

RAPPORT

Essche Stroom - Ruiting - Kom Esch Definitief ontwerp regionale keringen

Klant: Waterschap De Dommel

Referentie: BD1403_TP_RP_1904041601

Status: 03/Finale versie

Datum: 8 april 2019

HASKONINGDHV NEDERLAND B.V.

Postbus 80007
5600 JZ Eindhoven
Transport & Planning
Trade register number: 56515154

+31 88 348 42 50 **T**
info@rhdhv.com **E**
royalhaskoningdhv.com **W**

Titel document: Essche Stroom - Ruiting - Kom Esch
Definitief ontwerp regionale keringen

Ondertitel: Definitief ontwerp keringen
Referentie: BD1403_TP_RP_1904041601
Status: 03/Finale versie
Datum: 8 april 2019
Projectnaam: Ruiting - Kom Esch
Projectnummer: BD1403
Auteur(s): Carolina Lantinga

Opgesteld door: Carolina Lantinga, Harm Snoeren

Gecontroleerd door: Dirk-Jan van Dijk

Datum/Initialen: 4 april 2019



Goedgekeurd door: Chris van Doveren

Datum/Initialen: 4 april 2019



Classificatie

Projectgerelateerd



Disclaimer

No part of these specifications/printed matter may be reproduced and/or published by print, photocopy, microfilm or by any other means, without the prior written permission of HaskoningDHV Nederland B.V.; nor may they be used, without such permission, for any purposes other than that for which they were produced. HaskoningDHV Nederland B.V. accepts no responsibility or liability for these specifications/printed matter to any party other than the persons by whom it was commissioned and as concluded under that Appointment. The integrated QHSE management system of HaskoningDHV Nederland B.V. has been certified in accordance with ISO 9001:2015, ISO 14001:2015 and OHSAS 18001:2007.

Inhoud

1	Inleiding	1
1.1	Doel	2
1.2	Leeswijzer	2
2	Faalmechanismen	3
2.1	Faalmechanismen	3
3	Beschrijving ontwerp waterkering	6
3.1	Globaal ontwerp kering per traject	7
3.2	Principe opbouw waterkering	9
3.3	Objecten	10
4	Uitgangspunten	13
4.1	Veiligheidsfilosofie	13
4.2	Uitgangspunten regionale keringen Waterschap De Dommel	15
4.3	Hoogte	15
4.4	Hydraulische randvoorwaarden	16
4.5	Verkeersbelasting	18
4.6	Schematisatie en berekeningen	18
5	Geometrie en bodemopbouw	20
5.1	Grondonderzoek	20
5.2	Grondmechanische eigenschappen	22
6	Definitief ontwerp regionale waterkeringen	23
6.1	Resultaten faalmechanisme Piping	23
6.2	Resultaten faalmechanisme Macro-instabiliteit	25
6.3	Resultaten faalmechanisme Microstabiliteit	25
6.4	Instabiliteit van de vooroever	26
6.5	Zettingen	26
6.6	Stabiliteitsscherp traject 3	29
7	Beschouwing objecten	30
7.1	Leidingkruisingen	30
7.2	Landhoofden	32
7.3	Duikers	33
7.4	Stuw en veegvuiluitdraaiplaats	35

7.5	Waterkerende constructies	35
8	Conclusies en aanbevelingen	37
9	Literatuur en documentatie	38
9.1	Normen en richtlijnen	38
9.2	Verwijzing rapporten	38

Bijlagen

1. Uitgangspunten
 - a. Ontwerpuitgangspunten regionale keringen DB 15-03-2016
 - b. Hydraulische berekeningen
 - c. Notitie Kruinhoogte berekeningen Esch bovenstrooms d.d. 8 juni 2018
2. Onderzoeken
 - a. Grondonderzoek Grontmij
 - b. Grondonderzoek Fugro
 - c. Overzicht sterkte parameters
 - d. Notitie parameterbepaling veen (DSS)
3. Definitief ontwerp
 - a. Tekeningen
 - b. DO stabiliteitsberekeningen STBI en STBU
 - c. DO Piping beschouwing
 - d. DO Damwand berekening (Plaxis) notitie
 - e. DO microstabiliteit beschouwing
 - f. DO zetting berekening
4. Technische beschouwing varianten
 - a. Notitie varianten kering C
 - b. Notitie ontwerp varianten stabiliteitsscherm kering B
5. Beschouwing voornaamste leidingskruisingen
 - a. Transportleiding water
 - b. DPO leiding
 - c. Hoge druk gasleiding

1 Inleiding

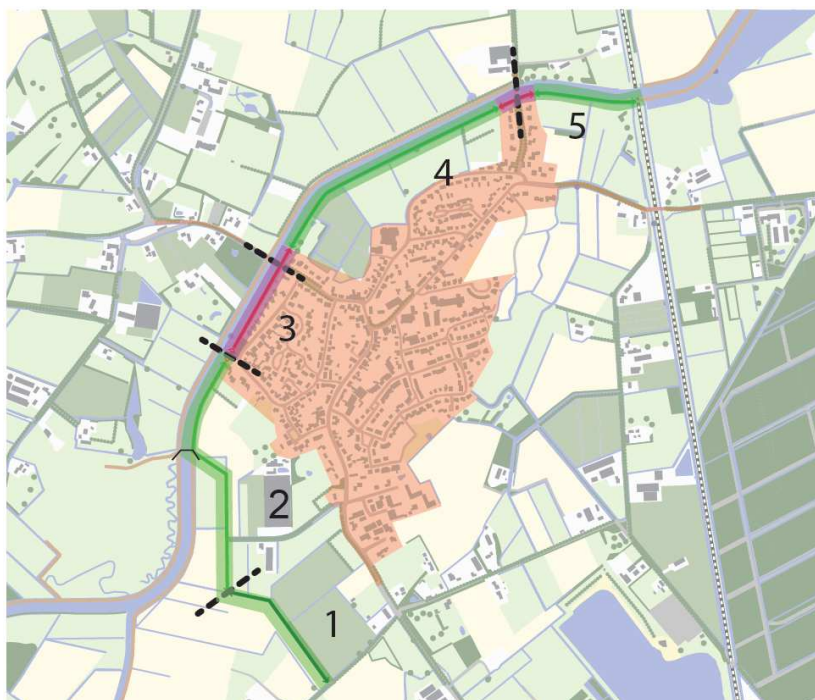
Waterschap De Dommel wil de Essche Stroom weer een natuurlijk karakter geven. Herstel van het natuurlijke karakter betekent dat de Essche Stroom weer vrij kan meanderen, binnen de ruimte van bestaande en nieuw aan te leggen waterkeringen. Binnen het project worden bestaande kaden verbeterd en nieuwe kaden aangelegd evenals enkele kunstwerken.

Vooruitlopend op het beekherstel worden de regionale keringen ter bescherming van de woonkern van Esch verbeterd en deels nieuw aangelegd. In Figuur 1 is een overzicht van het plangebied en de locatie van de regionale keringen weergegeven. De kering wordt in de noordoostzijde aangesloten op de kade van de spoorbrug. In het zuiden wordt de kering aangesloten op de daar aanwezige hoge gronden.

In 2013 is een toetsing uitgevoerd van de regionale keringen in het beheer van Waterschap de Dommel [L9]. In deze toetsing zijn de keringen in deeltraject 4&5 beoordeeld. Uit de toetsing bleek dat deze regionale keringen niet voldoen ten aanzien van hoogte. Andere faalmechanismen zijn in deze toetsing niet beschouwd. Bij uitwerking van de maatregelen voor de dijkverbetering is gebleken dat behalve de hoogte ook de stabiliteit onvoldoende is.

Tabel 1: Overzicht regionale keringen in het projectgebied.

Deeltraject	Hmp	Lengte	Locatie	Aanpak
[-]	[m]	[m]	[-]	[-]
Kering 1	0 - 380	380	Nergena – de Wertjes	Nieuwe kering
Kering 2	380 – 1110	730	De Werdjes – tot huidige stuw	Nieuwe kering/verbetering
Kering 3	1110 – 1330	220	Stuw – Haareneweg(brug)	Verbetering
Kering 4	1330 – 2125	795	Haareneweg(brug) – Spankerstraat(brug)	Verbetering
Kering 5	2125 – 2410	285	Spankerstraat(brug) – Spoorbrug	Verbetering



Figuur 1: Overzicht projectgebied met nummering keringen (inclusief locatie nieuwbouw stuw). (groene lijn = kering bestaande uit grondlichaam, rode lijn = kering met damwand)

1.1 Doel

In voorliggend rapport wordt de technische uitwerking van de verbetermaatregelen en de uitwerking van de nieuwe keringen gepresenteerd. Doel van dit rapport is om aantoonbaar te maken dat de gekozen maatregelen voor de verbetering en het nieuwe ontwerp van de keringen voldoen aan alle faalmechanismen. Dit rapport is een achtergronddocument bij het (Ontwerp) Projectplan Waterwet Keringen Essche Stroom (2019, in voorbereiding)

De in dit rapport gepresenteerde oplossingen voor de verschillende trajecten zijn de uitkomst van een uitgebreide afweging. De doorlopen processtappen van deze afweging worden beschreven in hoofdstuk 2. De daadwerkelijke afweging van alternatieven/maatregelen op basis van onder anderen: inpassing, ruimtelijke kwaliteit en kosten wordt gegeven in het projectplan. Daar waar in de ontwerpstappen technische berekeningen zijn uitgevoerd ter onderbouwing van de varianten zijn deze in voorliggende rapport als bijlage opgenomen.

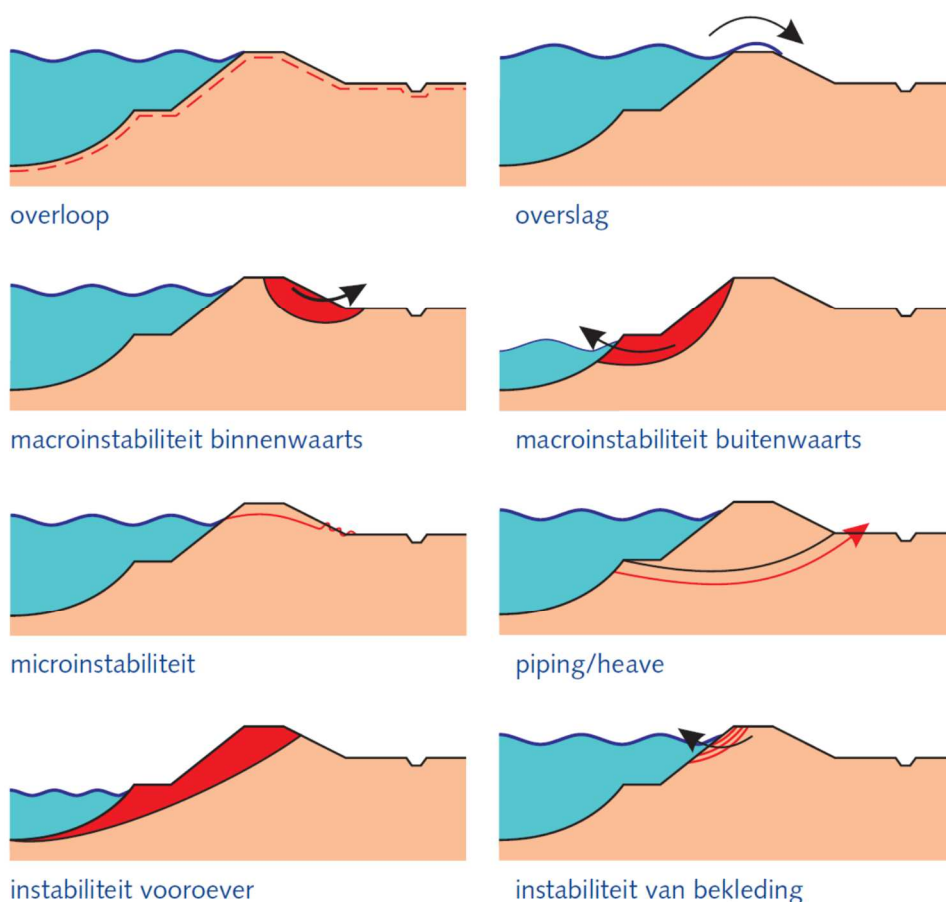
1.2 Leeswijzer

In hoofdstuk 2 wordt eerst een beschrijving gegeven van het doorlopen ontwerpproces en de verschillende faalmechanismen die kunnen optreden bij een waterkering. Vervolgens wordt in hoofdstuk 3 het ontwerp per deeltraject beschreven. In hoofdstuk 4 zijn de uitgangspunten van de technische uitwerking weergegeven en hoofdstuk 5 beschrijft de geometrie en bodemopbouw van het projectgebied. Vervolgens wordt in hoofdstuk 6 het definitief ontwerp (DO) getoetst op de diverse faalmechanisme en in hoofdstuk 7 worden de verschillende objecten door of naast de kering beschouwd. Hoofdstuk 8 sluit af met de conclusies.

2 Faalmechanismen

2.1 Faalmechanismen

Figuur 2 geeft een overzicht van de faalmechanismen die kunnen optreden bij waterkeringen opgebouwd uit grond. Het is de verwachting dat niet alle faalmechanismen bepalend zijn voor het ontwerp van de keringen. Voor het ontwerp van de kering dienen uiteraard wel alle faalmechanismen beschouwd te worden. Onderstaand worden de faalmechanismen nader toegelicht.



Figuur 2: Overzicht faalmechanismen bij waterkeringen opgebouwd uit zand.

2.1.1 Overloop en overslag

Overloop treedt op wanneer de waterstand hoger is dan de kruinhoogte. Bij overloop stroomt het water over de kering. Door het continu stromende water kan de waterkering snel eroderen en doorbreken. Vanwege het grote risico van dit mechanisme dient de kruinhoogte hoger te liggen dan de ontwerpwaterstand, deze "overhoogte" wordt de kruinhoogtemarge genoemd.

Overslag is het gevolg van golfoverslag waarbij golven over de kruin slaan. Het criterium voor overslag wordt gegeven in een (tijdgemiddeld) overslagdebiat over de kruin. De ontwerpwaterstand bevindt zich hierbij onder de kruin. De golven die oplopen op het buitentalud kunnen erosie van de kruin en het binnentalud veroorzaken. Erosie kan uiteindelijk tot een dijkdoorbraak leiden.

Erosie kan voorkomen worden door de kruin dusdanig hoog te leggen dat het overslagdebiet wordt beperkt of door te zorgen voor een kruin en binnentalud die voldoende erosiebestendig zijn. Indien de kruin en binnentalud voldoende erosiebestendig zijn kan een groter overslagdebiet worden toegestaan en kan de kruin lager worden aangelegd.

De golfoverslaghoogte (= ruimte tussen de kruin en de stilwaterstand) is onder andere afhankelijk van hoeveelheid water (toelaatbaar overslagdebiet) welke over de dijk mag slaan. Welke mate van overslagdebiet nog toegestaan/acceptabel is hangt af van de bekleding en de overlast die kan (mag) optreden achter de waterkering.

2.1.2 Macro-instabiliteit

Macro-instabiliteit betreft de stabiliteit van het gehele grondlichaam tijdens of vlak na hoogwater. Dit faalmechanisme betreft het afschuiven van grote delen van de waterkering langs een glijvlak. Bij macro-instabiliteit wordt onderscheidt gemaakt tussen macro-instabiliteit binnenwaarts (STBI) en macro-instabiliteit buitenwaarts (STBU). Het verschil tussen macro-instabiliteit binnen- en buitenwaartse zit in de zijde van de dijk: ofwel aan de waterzijde of landzijde. Macro-instabiliteit kan worden voorkomen door de juiste toepassing van type grond voor de fundering en ophoging van de waterkering, in combinatie met een flauwe helling voor de taluds en/of een steunberm aan de binnenzijde van de waterkering.

2.1.3 Piping

Piping is het ontstaan van ondergrondse kanaaltjes waardoor water stroomt en zand kan worden meegevoerd. Piping kan alleen optreden als de ondergrondse kanaaltjes niet meteen instorten en het zand vrij kan wegstromen aan de achterzijde van een waterkering of kunstwerk. Dit kan plaatsvinden op de overgang tussen slecht doorlatende grond (klei, leem, veen) of een kunstwerk en een ondergrond van zand. Wanneer zowel de waterkering als de ondergrond uit zand bestaat kunnen er geen ondergrondse kanaaltjes ontstaan. In dit geval moet er wel extra aandacht besteed worden aan de microstabiliteit van de kade.

Piping kan optreden in de volgende gevallen:

- De zandondergrond maakt contact met het buitenwater waardoor water kan intreden in de kern van de dijk (intredepunt);
- Binnendijs kan het zand uitspoelen via een sloot of doordat de grond barst (verticaal) door een te hoge waterdruk aan de landzijde van de dijk (uitredepunt).

