

MEMO

Aan : Taakgroep water
Van :
Kopie :
Dossier : W3147-01-005
Project : IJsseldelta zuid
Betreft : Memo hydraulische analyses en dijkontwerp (versie 2)

Ons kenmerk : WG-SE20060532
Datum : 23 juni 2006

Beschrijving hydraulische analyses en dijkontwerp

1. Inleiding

Deze memo gaat in op de volgende vragen:

1. Welke inrichting van de bypass is mogelijk binnen de vastgestelde contouren waarbij voldaan wordt aan de hydraulische taakstelling? Hierbij wordt ingegaan op volgende deelvragen:
 - a. Wat is de bandbreedte van maximale en minimale blauwe delen
 - b. Wat zijn de hydraulische effecten van vegetatie ontwikkeling in de bypass
 - c. Is het mogelijk een groene bypass aan te leggen binnen de vastgestelde contouren
2. Wat zijn de benodigde afmetingen van het inlaatwerk en het uitlaatwerk?
3. Welke combinaties van storm en rivierafvoer zijn maatgevend voor de verschillende bypass systemen, en tot welke hydraulische belastingen leiden deze combinaties (waterstanden en golven)?
4. Welke hoogten en ontwerpen zijn benodigd voor de dijken bij de verschillende systemen:
 - a. Een open bypass
 - b. Een gesloten bypass (te openen tijdens hoge rivierafvoer)
 - c. Een tijdens storm afsluitbare bypass
5. Wat zijn de consequenties voor de dimensies van de kanteldijken bij de verschillende bypass systemen?

Naast deze memo is een separate memo (referentie: WG-SE20060533) en rapportage (referentie: WG-SE20060326) opgesteld met de verdere uitwerking van de in- en uitlaatwerken. Tevens zal in een aparte memo een beschrijving gegeven worden van de overige kunstwerken behorende bij het ontwerp van de bypass. De voorliggende memo dient ook als input voor de kostenraming. In een overkoepelende eindrapportage worden de verschillende memo's gebundeld tot een complete technische scopebeschrijving.

2. Ontwerp van bypass i.r.t. hydraulische taakstelling

Inleiding

Hoewel tijdens de ambtelijke workshop van 10 april een duidelijke voorkeur uitgesproken is voor een van de bypass systemen (afsluitbare of half open bypass) wordt in deze memo nog uitgegaan van eerdere bypass varianten. De ontwerpen uit de workshop van 28 februari zijn als uitgangspunt genomen voor de hydraulische analyses. De belangrijkste eis aan de ontwerpen is dat ze voldoen aan hydraulische taakstelling uit de PKB Ruimte voor de

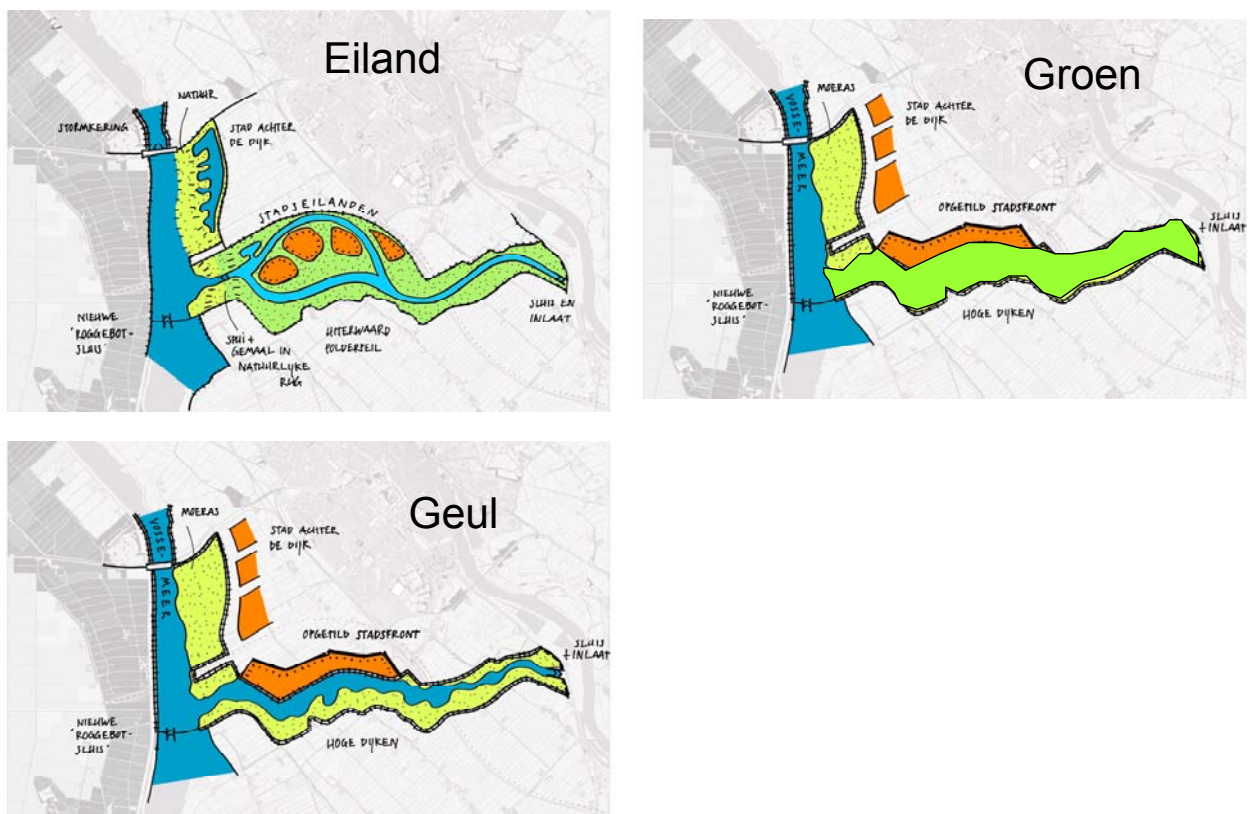
Rivier. Om te voldoen aan de taakstelling dient een waterstandsdeling op de IJssel (kvr 989) van ca 60 cm bewerkstelligd te worden.

Voor drie van de tijdens de workshop gegenereerde ontwerpen zijn de hydraulische effecten op de IJssel bepaald (zie ook Figuur 1), de uiteindelijke keuze voor de uitvoering als open of afsluitbare bypass heeft geen invloed op de MHW effecten op de IJssel:

1. ontwerp met stadseiland
2. ontwerp met geul
3. ontwerp met een groene bypass

Ad1) voor de analyse is uitgegaan van een groot eiland in plaats van meerdere kleinere.

Ad3) om de volledige bandbreedte van te realiseren ontwerpen binnen de contour te verkennen is de mogelijkheid van een bypass zonder of met zeer beperkte vergravingen uitgewerkt



Figuur 1: ontwerpen voor de bypass

Voor deze analyse is gebruik gemaakt van geavanceerde stromingsmodellen en golfmodellen waarmee de waterstanden en golfparameters bij de maatgevende condities zijn bepaald.

In de analyses is rekening gehouden met een aantal elementen die nog niet in de ontwerpen opgenomen waren (o.a. bruggen, ligging bestaande boerderijen, etc.). De ontwerpen zijn aan deze aspecten aangepast.

Uit de hydraulische analyses bleek dat de ontwerpen in eerste instantie niet voldoende daling van de waterstanden opleverden. Door een aantal elementen in de ontwerpen aan te passen is vervolgens gekomen tot ontwerpen die wel voldoen aan de taakstelling.

In de volgende paragrafen wordt eerst ingegaan op de gehanteerde methodiek, vervolgens worden de verschillende ontwerpen en bijbehorende hydraulische effecten op de IJssel beschreven.

Methodiek bepaling effecten

De bypass die in de PKB wordt beschouwd is een groene hoogwatergeul die ter hoogte van km 989 een debiet van 500 m³/s naar het Vossemeer afleidt. Het effect daarvan op de waterstanden is in de Blokkendoos vrij schematisch bepaald als een zijdelingse onttrekking van 500 m³/s.

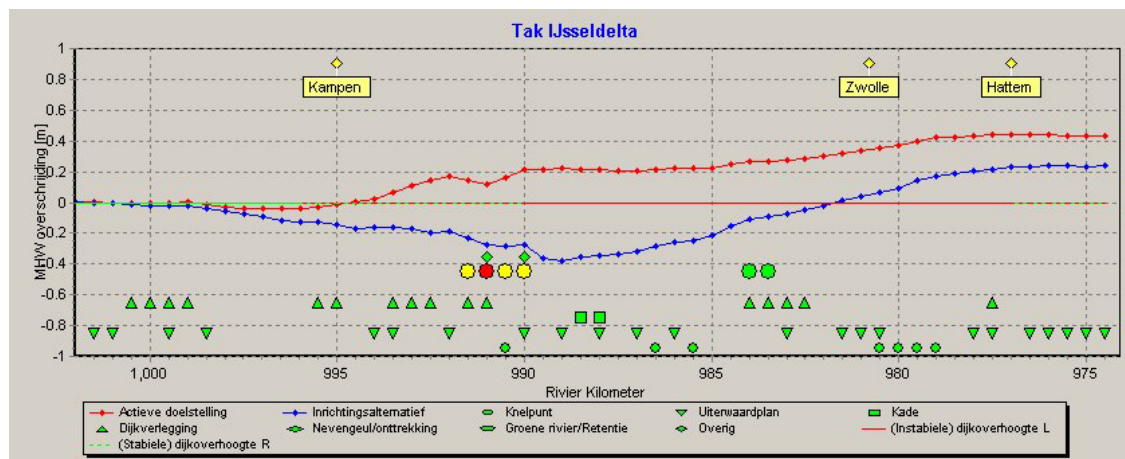
De opgestelde varianten voor de bypass Kampen verschilt in een aantal opzichten van de PKB-bypass. De voornaamste verschillen zijn:

1. de plaats van de inlaat: PKB – km 989, huidig project – km 991.
2. de vorm van de inlaat: PKB – niet nader beschouwd, huidig project – lokaal verlaagde uiterwaard t.p.v. de inlaat (eerste aanzet optimalisatie)

Hierdoor kan het hydraulische effect van de bypassvarianten verschillen van hun tegenhanger uit de PKB.

In de PKB is het hydraulische effect van de bypass Kampen op de maatgevende hoogwaterstanden bepaald. Dit effect vormt de taakstelling voor het project. Opgemerkt wordt dat dit project een onderdeel moet gaan vormen van het totale pakket van verruimende maatregelen. Binnen dit pakket zijn nuanceringen t.a.v. bijdragen van individuele maatregelen mogelijk; deze analyse valt buiten het kader van de huidige studie.

Het effect van de bypass volgens de PKB is direct te bepalen m.b.v. Blokkendoos. Dit gebeurt door alle overige maatregelen op de IJssel uit te schakelen. Het resultaat (de MHW daling door de bypass) is getoond in Figuur 2.



Figuur 2: Hydraulisch effect van bypass Kampen in de Blokkendoos

De hydraulische effecten van de bypass-varianten in deze studie zijn bepaald d.m.v. een modelberekening met het WAQUA-model van de Vecht en IJsseldelta. Dit model is sinds kort bij het RIZA beschikbaar en bevat een zeer gedetailleerde beschrijving van het projectgebied. Dit model wordt nu tevens gebruikt voor de bepaling van de Hydraulische Randvoorwaarden 2006.

Het WAQUA-model van de Vecht en IJsseldelta is uitgebreid met de bypass Kampen. Daarvoor was o.a. een uitbreiding van het rekenrooster nodig. Voor het genereren van de modelschematisatie is de GIS-applicatie BASELINE gebruikt.

Het effect van de bypass op waterstanden op de IJssel is bepaald voor de maatgevende condities (1/2000 per jaar) die door Rijkswaterstaat zijn voorgeschreven, en die tevens bij het opstellen van de Blokkendoos zijn gebruikt:

- IJsselafvoer bij Olst: 2740 m³/s
- geen laterale toestroming¹
- waterstand IJsselmeer 1,00 m +NAP
- geen wind

Dit komt overeen met de methode die is gehanteerd voor bepaling van de Hydraulische Randvoorwaarden 2001. (nb hydraulische randvoorwaarden 2001 zijn de huidige vigerende randvoorwaarden voor bepaling en toetsing van de dijken).

Eerst is een referentieberekening uitgevoerd. Deze berekening levert een referentie-verhanglijn op de IJssel (huidige situatie). Vervolgens is per variant een berekening met de bypass uitgevoerd. Het verschil in de waterstanden in de berekeningen met en zonder bypass is het hydraulische effect van de bypass. Omdat het effect van de bypass niet in een keer voldoende was om de taakstelling te realiseren zijn meerdere optimalisatieberekeningen uitgevoerd waarbij steeds enkele aanpassingen aan het ontwerp gepleegd zijn.

In deze memo zijn de ontwerpen en de hydraulische effecten beschreven, een compleet beeld met stroomsnelheden en dergelijke zal opgenomen worden in het overkoepelende rapport. Op dit moment wordt voor de figuren verwezen naar het hydraulische verslag t.b.v. de expertmeeting van 12 april jl.

Ontwerp met geul

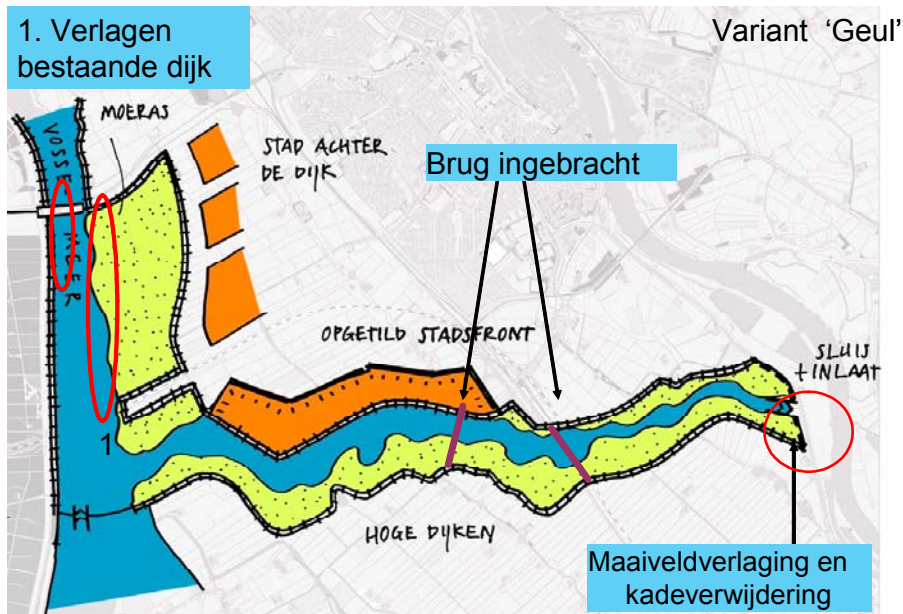
Bij het ontwerp van de bypass met geul is gebruik gemaakt van de volgende uitgangspunten:

- Geulbreedte ca 50-60 meter, voor de berekening is uitgegaan van een diepte van –2 m NAP
- Groene deel bypass is begroeid met droge ruigte
- Doorstroomopening van knoop en brug van ca 135 - 150 meter.

Om aan de taakstelling te kunnen voldoen zijn de volgende aanpassingen gepleegd

- Maaiveldverlaging tot NAP +1,0 m in de uiterwaard nabij de inlaat, verlaging tot NAP +0.5 m voor eerste stukje in de bypass.
- De inlaat wordt verschoven naar de zuidelijke kant, in dit ontwerp volstaat een breedte van 200 m.
- Langs de oost oever van het Drontermeer wordt een gedeelte van de bestaande dijk verlaagd naar NAP+0,25 m (voor het creëren van natte gebieden)
- Ter plekke van de inlaat wordt de ruwheid verlaagd, er wordt uitgegaan van verruigd grasland in plaats van droge ruigte.

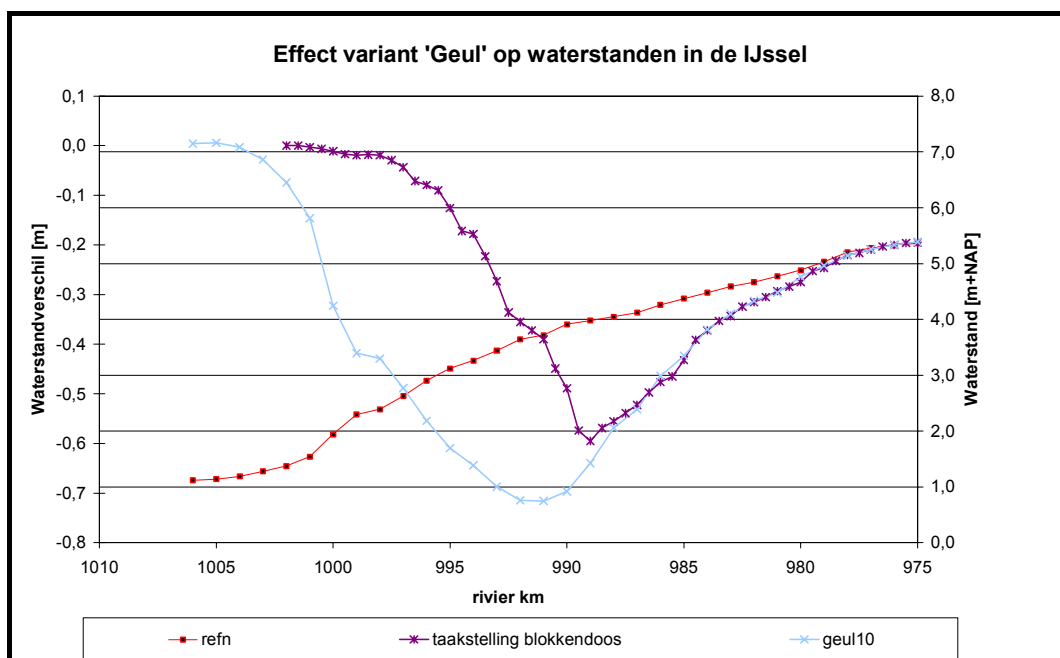
¹ De laterale toestroming is verwerkt in de bovenafvoer op de modelrand bij Olst; zie ook hoofdstuk 3



Figuur 3: ontwerp met geul

In Figuur 4 worden de effecten op de IJssel weergegeven, hieruit volgt dat het aangepaste ontwerp van de bypass voldoet aan de hydraulische taakstelling.

Het verschil in vorm tussen de verhanglijnen uit de PKB en de huidige analyse zijn het gevolg van het gebruik van verschillende modellen. Hierdoor is het niet mogelijk om exact dezelfde verhanglijn te verkrijgen.



Figuur 4: hydraulische effecten op de IJssel van ontwerp met geul

Ten behoeve van de polderpeilvariant is het noodzakelijk de bypass te scheiden van het Drontermeer. Dit kan gerealiseerd worden door een drempel aan te leggen in de bypass. Om te toetsen of de aanleg van een dergelijke

drempel nadelige gevolgen heeft voor de effectiviteit van de maatregel is een analyse uitgevoerd met een drempel met een hoogte op NAP +1,0 m.

Het effect van de drempel blijft beperkt tot een opstuwing van 1 cm op de IJssel, dit kan naar verwachting met geringe aanpassingen in de bypass gecompenseerd worden.

Met drempel kan de bypass derhalve ook aan de taakstelling voldoen.

Het debiet door de bypass in 1/2000 per jaar afvoer in de IJssel bedraagt 667 m³/s bij de basisvariant en 600 m³/s bij de poldervariant.

