en dalen van de zandgolven blijven tijdens de hoge afvoer echter wel groeien, zodat door de langere periode met een hoge afvoer de zandgolven groter worden. In figuur 4.13 is het groter worden van de zandgolven te zien. Doordat de zandgolven groter worden, neemt de bodemruwheid in het winterbed toe, wat weer invloed heeft op de waterstand – ook al wordt het opstuwende effect niet of nauwelijks groter.

4.5 Parametergevoeligheid

De resultaten als weergegeven in de vorige paragraaf zijn bepaald aan de hand van de case. In hoofdstuk 3 is voor een aantal parameters bepaald wat de invloed ervan is op het wateropstuwende effect. Om de resultaten van de eenvoudige analytische berekeningen beter te kunnen vergelijken met de uitkomsten van de SOBEK-berekeningen wordt ook met behulp van het SOBEK-model de invloed van verschillende parameters op het wateropstuwende effect bepaald. Hierbij worden voor zover mogelijk dezelfde parameters gebruikt als bij de eenvoudige analytische berekeningen, te weten de invloed van het aantal palen – binnen het vastgestelde gebied –, de ruwheid tussen de palen en de invloed van de weerstandscoefficiënt. De invloed van het patroon waarin de palen worden geplaatst kan niet worden onderzocht, aangezien binnen SOBEK over de hele uiterwaard één ruwheidswaarde opgegeven moet worden; de breedte van de strook in de uiterwaard waar de ruwheid vergroot wordt door de palen is niet te variëren. De invloed van de dichtheid van de palen op het opstuwende effect kan wel met behulp van het SOBEK-model worden onderzocht, maar deze waarden zijn niet te vergelijken met de waarden die met behulp van de eenvoudige analytische berekeningen zijn bepaald: bij de analytische berekeningen is gebruik gemaakt van een schematisatie die bepaald is aan de hand van zes stroomprofielen in het SOBEK-model. Wanneer in het SOBEK-model buiten deze zes profielen om aanpassingen worden gedaan, in profielen die wellicht anders zijn dan

de zes gebruikte profielen, zijn de uitkomsten anders. Vooral door andere bodemhoogtes in aanliggende profielen worden de uitkomsten heel anders.

De invloed van de parameters op de opstuwing wordt uitgedrukt in de maximale optredende opstuwing. Ter vergelijking voor de analyse in het volgende hoofdstuk worden in de figuren in deze paragraaf de invloed als bepaald met de eenvoudige analytische berekeningen en het verschil tussen beide methoden ook weergegeven.

4.5.1 Aantal palen

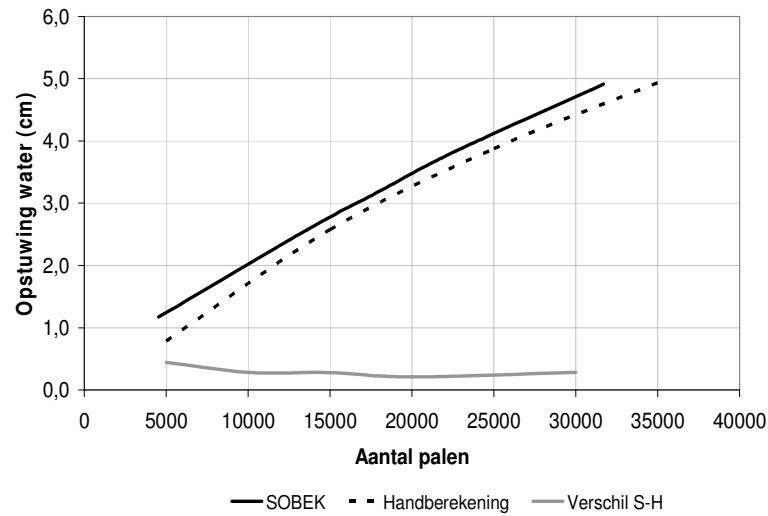
In figuur 4.14 is het aantal palen uitgedrukt in de daarbij optredende maximale opstuwing. Zoals te zien is, is het wateropstuwende effect als berekend met het eenvoudige analytische berekening kleiner dan berekend met het SOBEK-model. Het verschil tussen beide methoden is het kleinst bij het aantal palen dat in de case is aangenomen – 18.120 stuks. Verder is te zien dat het wateropstuwende effect van de beide methoden ongeveer gelijkmatig toeneemt bij een toename van het aantal palen. Het verschil in het opstuwende effect tussen de beide rekenmethoden ligt voor het grootste gedeelte tussen de 0,2 en 0,3 cm – bij een kleiner aantal palen dan 10.000 wordt het verschil tussen beide rekenmethoden groter.

4.5.2 Bodemruwheid tussen palen

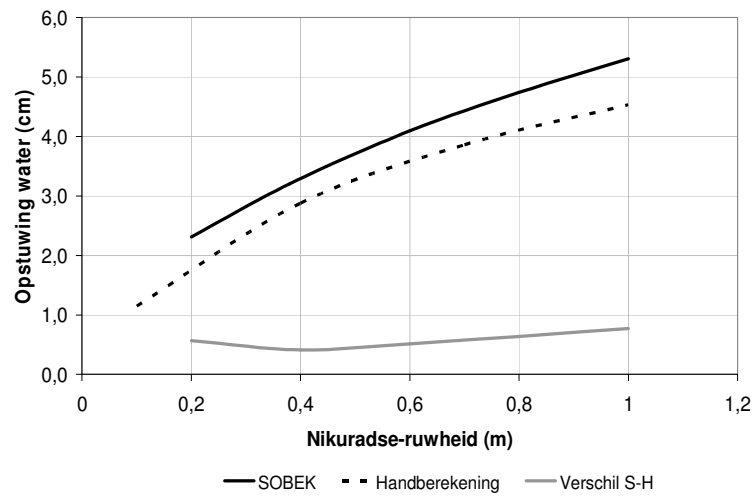
In figuur 4.15 is de bodemruwheid tussen de palen uitgedrukt in de daarbij optredende maximale opstuwing. Ook in dit figuur komt naar voren dat de uitkomsten van de eenvoudige analytische berekeningen redelijk overeenkomen met de uitkomsten van de SOBEK-model berekeningen, ook al zijn de verschillen groter dan bij een variabel aantal palen. Het verschil tussen de beide rekenmethoden ligt tussen de 0,4 en 0,8 cm.

4.5.3 Weerstandscoefficiënt palen

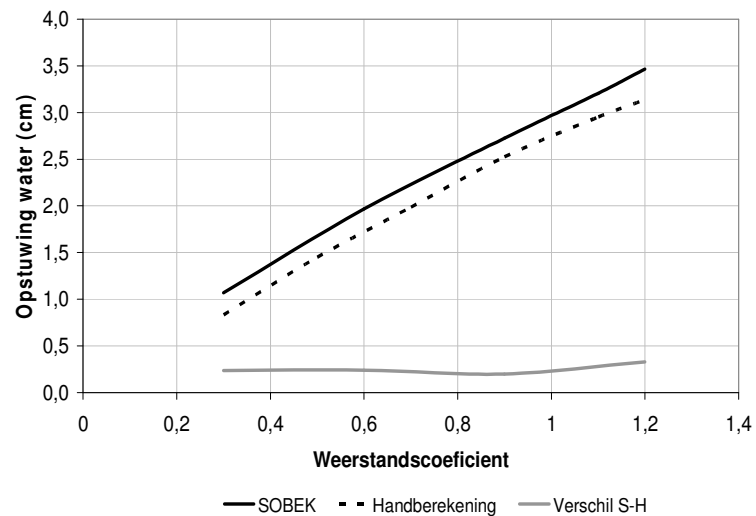
Zoals opgemerkt kan de weerstand die de stroming ondervindt door de palen wellicht verkleind worden door het paaloppervlak ruwer te maken. In figuur 4.16 is de invloed van de weerstandscoefficiënt uitgezet tegen het water opstuwende effect. Ook voor deze parameter blijkt dat de uitkomsten van het SOBEK-model overeenkomen met de uitkomsten van het eenvoudige analytische model. Het verschil in uitkomsten tussen de beide methoden ligt tussen de 0,2 en 0,3 cm.



Figuur 4.14: Verband tussen aantal palen en opstuwing.



Figuur 4.15: Verband tussen bodemruwheid tussen de palen en opstuwing.



Figuur 4.16: Verband tussen weerstandscoefficiënt en opstuwing.

4.6 Analyse effecten

Bij de analyse van de hydraulische en morfologische effecten worden de resultaten als beschreven in de vorige paragraaf geanalyseerd en vergeleken met de uitkomsten van de eenvoudige analytische berekeningen. Verder wordt de invloed van de verschillende parameters op het opstuwende effect, als bepaald met de twee berekeningsmethoden, geanalyseerd.

4.6.1 Hydraulisch

Het waterstand verhogende effect berekend met het SOBEK-model is maximaal 3,2 cm bij een MHW-afvoer. Het maximale wateropstuwende effect berekend met de eenvoudige analytische berekening is 3,0 cm. De waterstandverhoging door de ingreep wordt stroomopwaarts van de ingreep steeds kleiner. Voor de Pannerdensche Kop is het effect tot nul gereduceerd, wat overeenkomt met de eenvoudige analytische berekeningen.

Dat de afvoer door de uiterwaarden afneemt na de ingreep werd verwacht, ondanks de toename van de waterstand: doordat de waterdiepte in het zomerbed toeneemt terwijl hier de situatie verder niet verandert, zal de afvoer door het zomerbed toenemen. Dit brengt met zich mee dat de afvoer door de uiterwaarden kleiner wordt. De afvoer door de uiterwaard, berekend met de eenvoudige analytische berekening, is voor het uitvoeren van de ingreep 1470 m³/s, terwijl dit erna 1403 m³/s is. Dit is een afname van ongeveer 4,6%. In SOBEK is berekende afvoer door de uiterwaard ter plaatse van de ingreep gemiddeld 1629 m³/s voor het uitvoeren van de ingreep en 1523 m³/s na het uitvoeren van de ingreep. Dit is een afname van 6,5%. Het verschil tussen de analytische berekening en de SOBEK-berekening is daarmee groot. Dit verschil wordt waarschijnlijk veroorzaakt door variërende profielen in SOBEK ten opzichte van de gemaakte schematisatie. Het effect van het grotere verschil in afvoer voor en na de ingreep is een grotere opstuwing – 3,2 cm tegenover 3,0 cm.

De invloed van de verschillende parameters op het wateropstuwende effect berekend met de eenvoudige analytische berekening en de SOBEK-berekening komen redelijk overeen. Ook hierin is te zien dat de effecten berekend met het SOBEK-model groter zijn dan berekend met het eenvoudige analytische model. Het verschil in opstuwend effect is bij een wisselend aantal palen en een wisselende weerstandscoefficiënt in bijna alle gevallen 0,2 tot 0,3 cm. Bij een wisselende bodemruwheid tussen de palen is het verschil maximaal 0,8 cm.

In het algemeen kan dus gezegd worden dat de eenvoudige analytische berekeningen een goede inschatting geven van het wateropstuwende effect als berekend met behulp van het SOBEK-model. Dat het wateropstuwende effect berekend met het SOBEK-model groter is dan berekend met het eenvoudige analytische model wordt waarschijnlijk veroorzaakt door het verschil in schematisatie: in SOBEK zijn per 500 meter bodemprofielen opgenomen terwijl bij de analytische berekening een vereenvoudiging van een aantal van deze bodemprofielen gemaakt is.

4.6.2 Morfologisch

Door het bouwen in de uiterwaard neemt de sedimentafvoer in het zomerbed ter hoogte van de ingreep toe. Het gevolg is dat – gemiddeld – de bodem daalt. In figuur 4.9 is echter te zien dat plaatselijk de bodem ook kan stijgen door de ingreep. Dat komt door oneffenheden in de bodem. In de rivier bevinden zich grootschalige zandgolven waarvan de toppen hoger komen te liggen bij een toename van de waterafvoer. De dalen worden dieper, wat als effect heeft dat de zandgolven groter worden bij een toename van de afvoer. Na een hoogwater, wanneer de uiterwaarden niet meer meestromen, herstelt de bodem zich weer en worden de zandgolven kleiner. Deze zandgolven ontstaan wellicht op plaatsen waar door locale veranderingen in het stroomprofiel erosie of sedimentatie optreedt.

Gemiddeld is de bodemverandering door de ingreep een daling van 2,7 cm over 25 jaar; in figuur 4.9 is ook te zien dat de tendens is dat de bodem daalt door de ingreep, wat naar verwachting is. Dat de daling klein is komt doordat de uiterwaarden niet vaak meestromen. De veranderingen die optreden bij een hoogwaterafvoer kunnen in perioden van een lagere afvoer weer grotendeels teniet worden gedaan. Uit paragraaf 4.3.3 blijkt dat de bodemhoogte veranderingen zo klein zijn dat deze geen effect hebben op het wateropstuwende effect van de palen.

Uit de eenvoudige analytische berekeningen komt naar voren dat bij MHW-afvoer de bodemhoogte gemiddeld met ongeveer 0,5 cm per dag daalt ter plaatse van de ingreep. Uit figuur 4.13 is op te maken dat dit overeenkomt met de daling ter plaatse van IJsselkm 937,4. Echter het blijkt dat de gemiddelde daling van de bodem bij een MHW-afvoer in een periode van 20 dagen ter plaatse van de ingreep ongeveer 2,0 cm is. De inschatting van 0,5 cm per dag is daarmee significant groter – komt neer op 10 cm in 20 dagen. Opvallend in figuur 4.13 is dat het effect van de MHW-afvoer op de bodem afhankelijk is van de afvoer voorafgaand aan deze afvoer. Als de afvoer in de periode voor de MHW-afvoer relatief groot was, dus wanneer de gemiddelde bodemhoogte al aan het afnemen is, veroorzaakt de MHW-afvoer een versterking van deze afname. Als de bodemhoogte vrij constant is bij een periode van relatief lagere en gemiddelde afvoeren is het effect van de hierop volgende MHW-afvoer op de bodemhoogte kleiner.

Bij een afvoer van $1000 \text{ m}^3/\text{s}$ is de hoeveelheid sediment dat afgevoerd wordt volgens de eenvoudige analytische berekeningen $3,26 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$, zowel voor als na het uitvoeren van de ingreep. Uit figuur 4.11 is af te leiden dat uit de SOBEK-berekeningen hoeveelheden van respectievelijk $7,23 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$ en $7,74 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$ naar voren komen – bij een afvoer van $1010 \text{ m}^3/\text{s}$. Bij een afvoer van $1750 \text{ m}^3/\text{s}$ is de afgevoerde hoeveelheid bij de eenvoudige analytische berekening $3,87 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$ voor het uitvoeren van de ingreep en $4,22 \cdot 10^{-3}$ na het uitvoeren van de ingreep. Uit SOBEK-berekeningen volgen waarden van respectievelijk $1,05 \cdot 10^{-2} \text{ m}^3/\text{s}$ en $1,25 \cdot 10^{-2} \text{ m}^3/\text{s}$ bij een afvoer van $1740 \text{ m}^3/\text{s}$. De waarden berekend met de verschillende methoden verschillen daarmee een factor twee tot drie. Zoals al opgemerkt is, is de bodemverandering, die veroorzaakt wordt door veranderingen in sedimentafvoer, sterk afhankelijk van de afvoer die in het verleden plaatsgevonden heeft. Een afvoer alleen zegt niet veel over de bodemontwikkeling op dat moment, al kan wel een globale schatting gemaakt worden van het gemiddelde

effect op de bodemligging als de afvoer bekend is. De werkelijke veranderingen zijn afhankelijk van de locale bodemsituatie – grootschalige zandgolven.

Uit de SOBEK-berekeningen blijkt, zoals opgemerkt, dat tot ongeveer 5 km benedenstrooms van de ingreep de bodem daalt. De grootste oorzaak van bodemverstoringen benedenstrooms is het langzaam naar benedenstrooms bewegen van de grootschalige zandgolven. De veranderingen die optreden in deze golven ter hoogte van de ingreep, werken door in benedenstroomse richting. Na ongeveer vijf km is de invloed van de ingreep op deze zandgolven weer tot nul gereduceerd. De verwachting was dat de situatie benedenstrooms niet zou veranderen, omdat binnen het eenvoudige analytische model geen rekening wordt gehouden met het verplaatsen van de bodemveranderingen.

Hoofdstuk 5

2D-modelberekening

Door RIZA, de adviesdienst van Rijkswaterstaat op het gebied van zoetwater in Nederland, zijn 2D-modelberekeningen uitgevoerd die in dit hoofdstuk zijn weergegeven. Het gebruikte programma hierbij is WAQUA. Hiermee zijn de hydraulische effecten berekend van het bouwen op palen in uiterwaard de Wilpsche Klei, volgens de case. Op deze berekeningen wordt niet diep ingegaan; kort wordt genoemd hoe de berekeningen zijn uitgevoerd en worden de resultaten gegeven. In verband met de tijdsplanning en het uitbesteden van het rekenwerk wordt hier niet ingegaan op de werking van het programma WAQUA. Zoals in de Inleiding opgemerkt ligt het zwaartepunt van dit onderzoek bij de eenvoudige analytische berekeningen en de 1D-berekeningen. De 2D-berekeningen zijn vooral opgenomen om vooruitlopend op verder onderzoek enigszins inzicht te krijgen in 2D-effecten van bouwen in uiterwaarden.

5.1 Model

Het programma waar de 2D-berekeningen mee zijn uitgevoerd is WAQUA. Dit programma is gebaseerd op SIMONA, een concept voor de ontwikkeling van modelprogrammatuur. SIMONA staat voor Simulatie Modellen Natte waterstaat. WAQUA is een simulatie systeem waarmee tweedimensionale waterbewegings- en waterkwaliteitsberekeningen kunnen worden uitgevoerd. Met het programma kunnen berekeningen uitgevoerd worden voor goed gemengde riviermondingen, kustzeeën en rivieren.