2.1.4 Micro-instabiliteit

Bij micro-instabiliteit wordt gelet op een aantal (zeer) plaatselijke instabiele situaties aan het oppervlak van het binnentalud. Micro-instabiliteit kan worden veroorzaakt door waterstroming door de waterkering.

Micro-instabiliteit is mede afhankelijk van het type dijk:

- Bij een kleidijk speelt micro-instabiliteit geen rol;
- Bij een zanddijk moet gecontroleerd worden op uitspoelen van het binnentalud;
- Bij een zanddijk met kleibekleding moet gecontroleerd worden op afdrukken en/of afschuiven van de kleibekleding.

2.1.5 Instabiliteit van de vooroever

Deze vorm van instabiliteit kan optreden wanneer sprake is van een lang onderwatertalud, bijvoorbeeld door een diepe geul. Op basis van onderwatermetingen van het profiel blijkt dat met name benedenstroms van bestaande constructies (stuw en bruggen) hier sprake van is. Tijdens de aanleg van de kade zullen deze erosiekuilen opgevuld dienen te worden.

2.1.6 Falen van de bekleding

Wanneer de bekleding van een waterkering faalt kan de kern van een waterkering snel eroderen en leiden tot een doorbraak.

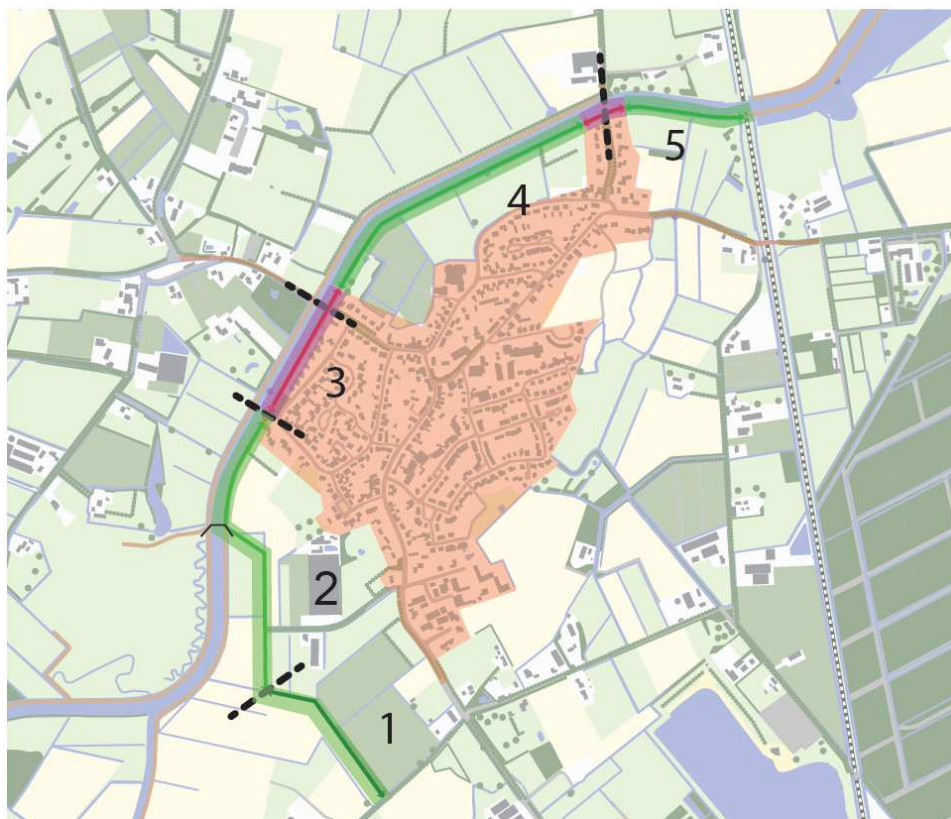
3 Beschrijving ontwerp waterkering

Om de veiligheid tegen overstromingen te vergroten worden langs de west- en noordzijde van Esch de waterkeringen verbeterd zodat ze voldoen aan de veiligheidseisen voor regionale keringen (zie hoofdstuk 4). Aan de noordzijde sluit de waterkering (kering traject 5) aan op het spoortalud. Aan de zuidwestzijde van Esch wordt deels een nieuwe waterkering aangelegd (kering traject 1 en 2) die aansluit op de hoger gelegen gronden ten zuiden van Esch.

Voor het ontwerp van de kering is onderscheid gemaakt in vijf deeltrajecten (1-5), zie Figuur 3.1 en Tabel 2. Binnen elke sectie zijn lokaal maatwerk oplossingen nodig. In paragraaf 3.1, is per deeltraject een beschrijving gegeven van het dijkontwerp op hoofdlijnen (uitkomst van het ontwerptraject, zie hoofdstuk 2) en wordt het kenmerkende dwarsprofiel gegeven. De principe opbouw van de waterkering is beschreven in paragraaf 3.2. In paragraaf 3.3 wordt een overzicht gegeven van de diverse objecten, kabels en leidingen in de waterkering (waterkerende objecten (bijzonder waterkerende constructies, BWC) en de niet waterkerende objecten, NWO).

Tabel 2: Overzicht regionale keringen in het projectgebied

Deeltraject	Hmp	Lengte	Locatie	Aanpak
[-]	[m]	[m]	[-]	[-]
Kering 1	0 - 380	380	Nergena – de Wertjes	Nieuwe kering
Kering 2	380 – 1110	730	De Werdjes – tot Stuw	Nieuwe kering/verbetering
Kering 3	1110 – 1330	220	Stuw – Haareneweg(brug)	Verbetering
Kering 4	1330 – 2125	795	Haareneweg(brug) – Spankerstraat(brug)	Verbetering
Kering 5	2125 – 2410	285	Spankerstraat(brug) – Spoorbrug	Verbetering

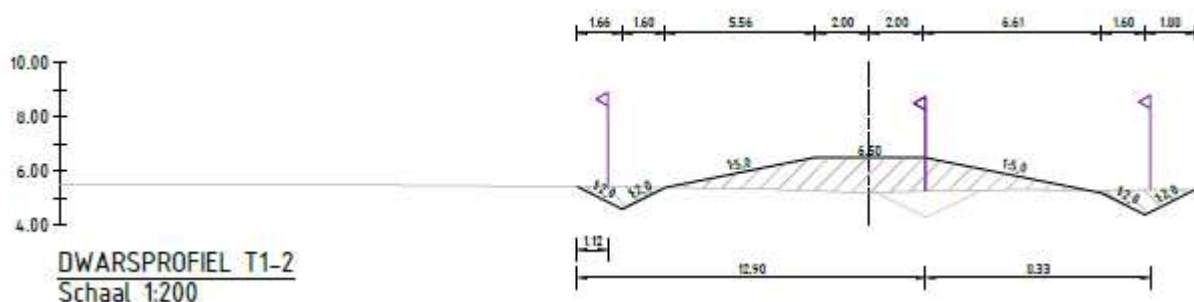


Figuur 3.1: Overzicht projectgebied met nummering keringen (inclusief locatie nieuwbouw stuw). (groene lijn = groene kering bestaande uit grondlichaam met grasmat, rode lijn = harde kering met damwand)

3.1 Globaal ontwerp kering per traject

3.1.1 Kering traject 1

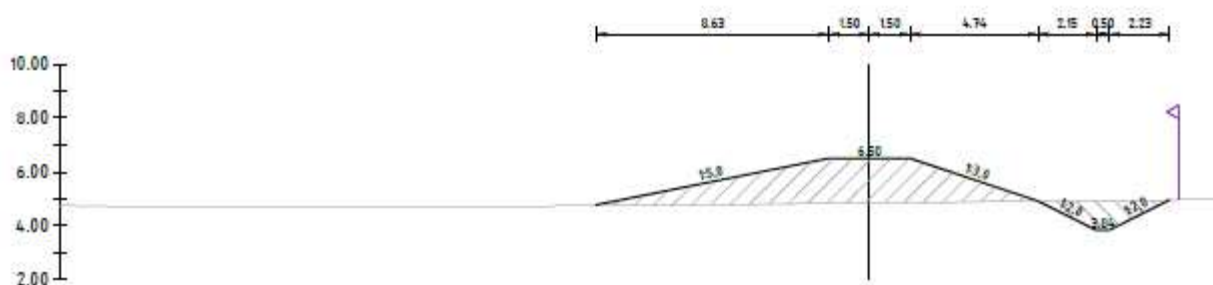
De kering in traject 1 (0-380m) betreft een nieuwe kering. Het definitieve ontwerp van de kering bestaat uit een kleinschalige ophoging (Figuur 3.1). Langs een gedeelte van het traject is binnendijs een bestaande watergang/greppel aanwezig. Om de afwatering van het perceel te waarborgen wordt buitendijs ook een nieuwe greppel aangelegd. Binnen het gekozen profiel is ruimte aanwezig om de kering in de toekomst uit te breiden, door middel van steilere taluds.



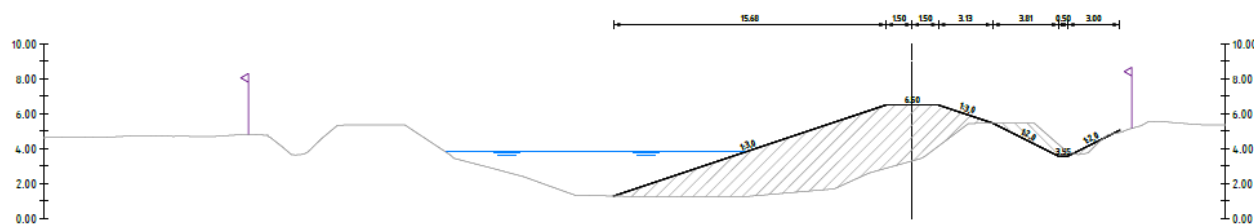
Figuur 3.1: Kenmerkend dwarsprofiel (T1-2) kering traject 1.

3.1.2 Kering traject 2

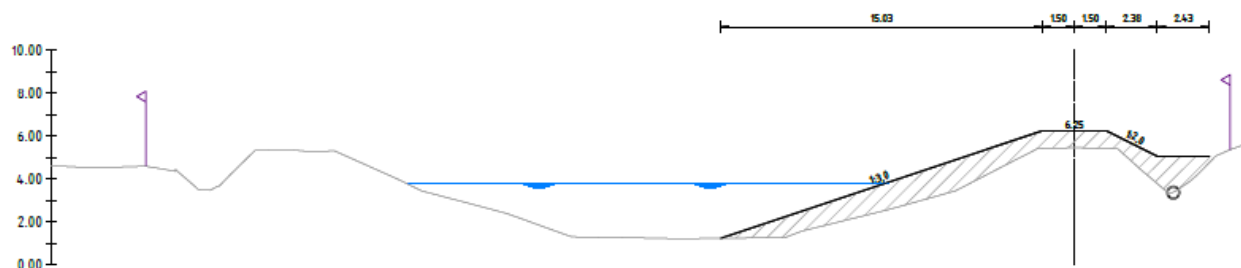
Het ontwerp van de kering in traject 2 bestaat uit drie delen. Het 'zuidelijke' deel (380-770m) betreft een nieuwe kering met binnendijs een parallelsloot (Figuur 3.2). Het 'midden' deel (770-1035m) bestaat uit verbetering van de bestaande kering en parallelsloot (Figuur 3.3). Het 'noordelijke' deel (1035-1110m), gelegen ter plaatse van een bestaande duiker (parallel aan de kering), bestaat uit een verbetering van de bestaande kering, verlenging van de huidige duiker en aanvulling van de eventueel aanwezige parallelsloot (Figuur 3.4). Beide dijkverbeteringen betreffen een verbreding buitendijs. Binnen het gekozen profiel is ruimte aanwezig om de kering in de toekomst uit te breiden, door middel van steilere taluds.



Figuur 3.2: Kenmerkend dwarsprofiel (T2-2) zuidelijk deel kering traject 2.



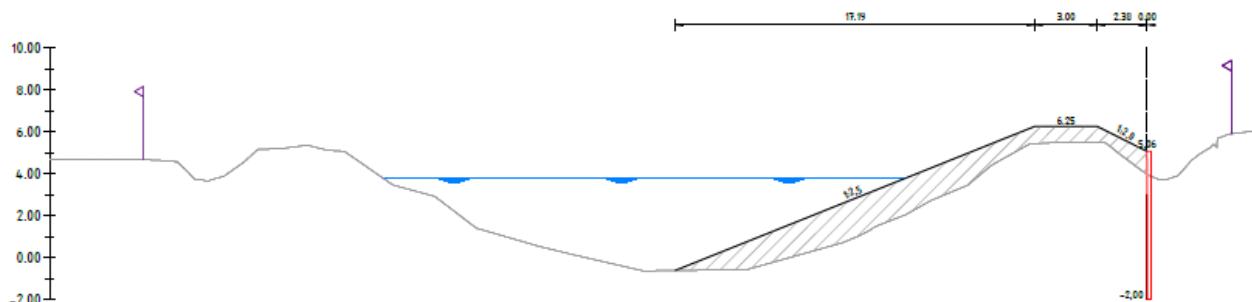
Figuur 3.3: Kenmerkend dwarsprofiel (T2-4) middendeel kering traject 2.



Figuur 3.4: Kenmerkend dwarsprofiel (T2-5) noordelijk deel kering traject 2.

3.1.3 Kering traject 3

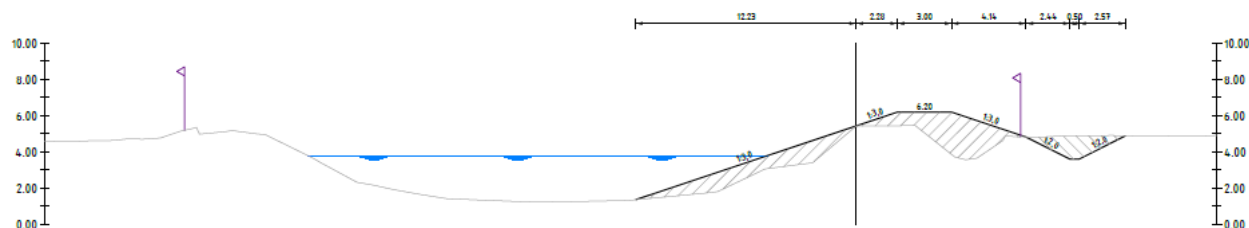
Ter plaatse van de kering in traject 3 is in de ondergrond een veenlaag aanwezig. Ook is de beschikbare ruimte langs de waterkering beperkt. De kering voor traject 3 (1110-1330m) bestaat uit een buitendijkse verbetering van de bestaande kering, waarbij het ruimtebeslag binnendijs wordt beperkt door het toepassen van een stabiliteitsscherm (stalen damwand). Het dwarsprofiel voor de kering van traject 3 is gegeven in Figuur 3.5. Het ontwerp is in de toekomst uitbreidbaar door middel van het verhogen van de damwand.



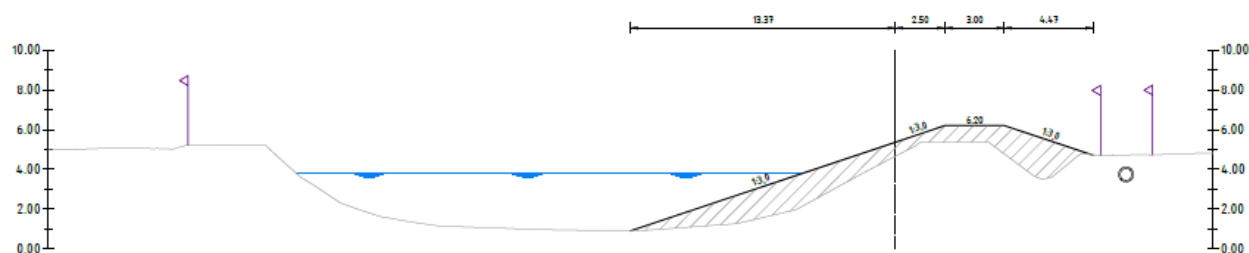
Figuur 3.5: Kenmerkend dwarsprofiel(T3-2) kering traject 3.