Ontwerp met eiland

Bij het ontwerp van de bypass met eiland is gebruik gemaakt van de volgende uitgangspunten:

- Geulbreedte ca 50-60 meter, voor berekening is uitgegaan van diepte van –2 m NAP
- Groene deel bypass is begroeid met droge ruigte
- Doorstroomopening van knoop en brug van ca 135 - 150 meter.
- Voor de eilanden wordt uitgegaan van 1 groot eiland in plaats van meerder kleinere

Om aan de taakstelling te kunnen voldoen zijn de volgende aanpassingen gepleegd:

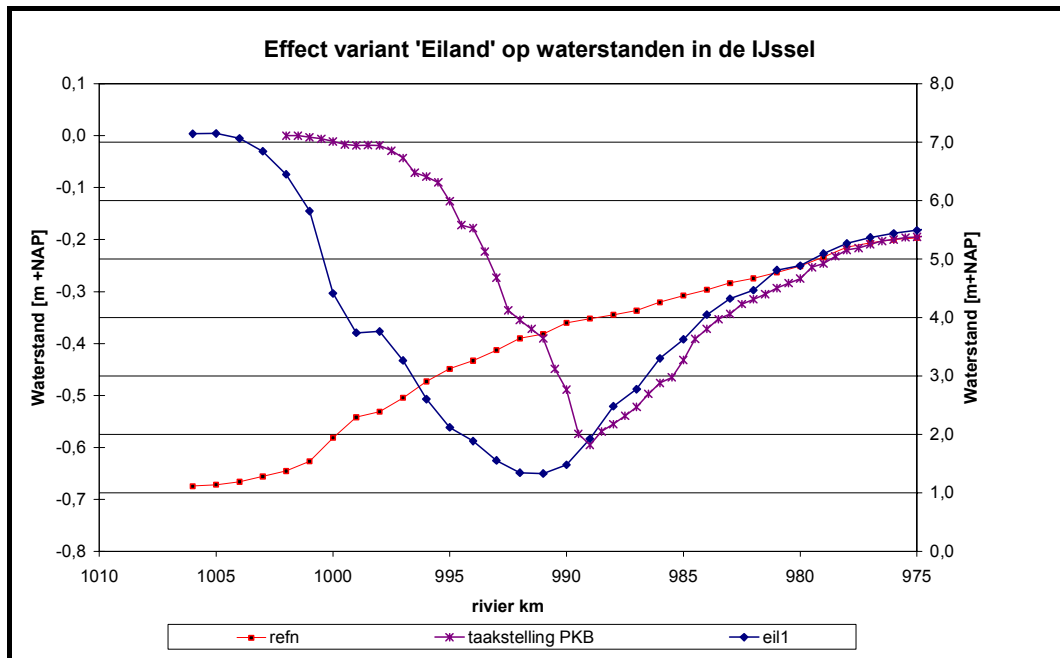
- Maaiveldverlaging tot NAP +1,0 m in de uiterwaard nabij de inlaat, verlaging tot NAP +0.5 m voor eerste stukje in de bypass.
- De inlaat wordt verschoven naar de zuidelijke kant, in dit ontwerp volstaat een breedte van 200 m.
- Langs de oost oever van het Drontermeer wordt een gedeelte van de bestaande dijk verlaagd naar NAP+0,25 m (voor het creëren van natte gebieden).
- Ter plekke van de inlaat wordt de ruwheid verlaagd, er wordt uitgegaan van verruigd grasland in plaats van droge ruigte.



Figuur 5: ontwerp met eiland

In Figuur 6 worden de effecten op de IJssel weergegeven, hieruit volgt dat het aangepaste ontwerp van de bypass nog niet helemaal voldoet aan de hydraulische taakstelling. Op kmr 989 voldoet de bypass wel, voor de trajecten

verder bovenstrooms is het effect nog te weinig. De verwachting is dat met enige aanpassingen aan het ontwerp van de bypass wel voldoende daling van de waterstand ontstaat.



Figuur 6: hydraulische effecten op de IJssel van ontwerp met eiland

Het debiet door de bypass in 1/2000 per jaar afvoer in de IJssel bedraagt bij deze variant 616 m³/s.

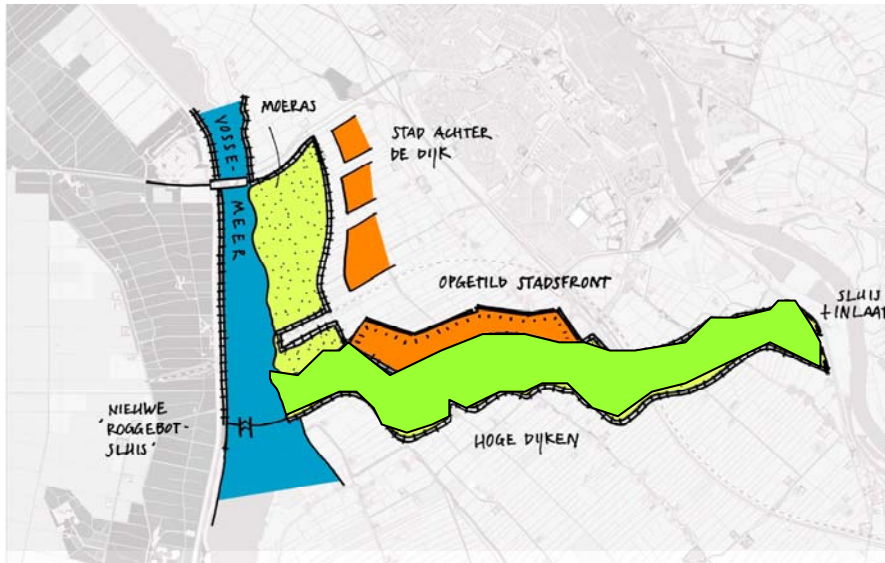
Groene bypass

Bij het ontwerp van de groene bypass is gebruik gemaakt van de volgende uitgangspunten:

- Groene deel bypass is begroeid met agrarisch grasland
- Doorstroombopening van knoop en brug van ca 135 - 150 meter.

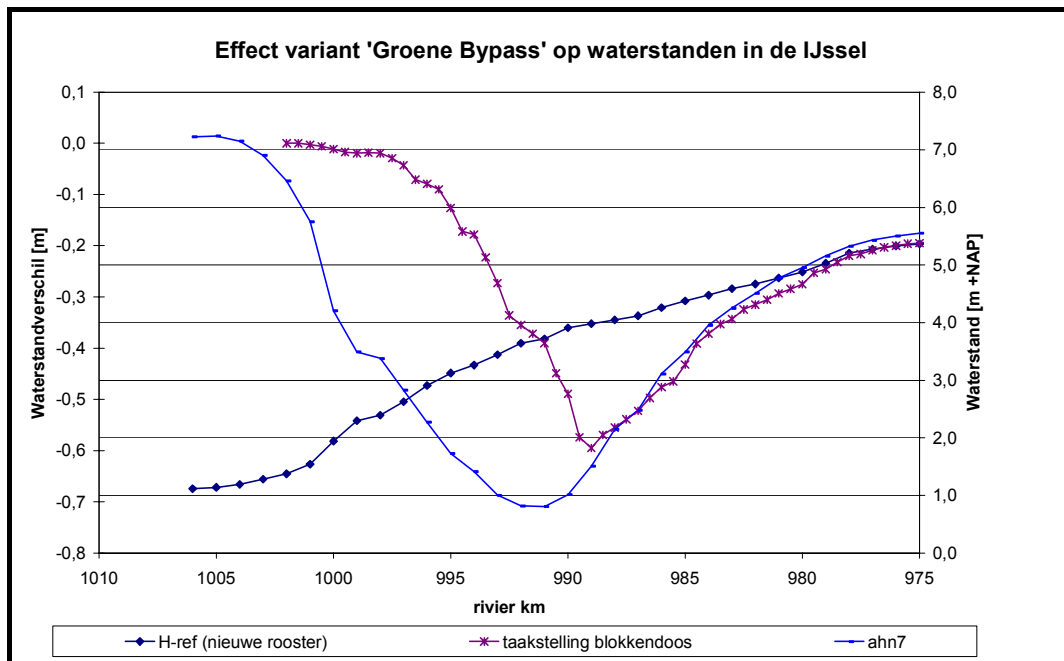
Om aan de taakstelling te kunnen voldoen zijn de volgende aanpassingen gepleegd:

- Maaiveldverlaging tot NAP +1,0 m in de uiterwaard nabij de inlaat, verlaging tot NAP +0.5 m voor eerste stukje in de bypass.
- De inlaat wordt verschoven naar de zuidelijke kant, in dit ontwerp volstaat een breedte van 400 m.
- Hogere delen van maaiveld worden "glad" gemaakt, onder andere bij de knoop
- Langs de oost oever van het Drontermeer wordt een gedeelte van de bestaande dijk verlaagd naar NAP+0,25 m.
- Ter plekke van de inlaat wordt de ruwheid verlaagd, er wordt uitgegaan van verruigd grasland in plaats van droge ruigte.



Figuur 7: ontwerp met groene bypass

In Figuur 8 worden de effecten op de IJssel weergegeven, hieruit volgt dat het aangepaste ontwerp van de bypass voldoet aan de hydraulische taakstelling.



Figuur 8: hydraulische effecten op de IJssel van een groene bypass

Het debiet door de bypass in 1/2000 per jaar afvoer in de IJssel bedraagt bij deze variant 672 m³/s.

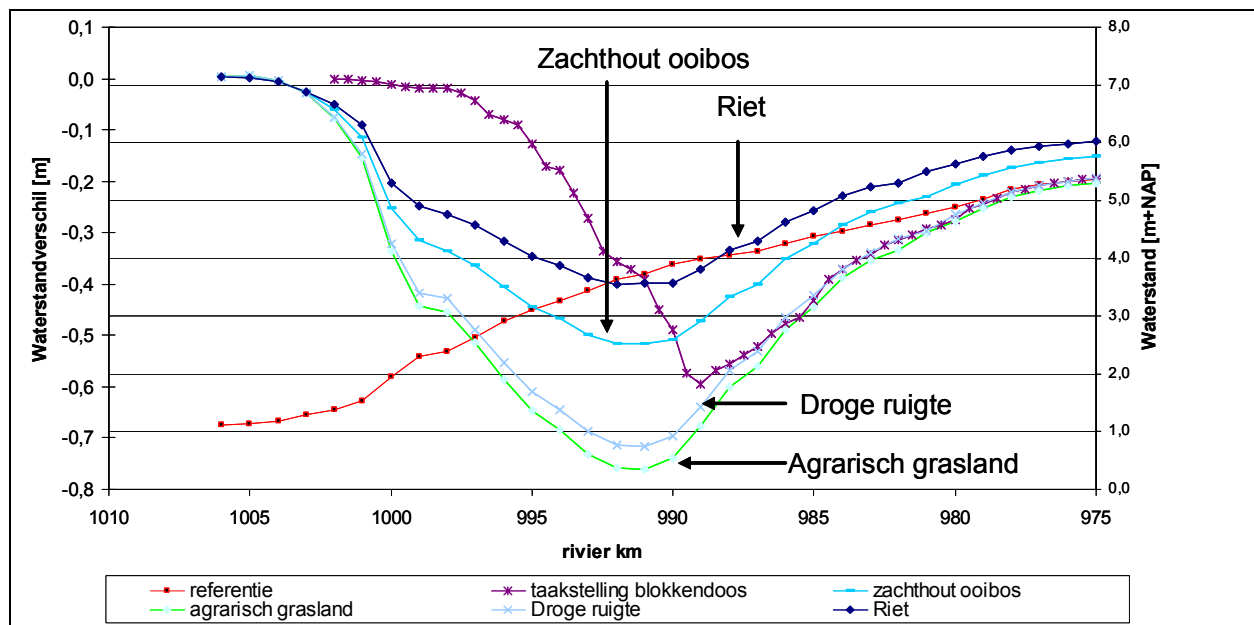
Gevoeligheid vegetatie

Om een indruk te krijgen van de hydraulische effecten van verschillende vegetatie typen in de bypass is een gevoeligheidsanalyse gedaan voor de variant met geul. Voor het bepalen van de gevoeligheid is gewerkt met de vegetatietypen zoals weergegeven in Figuur 9. Daarnaast is de gevoeligheid van het systeem voor zacht hout oobos en riet bepaald.



Figuur 9: Voorbeelden van vegetatie typen (uit van velzen et al.)

De resultaten van de gevoeligheidsanalyse zijn weergegeven in Figuur 10. Geconcludeerd kan worden dat een te grote vegetatie ontwikkeling niet toegestaan kan worden. Wel is het mogelijk met een uitgekiend ontwerp een aantal stromingsluwe gebieden goed te benutten voor vegetatieontwikkeling.



Figuur 10: hydraulische effecten op de IJssel bij verschillende vegetatietypen

3. Hydraulische belastingen in bypass

Berekeningen volgens methode HR2001

De waterstandseffecten van de bypass zoals weergegeven in het vorige hoofdstuk zijn doorgerekend bij een stationaire afvoer van 16.000 m³/s bij Lobith. De verdeling op de splitsingspunten is conform de huidige afvoerverdeling bij 15.000 m³/s bij Lobith volgens het Randvoorwaardenboek 1996. Onderstaande tabel geeft het debiet over de IJssel.

Afvoer te Lobith	16.000 m ³ /s	100 %
Afvoer IJssel (excl. laterale toestroming)	2459 m ³ /s	15,4 %

Voor het bepalen van de dijkhoogten in het IJsseldelta gebied moet onderscheid gemaakt worden tussen het belastinggeval Q en het belastinggeval U, deze belastinggevallen en de methode zoals gebruikt bij de analyse voor de Blokkendoos worden verderop in deze paragraaf toegelicht. De in 2005 (DHV, 2005) uitgevoerde analyses sluiten aan bij de methode zoals deze ook gebruikt is voor de analyses voor de Blokkendoos.

Belastinggeval Q

De afvoer op de IJssel wordt gelijkgesteld aan de afvoer volgens de werklijn bij Olst, hierin zijn ook de laterale toestromingen meegenomen.

De werklijn bij Olst is als volgt gedefinieerd:

$$Q = 242\ln(T) + 900 \text{ (waarin T staat voor terugkeertijd)}$$

Afvoer	herhalingstijd afvoer (1/jaar)	windsnelheid	herhalingstijd wind (1/jaar)	Meerpeil (m +NAP)
2740	1/2000	Geen wind	1/1	1

Tabel 1: randvoorwaarden bij belastinggeval Q

Belastinggeval U

De afvoer is de 1/1 per jaar afvoer die volgt uit de werklijn bij Olst. Voor de storm is de 1/2000 per jaar storm gekozen. De bijbehorende randvoorwaarden zijn in onderstaande tabel weergegeven:

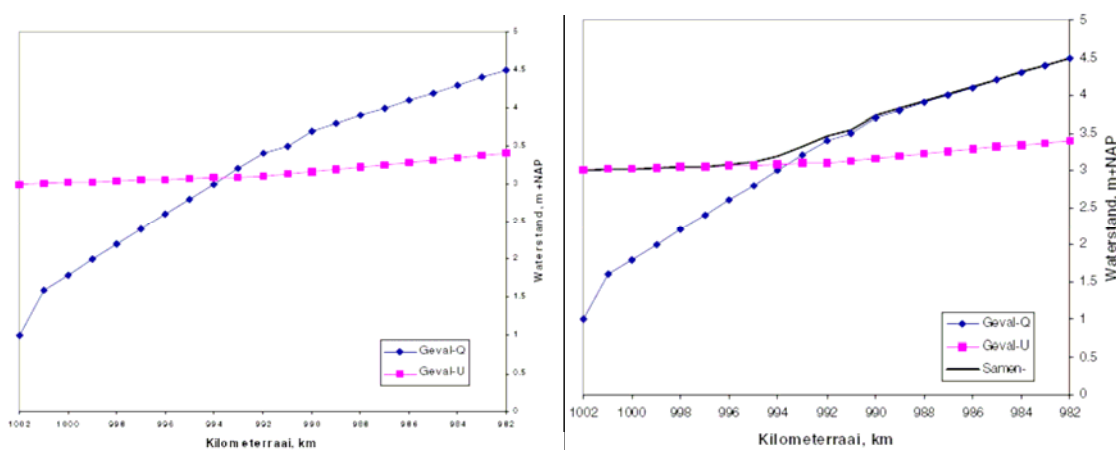
Afvoer (m ³ /s)	herhalingstijd afvoer (1/jaar)	windsnelheid (m/s)	herhalingstijd wind (1/jaar)	Meerpeil (m +NAP)
900	1/1	32	1/2000	0

Tabel 2: randvoorwaarden bij belastinggeval U

Evenals in de PKB zijn de waterstanden in de Bypass bepaald met behulp van twee berekeningen voor extreme situaties. Eén waarbij de afvoer van de IJssel dominant (kans 1/2000 per jaar) is en één waarbij de wind het peil op het IJsselmeer domineert (kans 1/2000 per jaar). De resultaten van beide berekeningen worden vervolgens met elkaar gecombineerd op basis van de zogenaamde 'methode Westphal'. Dit betreft een puur pragmatisch recept met als voordeel dat met een beperkt aantal berekeningen kan worden volstaan.

De methode gaat uit van twee verhanglijnen voor de afzonderlijke berekeningen met eenzelfde terugkeertijd T₀. In dit geval is uitgegaan van een terugkeertijd van 2000 jaar. Een verhanglijn geeft de waterstand voor iedere locatie langs de rivier. Op locatie X is h_Q de waterstand voor de verhanglijn voor de afvoer (belastinggeval Q) en h_U de waterstand voor de verhanglijn voor de wind (belastinggeval U).

Met behulp van decimeringswaarden is vervolgens in het overgangsgebied een analyse uit te voeren om een benadering te verkrijgen van de lokale waterstanden. In onderstaande figuren staat ter illustratie een mogelijke uitwerking:



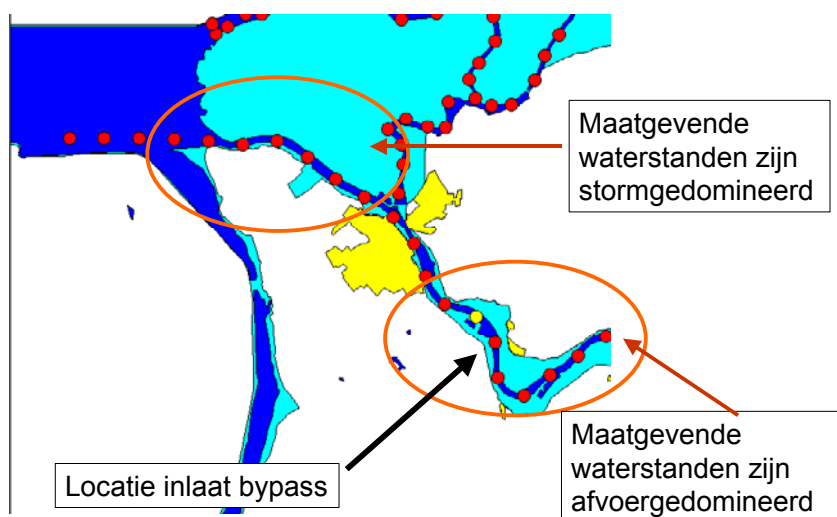
Figuur 11: voorbeelduitwerking met twee maatgevende belastinggevallen

Nadere beschouwing combinaties afvoer en storm

In deze vervolgfase is vanuit verschillende kanten een behoefte ontstaan aan een nauwkeurigere benadering van de maatgevende waterstanden. Inmiddels zijn tevens de eerste resultaten voor hydra-VIJ beschikbaar. In hydra-VIJ wordt middels een zeer groot aantal sommen (4500) een probabilistische benadering gegeven van de maatgevende waterstanden en golven op de IJssel. Met behulp van deze uitkomsten is beter inzicht te verkrijgen in de bijdrage die de verschillende (onafhankelijke) belastingfactoren hebben op de maatgevende waterstanden voor de diverse locaties.