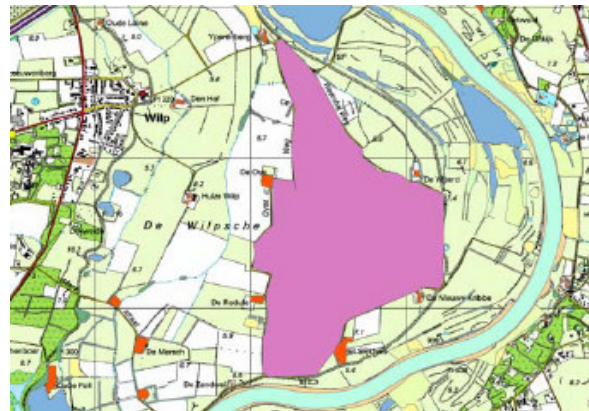
WAQUA bestaat uit verschillende onderdelen. Allereerst wordt de ingevoerde data gecontroleerd en geordend. Om 2D-berekeningen uit te kunnen voeren is een grote hoeveelheid aan invoerdata nodig. Na de controle en ordening worden de eigenlijke berekeningen uitgevoerd door de simulatiemodule. Deze module is groot wat betreft geheugengebruik en runtijd. Als laatste kan na de eigenlijke berekeningen de enorme hoeveelheid aan uitvoerdata gepresenteerd worden in grafieken en kaarten [Rijkswaterstaat, 2004]

5.2 Aanpak

Om de rekentijd te verkorten is van een deel van de IJssel, rond het gebied waar de ingreep plaatsvindt, een uitsnede gemaakt. De bovenstroomse rand van het gebied ligt op IJsselkm 931,2 en de benedenstroomse rand op IJsselkm 945,0. Voor deze uitsnede zijn hydraulische berekeningen uitgevoerd. Een groter gebied waarover de



Figuur 5.1: Uitsnede rekengebied.



Figuur 5.2: Modelcontour ingreep.

berekeningen worden uitgevoerd geeft een betrouwbaardere uitkomst, echter in verband met de beschikbare tijd is gekozen voor het gebied dat weergegeven is in figuur 5.1. Door de keuze van een kleiner gebied kunnen de uitkomsten enkele millimeters afwijken ten opzichte van een groter gebied. Aan de benedenrand van het gebied is een vaste waterstand van 7,96 m +NAP opgelegd, wat overeenkomst met het maatgevende hoogwaterniveau. Aan de bovenstroomse rand is de MHW-afvoer opgelegd.

De contour waarbinnen de ingreep gemodelleerd is, is weergegeven in figuur 5.2. De palen zijn gelijkmatig over het gebied gemodelleerd en uitgedrukt als een aangestroomd oppervlak. Dit aangestroomde oppervlak is uitgedrukt als een vaste waarde per m² binnen de contourlijnen als weergegeven in figuur 5.2. Hierbij is het aantal palen vermenigvuldigd met de diameter van de palen en gedeeld is door het oppervlak binnen de contourlijnen. De waarden die in het WAQUA-model zijn opgenomen voor de bodemruwheid in de uiterwaarden komen overeen met de werkelijke ruwheidswaarden, wat als voordeel heeft dat volstaan kan worden met het invoeren van het aangestroomde oppervlak in het betreffende gebied. In hoofdstuk 3 is meer over het aangestroomde oppervlak beschreven.

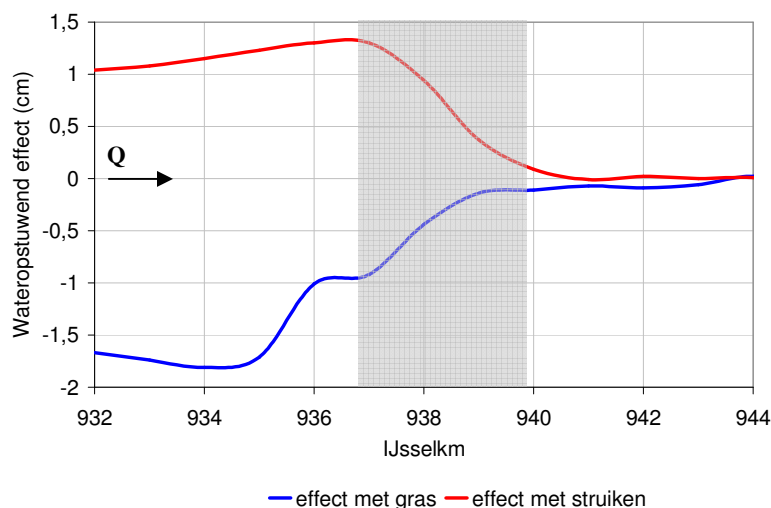
De berekeningen zijn uitgevoerd voor een situatie waarin de begroeiing tussen de palen uit glad grasland bestaat en voor een situatie waarin de begroeiing tussen de palen uit verspreid staande struiken bestaat. In het eerste geval is de ruwheid tussen de palen lager dan in werkelijkheid en in het tweede geval is de ruwheid groter dan in werkelijkheid – zie bijlage E voor ruwheidstypen. De uitkomsten zijn beter te vergelijken met de eenvoudige handberekeningen en de 1D-modelberekeningen indien de palen gemodelleerd zouden worden binnen de aanwezige begroeiing en bebouwing. Deze manier van modelleren kost echter significant meer tijd waardoor hiervan is afgezien. Een inschatting van RIZA is dat het wateropstuwende effect in dit geval iets lager uit zal vallen dan in het geval van struiken als ondergroei.

5.3 Resultaten

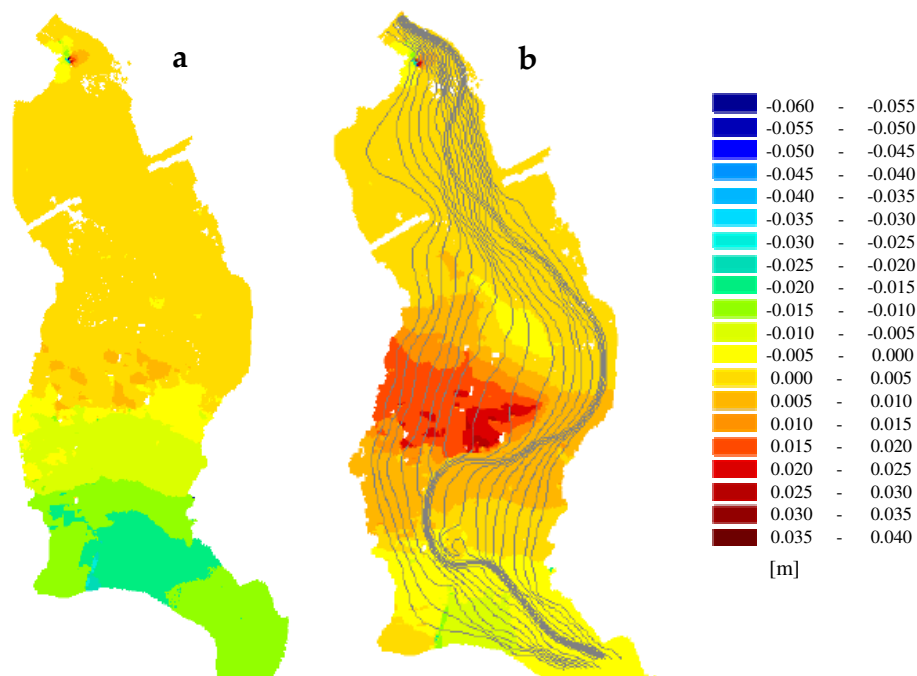
In figuur 5.3 is het verschil tussen de situatie zonder ingreep en met ingreep weergegeven. Het grijs gearceerde gebied geeft aan waar de ingreep plaatsvindt. Te zien is dat de waterstand daalt in het geval van glad grasland tussen de palen, door de kleinere ruwheid dan in werkelijkheid aanwezig is in het gebied. De waterstanddaling is tot 1,8 cm onder het maatgevende hoogwaterniveau. Opvallend is dat de waterstand ook stroomopwaarts van de ingreep daalt. Dit komt door de verbeterde afwatering in de uiterwaard ter plaatse van de ingreep. In het geval van palen in de uiterwaard waarbij de begroeiing tussen de palen bestaat uit verspreid staande struiken is het wateropstuwende effect op de as van de rivier 1,3 cm. In figuur 5.4 is de verschilwaterstand weergegeven over het hele gebied waarvoor de berekeningen zijn uitgevoerd. De grijze lijnen in de figuur zijn stroomlijnen. Te zien is dat in de uiterwaard de opstuwing groter is dan op de as van de rivier, tot ongeveer 3 cm, in het geval van verspreid staande struiken tussen de palen. Het blijkt dat bij een toename van het aantal struiken tussen de palen het opstuwende effect groter wordt tot ongeveer 3 cm op de as van de rivier; in de uiterwaarden is het opstuwende effect groter.

5.4 Analyse

De waterstand daalt bij het uitvoeren van de ingreep met 1,8 cm, wanneer de ruwheid tussen de palen wordt verminderd tot glad grasland. Uit de eenvoudige analytische berekeningen en 1D-berekeningen komt naar voren dat bij een lage ruwheid nog altijd een wateropstuwend effect voorkomt. Dit significante verschil ontstaat doordat in het eenvoudige analytische model en het 1D-model uitgegaan is van een gemiddelde ruwheid over het beschouwde gebied, terwijl in het 2D-model uitgegaan is van de specifieke ruwheid ter plaatse van de ingreep. Wanneer aangenomen wordt dat de ruwheid tussen de palen toeneemt na het uitvoeren van de ingreep – als er verspreid



Figuur 5.3: Wateropstuwend effect uitgezet tegen IJsselkm.



Figuur 5.4: Wateropstuwende effect ingreep met ondergroei van glad grasland (a) en verspreid staande struiken (b).

staande struiken in het gebied voorkomen –, is het wateropstuwende effect op de as van de rivier ongeveer 1,3 cm. Dit effect is kleiner dan berekend met het eenvoudige analytische model en met het 1D-model. Het opstuwende effect van de ingreep bij een gelijkblijvende bodemruwheid berekend met deze twee modellen is respectievelijk maximaal 3,0 en 3,2 cm. Berekend met het 2D-model ligt plaatselijk het maximale opstuwende effect in de uiterwaard net onder deze waarden, zie figuur 5.4. Gemiddeld is de opstuwing echter significant lager.

Voordat verregaande conclusies aan de 2D-resultaten worden verbonden moet hier diepgaander onderzoek naar worden gedaan. De eenvoudige analytische berekeningen zijn uitgevoerd door de auteur van dit rapport, terwijl de 2D-berekeningen uitgevoerd zijn door RIZA; de methode kan hierdoor iets verschillen, wat een reden is om voorzichtig om te gaan met de 2D-resultaten. De uitkomsten van het 2D-model geven echter wel een indicatie dat de effecten berekend met het eenvoudige analytische model en het 1D-model mogelijk te groot zijn, ervan uitgaande dat 2D-berekeningen betrouwbaardere resultaten geven.

Hoofdstuk

6 Compenserende maatregelen

In de voorgaande hoofdstukken is beschreven wat de hydraulische en morfologische effecten zijn van het bouwen van een wijk op palen in uiterwaard Wilpsche Klei. Door Rijkswaterstaat zijn echter eisen – criteria – gesteld ten aanzien van scheepvaart in het zomerbed en waterstand bij MHW-afvoer – veiligheid – waar aan voldaan moet worden³. Als de effecten van de ingreep dusdanig zijn dat niet meer voldaan wordt aan deze criteria, moeten er compenserende maatregelen genomen worden zodat wel wordt voldaan aan de criteria. Mogelijke compenserende maatregelen zijn beschreven in de literatuurstudie behorende bij dit onderzoeksrapport: [Harke J., 2006]. In dit hoofdstuk zijn een aantal compenserende maatregelen ontworpen zodat voldaan wordt aan de criteria. Hierbij worden de effecten als berekend met het SOBEK-model als uitgangspunt genomen. De maatregelen zullen in SOBEK gemodelleerd worden. De ruimtelijke – fysieke – inpasbaarheid en de globale kosten van de verschillende maatregelen rond Deventer en de Wilpsche Klei worden als laatste besproken. Zoals in de inleiding al opgemerkt vormt dit deel van het onderzoek niet het belangrijkste deel van het onderzoek.

6.1 Criteria

6.1.1 Scheepvaart

Om de scheepvaart te garanderen in de rivieren zijn door Rijkswaterstaat criteria opgesteld waaraan voldaan moet worden. Deze criteria hebben betrekking op de breedte en diepte van het zomerbed. De breedte van het zomerbed is vooral van belang voor de capaciteit en de veiligheid van de vaarweg. De diepte bepaalt de maximale aflaaddiepte van de schepen en daarmee de transportkosten. Voor de IJssel zijn de gehanteerde criteria in de huidige situatie en in de toekomstige situatie – 2010 – een vaarbaanbreedte van 75 meter met een diepte van 2,50 meter bij OLR-afvoer [Douben, N., 1996]. De OLR-afvoer is de afvoer door een rivier die 5% van de tijd onderschreden wordt. OLR staat voor Overeengekomen Lage Rivierstand. Voor de IJssel is de afvoer hierbij 172 m³/s [Smienk, H., 2003]. Voor alle locaties in de IJssel moet bij deze afvoer voldaan worden aan de criteria. In deze case wordt de situatie na het bouwen van een woonwijk in de Wilpsche Klei vergeleken met de situatie hiervoor; de huidige situatie.

³ Behalve criteria ten aanzien van scheepvaart en veiligheid zijn door Rijkswaterstaat voor ingrepen in de rivier ook criteria opgesteld ten aanzien van natuur, landschap / cultuur, landbouw en recreatie. Echter, aangezien in dit onderzoek naar de hydraulische en morfologische effecten van een ingreep op de rivier wordt gekeken, en de compensatiemogelijkheden hiervan, wordt niet verder ingegaan op de andere criteria.

In de huidige situatie wordt ter hoogte van de Wilpsche Klei weliswaar niet overal voldaan aan de criteria [Douben, N., 1996], maar aangezien het oplossen van de bestaande scheepvaartproblemen niet een doel van het onderzoek is, wordt het behouden van de huidige situatie als uitgangspunt genomen.

6.1.2 Veiligheid

In de *beleidslijn Grote Rivieren* die dit jaar van kracht geworden is, staat dat de veiligheid van binnendijkse bebouwing niet in geding mag komen bij een activiteit die in buitendijks gebied uitgevoerd wordt. De veiligheidsnorm is dat de rivierdijken langs de Rijntakken waterstanden kunnen keren met een kans van optreden van 1/1250 per jaar. Bij MHW-afvoer – de afvoer die hoort bij een kans van optreden van 1/1250 per jaar – mag de waterstand niet stijgen door een activiteit in het buitendijkse gebied, aangezien dan de veiligheidsnorm niet gehaald wordt. Dit betekent voor deze case dat de waterstandverhoging die optreedt bij een MHW-afvoer na het uitvoeren van de ingreep teniet gedaan moet worden met behulp van compenserende maatregelen – dit heet het compensatiebeginsel, zie [Douben, N., 1996]. In de huidige situatie wordt weliswaar niet overal langs de IJssel voldaan aan de veiligheidsnorm, maar ten behoeve hiervan worden compenserende maatregelen uitgevoerd volgens de *Planologische Kernbeslissing* – PKB. Deze compenserende maatregelen staan buiten de maatregelen die genomen worden om het waterstandverhogende effect van de ingreep te compenseren.

6.2 Compenserende maatregelen

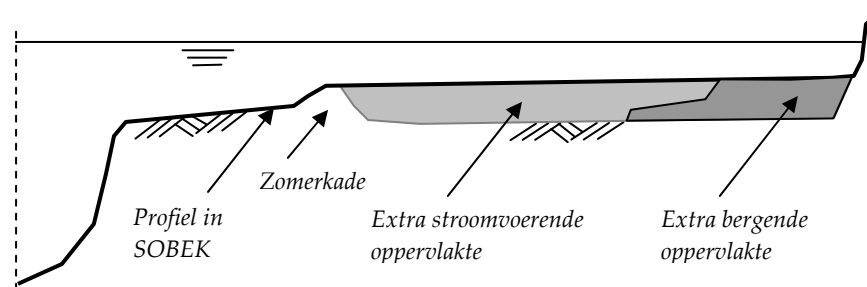
In de literatuurstudie [Harke J., 2006] zijn een aantal compenserende maatregelen genoemd, te weten: zomerbedverbreding, zomerbedverdieping, dijkverlegging, uiterwaardaafgraving, kribverlaging, zomerkadeverwijdering, aanleg nevengeul en aanleg bypass. Zomerbedverbreding en –verdieping zijn ingrepen in het zomerbed van de rivier. Aangezien dit ingrepen zijn die de stroming in de rivier beïnvloeden bij elke afvoer – ook bij lage afvoeren, wanneer de uiterwaarden niet meestromen –, en daarmee ook de morfologische ontwikkeling van de rivier beïnvloeden, hebben deze ingrepen niet de voorkeur bij Rijkswaterstaat. Deze maatregelen worden dan ook niet gezien als toe te passen compenserende maatregelen. Kribverlaging is een ingreep die in de IJssel niet goed toe te passen is en weinig effect zal hebben [Harke J., 2006]. Dat is de reden dat deze maatregel niet als mogelijke compenserende maatregel binnen deze case opgenomen zal worden. Een bypass is in grote lijnen gelijk aan een nevengeul. Het verschil is voornamelijk dat een bypass binnen de winterdijken wordt aangelegd en eigen dijken heeft, terwijl een nevengeul in een uiterwaard wordt aangelegd. Een bypass is over het algemeen ook langer dan een nevengeul en levert een grotere waterstanddaling op. Omdat het te compenseren waterstandverhogende effect van het bouwen op palen in de uiterwaard niet meer dan enige centimeters is, wordt alleen een nevengeul ontworpen. De maatregelen waarvan de invloed op de waterstand en het bodemniveau wel verder wordt bekeken zijn: zomerkadeverwijdering, dijkverlegging,

uiterwaardafgraving en aanleg nevengeul. De manier waarop deze maatregelen in SOBEK gemodelleerd zullen worden, wordt per maatregel in de volgende paragrafen beschreven. De invloed van de compenserende maatregel op de waterstand wordt, daar waar mogelijk, uitgezet tegen de omvang van de maatregelen; de omvang wordt variabel gesteld. Daarna vindt er een optimalisatie plaats ten behoeve van de case, zodat het criterium met betrekking tot de veiligheid precies wordt gehaald met een zo klein mogelijke maatregel. De invloed van de compenserende maatregelen op het bodemniveau worden alleen bepaald voor de optimale maatregelen uitgaande van de case. Hierbij wordt uitgegaan van de gemeten tijdreeks van 25 jaar.