3.1.4 Kering traject 4

De kering van traject 4 bestaat uit een verbetering van de bestaande kering (1370-2030m). De verbetering bestaat uit een verbreding van de kering zowel binnen- als buitendijks en het verplaatsen van de parallel sloot binnendijs (Figuur 3.6). Het globale ontwerp van de kering wijkt af op een tweetal locaties. Ter plaatse van de Haarenewegbrug (1330-1370m) wordt het ruimtebeslag binnendijs beperkt door het toepassen van een damwand. De locatie van de parallelsloot blijft ongewijzigd. Het ontwerp van dit gedeelte van de kering is vergelijkbaar met het ontwerp van kering 3 (Figuur 3.5). Ter plaatse van de Spankerstraatbrug (2030-2125m) wordt ter plaatse van de parallelsloot een lange duiker met een inwendige diameter van 600 mm toegepast (Figuur 3.7). Binnen het gekozen profiel is ruimte aanwezig om de kering in de toekomst uit te breiden, door middel van steilere taluds.



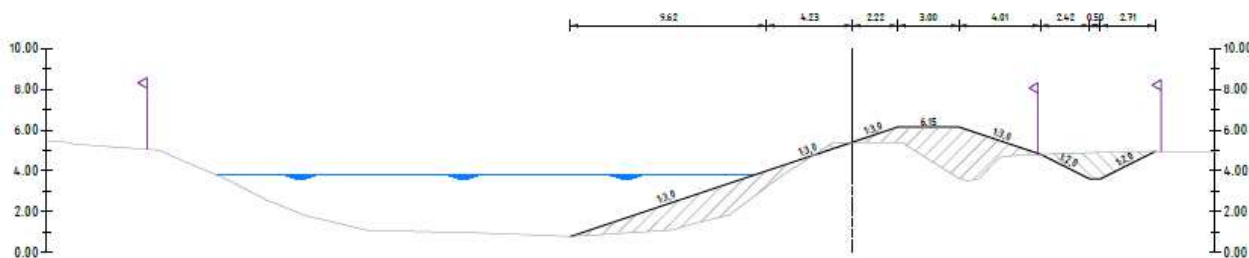
Figuur 3.6: Kenmerkend dwarsprofiel (T4-4) kering traject 4.



Figuur 3.7: Kenmerkend dwarsprofiel (T4-6) kering traject 4 ter plaatse van de overgang traject 4-5.

3.1.5 Kering traject 5

De kering voor traject 5 bestaat uit een verbreding zowel binnen- als buitendijks, waarbij de parallelsloot binnendijks wordt verplaatst (2180-2410m) (Figuur 3.8). Het globale ontwerp van de kering wijkt af ter plaatse van de Spankerstraatbrug (2125-2180m). Op deze locatie wordt ter plaatse van de parallelsloot een duiker met een inwendige diameter van 600 mm toegepast (Figuur 3.7). Binnen het gekozen profiel is ruimte aanwezig om de kering in te toekomst uit te breiden, door middel van steilere taluds.

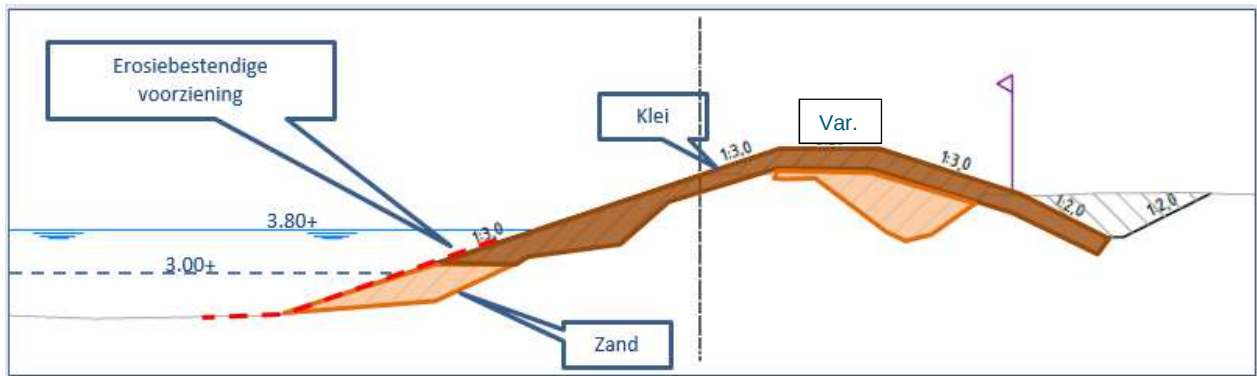


Figuur 3.8: Kenmerkend dwarsprofiel (T5-3) kering traject 5.

3.2 Principe opbouw waterkering

De bestaande waterkeringen in het gebied hebben een kern van zand. Voor de benodigde verbeteringen en aanleg van de nieuwe dijk wordt gekozen voor het toepassen van zand als kernmateriaal. Voor de taluds wordt gezien de taludhelling en de benodigde erosiebestendigheid gekozen voor een kleideklaag met een dikte van 0,5 m. Het buitendijkse onderwatertalud dient te bestaan uit een waterdoorlatende (dit in verband met "val van hoog water"), erosiebestendige voorziening, waarbij het Waterschap vanuit beheertechnische en ecologisch redenen geen bestorting wil toepassen. Het principe van de opbouw van de waterkering is weergegeven in figuur 12.

Ter plaatse van de nieuwe kering in traject 1 (dwarsprofiel T1-0 t/m T1-2) wordt in verband met de gevoeligheid voor het faalmechanisme piping, het volledige nieuwe dijkprofiel uitgevoerd in zand.



Figuur 3.9: Principe opbouw verbetering waterkering.

3.3 Objecten

De aanwezigheid van een object (leiding, duiker, stuw) kan de veiligheid van de waterkering in gevaar brengen door een verstoring van het grondlichaam (waarlangs piping kan optreden), externe belastingen of door een barrière in de grondwaterstroming. Ook kan de aanwezigheid van een object een belemmering vormen voor beheer en onderhoud. Om deze redenen wordt de invloed van de objecten op de veiligheid van de waterkering beoordeeld.

In Tabel 3 en Tabel 4 zijn de objecten geïnventariseerd die op dit moment in de waterkering aanwezig zijn en/of die in het kader van de verbetering van de waterkering worden gerealiseerd. In hoofdstuk 7 wordt een beschouwing gegeven ten aanzien van de invloed/ risico van de objecten op de waterkering.

Tabel 3: Objecten aanwezig in de kering zowel bestaand als toekomstige.

Hmp	Locatie	Object	Type)	Maatregel
[m]	[-]	[-]	[-]	[-]
0	Nergena	In- of uitlaat	BWC	Aanleg nieuwe in- of uitlaat leiding met afsluiter en terugslagklep t.b.v. toekomstige watergang
380	-	In- of uitlaat	BWC	Aanleg nieuwe in- of uitlaat leiding met afsluiter en terugslagklep t.b.v. toekomstige watergang
555	-	Duiker	NWO	Aanleg nieuwe duiker in parallelsloot
800	-	In- of uitlaat	BWC	Aanleg nieuwe in- of uitlaat leiding met afsluiter en terugslagklep (nabij toekomstige locatie stuw)
n.t.b.	-	Schotbalk stuw	NWO	Aanleg schotbalk-stuw incl. duiker (nabij toekomstige locatie stuw)
1080	Stuw	Veegvuiluitdraaiplaats (vvup)	NWO	Verwijderen veegvuiluitdraaiplaats
1065-1115	Stuw	Duiker	NWO	Vervangen en verlengen duiker
1110	Stuw	Stuw	NWO	Tijdelijke situatie, stuw wordt op termijn verplaatst.
1115	Stuw/Kollenberg	Overstort	BWC	Aanleg nieuwe overstortvoorziening
1330	Haareneweg(brug)	Landhoofd brug Haareneweg	NWO	Controle stabiliteit bij falen object/NWO
1315-1345	Haareneweg(brug)	Duiker	NWO	Controle NWO/vervangen duiker
1330	Haareneweg(brug)	Overstort	BWC	Vervangen overstort
n.t.b.	-	Schotbalk stuw	NWO	Aanleg schotbalk stuw + duiker (nabij profiel 4-3)
n.t.b.	-	Schotbalk stuw	NWO	Aanleg schotbalk stuw + duiker (nabij profiel 4-5)
2030- 2175	Spankerstraat(brug)	Duiker	NWO	Aanleg nieuwe duiker
2125	Spankerstraat(brug)	Overstort	NWO	Aansluiten overstort op nieuwe duiker t.p.v. inspectieput
2125	Spankerstraat(brug)	Noodpomp voorziening	NWO	Vervangen voorziening
2125	Spankerstraat(brug)	Landhoofd brug Spankerstraat	NWO	Stabiliteit bij falen object/NWO
2310	Spoordijk	In- of uitlaat	BWC	Aanleg nieuwe in- of uitlaat leiding met afsluiter en terugslagklep.

*) BWC = bijzonder waterkerende constructie, NWO = niet waterkerend object

Tabel 4: Kabels en leidingen aanwezig in de kering zowel bestaand als toekomstige.

Hmp	Object	Diameter leiding	Type	Opmerking / advies
[m]	[-]	[mm]	[-]	[-]
370	Transportleiding water (Zinker)	400mm	NWO	Controle NWO. Controle leiding bij aanpassing kering. Tekening beschikbaar.
1050	DPO-leiding	6 inch (ca. 150mm)	NWO	Controle NWO. Controle leiding bij aanpassing kering.
1070	datakabel	-	NWO	-
1075	Persleiding (riool)	-	NWO	Controle NWO. Controle leiding bij aanpassing kering.
1112	Laagspanning kabel	-	NWO	-
1317	Gasleiding hoge druk	n.v.t.	NWO	Buiten gebruik en vervangen door gestuurde boring naast de brug. Verwijderen uit kering.
1325	Data kabel	-	NWO	-
1325	Laagspanning kabel	-	NWO	Controle NWO. Zinker PVC, 110mm. Zie tekening Enexis.
1325	Middenspanning kabel	-	NWO	Controle NWO. Zinker PVC, 110mm. Zie tekening Enexis.
1327	Gasleiding lage druk	110mm	NWO	Controle NWO. Vermoedelijke gestuurde boring 110mm
1327	Gasleiding hoge druk	110mm	NWO	Controle NWO. Gestuurde boring 110mm
-	Data kabel	-	NWO	Loze leiding KPN linkeroever parallel aan de Esche stroom. Verwijderen
1335	Data kabel	-	NWO	Data kabel aan brug
1335	Persleiding (riool)	-	NWO	Vermoedelijk aan brug
1337	Datakabels	-	NWO	Datakabel aan brug
1343	Data kabels	-	NWO	Vermoedelijk zinker
1348	Gasleiding lage druk	n.v.t.	NWO	Loze leiding zinker PVC 160mm. Verwijderen.
1348	Transportleiding water (zinker pvc)	160mm	NWO	Controle NWO. Controle leiding bij aanpassing kering.
1350	Data kabels	-	NWO	Vervallen en omgelegd aan brug (2018)
1350	Data kabel	-	NWO	Vervallen en omgelegd aan brug (2018)
2086	Data kabel	-	NWO	Vervallen kabel. Verwijderen.
2092	Laagspannings kabels	-	NWO	-
2097	Middenspanningskabels	-	NWO	-
2105	Data kabel	-	NWO	Boring KPN (zie tekening)
2115	Data kabel	-	NWO	Boring KPN (zie tekening)
2115	Transport leiding water	110mm mantelbuis	NWO	50mm in mantelbuis van 110mm zijn aan de brug bevestigd
2115	Gasleiding lage druk	110mm	NWO	Opnieuw aangelegd in 2004 d.m.v een boring
2125	Laagspanning kabel	-	NWO	Vermoedelijk aan brug
2125	Persleiding (riool)	-	NWO	Vermoedelijk aan brug
2410	Gasleiding hoge druk (Gasunie)	12 inch (ca. 300mm)	NWO	Controle NWO. Controle leiding bij aanpassing kering.

4 Uitgangspunten

Na het opstellen van de uitgangspunten voor het definitief ontwerp van de kade langs de Essche Stroom is de handreiking ontwerpen met overstromingskansen OI214v4 uitgekomen. Aanbevolen wordt om het ontwerp zo veel mogelijk uit te voeren in lijn met de nieuwste regelgeving. Om die reden is voor de veiligheidsfilosofie uitgegaan van de handreiking ontwerpen met overstromingskansen, versie OI2014v4 (feb. 2017) voor het ontwerp van de regionale kering. Hierbij is ervoor gekozen om te rekenen met Mohr Coulomb (gedraineerde sterkte parameters) en niet met het Critical State Soil Model (CSSM) ook wel bekend als ongedraineerd rekenen, mede gezien de overwegend zandige grondslag in het projectgebied.

4.1 Veiligheidsfilosofie

4.1.1 Veiligheidsnorm en planperiode

De normfrequentie (beveiligingsniveau) voor de te keren waterstand bedraagt 1/150 per jaar. De planperiode bedraagt 40 jaar. De kering moet kunnen voldoen aan de belasting die kan optreden aan het einde van de gestelde planperiode. Daarnaast heeft de planperiode betrekking op de levensduur van de kering. Zie tevens de notitie: ontwerpuitgangspunten voor verbetering regionale keringen in de provincie Noord-Brabant [L9]

4.1.2 Afleiding veiligheidsfactoren

De veiligheidsfactor ten aanzien van de stabiliteit, waaraan de waterkering moet voldoen wordt bepaald conform de handreiking ontwerpen met overstromingskansen en is als volgt opgebouwd:

$$\gamma_R = \gamma_b \gamma_m \gamma_n \gamma_d$$

Bij het ontwerpen van de kering op het faalmechanisme macrostabiliteit kan onderscheid gemaakt worden (ten aanzien van veiligheid) tussen binnenwaartse stabiliteit (STBI) en buitenwaartse stabiliteit (STBU). Omdat schade aan een kering bij val van hoog water niet direct zal leiden tot een overstroming wordt voor STBU een lagere veiligheid acceptabel gevonden.

γ_b Schematiseringsfactor (=1,1 á 1,3). Indien de waterspanningen en grondopbouw zijn bepaald op basis van een gedegen grondonderzoek en er bij de vaststelling van het ondergrondmodel voldoende rekening is gehouden met onzekerheden kan de schematiseringsfactor worden gereduceerd tot minimaal 1,1. De afleiding van de schematiseringsfactor wordt gegeven in paragraaf 4.6.

γ_m Materiaalfactor (=1,0). De berekeningen moeten uitgevoerd worden met rekenwaarden van de materiaalparameters. D.w.z. dat de representatieve materiaalparameters gedeeld worden de partiële materiaalfactoren. Bij toepassing van rekenwaarden bedraagt γ_m in bovenstaande vergelijking 1,0.

γ_d Modelfactor (=1,0). Bij toepassing van Bishop wordt een modelfactor van 1,0 gehanteerd. Bij toepassing van UpLift Van wordt een modelfactor van 1,05 gehanteerd.

γ_n De schadefactor is bepaald op basis van de betrouwbaarheidsindex (beta-factor). De berekening met invoerwaarden voor de verschillende parameters is gegeven in Tabel 5.

$$\beta_{eis;i} = \Phi^{-1}\left(\frac{\omega \cdot P_{norm}}{\left(1 + a \frac{L}{b}\right) \cdot P_{f/inst}}\right)$$

$$\gamma_n = 1 + 0,13 \cdot (\beta - 4)$$

Tabel 5: Betrouwbaarheidsindex en schadefactor

Schadefactor (conform OI2014v3; datum juli 2015)

faalkansruimte factor	ω	0,04	-	$\beta_{eis;i} = \Phi^{-1}(P_{eis;i}) = \Phi^{-1}\left(\frac{\omega \cdot P_{norm}}{\left(1 + a \frac{L}{b}\right)}\right)$
1 / Maximaal Toelaatbare Kans		150	jaren	
Maximaal Toelaatbare Kans	norm	0,006666667	1/jr	
fractie van lengte gevoelig voor	a	0,033	-	
totale lengte dijktraject	L	2500	m	
onafhankelijk, equivalent vak	b	50	m	
	$P_{f/inst}$	1,0	-	instabiliteit gecorreleerd met hoogwater - 1,0 (zat in noemer van oude formule)
				instabiliteit niet gecorreleerd met hoogwater - 0, (nodig voor STBU)
Faalkanseis per doorsnede	$P_{eis;i}$	0,000100629		
Faalkanseis per doorsnede	$1/P_{eis;i}$	9937,5		
betrouwbaarheidsindex	β	3,72		
schadefactor Mohr-Coulomb	γ_n	0,96		$\gamma_n = 1 + 0,13 \cdot (\beta - 4)$

Bij een normfrequentie van 1/150 per jaar (regionale keringen) levert bovenstaande beschouwing de volgende veiligheidsfactoren:

- Schadefactor STBI (γ_{R-STBI}) = 0,96 x γ_b → bij een schematiseringsfactor van $\gamma_b=1,1$ moet voor γ_{R-STBI} minimaal 1,06 worden aanhouden.
- Schadefactor STBU (γ_{R-STBU}) = 0,88 x γ_b → bij een schematiseringsfactor van $\gamma_b=1,1$ moet voor γ_{R-STBU} minimaal 0,97 worden aanhouden.