Uit analyse van de Hydra-VIJ database blijkt dat bij Kampen een zeer duidelijk omslagpunt is in de bijdrage van de verschillende belastingfactoren. Ten noorden van Kampen worden de maatgevende waterstanden bepaald door storm, de hogere rivierafvoeren hebben hier nauwelijks een bijdrage in de maatgevende waterstanden. Ten zuiden van Kampen is er nauwelijks bijdrage van storm, de waterstanden worden hier bepaald door afvoeren hoger dan 2400 m³/s.

In onderstaande figuur is een overzicht gegeven:



Figuur 12: Gevoeligheden van systeem op basis van bevindingen Hydra-VIJ

Het omslagpunt op de IJssel is wellicht mede toe te schrijven aan de lokale vernauwing in de IJssel bij Kampen. Om een beeld te krijgen van het effect van de bypass op de maatgevende condities in de bypass en op de IJssel is een groot aantal combinaties doorgerekend. Deze combinaties zijn gekozen in overleg met het RIZA, zodanig dat de kans van voorkomen van wind en storm ca. 1/2000 per jaar bedraagt². In Tabel 3 is een overzicht gegeven van de gemaakte berekeningen waarbij storm, afvoer en meerpeil gevarieerd is.

² Dit is een conservatieve benadering waarbij wind en afvoer als onafhankelijke stochasten worden beschouwd, en geen rekening wordt gehouden met de kans dat storm en hoge rivierafvoer samenvallen.

De afvoeren zijn bepaald met behulp van de werklijn bij Olst. De herhalingsfrequentie³ van windsnelheid is bepaald op basis van tabellen in Hydra-M.

Som nr	Afvoer (m ³ /s)	herhalings-frequentie afvoer (1/jaar)	Windsnelheid (richting 300 ^o N) (m/s)	herhalings-frequentie wind (1/jaar)	Meerpeil (m +NAP) ¹
1	2740	1/2000	Geen wind	n.v.t.	1.0
2	2700	1/1700	12.6	1/1.18	0.9
3	2650	1/1380	14.3	1/1.45	0.8
4	2600	1/1125	15.5	1/1.8	0.7
5	2550	1/914	16.3	1/2.2	0.6
6	2500	1/744	17.1	1/2.7	0.6
7	2450	1/605	17.9	1/3.3	0.5
8	2400	1/492	18.5	1/4	0.5
9	2300	1/325	19.8	1/6.1	0.4
10	2200	1/215	20.9	1/9.3	0.4
11	2000	1/94	23	1/21	0.3
12	1800	1/41	24.7	1/49	0.3
13	1600	1/18	26.4	1/110	0.2
14	1500	1/12	27.2	1/168	0.2
15	1400	1/8	28.1	1/253	0.1
16	1300	1/5	28.9	1/383	0.1
17	1200	1/3.5	29.6	1/580	0.1
18	1100	1/2.3	30.4	1/875	0
19	1000	1/1.5	31	1/1325	0
20	900	1/1	32	1/2000	0

Tabel 3: uitgevoerde berekeningen voor bepaling effecten van storm-afvoer condities

¹⁾ de gebruikte meerpeilen zijn gekozen op basis van advies van het RIZA (Dirk Vlag) voor 3 combinaties, het meerpeil voor de hogere afvoeren i.c.m. wind is wellicht aan de hoge kant.

Om de gevoeligheid van de invloed van de windrichting op de maatgevende condities te bepalen zijn tevens berekeningen uitgevoerd met andere richtingen. In Tabel 4 is hiervan een overzicht gegeven.

Som nr	Afvoer Ijssel (m ³ /s)	herhalings-frequentie afvoer (1/jaar)	Windrichting ^o N	Wind-snelheid (m/s)	herhalings-frequentie wind (1/jaar)	Meerpeil (m +NAP)
21	900	1/1	270	33,5	1/2000	0
22	900	1/1	330	27	1/2000	0

Tabel 4: uitgevoerde berekeningen voor bepaling invloed windrichting

³ De waarden van de windsnelheid zijn bepaald uit de verdeling van jaarmaximale windsnelheid. Dit is een extreme waarden verdeling. Van dit type verdelingen is bekend dat de waarden aan de onderkant van het frequentiebereik afwijken van de waarden die uit de verdeling van de dagmaximale waarden worden bepaald. In dit geval leidt dit tot een mogelijke geringe onderschatting van windsnelheden met een herhalingsfrequentie groter dan 1/5 per jaar. Voor de frequenties kleiner of gelijk aan 1/10 per jaar zijn de waarden uit de extreme waarden verdeling betrouwbaar.

De bypass moet niet alleen nu maar ook op korte termijn voldoende veiligheid kunnen bieden. Er is nog een grote onzekerheid omtrent de gevolgen van klimaatsverandering op de rivierafvoer, wind en het IJsselmeerpeil, en over de statistische correlatie tussen deze parameters. Om een indicatie (bandbreedte) te verkrijgen van de toekomstige hydraulische condities in de bypass is een gevoeligheidsanalyse uitgevoerd voor diverse randvoorwaarden. Daarbij is in overleg met het RIZA gevarieerd met de volgende parameters:

- rivierafvoer (12,5% toename afvoer van 16000 tot 18000 m³/s bij Lobith)
- meerpeil (variatie tussen 0 en 1,5 m +NAP)
- windsnelheid (10% toename)

Toelichting RIZA (R. Slomp):

Tot 2050 is er geen effect van zeespiegelstijging door aanleg van de extra Spuisluizen. Na 2050 is het effect van zeespiegelrijzing 1 op 1.

Klimaatverandering voor 100 jaar is te modelleren als 0,85 cm plus een effect voor de wind (10% windsnelheidstoename), dus ongeveer 1,25 m per eeuw. In de IJsseldelta wordt met 50% hiervan gerekend. De windtoename heeft ook invloed op de opwaaiing en de golven.

Het effect op de opwaaiing is hier geïllustreerd door een verhoging van de maximum windsnelheid van 32 m/s naar 36 m/s.

Een overzicht van de gekozen combinaties is opgenomen in Tabel 5. De combinaties zijn zodanig gekozen dat de gezamenlijke kans van optreden 1/2000 per jaar bedraagt.

Som nr	Afvoer IJssel (m ³ /s)	Windrichting (°N)	Windsnelheid (m/s)	Meerpeil (m +NAP)
23	900	300	36	0
24	900	300	32	0,5
25	900	300	32	1,0
26	2740		Geen wind	1,0
27	3030		Geen wind	1,0
28	2740		Geen wind	1,5
29	3030		Geen wind	1,5

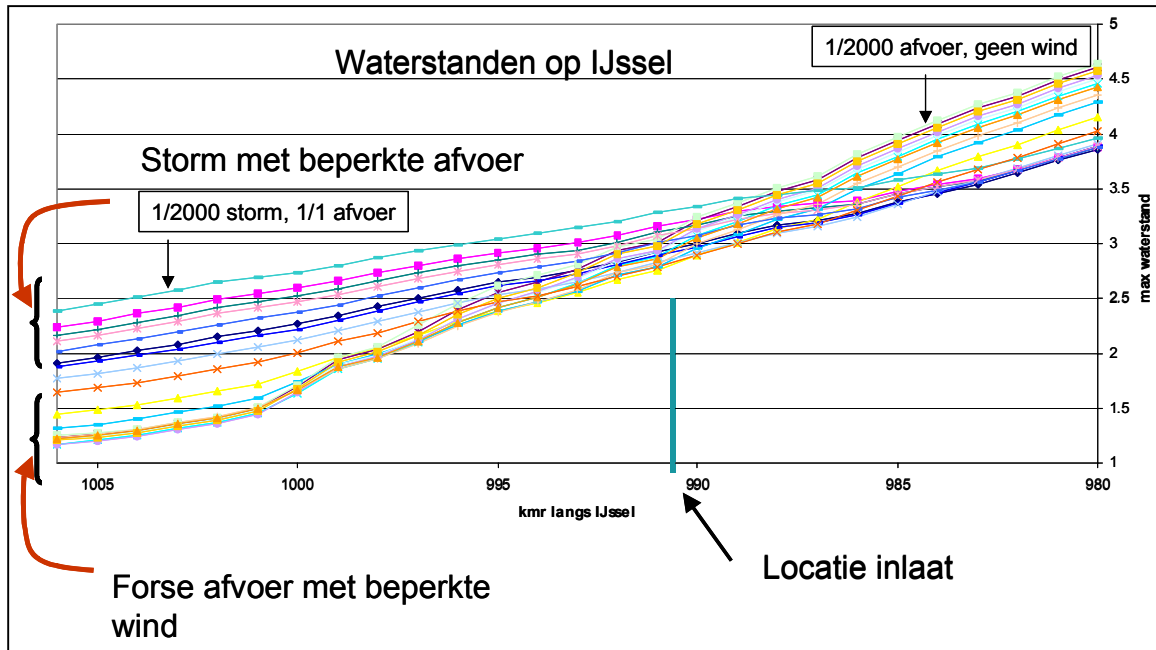
Tabel 5: uitgevoerde berekeningen voor bepaling toekomstvastheid en gevoeligheid

Om tevens een aantal andere specifieke vragen te kunnen beantwoorden is een aantal aanvullende berekeningen gemaakt. Het gaat hierbij onder andere om vragen met betrekking tot:

- Rondpompeffect (stroming vanuit het Vossenmeer via de bypass naar de IJssel bij storm)
- Indicatie stroomsnelheden nabij uitlaatwerk onder frequent voorkomende situaties ten behoeve van scheepvaart.
- Situaties waarbij hoge rivierafvoeren en zware stormen elkaar opvolgen.

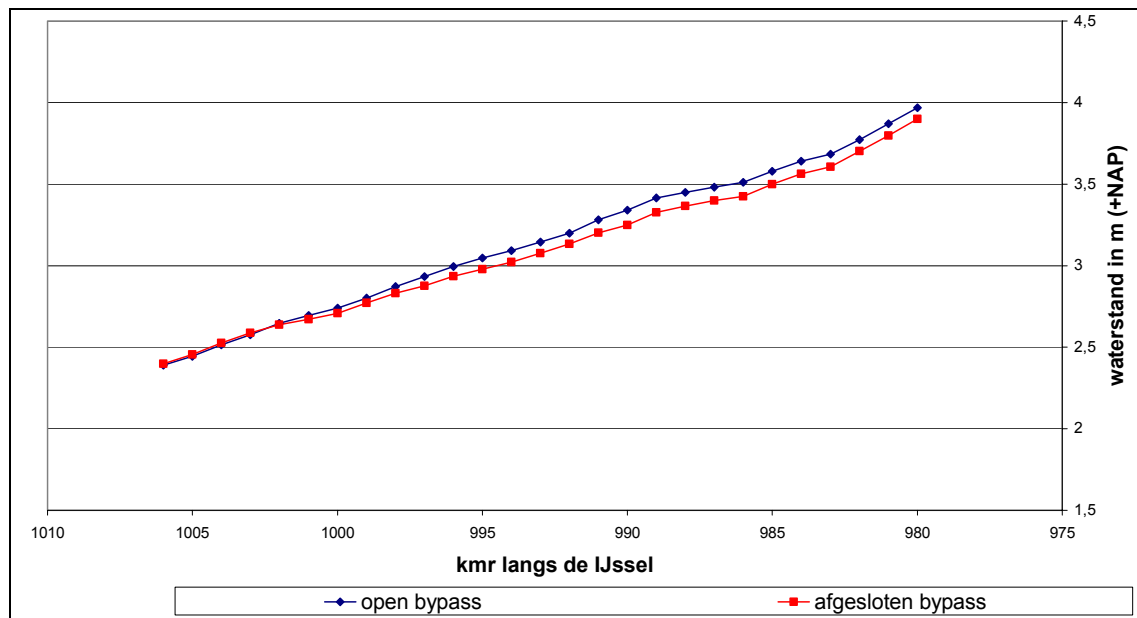
In Figuur 13 zijn de waterstanden op de IJssel voor een aantal combinaties weergegeven voor de situatie met Bypass. Er is op de IJssel een duidelijke overgang waarneembaar van een afvoer gedomineerd regiem naar een storm gedomineerd regiem.

Ten opzichte van de situatie zonder bypass is deze overgangszone verder stroomopwaarts komen te liggen.



Figuur 13: Waterstanden bij verschillende combinaties op de IJssel

Uit analyse blijkt dat een tijdens storm geopende bypass er toe leidt dat de storminvloeden verder stroomopwaarts kunnen doordringen. In Figuur 14 worden de waterstanden op de IJssel weergegeven behorende bij dezelfde zware stormcondities (1/2000 storm en 1/1 afvoer).



Figuur 14: effect open versus gesloten bypass op de waterstanden van de IJssel bij 1/2000 storm

In de figuur worden twee situaties onderscheiden

- Open bypass

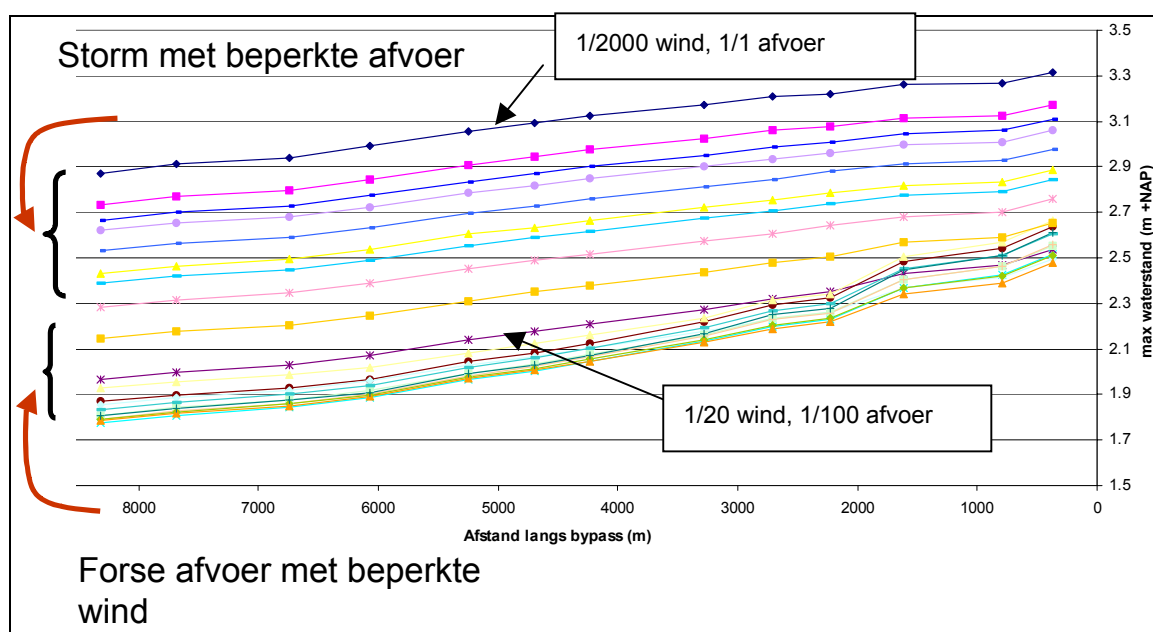
- Gesloten bypass

Uit de figuur volgt dat bij een open bypass de waterstanden op de IJssel tijdens stormcondities hoger zijn (10 – 20 cm) dan bij een gesloten bypass. Dit effect kan leiden tot een verzwaring van de hydraulische belastingen op de IJssel. De waargenomen effecten zouden aanleiding kunnen zijn om ook voor het ontwerp van de open bypass een afsluitwerk aan de IJsselzijde te overwegen.

Het lijkt er overigens niet op dat hierdoor ook de maatgevende waterstanden voor dit traject zullen toenemen. Om hier uitsluitsel over te krijgen zal een uitgebreidere analyse gedaan moeten worden.

In tegenstelling tot de situatie op de IJssel is voor de Bypass geen duidelijke overgangszone waarneembaar tussen storm gedomineerde en afvoer gedomineerde gebieden. In een bypass zonder afsluitbare keringen worden de maatgevende waterstanden volledig bepaald door stormcondities (zie Figuur 15).

Door een afsluitbare bypass kunnen de zwaarste stormen buiten de bypass gehouden worden. Hierdoor is ook de hoogte van de dijken te beperken.



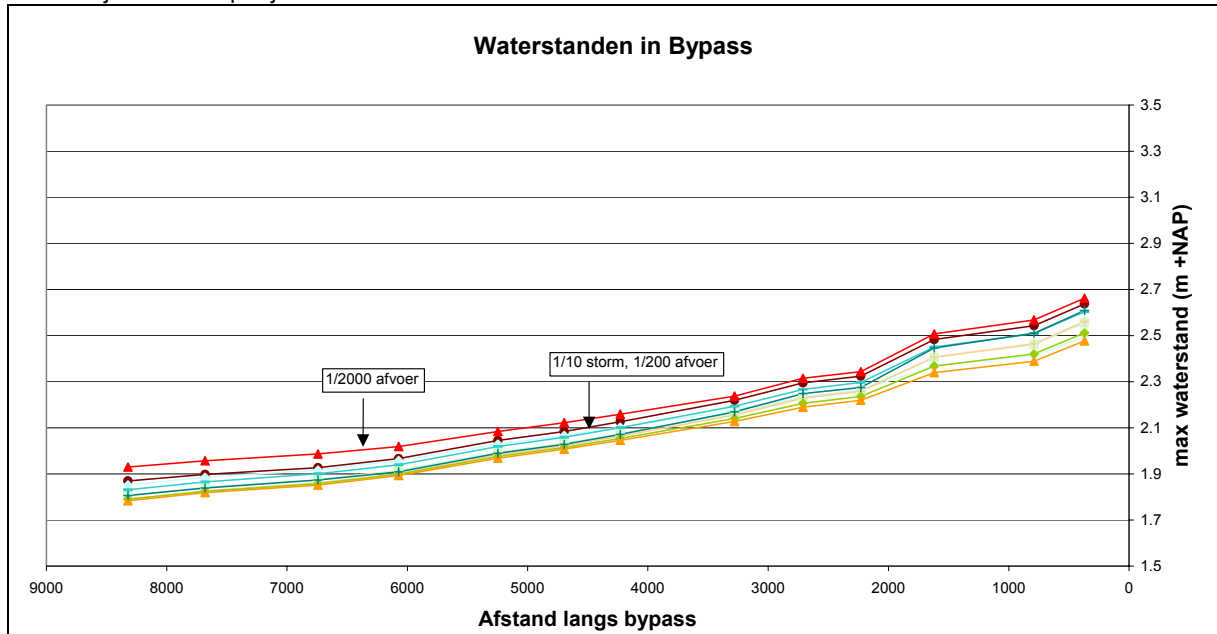
Figuur 15: Waterstanden in de bypass bij verschillende combinaties

Bij een gesloten of afsluitbare bypass kunnen de zwaarste stormen uit het bypass gebied geweerd worden. Voor een gesloten bypass geldt dat in ieder geval de dijkhoogten gedimensioneerd moeten worden op maatgevende rivierafvoer en extreme afvoeren (1/500 per jaar) gecombineerd met storm. Uit Figuur 15 volgt dat bij stormcondities met een frequentie van 1/20 per jaar of minder de waterstanden aanzienlijk hoger beginnen te worden dan de waterstanden behorende bij de maatgevende rivierafvoer.

Voor de afsluitbare bypass volgt hieruit dat de waterstanden behorende bij de combinatie 1/10 jaar storm en 1/200 jaar afvoer vergelijkbaar zijn met de maatgevende rivierafvoer condities. (zie ook Figuur 16).