6.2.1 Zomerkadeverwijdering

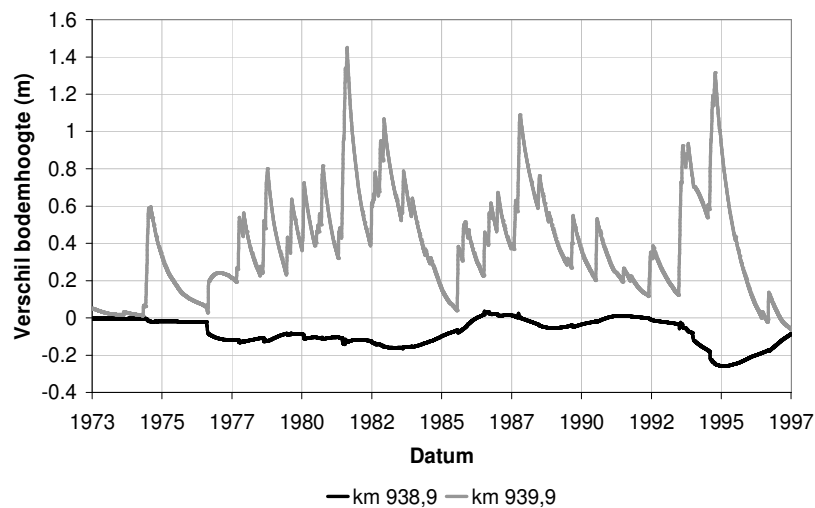
Tussen het gebied waar gebouwd wordt in de uiterwaard en het zomerbed van de rivier worden de zomerkades weggehaald. In het SOBEK-model wordt de zomerkade apart van het profiel van de rivier weergegeven. Dit is gedaan omdat het ingevoerde profiel een oplopende bodemhoogte moet hebben richting de winterdijk: het is niet mogelijk in het profiel de bodemhoogte kleiner te laten worden na de zomerkade. De hoogte in het profiel achter de zomerkade wordt op een bijna constant niveau gehouden totdat de bodemhoogte in de uiterwaard boven dit constante niveau uitkomt; vanaf dat punt wordt de werkelijke bodemhoogte weer aangehouden. Het stroomvoerende en bergende oppervlakte achter de zomerkade die zich tussen de bodemhoogte en de ingevoerde hoogte bevinden, worden als extra oppervlakten ingevoerd. In figuur 6.1 is het beschrevene weergegeven. Bij zomerkadeverwijdering verdwijnen de extra ingevoerde oppervlakten achter de zomerkade; deze worden verwerkt in het profiel.

Wanneer rondom het gebied waar gebouwd wordt in de uiterwaard de zomerkades weggehaald worden, is de maximale verlaging 0,5 cm – aan de stroomopwaartse rand van de ingreep. De totale hoeveelheid verwijderde zomerkade is 3000 meter.



Figuur 6.1: Rivierprofiel als opgenomen in het SOBEK-model met zomerkade en extra oppervlakten.

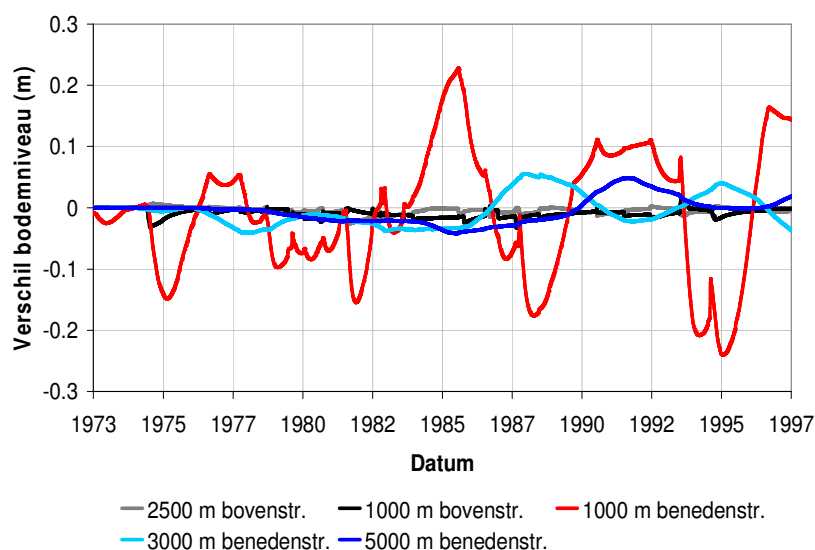
Het morfologische effect van de zomerkadeverwijdering, samen met de ingreep, is weergegeven in figuur 6.2. In de figuur is de invloed op de bodem weergegeven van de ingreep met kadeverwijdering ten opzichte van de huidige autonome ontwikkeling. De twee grafieken in de figuur geven de maximale bodemstijging en –daling weer die voorkomen ter plaatse van de ingreep. Uit vergelijking van figuur 6.2 met figuur 4.9 blijkt dat het effect van het verwijderen van de zomerkade op de bodem is dat deze aan



Figuur 6.2: Verschil bodemhoogte tussen huidige situatie en situatie na de ingreep en kadeverwijdering.

veel grotere niveauschommelingen onderhevig raakt. De maximale bodemstijging is ongeveer 1,45 meter terwijl de maximale bodemdaling ongeveer 0,25 meter is. Zomerkadeverwijdering heeft weinig invloed op de waterstand, terwijl de bodem hier heftig op reageert.

In figuur 6.3 is de invloed van de ingreep en de kadeverwijdering bovenstrooms en benedenstrooms van de ingreep weergegeven. Het valt op dat bovenstrooms de bodem nauwelijks reageert op de kadeverwijdering. De bodem daalt hier maximaal met ongeveer een centimeter. Benedenstrooms vindt bodemdaling en bodemstijging plaats. De maximale bodemvariaties treden net benedenstrooms van de ingreep op. Opvallend is dat bij hoge afvoeren – zie bijlage K – de bodem over het algemeen daalt en bij perioden van lage afvoer de bodem stijgt. Daarbij treedt een soort van golfeffect op die zich in stroomafwaartse richting voortplant: een bodemverhoging op 1000 meter benedenstrooms van de ingreep plant zich stroomafwaarts voort, waarbij de hoogte afneemt en pieken en dalen uitgevlakt worden. Het blijkt dat de voortplantingssnelheid



Figuur 6.3: Verschil bodemhoogte tussen huidige situatie en situatie na de ingreep en kadeverwijdering.

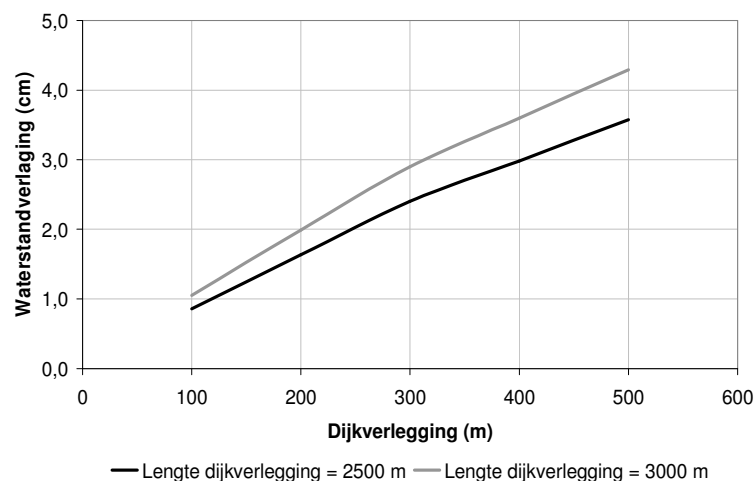
van deze zandgolven ongeveer 700 m/jaar is. De maximale bodemstijging die benedenstrooms optreedt is 22 cm en de maximale bodemdaling is 24 cm. Voor de scheepvaart is de bodemstijging van belang: dit kan hinder veroorzaken. Uit figuur 6.2 is op te maken dat een hoogwater een bodemstijging van 1,45 meter kan veroorzaken ter plaatse van de ingreep – het blijkt dat de maximale bodemstijging bij MHW-afvoer enkele centimeters groter is. De maximale gemiddelde bodemstijging over 25 jaar is 36 cm rond IJsselkm 939,9. Dat houdt in een stijging van 1,5 cm per jaar. In tabel 6.1 is de gemiddelde invloed op de bodem ter plaatse van de andere IJsselkm weergegeven, over een periode van 25 jaar. De pieken in de bodem ontstaan na hoge afvoeren. Wanneer ter plaatse van de ingreep periodiek gebaggerd wordt om de bodem op hoogte te houden, zodat voldaan wordt aan het scheepvaartcriterium, zal waarschijnlijk benedenstrooms het effect op de bodem verdwijnen – de bodemgolven die in figuur 6.3 zijn te zien ontstaan ter plaatse van IJsselkm 939,9, zie figuur 6.2.

Tabel 6.1: Gemiddelde bodemverandering ter plaatse van de ingreep, door ingreep en kadeverwijdering.

	Km 937,4	Km 937,9	Km 938,4	Km 938,9	Km 939,4	Km 939,9
Gem. invloed per jaar (cm)	0,09	-0,13	-0,18	-0,28	0,02	1,46

6.2.2 Dijkverlegging

De winterdijk kan in het SOBEK-model verlegd worden door de ingevoerde afstand tussen de zomerkade en de winterkade te vergroten en de extra stroomvoerende en waterbergende oppervlakte achter de zomerkade aan te passen. Er wordt vanuit gegaan dat de extra oppervlakte door de dijkverlegging stroomvoerend is en dat de ruwheid van het extra gebied gelijk is aan de ruwheid in de huidige uiterwaard. Gekeken is naar de maximale invloed van integrale dijkverlegging over de lengte van de ingreep – 2500 meter – en over een lengte van 3000 meter. Voor verschillende afstanden waarover de dijk verlegd wordt, is de invloed op de waterstanddaling bepaald. In figuur 6.4 is de dijkverlegging uitgezet tegen de invloed op de waterstanddaling. In de figuur is te zien



Figuur 6.4: Invloed dijkverlegging op de waterstand.

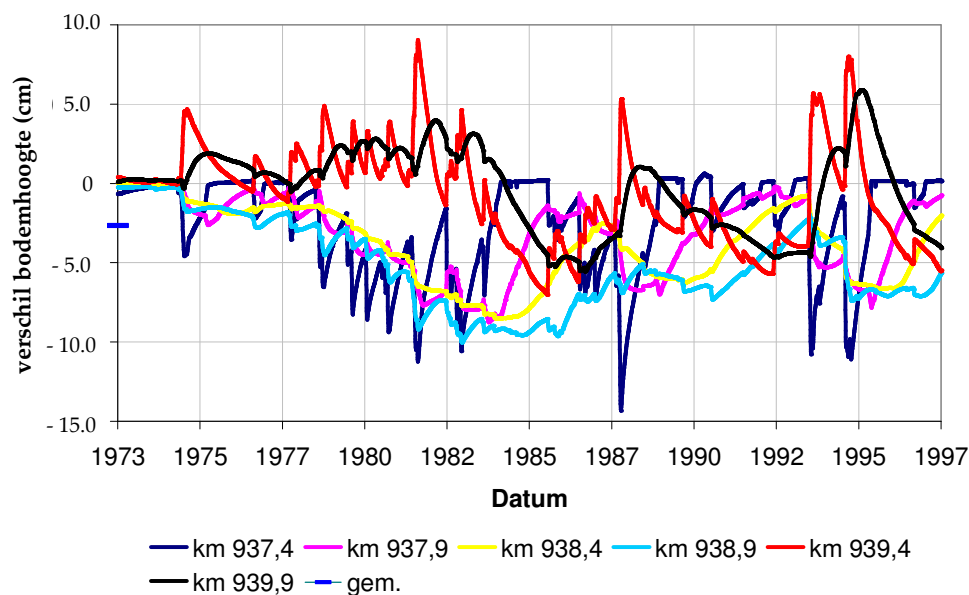
dat het verschil in invloed overeenkomt met het verschil in lengte waarover de dijkverlegging plaatsvindt: bij een vergroting van de lengte van 2500 naar 3000 meter wordt de invloed op de waterstanddaling ongeveer 21% groter.

Bij een dijkverlegging van 340 meter over 3000 meter wordt overal het waterstandverhogende effect van het bouwen op palen gecompenseerd, uitgaande van de case. Op sommige locaties is de compensatie groter dan nodig. Het blijkt dat de gemiddelde dijkverlegging verkleind kan worden door op een aantal punten langs de IJssel de dijk verder te verleggen dan 340 meter en op een aantal punten minder dan 340 meter. In tabel 6.2 is voor de verschillende IJsselkilometers de benodigde dijkverlegging weergegeven om in het geval van de case de waterstandverhoging precies te compenseren. De gemiddelde dijkverlegging is 275 meter.

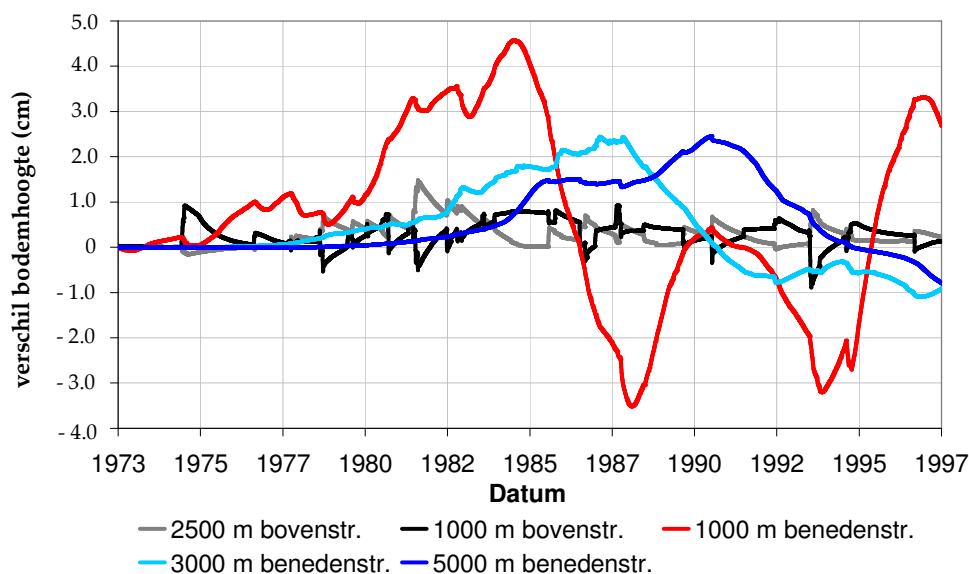
Tabel 6.2: Optimale dijkverlegging ten behoeve van compensatie case.

	Km 937,4	km 937,9	km 938,4	km 938,9	km 939,4	km 939,9
Dijkverlegging (m)	0	200	400	400	400	250

De invloed van de optimale dijkverlegging, samen met de ingreep, op de bodem is weergegeven in figuur 6.5. Wanneer dit figuur vergeleken wordt met figuur 4.9 blijkt dat de dijkverlegging nauwelijks invloed uitoefent op de bodem: na uitvoeren van de maatregel is de verandering van de bodem ten opzichte van de huidige situatie nagenoeg gelijk aan de situatie waarbij de dijkverlegging nog niet is uitgevoerd. Het verschil bedraagt maximaal enkele millimeters. De invloed van de ingreep samen met de maatregel op de bodemhoogte boven- en benedenstrooms van de ingreep is weergegeven in figuur 6.6. Het blijkt dat een soortgelijk effect optreedt als bij het verwijderen van de zomerkade: bovenstrooms verandert de bodem nauwelijks terwijl benedenstrooms een soort golfbeweging in de tijd is waar te nemen wat betreft een toename van de bodemhoogte en de afname van de bodemhoogte. Bij een aantal jaren



Figuur 6.5: Verschil bodemhoogte tussen huidige situatie en situatie na de ingreep en dijkverlegging.

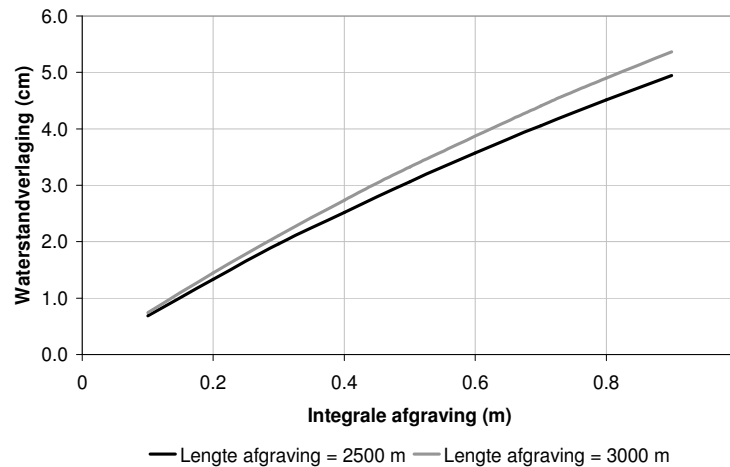


Figuur 6.6: Verschil bodemhoogte tussen huidige situatie en situatie na de ingreep en dijkverlegging.

met veel afvoer neemt de bodemhoogte aan de stroomafwaartse rand van de ingreep toe, terwijl bij een aantal jaren met relatief weinig afvoer de bodemhoogte hier juist afneemt. Deze toppen en dalen zijn in figuur 6.6 te zien, evenals het verschuiven hiervan in stroomafwaartse richting. Bovenstrooms stijgt de bodem, tot maximaal ongeveer 1,5 cm. Ter plaatse van de ingreep daalt gemiddeld de bodem, hoewel plaatselijk de bodem stijgt na een hoge afvoer. Benedenstrooms stijgt het bodemniveau tot maximaal bijna 5 cm. Wanneer in het begin van de reeks een MHW-afvoerpiek ingevoerd wordt, is de maximale bodemstijging ter plaatse van de ingreep ruim 10 cm terwijl benedenstrooms de maximale bodemverhoging ruim 3 cm is. Na een periode van bodemstijging, die beïnvloed wordt door de afvoer, volgt een periode van bodemdaling. Het blijkt dat de bodemstijging benedenstrooms – evenals de bodemdaling – een voortzetting is van wat rond IJsselkm 939,4 en 939,9 gebeurt. Als hier periodiek gebaggerd wordt, zullen waarschijnlijk de benedenstroomse bodemstijgingen verdwenen zijn – een optredende bodemdaling is niet erg, aangezien dit de scheepvaart niet nadelig beïnvloedt.