4.1.3 Partiële materiaalfactoren

De partiële materiaalfactoren behorende bij betrouwbaarheidsklasse RC1 zijn aangehouden. De betrouwbaarheidsindex bij de 1 jaar referentieperiode (zie tabel B.2 uit NEN-EN 1990) bedraagt 4,2 en is hoger dan de benodigde betrouwbaarheid, vastgesteld in voorgaande paragraaf.

$\gamma_{m;\varphi}$ Partiële factor voor de tangent van de hoek van inwendige wrijving = 1,2

$\gamma_{m;c}$ Partiële factor voor de cohesie van de grond = 1,3

4.1.4 Veiligheidsfactor opbarsten

Niet van toepassing. Geen watervoerend pakket met afsluitende deklaag aanwezig.

4.1.5 Veiligheidsfactor piping

Het faalmechanisme piping zal gecontroleerd worden conform de stappen: eenvoudige beoordeling en, indien nodig, gedetailleerde beoordeling zoals beschreven in module D van de STOWA [L6]. Vanuit [L6] wordt verwezen naar de rapportage zandmeevoerende wellen [L13]. Volgens de huidige versie van deze rapportage dient de nieuwe variant van de methode Sellmeijer te worden toegepast. De bijhorende veiligheidsfactoren zijn niet in overeenstemming met de factoren beschreven in [L2] [L6]. De veiligheidsfactoren volgens [L13] betreffen $\gamma_n=1,2$ (-) en $\gamma_b=1,3$ (-).

In de nieuwe leidraad, toetsen op veiligheid van STOWA [L6] wordt de Selmeijer methode gehanteerd in combinatie met veiligheidsfactoren. Bij regionale keringen (relatief klein ten opzichte van primaire keringen) kan het voorkomen dat de methode Bligh toch maatgevend is ten opzichte van de methode Selmeijer. Indien een toetsing van het mechanisme piping nodig is, wordt deze getoetst met beide methoden.

4.1.6 Veiligheidsfactor Microstabiliteit

Het faalmechanisme microstabiliteit, bestaande uit de mechanismen opdrukken en afschuiven, wordt gecontroleerd conform de gedetailleerde beoordeling die ook rekening houdt met de sterkte van de kleilaag [L2]. Voor de totale veiligheid bij loodrecht evenwicht bedraagt de gecombineerde veiligheidsfactor $\gamma_d \gamma_n$ 2,0 (-).

4.2 Uitgangspunten regionale keringen Waterschap De Dommel

Uitgangspunten ten aanzien van de onderstaande vijf aspecten zijn vastgelegd door Waterschap De Dommel, [L9], zie ook bijlage 1. Deze betreffen:

1. Robuustheidstoets en waakhogte, respectievelijk 0,3m en 0,1m;
2. Windtoeslag en windsnelheid:
 - a. De golfopslag van de regionale keringen in traject 3-5 is berekend [L12]. De relevante bijlagen met de berekende golfopzet zijn opgenomen in bijlage 1.;
 - b. De golfopslag van de regionale keringen in traject 1-2 is berekend [L14];
3. Ontwerp m.b.t. alle faalmechanismen;
4. Overslagdebiet van maximaal 1 l/m/s;
5. Voor de kruin van de nieuwe regionale (en overige) keringen wordt een breedte aangehouden van minimaal 3 m.

Daarnaast dient sprake te zijn van een robuust ontwerp, Naast eerder genoemde aspecten betekend dit ook dat het ontwerp uitbreidbaar dient te zijn in de toekomst.

- *Overige randvoorwaarden:* De te verbeterde keringen moeten voldoen aan de “Handreiking ontwerpen en verbeteren waterkeringen langs regionale rivieren” van de STOWA [L1];
- De huidige afwatering van de achterliggende terreinen mag na het verwezenlijken van de nieuwe keringen niet verslechteren;
- De huidige doorvoer- en bergingscapaciteit van de Essche stroom mag door de aanleg van de keringen niet nadelig worden beïnvloed;
- Bij hoog water moet de huidige kerende functie te allen tijde zijn gewaarborgd totdat de nieuwe keringen zijn aangelegd.

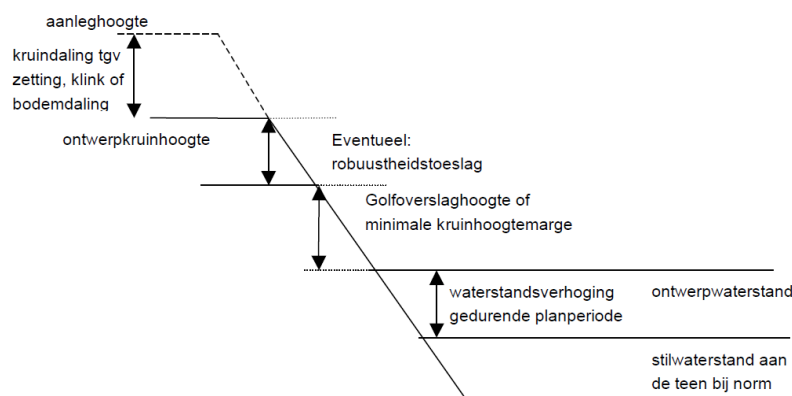
4.3 Hoogte

De wijze waarop de ontwerpkuinhoogte op een veilige manier kan worden vastgesteld is schematisch weergegeven in Figuur 4.1. Met de marges wordt een veilig ontwerp gerealiseerd gedurende de vastgestelde planperiode.

De ontwerpkuinhoogte wordt bepaald op het hoogste niveau dat volgt uit onderstaande sommen:

- Ontwerpwaterstand (2050) + de kruinhoogtemarge;
- Ontwerpwaterstand (2050) + de golfoverslaghoogte.

De ontwerpwaterstand wordt berekend op basis van het klimaatscenario Wh 2050 opgesteld door het KNMI in 2014. De berekening vindt plaats met een Sobek-model gebaseerd op het projectontwerp.



Figuur 4.1: Definitie begrippen bij ontwerphoogte.

4.4 Hydraulische randvoorwaarden

4.4.1 Ontwerpwaterstand en ontwerphoogte kruin

De ontwerpwaterstanden zijn bepaald aan de hand van hydrologische modellen waarbij rekening is gehouden met een scenario voor klimaatverandering tot 2050. In Tabel 6 is per traject het maatgevend hoogwater (MHW) en de ontwerphoogte van de kruin weergegeven.

Een golfoverslaghoogte berekening is uitgevoerd volgens de ontwerpmethode uit de EurOtop2016 handleiding. Per deeltraject van de kering is bepaald of overloop of overslag maatgevend is. De berekening van de golfopslag van de regionale keringen voor traject 1-2 en 3-5 zijn weergegeven in respectievelijk [L14] en [L12]. De relevante bijlagen met de berekende golfopzet zijn opgenomen als bijlage 1.

Tabel 6: Ontwerphoogte kruin en MHW

Werk	Type kering	Normfrequentie	Overloop/Overslag	MHW	Ontwerp kruinhoogte
[-]	[-]	[-]	[m]	[m tov NAP]	[m tov NAP]
Kering 1	Regionale kering	1/150	overslag	+5,94	+6,50
Kering 2	Regionale kering	1/150	overslag	+5,93	+6,50 (+6,25)*
Kering 3	Regionale kering	1/150	overloop	+5,83	+6,25
Kering 4	Regionale kering	1/150	overloop	+5,80	+6,20
Kering 5	Regionale kering	1/150	overloop	+5,74	+6,15

- Voor een deel van kering 2 (dwarsprofiel T2-5 en T2-6) is overloop maatgevend, hier is de kruinhoogte NAP +6,25m (gelijk aan kering traject 3)

4.4.2 Binnenwaterstanden

Voor het ontwerp wordt aangehouden dat tijdens maatgevend hoogwater de sloten achter de kering zich zullen vullen zich tot aan het niveau van achterliggend maaiveld.

4.4.3 Buitenwater en “val van hoog water”

Voor de buitenwaartse stabiliteit van de waterkering is de val van de waterstand (na hoog water) de maatgevende situatie. Voor vergelijkbare kades zijn berekeningen uitgevoerd met het programma Plaxflow. Hierbij is een gevoeligheidsanalyse uitgevoerd ten aanzien van de doorlatendheid van de aanwezige grondlagen. Op basis van de berekening van het meezakken van de freatische waterstand in de kern van de kering na de val van hoog water is gevonden dat het maximale waterstandsverschil bij de val van hoog water 0,5 m bedraagt.

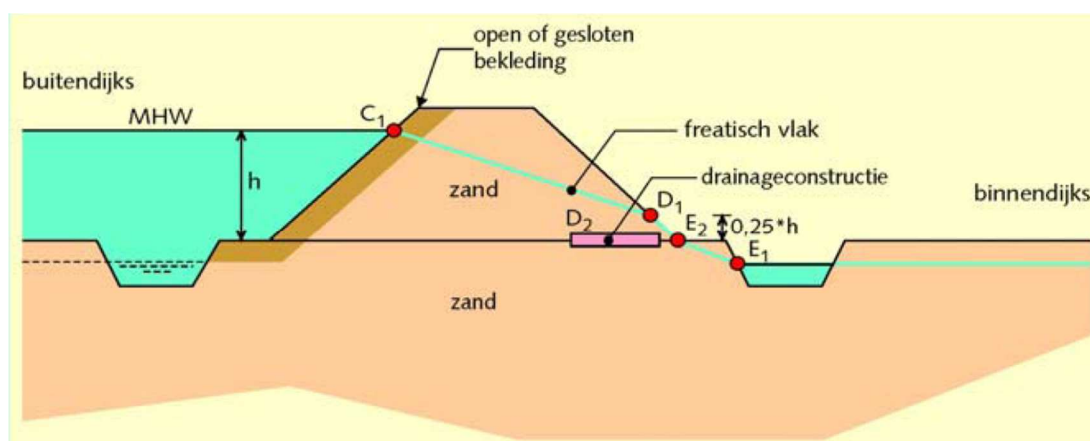
De huidige gemiddelde buitenwaterstanden (normale omstandigheden) in de Essche stroom zijn gegeven in Tabel 7. Door de herinrichting kunnen de waterstanden afwijken van wat tot nu toe gebruikelijk is. De waterstanden zijn bepaald aan de hand van de stromingsberekeningen. Door verplaatsing van de stuw van traject 3 naar halverwege traject 2 (Figuur 3.1) verandert de gemiddelde waterstand in traject 2.

Tabel 7: Gemiddelde buitenwaterstand per traject.

Traject	Type kering	Gemiddelde buitenwaterstand	
		huidig	Na verplaatsen stuw
[-]	[-]	[m t.o.v. NAP]	
Kering 1	Regionale kering	+4,2	+4,2
Kering 2	Regionale kering	+4,2	+4,2/+3,8
Kering 3	Regionale kering	+3,8	+3,8
Kering 4	Regionale kering	+3,8	+3,8
Kering 5	Regionale kering	+3,8	+3,8

4.4.4 Freatische lijn tijdens MHW

De freatische lijn in de waterkeringen is bepaald op basis van Technisch Rapport Waterspanningen bij Dijken [L5]. Het verloop van de freatische lijn is bepaald op basis van geval 2B waarbij de deklaag c.q. bekleding op het talud van de waterkering als een open bekleding is beschouwd, zie Figuur 4.2. Zoals beschreven in paragraaf 4.4.2, zullen de sloten achter de kering zich vullen tijdens maatgevend hoog water tot aan het niveau van het achterliggende maaiveld.

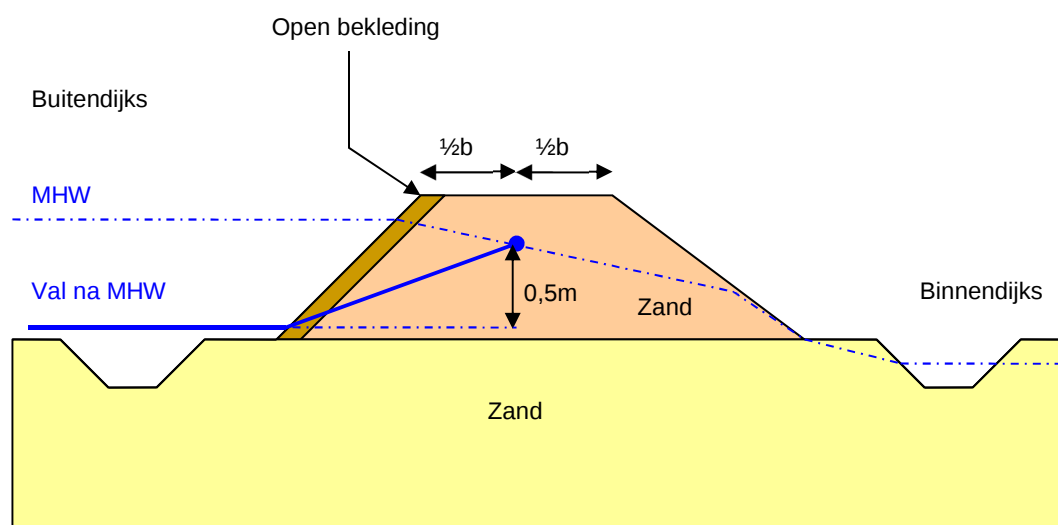


Figuur 4.2: Freatisch vlak voor gevallen 2B

4.4.5 Freatische lijn tijdens val van de buitenwaterstand

De keringen zijn opgebouwd met zandig materiaal. Vanwege de hoge waterdoorlatendheid, wordt bij de val van de buitenwaterstand een uittreding van het water uit het buitentalud van de kering geschematiseerd tot halverwege de breedte van de kruin. De aangehouden niveau's van de waterstanden zijn beschreven in paragraaf 4.4. De situatie is schematisch weergegeven in Figuur 4.3.

Voor de binnenwaterstand dient te worden uitgegaan van maaiveldniveau. In geval er zich een waterlichaam direct achter de dijk bevindt, dient het betreffende peil te worden aangehouden.



Figuur 4.3: Schematische weergave van freatisch lijn in een zanddijk bij val na buitenwaterstand

4.4.6 Buitenwaterstand tijdens uitvoering

Met de stuwen kan de buitenwaterstand in de Essche stroom vanaf de stuw tot de spoorbrug verlaagd worden tot circa NAP +3,0m.

4.5 Verkeersbelasting

Bij het ontwerp van de keringen moet rekening gehouden worden met een verkeersbelasting op de kering. Tijdens maatgevend hoogwater wordt, een verkeersbelasting van 13,3 kN/m² in rekening gebracht over een breedte van 2,5 m conform TRWG [L2]. De verkeersbelasting wordt in de cohesieve lagen grotendeels ongedraineerd (20%) verondersteld.

4.6 Schematisatie en berekeningen

Het totale dijktraject (kering 1-5) wordt onderverdeeld in dijkvakken met een vergelijkbare grondopbouw. Voor dijkvak 0-585m, 980-1100m, 1100-1330m en 1500-1900m wordt per dijkvak één maatgevend profiel geschematiseerd qua bodemopbouw en waterspanningen en doorgerekend op binnen- en buitenwaartse macrostabiliteit. De stabiliteitsberekeningen worden uitgevoerd met het softwareprogramma D-GeoStability 18.1.

4.6.1 Schematiseringsfactor

Voor het vaststellen van de schematiseringsfactor zijn risico's ten aanzien van afwijkingen in grondopbouw, waterstanden en verkeersbelasting beschouwd. Gekozen is voor een veilige benadering van de volgende aspecten:

- Modelling van de bodemopbouw op basis van het grondonderzoek langs het kering traject. Uit al het uitgevoerde grondonderzoek blijkt een zandige bodemopbouw. Lokaal zijn er zones aanwezig met slappe klei -en veenlagen in voornamelijk de bovenste meters onder maaiveld. De locaties van deze lagen zijn weergegeven in Tabel 8.
- De positie van de verkeersbelasting op de kruin van de kering is in de berekening gevarieerd. De maatgevende positie is gebruikt in de ontwerpberekening.

Op basis van bovengenoemde aspecten en de wijze waarop deze zijn meegenomen in de modellering is het verantwoord om een schematiseringsfactor van 1,1 aan te houden.

5 Geometrie en bodemopbouw

5.1 Grondonderzoek

Voor het maken van het dijkontwerp is het volgende grondonderzoek beschikbaar:

- onderzoek door Grontmij, uitgevoerd ten behoeve van de toetsing (zie bijlage 2a);
- onderzoek door Fugro (zie bijlage 2b).