Uit de resultaten kan geconcludeerd worden dat bij de afsluitbare bypass het kunstwerk gesloten dient te worden bij waterstanden van ca 2 m +NAP (ten zuiden van Roggebotsluis). Deze waterstanden kunnen alleen ontstaan als gevolg van zware stormcondities, ze kunnen niet het gevolg zijn van zeer hoge rivierafvoeren. Overigens is de frequentie van voorkomen van deze 2 m +NAP niet 1/10 per jaar, een 1/10 jaar storm gecombineerd met lage

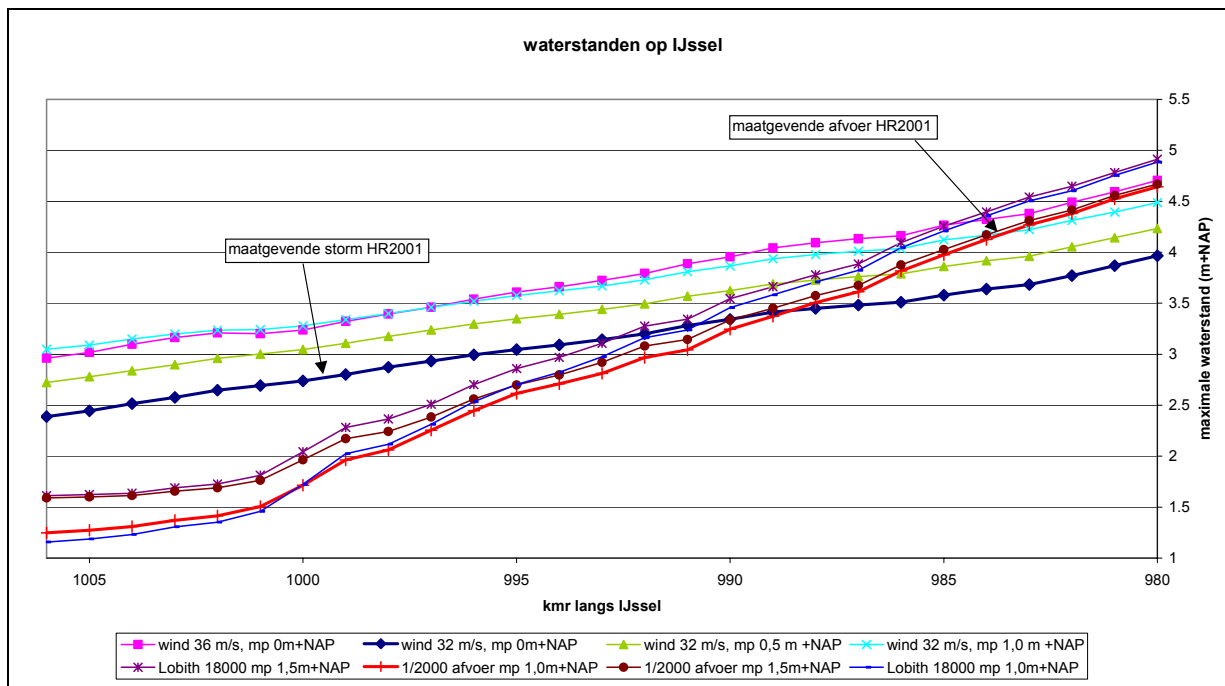
rivierafvoeren veroorzaken minder hoge waterstanden. De frequentie van sluiten van het uitlaatwerk zal dan ook minder zijn dan 1/10 per jaar.



Figuur 16: Waterstanden in bypass als de zwaarste stormen worden uitgesloten

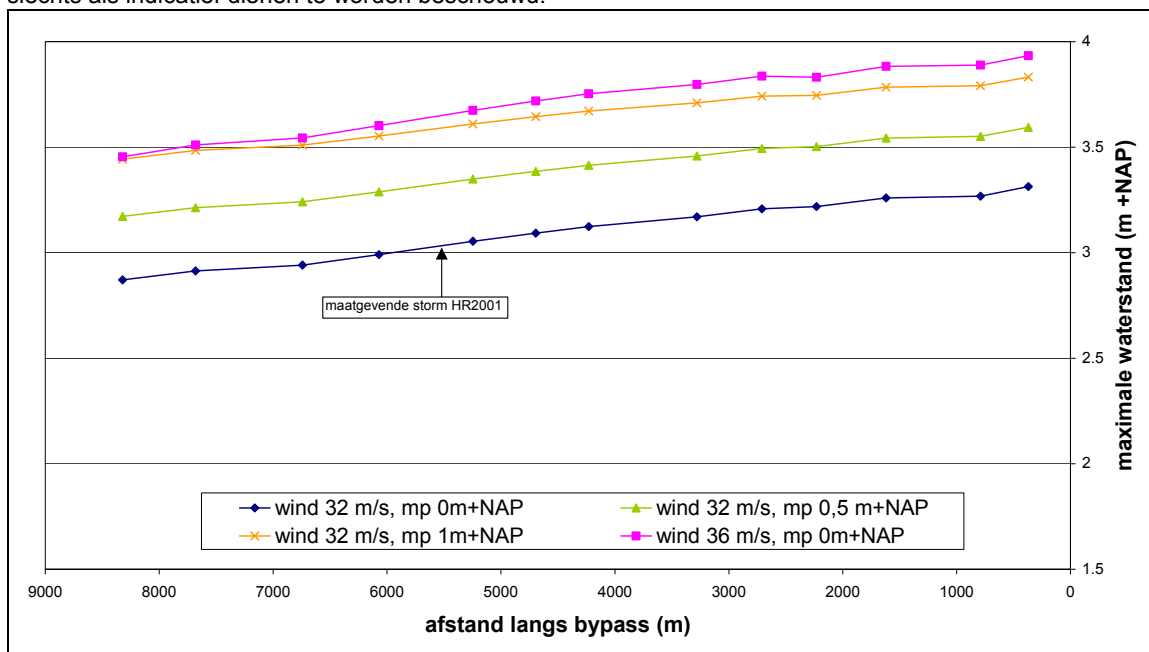
De mogelijke effecten van lange termijn klimaatsveranderingen op waterstanden in de bypass en op de IJssel zijn getoond in Figuur 18 t/m Figuur 17. De verschillende aspecten van klimaatsverandering (afvoertoename, windtoename, zeespiegelstijging) zijn hier afzonderlijk in beeld gebracht. De doorgerekende scenario's zijn opgenomen in Tabel 5.

Door klimaatverandering verandert het karakter van het benedenstrooms deel van de IJssel. De zone die door stormgedomineerd is wordt groter, de grens tussen de storm- en afvoergedomineerd zone verschuift enkele kilometers naar bovenstrooms (zie Figuur 18). Gezien de grote onzekerheid t.a.v. klimaatontwikkeling moeten deze resultaten als indicatief worden beschouwd.

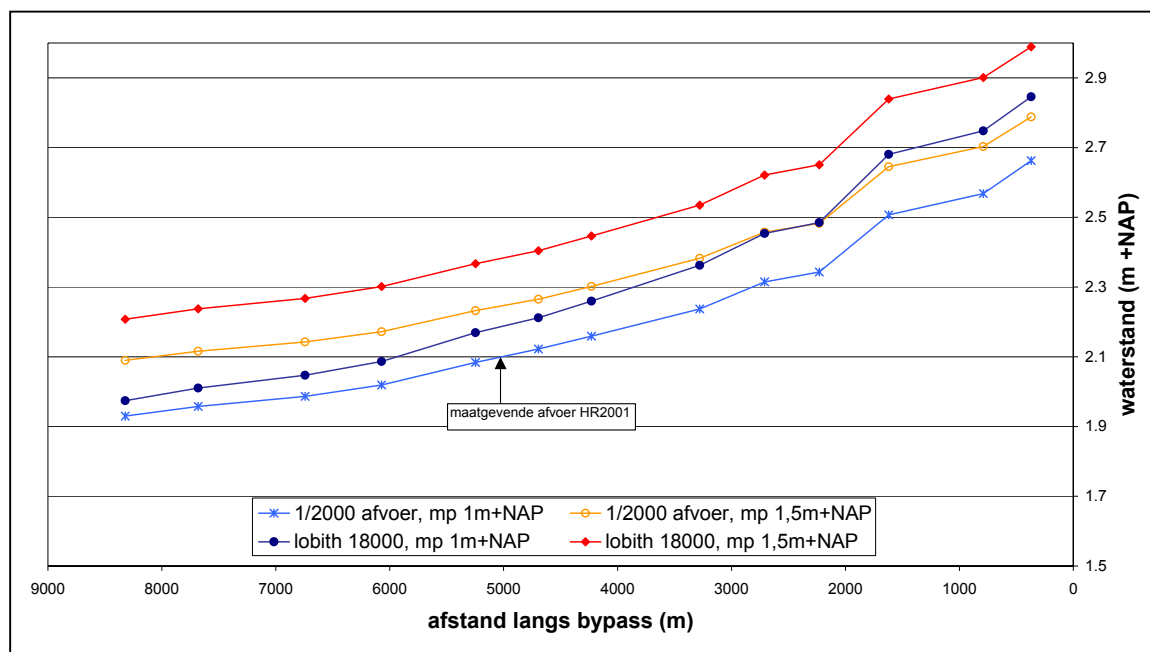


Figuur 17: Gevoeligheid voor klimaatscenario's op de IJssel

Uit de berekeningen voor de gevoeligheid van de waterstanden voor veranderende klimaatscenario's volgt voor de bypass het beeld volgens Figuur 18 en Figuur 17. Zowel voor de afsluitbare als voor de open bypass blijkt dat met een toename van de waterstanden met circa een halve meter rekening gehouden moet worden. Ook hier geldt dat er grote onzekerheid omtrent klimaatsverandering bestaat; dit geldt dus ook voor de gepresenteerde resultaten die slechts als indicatief dienen te worden beschouwd.



Figuur 18: Gevoeligheid voor klimaatscenario's bij een open bypass

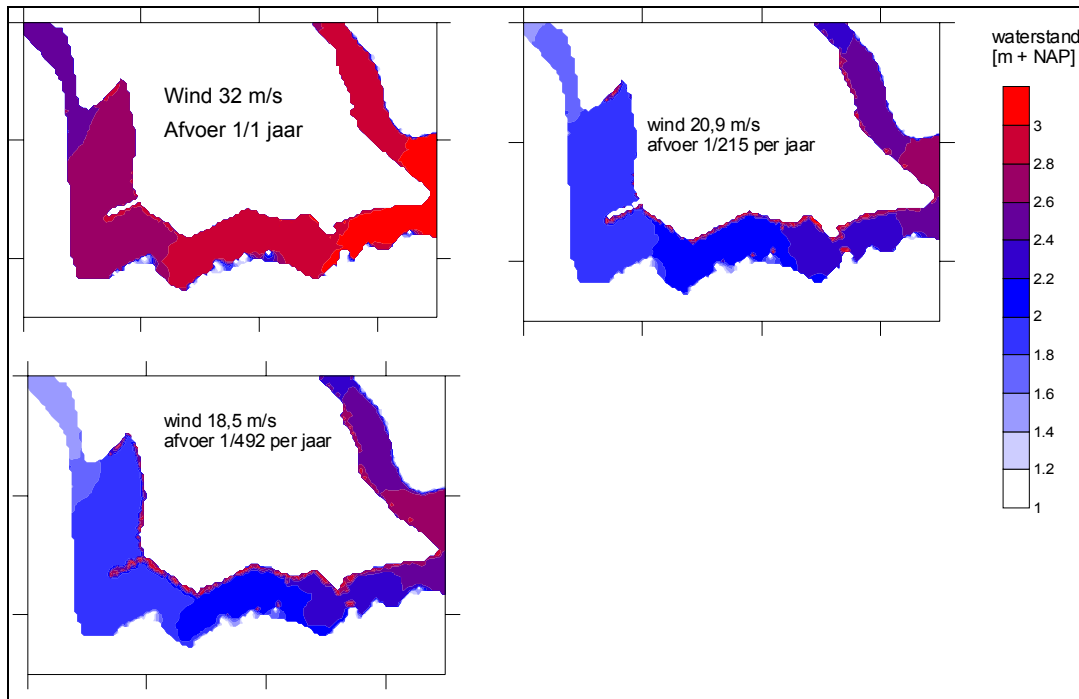


Figuur 19: Gevoeligheid voor klimaatscenario's bij een dichte bypass

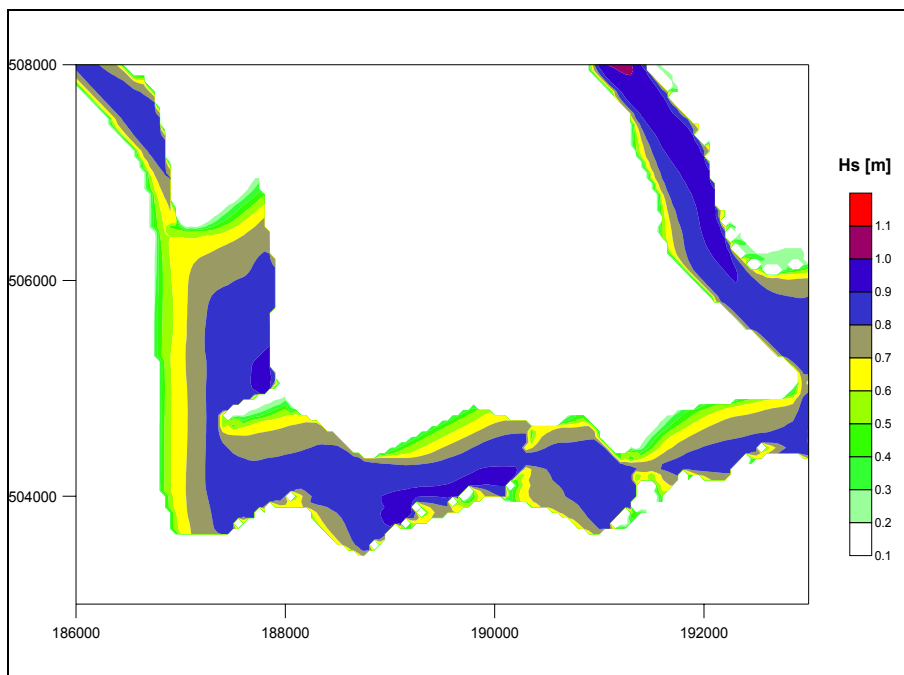
Golfontwikkeling

De dijkhoogten voor de verschillende bypass systemen zijn bepaald door bij de maatgevende condities golven te berekenen m.b.v. het numerieke golfmodel SWAN. Vervolgens zijn golfoverslagsommen met het programma PC-overslag gemaakt om de kruinhoogte en eventuele optimalisatie mogelijkheden door het gebruik van bermen te bepalen.

De golfontwikkeling in de bypass is beschouwd voor drie combinaties van wind en rivierafvoer die allemaal een redelijke benadering geven van de ontwerpconditie (1/2000 per jaar). Figuur 20 geeft een overzicht van de gekozen combinaties en de bijbehorende waterstanden in de bypass die bij deze condities m.b.v. WAQUA-model zijn berekend. Het is duidelijk te zien dat de waterstanden die bij de 1/2000 wind en 1/1 afvoer ontstaan ca. 1 m hoger zijn dan in de overige twee gevallen. In combinatie met de hogere windsnelheid geeft dit de hoogste golven in de hele bypass (zie Figuur 21 tot Figuur 23).



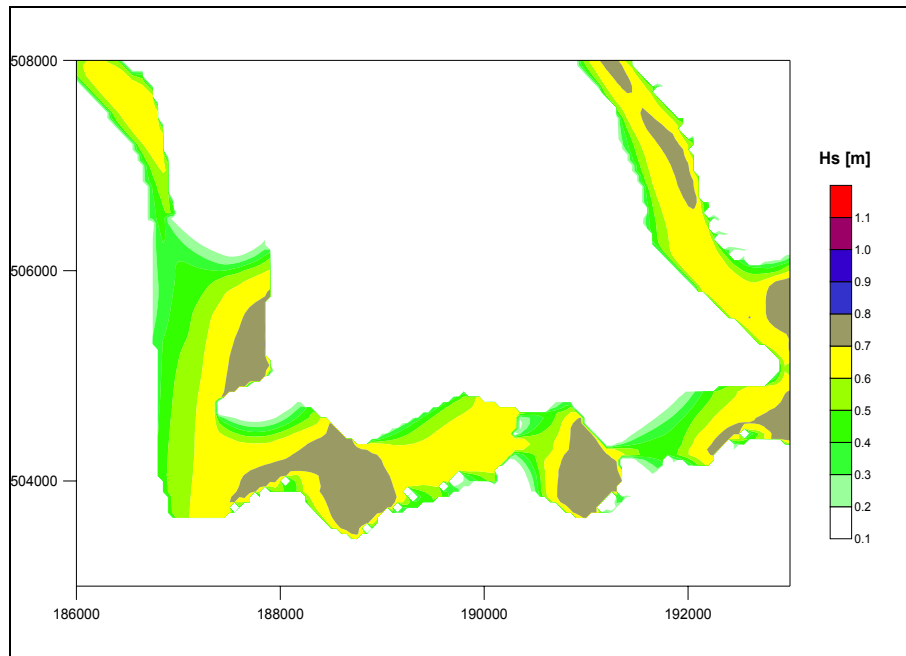
Figuur 20: Waterstanden in de bypass bij de verschillende beschouwde stormcondities



Figuur 21. Significante golfhoogte bij windsnelheid 32 m/s, Ijsselafvoer 1/1 per jaar

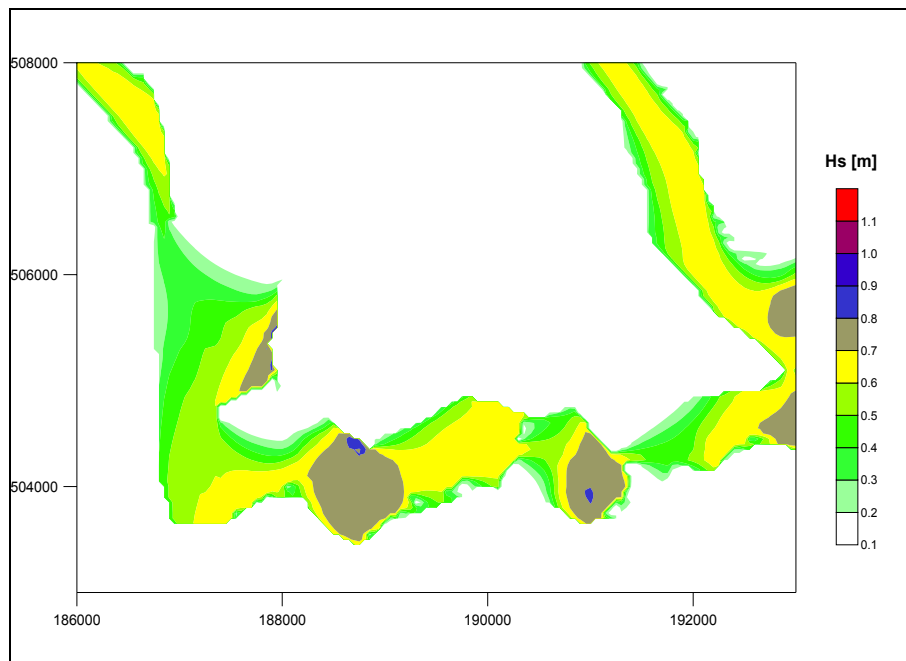
Door de windrichting (west-noordwest) ontstaan de hoogste golven aan de oostzijde van de bypass (traject langs het Drontermeer) resp. zuidzijde (traject richting de IJssel).