6.2.3 Uiterwaardafgraving

Het afgraven van de uiterwaard kan in het SOBEK-model gemodelleerd worden door het stroomvoerende oppervlak achter de zomerkade te vergroten en het gemiddelde bodemniveau te verlagen. Aangenomen wordt dat de ruwheid na afgraving gelijk is aan de situatie ervoor – de afgravingsdiepte is niet groot, terwijl het uiterwaardniveau hoog is, zodat aangenomen kan worden dat de uiterwaard niet veel natter zal worden. In figuur 6.7 is de afgraving uitgezet tegen de maximale invloed ervan op de waterstand, waarbij uit gegaan is van een afgegraven lengte van 2500 meter en 3000 meter. Bij een vergroting van de lengte van 2500 naar 3000 meter neemt de afgegraven



Figuur 6.7: Invloed uiterwaardaafgraving op de waterstand.

oppervlakte toe van 2,34 miljoen m² tot 2,67 miljoen m². Dit is een toename van 14% terwijl de invloed op de waterstanddaling nauwelijks 8% groter wordt.

Bij een integrale afgraving van 0,48 meter over 3000 meter lengte treedt genoeg waterstand daling op – afgegraven oppervlakte is 2,67 miljoen m², wat inhoudt dat de ontgraven hoeveelheid grond rond de 1,3 miljoen m³ is. De voor de case optimale afgravingen per IJsselkilometer wijken af van de integrale afgraving. In tabel 6.3 is de te ontgraven diepte weergegeven per IJsselkm evenals de oppervlakte en te ontgraven hoeveelheid m³ grond.

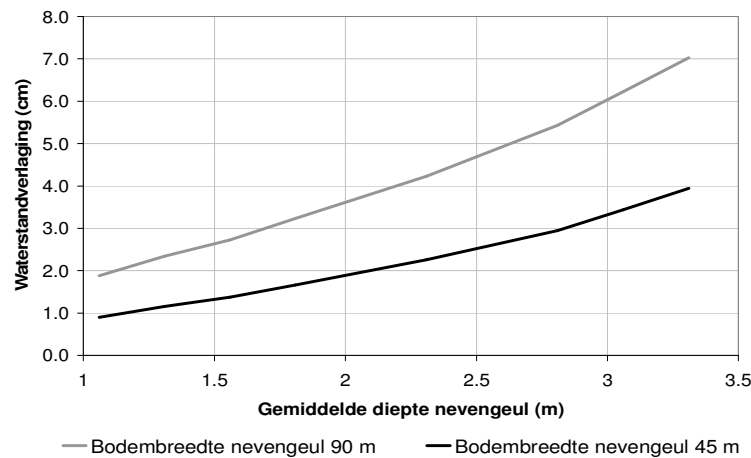
Tabel 6.3: Optimale uiterwaardaafgraving ten behoeve van compensatie case.

	km 937,4	km 937,9	km 938,4	km 938,9	km 939,4	km 939,9	Totaal
Afgraving (m)	0	0,4	0,5	0,8	0,3	0,3	-
Opp. (1000 m²)	311	541	479	251	760	326	2.668
Ontgr. (1000 m³)	0	216	240	200	228	98	982

Het blijkt dat, evenals dijkverlegging, het afgraven van de uiterwaard weinig invloed heeft op de bodemontwikkeling. Het verschil in bodemontwikkeling met of zonder afgraving is ook in dit geval maximaal enkele millimeters. De verschillen zijn zo klein dat ze te verwaarlozen zijn. Uiterwaardaafgraving en dijkverlegging hebben daarmee eenzelfde invloed op de waterstand en de bodemhoogte. De hoeveelheid die gebaggerd moet worden om de scheepvaart niet te belemmeren is gelijk aan de hoeveelheid bij dijkverlegging.

6.2.4 Nevengeul

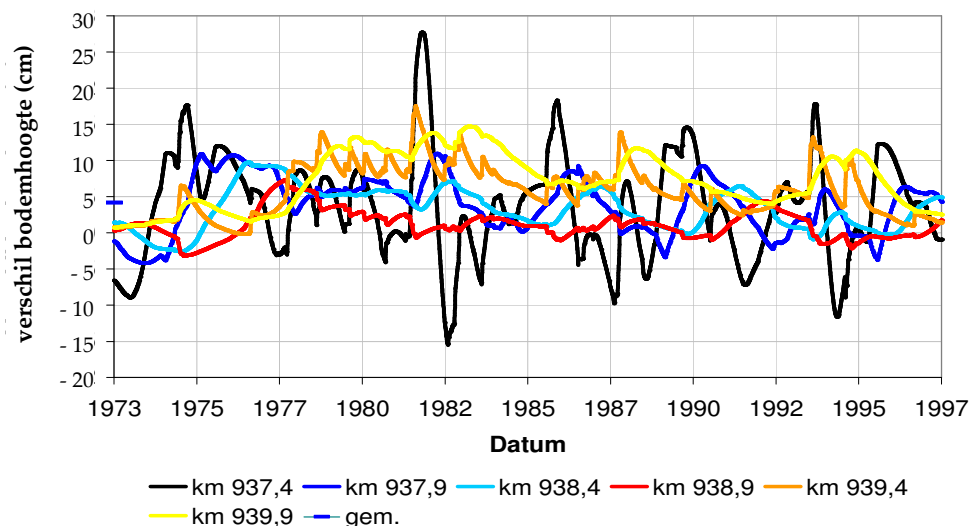
Een nevengeul moet in het SOBEK-model als een extra tak in de rivier worden aangebracht. De breedte van de extra tak moet van de breedte van de uiterwaard afgetrokken worden, aangezien er van uit wordt gegaan dat de geul door de uiterwaard stroomt – ook het stroomvoerende en waterbergende oppervlak achter de zomerkade moet worden aangepast. In het geval van deze case wordt de invloed van een nevengeul met een bodembreedte van 90 meter en van 45 meter beschouwd – met



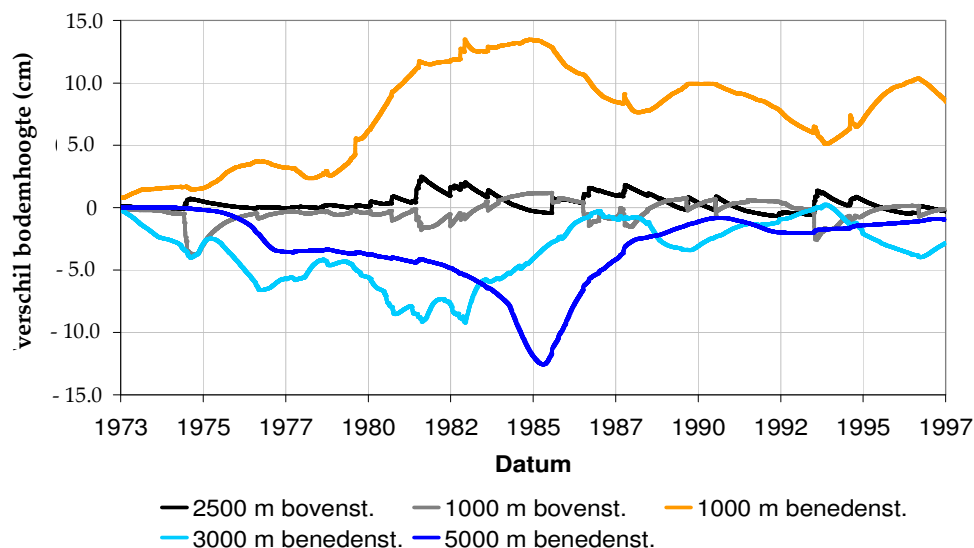
Figuur 6.8: Invloed nevengeul op de waterstand.

een oeverhelling van 1:2. De ruwheid die voor de nevengeul wordt aangenomen, een k -waarde van 0,2 meter, is afkomstig uit bijlage E. Aangenomen wordt dat de ruwheid in de rest van het gebied gelijk blijft aan de huidige situatie. De nevengeul takt af van de IJssel op kilometerpunt 936,9 en takt aan op de IJssel op kilometerpunt 941,4. Doordat de IJssel een bocht maakt – zie figuur 4.1 –, is de lengte van de nevengeul korter dan het betreffende IJsseltraject tussen de genoemde kilometerpunten; de lengte is ongeveer 3000 meter. In figuur 6.8 is de maximale invloed van de nevengeul op de waterstand uitgezet tegen de gemiddelde diepte van de nevengeul ten opzichte van het – gemiddelde – uiterwaardniveau. Het bodemniveau van de nevengeul is de variabele: deze wordt aangepast. Het verhang van de nevengeul is gemiddeld $3 \cdot 10^{-4}$. Bij de berekeningen wordt ervan uitgegaan dat de nevengeul niet sedimentvoerend is. De drempelhoogte van de nevengeul is 5,34 meter +NAP.

Uit figuur 6.8 is op te maken dat de geul met een bodembreedte van 90 meter meer invloed heeft op de waterstand dan een geul van 45 meter, maar dat de invloed niet twee keer zo groot is – de breedte is dat wel. Een diepe smalle geul is daarmee efficiënter – wat betreft de aan te kopen en de te ontgraven hoeveelheid grond – dan een brede minder diepe geul. Bij een gemiddelde geuldiepte van 1,80 meter is het waterstandverhogende effect van het bouwen in de uiterwaard gecompenseerd, bij een



Figuur 6.9: Verschil bodemhoogte huidige situatie en situatie na de ingreep en uiterwaardafgraving.



Figuur 6.10: Verschil bodemhoogte huidige situatie en situatie na de ingreep en uiterwaardafgraving.

geul met een bodembreedte van 90 meter. Bij een geul met een bodembreedte van 45 meter is bij een gemiddelde diepte van 2,95 meter het waterstandverhogende effect gecompenseerd. Dit houdt een te ontgraven hoeveelheid grond in van respectievelijk ongeveer 520.000 m³ en 440.000 m³.

In figuur 6.9 is het effect van de nevengeul met een bodembreedte van 45 meter op de bodem weergegeven, ter plaatse van de ingreep, over een periode van 25 jaar. Te zien is dat de bodem over het algemeen stijgt, hoewel periodiek plaatselijk de bodem ook daalt. De maximale stijging die optreedt, is 0,28 meter. In figuur 6.10 is de bodemontwikkeling bovenstrooms en benedenstrooms van de ingreep weergegeven. Opvallend is dat een kilometer benedenstrooms de bodem stijgt, terwijl op drie kilometer benedenstroom – en verder – de bodem daalt. Dit verschil wordt veroorzaakt door de aantakking van de nevengeul, die plaatsvindt op anderhalve kilometer benedenstrooms van de ingreep. Bovenstrooms van de aftakking van de nevengeul treden nauwelijks veranderingen op in de bodemhoogte: de maximale stijging is ongeveer twee centimeter, terwijl het grootste deel van de tijd de bodemverandering zo klein is dat het te verwaarlozen is. De bodemstijging tussen de aftakking en de aantakking van de geul kan problemen opleveren voor de scheepvaart: er zal periodiek gebaggerd moeten worden.

De nevengeul onttrekt 305 m³ water bij MHW-afvoer. Dit is 12%, terwijl en soort vuistregel is dat nevengeulen niet meer dan 3% tot 5% mogen onttrekken in verband met de morfologische veranderingen die dit met zich meebrengt in het zomerbed [WL | Delft Hydraulics, 1996b]. In figuur 6.9 is te zien dat tijdelijk grote bodemveranderingen op kunnen treden na de aanleg van een nevengeul. In dit rapport wordt hier niet verder op ingegaan.

6.2.5 Analyse

Zomerkadeverwijdering heeft weinig invloed op de waterstand bij MHW-afvoer, terwijl het bodemniveau in het zomerbed hierdoor sterk wordt beïnvloed. Ter plaatse

van de ingreep – bouwen op palen in de uiterwaard – is het maximale effect op de bodem een plaatselijke stijging van ongeveer 1,43 meter – tegenover nog geen 0,09 meter bij uiterwaardafraving en dijkverlegging en 0,28 meter bij de aanleg van een nevengeul. Het effect bij de aanleg van een nevengeul is maximaal ongeveer 0,28 meter. Zomerkadeverlaging is door de kleine waterstandverlaging die het oplevert en door de grote plaatselijke bodemstijging die het veroorzaakt geen reële compenserende maatregel. Een dijkverlegging waarbij de gewenste waterstand gehaald wordt, heeft eenzelfde invloed op de bodem als een uiterwaardafraving waarbij dezelfde waterstand gehaald wordt. Het is gebleken dat de maatregelen nagenoeg geen invloed hebben op de bodemontwikkeling, uitgaande van de gemeten afvoerreken van 25 jaar: de veranderingen in bodemontwikkeling ten opzichte van de huidige situatie worden veroorzaakt door de het bouwen in de uiterwaard. Een periode van bodemverhoging wordt op de meeste plaatsen gevolgd door een periode van bodemdaling. Een bodemstijging van 9,0 cm, die een bepaalde periode duurt, heeft niet veel invloed te hebben op het aantal bevaarbare dagen, temeer daar in de IJssel plaatselijk grootschalige zandgolven voorkomen die een orde van grootte van een meter hebben. Daarbij komt dat de grootste bodemverhogingen optreden rond IJsselkm 939,4 en 939,9: uit figuur 4.8 blijkt dat de bodem hier significant lager ligt dan bij omliggende rivierkilometers – tientallen centimeters –, waardoor een verhoging van 9,0 cm de scheepvaart niet beïnvloedt. Om te voorkomen dat de verhoging van de bodem verschuift naar locaties waar de scheepvaart er wel hinder van ondervindt, is het periodiek baggeren van bepaalde locaties nodig.

De nevengeul heeft significant meer invloed op de bodemhoogte dan dijkverlegging en uiterwaardafraving. Gemiddeld over de 25 jaar treedt bij dijkverlegging en uiterwaardafraving bodemdaling op ter plaatse van de ingreep, terwijl bij de nevengeul gemiddeld de bodem stijgt. Bij de nevengeul treden de grootste bodemstijgingen op rond IJsselkm 937,4: dit is een hoog punt in de bodem van de IJssel. Om aan het scheepvaartcriterium te voldoen is preventief baggeren noodzakelijk – bij elke hoge afvoergolf kan de bodem tientallen centimeter stijgen, wat problemen op kan leveren voor de scheepvaart.

6.3 Inpasbaarheid

In deze paragraaf wordt gekeken in hoeverre de verschillende maatregelen ruimtelijk in te passen zijn in de case. Randvoorwaarde hierbij is dat aanwezige dorpen en wegen niet aangetast mogen worden. De maatregelen waar het hierbij om gaat zijn dijkverlegging, uiterwaardafraving en de aanleg van een nevengeul. Vanwege de kleine positieve invloed – waterstandverlaging – en de grote negatieve invloed – bodemstijging – wordt niet verder ingegaan op zomerkadeverwijdering. Niet wordt ingegaan op de ecologische, maatschappelijke, sociale of andere aspecten die een rol spelen bij het al dan niet uitvoeren van maatregelen.

6.3.1 Dijkverlegging

De uiterwaarden zijn ter plaatse van de ingreep relatief breed – tot meer dan drie kilometer. De winterdijk ligt aan de westkant van de IJssel gedeeltelijk tegen het dorp Wilp aan. Ten zuiden van Wilp is ruimte voor dijkverlegging. Aan de oostzijde van de IJssel ligt ter hoogte van Wilp op ruim 200 meter van de huidige winterdijk een belangrijke doorgaande weg. Tot aan deze weg is ruimte voor dijkverlegging. Hier is echter een dijkverlegging van 400 meter nodig. Verder benedenstrooms is geen ruimte voor dijkverlegging. Verder bovenstrooms een dijkverlegging uitvoeren veroorzaakt geen waterstanddaling op de plaats waar het nodig is. De maatregel dijkverlegging is daarmee niet mogelijk.

6.3.2 Uiterwaardaafgraving

In de uiterwaard Wilpsche Klei vindt vooral landbouw – akkerbouw en veeteelt – plaats. De woningen die zich in de uiterwaard bevinden, dragen niet bij aan het stroomvoerende oppervlak van de rivier, wat betekent dat hier eenvoudig omheen gegraven kan worden – alleen het stroomvoerende gedeelte in de uiterwaard wordt vergroot door de uiterwaardaafgraving. Na het afgraven is het gebied weer geschikt voor landbouw. Een uiterwaardaafgraving behoort hiermee tot de mogelijkheden. In bijlage Lis te zien welk gebied van de uiterwaard afgegraven moet worden. De diepte van de afgraving varieert – zie hoofdstuk 6.2. Het af te graven gebied wordt nauwelijks door wegen doorsneden. De wegen die voorkomen in het af te graven gedeelte van de uiterwaard liggen voornamelijk evenwijdig met de stroomrichting van het water, zodat de belemmering hiervan minimaal is.

6.3.3 Nevengeul

De nevengeul door de uiterwaard kan dusdanig gepland worden dat bebouwing gemeden wordt. Wel kruist de geul twee keer een weg. De wegen moeten ter plaatse van de geul voorzien worden van een brug, wat een kleine ingreep is gezien de breedte van de geul en de breedte van de weg. In bijlage Lis aangegeven waar de nevengeul aangelegd kan worden.

6.4 Kostenindicatie

De maatregelen uiterwaardaafgraving en de aanleg van een nevengeul zijn toe te passen in het geval van de case. Hiervoor worden in deze paragraaf de globale kosten in beeld gebracht. Deze kosten omvatten directe kosten die voorkomen uit de uitvoering van de compenserende maatregelen alsook bijkomende kosten in de vorm van baggeren.