De posities van de uitgevoerde grondonderzoeken zijn verzameld op de ontwerptekening van de kering, zie bijlage 3a. De resultaten van de onderzoeken uitgevoerd door Fugro zijn gebundeld in één onderzoeksrapport. Het onderzoeksrapport bevat de volgende gegevens:

Het veldonderzoek bestaat uit:

- 14 sonderingen met meting van de plaatselijke kleef tot een diepte van ca. 15m min maaiveld;
- 4 mechanische boringen;
- 59 handboringen.

Het laboratoriumonderzoek bestaat uit:

- classificatie van een deel van de geroerde en ongeroerde monsters;
- bepaling volume gewicht en watergehalte;
- korrelverdelingen;
- direct simple shear (DSS) proeven op veen.

Op basis van het uitgevoerde grondonderzoek is het dijktraject onderverdeeld in dijkvakken met een vergelijkbare grondprofiel. De schematisering van de bodemopbouw per dijkvak is gegeven in de volgende paragrafen. Voor de maatgevende dijkvakken is een grondprofiel vastgesteld voor de toetsing van de stabiliteit van de kering.

5.1.1 Bodemopbouw

Uit het grondonderzoek volgt een redelijk uniforme bodemopbouw over het gehele dijktraject. Over het algemeen bestaat de ondergrond en het dijktraject uit zand (los gepakt tot matig vastgepakt zand). Lokaal zijn gebieden aanwezig met slappe klei -en veenlagen in voornamelijk de bovenste meters onder maaiveld. Grofweg kan onderscheid worden gemaakt in negen dijkvakken. Een overzicht van deze dijkvakken met daarbij het relevante grondonderzoek per vak is weergegeven in Tabel 8.

De maatgevende dijkvakken voor de stabiliteits- en zettingsberekeningen zijn bepaald op basis van de combinatie van het nieuwe dijkprofiel en de bodemopbouw. Hieruit volgt dat dijkvak 0-585m, 980-1100m, 1100-1330m en 1500-1900m maatgevend zijn. Voor deze dijkvakken is het profiel weergegeven in Tabel 9 tot en met Tabel 12.

Tabel 8. Schematisering grondopbouw per dijkvak op basis van het relevante grondonderzoek.

Dijkvak	Schematisering grondopbouw	Relevant grondonderzoek
[m]	[-]	[-]
0-585 (A)	Het grondpakket bestaat vanaf MV tot circa NAP +2,8 m uit klei- en veenlagen. Daaronder is een afwisselend pakket van los tot vast gepakte zandlagen gelegen.	SA01, SA02, BA-01, BA-02
585-750 (B)	Het grondpakket bestaat uit een afwisselend pakket van los tot vast gepakte zandlagen.	BA-03, BA-04
750-920 (C)	Het grondpakket bestaat uit een toplaag van klei- en veenlagen met een laagdikte variërend tussen de 0,5 tot 1,0 m. Vanaf ongeveer NAP +1,5m bestaat het grondpakket uit een afwisselend pakket van los tot vast gepakte zandlagen.	SA03, BA-05, BA-06
920-980 (D)	Het grondpakket bestaat uit een afwisselend pakket van los tot vast gepakte zandlagen.	BA-07
980-1100 (E)	De ondergrond bestaat vooral uit los tot vast gepakte zand lagen en over de lengte van dit dijkvak is een doorgaande tussenlaag van veen aanwezig tussen NAP +4,0 en +2,8.	SA-04, BA-08, BA-08A.
1100-1330 (F)	De ondergrond bestaat vooral uit los tot vast gepakte zand lagen en over de lengte van dit dijkvak is een doorgaande tussenlaag van veen aanwezig. De hoogte van deze veenlaag varieert over de lengte van het traject.	BB-01, BB-01A, BB-01B, BB-01C, BB-02, BB-02A, BB-02B, BB-02C
1330- 1500 (G)	Het grondpakket bestaat uit een afwisselend pakket van los tot vast gepakte zandlagen.	BC-01,BC-02
1500 – 1900 (H)	Het grondpakket bestaat uit een afwisselend pakket van los tot vast gepakte zandlagen. In deze zone is een leemlaag met een dikte variërend van 0,5 tot 0,8 m aanwezig. De locatie van deze laag varieert tussen NAP +3,9 en -0,5 m over de lengte van het traject.	BC-03, BC-04, BC-05, SC-01, SC-02
1900- 2410 (I)	Het grondpakket bestaat uit een afwisselend pakket van los tot vast gepakte zandlagen.	BC-06 t/m BC-11, SC03

Tabel 9: Maatgevend grondprofiel Dijkvak A (0-585m).

Grondsoort	Bovenkant grondlaag	Consistentie	Korrelgrootte
[-]	[NAP m]	[-]	[-]
Klei, siltig/humeus	Mv	matig stevig	-
Veen	4,5	matig slap	-
Zand, siltig	2,8	los gepakt	matig fijn
Zand, siltig	1,5	los-matig gepakt	matig fijn
Zand, siltig	-2,5	los gepakt	matig fijn
Zand, siltig	-5	vast gepakt	matig fijn

Tabel 10: Maatgevend grondprofiel Dijkvak E (980-1100m).

Grondsoort	Bovenkant grondlaag	Consistentie	Korrelgrootte
[-]	[NAP m]	[-]	[-]
Zand, siltig	Mv	los gepakt	zeer fijn
Veen	+4,0	slap	-
Zand, siltig	+2,8	los gepakt	matig fijn
Leem, sterk zandig	-0,5	Matig slap	-
Zand, siltig	-1,0	los gepakt	matig fijn
Zand, siltig	-3,5	matig gepakt	matig fijn

Tabel 11: Maatgevend grondprofiel Dijkvak F (1100-1330m).

Grondsoort	Bovenkant grondlaag	Consistentie	Korrelgrootte
[-]	[NAP m]	[-]	[-]
Zand, siltig	Mv	los gepakt	zeer fijn
Veen	+4,0	slap	-
Zand, siltig	+2,8	los gepakt	matig fijn
Leem, sterk zandig	-0,5	matig slap	-
Zand, siltig	-1,0	los gepakt	matig fijn
Zand, siltig	-3,5	matig gepakt	matig fijn

Tabel 12: Maatgevend grondprofiel Dijkvak H (1500-1900m).

Grondsoort	Bovenkant grondlaag	Consistentie	Korrelgrootte
[-]	[NAP m]	[-]	[-]
Zand, matig siltig	Mv	los gepakt	zeer fijn
Leem, sterk zandig	+4,0	matig slap	-
Zand, zwak siltig	+3,2	los gepakt	matig fijn
Zand, zwak siltig	-3,0	matig vast	matig fijn

5.2 Grondmechanische eigenschappen

De sterkte parameters ten behoeve van de stabiliteitsberekeningen zijn bepaald op basis van de uitgevoerde sonderingen, handboringen en tabel 2b van NEN 9997-1 [L4]. Op de aanwezige veenlaag ter plaatse van traject 3 is laboratoriumonderzoek uitgevoerd (DSS proeven) en zijn de sterkte parameters bepaald op basis van dit onderzoek (zie bijlage 2d). De rekenwaarden van de grondparameters zijn weergegeven in Tabel 13. De bijbehorende representatieve waarden en de partiele materiaalfactoren zijn in een overzicht opgenomen in bijlage 2c.

Tabel 13: Rekenwaarden grondparameters

Grondsoort	Soortelijk gewicht		Sterkte (Rekenwaarde)		Samendrukkingparameters Koppejan				
	Vochtig	Verzadigd	c'd	Phi'd	C _p	C' _p	C _s	C' _s	c _v
[-]	[kN/m ³]	[kN/m ³]	[kPa]	[graden]	[-]	[-]	[-]	[-]	[m ² /s]
ZAND, los gepakt, siltig/ (nieuwe kern OW)	17,0	19,0	0,0	25,7	800	200	1·10 ⁹	1·10 ⁹	doorlatend
ZAND, matig vast gepakt, siltig	18,0	20,0	0,0	28,0	2400	600	1·10 ⁹	1·10 ⁹	doorlatend
ZAND, matig gepakt (nieuwe kern BW)	18,0	20,0	0,0	28,0	2400	600	1·10 ⁹	1·10 ⁹	doorlatend
KLEI, zwak humeus, matig siltig	15,0	15,0	2,3	19,0	-	-	-	-	-
KLEI, bekleding	17,0	17,0	3,8	19,0	-	-	-	-	-
LEEM, sterk zandig	19,0	19,0	0,0	23,5	180	45	5200	1300	1·10 ⁻⁵
VEEN (obv DSS proeven, zie N003)	10,8	10,8	3,8	14,3	20	5	80	20	1·10 ⁻⁷

Toelichting bij de tabel:

c' = effectieve cohesie
 φ' = effectieve hoek van inwendige wrijving

6 Definitief ontwerp regionale waterkeringen

In dit hoofdstuk worden de resultaten van de DO-berekeningen gegeven waarmee wordt aangetoond dat het ontwerp van de waterkering voldoet aan de eisen.

Voor het ontwerp van een kering worden onderstaande faalmechanismen beschouwd, zie hoofdstuk 2 voor een beknopte uitleg van de verschillende faalmechanismen:

- Overloop en golfoverslag;
- Piping;
- Macro-instabiliteit (binnen- en buitenwaarts);
- Micro-instabiliteit;
- Stabiliteit van het voorland;
- Erosie van de oever;
- Falen van de bekleding;

De geometrie van het dijkontwerp voldoet aan de uitgangspunten (hoofdstuk 4) en daarmee aan de faalmechanismen overloop en golfoverslag. Omdat bij ophoging op samendrukbare ondergrond zettingen kunnen optreden, worden in paragraaf 6.7 tevens de zettingen berekend.

6.1 Resultaten faalmechanisme Piping

Het toetsproces voor de beoordeling op piping en heave volgens de leidraad toetsen op veiligheid regionale waterkeringen [L6] kent drie niveaus. Als eerste vindt een eenvoudige beoordeling plaats, waarin wordt gecontroleerd of de opbouw van de dijk en ondergrond gevoelig is voor piping. Indien uit de eenvoudige beoordeling blijkt dat piping een relevant mechanisme is, dient een gedetailleerde beoordeling te worden uitgevoerd.

Volgens de eenvoudige beoordeling is het faalmechanisme piping relevant wanneer aan de volgende voorwaarden wordt voldaan:

- a. aanwezigheid afdekkend en doorgaand pakket klei- en veenlagen/kunstwerk;
- b. een intredepunt is aanwezig;
- c. sprake van opbarsten afdekkende laag;
- d. sprake van heave.

In de gedetailleerde analyse wordt de veiligheid van de waterkering m.b.t. piping getoetst met behulp van geohydrologische rekenmodellen. Als hieruit blijkt dat er onvoldoende weerstand is tegen het faalmechanisme piping dient het optredende verval over de waterkering ΔH te worden getoetst aan het kritieke verval ΔH_c volgens de methode Sellmeijer en Bligh. De rekenregels van Bligh en Sellmeijer worden in Nederland gebruikt voor controle op piping waarin uitsluitend de horizontale kwelweg wordt beschouwd. Vanwege het ontbreken van geohydrologische modellen wordt deze stap overgeslagen en vindt direct de toetsing plaats volgens de methode Sellmeijer en Bligh.

Toetsing per zone

Het gehele dijktraject is onderverdeeld in dijkvakken A-I (hoofdstuk 5, Tabel 8). Per dijkvak zijn subvakken gedefinieerd op basis van de gevoeligheid voor piping (combinatie ontwerp en grondopbouw). De resultaten van de toetsing per zone zijn weergegeven in Tabel 14. Uit de eenvoudige beoordeling volgt dat dijkvak A.3 390-585m (dwarsprofiel T2-1), zone C.1 750-770m (dwarsprofiel T2-2) en zone C.2 770-920 (dwarsprofiel T2-2b) gevoelig zijn voor het faalmechanisme piping.

Met behulp van een gedetailleerde beoordeling is getoetst of piping daadwerkelijk optreedt. In deze beoordeling is zowel de methode Bligh als methode Sellmeijer toegepast. Aangezien dwarsprofiel T2-2 en T2-2b gebaseerd zijn op dezelfde grondopbouw en ontwerp dwarsprofiel, is alleen het maatgevende dwarsprofiel (T2-2) met de kortste kwelweglengte beschouwd.

Uit de gedetailleerde beoordeling dat alle drie de zones voldoende weerstand bezitten tegen het faalmechanisme piping.

Tabel 14. Toetsing faalmechanisme piping per dijkvak volgens de eenvoudige en gedetailleerde beoordeling

Dijkvak	Eenvoudige beoordeling				Gedetailleerde beoordeling	
	Voorwaarden				Bligh	Sellmeijer
	a	b	c	d		
[m]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
Dijkvak A (0-585m)						
A1 (0-260) ¹	-	-	-	-	-	-
A2 (260-390)	-	-	-	-	-	-
A3 (390-585)	ja	ja	ja	ja	voldoet	voldoet
Dijkvak B (585-750m)						
B (585-750)	nee	-	-	-	-	-
Dijkvak C (750-920m)						
C.1 (750-770)	ja	ja	ja	ja	voldoet niet	voldoet
C.2 (770-920)	ja	ja	ja	ja	voldoet niet	voldoet
Dijkvak D (920-980m)						
D (920-980)	nee	-	-	-	-	-
Dijkvak E (980-1100m)						
E.1 (980-1030m)	nee	-	-	-	-	-
E.2 (1030-1065)	ja	ja	ja	nee	-	-
E.3 (1065-1100m)	ja	ja	ja	nee	-	-
Dijkvak F (1100-1330m)						
F (1100-1330m)	ja	ja	ja	nee	-	-
Dijkvak G (1330-1500m)						
G (1330-1500m)	nee	-	-	-	-	-
Dijkvak H (1500-1900m)						
H (1500-1900m)	nee	-	-	-	-	-
Dijkvak I (1900-2410m)						
I (1330-2410)	nee	-	-	-	-	-

¹: het ontwerp van de kering is dusdanig dat het mechanisme piping niet relevant is.

6.2 Resultaten faalmechanisme Macro-instabiliteit

Het ontwerp van de waterkering is getoetst aan het faalmechanisme macro-instabiliteit. In de maatgevende dijkvakken (met klei- en veenlagen in de ondergrond, zie Tabel 8) is een selectie gemaakt van 4 maatgevende doorsneden. Twee doorsneden voor de binnenwaartse stabiliteit (STBI) en twee doorsneden voor de buitenwaartse stabiliteit (STBU). De berekeningen zijn weergegeven in bijlage 3b en de resultaten zijn samengevat in Tabel 15 & Tabel 16.

Tabel 15. Overzicht resultaten binnenwaartse stabiliteit (STBI)

Dijkvak	Stabiliteitsfactor	Eis (STBI)	Voldoet
[m]	[-]	[-]	[-]
980-1070 (dwp T2-4)	1,05	1,06	Nee
1500 - 1900 (dwp T4-4)	1,14	1,06	Ja

Tabel 16. Overzicht resultaten buitenwaartse stabiliteit (STBU)

Dijkvak	Stabiliteitsfactor	Eis (STBU)	Voldoet
[m]	[-]	[-]	[-]
980-1070 (dwp T2-4)	1,33	0,97	Ja
1120-1330 (dwp T3-2)	1,12	0,97	Ja

De berekende doorsneden zijn voldoende veilig ten aanzien van macrostabiliteit, behoudens dwarsprofiel T2-4. Dit profiel blijkt met minimale afwijking niet te voldoen. Geadviseerd wordt om hier een beperkte grondverbetering toe te passen. Alle overige doorsneden die zijn weergegeven op de ontwerptekening zijn voldoende veilig.

6.3 Resultaten faalmechanisme Microstabiliteit

Bij micro-instabiliteit wordt gelet op een aantal (zeer) plaatselijke instabiele situaties aan het oppervlak van het binnentalud. Micro-instabiliteit kan worden veroorzaakt door waterstroming door de waterkering.

Micro-instabiliteit is mede afhankelijk van het type dijk:

- Bij een kleidijk speelt micro-instabiliteit geen rol;
- Bij een zanddijk moet gecontroleerd worden op het uitspoelen van het binnentalud;
- Bij een zanddijk met kleibekleding moet gecontroleerd worden op afdrukken en/of afschuiven van de kleibekleding.

De dijkverbetering/nieuwe dijk betreft een zanddijk met kleibekleding en om deze reden is een toetsing van de twee bezwijkmechanismen afdrukken en afschuiven vereist. De uitwerking van deze toetsing is opgenomen als bijlage 3e. Voor het verval over de kleibekleding is aangenomen dat tijdens MHW de sloten achter de kering zich zullen vullen tot aan het niveau van het achterliggende maaiveld. Uit de toetsing volgt dat beide bezwijkmechanismen voldoen.