In de situatie met de 1/2000 wind (open bypass) bereikt de significante golfhoogte 1 m bij een piekperiode van 3 s (Figuur 21). Deze waarde wordt dan ook aangehouden voor het ontwerp van de dijkhoogten.



Figuur 22. Significante golfhoogte bij windsnelheid 20,9 m/s, IJsselafvoer 1/215 per jaar

In de overige twee gevallen zijn de waterdieptes vergelijkbaar. De golfhoogten bij de windsnelheid van 20 m/s zijn iets groter dan bij de windsnelheid van 18,5 m/s (zie Figuur 22 en Figuur 23). De significante golfhoogte die t.b.v. het ontwerpen van de dijken voor de gesloten en afsluitbare bypass aangehouden moet worden bedraagt maximaal 0,7 m, met een piekperiode van 2,5 s.



Figuur 23: Significante golfhoogte bij windsnelheid 18,5 m/s, Ijsselafvoer 1/492 per jaar

Golfontwikkeling en waterstanden bij toepassing verborgen inlaat

Windgolven en waterstanden

Om een eerste inschatting te maken van de effecten van het sluiten van het uitlaatwerk als gevolg van het optreden storm vlak nadat een hoogwatergolf door de bypass is gekomen is een aanvullende analyse gemaakt.

Voor deze analyse is uitgegaan van zeer conservatieve uitgangspunten t.a.v. de samenloop van storm en rivierhoogwater. Om een compleet beeld te krijgen is een onderbouwing gewenst van de werkelijke kans dat een extreme rivierafvoer gevolgd wordt door een zware storm.

Een eerste advies van het RIZA wijst uit dat de hier gehanteerde methode zeer conservatief is; het RIZA geeft aan dat het in een dergelijke situatie voor de hand ligt om uit te gaan van een storm met een terugkeertijd van 1 jaar. Bij het optreden van een 1/1 jaar storm is het echter niet noodzakelijk om het uitlaatwerk te sluiten. Voor deze analyse wordt derhalve uitgegaan van extremere stormen.

In deze analyse is de golfontwikkeling beschouwd in de bypass die aan de Vossemeerzijde wordt afgesloten nadat die een aantal dagen actief is geweest. In de bypass staat dan nog water maar er kunnen geen golven uit het Ketelmeer binnendringen. Omdat het water niet stroomt, is de waterspiegel vrijwel horizontaal (de scheefstand door de windopzet wordt buiten beschouwing gelaten, deze heeft nauwelijks invloed op de resultaten).

Deze analyse is uitgevoerd m.b.v. handberekeningen met de empirische golfgroeiformule van Bretschneider.

Er zijn geen modelberekeningen uitgevoerd omdat de golfgroeiformulering in SWAN niet geschikt is voor kleine gebieden (strijklengtes van enkele km's) waar geen golven aan de rand binnen komen. De formulering van Komen die in SWAN standaard wordt gebruikt, werkt namelijk op basis van excitatie, er is een kleine initiële golf nodig om de golfgroei goed te berekenen. Bij langere strijklengtes is dit geen probleem maar bij de vrij korte strijklengtes in de bypass worden de golfhoogtes onderschat.

Ter controle zijn de SWAN uitkomsten voor de open bypass vergeleken (zie Figuur 21) met de resultaten van Bretschneider berekening. Beide methodes blijken resultaten te geven die binnen een marge van 5 cm gelijk zijn waarmee de geschiktheid van beide methodes is aangetoond.

De Bretschneider berekening is uitgevoerd voor een 6-tal punten in de bypass waarmee een goed beeld wordt gekregen in de golfhoogtes in de bypass. De berekeningen zijn uitgevoerd voor de 1/10 en 1/50 per jaar windsnelheid, en voor twee waterstanden, nl. 2 m +NAP en 2,5 m +NAP. De kans van voorkomen van de windsnelheden is bepaald uit de windfrequentietabel uit Hydra-M:

wind richting [°N]	wind snelheid [m/s]	wind richting [°N]	wind snelheid [m/s]
1/10 per jaar		1/50 per jaar	
0	15,1	0	17,9
90	14,6	90	16,7
180	17,3	180	19,5
270	23,0	270	26,5
300	21,0	300	24,5
330	18,2	330	21,1

Tabel 6: uitgevoerde Bretschneider berekeningen

De resultaten van de berekeningen zijn opgenomen in bijlage 1. De uitgevoerde analyse laat zien dat de golfhoogtes niet hoger uitkomen dan ca. 0,7 m. Bij een conservatieve aanname dat de dijkhoogtes gelijk zijn aan de waterstand + 2*Hs zijn de volgende hoogtes noodzakelijk

$$\text{Dijkhoogte} = 2,0 \text{ (waterstand)} + 2 \cdot 0,7 = 3,4 \text{ meter}$$

$$\text{Dijkhoogte} = 2,5 \text{ (waterstand)} + 2 \cdot 0,7 = 3,9 \text{ meter}$$

Uit eerdere analyse van de benodigde dijkhoogtes (beschreven in volgende paragraaf) is gebleken dat het toepassen van $2 \cdot H_s$ een conservatief uitgangspunt is. Indien gekozen wordt voor dijken met een buitenberm wordt de golfloop nog aanzienlijk beperkt.

Effect translatiegolf

Het is mogelijk dat er een storm opsteekt terwijl de bypass actief is. Uit de statistische analyse volgt dat een combinatie van een zware storm en een extreem hoge afvoer erg onwaarschijnlijk is. Dit geldt voor het samenvallen van de pieken van afvoer en storm. Het is echter mogelijk dat er een storm ontstaat nadat de afvoerpiek reeds de bypass is gepasseerd. In deze situatie zullen de waterstanden in de bypass reeds dalen, en de stormvloedkering in de uitlaat zal worden gesloten om de opstuwning in de bypass tegen te gaan.

Het sluiten van de kering zal het ontstaan van een translatiegolf tot gevolg. Door de vrij abrupte sluiting ontstaat dan een positieve translatiegolf (verhoging van de waterstand) die stroomopwaarts door de bypass gaat lopen, en een negatieve translatiegolf stroomafwaarts van de kering, in het Vossenmeer. Dit verschijnsel is bekend van verschillende stormvloedkeringen, o.a. Oosterschelde- en Maeslantkering. De hoogte van de translatiegolf wordt hoofdzakelijk bepaald door twee factoren:

- stroomsnelheid in de uitstroomopening
- snelheid waarmee de kering wordt gesloten (hoe langzamer de sluiting, hoe kleiner de translatiegolf)

Een indicatie van de hoogte van de translatiegolf kan worden bepaald op basis van een aanname dat de kering oneindig snel wordt gesloten. Op basis van de energiebeschouwing (Bernoulli) wordt de bewegingsenergie omgezet in potentiële energie. De golfamplitude (halve golfhoogte) is dan gelijk aan de snelheidshoogte:

$$\Delta H = \frac{u^2}{2g}$$

waarin ΔH = snelheidshoogte, u = stroomsnelheid, g =zwaartekrachtversnelling

Uit de uitgevoerde WAQUA berekeningen blijkt dat de stroomsnelheid in de uitstroomopening onder maatgevende omstandigheden ca. 2,2 m/s bedraagt. Het sluiten van de kering in het beschouwde geval zal bij een lagere afvoer aanvangen, zodat de stroomsnelheid enigszins lager zal zijn. Uitgaande van $u=2\text{m/s}$ volgt voor de golfhoogte een waarde 40 cm. Met deze golfhoogte dient rekening te worden gehouden bij het dimensioneren van dijken in de bypass.

Conclusies golfontwikkeling en waterstanden bij verborgen inlaat

Bij de gekozen uitgangspunten blijken de dijkhoogten bij toepassing van een dijk met berm te voldoen voor het geval dat er een storm ontstaat nadat de afvoerpiek reeds de bypass is gepasseerd. Daarnaast zijn de berekende situaties bovenmaatgevend. Er kan derhalve gesteld worden dat de dijkhoogten van 3,5 m +NAP voldoen.

Golfloop en dijkhoogte

Op basis van de uitgevoerde SWAN berekeningen is een aantal representatieve waarden gekozen voor de golfhoogten. M.b.v. het programma PC-Overslag zijn de benodigde dijkhoogten bepaald. Daarbij is in eerste instantie uitgegaan van het overslagcriterium van 0,1 l/s/m en een dijkprofiel zonder berm en andere golfdempende voorzieningen. Als alternatief is ook een dijkontwerp beschouwd met een buitenberm ter beperking van de golfloop.

Als invoer voor de golfhoogte is geen onderscheid gemaakt tussen locaties die in de luwte liggen en locaties met zware golfaanval. Voor alle locaties is een hoge golf aangehouden. Daarnaast is uitgegaan van loodrecht op de dijk invallende golven. De berekende dijkhoogten zijn op veel locaties dan ook behoorlijk conservatief. Bij schuin invallende golven treedt een reductie van golfloop op tot 40%. Dit zal straks bij het detailontwerp moeten worden meegenomen.

Een overzicht van de ligging van de verschillende zones is weergegeven in Figuur 25

	Waterstand (m)	Golfhoogte (m)	Dijhoogte (0,1 l/s/m) 2005 (m +NAP)	Dijkhoogte 2050
Open bypass	3,20	0,9	5 m	5,5 m
Open bypass met berm	3,20	0,9	4,5 m	5 m
Gesloten bypass	2,60	0,7	4,5	5
Gesloten bypass met berm	2,60	0,7	4	4,5

Tabel 7: afleiding dijkhoogten zone 1

	Waterstand (m)	Golfhoogte (m)	Dijhoogte (0,1 l/s/m) 2005 (m +NAP)	Dijkhoogte 2050
Open bypass	3,10	1	5 m	5,5 m
Open bypass met berm	3,10	1	4,5 m	5 m
Gesloten bypass	2,20	0,7	3,8	4,2
Gesloten bypass met berm	2,20	0,7	3,3	3,8

Tabel 8: afleiding dijkhoogten zone 2

	Waterstand (m)	Golfhoogte (m)	Dijhoogte (0,1 l/s/m) 2005 (m +NAP)	Dijkhoogte 2050
Open bypass	3,10	1	5 m	5,5 m
Open bypass met berm	3,10	1	4,5 m	5 m
Gesloten bypass	2,1	0,7	3,6	4,1
Gesloten bypass met berm	2,1	0,7	3,1	3,6

Tabel 9: afleiding dijkhoogten zone 3

	Waterstand (m)	Golfhoogte (m)	Dijhoogte (0,1 l/s/m) 2005 (m +NAP)	Dijkhoogte 2050
Open bypass	3	1	5 m	5,5 m
Open bypass met berm	3	1	4,5 m	5 m
Gesloten bypass	2	0,7	3,5	4
Gesloten bypass met berm	2	0,7	3	3,5

Tabel 10: afleiding dijkhoogten zone 4

Opgemerkt wordt dat voor zone 4 als gevolg van verschillende veiligheidsniveaus onderscheidt gemaakt dient te worden tussen de linker en rechteroever. De dijken aan de Flevoland zijde zullen hierdoor 20 cm hoger worden.

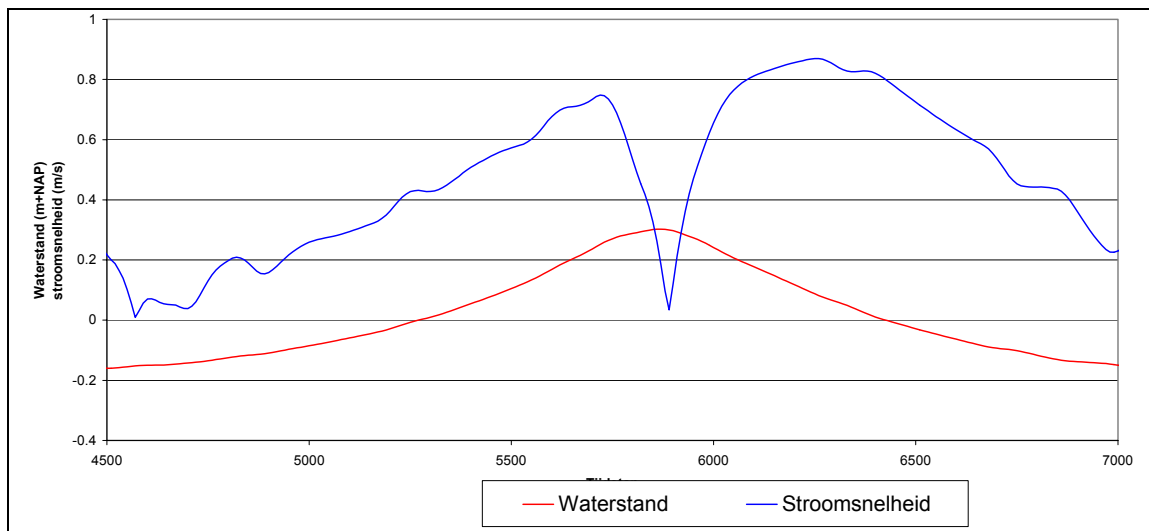
Voor een periode van 100 jaar (jaar 2100) wordt aangenomen dat met een verdere stijging van de maatgevende waterstanden rekening gehouden dient te worden van nogmaals 50 cm. Om op termijn deze stijging op te kunnen vangen is het noodzakelijk nu voldoende ruimte langs de dijken te reserveren. In theorie kan de dijk zowel buitendijks als binnendijks versterkt worden, vanuit de ruimte voor de rivier filosofie lijkt een binnendijkse reservering echter de voorkeur te genieten. Een ruimtereservering van ca 10 tot 20 m is voldoende.

Uit de berekeningen volgt dat (voor dijkprofiel zonder berm) voor de dijkhoogte grofweg een hoogte gelijk aan 2Hs+ hoogte waterstand kan worden aangehouden.

Stroomsnelheden doorvaartopening uitlaatwerk

Een van de mogelijke alternatieven van de bypass bestaat uit een afsluitbare bypass. Een van de belangrijke aspecten is de maximaal acceptabele stroomsnelheid voor de scheepvaart. Onder normale omstandigheden zal nauwelijks stroming in de doorvaartopening zijn. Hoge stroomsnelheden zullen optreden wanneer de bypass wordt ingezet bij hoogwaterafvoer. Dit zal echter zeer zelden gebeuren (ca. eens in 500 jaar), en is dus niet maatgevend voor de scheepvaart. Deze snelheden zijn wel bepalend voor de dimensionering van de bodembescherming.

Bij zwakke stormen waarbij het uitlaatwerk nog niet afgesloten is zullen ook wat hogere stroomsnelheden in de doorvaartopening optreden. Om een indicatie van deze stroomsnelheden is een WAQUA berekening uitgevoerd voor een 1/1 per jaar storm. De resultaten van deze berekening zijn opgenomen in Figuur 24. De stroomsnelheid in de opening loopt op tot ca. 0,8 m/s. Deze snelheid is te hoog voor de scheepvaart om veilig door een relatief smalle doorvaartopening te varen; de doorvaart zal enige tijd gestremd worden. Deze situatie duurt echter slechts enkele uren. In het algemeen kan worden gesteld dat bij storm de scheepvaart door de doorvaartopening enkele keren paar jaar en met een duur van telkens enkele uren gestremd zal zijn (vanwege te hoge stroomsnelheden, of omdat de bypass afgesloten is). Er wordt vanuit gegaan dat dit acceptabel is: bij storm zal naar verwachting nauwelijks sprake van verkeer op water. De stroomsnelheden zijn eventueel te beperken door de doorvaartopening te verbreden.



Figuur 24: stroomsnelheid en waterstand tijdens jaarlijkse storm in doorvaartopening (25m) uitlaatwerk

Bij de bovenstaande beschouwing wordt nog opgemerkt dat de gepresenteerde resultaat van een Waqua-berekening met enige voorzichtigheid beschouwd moet worden. De doorvaartopening is in het model als één rooster cel breed geschematiseerd, dit introduceert een zekere fout in de berekening van stroomsnelheid, die groter is dan in de rest van de bypass.

4. Dijkontwerp bypass

Inleiding

De hoogte van de dijken langs de bypass worden bepaald door de maatgevende waterstanden in combinatie met de eventueel optredende golfontwikkeling. In voorgaande hoofdstukken is het onderscheid per bypass systeem reeds aangegeven.

In dit hoofdstuk worden eerst de bij het ontwerp gehanteerde uitgangspunten op een rij gezet, vervolgens wordt per bypass systeem (open of afsluitbaar) ingegaan op de verschillende dijkontwerpen.

Inmiddels is door de taakgroep planeconomie een balans opgesteld voor de benodigde hoeveelheden grond voor de nieuw aan te leggen dijken. In de kostenramingen zijn de laatste gegevens t.a.v. de dijkontwerpen meegenomen; de in deze memo aangegeven hoeveelheden kunnen daarvan afwijken.

Uitgangspunten

Omdat het slechts een voorontwerp betreft van het dijklichaam zijn geen berekeningen uitgevoerd om de dijk op maat te berekenen. Wel zijn aan de hand van de Leidraden voor het ontwerpen van rivierdijken; deel I bovenrivieren (TAW⁴, 1985) en deel II benedenrivieren (TAW, 1989) en de Handreiking Constructief Ontwerpen (TAW, 1994) de minimaal benodigde afmetingen en globale opbouw van het dijklichaam opgesteld. In eerste instantie betreft het een uitsluitend geometrische benadering. Ten aanzien van de beoordeling van de stabiliteit van het ontwerp op basis van de sporen piping, macrostabiliteit van binnen- en buitentalud en microstabiliteit zijn op basis van een globale indeling in grondopbouw een aantal indicatieve analyses uitgevoerd. Deze analyses hebben geleid tot een viertal verschillende principe ontwerpen voor de dijken, een verdere detaillering van het dijkontwerp dient in het

⁴ Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen

definitief ontwerp plaats te vinden. Bij het definitieve ontwerp kan nader gekeken worden naar de invloed op het dijkontwerp van de lokaal zeer variërende bodemopbouw, in deze fase is uitgegaan van een "worst case" benadering.

Als uitgangspunt voor het dijklichaam worden de volgende ontwerprichtlijnen en uitgangspunten gehanteerd:

- De dijken worden ontworpen als primaire waterkering;
- Het gemiddeld maaiveldniveau in het gebied bedraagt NAP 0 m. De kruinhoogte is gebaseerd op hydraulische berekeningen, voor de verschillende trajecten worden verschillende hoogten beschouwd. Als voor een traject de dijkhoogte varieert wordt van een gemiddeld profiel uitgegaan;
- Op basis van geotechnisch onderzoek zijn schattingen gemaakt van de te verwachten zettingen. Voor de dijktracés worden 2 klassen onderscheiden, voor gedeelten met voornamelijk zandige ondergrond wordt uitgegaan van een zetting van 0 – 1 meter en voor gebieden met veel klei en veen wordt uitgegaan van een zetting van 1 – 2 meter. Een alternatief voor het laten optreden van de zettingen is het toepassen van grondverbeteringen, voor deze analyse is alleen uitgegaan van de te verwachten zettingen.
- De taluds, zowel het binnen- als het buitentalud, hebben hellingen van 1:3, eventuele (stabiliteits)bermen kunnen een ander talud krijgen ;
- De dijk wordt ontworpen op een overslagcriterium van 0,1 l/m/s.
- De kern van de dijk bestaat uit zand.
- Het buitentalud van de dijk bestaat uit erosiebestendige klei, voor deze analyse is uitgegaan van een kleidikte van 1 meter.
- De kruin en het binnentalud kunnen vanwege het strenge overslagcriterium bestaan uit niet erosiebestendige klei of uit zand/klei mengsels
- Voor de nieuw aan te leggen dijken wordt uitgegaan van een kruinbreedte van 4 meter, eventueel kan over de kruin een inspectiepad worden aangelegd. *In de figuren is nog een breedte van 3 meter, voor de kostenraming en grondbalans is echter uitgegaan van 4 meter.*
- Voor de lokale ontsluitingswegen wordt aangenomen dat deze langs de dijk worden aangelegd. Voor de dijk aan de westzijde van het Drontermeer wordt wel uitgegaan van het handhaven van de weg boven op de dijk.
- Indien er gekozen wordt voor de aanleg van bewoonde terpen in de bypass dan wordt hetzelfde veiligheidsniveau voor deze eilanden gehanteerd als voor de omliggende dijkeringen (1/2000 per jaar). Dat betekent dat de hoogte van de bescherming van de eilanden hierop afgestemd dient te worden.
- De dijken aan de Flevozijde dienen gedimensioneerd te worden op een veiligheid van 1/4000 per jaar, dit resulteert in circa 20 cm hogere dijken. Deze extra hoogte is nog niet verdisconteerd in de ontwerpen. Voor deze analyse is niet gekeken naar de effecten van de zogenaamde klinkerbekleding op de Drontermeerdijk aan Flevozijde

Hierbij wordt opgemerkt dat er vooralsnog voor het bypassontwerp slechts indicatieve schetsen voorhanden zijn. Een aanpassing of optimalisatie van het ontwerp (zowel van dijk als bypass) kan in een later stadium nog een aanpassing van de dijkhoogte tot gevolg hebben.