De grootste kostenpost bij de verschillende compenserende maatregelen is het verwerken van de vrijkomende grond. Deze kosten zijn in grote mate afhankelijk van de verontreinigingsklasse van de bodem: een hoge klasse betekent hoge verwerkingskosten. Omdat niet precies duidelijk is wat de verontreinigingsklasse is van de bodem in de Wilpsche Klei, worden voor verschillende klassen de kosten bepaald. Hierbij wordt ervan uitgegaan dat de grond binnen een straal van 50 km verwerkt kan worden. Als opslagpercentage is voor algemene kosten – 8% –, winst en risico – 4% –, uitvoeringskosten – 6% – en eenmalige kosten – 2% – een opslagpercentage van 20% gebruikt. Op beheer en onderhoudskosten wordt niet ingegaan. Bij het bepalen van de kosten is gebruik gemaakt van een kostendeskundige binnen adviesbureau Tauw en van literatuur: [Reed Business Information Bouw & Infra, 2005].

6.4.1 Uiterwaardafgraving

De directe kosten van uiterwaardafgraving omvatten het afgraven, afvoeren en verwerken van de grond. Kosten voor inkomstenderwing worden niet meegenomen; indien in het najaar en winter ontgraven wordt, kan in het voorjaar de functie landbouw weer uitgeoefend worden. De bijkomende kosten bestaan uit jaarlijkse baggerkosten.

De oppervlakte van de uiterwaard waar afgraving plaatsvindt, is 2,7 miljoen m². De te ontgraven hoeveelheid grond is ongeveer 980.000 m³, waarbij de te ontgraven diepte ligt tussen de 0,3 en 0,8 meter.

In figuur 6.8 is te zien dat gemiddeld jaarlijks een piek in de bodem is te zien van 3 tot 4 cm, met af en toe uitschieters naar boven. Deze pieken komen op den duur onder het huidige niveau te liggen – behalve de uitschieters. Om te voorkomen dat de pieken boven het huidige niveau komen te liggen, is de verwachting dat jaarlijks gemiddeld ongeveer 3 cm tot 4 cm gebaggerd moet worden – of één keer per tien jaar 30 tot 40 cm. Als de bodem rond IJsselkm 939,4 op of onder het huidige niveau gehouden wordt, zal benedenstrooms de bodemverhoging naar verwachting ook verdwijnen – zie hoofdstuk 6.2 voor uitleg. Uitgaande van een breedte van het winterbed van 100 meter, een vaklengte van 500 meter en een te baggeren diepte van gemiddeld 4 cm per jaar is de jaarlijkse te baggeren hoeveelheid 2000 m³. Dit is een hoge schatting, mede doordat de hele breedte van het winterbed als te baggeren breedte wordt aangemerkt.

In tabel 6.4 zijn de kosten weergegeven voor de uiterwaardafgraving. In tabel 6.5 zijn de jaarlijkse baggerkosten weergegeven.

Tabel 6.4: Eenmalige kosten uiterwaardafgraving.

Omschrijving	€ / eenh.	Hoeveelheid (m ³)	€ klasse I en II	€ klasse III en IV
Ontgr. en afvoeren	10,-	980.000	9.800.000,-	9.800.000,-
Verwerken kl. I, II	15,-	980.000	14.700.000,-	
Verwerken kl. III, IV	50,-	980.000		49.000.000,-
<i>Kosten excl.</i>			24.500.000,-	58.800.000,-
<i>Totale kosten incl.</i>			29.400.000,-	70.560.000,-

Tabel 6.5: Jaarlijkse kosten baggerwerkzaamheden.

Omschrijving	€ / eenh.	Hoeveelheid (m³)	€ klasse I en II	€ klasse III en IV
Baggeren en afvoeren	10,-	2.000	20.000,-	20.000,-
Verwerken kl. I, II	15,-	2.000	30.000,-	
Verwerken kl. III, IV	50,-	2.000		100.000,-
<i>Kosten excl.</i>			50.000,-	120.000,-
<i>Totale jaarlijkse kosten</i>			60.000,-	144.000,-

6.4.2 Nevengeul

Als aanlegkosten voor de nevengeul wordt de aankoop van de benodigde grond, het ontgraven, vervoeren en verwerken van de grond en de aanleg van de twee bruggen genomen. De jaarlijks terugkomende baggerkosten zijn de bijkomende kosten.

De aan te kopen breedte grond is gemiddeld 65 meter: ongeveer 55 meter ten behoeve van de breedte van de nevengeul aan maaiveldniveau en 5 meter aan weerszijde ten behoeve van bijvoorbeeld onderhoud. De aan te kopen lengte is ongeveer 3000 meter. Het totale oppervlak grond – landbouwgrond – dat aangekocht moet worden is 195.000 m². De te ontgraven hoeveelheid grond is 450.000 m³ met een gemiddelde geulbreedte van 50 meter, een lengte van 3000 meter en een gemiddelde diepte van ongeveer 3,0 meter.

Door de aanleg van de nevengeul ontstaan er op twee punten een verhoging in de bodem die zich in stroomafwaartse richting verplaatst – zie figuur 6.9. Dit is rond IJsselkm 937,4 en 939,4. De pieken in de bodem die hier ook gemiddeld één keer per jaar voorkomen hebben rond IJsselkm 937,4 gemiddeld een hoogte van 7 á 8 cm en rond IJsselkm 939,4 gemiddeld een hoogte van 3 á 4 cm. De gemiddelde totale jaarlijks te baggeren hoeveelheid slib is hiermee maximaal rond de 6000 m³.

In tabel 6.6 zijn de kosten weergegeven voor de aanleg van de nevengeul. In tabel 6.7 zijn de jaarlijkse baggerkosten weergegeven.

Tabel 6.6: Eenmalige kosten aanleg nevengeul.

Omschrijving	€ / eenh.	Hoeveelheid	€ klasse I en II	€ klasse III en IV
Aankopen grond	6,-	195.000 m²	1.170.000	1.170.000
Ontgr. en afvoeren grond	10,-	450.000 m³	4.500.000,-	4.500.000,-
Verwerken kl. I, II	15,-	450.000 m³	6.750.000,-	
Verwerken kl. III, IV	50,-	450.000 m³		22.500.000,-
Lichte brug over 55 m	1.100.000	2 stuk	2.200.000,-	2.200.000,-
<i>Kosten excl.</i>			14.620.000,-	30.370.000,-
<i>Totale kosten incl.</i>			17.544.000,-	36.444.000,-

Tabel 6.7: Jaarlijkse kosten baggerwerkzaamheden.

Omschrijving	€ / eenh.	Hoeveelheid (m ³)	€ klasse I en II	€ klasse III en IV
Baggeren en afvoeren	10,-	6.000	60.000,-	60.000,-
Verwerken kl. I, II	15,-	6.000	90.000,-	
Verwerken kl. III, IV	50,-	6.000		300.000,-
<i>Kosten excl.</i>			150.000,-	360.000,-
<i>Totale jaarlijkse kosten</i>			180.000,-	432.000,-

6.4.3 Kosten per woning

De kosten als hiervoor berekend zijn nodig om het waterstandverhogende effect van het bouwen op palen in de uiterwaard Wilpsche Klei volgens de case te compenseren. Het gaat in de case om 3000 woningen. Door de kosten te delen door het aantal woningen kunnen de kosten per woning bepaald worden. Dit zijn de kosten die bij de huizenprijs opgeteld moeten worden. In tabel 6.8 zijn deze kosten berekend.

Tabel 6.8: Kosten compenserende maatregelen per woning.

	Uiterwaard afgraving	Aanleg nevengeul
Aanleg / woning (€)	9.800,- tot 23.500,-	5.800,- tot 12.100,-
Baggeren / woning / jaar (€)	20,- tot 48,-	60,- tot 144,-

6.5 Discussie

De compenserende maatregelen en wat daarmee samenhangt, zijn in dit hoofdstuk summier beschreven. De criteria die als basis gebruikt zijn voor de compensatie hebben betrekking op de scheepvaart en de veiligheid. Voordat de maatregelen echter uitgevoerd kunnen worden, moeten uitvoerige studies worden gedaan naar de invloed van de maatregelen op andere aspecten als bijvoorbeeld de ecologie. In Europees verband is bijvoorbeeld de Natura 2000 van kracht, waarin beschermingszones die binnen de Vogelrichtlijn en de Habitatrichtlijn aanwezig zijn, zijn opgenomen. Veel uiterwaarden in Nederland vallen hieronder. Om de invloed die de bebouwing in de uiterwaard hierop heeft te compenseren, is wellicht meer nodig dan beschreven in dit hoofdstuk; de kosten kunnen bijvoorbeeld sterk hierdoor beïnvloed worden, evenals de locatie waar gebouwd mag worden.

Verder wordt in dit hoofdstuk ervan uitgegaan dat de aanwezige landbouw in de omgeving van de ingreep geen overlast zal ondervinden van uiterwaardafraving en de aanleg van een nevengeul, terwijl dit zeker het geval kan zijn. Het maatschappelijk draagvlak voor een bepaald maatregel kan daarmee laag zijn. Echter, ook al zal er geen directe overlast ontstaan, de situatie kan na de uitvoering van de maatregelen wel dusdanig veranderd zijn dat bijvoorbeeld de landopbrengst verminderd – wanneer vruchtbare grond wordt afgegraven. Ook kan een aansluitend stuk land doorsneden worden door de nevengeul met als gevolg dat de bereikbaarheid vermindert.

Wat betreft de inpasbaarheid, een onderdeel van de haalbaarheid van een maatregel, is alleen gekeken of door de maatregelen aanwezige bebouwing en grote wegen worden aangetast. Dit terwijl de haalbaarheid van een maatregel sterk af kan hangen van natuurlijke waarden in een gebied of van de cultuur historische waarde die toegekend wordt aan een gebied. De haalbaarheid van een nevengeul die significant meer water uit de hoofdstroom onttrekt dan wordt aanbevolen in verband met morfologische ontwikkelingen van het zomerbed is ook discutabel.

De berekende kosten voor de verschillende maatregelen geven een globaal beeld van de werkelijke kosten voor het uitvoeren van de maatregelen. Zoals opgemerkt zijn de kosten sterk afhankelijk van de verontreinigingsklasse van de grond. Per verontreinigingsklasse is de afzetmarkt een belangrijke factor; in een jaar tijd kunnen de verwerkingskosten sterk variëren. Als de grond niet of nauwelijks verontreinigd is en de markt goed is, kunnen door grondopbrengsten de kosten voor het uitvoeren van maatregelen sterk verminderd worden. De kosten die in dit hoofdstuk zijn opgenomen zijn hoog aangehouden.

Hoofdstuk 7

Conclusies en aanbevelingen

In dit hoofdstuk worden conclusies getrokken uit voorgaande hoofdstukken. Voordat dit echter wordt gedaan, is een discussie weergegeven over de toepasbaarheid van de resultaten op het bouwen in uiterwaarden in het algemeen. Als laatste worden aanbevelingen gedaan met betrekking tot bouwen op palen in uiterwaarden. Hierbij worden de conclusies in het achterhoofd gehouden.

7.1 Discussie

De berekende effecten op de waterstand en de bodemhoogte hebben voor een groot deel betrekking op de specifieke case: een wijk van 3000 woningen op 150 ha grond in IJssel uiterwaard Wilpsche Klei. Omdat de uiterwaarden langs verschillende rivieren van plaats tot plaats verschillen, kunnen de effecten van eenzelfde ingreep in andere uiterwaarden groter of kleiner zijn. De vraag is in hoeverre de uitkomsten door te trekken zijn buiten de case. Met het eenvoudige analytische model en het 1D-model is de invloed van een aantal parameters op de waterstand bepaald, zoals het aantal palen, de dichtheid van de palen, de bodemruwheid tussen de palen en weerstandcoëfficiënt. Hierdoor is de vraag enigszins te beantwoorden: het effect blijft dezelfde orde van grootte. Echter, wanneer een uiterwaard anders van vorm is, bijvoorbeeld als de breedte van de uiterwaard kleiner is dan in het geval van de case en de waterdiepte bij maatgevende afvoer significant groter, kunnen de resultaten wellicht sterk afwijkend zijn. Wanneer echter de optredende effecten bij een heel andere vorm uiterwaard gecompenseerd moeten worden, kan het wellicht zo zijn dat de uitkomsten wat betreft de te ontgraven hoeveelheid grond dezelfde orde van grootte zijn als in het geval van de case. Bijvoorbeeld wanneer in een andere uiterwaard eenzelfde soort wijk op palen een significant groter opstuwend effect heeft op de waterstand, kan dit betekenen dat eenzelfde compenserende maatregel als in het geval van de case ook een veel groter waterstandverlagend effect heeft. Immers, hieraan liggen dezelfde fysische processen ten grondslag. Om na te gaan in hoeverre dit opgaat, is meer onderzoek op verschillende locaties vereist.

7.2 Conclusies

Allereerst worden conclusies getrokken uit de resultaten van de modelberekeningen, waarna de resultaten van de verschillende modellen worden vergeleken. Als laatste wordt ingegaan op de toepasbaarheid van de verschillende modellen; in welke situatie is welk model van toepassing.

7.2.1 Resultaten

De waterstandverhoging als gevolg van de aanleg van een op palen gebouwde woonwijk ter plaatse van de Wilpsche Klei in de IJssel bij Deventer is berekend met 3 modellen, nl: een eenvoudige analytische model, een 1D SOBEK-model en een 2D WAQUA-model. De berekende maximale waterstandverhogingen zijn weergegeven in tabel 7.1. Deze maximale effect treden op aan de bovenstroomse rand van het gebied waar de ingreep plaatsvindt. Bij het variëren van een aantal parameters, zoals het aantal palen, de spreidingsdichtheid van de palen, de begroeiing tussen de palen en de weerstandcoëfficiënt van de palen, kan een geschatte wateropstuwing van tussen de 1,3 cm en de 5,4 cm ontstaan. Benedenstrooms van de ingreep heeft de ingreep geen effect op de waterstand. Bovenstrooms vermindert het waterstandverhogende effect van de maximale waarde aan de bovenstroomse rand van de ingreep tot nul op ongeveer 45 km bovenstrooms van de ingreep, rond het punt waar de IJssel aftakt van de Nederrijn.

Tabel 7.1: Maximale waterstandverhogende effect, berekend met verschillende modellen

	Eenv. anal. model	1D SOBEK-model	2D WAQUA model
Max. opstuwend effect	3,0 cm	3,2 cm	1,3 cm tot 2,8 cm ¹

¹ Uitkomst afhankelijk van plaats in breedte rivier: laagste waarde treedt op in zomerbed, hoogste waarde in uiterwaard.

De 2D-berekeningen zijn uitgevoerd door Rijkswaterstaat. De waarden als weergegeven in tabel 7.1 zijn wat aan de hoge kant, doordat de bodemruwheid waarmee gerekend is ter plaatse van de ingreep aan de hoge kant is. Verdere berekeningen zijn niet gedaan in verband met de beschikbare tijd. Met de 2D-resultaten moet voorzichtig worden omgegaan, omdat door Rijkswaterstaat iets andere parameterwaarden kunnen zijn gebruikt dan door de auteur van het rapport.

Het maximale initiële effect en het maximale effect in een evenwichtsituatie op de bodem in het geval van de eenvoudige analytische berekeningen is weergegeven in tabel 7.2. Deze treden op ter plaatse van de ingreep. Bovenstrooms treden verwaarloosbaar kleine veranderingen op, terwijl benedenstrooms de bodem niet verandert. De evenwichtsituatie zal in werkelijkheid niet optreden door een variërende afvoer, maar geeft wel een idee van wat maximaal mogelijk is.

Tabel 7.2: Maximale effect van ingreep op de bodemhoogte van het zomerbed (in cm) bij verschillende afvoeren.

Effect op de bodem in cm	Q = 1000 m³/s	Q = 1750 m³/s	Q = 2459 m³/s (MHW)
Initieel per dag	-0,00	-0,28	-0,51
Evenwichtsituatie	0,0	23	62

De morfologische effecten in het zomerbed, berekend met het 1D-model, variëren sterk in de lengterichting van de rivier, maar gemiddeld over een gemeten afvoerreeks van 25 jaar treedt ter hoogte van de ingreep een bodemdaling van 2,7 cm op. Plaatselijk treden bodemdalingen op terwijl ook bodemstijgingen voorkomen. Bij een hoge afvoer

ontstaat een piek in de bodem op plaatsen waar de bodem relatief hoog is – op de top van lange zandgolven –, terwijl een dal in de bodem ontstaat waar de bodem relatief laag is – in het dal van lange zandgolven. Bij het minder worden van de afvoer herstelt de bodem zich weer. Gedurende perioden van MHW-afvoer, die aan de 25-jarige afvoerreeks zijn toegevoegd, is de maximale plaatselijke bodemstijging ongeveer 21 centimeter en de maximale plaatselijke bodemdaling ongeveer 20 centimeter, gedurende een MHW-periode van 10 dagen. Per dag komt deze daling overeen met de daling berekend met het eenvoudige analytische model.

Bovenstrooms treden nauwelijks merkbare bodemveranderingen op. Tot ongeveer vijf kilometer benedenstrooms treden echter wel bodemveranderingen op: hier vindt plaatselijk bodemdaling of bodemstijging plaats. De grootte van de effecten verminderen naarmate de afstand tot de ingreep groter wordt. Deze benedenstroomse effecten treden op door het langzaam stroomsafwaarts voorbewegen van de lange zandgolven, waar ter hoogte van de ingreep veranderingen in ontstaan door de ingreep.

Door Rijkswaterstaat zijn criteria opgesteld met betrekking tot de waterstand en de bodemhoogte waaraan voldaan moet worden. De criteria die van toepassing zijn, zijn het veiligheids criterium, wat inhoudt dat de waterstand bij MHW-afvoer niet mag stijgen door de ingreep, en het scheepvaartcriterium, wat inhoudt dat de bodem niet hoger mag komen te liggen door de ingreep. De maatregelen die in het geval van de case toegepast kunnen worden om de hydraulische effecten die ontstaan door de ingreep te compenseren, zijn uiterwaardafraving en de aanleg van een nevengeul. Hierbij moet het zomerbed periodiek gebaggerd worden om de morfologische effecten te compenseren. In tabel 7.3 zijn van de genoemde compenserende maatregelen enkele kengetallen weergegeven, evenals de kosten.

Tabel 7.3: Omvang compenserende maatregelen.