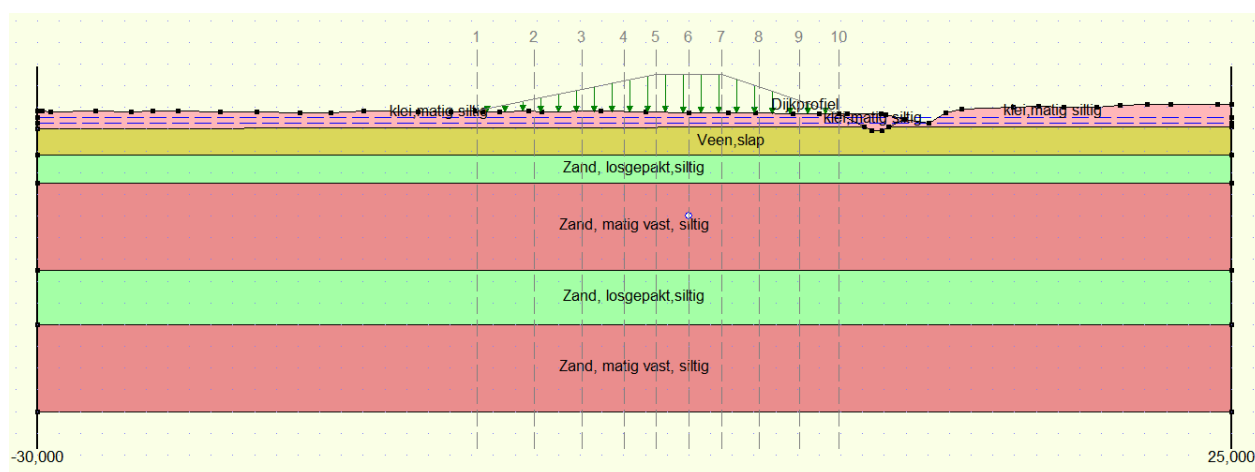
6.4 Instabiliteit van de vooroever

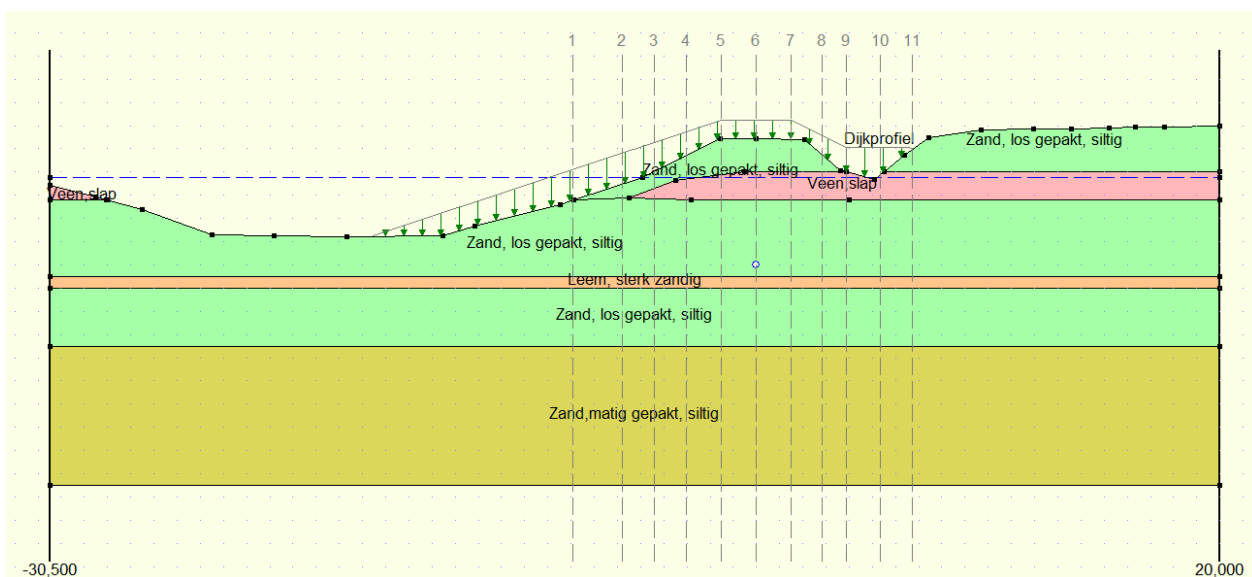
De waterloop van de Esche stroom is ingemten. Op basis van onderwatermetingen van het profiel blijkt dat met name benedenstrooms van bestaande constructies (stuw en bruggen) hier sprake is van erosiekuilen, welke kunnen zorgen voor instabiliteit van het onderwatertalud. Tijdens de aanleg van de kade zullen deze erosiekuilen opgevuld dienen te worden.

6.5 Zettingen

De berekening van de eindzetting is uitgevoerd met het programma Dsettlement versie 18.1 van Deltares. De uitvoer van de berekeningen is opgenomen in bijlage 3f. Voor het dijktraject zijn twee maatgevende dwarsprofielen (T2-1 & T2-5) doorgerekend. Per dwarsprofiel zijn op de maatgevende locaties verticalen gemodelleerd. Ter plaatse van de verticalen is de zetting en het tijd-zettingsverloop berekend. In tabel 17 en 18 zijn de uitkomsten van de berekeningen samengevat. De zetting is berekend voor een periode van 10.000 dagen (circa 30 jaar). Dit is de gangbare periode waarover zettingen worden berekend. Opgemerkt wordt dat bij zettingsberekeningen alleen de zetting als gevolg van de ophoging wordt berekend. Autonome bodemdaling is in de berekende zetting niet inbegrepen.

In Figuur 6.1 zijn de doorgerekende dwarsprofielen weergegeven, met daarin opgenomen de locaties van de verticalen waarvan de zetting is berekend.





Figuur 6.1. Schematisering dwarsprofiel T2-1 (boven) en dwarsprofiel T2-5 (onder) met daarin de berekende verticalen.

Tabel 17. Overzicht resultaten zettingen (ZETI) dwarsprofiel T2-1

Verticaal Nr.	Maaiveldhoogte	Ontwerphoogte	Netto-ophoging	Berekende eindzetting*
[-]	[m NAP]	[m NAP]	[m]	[m]
1	4,8	4,8	-	0,043
2	4,8	5,40	0,6	0,242
3	4,8	5,80	1,0	0,452
4	4,8	6,20	1,4	0,571
5	4,8	6,50	1,7	0,636
6	4,8	6,50	1,7	0,675
7	4,8	6,50	1,7	0,660
8	4,8	5,90	1,1	0,542
9	4,8	5,30	0,5	0,298
10	4,8	4,8	-	0,069

* Bij de berekening van de eindzetting is de overhoogte ter compensatie van de zetting meegenomen

Tabel 18. Overzicht resultaten zettingen (ZETI) dwarsprofiel T2-5

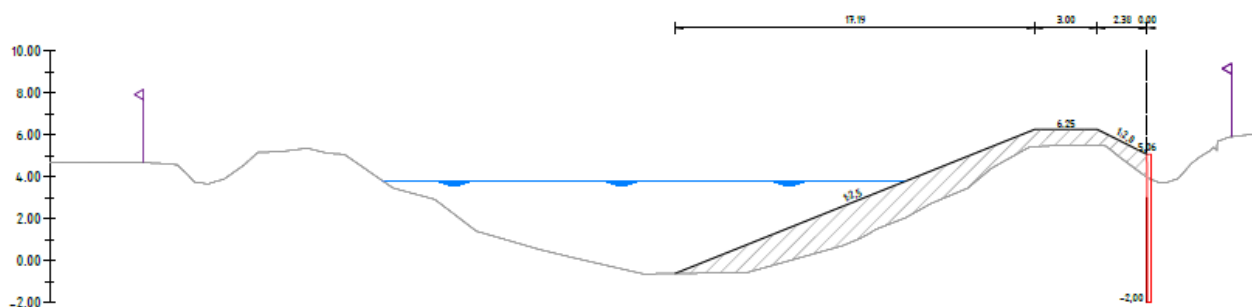
Verticaal Nr.	Maaiveldhoogte	Ontwerphoogte	Netto-ophoging	Berekende eindzetting*
[-]	[m NAP]	[m NAP]	[m]	[m]
1	2,77	4,12	1,35	0,029
2	3,36	4,81	1,45	0,032
3	3,99	5,27	1,28	0,162
4	4,72	5,74	1,02	0,174
5	5,44	6,25	0,81	0,117
6	5,46	6,25	0,79	0,124
7	5,42	6,25	0,83	0,122
8	4,74	5,59	0,85	0,245
9	3,85	5,06	1,21	0,642
10	3,84	5,06	1,22	0,608
11	5,06	5,06	-	0,048

* Bij de berekening van de eindzetting is de overhoogte ter compensatie van de zetting meegenomen

Ter plaatse van dwarsprofiel T2-1 wordt een zetting berekend van maximaal 67cm. Naast het aanbrengen van overhoogte kan bij de verdere uitwerking ook overworgen worden om de aanwezige veenlaag te verwijderen. Geadviseerd wordt om voorafgaand aan de uitvoering hier aanvullend onderzoek naar te verrichten.

6.6 Stabiliteitsscherm traject 3

Ter plaatse van de kering in traject 3 is in de ondergrond een veenlaag aanwezig. Ook is de beschikbare ruimte langs de waterkering beperkt. De kering voor traject 3 (1110-1330m) bestaat uit een buitendijkse verbetering van de bestaande kering, waarbij het ruimtebeslag binnendijks wordt beperkt door het toepassen van een stabiliteitsscherm (stalen damwand). Het dwarsprofiel voor de kering van traject 3 is gegeven in Figuur 3.5.



Figuur 6.2: Kenmerkend dwarsprofiel(T3-2) kering traject 3.

Door middel van Plaxis-berekeningen (zie bijlage 3D) is bepaald welke damwandtype en lengte nodig is voor het stabiliteitsscherm. De resultaten van de berekeningen zijn weergegeven in tabel 19.

Tabel 19. Resultaten damwand (Plaxis berekening)

Locatie damwand	Damwand-type	Bovenkant damwand	Onderkant damwand	Lengte	Mtoelaatbaar	Mtoel;corr	Umax	Mmax
		NAP	NAP	m	kNm	kN/m	m	kNm
Binnenteen	AZ12-770, S240	+5,06	-2,0	Ca. 7,1	299	214	0,07	133

Waarin:

- $M_{toelaatbaar}$ = Maximaal opneembaar moment van de damwand (UGT)
- $M_{toel;corr}$ = Maximaal opneembaar moment aan het einde van de levensduur, rekening houdend met 2,4 mm corrosie
- U_{max} = Berekende maximale vervorming in de damwand
- M_{max} = Berekende maximaal buigend moment in de damwand.

Een stalen damwand, type AZ12-770, S240 met een onderkant op NAP -2,0m is voldoende sterk en stabiel om de kade naar het gewenste veiligheidsniveau te brengen. De lengte van de damwand komt (afhankelijk van de positionering en afwerking aan de bovenkant) uit op ca. 7,1m. De vervorming onder maatgevende belasting bedraagt ca. 7cm.

Het aangegeven profiel geldt als een minimum waarde. In het uitvoeringsontwerp dient door de aannemer een definitieve keuze gemaakt te worden voor het damwandprofiel en de staalkwaliteit waarbij ook de uitvoeringswijze wordt meegenomen in de profielkeuze. Daarnaast dient achter de damwand een drainage toegepast te worden naar de sloot om de waterspanning achter het stabiliteitsscherm te beperken. De drainage dient zanddicht te worden uitgevoerd.

7 Beschouwing objecten

De aanwezigheid van een object (leiding, duiker, stuw) kan de veiligheid van de waterkering in gevaar brengen door een verstoring van het grondlichaam (waarlangs piping kan optreden), externe belastingen of door een barrière in de grondwaterstroming. Ook kan de aanwezigheid van een object een belemmering vormen voor beheer en onderhoud. Om deze redenen wordt de invloed van de objecten op de veiligheid van de waterkering beoordeeld.

Bij de beoordeling en ontwerp van de objecten die in of nabij de kering aanwezig zijn wordt onderscheidt gemaakt tussen waterkerende (bijzonder waterkerende constructies, BWC) en niet waterkerende objecten (NWO). Onder niet-waterkerende objecten worden alle objecten op, in of nabij een waterkering verstaan die niet bijdragen aan het waterkerend vermogen van de waterkering. De waterkerende objecten doorsnijden de waterkering en moeten bij hoogwater het water kunnen keren.

De volgende groepen objecten worden onderscheiden en in de volgende paragrafen beschouwd:

1. Leidingkruisingen NWO;
2. Landhoofden – NWO;
3. Duikers – NWO;
4. Stuw en veegvuiluitdraaiplaats – NWO;
5. Duikers BWC.

7.1 Leidingkruisingen

Overeenkomstig paragraaf 3.3 komen er op meerdere locaties kabel en leidingkruisingen voor met de nieuwe waterkering. Het betreft hier een regionale waterkering die wordt gekruist. Uitgangspunt is dat de NEN3651 van toepassing is. Volgens de NEN3651 zou deze waterkering als secundaire waterkering worden aangemerkt. Het betreft immers een dijk langs een regionale rivier. In deze paragraaf zijn de voornaamste leidingkruisingen op hoofdlijnen beschouwd. De overige kabel en leidingkruisingen worden in een vervolgfase beschouwd.

Omdat het hier een nieuwe waterkering betreft dienen de leidingen te worden beoordeeld op basis van de ontwerpisen uit de NEN3651. Bijlage E uit de NEN3651 kan hier dan ook niet worden toegepast. Een volledige beoordeling van de voornaamste leidingkruisingen is hier niet uitgevoerd omdat hiervoor onvoldoende informatie beschikbaar is (zoals huidige staat van de leidingen, leidingeigenschappen, in het verleden opgetreden zakkingen, etc.). De hier uitgevoerde beschouwingen hebben betrekking op de te verwachten zettingen ten gevolge van de dijkreconstructies ten gevolge van de aan te brengen of op te hogen waterkering. Aan de hand van het beschikbare grondonderzoek zijn de zettingen op leidingniveau bepaald. Vervolgens is aan de hand van vereenvoudigde sterkteberekeningen of een kwalitatieve beschouwing een oordeel gegeven omtrent de invloed van deze zettingen op de leidingen. Deze beschouwingen zijn uitgevoerd in separate memo's en zijn opgenomen in bijlage 5. Per beschouwde leiding zijn hierna de conclusies op hoofdlijnen gegeven.

De voornaamste leidingkruisingen zijn:

- HMP 370, transportleiding water, beheerder: Brabant Water, diameter 400 mm, asbestcementleiding.
- HMP 1050, DPO leiding, beheerder: DPO, diameter 168,3 mm, stalen leiding.
- Hmp 2410, hoge druk gasleiding, beheerder: Gasunie, diameter 323,9 mm, stalen leiding.

7.1.1 Leiding Brabant Water (HMP 370)

Conclusie

Ten gevolge van de beoogde dijkversterking zal een significante zetting optreden op leidingniveau (maximaal 102 mm excl. factoren). Deze zetting is gebaseerd op de aanwezige veenlaag onder de leiding. De optredende hoekverdraaiing tussen de buizen onderling zal naar verwachting ontoelaatbaar worden met lekkages tot gevolg. Wanneer de veenlaag onder leidingniveau bij aanleg is vervangen door zand moet worden beoordeeld in hoeverre de spanningen acceptabel blijven door de ophoging van het maaiveld. Hiervoor moeten onder andere het type AC leiding, wanddikte en de huidige staat van de leiding inzichtelijk zijn. De leidingbeheerder zal een definitief oordeel moeten geven in hoeverre de leiding de bovenbelasting kan dragen.

Geadviseerd wordt om voorafgaand aan de dijkversterking de AC-buizen te vervangen voor een ander materiaal dat zal voldoen aan de NEN3651.

Aanbevelingen

De volgende aanbevelingen zijn van toepassing:

- Overleg met de leidingbeheerder in hoeverre zij de voorkeur hebben om de AC-leiding te vervangen voor een ander leidingmateriaal. Zo ja dan vervallen onderstaande aanbevelingen.
- Aanvullend grondonderzoek uitvoeren ter plaatse van de leiding om te bepalen in hoeverre de veenlaag onder leidingniveau aanwezig is. Enkele handboringen zouden afdoende informatie moeten opleveren. Op basis van de resultaten uit het aanvullende grondonderzoek dient de berekende zetting te worden geverifieerd.
- Verifieer aannames, waaronder: de staat van de leiding en in het verleden opgetreden zakkingen. Een definitieve leidingsterkteberekening uitvoeren welke is gebaseerd op de geverifieerde aannamen. Het eindoordeel over de leiding dient uiteindelijk door de leidingbeheerder te worden gegeven

7.1.2 Leiding DPO (HMP 1050)

Conclusies

Ten gevolge van de beoogde dijkversterking zal enige zetting optreden op leidingniveau (maximaal 12 mm, excl. factor). Dit zal resulteren in een toename van de spanningen in de leiding (maximaal met een factor 3). Op basis van de uitgevoerde indicatieve leidingsterkte berekening (vereenvoudigd) welke is gebaseerd op aannames lijkt de toelaatbare spanning in de leiding niet te worden overschreden.