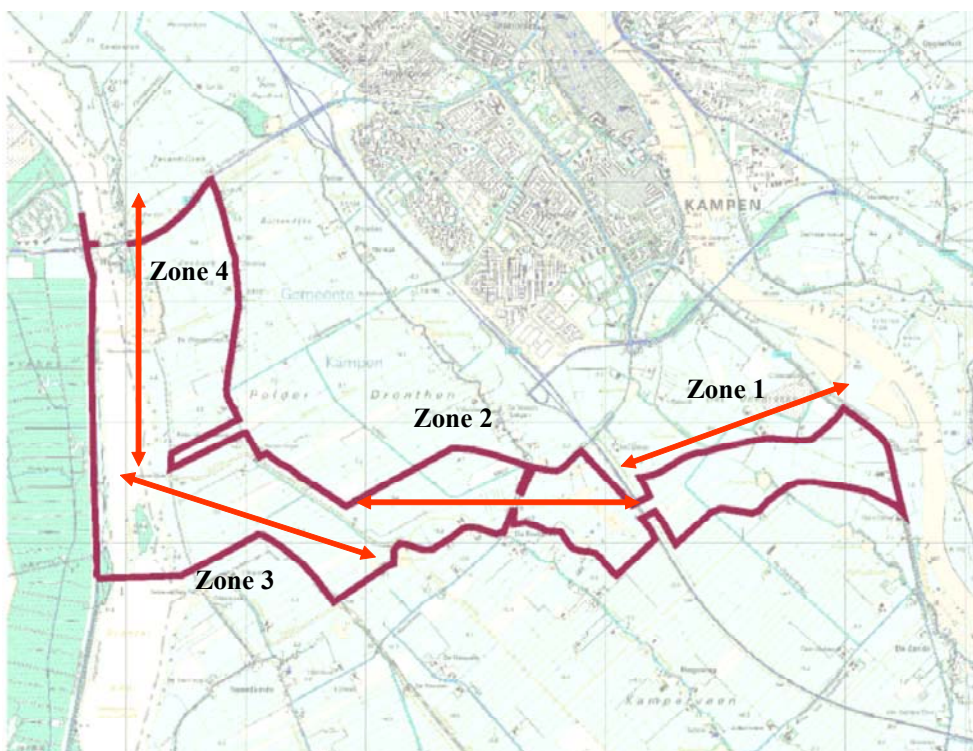
Op basis van de bij het rapport 'Bypass IJsseldelta, Grondonderzoek en vergelijking modellen op basis van grondballans' behorende boorprofielen, is een globale indeling gemaakt van de grondopbouw. Globaal is het gebied in te delen in 4 zones. Deze indeling komt overeen met de door GeoDelft bij de Geocheck gehanteerde indeling (concept notitie bypass Kampen, kenmerk: CO-421890.0005)

1. Vanaf de IJsseldijk tot ongeveer de kruising met de N50 bestaat de bodem uit een klei en veen pakket met een dikte van 3 m tot 5 m op zand. Voor het dijkontwerp wordt rekening gehouden met een zetting van ca. 1 m wat resulteert in ca 25% extra benodigd zand.

2. Vanaf ongeveer de N50 tot ongeveer de Molenkolk bestaat de bodem voornamelijk uit zand met soms een dunne kleiige dek- of tussenlaag. Voor het dijkontwerp wordt rekening gehouden met een zetting van ca 0,5 m wat resulteert in ca 15% extra benodigd zand.
3. Vanaf ongeveer de Molenkolk tot ongeveer het geplande tracé van de Hanzelijn bestaat de bodem uit een kleipakket met een dikte van circa 7 m tot 8 m op zand. Voor het dijkontwerp wordt rekening gehouden met een zetting van ca. 1,5 m wat resulteert in ca 35% extra benodigd zand.
4. Vanaf ongeveer het geplande tracé van de Hanzelijn tot de monding van de bypass bestaat de bodem uit een klei en veen pakket met een dikte van circa 4 m op zand. Voor het dijkontwerp wordt rekening gehouden met een zetting van ca. 1 m wat resulteert in ca 25% extra benodigd zand.

Op basis van de grondopbouw en hydraulische belastingen wordt het traject van de bypass ingedeeld in de bovengenoemde 4 zones. Voor deze fase van het project wordt volstaan met het opstellen van representatieve dijkontwerpen per zone. Doordat de bestaande bodemopbouw ook binnen de zones behoorlijk kan variëren dient in een vervolgfase het dijkontwerp in meer detail beschouwd te worden.

In Figuur 25 wordt een overzicht gegeven van de ligging van de verschillende zone's.



Figuur 25: Bypass tracé met zonering op basis van geotechnische aspecten

Een overzicht van de bijbehorende dijk lengten binnen de verschillende zones wordt weergegeven in Tabel 11. Voor de zones 3 en 4 wordt bij het ontwerp apart ingegaan op de situatie voor de dijk aan de westzijde van het Drontermeer.

	Zone 1 (m)	Zone 2 (m)	Zone 3 (m)	Zone 4 (m)
Rechteroever	2400	2900	2000	3600
Linkeroever	2000	3200	3000 + (900)*	0 + (1800)*
Totaal	4400	6100	5000 + (900)*	3600 + (1800)*

*) in zone 3 en 4 bestaat de linkeroever van de nieuw aan te leggen bypass dijk gedeeltelijk uit de huidige Drontermeerdijk (Flevolandzijde). Voor dit deel geldt dat de huidige dijk eventueel opgehoogd dient te worden over een traject van 2700 meter.

Tabel 11: Dijk lengten per zone

Open bypass

Zoals in hoofdstuk 3 reeds is beschreven geldt voor een open bypass systeem dat de maatgevende waterstanden optreden tijdens stormcondities. De dijkhoogten worden vervolgens bepaald met behulp van het golfoverslagcriterium.

Hoewel de maatgevende waterstanden en met name de golven niet voor elk deel van de bypass even hoog zijn, wordt voor het open bypass systeem toch uitgegaan van een constante dijkhoogte over het gehele traject.

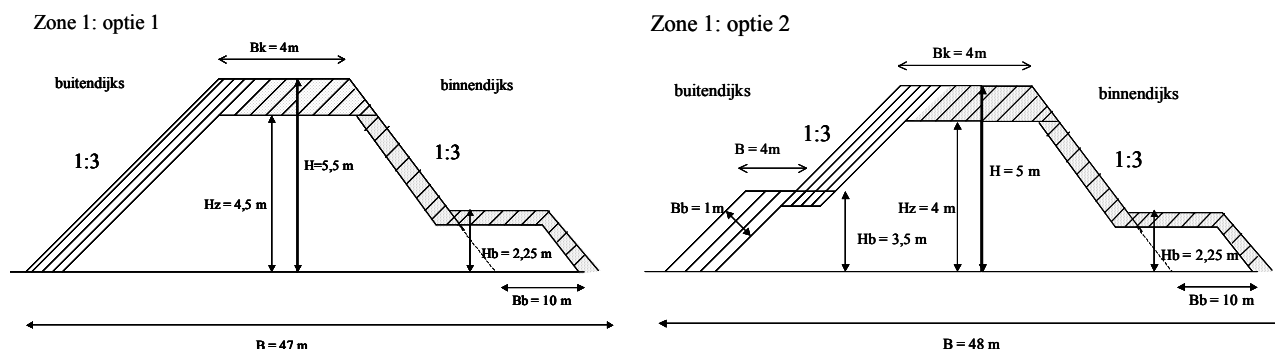
Bij het gekozen dijkontwerp met een buitentalud van 1:3 wordt uitgegaan van een constante dijkhoogte van 5 m +NAP, voor het ontwerp met buitenberm wordt uitgegaan van een constante dijkhoogte van 4,5 m +NAP.

De hoeveelheden grond zijn opgenomen in de kostenraming (een aparte rapportage) en zijn hier niet meer herhaald. De aangegeven maatvoering van de dijken dient als indicatief te worden beschouwd. In het vervolgtraject dient dit in meer detail te worden uitgewerkt. T.b.v. de ruimtelijke reservering is uitgegaan van 70 m per dijk.

Zone 1

Zone 1 beslaat het traject vanaf de IJssel tot aan de kruising met de N50 en Hanzelijn. Uit geotechnische beschouwingen is gebleken dat als gevolg van de combinatie van bestaande grondopbouw en mogelijke hydraulische belastingen rekening gehouden dient te worden met binnenwaartse macrostabiliteit als maatgevend faalmechanisme.

Het ontwerp van de dijken voor deze zone voorziet derhalve in een stabiliteitsberm met een breedte van ca. 10 meter (zie Figuur 26). Een alternatieve oplossing (hier niet verder uitgewerkt) bestaat uit het toepassen van een flauwer binnentalud in plaats van de stabiliteitsberm.

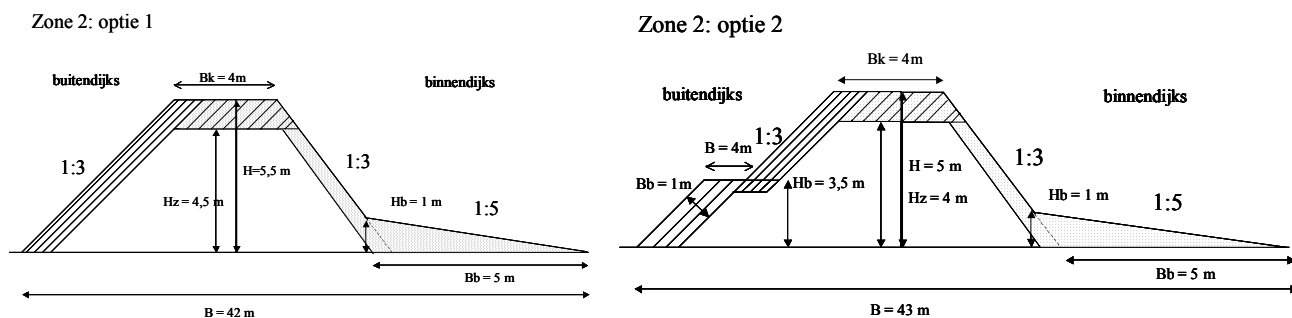


Figuur 26: Mogelijke dijkprofielen voor zone 1

Zone 2

Zone 2 beslaat het traject vanaf de N50 tot aan de Molenkolk. Uit geotechnische beschouwingen is gebleken dat als gevolg van de combinatie van bestaande grondopbouw en mogelijke hydraulische belastingen rekening gehouden dient te worden met microstabiliteit als maatgevend faalmechanisme (uitspoelen).

Het ontwerp van de dijken voor deze zone voorziet derhalve in een flauwer binnentalud van 1:5 dat ter hoogte van de uittredende freatische lijn begint (zie Figuur 27). Van belang is dat het binnentalud bestaat uit een waterdoorlatende laag zodat er geen zich geen waterdruk in het dijklichaam op kan bouwen (bv. klei/zand mengsel) Een alternatieve oplossing (hier niet verder uitgewerkt) bestaat uit het toepassen van een drainage in het binnentalud.

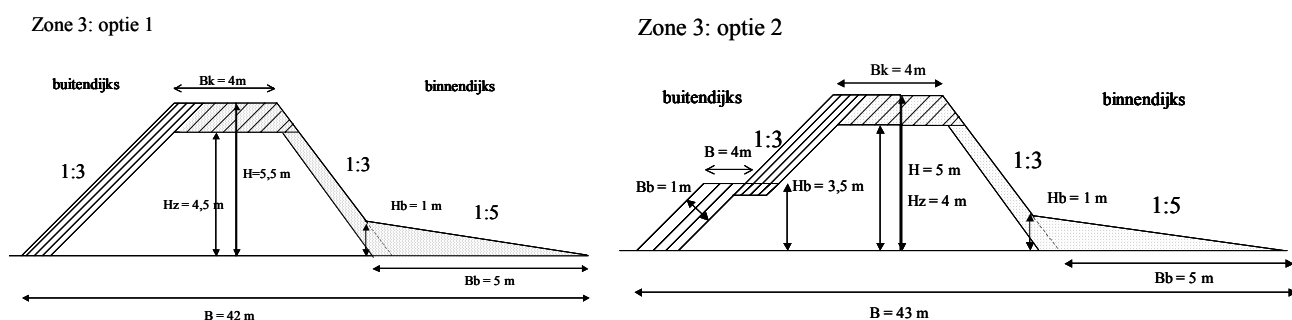


Figuur 27: Mogelijke dijkprofielen voor zone 2

Zone 3

Zone 3 beslaat het traject vanaf de Molenkolk tot ongeveer het geplande tracé van de Hanzelijn (tunnel). Uit geotechnische beschouwingen is gebleken dat als gevolg van de combinatie van bestaande grondopbouw en mogelijke hydraulische belastingen rekening gehouden dient te worden met microstabiliteit als maatgevend faalmechanisme (uitspoelen).

Het ontwerp van de dijken voor deze zone voorziet derhalve in een flauwer binnentalud van 1:5 dat ter hoogte van de uittredende freatische lijn begint (zie Figuur 28). Van belang is dat het binnentalud bestaat uit een waterdoorlatende laag zodat er geen zich geen waterdruk in het dijklichaam op kan bouwen (bv. klei/zand mengsel) Een alternatieve oplossing (hier niet verder uitgewerkt) bestaat uit het toepassen van een drainage in het binnentalud.



Figuur 28: Mogelijke dijkprofielen voor zone 3

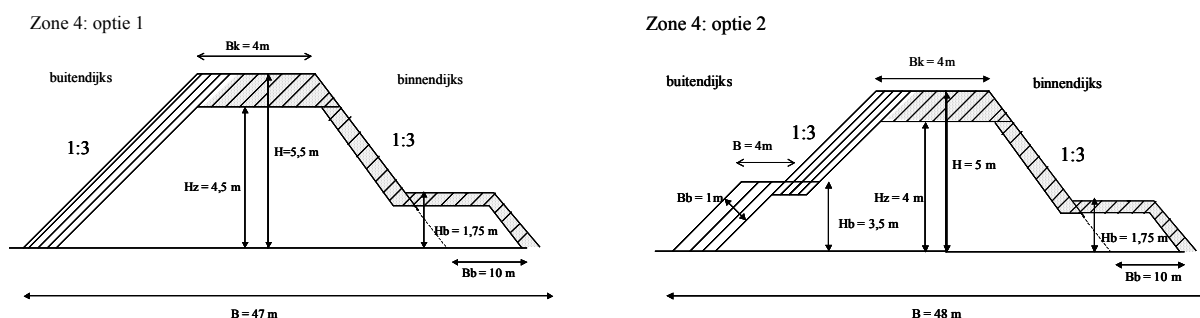
Voor de dijk langs de bypass in zone 3 bestaat de westzijde gedeeltelijk uit de huidige Drontermeerdijk. Er hoeft voor een traject van 900 meter geen geheel nieuwe dijk aangelegd te worden.

Op basis van door het waterschap Zuiderzeeland aangeleverde tekeningen wordt uitgegaan dat het huidige profiel van dijk bestaat uit een rijbaan van 6,5 meter en een fietspad van 3,5 meter. De gemiddelde huidige hoogte over het relevante traject wordt aangenomen op 2,7 m +NAP. Behalve het grondverzet is voor dit traject het "optillen" van de weg een belangrijke kostenfactor.

Zone 4

Zone 4 beslaat het traject vanaf ongeveer het geplande tracé van de Hanzelijn (tunnel) tot de monding van de bypass. Uit geotechnische beschouwingen is gebleken dat als gevolg van de combinatie van bestaande grondopbouw en mogelijke hydraulische belastingen rekening gehouden dient te worden met binnenwaartse macrostabiliteit als maatgevend faalmechanisme.

Het ontwerp van de dijken voor deze zone voorziet derhalve in een stabiliteitsberm met een breedte van ca. 10 meter (zie Figuur 29). Een alternatieve oplossing (hier niet verder uitgewerkt) bestaat uit het toepassen van een flauwer binnentalud in plaats van de stabiliteitsberm.



Figuur 29: Mogelijke dijkprofielen voor zone 4

Voor het traject van de bypass in zone 4 valt de westelijke dijk volledig samen met de huidige Drontermeerdijk. Er hoeft voor een traject van 1800 meter geen geheel nieuwe dijk aangelegd te worden.

Op basis van door het waterschap Zuiderzeeland aangeleverde tekeningen wordt uitgegaan dat het huidige profiel van dijk bestaat uit een rijbaan van 6,5 meter en een fietspad van 3,5 meter. De gemiddelde huidige hoogte over het relevante traject wordt aangenomen op 2,7 m +NAP. De gemiddelde huidige hoogte over het relevante traject wordt aangenomen op 2,7 m +NAP. Er wordt voor dit stuk dijk geen rekening gehouden met zettingen. Behalve het grondverzet is voor dit traject het "optillen" van de weg een belangrijke kostenfactor.

Het waterschap Zuiderzeeland verwacht t.a.v. deze dijk dat

- de macrostabiliteit binnenwaarts verbeterd moet worden;
- de aanwezige steenglooiing op het buitentalud eveneens versterkt moet worden, en dat hierover pas uitsluitel kan worden gegeven als voor betreffende buitenwater de formele hydraulische randvoorwaarden beschikbaar zijn. Op zijn vroegst gebeurt dit pas in 2011.

Gesloten en afsluitbare bypass

Voor de gesloten en de afsluitbare bypass geldt dat de maatgevende waterstanden ontstaan tijdens maatgevende rivierafvoeren of zeer hoge rivierafvoeren gecombineerd met niet al te extreme stormcondities. In hoofdstuk 3 zijn de maatgevende combinaties weergegeven.

De maatgevende waterstanden bij de gesloten en afsluitbare bypass variëren voor de verschillende zones. Bij de dijkontwerpen voor de verschillende zones wordt dan ook met verschillende dijkhoogten gewerkt.