	Uiterwaard	Nevengeul
Aankoop grond (ha.)	n.v.t	20
Ontgraven/afvoeren/verw. grond, aanleg (m ³)	980.000	440.000
Baggeren/afv./verwerken grond, jaarlijks (m ³)	2.000	6.000
Totale kosten, eenmalig (€)	29,4 – 70,6 mln	17,5 – 36,4 mln.
Totale kosten, jaarlijks (€)	60,0 – 144 dznd	180 – 432 dznd
Kosten per woning, aanleg (€)	9.800,- tot 23.500,-	5.800,- tot 12.100,-
Kosten per woning, jaarlijks (€)	20,- tot 48,-	60,- tot 144,-

7.2.2 Vergelijking modellen

Het waterstandverhogende effect berekend met het eenvoudige analytische model en het 1D-model komen overeen. Met een eenvoudig analytisch model kan een goede inschatting gemaakt worden van de hydraulische uitkomsten van een 1D-model. Het 2D-model geeft lagere uitkomsten. Echter doordat de 2D-berekeningen extern uitgevoerd zijn in kort tijdsbestek, zodat er niet diep op in is gegaan, wordt vooralsnog

voorzichtig met de uitkomsten omgegaan en worden ze als een indicatie beschouwd. De indicatie is dat de hydraulische effecten berekend met het eenvoudige analytische model en het 1D-model aan de hoge kant zijn.

De morfologische effecten op lange termijn als berekend met de verschillende methoden zijn moeilijk te vergelijken, aangezien in het eenvoudige analytische model gerekend wordt met een continue afvoer terwijl in het 1D-model gerekend wordt met een wisselende afvoer. De wisselende afvoer zorgt ervoor dat de bodem zich herstelt ten tijde van lage afvoeren na een hoge afvoergolf. Verder varieert in het 1D-model de bodemhoogte, waardoor de effecten op verschillende locaties tegengesteld kunnen zijn. Met het eenvoudige analytische model kan een redelijke inschatting gemaakt worden van de uitkomsten van het 1D-model wat betreft de maximale initiële bodemdaling ter plaatse van de ingreep, ten tijde van een hoge afvoergolf. Met het eenvoudige analytische model wordt echter niet duidelijk dat plaatselijk de bodem stijgt ten hoogte van de ingreep, waardoor de bruikbaarheid van een eenvoudig analytisch model gering is, wat betreft het inschatten van de maatgevende bodemontwikkeling.

7.2.3 Appropriate modeling

Nu de conclusies zijn getrokken uit de resultaten en de modelvergelijking, kunnen de kenmerken ofwel de toepasbaarheid van de verschillende soorten modellen worden bepaald. In tabel 7.4 is dit per model weergegeven, evenals in welke fase van een project welk type model een rol kan spelen.

Tabel 7.4: Kenmerken en toepasbaarheid verschillende modelsoorten.

Modelsoort	Kenmerken	Fase project
Eenvoudig analytisch model	- Redelijke inschatting wateropstuwend effect - Weinig tijd benodigd - Weinig specifieke gegevens benodigd - Geschikt voor inschatting maximale initiële bodemerosie/sedimentatie - Minder geschikt voor bepalen bodemveranderingen op langer termijn	Initiatiefase
1D-model	- Goede inschatting wateropstuwend effect - Goede inschatting effect op bodemhoogte - Meer tijd benodigd - Meer specifieke gegevens benodigd	Planfase
2D-model	- Gedetailleerde inschatting wateropstuwend effect - Goede inschatting kleinschalig effect op bodemhoogte (het gaat hierbij om het WAQUA-DELWAQ pakket) - Veel tijd benodigd - Gedetailleerde gebiedskenmerken benodigd - Mogelijkheid ontwerpen van wijk met zo min mogelijk effect op waterstand en bodemhoogte	Ontwerpfase

7.3 Aanbevelingen

Ter afronding van dit onderzoek volgen hier enige aanbevelingen.

In het geval van de case is de wijk op palen gepland in een bocht van de IJssel. In het eenvoudige analytische model is gebruik gemaakt van een hoge kalibratiefactor om tot de juiste uitgangssituatie te komen. Omdat een hoge factor discutabele resultaten geeft, is het beter de effecten van een rivierbocht mee te nemen in de berekeningen. Hoe dit het eenvoudigst is te doen, is niet helemaal duidelijk.

Uit de 1D-modelberekeningen blijkt dat na een periode van hoge afvoer de opgetreden bodemveranderingen afnemen: de bodem herstelt zich. Eenvoudige analytische berekeningen kunnen inzicht geven in dit bodemherstel door de initiële bodemontwikkeling te bepalen bij hoge afvoer. Door deze bodemverandering te gebruiken als invoer voor een situatie met lage afvoer, is de initiële bodemontwikkeling te bepalen die voor het herstel van de bodem zorgt. Zo is voor verschillende afvoeren te bepalen hoe lang het duurt voordat de bodem zich hersteld heeft. Verschillende afvoeren met verschillende frequenties van voorkomen kunnen zo achter elkaar geplaatst worden, zodat een inschatting gemaakt kan worden van de gemiddelde bodemveranderingen. Met een eenvoudig analytisch model kan op deze manier globaal ingeschat worden wat gemiddeld gebaggerd moet worden.

In het gebruikte 1D-model is het niet mogelijk over de breedte van de uiterwaard verschillende waarden voor de bodemruwheid op te nemen. Wanneer een model gemaakt wordt waarin dit wel mogelijk is, of wanneer het bestaande model aangepast wordt, kan een meer nauwkeurige inschatting worden gemaakt van de invloed van het bouwen op palen op de waterstand en de bodemhoogte. Het toepassingsgebied van de 1D-modelberekeningen wordt hierdoor groter – dit 1D-model kan dan ook wellicht gebruikt worden in de ontwerpfase.

Naar voren is gekomen dat de effecten berekend met het 2D-model waarschijnlijk lager zijn dan berekend met de andere twee modellen. Om beter in te kunnen schatten of de met het eenvoudige analytische model en 1D-model berekende effecten juist zijn, is het nodig aanvullende 2D-berekeningen uit te voeren. Ook wat betreft de compenserende maatregelen kunnen 2D-berekeningen meer inzicht geven, mede door de nauwkeurige modelleer mogelijkheden.

Uit de 1D-modelberekeningen komt naar voren dat de ontwikkeling van lange zandgolven maatgevend is voor de bodemontwikkeling, wanneer het gaat om de invloed op de scheepvaart. 2D-berekeningen kunnen een beter inzicht geven in de invloed van afvoer op lange zandgolven.

De berekeningen zijn grotendeels uitgevoerd in het geval van de case. Een meer algemene indruk van de hydraulische en morfologische effecten van het bouwen in uiterwaarden wordt verkregen wanneer voor meerdere locaties berekeningen worden

uitgevoerd. Hierbij moet vooral gedacht worden aan locaties in andere rivieren en aan uiterwaarden die een andere breedte en maaiveldniveau hebben. Zo wordt duidelijk in hoeverre de resultaten berekend in het geval van de specifieke case van toepassing zijn op andere locaties.

De invloed van een aantal parameters op de waterstand en de bodemhoogte is bepaald. Dit geeft enigszins inzicht in de toepasbaarheid van de uitkomsten buiten de case. Door meer onderzoek naar verschillende parameters te doen, kan een spreadsheet gemaakt worden waarmee, door het invoeren van een aantal specifieke gegevens voor een bepaalde locatie, snel globaal inzicht in het wateropstuwende effect kan worden verkregen.

De marges waartussen de kosten van de compenserende maatregelen zich bevinden, liggen ver uit elkaar. Een betere inschatting van de kosten van de compenserende maatregelen is te maken wanneer er meer kennis over de verontreinigingsklasse van de ondergrond is. De uiteindelijke kosten worden grotendeels hierdoor bepaald. Inzicht in de markt van verontreinigde grond is ook van belang voor een meer nauwkeurige inschatting van de kosten.

Nawoord

Opvallend en misschien ook wat onbevredigend aan mijn afstudeeronderzoek vind ik dat bij het oplossen van de onderzoeksvragen de hoeveelheid vragen niet minder werd, maar juist meer. Soms komen vragen naar boven die niet direct binnen de scope van het onderzoek vallen, maar die wel de resultaten kunnen beïnvloeden, zodat het moeilijk is niet te veel af te dwalen. Echter, bij een onderzoek moeten aannames en beslissingen durven worden genomen om niet uit te lopen op de tijdsplanning. Dat dit niet altijd bevredigend is, blijkt bijvoorbeeld uit de vragen die ontstaan zijn naar aanleiding van de verschillen in kalibratiefactor tussen het eenvoudige analytische model en het 1D-model. Het is niet duidelijk waardoor een zo groot verschil in kalibratiefactor ontstaan kan; er kunnen alleen mogelijk oorzaken aangewezen worden. Zijn de uitkomsten niet betrouwbaar door de het verschil in kalibratiefactor? Misschien, maar dat hoeft niet. Ondanks de grote verschillen in waarde komt vooral de waterstandverhoging door het bouwen op palen heel goed overeen in beide modellen. Het kan toeval zijn dat de uitkomsten overeenkomen, maar voordat dit gezegd kan worden is meer onderzoek hiernaar nodig.

Naast de onzekerheden in uitkomsten door bijvoorbeeld de genoemde verschillen wat betreft de kalibratiefactor, is er het probleem van de schijnnaauwkeurigheid. Vooral in het eenvoudige analytische model is wat betreft de rekenparameters veel gebruik gemaakt van waarden die gemiddeld zijn over kilometers rivierlengte, zoals de bodemhelling, die van plaats tot plaats varieert. Met *gemiddelde* invoerwaarden worden meters waterdiepte in het zomerbed tot op de millimeter nauwkeurig berekend, wat grote nauwkeurigheid suggereert. Wellicht moet er hierdoor niet te veel waarde worden gehecht aan de precieze uitkomsten, maar meer aan de orde van grootte.

Een les die ik geleerd heb tijdens het afstudeeronderzoek, is dat een onderzoek nooit helemaal af is. Een onderzoeksrapport is hooguit een bevredigende uitkomst van wat mogelijk is aan onderzoek binnen een beschikbaar gestelde tijd. Ik ben van mening dat dit rapport een bevredigende uitkomst is van mijn onderzoek.

Woordenlijst

<i>Aangestroomd oppervlak</i>	Deel van een voorwerp dat rechtstreeks door een stroming geraakt wordt.
<i>Bresse, formule van</i>	Formule voor het berekenen van het waterspiegelverloop.
<i>Chézy, formule van</i>	Formule voor het uitvoeren van hydraulische berekenen – zie <i>hydraulisch</i> .
<i>Ecotoop</i>	Ruimtelijk begrenst gebied met specifieke omstandigheden en samenstelling.
<i>Hydraulisch</i>	Met betrekking tot vloeistoffen; in dit geval: met betrekking tot de waterstand.
<i>Hydraulische straal</i>	Verhouding tussen natte oppervlakte en natte omtrek van een watergang.
<i>Ingreep</i>	Beïnvloeding van een watersysteem door menselijk handelen.
<i>Kribsectie</i>	Schematisatie van kribben in rivierprofiel binnen SOBEK – zie <i>rivierprofiel en SOBEK</i> .
<i>Maatregel</i>	Een actie om de inrichting van een waterhuishoudkundig systeem op onderdelen te verbeteren.
<i>Meyer-Peter-Müller, formule van</i>	Formule waarmee de hoeveelheid sediment dat over de bodem van een rivier getransporteerd wordt te berekenen is. Veranderingen in getransporteerde hoeveelheid veroorzaken morfologische veranderingen – zie <i>morfologisch</i> .
<i>MHW-afvoer</i>	Maatgevend Hoogwater Afvoer: afvoer die statistisch gezien 1/1250 keer per jaar voorkomt.
<i>Morfologisch</i>	Met betrekking tot vorm en (op)bouw; in dit geval: met betrekking tot de bodemhoogte.

<i>Nikuradse-ruwheid</i>	Ruwheiduitdrukking waarbij de ruwheid van een bodemoppervlak uitgedrukt wordt in de diameter van sedimentkorrels die een zelfde ruwheid veroorzaken.
<i>OLR-afvoer</i>	Overeengekomen Lage Rivierafvoer: afvoer die 5% van de tijd wordt onderschreden.
<i>Q50%-afvoer</i>	Afvoer die de helft van de tijd wordt onderschreden
<i>Reynoldsgetal</i>	Dimensieloos getal dat uitdrukking geeft aan het type stroming: laminair of turbulent.
<i>Rivierprofiel</i>	Schematische dwarsdoorsnede van de rivier tussen twee winterdijken binnen een riviervak – zie <i>riviervak</i> .
<i>Riviertak</i>	Deel van een rivier, van splitsingspunt tot splitsingspunt.
<i>Riwiervoak</i>	Deel van riviertak met vastgestelde lengte waarvoor een rivierprofiel is opgesteld en waarbinnen bepaalde parameters toegekend kunnen worden – zie <i>riviertak en rivierprofiel</i> .
<i>SOBEK</i>	1-dimensionaal rekenprogramma waarmee onder ander grootschalige hydraulische en morfologische berekeningen in waterlichamen kunnen worden uitgevoerd – zie <i>hydraulische en morfologisch</i> .
<i>Verhang</i>	Relatieve hoogteverschil van een watergang, uitgedrukt in meter daling per meter lengte.
<i>WAQUA</i>	2-dimensionaal rekenprogramma waarmee hydraulische berekeningen kunnen worden uitgevoerd – zie <i>hydraulisch</i> .
<i>Weerstandscoefficiënt</i>	Getal dat uitdrukking geeft aan de weerstand die een bepaald voorwerp ondervindt in een gas of in een vloeistof.

Literatuur

Buijsrogge, R.H., 2001. *Dictaat Kennismaking met IVR-DSS*. Universiteit Twente.

Buijsrogge, R.H., Nieuwkamer, R.L.J., 1995. *Integrale verkenning inrichting Rijntakken, Beslissing Ondersteunend Systeem, IVR-rapport nr. 7*. Ministerie van Verkeer en Waterstaat.

Douben, N., Klopstra, D., Kok, M., Nieuwkamer, R.L.J., Pedroli, G.B.M., Rademakers, J.G.M., Silva, W., Vermeer, K., 1996. *Integrale verkenning inrichting Rijntakken, Inrichtingsvarianten, IVR-rapport nr. 11*. Ministerie van Verkeer en Waterstaat, RIZA.

Fox, R.W., Mc Donald, A.T., 1994. *Introduction to Fluid Mechanics*, 4th edition. John Wiley & Sons, Inc., New York e.a.

Harke J., 2006. *Bouwen in uiterwaarden: de huidige stand van zaken, literatuurstudie ten behoeve van afstudeeronderzoek*. Universiteit Twente.

Huthoff, F., Augustijn, D.C.M., Hulscher, S.J.M.H., 2006. *Depth-averaged flow in presence of submerged cylindrical elements, concept version*. Universiteit Twente.

Jesse, P., Kroekenstoel, D.F., 2001. *1-D Morfologisch model Rijntakken, verslag calibratie en validatie, RIZA rapport 2001.040*. Ministerie van Verkeer en Waterstaat, Directoraat-Generaal Rijkswaterstaat, Rijksinstituut voor Integraal Zoetwaterbeheer en Afvalwaterbehandeling, RIZA.

Mondelinge mededeling Haba A., adviesbureau Tauw, Deventer.

Mosselman, E., Barneveld, H., Vriend de, H., 2006. *Morfologie en herinrichting*. WL | Delft Hydraulics.

Reed Business Information Bouw & Infra, 2005. *Oever en baggerwerk*. Reed Business Information bv, Doetinchem.

Ribberink, J.S., Hulscher, S.J.H.M., 2003. *Dictaat Ondiepwaterstromingen*. Universiteit Twente.

Ribberink, J.S., 2004. *Dictaat Transportverschijnselen en morfologie*. Universiteit Twente.

Rijkswaterstaat, 2004. *SIMONA, Gebruikershandleiding WAQUA, Algemene Informatie, versie 1.11*. Ministerie van Verkeer en Waterstaat, Directoraat-Generaal Rijkswaterstaat.

Smienk, H., 2003. *Verbeteren van de Beneden- en Midden-IJssel als scheepvaartweg, hoofdrapport*. Universiteit Delft.

Veen, R. van der, Pakes, U., Schutte, L., 2002. *Bouw en calibratie SOBEK-Rijn, versie 2000.1 t/m 2000.3, RIZA rapport 2002.039*. Ministerie van Verkeer en Waterstaat, Directoraat-Generaal Rijkswaterstaat, Rijksinstituut voor Integraal Zoetwaterbeheer en Afvalwaterbehandeling, RIZA.

Velzen, E.H. van, Jesse, P., Cornelissen, P., Coops, H., 2003. *Stromingsweerstand vegetatie in uiterwaarden, deel 1 Handboek, versie 1-2003, RIZA rapport 2003.028*. Ministerie van Verkeer en Waterstaat, Directoraat-Generaal Rijkswaterstaat, Rijksinstituut voor Integraal Zoetwaterbeheer en Afvalwaterbehandeling, RIZA.

Velzen, E.H. van, Jesse, P., Cornelissen, P., Coops, H., 2003. *Stromingsweerstand vegetatie in uiterwaarden, deel 2 Achtergronddocument, versie 1-2003, RIZA rapport 2003.029*. Ministerie van 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, 2001. *HIS-cursus Overstromingsscenario's*.

Bijlage A: Onderbouwing aantal palen

De palen onder de bebouwing in de uiterwaarden moet twee soorten krachten kunnen afdragen. Het gewicht van de gebouwen moeten afgedragen kunnen worden – normaalkracht –, terwijl ook stootkrachten – dwarskrachten – opgenomen moeten kunnen worden. Deze laatste krachten kunnen ontstaan door drijvend afval of losgeslagen schepen.

Normaalkracht

De normaalkracht die op de palen werkt door het gewicht van de bebouwing is relatief klein. Een relatief kleine oppervlakte beton en zeker staal is genoeg om een woning te dragen. De afdracht van de krachten naar de ondergrond kan wel problemen op leveren. Aan het Lauwersmeer zijn woningen gebouwd langs het water die staan op negen houten palen met een diameter van 0,25 x 0,25 meter [www.tjerkdijkstra.nl/bestanden/Aanbod/aaLauwersmeer]. Het totale dragende oppervlak onder de woningen is hiermee ruim 0,5 m². Zes ronde palen met een diameter van 0,5 meter leveren ruim twee keer zoveel dragend oppervlak terwijl stalen palen gevuld met beton meer draagvermogen hebben dan houten palen. Voor het afdragen van de normaalkrachten voldoen de palen goed.