De berekeningsresultaten geven echter geen eindoordeel of de leiding voldoet of niet. Een dergelijke uitspraak kan enkel worden gegeven door de leidingbeheerder.

Onze verwachting is dat de dijkversterking kan worden uitgevoerd zonder dat de DPO leiding hoeft te worden aangepast. Omdat de leidingberekening is gebaseerd op aannamen is het advies om deze aannamen te verifiëren. Na verificatie kan een definitief oordeel worden gegeven over de beïnvloeding van de leiding.

Aanbevelingen

De volgende aanbevelingen zijn van toepassing:

- Verifieer werkelijke leiding- en maaiveld niveaus in het veld. De niveaus op de DPO tekening wijken namelijk sterk af van de niveaus op recentere tekeningen.
- Verifieer aannames, waaronder: wanddikte van de leiding, de staat van de leiding, in het verleden opgetreden zakkingen, staaltype leiding en inwendige druk.

- Aanvullend grondonderzoek uitvoeren ter plaatse van de leiding om te bepalen in hoeverre de veenlaag onder leidingniveau aanwezig is. Enkele handboringen zouden afdoende informatie moeten opleveren. Op basis van de resultaten uit het aanvullende grondonderzoek dient de berekende zetting te worden geverifieerd.
- Een definitieve leidingberekening uitvoeren welke is gebaseerd op de geverifieerde aannamen. Het eindoordeel over de leiding dient uiteindelijk door de leidingbeheerder te worden gegeven. Er is hier uitgegaan van een vereenvoudigde sterkteberekening. Voor de definitieve sterkteberekening is waarschijnlijk een uitgebreide berekening noodzakelijk.

7.1.3 Leiding Gasunie (HMP 2410)

Conclusies

Ten gevolge van de beoogde dijkversterking zal vermoedelijke een significante zetting optreden op leidingniveau (maximaal 130 mm, excl. factor). Dit zal resulteren in een forse toename van de spanningen in de leiding. In hoeverre de spanningen acceptabel zijn dient te worden vastgesteld op basis van een uitgebreide leidingsterkteberekening en nader onderzoek naar de aanwezigheid van veen onder de leiding. De berekeningsresultaten geven vooralsnog geen eindoordeel of de leiding voldoet of niet. Een dergelijke uitspraak kan enkel worden gegeven door de leidingbeheerder. Indien op basis van het aanvullende grondonderzoek wordt geconcludeerd dat de berekende zettingen optreden door aanwezigheid van de veenlaag is de verwachting dat de marge op de toelaatbare leidingspanningen beperkt is danwel overschreden zal worden. Indien op basis van het aanvullende grondonderzoek wordt geconcludeerd dat er geen of een zeer beperkte veenlaag aanwezig is zal naar verwachting de toelaatbare leidingspanning niet worden overschreden.

Aanbevelingen

De volgende aanbevelingen zijn van toepassing:

- Verifieer aannames, waaronder: de staat van de leiding en in het verleden opgetreden zakkingen,.
- Aanvullend grondonderzoek uitvoeren ter plaatse van de leiding om te bepalen in hoeverre de veenlaag onder leidingniveau aanwezig is. Enkele handboringen zouden afdoende informatie moeten opleveren. Op basis van de resultaten uit het aanvullende grondonderzoek dient de berekende zetting te worden geverifieerd.
- Een definitieve uitgebreide leidingsterkteberekening uitvoeren welke is gebaseerd op de geverifieerde aannamen. Het eindoordeel over de leiding dient uiteindelijk door de leidingbeheerder te worden gegeven.

7.2 Landhoofden

In het projectgebied zijn twee bruggen aanwezig over de Essche Stroom.

- Kasteelsebrug = brug Spankerstraat = KW11 = ES1-KBR5
- Gasthuisbrug = brug Haarenseweg = KW12 = ES1-KBR4

De landhoofden van de bruggen bevinden zich in de waterkering en zijn niet waterkerende objecten (NWO). De waterkering inclusief de NWO's moet voldoende veilig zijn.

De gemeente Haaren is eigenaar van beide bruggen. De gemeente Haaren is voornemens om de brug in de Spankerstraat op korte termijn te vervangen. Bij de uitwerking van de nieuwe brug wordt geadviseerd met name te toetsen op de risico's van landhoofden in een waterkering:

- Zetting en kiervorming;
- Onder en achterloopsheid;
- Beperking in vrijheid van beheer en onderhoud;
- Profiel kering zonder aanwezigheid landhoofd dient voldoende stabiel te zijn.

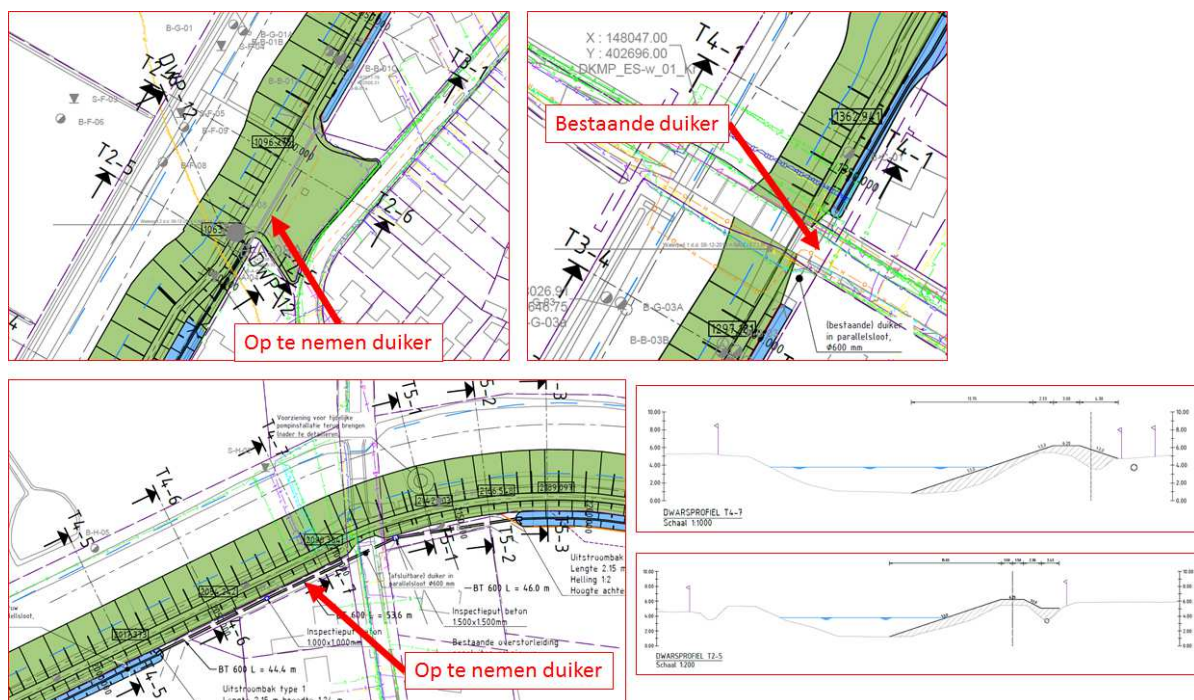
Kritische onderdelen zijn naar verwachting:

- Steilheid en daarmee instabiliteit van het talud onder brug (kering zonder aanwezigheid landhoofd mogelijk onvoldoende stabiel).
- Sterkte beschoeiing aan onderzijde talud.
- Aanwezigheid kwelschermen.

Voor de brug in de Haarenseweg wordt geadviseerd om bij de nadere uitwerking op basis van bestaande tekeningen en/of aanvullende onderzoeken bovenstaande kritische punten te toetsen.

7.3 Duikers

In verband met de verbetering van de bestaande kering worden in de deeltrajecten 3, 4 en 5 duikers aangelegd parallel aan de kering, zie Figuur 7.1.



Figuur 7.1 Locaties op te nemen duikers

De aandachtspunten voor toepassing van de duikers vlak achter de waterkering zijn:

1. De waterkering op de beschouwde locatie betreft een regionale kering (langs een regionale rivier). Conform de NEN3651 serie betreft het hier een secundaire kering. Overeenkomstig de NEN3651 paragraaf 7.3.3. is het in uitzonderlijke gevallen toegestaan om een leiding binnen het profiel van de waterkering te leggen wanneer: er geen reële mogelijkheid is voor een ander tracé en dat de eisen die gelden voor leidingen binnen de veiligheidszone worden nageleefd. Er moet derhalve worden voldaan aan de eis $H \times D \leq 40 \text{ m}^2$. Bij een maximale inwendige druk van 2,8 m en een inwendige diameter van 0,6 m wordt hier aan voldaan.
2. Overeenkomstig de NEN3651 paragraaf 8.2.3 is het toegestaan om leidingen met niet-trekvast koppelingen toe te passen, wanneer een leiding parallel ligt aan een waterstaatswerk. Er is derhalve gekozen om uit te gaan van betonnen buizen met een inwendige diameter van 600 mm (niet trekvast koppelingen). In de volgende fase van het project dient op basis van een leidingsterkteberekening het type betonbuis met wanddikte te worden bepaald.
3. Ter plaatse van de duiker nabij doorsnede T2-5 wordt de bestaande watergang gedempt. Op basis van de uitgevoerde zettingberekening voor de nabijgelegen DPO leiding (zie bijlage 5) zal een maaiveldzakking van circa 594 mm (verticaal 16) optreden. Een dergelijke zetting is niet opneembaar voor de aan te brengen duiker. Het grootste aandeel van de zetting komt voort uit de veenlaag tussen NAP +4,0 m en NAP +2,8 m. Voorafgaand aan het aanbrengen van de duiker moet een grondverbetering worden toegepast waarbij het veen wordt vervangen voor zand. Op basis van aanvullend grondonderzoek ter plaatse moet worden bepaald tot welk niveau de veenlaag daadwerkelijk reikt. Enkele handboringen zouden voldoende informatie moeten opleveren. Op basis van de resultaten uit het aanvullende grondonderzoek dient de zetting te worden bepaald en kan worden beoordeeld in hoeverre de hoekverdraaiing tussen de buizen onderling acceptabel is.
4. Conform NEN3651 is bij een secundaire kering geen vervangende waterkering vereist.
5. In geval van een (dreigende) calamiteit moet het overeenkomstig de NEN3651 mogelijk zijn om de kruising drukloos te maken. Aangezien de duikers de waterkering niet kruisen is het niet noodzakelijk afsluiters aan te brengen. Bijkomend aspect is, dat ten aanzien van de waterkering veiligheid de situatie ter plaatse van de duiker niet slechter is dan de situatie ter plaatse van de aansluitende sloot. De stabiliteit van de waterkering zal ter plaatse van de sloot maatgevend zijn ten opzichte van de stabiliteit ter plaatse van de duiker. Tevens betreft het hier in feite geen drukleiding waardoor een erosiekrater kan ontstaan. In geval van een lekke leidingverbinding kan er mogelijk wel grond mee de leiding in worden getransporteerd waardoor na verloop van tijd een verzakking aan het maaiveld kan ontstaan. Een dergelijke ontgronding zal echter niet resulteren in een ontoelaatbare waterkering stabiliteit omdat de doorsnede ter plaatse van de sloot immers ook stabiel is.
6. Een dergelijk falen kan worden ondervangen door de leiding verbindingen direct na aanleg te controleren en door op regelmatige basis leidinginspecties uit te voeren.
7. Om de leidinginspecties uit te kunnen voeren kan de watergang lokaal worden geblokkeerd. In verband met de inwendige leidinginspectie zijn voor de lange duiker (circa 175 m) tussen de doorsneden T4-5 en T5-3 twee stuks inspectieputten voorzien. Voor de twee kortere duikers (circa 100 m en 50 m) is het niet noodzakelijk dergelijke inspectieputten op te nemen.
8. De putdeksels op de inspectieputten dienen gekneveld te worden. Dit om te voorkomen dat deze bij een plotselinge waterstand verhoging in de sloot en in de duiker door ingesloten lucht in de put er af worden gedrukt.
9. De minimale gronddekking boven de duiker dient ter plaatse van de veiligheidszone tenminste 1,0 m te bedragen.
10. Bij de openingen van de duiker moet mogelijk een rooster worden aangebracht in verband met de veiligheid (spelende kinderen). Type rooster NTB. Hier is mogelijk een extra inspanning vereist voor beheer en onderhoud.

7.4 Stuw en veegvuiluitdraaiplaats

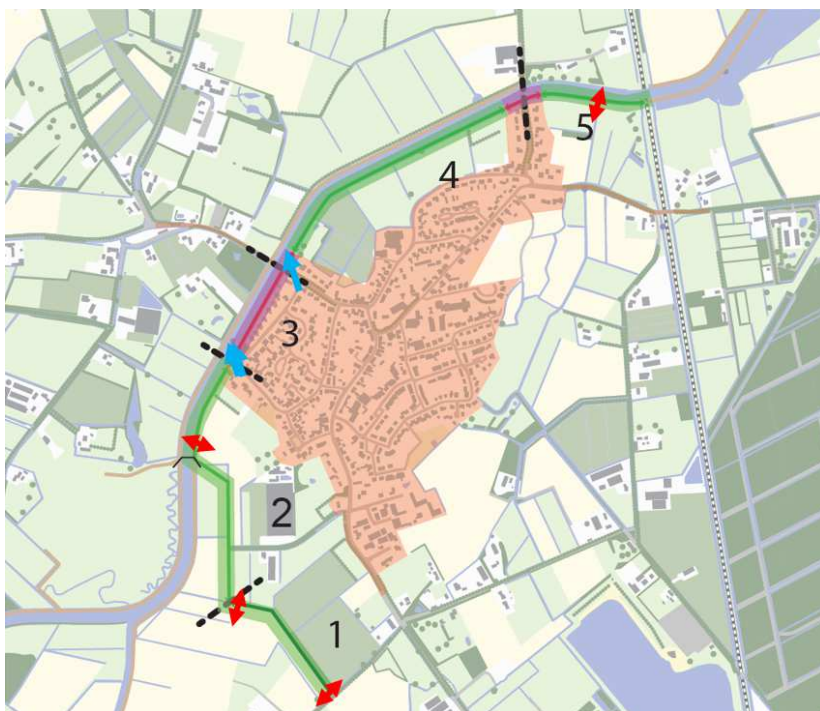
De huidige stuw nabij de Kollenberg zal in het toekomstige plan voor beekherstel Essche Stroom worden verplaatst naar een bovenstroomse locatie, buiten de invloedzone van de kering. De veegvuiluitdraaiplaats zal eveneens worden verplaatst.

7.5 Waterkerende constructies

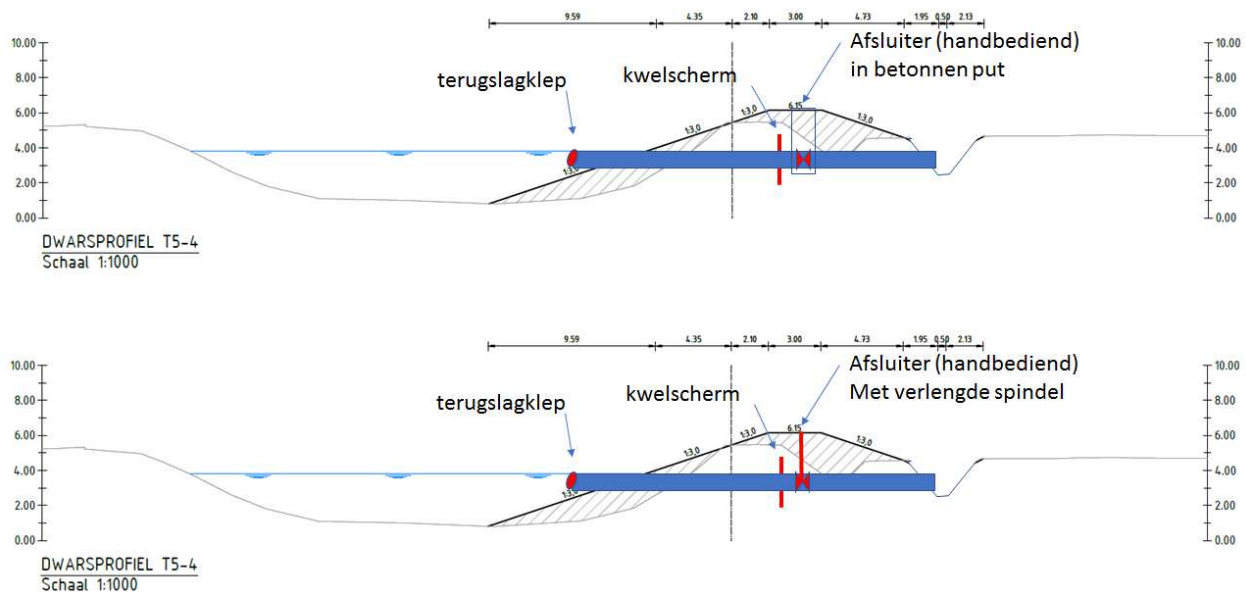
In verband met de verbetering van de bestaande kering in de deeltrajecten 2-5 en de aanleg van de nieuwe kering 1 worden de volgende waterkerende objecten gerealiseerd of zijn al reeds aanwezig in de kering, zie tabel 18 en figuur 7.2.