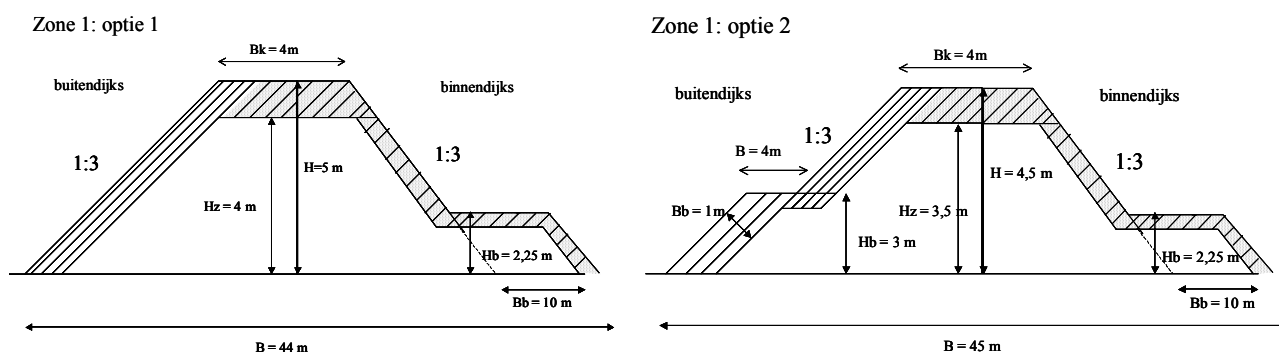
Voor een nadere onderbouwing van de gehanteerde dijkhoogten wordt verwezen naar hoofdstuk 3.

Zone 1

Zone 1 beslaat het traject vanaf de IJssel tot aan de kruising met de N50 en Hanzelijn. Uit geotechnische beschouwingen is gebleken dat als gevolg van de combinatie van bestaande grondopbouw en mogelijke hydraulische belastingen rekening gehouden dient te worden met binnenwaartse macrostabiliteit als maatgevend faalmechanisme.

Het ontwerp van de dijken voor deze zone voorziet derhalve in een stabiliteitsberm met een breedte van ca. 10 meter (zie Figuur 30). Een alternatieve oplossing (hier niet verder uitgewerkt) bestaat uit het toepassen van een flauwer binnentalud in plaats van de stabiliteitsberm.

Voor het dijkontwerp met een buitentalud van 1:3 wordt voor deze zone uitgegaan van een dijkhoogte van 4,5 m +NAP. Door het toepassen van een berm in het buitentalud kan de dijkhoogte met een halve meter gereduceerd worden tot 4 m +NAP.



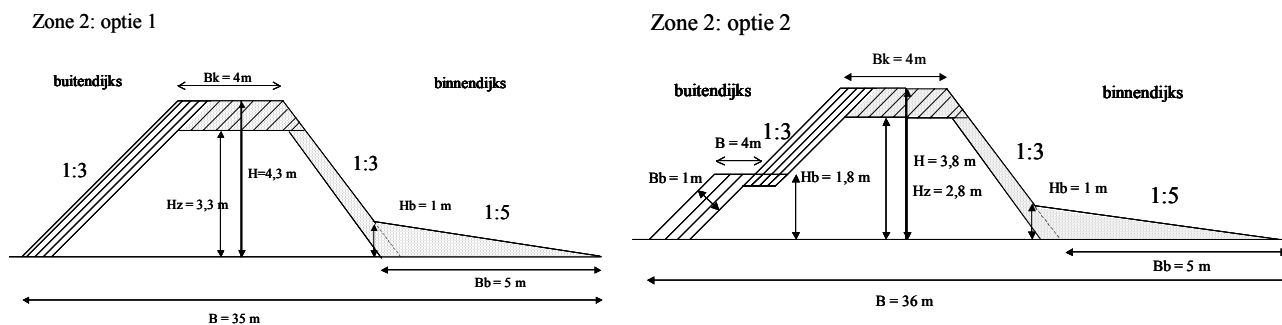
Figuur 30: Mogelijke dijkprofielen voor zone 1

Zone 2

Zone 2 beslaat het traject vanaf de N50 tot aan de Molenkolk. Uit geotechnische beschouwingen is gebleken dat als gevolg van de combinatie van bestaande grondopbouw en mogelijke hydraulische belastingen rekening gehouden dient te worden met microstabiliteit als maatgevend faalmechanisme (uitspoelen).

Het ontwerp van de dijken voor deze zone voorziet derhalve in een flauwer binnentalud van 1:5 dat ter hoogte van de uittredende freatische lijn begint (zie Figuur 31). Van belang is dat het binnentalud bestaat uit een waterdoorlatende laag zodat er geen zich geen waterdruk in het dijklichaam op kan bouwen (bv. klei/zand mengsel). Een alternatieve oplossing (hier niet verder uitgewerkt) bestaat uit het toepassen van een drainage in het binnentalud.

Voor het dijkontwerp met een buitentalud van 1:3 wordt voor deze zone uitgegaan van een dijkhoogte van 3,8 m +NAP. Door het toepassen van een berm in het buitentalud kan de dijkhoogte met een halve meter gereduceerd worden tot 3,3 m +NAP.



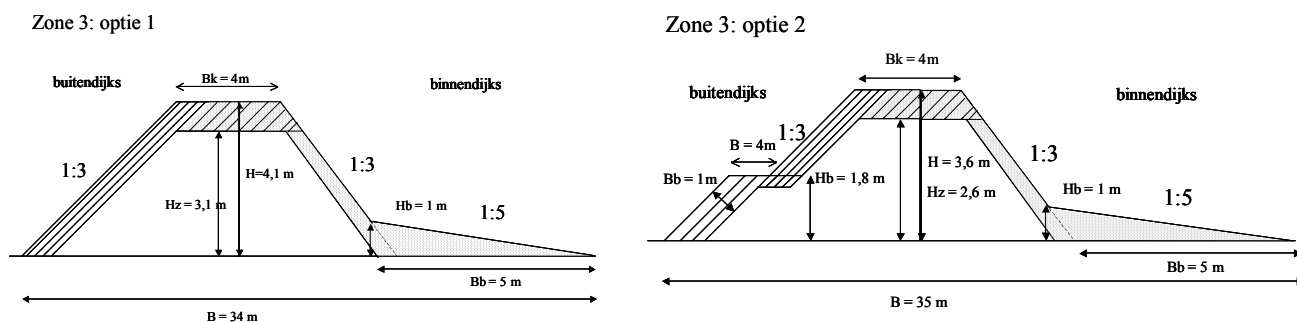
Figuur 31: Mogelijke dijkprofielen voor zone 2

Zone 3

Zone 3 beslaat het traject vanaf de Molenkolk tot ongeveer het geplande tracé van de Hanzelijn (tunnel). Uit geotechnische beschouwingen is gebleken dat als gevolg van de combinatie van bestaande grondopbouw en mogelijke hydraulische belastingen rekening gehouden dient te worden met microstabiliteit als maatgevend faalmechanisme (uitspoelen).

Het ontwerp van de dijken voor deze zone voorziet derhalve in een flauwer binnentalud van 1:5 dat ter hoogte van de uittredende freatische lijn begint (zie Figuur 32). Van belang is dat het binnentalud bestaat uit een waterdoorlatende laag zodat er geen zich geen waterdruk in het dijklichaam op kan bouwen (bv. klei/zand mengsel). Een alternatieve oplossing (hier niet verder uitgewerkt) bestaat uit het toepassen van een drainage in het binnentalud.

Voor het dijkontwerp met een buitentalud van 1:3 wordt voor deze zone uitgegaan van een dijkhoogte van 3,6 m +NAP. Door het toepassen van een berm in het buitentalud kan de dijkhoogte met een halve meter gereduceerd worden tot 3,1 m +NAP.



Figuur 32: Mogelijke dijkprofielen voor zone 3

Voor de dijk langs de bypass in zone 3 bestaat de westzijde gedeeltelijk uit de huidige Drontermeerdijk. Er hoeft voor een traject van 900 meter geen geheel nieuwe dijk aangelegd te worden.

Op basis van door het waterschap Zuiderzeeland aangeleverde tekeningen wordt uitgegaan dat het huidige profiel van dijk bestaat uit een rijbaan van 6,5 meter en een fietspad van 3,5 meter. De gemiddelde huidige hoogte over het relevante traject wordt aangenomen op 2,7 m +NAP. De gemiddelde huidige hoogte over het relevante traject wordt aangenomen op 2,7 m +NAP. Er wordt voor dit stuk dijk geen rekening gehouden met zettingen. Behalve het grondverzet is voor dit traject het "optillen" van de weg een belangrijke kostenfactor.

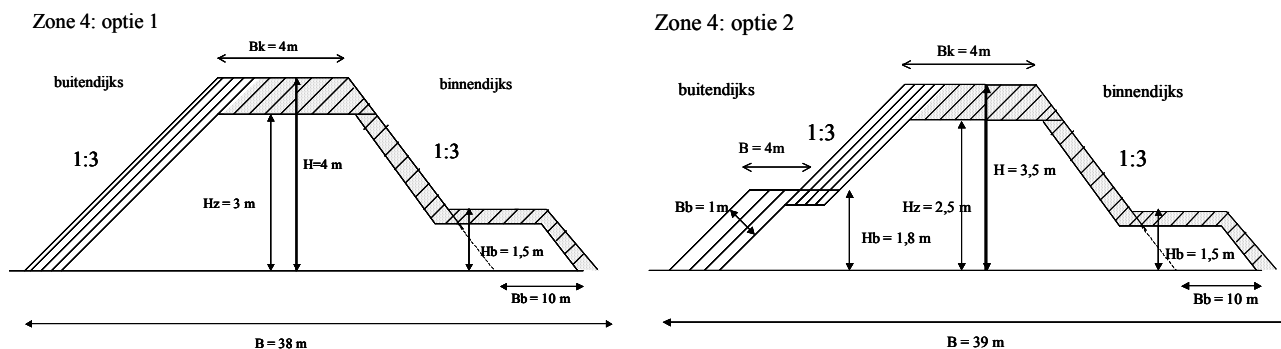
Doordat in een gesloten of afsluitbare bypass de huidige dijk maar beperkt opgehoogd hoeft te worden kan het ontwerp wellicht geoptimaliseerd worden zodat niet de bestaande weg opgehoogd hoeft te worden. Op dit moment wordt wel uitgegaan van een integrale ophoging, in een vervolgfase kan een eventuele optimalisatie verkend worden.

Zone 4

Zone 4 beslaat het traject vanaf ongeveer het geplande tracé van de Hanzelijn (tunnel) tot de monding van de bypass. Uit geotechnische beschouwingen is gebleken dat als gevolg van de combinatie van bestaande grondopbouw en mogelijke hydraulische belastingen rekening gehouden dient te worden met binnenwaartse macrostabiliteit als maatgevend faalmechanisme.

Het ontwerp van de dijken voor deze zone voorziet derhalve in een stabiliteitsberm met een breedte van ca. 10 meter (zie Figuur 33). Een alternatieve oplossing (hier niet verder uitgewerkt) bestaat uit het toepassen van een flauwer binnentalud in plaats van de stabiliteitsberm.

Voor het dijkontwerp met een buitentalud van 1:3 wordt voor deze zone uitgegaan van een dijkhoogte van 3,5 m +NAP. Door het toepassen van een berm in het buitentalud kan de dijkhoogte met een halve meter gereduceerd worden tot 3,0 m +NAP.



Figuur 33: Mogelijke dijkprofielen voor zone 4

Voor het traject van de bypass in zone 4 valt de westelijke dijk volledig samen met de huidige Drontermeerdijk. Er hoeft voor een traject van 1800 meter geen geheel nieuwe dijk aangelegd te worden.

Op basis van door het waterschap Zuiderzeeland aangeleverde tekeningen wordt uitgegaan dat het huidige profiel van dijk bestaat uit een rijbaan van 6,5 meter en een fietspad van 3,5 meter. De gemiddelde huidige hoogte over het relevante traject wordt aangenomen op 2,7 m +NAP. De gemiddelde huidige hoogte over het relevante traject wordt aangenomen op 2,7 m +NAP. Er wordt voor dit stuk dijk geen rekening gehouden met zettingen. Behalve het grondverzet is voor dit traject het "optillen" van de weg een belangrijke kostenfactor.

Doordat in een gesloten of afsluitbare bypass de huidige dijk maar beperkt opgehoogd hoeft te worden kan het ontwerp wellicht geoptimaliseerd worden zodat niet de bestaande weg opgehoogd hoeft te worden. Op dit moment wordt wel uitgegaan van een integrale ophoging, in een vervolgfase kan een eventuele optimalisatie verkend worden.

Toekomstige ontwikkelingen en robuustheid

Uit indicatieve berekeningen blijkt dat over een periode van 50 jaar rekening gehouden dient te worden met een stijging van de maatgevende waterstanden met ca. 50 cm (zie hoofdstuk 3). Indien op dit moment gekozen wordt voor een dijkprofiel conform optie 1, dan kan bij een dergelijke stijging op termijn volstaan worden met de aanleg van een berm.

Voor een periode van 100 jaar wordt aangenomen dat met een verdere stijging van de maatgevende waterstanden rekening gehouden dient te worden van nogmaals 50 cm. Om op termijn deze stijging op te kunnen vangen is het noodzakelijk nu voldoende ruimte langs de dijken te reserveren. In theorie kan de dijk zowel buitendijks als binnendijks versterkt worden, vanuit de ruimte voor de rivier filosofie lijkt een binnendijkse reservering echter de voorkeur te genieten. Een ruimtereservering van ca 10 tot 20 m is voldoende.

5. Waterstanden nabij kanteldijk

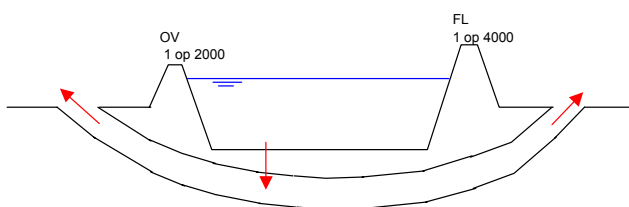
Inleiding

De tunnel onder het Drontermeer is een open verbinding tussen de polder Oostelijk Flevoland en de polder Dronthen (zijde Kampen). Om bij een eventuele lekkage van de tunnel het onderlopen van de polders te voorkomen wordt aan beide zijden van de tunnel een kanteldijk aangelegd, die onderdeel uitmaakt van de primaire waterkering. Hiermee wordt voorkomen dat bij inundatie van een van de twee polders de andere polder, via de tunnel, ook inundeert. Daarnaast voorkomt deze kanteldijk in geval van tunnelbreuk dat water in de polders kan stromen.

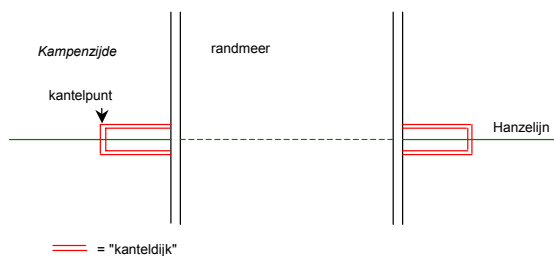
Langsdoorsnede over randmeer:



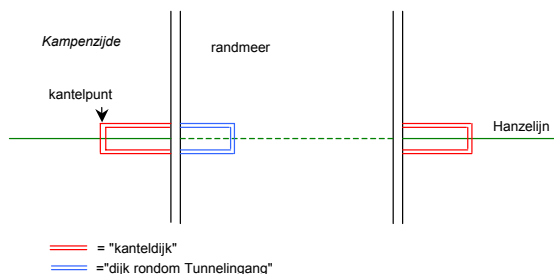
Dwarsdoorsnede t.p.v. A:



Bovenaanzicht huidige situatie:



Bovenaanzicht situatie met Bypass:



Het alignement van de Hanzelijnszijde ligt vast maar laat binnen het Tracébesluit beperkte wijzigingen toe.

Als besloten wordt om de Bypass in de toekomst aan te leggen dan dienen nu de veranderingen aan het alignement van de Hanzelijnszijde te worden doorgevoerd. De invloed van de aanleg van de Bypass vertaalt zich in een mogelijke wijziging van de benodigde hoogte en de locatie van de kanteldijken en van de dijken rondom de ingang van de tunnel, en in enkele constructieve maatregelen waaronder veranderingen van tunneldak, en kwelschermen. In dit stadium van de planstudie IJsseldelta worden nog meerdere inrichtingsscenario's voor de Bypass beschouwd. In dit hoofdstuk wordt ingegaan op invloed van de Bypass op de tunnel, waarbij wordt uitgegaan van de verschillende bypass systemen (open, gesloten en afsluitbaar).

Figuur 34: Principe van de Kanteldijk

Kanteldijk Hanzelijn

De ingang van de Hanzelijn tunnel onder het Drontermeer wordt tegen instroming van water beschermd door een combinatie van een kanteldijk en de dijken die de kanteldijk op de waterkering aansluiten. Daarbij wordt onderscheid gemaakt tussen de kanteldijk die een onderdeel vormt van de primaire waterkering, en de overige dijken die alleen de tunnel en niet het achterland beschermen.

Kort samengevat berust het principe van de Kanteldijk op het volgende:

De kanteldijk Hanzelijn, die gebouwd wordt aan weerszijden van de Hanzelijn spoortunnel, maakt integraal deel uit van de primaire waterkeringen van de dijkkring IJsseldelta (dijkkring 11) en Flevoland (dijkkring 8). Deze kanteldijken zijn ontworpen op de maatgevende belasting door een randmeerwaterstand en opwaaiing met respectievelijk een kans van voorkomen van 1 op 2000 per jaar (aan de Overijsselse kant, dijkkring 11) en 1 op 4000 per jaar (dijkkring Flevoland) gebaseerd op het jaar 2050. Dit betekent voor het IJsseldeltagebied dat de kanteldijk een ontwerphoogte dient te hebben van 2,70 m +NAP gebaseerd op het jaar 2050. Deze ontwerphoogte is opgebouwd uit een hoogte van de maatgevende belasting bij 1/2000 per jaar (waterstand van 2,20 m +NAP) verhoogd met een waakhoogte van 0,5 m. Tevens worden technische voorzieningen getroffen om de kanteldijk (inclusief Hanzelijn) in de toekomst te kunnen verhogen tot 3,20 m +NAP (gebaseerd op het jaar 2100). Voor de kanteldijk aan Flevoland zijde geeft dit een ontwerphoogte van NAP + 3,40 m (gebaseerd op het jaar 2100).

De kanteldijk dient te voorkomen dat er een open verbinding ontstaat tussen de dijkkringgebieden IJsseldelta (dijkkring 11) en Flevoland (dijkkringgebied 8) waardoor bij een calamiteit (dijkdoorbraak) via de tunnel water kan stromen in deze gebieden. Daarnaast dient de kanteldijk te voorkomen dat bij een eventueel bezwijken van de tunnel water vanuit de tunnel direct in de dijkkringgebieden stroomt. Eventueel zouden afsluitbare keerelementen in de tunnel ook deze bescherming kunnen bieden, echter heeft men uiteindelijk de voorkeur gegeven aan de kanteldijkconstructie.

Nota Tracé Besluit Hanzelijn

In het onderstaande kader is een relevant stuk van de Nota Tracé Besluit overgenomen. Deze nota heeft betrekking op de huidige situatie (d.w.z. situatie zonder bypass). De passage m.b.t. de kanteldijk is in het tekstblok roodgemaakt, deze geeft goed aan wat de probleemstelling is.

In het Tracébesluit Hanzelijn is het volgende tekstfragment opgenomen over de kanteldijk:.....

'Door de aanleg van de tunnel mag de kans op overstroming niet groter worden. De ingangen van de tunnel liggen aan beide zijden binnendijks.

De tunnel is daarmee een open verbinding tussen de twee polders: Oostelijk Flevoland en de Polder Dronthen (zijde Kampen). Eén dijk om de spoortunnel(kanteldijk) is in principe voldoende om, bij overstroming van één van beide polders, het onderlopen van de andere polder (via de spoortunnel) te voorkomen.