Dwarskracht

De dwarskrachten die op de palen kunnen ontstaan door aanvaringen van losgeslagen schepen of afval zijn relatief groot. In de waterbouw worden dukdalven gebruikt om bruggen en andere kunstwerken te beschermen tegen aanvaringen van schepen. Deze moeten ook grote stootkrachten kunnen opvangen. In de Eemshaven in Rotterdam worden binnenkort ronde dukdalven met een diameter van 1,22 meter aangebracht ten behoeve van het aanmeren van zeeschepen [www.rotterdam.nl]. Het oppervlak hiervan is gelijk aan het oppervlak van zes ronde palen met een diameter van 0,5 meter. Ervan uitgaande dat de zes palen per gebouw in de uiterwaard samenwerken wat betreft krachtafdracht, wordt ervan uit gegaan dat dit ruim voldoende is om een aanvaring van een losgeslagen binnenvaartschip op te vangen.

Bijlage B: Rivierprofielen SOBEK

De opbouw van de zes stroomvoerende profielen, als weergegeven in het Rijntakkenmodel, zijn in tabel B.1 t/m tabel B.6 weergegeven. Hierin is voor verschillende bodemhoogtes – ten opzichte van NAP – de stroomvoerende breedte van de rivier weergegeven. Bij deze tabellen moet opgemerkt worden dat de tiende bodemhoogte – tiende rij – in elke tabel de hoogte van de zomerkade is. In werkelijkheid zal na de zomerkade de bodemhoogte weer kleiner worden, wat niet het geval is in de dwarsdoorsnede van het Rijntakkenmodel als weergegeven in de tabellen B.1 tot en met B.6. Hierin is dit opgevangen door een extra stroomvoerende oppervlakte achter de zomerkade op te geven. Om rekentechnische redenen is binnen het Rijntakkenmodel voor de weergegeven opbouw gekozen. De bak die het zomerbed weergeeft, wordt bepaald aan de hand van de eerste acht rijen uit de tabellen, de uiterwaarden buiten de zomerkade aan de hand van de achtste, negende en tiende rij en de uiterwaard binnen de zomerkade aan de hand van de tiende tot en met de vijftiende rij – de kribsectie wordt niet apart meegenomen door de geringe omvang. Per rij wordt het stroomvoerende oppervlak berekend, tot aan het niveau in de genoemde rijen. Hierna worden deze waarden per bak opgeteld en gedeeld door de breedte van het betreffende deel van de rivier – voor het zomerbed de breedte in rij zeven, voor de uiterwaard buiten de zomerkade de breedte van rij tien en voor de breedte binnen de zomerkade rij vijftien. Op die manier ontstaan de bodemniveaus van de verschillende bakken. Deze zijn ook weergegeven in de tabellen B.1 tot en met B.6.

Tabel B.1: Gegevens doorsnede IJssel op km 937,4

km 937,4			bodem	breedte
niveau	breedte	opp.	niveau	bak
-2.34	0			
-1.18	63	36.54		
0.25	92	110.825		
1.67	101	137.03		
3.09	102	144.13		
4.63	103	157.85		
4.73	104	10.35		
4.83	137	12.05	<u>-1.12</u>	<u>104</u>
6.22	762	434.375		
7.6	813	968.07	<u>5.62</u>	<u>709</u>
7.91	1435	96.41		
8.13	1446	140.47		
8.34	1447	133.245		
8.56	1448	139.81		
8.77	1449	133.665		
Extra stroomop.	1330		<u>5.67</u>	<u>636</u>

Tabel B.2: Gegevens doorsnede IJssel op km 937,9

km 937,9			bodem	breedte
niveau	breedte	opp.	niveau	bak
-2.51	4			
-1.12	64	44.48		
0.27	88	105.64		
1.65	98	128.34		
3.04	99	136.915		
4.52	100	147.26		
4.62	101	10.05		
4.72	130	11.55	<u>-1.16</u>	<u>101</u>
6.13	466	236.88		
7.54	485	513.945	<u>5.58</u>	<u>384</u>
8.08	1567	292.14		
8.85	1579	847		
9.63	1580	854.49		
10.4	1581	844.305		
11.17	1582	845.075		
Extra stroomop.	1764		<u>6.20</u>	<u>1097</u>

Tabel B.3: Gegevens doorsnede IJssel op km 938,4

km 938,4			bodem	breedte
niveau	breedte	opp.	niveau	bak
-2.24	0			
-1.08	61	35.38		
0.28	84	98.6		
1.63	94	120.15		
2.99	100	131.92		
4.39	101	140.7		
4.49	102	10.15		
4.59	132	11.7	<u>-0.89</u>	<u>102</u>
6.05	454	235.06		
7.51	485	538.01	<u>5.49</u>	<u>383</u>
7.99	1443	229.92		
8.46	1447	453.08		
8.94	1448	462.48		
9.41	1449	453.315		
9.89	1450	463.44		
Extra stroomop.	1425		<u>6.28</u>	<u>965</u>

Tabel B.4: Gegevens doorsnede IJssel op km 938,9

938,9			bodem	breedte
niveau	breedte	opp.	niveau	bak
-2.19	0			
-1	71	42.245		
0.32	86	103.62		
1.63	99	121.175		
2.94	101	131		
4.1	102	117.74		
4.2	103	10.25		
4.3	130	11.65	<u>-1.02</u>	<u>103</u>
5.88	489	283.61		
7.46	556	726.01	<u>5.23</u>	<u>453</u>
7.71	1057	62.625		
8.14	1063	219.3		
8.57	1064	218.655		
9	1065	219.085		
9.43	1066	219.515		
Extra stroomop.	781		<u>6.06</u>	<u>510</u>

Tabel B.5: Gegevens doorsnede IJssel op km 939,4

km 939,4			bodem	breedte
niveau	breedte	opp.	niveau	bak
-2.5	3			
-1.15	65	43.875		
0.2	75	94.5		
1.54	96	114.57		
2.89	101	132.975		
4.51	102	164.43		
4.61	103	10.25		
4.71	117	11	<u>-0.94</u>	<u>103</u>
6.08	678	384.285		
7.44	839	1091.4	<u>5.43</u>	<u>736</u>
8.2	2359	577.6		
8.29	2365	137.61		
8.39	2366	152.75		
8.48	2367	137.565		
8.58	2368	152.95		
Extra stroomop.	2963		<u>5.88</u>	<u>1529</u>

Tabel B.6: Gegevens doorsnede IJssel op km 939,9

km 939,9			bodem	breedte
niveau	breedte	opp.	niveau	bak
-2.62	0			
-1.27	57	38.475		
0.1	70	86.995		
1.47	89	108.915		
2.84	99	128.78		
4.34	100	149.25		
4.44	101	10.05		
4.54	110	10.55	<u>-0.84</u>	<u>101</u>
5.97	521	293.865		
7.39	621	796.62	<u>5.29</u>	<u>520</u>
7.72	1274	107.745		
8	1290	189.56		
8.29	1291	194.445		
8.58	1292	194.735		
8.87	1293	195.025		
Extra stroomop.	2042		<u>4.52</u>	<u>672</u>

De berekende bodemhoogtes en bakbreedtes als weergegeven in de tabellen B.1 tot en met B.6 zijn verzameld en gemiddeld in tabel B.7. Deze gemiddelde waarden zijn de afmetingen van de bakken in de uiteindelijke schematisatie. In tabel B.7 is uiterwaard 1

de uiterwaard buiten de zomerkade en uiterwaard 2 de uiterwaard binnen de zomerkade.

Ten behoeve van de ingreep wordt bij de berekeningen de bak die de uiterwaard binnen de zomerkade weergeeft gesplitst in een deel van 600 meter breed en een deel van 302 meter breed. Het eerste deel is het deel waarin de ingreep plaatsvindt.

Tabel B.7: Bepaling afmeting geschematiseerde rivierprofiel.

km	bodem zb	breedte zb	bodem uw1	breedte uw1	bodem uw2	breedte uw2
937,4	-1,12	104	5,62	709	5,67	636
937,9	-1,16	101	5,58	384	6,20	1097
938,4	-0,89	102	5,49	383	6,28	965
938,9	-1,02	103	5,23	453	6,06	510
939,4	-0,94	103	5,43	736	5,88	1529
939,9	-0,84	101	5,29	520	4,52	672
gem.	-1,00	102,3	5,44	530.8	5,77	901,5

Bijlage C: Onderbouwing stromend water

Een ingreep in een rivier heeft alleen invloed bovenstrooms als het Froude-getal kleiner is dan één – $Fr < 1$ –, terwijl bij een Froude-getal groter dan één – $Fr > 1$ – de invloed alleen benedenstrooms is. In de eerste situatie is sprake van stromend water, in de tweede situatie is sprake van schietend water. In de Nederlandse rivieren geldt de eerste situatie, terwijl de tweede situatie van toepassing is in bergriviertjes [Ribberink, J.S., 2004].

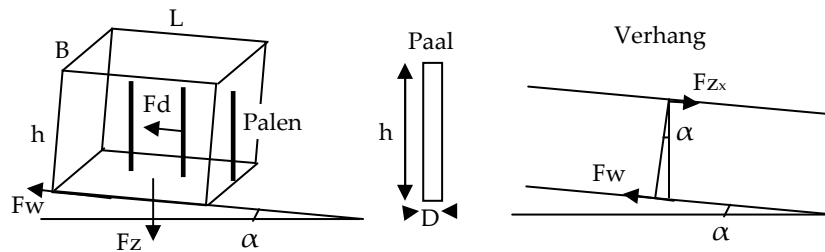
Het Froude-getal is als volgt te bepalen:

$$Fr = \frac{u}{\sqrt{gh}}$$

Het Froude-getal in deze case is tussen de 0,1 en 0,2.

Bijlage D: Krachtenbalans palen

De krachten die palen in stromend water werken zijn: de zwaartekracht, F_g , de kracht van de palen op het water, F_{drag} en de bodemschuifspanning, F_s . Deze zijn te om te zetten naar een kracht per volume hoeveelheid stromend water waarin zich palen bevinden. Per kracht wordt de omzetting weergegeven. In figuur D.1 is een en ander weergegeven.



Figuur D.1: Krachten en parameters ter bepaling van de krachten voor palen in stromend water.

Zwaartekracht

$$F_g = m \cdot g$$

$$F_g = \varphi \cdot h \cdot L \cdot B \cdot g$$

Zwaartekracht in x-richting:

$$F_{g,x} = \sin \alpha \cdot m \cdot g$$

$\sin \alpha \approx i_b$

$$F_{g,x} = \varphi \cdot h \cdot L \cdot B \cdot g \cdot i_b$$

Omgezet naar bodemruwheid: τ_b

$$F_{g,x} = \varphi \cdot g \cdot u^2 / C_{rep}^2 \cdot B \cdot L$$

Uitgedrukt in kracht per volume

$$F_g = \varphi \cdot g \cdot u^2 / C_{rep}^2 \cdot 1/h$$

Kracht door palen (drag-kracht)

$$F_{drag} = \frac{1}{2} \cdot \varphi \cdot u^2 \cdot C_D \cdot h \cdot D$$

Aantal palen in gebied: $n \cdot B \cdot L / A_{gebied}$

$$F_{drag} = \frac{1}{2} \cdot \varphi \cdot u^2 \cdot C_D \cdot h \cdot D \cdot n \cdot B \cdot L / A_{gebied}$$

Uitgedrukt in kracht per volume

$$F_{drag} = \frac{1}{2} \cdot \varphi \cdot u^2 \cdot C_D \cdot A_r \quad \text{waarin : } A_r = n \cdot D / A_{gebied}$$

Bodemschuifspanning

$$F_s = \tau_b \cdot B \cdot L$$

$$F_s = \varphi \cdot g \cdot u^2 / C_b^2 \cdot B \cdot L$$

Uitgedrukt in kracht per volume

$$F_s = \varphi \cdot g \cdot u^2 / C_b^2 \cdot 1/h$$

Bijlage E: Ruwheidwaarden ecotopen

In tabel E.1 is de ruwheid uitgedrukt in Nikuradse-ruwheid – k-waarde – per ruwheidstype. De verschillende ruwheidstypen komen overeen met de ecotooptypen in de uiterwaarden. De tabel is afkomstig uit [WL | Delft Hydraulics, 2001].

Tabel E.1: Ruwheidwaarden ecotopen.

Nr.	Ruwheidstype	ecotooptypen (RES, BES, VEZD)	ruwheid s-code (winter)	voorlopige k-waarde WL	k-waarde volgens RIZA	opmerking	k-IVR (+ IVR- code)	k- inrichting
1	Default	bijzondere elementen	3	0.20	0.20		- (1)	-
2	Plassen	bijzondere elementen	11	0.1	0.05		0.1 (15/16)	0.1
3	geul, strang	Wn, Ws	3	0.2	0.20		0.1 (13/14)	0.1
4	Kribvak	bijzondere elementen	16	0.25	0.25		- (1)	-
5	glad grasland	Ug-3 Mg-2 Og-3 Hg-3	21	0.2	0.20		0.3 (12)	0.2
6	normaal grasland	Zs-8 Ug-2,4 Mg-3 Og-1,2 Hg-1,2 Gg Sg Dg	26	0.4	0.50		0.3 (10/11)	0.4
7	ruw grasland	Ug-1 Mg-1 Og-4,5 Kg	31	0.8	1.0		0.3 (10/11)	0.4
8	Akker	Ur-3 Or-3 Hr-2	27/327	0.2	-	(moet handmatig ingevoerd worden)	0.3 (17)	0.2
9	open ruigte	Zs-10 Ur-1,2 Mr-1,3,4 Sr Dr Or-2 Hr-1	36/721	2	1.5		2 (8/9)	2/4
10	normale ruigte	Gr Rr	726	2.5	via gaomph		2 (2)	4
11	dichte ruigte	Zs-4 Kr	41/731	3	1.5		2 (2)	4
12	Riet	Ur-5 Mr-2	736	5	via gaomph		2 (9)	4
13	open bos	Ub-5,6 Ob-5 Hb-3	701	10	via gaomph		10 (7)	10
14	normaal bos	Ub-1 Mb-1 Ob-1 Hb-1 Db	706	10	via gaomph		10 (5)	10
15	dicht bos	Ub-3 Mb-2 Ob-3 Kb Gb	711	10	via gaomph		10 (6)	10
16	Struweel	Ub-2,4 Mb-3,4 Ob-2,4 Hb-2 Db	716	10	via gaomph		10 (5/6)	10
17	akker + heggen	Hh-3	227	0.5	-	(moet handmatig ingevoerd worden)	-	-
18	normaal grasland + heggen	Hh-1,2	226	0.5	-	(moet handmatig ingevoerd worden)	-	-
19	Bomenrij	lijnelement	901	1	via gaomph		-	-
20	houtwal, singel	lijnelement	956	0.5	via gaomph		-	-
21	Heg	lijnelement	951	0.5	via aspm		-	-
22	Bebouwd	bijzonder oppervlak	1/2	1-10 ¹⁾	-	(oppervlak wordt afgetrokken van celvoerend opp.)	1 (18)	1

Opm.: gaomph = gemiddeld aangestroomd oppervlak per meter hoogte

aspm = aantal stammen per meter heglengte

¹⁾ afh.omvang bebouwing tov andere elementen als akker, bomenrij, etc.

Bijlage F: Waterstand voor ingreep

De optredende waterstand, uitgaande van de schematisatie als gegeven in figuur 3.1 en de parameters als gegeven in tabel 3.1 is in Excel berekend met behulp van formules [1] en [2]. In tabel F.1 is de berekening als uitgevoerd in Excel weergegeven.

Tabel F.1: Berekening waterstand vóór bebouwing in uiterwaarden.

Huidige situatie

Q vast m³/s 2459

Lengte km 2.5

Waterstand 7.83

= op te tellen afvoeren

= aan te passen waarden

= totale afvoer

Zomerbed		Uiterwaard buiten zomerkade		Uiterwaard met bebouwing binnen zk		Uiterwaard binnen zomerkade	
B zb	102	B uw	531	B uw	600	B uw	302
waterstand	7.83	waterstand	7.83	waterstand	7.83	waterstand	7.83
bodem	-1.00	bodem	5.44	bodem	5.77	bodem	5.77
h zb	8.83	h uw	2.39	h uw	2.06	h uw	2.06
		ks uw	0.38	ks uw	0.38	ks uw	0.38
C zb	43	C uw	34	C uw	33	C uw	33
ib zb	0.0000900	ib uw	0.0000900	ib uw	0.0000900	ib uw	0.0000900
Q zb	1008	Q uw	627	Q uw	548	Q uw	275
Qtot	2459						

Bijlage G: Waterstand na kalibratie

De optredende waterstand, na de kalibratie van het model is in tabel G.1 weergegeven.

Tabel G.1: Berekening waterstand vóór bebouwing in uiterwaarden, na kalibratie van het model.

Huidige situatie

Q vast m³/s 2459

Lengte km 2.5

 = op te tellen afvoeren

 = aan te passen waarden

Waterstand 8.33

 = totale afvoer

Zomerbed		Uiterwaard buiten zomerkade		Uiterwaard met bebouwing binnen zk		Uiterwaard binnen zomerkade	
B zb	102	B uw	531	B uw	600	B uw	302
waterstand	8.33	waterstand	8.33	waterstand	8.33	waterstand	8.33
bodem	-1.00	bodem	5.44	bodem	5.77	bodem	5.77
h zb	9.33	h uw	2.89	h uw	2.56	h uw	2.56
		ks uw	1.37	ks uw	1.37	ks uw	1.37
C zb	39	C uw	25	C uw	24	C uw	24
ib zb	0.0000900	ib uw	0.0000900	ib uw	0.0000900	ib uw	0.0000900
Q zb	988	Q uw	623	Q uw	565	Q uw	283
Qtot	2459						

Bijlage H: Berekening ruwheidcoëfficiënt

Voor verschillende waterdiepten in de uiterwaarden waarin een ingreep zal plaatsvinden is in figuur H.1 de bijbehorende weerstandcoëfficiënt berekend.