Om, bij een eventuele lekkage van de tunnel, het onderlopen van de andere polder te voorkomen, wordt aan beide zijden van de tunnel een dijk (de kanteldijk) aangelegd. De tunnel komt daarmee in een eigen polder te liggen. In de tunnel zijn waterkelders en pompen voorzien om onderlopen van de tunnel, met regenwater of in geval van lekkage, tegen te gaan. Hierdoor heeft de tunnel - ondanks het feit dat deze na voltooiing ondergronds ligt - met alle voorzieningen die nodig zijn voor de veiligheid een groot ruimtebeslag. Door de waterbeheerders zijn richtwaarden voor de toekomstige situatie aangegeven, waaruit volgt dat, voor een veilige situatie in respectievelijk het jaar 2050 en 2100, de dijken van het Drontermeer mogelijk dienen te worden verhoogd (brieven Rijkswaterstaat IJsselmeergebied, kenmerk PAi 7262 d.d. 26 juni 2002 en PAi 7980 d.d. 17 juli 2002). Deze richtwaarden dienen nog in een zelfstandige procedure in een nieuw maatgevend hoogwaterpeil(MHW) te worden vastgelegd. Wellicht leidt dit tot andere waarden dan de aanbevolen richtwaarden. Het Tracébesluit Hanzelijn kan niet wachten tot het

MHW opnieuw is vastgelegd. Gegeven het belang van een toekomstvast en veilig ontwerp van tunnel en omringend land is ervoor gekozen de richtwaarden, met een aanmerkelijke veiligheidstoeslag voor toekomstige peilverhoging van het Drontermeer, in het ontwerp te verwerken.

De verwachting voor het jaar 2050 en 2100 is na de publicatie van het ontwerp-tracébesluit Hanzelijn door Rijkswaterstaat aangepast (brief Rijkswaterstaat IJsselmeergebied, kenmerk PAV 5948 d.d. 12 mei 2003). Hierdoor wordt de in het OTB Hanzelijn opgenomen hoogte van de kanteldijk in de polder aan de zijde Kampen (Polder Dronthen) van 2,88 m +NAP bijgesteld naar 2,70 m+NAP in het jaar 2050. Voor het jaar 2100 wordt nu een hoogte van 3,20 m +NAP berekend in plaats van de oorspronkelijke 3,88 m +NAP. In het Tracébesluit Hanzelijn wordt, evenals in het OTB Hanzelijn, uitgegaan van de kruinhoogte voor 2050. Dit resulteert in een verlaging van de kanteldijk met 18 cm ten opzichte van de in het OTB Hanzelijn opgenomen hoogte. Door deze verlaging wordt de kanteldijk in westelijke richting met circa 5 tot 10 meter verkort.

Op verzoek van de waterschappen wordt de positie van de dijk evenwijdig aan het spoor gebaseerd op de breedte behorende bij de hoogte van het jaar 2100. Hierdoor is een latere verhoging van de kanteldijk relatief eenvoudig door simpelweg de dijk op te hogen. Door echter het punt waar het spoor over de dijk gaat te baseren op het jaar 2050 wordt een verdere verkorting van de kanteldijk met circa 25 meter bereikt. Om dit mogelijk te maken worden ter plaatse van het punt waar het spoor over de kanteldijk heen gaat, technische voorbereidingen uitgevoerd die het mogelijk maken om het spoor nu op de positie van het jaar 2050 over de dijk heen te laten lopen en een eventuele toekomstige verhoging tot de hoogte van het jaar 2100 en de verlenging behorende bij de positie in het jaar 2100 gemakkelijk door te kunnen voeren.

In het Tracébesluit Hanzelijn is de bepaling dat de ligging van de tunnel en de kanteldijk onder voorwaarden kan wijzigen niet meer opgenomen (OTB artikel 3 lid 7 gewijzigd in WOTB artikel 3 lid 6). Dit artikel is vervallen omdat inmiddels duidelijk is geworden dat de ligging van de tunnel indien deze hoger komt te liggen een aantal grote bezwaren heeft. Eén daarvan is dat de tunnel zichtbaar is in het Drontermeer aan de zijde Kampen en dat de dijk aan die zijde wordt doorsneden. Dit is landschappelijk niet fraai. Daarnaast gaat een dergelijke hoge ligging ten koste van het waterbergend vermogen in het Drontermeer.'

Uitgangspunten bij bepaling hydraulische condities voor kanteldijken

De kanteldijken staan niet direct in contact met het buitenwater, ook in de situatie van tunnelbreuk of dijkdoorbraak blijkt dat golfoploop tegen de kanteldijk een verwaarloosbare rol speelt. Bij toetsing en ontwerp van waterkeringen is het gebruikelijk (Leidraad Zee- en Meerdijken, Leidraad Toetsing op veiligheid) om in situaties waar golven rekentechnisch geen rol spelen toch een toeslag van 50 cm boven op de waterstand in rekening te brengen, de zogenaamde waakhoogte.

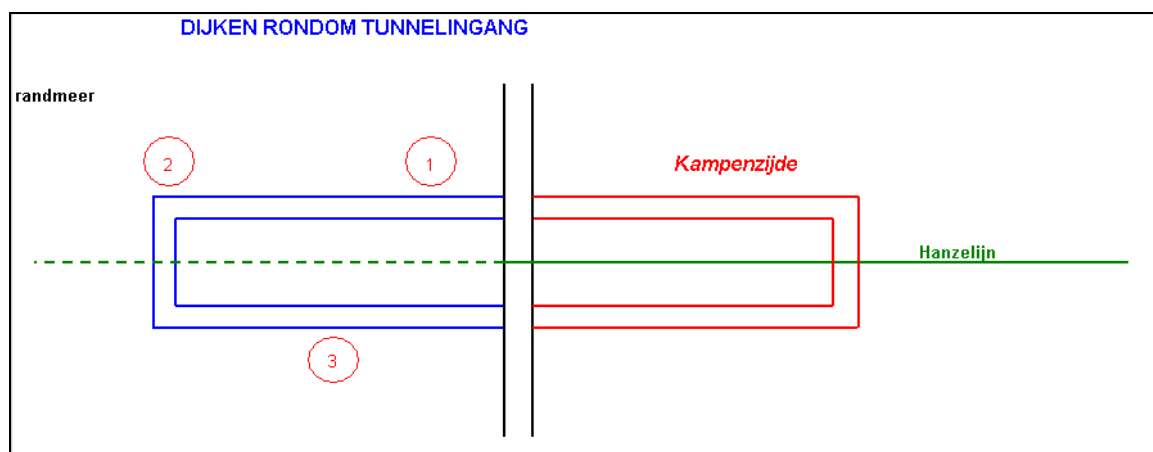
Aan de Flevopolderzijde geldt een norm frequentie van 1/4000 per jaar en aan de Kampen zijde is dat 1/2000 per jaar. Omdat beide veiligheidsniveaus niet hetzelfde zijn verschillen de dijkhoogten van de kanteldijk en de dijk rondom de tunnelingang ook per oever. Het verschil bedraagt 0,2 m.

De dijk rondom de tunnelingang aan de zijde van de Dronthen polder staat wel onder invloed van de golven. Uit de analyse van hoofdstuk 3 volgt dat de golfhoogte langs de dijk varieert. In Figuur 35 zijn drie locaties aangegeven waarvoor verschillende golfhoogtes gelden.

De kruinhoogte van de dijken rondom de tunnelingang is afhankelijk van het gekozen dijkontwerp (taludhelling, bekleding, wel/geen berm) en het ontwerp van het voorland, zodat alleen de componenten voor de berekening kunnen worden gegeven. Om deze hoogten te bepalen moeten de randvoorwaarden zoals weergegeven in hoofdstuk 3 worden meegenomen. Deze waarden komen overeen met de norm 1/2000 per jaar. Als de

tunnelbeheerder voor een andere (lagere) veiligheidsnorm voor de tunnel kiest, kunnen andere randvoorwaarden voor deze dijken worden gehanteerd.

Tevens is de hoogte van de kanteldijken afhankelijk van de keuze van de bypass-variant (open of afsluitbaar).



Figuur 35: ligging dijken rondom de tunnelingang

Hydraulische condities in huidige situatie

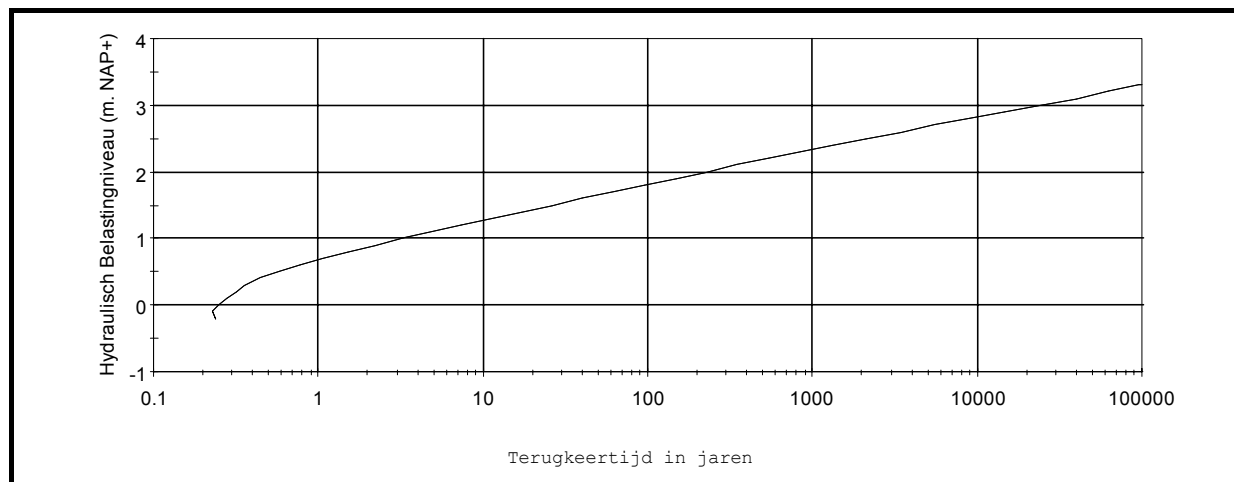
Zoals in de voorgaande paragrafen reeds is vermeld wordt in het Tracé Besluit nog geen rekening gehouden met de aanleg van de bypass. De in het Tracé besluit opgenomen kruinhoogten van de kanteldijk zijn weergegeven in Tabel 12 voor beide kanten van de tunnel.

Jaar	Zijde	Waterstanden 2005 [m NAP]	Waakhoogte [m]	Effect afvoer zeespiegelrijzing toekomst [m]	Kruinhoogte Kanteldijk [m NAP]
2005	DP	Onbekend	0,5	NVT	Onbekend
2050	DP	Onbekend	0,5	0,5	2,7
2100	DP	Onbekend	0,5	1,0	3,2
2005	FP	Onbekend	0,5	NVT	Onbekend
2050	FP	Onbekend	0,5	0,5	2,9
2100	FP	Onbekend	0,5	1,0	3,4

Tabel 12: hydraulische randvoorwaarden voor het ontwerp van de kanteldijk (conform Tracé Besluit)

In het Tracé Besluit en de bijbehorende correspondentie is niet weergegeven wat de waterstanden in de huidige situatie (2005) is. Als de waakhoogte en de toeslag in verband met de klimaatscenario's in mindering gebracht worden dan resteert een maximale waterstand van 1,70 resp 1,90 m +NAP ter plekke van de kanteldijken.

Uit een analyse met behulp van Promovera volgen maximale waterstanden nabij de kanteldijken voor de huidige situatie (2005 zonder bypass) zoals weergegeven in Figuur 36. De benodigde kruinhoogte van de kanteldijk voor drie tijdshorizon (nu, 2050, 2100) en voor beide kanten van de tunnel is weergegeven in Tabel 13.



Figuur 36: resultaten maximale waterstanden nabij de kanteldijken voor de huidige situatie m.b.v. Promovera

Jaar	Zijde	Waterstanden 2005 [m NAP]	Waakhoogte [m]	Effect afvoer zeespiegelrijzing toekomst [m]	Kruinhoogte Kanteldijk [m NAP]
2005	DP	2,50	0,5	NVT	3,0
2050	DP	2,50	0,5	0,5	3,5
2100	DP	2,50	0,5	1,0	4,0
2005	FP	2,65	0,5	NVT	3,15
2050	FP	2,65	0,5	0,5	3,65
2100	FP	2,65	0,5	1,0	4,15

Tabel 13: hydraulische randvoorwaarden voor het ontwerp van de kanteldijk (m.b.v Promovera, zonder bypass)

Hydraulische condities bij open bypass

In de situatie met Bypass maakt de kanteldijk deel uit van de primaire waterkering tussen de bypass en het oostelijke deel van dijkkring 11. Door zijn ligging dient de kanteldijk alleen op waterstanden en niet op golfploop te worden gedimensioneerd. De benodigde kruinhoogte van de kanteldijk voor drie tijdshorizonnen (nu, 2050, 2100) en voor beide kanten van de tunnel is weergegeven in Tabel 14.

Jaar	Zijde	Waterstanden 2005 [m NAP]	Waakhoogte [m]	Effect afvoer zeespiegelrijzing toekomst [m]	Kruinhoogte Kanteldijk [m NAP]
2005	DP	3,2	0,5	NVT	3,7
2050	DP	3,2	0,5	0,5	4,2
2100	DP	3,2	0,5	1,0	4,7
2005	FP	3,4	0,5	NVT	3,9
2050	FP	3,4	0,5	0,5	4,4
2100	FP	3,4	0,5	1,0	4,9

Tabel 14: hydraulische randvoorwaarden voor het ontwerp van de kanteldijk (open bypass)

Hydraulische condities bij gesloten en afsluitbare bypass

Ook voor de situatie met gesloten of afsluitbare Bypass maakt de kanteldijk deel uit van de primaire waterkering tussen de bypass en het oostelijke deel van dijkkring 11. Door zijn ligging dient de kanteldijk alleen op waterstanden en niet op golfoploop te worden gedimensioneerd. De benodigde kruinhoogte van de kanteldijk voor drie tijdshorizonnen (nu, 2050, 2100) en voor beide kanten van de tunnel is weergegeven in Tabel 15.

Jaar	Zijde	Waterstanden 2005 [m NAP]	Waakhoogte [m]	Effect afvoer zeespiegelrijzing toekomst [m]	Kruinhoogte Kanteldijk [m NAP]
2005	DP	2,1	0,5	NVT	2,6
2050	DP	2,1	0,5	0,5	3,1
2100	DP	2,1	0,5	1,0	3,6
2005	FP	2,3	0,5	NVT	2,8
2050	FP	2,3	0,5	0,5	3,3
2100	FP	2,3	0,5	1,0	3,8

Tabel 15: hydraulische randvoorwaarden voor het ontwerp van de kanteldijk (gesloten of afsluitbare bypass)

Voor de situatie waarbij storm op de Veluwerandmeren leidt tot extreme waterstanden wordt verwezen naar de resultaten voor de hydraulische condities voor de huidige situatie (Tabel 12 en Tabel 13). Waarschijnlijk zullen a.g.v. de aanleg van een keermiddel in het Drontermeer deze maximale waterstanden wat afnemen.

BIJLAGE 1 RESULTATEN BRETTSCHEIDER BEREKENINGEN

punt	wind- richting	Strijklengte	wind snelheid	water diepte	H1/3	T1/3	kans wind
A	0	1980	15.1	2.5	0.44	2.4	1/10
B	0	2970	15.1	2.5	0.49	2.5	1/10
C	0	990	15.1	2.5	0.35	2.1	1/10
D	0	990	15.1	2.5	0.35	2.1	1/10
E	0	660	15.1	2.5	0.31	1.9	1/10
F	0	0	15.1	2.5	0.00	0.0	1/10
A	330	1650	18.2	2.5	0.50	2.5	1/10
B	330	2640	18.2	2.5	0.56	2.7	1/10
C	330	1815	18.2	2.5	0.51	2.5	1/10
D	330	1155	18.2	2.5	0.45	2.3	1/10
E	330	660	18.2	2.5	0.37	2.1	1/10
F	330	0	18.2	2.5	0.00	0.0	1/10
A	300	1650	21	2.5	0.57	2.6	1/10
B	300	1980	21	2.5	0.59	2.7	1/10
C	300	1980	21	2.5	0.59	2.7	1/10
D	300	1980	21	2.5	0.59	2.7	1/10
E	300	1650	21	2.5	0.57	2.6	1/10
F	300	0	21	2.5	0.00	0.0	1/10
A	270	990	23	2.5	0.54	2.5	1/10
B	270	330	23	2.5	0.38	2.0	1/10
C	270	1980	23	2.5	0.64	2.9	1/10
D	270	3300	23	2.5	0.70	3.1	1/10
E	270	2640	23	2.5	0.68	3.0	1/10
A	180	1320	17.3	2.5	0.44	2.3	1/10
B	180	0	17.3	2.5	0.00	0.0	1/10
C	180	990	17.3	2.5	0.41	2.2	1/10
D	180	990	17.3	2.5	0.41	2.2	1/10
E	180	495	17.3	2.5	0.32	1.9	1/10
F	180	2640	17.3	2.5	0.53	2.6	1/10
A	90	990	14.6	2.5	0.34	2.0	1/10
B	90	3300	14.6	2.5	0.49	2.6	1/10
C	90	1980	14.6	2.5	0.42	2.3	1/10
D	90	1650	14.6	2.5	0.40	2.2	1/10
E	90	0	14.6	2.5	0.00	0.0	1/10
F	90	990	14.6	2.5	0.34	2.0	1/10
A	0	1980	17.9	2	0.48	2.5	1/50
B	0	2970	17.9	2	0.51	2.7	1/50
C	0	990	17.9	2	0.40	2.2	1/50
D	0	990	17.9	2	0.40	2.2	1/50
E	0	660	17.9	2	0.36	2.0	1/50
F	0	0	17.9	2	0.00	0.0	1/50
A	330	1650	21.1	2	0.53	2.6	1/50
B	330	2640	21.1	2	0.57	2.8	1/50
C	330	1815	21.1	2	0.54	2.6	1/50
D	330	1155	21.1	2	0.49	2.4	1/50
E	330	660	21.1	2	0.42	2.2	1/50
F	330	0	21.1	2	0.00	0.0	1/50
A	300	1650	24.5	2	0.59	2.8	1/50
B	300	1980	24.5	2	0.61	2.9	1/50
C	300	1980	24.5	2	0.61	2.9	1/50
D	300	1980	24.5	2	0.61	2.9	1/50
E	300	1650	24.5	2	0.59	2.8	1/50
F	300	0	24.5	2	0.00	0.0	1/50
A	270	990	26.5	2	0.57	2.6	1/50
B	270	330	26.5	2	0.42	2.1	1/50
C	270	1980	26.5	2	0.65	3.0	1/50
D	270	3300	26.5	2	0.69	3.2	1/50
E	270	2640	26.5	2	0.67	3.1	1/50
A	180	1320	19.5	2	0.47	2.4	1/50
B	180	0	19.5	2	0.00	0.0	1/50
C	180	990	19.5	2	0.43	2.3	1/50
D	180	990	19.5	2	0.43	2.3	1/50
E	180	495	19.5	2	0.35	2.0	1/50
F	180	2640	19.5	2	0.54	2.7	1/50
A	90	990	16.7	2	0.38	2.1	1/50
B	90	3300	16.7	2	0.50	2.6	1/50
C	90	1980	16.7	2	0.45	2.4	1/50
D	90	1650	16.7	2	0.43	2.3	1/50
E	90	0	16.7	2	0.00	0.0	1/50
F	90	990	16.7	2	0.38	2.1	1/50