Tabel H.1: Weerstand coëfficiënt voor verschillende waterdiepten in uiterwaard.

g [m/s2]	9.81				Ar	D	aantal	opp.			
Kn bodem	0.38										
Verhang (i)	0.00009			uitgangspunt	0.00604	0.5	18120				
nu	0.000001		macro						macro		
Berekende Cd-waarden 18120 palen											
		zonder palen		schatting	zonder bodem		correctie	met bodem			
R [m] (=h)	C	U [m/s]	Re [-]	C_D	U [m/s]	Re	f	factor	U [m/s]	Re	C_D
0.50	21.57	0.14	7.24E+04	1.0	0.54	2.70E+05	13.96	0.26	0.14	69891	1.0
0.75	24.74	0.20	1.52E+05	1.2	0.49	2.47E+05	5.90	0.38	0.19	93975	1.2
1.00	26.99	0.26	2.56E+05	1.2	0.49	2.47E+05	3.72	0.46	0.23	113641	1.2
1.25	28.73	0.30	3.81E+05	1.2	0.49	2.47E+05	2.62	0.53	0.26	129658	1.2
1.50	30.16	0.35	5.26E+05	1.2	0.49	2.47E+05	1.98	0.58	0.29	142865	1.2
1.75	31.36	0.39	6.89E+05	1.1	0.52	2.58E+05	1.72	0.61	0.31	156425	1.1
2.00	32.41	0.43	8.70E+05	1.1	0.52	2.58E+05	1.41	0.64	0.33	166184	1.1
2.25	33.33	0.47	1.07E+06	1.1	0.52	2.58E+05	1.18	0.68	0.35	174519	1.1
2.50	34.15	0.51	1.28E+06	1.1	0.52	2.58E+05	1.01	0.70	0.36	181691	1.1
2.75	34.90	0.55	1.51E+06	1.1	0.52	2.58E+05	0.88	0.73	0.38	187907	1.1
3.00	35.58	0.58	1.75E+06	1.1	0.52	2.58E+05	0.78	0.75	0.39	193330	1.1
3.25	36.20	0.62	2.01E+06	1.1	0.52	2.58E+05	0.69	0.77	0.40	198091	1.1
3.50	36.78	0.65	2.28E+06	1.1	0.52	2.58E+05	0.62	0.78	0.40	202294	1.1
3.75	37.32	0.69	2.57E+06	1.1	0.52	2.58E+05	0.57	0.80	0.41	206025	1.1
4.00	37.83	0.72	2.87E+06	1.1	0.52	2.58E+05	0.52	0.81	0.42	209354	1.1

Bijlage I: Waterstand na ingreep en kalibratie

Berekende waterstanden na het uitvoeren van de ingreep, op 500 meter vanaf het begin van de ingreep, op 2500 meter vanaf het begin van de ingreep – dit is de plaats met de maximale waterstandstijging – en op 3000 meter vanaf het begin van de ingreep – 500 meter bovenstrooms van de ingreep.

X = 500 m

Zomerbed			Uiterwaard buiten zomerkade			U.w. binnen z.k.; ingreep			U.w. binnen z.k.; geen ingreep		
BAK 1		effect	BAK 2		effect	BAK 3		effect	BAK 4		effect
waterst.	8.336	+NAP	waterst.	8.336	+NAP	waterst.	8.336	+NAP	waterst.	8.336	+NAP
h500m	9.336		h500m	2.896		h500m	2.566		h500m	2.566	
he	9.776		he	3.031		he	2.686		he	2.686	
h0	9.330		h0	2.890		h0	2.560		h0	2.560	
L1/2	24496		L1/2	7585		L1/2	6718		L1/2	6718	
B	102		B	531		B	600		B	302	
Q	1056.4		Q	681.7		Q	409.5		Q	311.5	
C	39.0		C	25.8		C	16.4		C	24.9	
R	8.20		R	3.00		R	2.67		R	2.64	
i	0.00009		i	0.00009		i	0.00009		i	0.00009	
Q0	988.8			622			565			283	

Qtot = 2459.0

X = 2500 m

Zomerbed			Uiterwaard buiten zomerkade			U.w. binnen zomerk; ingreep			U.w. binnen z.k.; geen ingreep		
BAK 1		effect	BAK 2		effect	BAK 3		effect	BAK 4		effect
waterst.	8.359	+NAP	waterst.	8.360	+NAP	waterst.	8.360	+NAP	waterst.	8.360	+NAP
h2500m	9.3595		h2500m	2.920		h2500m	2.590		h2500m	2.590	
he	9.762		he	3.035		he	2.690		he	2.690	
h0	9.330		h0	2.890		h0	2.560		h0	2.560	
L1/2	24507		L1/2	7582		L1/2	6715		L1/2	6715	
B	102		B	531		B	600		B	302	
Q	1054.5		Q	682.7		Q	410.0		Q	311.9	
C	39.0		C	25.8		C	16.4		C	24.9	
R	8.19		R	3.00		R	2.67		R	2.64	
i	0.00009		i	0.00009		i	0.00009		i	0.00009	
Q0	988.8			622			565			283	

Qtot = 2459.0

X = 3000 m

Zomerbed			Uiterwaard buiten zomerkade			U.w. binnen zomerk; ingreep			U.w. binnen z.k.; geen ingreep		
		<i>effect</i>			<i>effect</i>			<i>effect</i>			<i>effect</i>
BAK 1		-0.001	BAK 2		-0.001	BAK 3		-0.001	BAK 4		-0.001
waterst.	8.359	+NAP	waterst.	8.359	+NAP	waterst.	8.358	+NAP	waterst.	8.358	+NAP
h500m	9.3585		h500m	2.919		h500m	2.588		h500m	2.588	
he	9.290		he	2.897		he	2.569		he	2.569	
h0	9.3595		h0	2.9195		h0	2.5895		h0	2.5895	
L1/2	25021		L1/2	7805		L1/2	6924		L1/2	6924	
B	102		B	531		B	600		B	302	
Q	982.8		Q	625.0		Q	567.0		Q	284.2	
C	39.0		C	25.3		C	24.3		C	24.3	
R	7.86		R	2.87		R	2.55		R	2.53	
i	0.00009		i	0.00009		i	0.00009		i	0.00009	
Q0	988.8			622			565			283	

Q_{tot} = 2459.0

Bijlage J: SOBEK ruwheid na ingreep

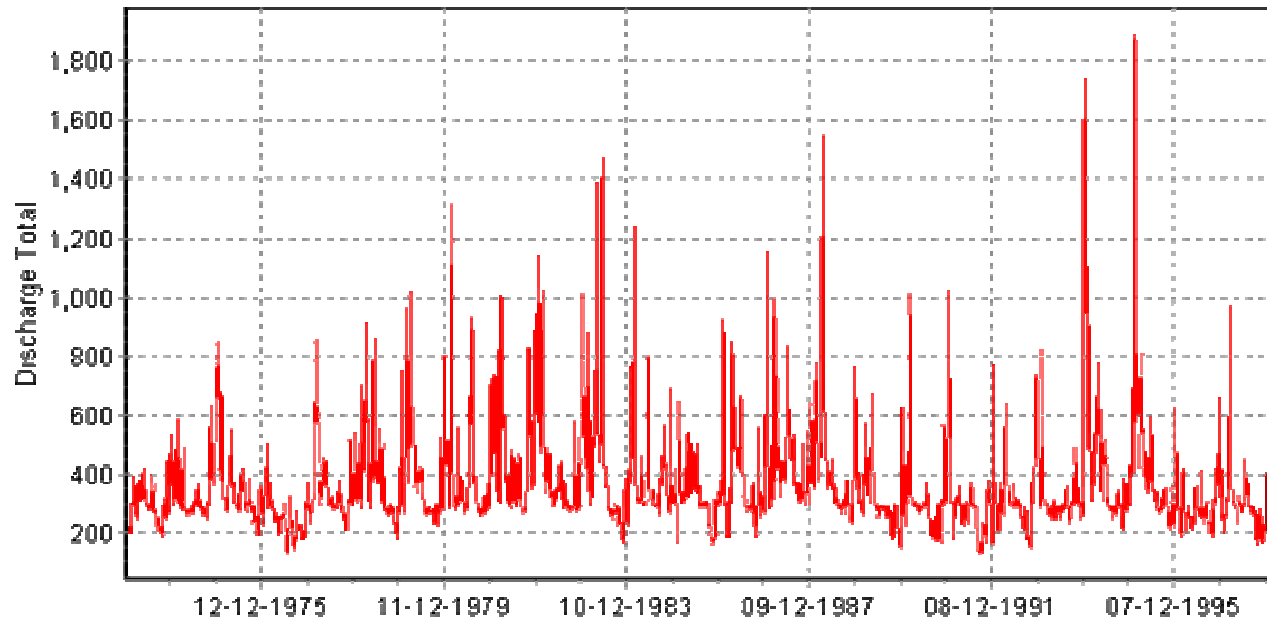
In tabel J.1 is de berekening weergegeven van de nieuwe ruwheid in de uiterwaard ter plaatse van het bouwen op palen, in het geval van de case.

Tabel J.1: Berekening nieuwe ruwheid uiterwaard i.v.m bouwen op palen.

	km 937,4	km 937,9	km 938,4	km 938,9	km 939,4	km 939,9
Strmv. opp (x1000)	693.5	692.0	628.0	680.0	828.0	790.0
Aantal palen (n)	1989	3904	4493	5745	1179	810
Aanstr. Opp (Ar)	0.001435	0.002821	0.003578	0.004225	0.000713	0.000513
kn = 0.25 m						
Diepte (h)	<i>Ruwheid (kn), bepaalt met formule [18]</i>					
0.5	0.39	0.40	0.40	0.41	0.38	0.38
1	0.42	0.46	0.48	0.49	0.40	0.39
1.5	0.46	0.54	0.59	0.63	0.42	0.41
2	0.52	0.66	0.74	0.81	0.45	0.43
2.5	0.59	0.81	0.93	1.04	0.48	0.45
3	0.67	0.99	1.17	1.32	0.52	0.48
3.5	0.77	1.20	1.44	1.66	0.56	0.51
	<i>Ruwheid (kn), na kalibratie</i>					
Kalibratiefactor	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22	1.73
Diepte (h) 0.5	0.09	0.09	0.10	0.10	0.09	0.22
1	0.10	0.11	0.11	0.12	0.09	0.23
1.5	0.11	0.13	0.14	0.15	0.10	0.24
2	0.12	0.16	0.18	0.19	0.11	0.25
2.5	0.14	0.19	0.22	0.25	0.11	0.26
3	0.16	0.23	0.28	0.31	0.12	0.28
3.5	0.18	0.28	0.34	0.39	0.13	0.29

Bijlage K: Afvoerreeks van 25 jaar

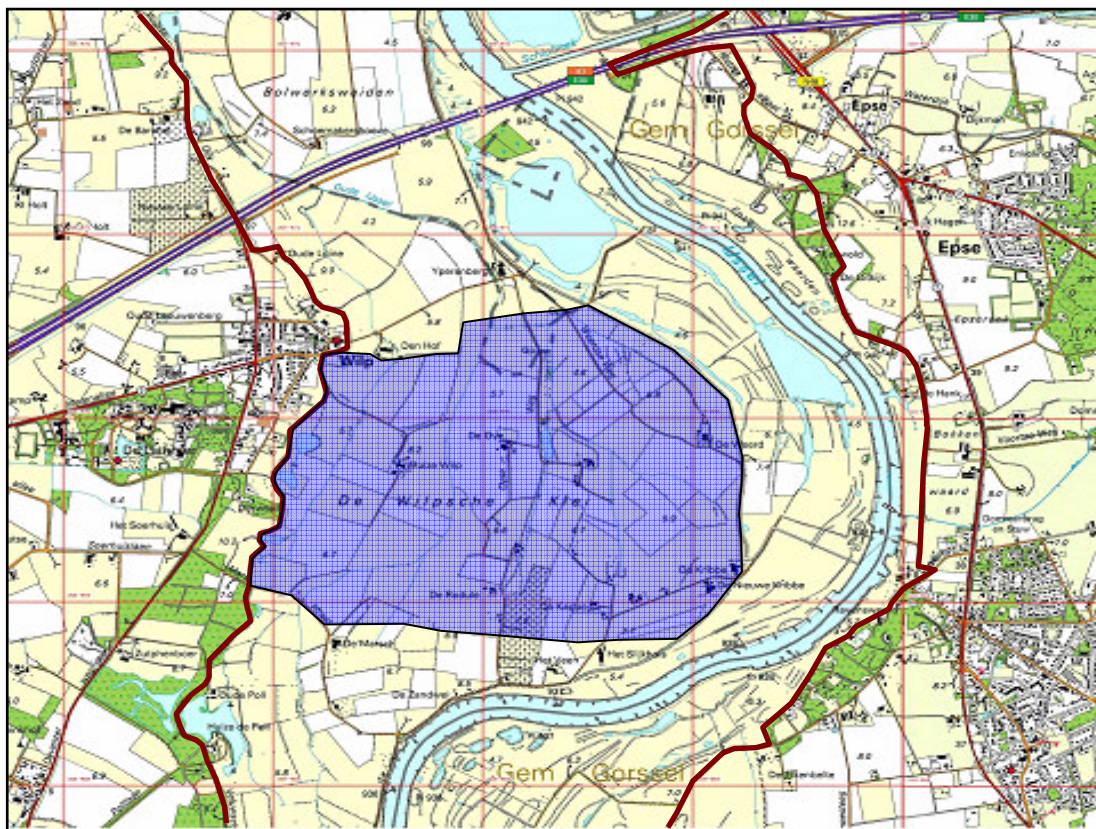
Figuur K.1 is de in de IJssel gemeten afvoerreeks van 25 jaar weergegeven, met behulp waarvan de morfologische berekeningen met het SOBEK-Rijntakken model zijn uitgevoerd.



Figuur K.1: Gemeten IJsselafoer in 25 jaar.

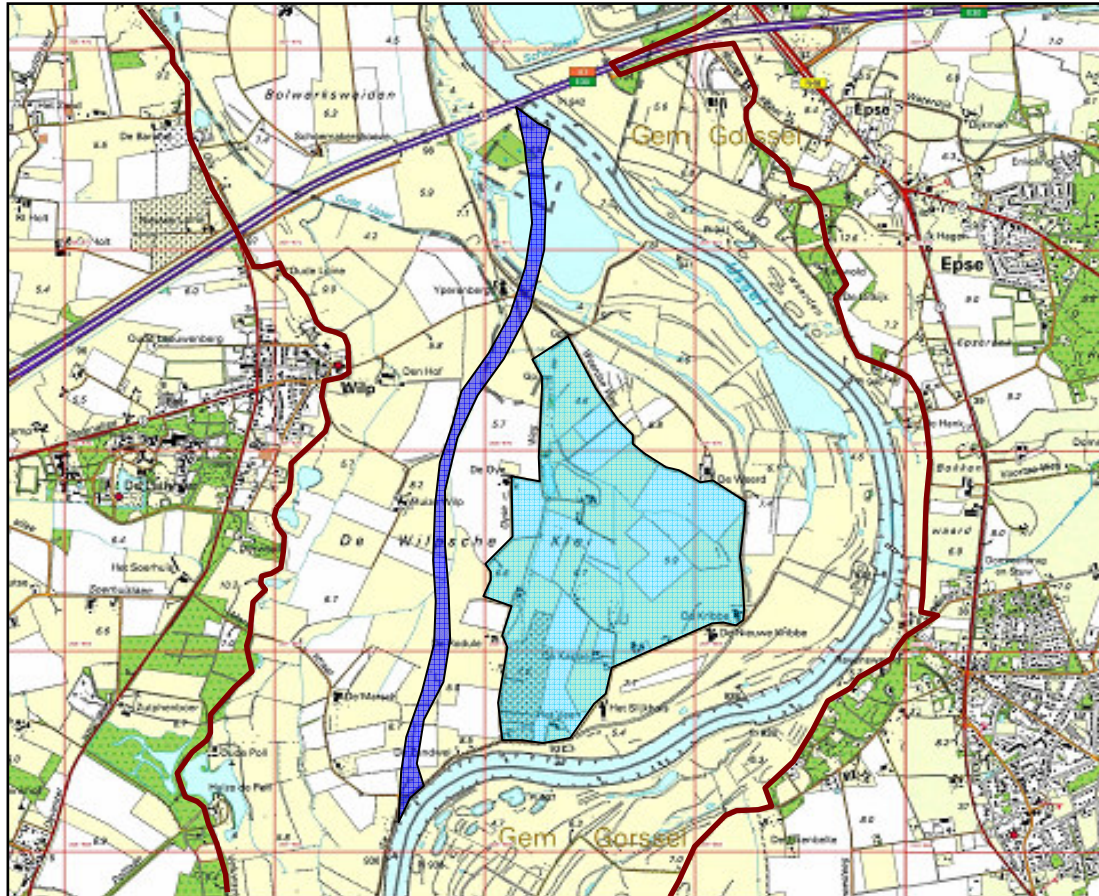
Bijlage L: Locatie maatregelen

In figuur L.1 is het deel van de uiterwaard weergegeven waar ontgraving plaats moet vinden om het waterstandverhogende effect van het bouwen op palen in de Wilpsche Klei te compenseren. Het gebied heeft een grootte van ongeveer 3,4 miljoen m². Van deze oppervlakte is ongeveer 2/3 deel stroomvoerend: alleen dit deel hoeft afgegraven te worden. Het waterbergende gedeelte – ongeveer 1/3 deel – bevindt zich vooral in de buurt van de winterdijk. De afgravingsdiepte varieert tussen de 0,3 meter en de 0,8 meter



Figuur L.1: Aangewezen gebied voor uiterwaardafgraving.

In figuur L.2 is aangegeven hoe de nevengeul kan komen te liggen in de uiterwaard Wilpsche Klei. De gemiddelde bodembreedte van de nevengeul is 45 meter, terwijl dit op maaiveldniveau ongeveer 55 meter is. De lengte van de nevengeul is ongeveer 3000 meter, waarvan ruim 300 meter in een bestaande waterplas ligt.



Figuur L.2: Aangewezen gebied voor nevengeul en bebouwing op palen.