Tabel 18 Overzicht waterkerende constructies

Hmp	Locatie	Object	Type)	Aanpak DO
[m]	[-]	[-]	[-]	[-]
0	Nergena	In- of uitlaat	BWC	Aanleg nieuwe nieuwe in- of uitlaat leiding met afsluiter en terugslagklep t.b.v. toekomstige watergang
380	-	In- of uitlaat	BWC	Aanleg nieuwe nieuwe in- of uitlaat leiding met afsluiter en terugslagklep t.b.v. toekomstige watergang
800	-	In- of uitlaat	BWC	Aanleg nieuwe in- of uitlaat leiding met afsluiter en terugslagklep (nabij toekomstige locatie stuw)
1115	Stuw/Kollenberg	Overstort	BWC	Aanleg nieuwe overstortvoorziening
1330	Haareneweg(brug)	Overstort	BWC	Vervangen overstort
2310	Spoordijk	In- of uitlaat	BWC	Aanleg nieuwe in- of uitlaat leiding met afsluiter en terugslagklep.



Figuur 7.2 Overzicht locaties waterkerende constructies (rood= duiker, blauw is overstort)



Figuur 7.3 Principe doorsnede in- of uitlaat (voorbeeld hmp 2310)

Een principe doorsnede van de in- of uitlaatleidingen is gegeven in Figuur 7.3 De voornaamste uitgangspunten zijn:

- In verband met de kruising van de regionale waterkering zijn de eisen uit de NEN3651 van toepassing.
- Leidingkruisingen moeten drukloos kunnen worden gesteld. Derhalve wordt aan de buitendijkse zijde een terugslagklep toegepast. Ter plaatse van de kruin van de dijk wordt een handbediende spindelafsluiter geplaatst. Deze afsluiter moet ten allen tijde bedienbaar zijn (eveneens tijdens inundatie). Er zijn twee opties mogelijk:
 - o Afsluiter plaatsen in een betonnen put. Voordeel van deze optie is dat de afsluiter te allen tijde inspecteerbaar is.
 - o Afsluiter met verlengde spindel zonder betonnen put. Voordeel is dat er geen betonput hoeft te worden aangebracht.

In verband met beheer en onderhoud dient de werking van de afsluiters periodiek te worden beoordeeld. In overleg met de opdrachtgever dient de gewenste optie te worden gekozen.

- De leidingkruising mag bestaan uit geledede leidingen mits de koppelingen trekvast worden uitgevoerd. Vooralsnog is het uitgangspunt om hier uit te gaan van stalen leidingen.
- Vervangende waterkeringen zijn niet noodzakelijk bij secundaire waterkeringen.
- Voor de leidingkruising moet een kwelscherm worden opgenomen welke ten minste 0,5 m buiten de leiding steekt en waterdicht met de leiding wordt verbonden. Het kwelscherm moet in een kleikist met een dikte van ten minste 1 m in de lengterichting van de leiding worden gevat.
- De leidingkruising dient sterktechnisch te worden beschouwd waarbij tevens rekening wordt gehouden met de optredende zettingen.

8 Conclusies en aanbevelingen

Op basis van de uitgevoerde berkeeningen en toetsingen kan geconcludeerd worden dat het voorgestelde ontwerp voldoet en technisch haalbaar en uitvoerbaar is. Bij de verdere voorbereiding van de voorbereiding zijn de volgende aandachtspunten van toepassing:

1. Ter hoogte van profiel T2-4 (980-1070) wordt geadviseerd om een beperkte grondverbetering toe te passen zodat voldaan kan worden aan de eisen van marco instabiliteit (zie par. 6.2).
2. Ter hoogte van profiel T2-1 wordt een zetting berekend van maximaal 67 cm. Naast het aanbrengen van overhoogte kan ook overworgen om een grondverbetering toe te passen door het veen weg te graven en te vervangen door zand. Geadviseerd wordt om aanvullend onderzoek uit te voeren naar de omvang en diepte van aanwezigheid van veen en de technische haalbaarheid voor het toepassen van een grondverbetering. (zie paragraaf 6.5).
3. Voor het stabiliteitsscherm in traject 3, geldt het aangegeven profiel (zie paragraaf 6.3) als minimum waarde. In het uitvoeringsontwerp dient door de aannemer een definitieve keuze gemaakt te worden voor het damwandprofiel en de staalkwaliteit waarbij ook de uitvoeringswijze wordt meegenomen in de profielkeuze. Daarnaast dient achter de damwand een drainage toegepast te worden naar de sloot om de waterspanning achter het stabiliteitsscherm te beperken. De drainage dient zanddicht te worden uitgevoerd.
4. Ten aanzien van de voornaamste leidingkruisingen (Brabant Water, Gasunie en DPO) in overleg te treden op basis van de voorlopige berkeningen en door middel van lokaal onderzoek naar het wel of niet voorkomen van veen direct onder de leidingen de uitgangspunten van de berekeningen te verifiëren. (zie paragraaf 7.1).
5. Voor de overige leidingen in overleg met de kabels en leidingen beheerders de daadwerkelijk maatregelen en aanpassingen te bepalen.
6. Bij de nadere detaillering van de parallel liggende duikers waterkerende constructies rekening te houden met de genoemde eisen in paragraaf 7.3 en 7.5.
7. In overleg met de eigenaar van de bruggen de kritische onderdelen ten aanzien van het risico op bezwijken te (laten) toetsen. (zie paragraaf 7.2)

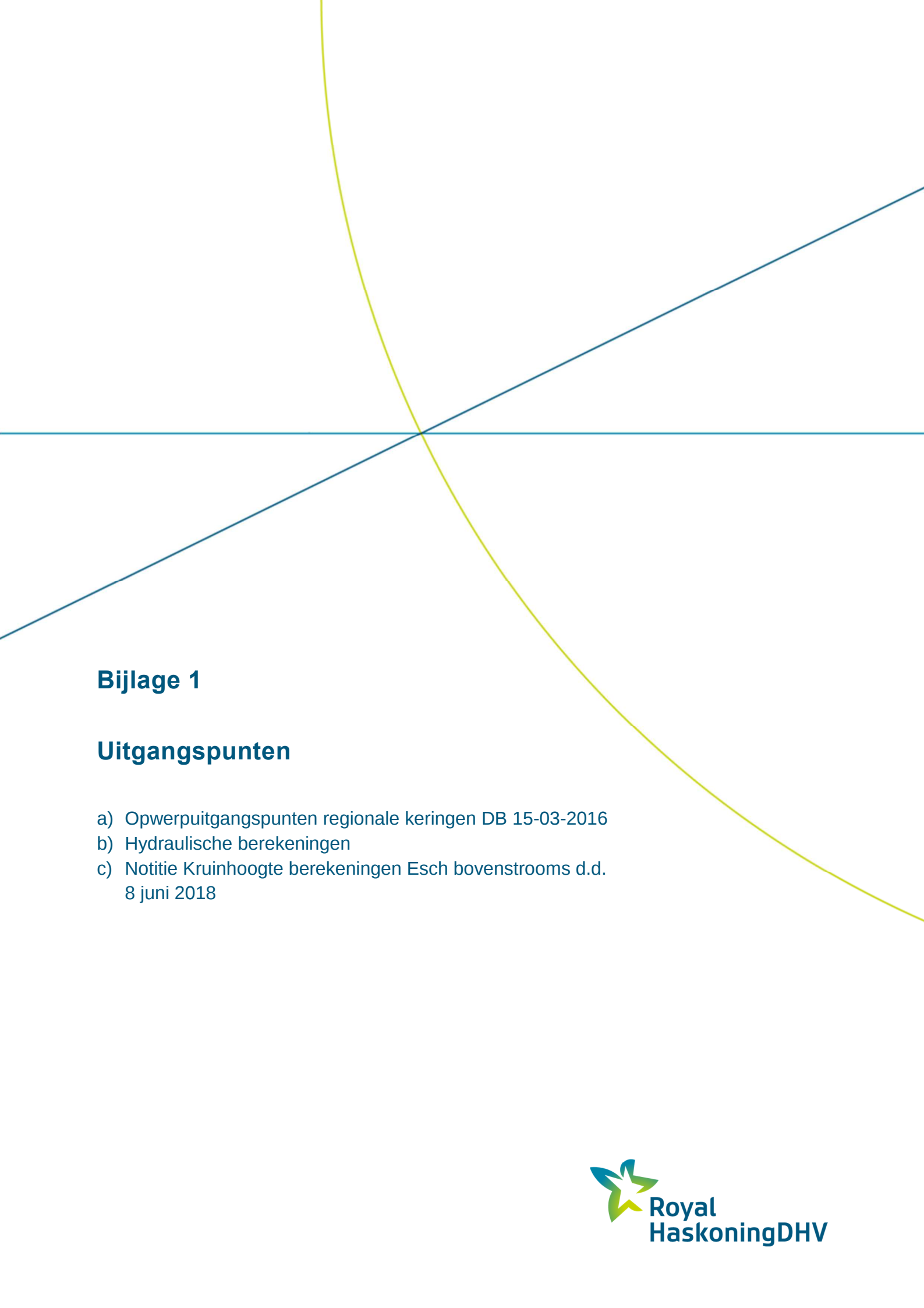
9 Literatuur en documentatie

9.1 Normen en richtlijnen

- [L1] Handreiking Ontwerpen & Verbeteren – Keringen langs regionale rivieren, L. Heuer, e.a., STOWA, Utrecht. ORK 2009-07;
- [L2] TAW, Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies, ISBN 90-369-3776-0, kenmerk P-DWW-2001-035, Delft, juni 2001;
- [L3] ENW, Expertise Netwerk Waterveiligheid, Addendum bij het Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies, ISBN 978-90-369-1411-6 's -Gravenhage, juli 2007;
- [L4] NEN-EN 9997-1+C1, Geotechnisch ontwerp van constructies - Deel 1: Algemene regels; april 2012;
- [L5] TAW, Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, Technisch Rapport Waterspanningen bij dijken, ISBN 90-369-5565-3, kenmerk DWW-2004-057, Delft, september 2004;
- [L6] Leidraad toetsen op veiligheid, regionale waterkeringen – Module D beoordeling veiligheid, STOWA, Utrecht. ORK 2015-15;
- [L7] Werkwijzer Piping bij Dijken [Min. I&M, 2014];
- [L8] Rijkswaterstaat – Waterdienst en Arcadis, “Stappenplan schematiseringsfactor” nr. 074497336:A, d.d. 11 juni 2010.

9.2 Verwijzing rapporten

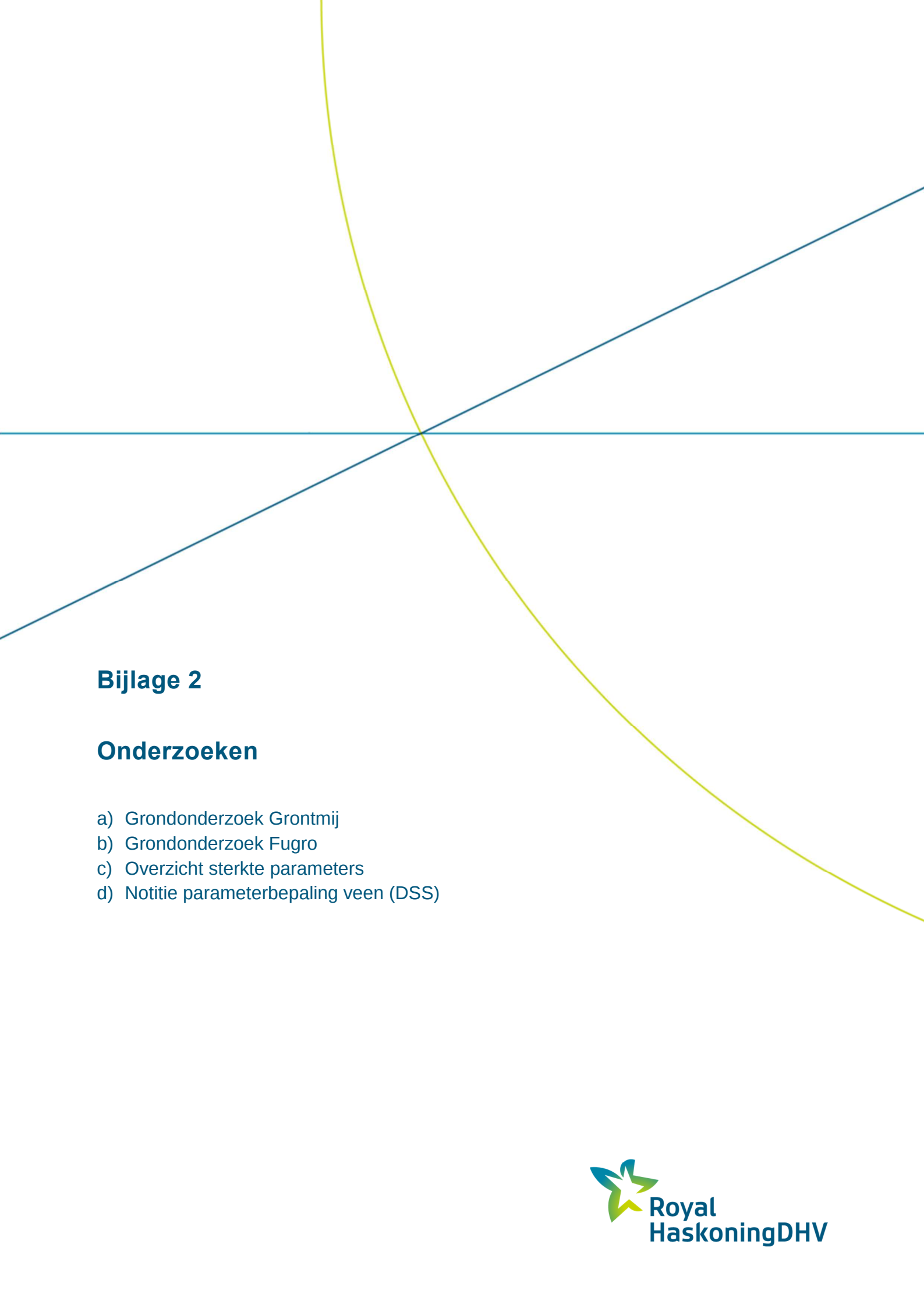
- [L9] Memo van Waterschap De Dommel, “Ontwerpuitsgangspunten verbetering regionale keringen in de provincie Noord-Brabant”, DB, dd. 15-03-2016 (zie bijlage 1);
- [L10] Rapport van Grontmij, “Toetsing Regionale Waterkeringen, Veiligheidstoetsing regionale waterkeringen in het beheergebied van Waterschap De Dommel, ref. nr. GM-0089138 – D01, d.d. 28 januari 2013;
- [L11] Notitie van Grontmij “ligging freatische lijn in dijken voor de toetsing buitenwaartse stabiliteit Waterstap de Dommel”, ref. nr. GM-0084354, d.d. 7 december 2012
- [L12] Rapport van RHDHV, “Hydraulische randvoorwaarden regionale keringen voor de waterschappen Aa en Maas en De Dommel, ref. nr. 9X2796.A0/R0001/414320/VVDM/Nijm.A0, d.d. 3 april 2012.
- [L13] Deltares, Onderzoeksrapport Zandmeevoerende wellen, kenmerk 1202123-003-GEO-0002, Delft, maart 2012.
- [L14] Notitie van RHDHV, “Golfploophoogte bovenstrooms Esch”, ref. nr. BD1403_T&P_NT_1806081439, d.d. 8 juni 2018.



Bijlage 1

Uitgangspunten

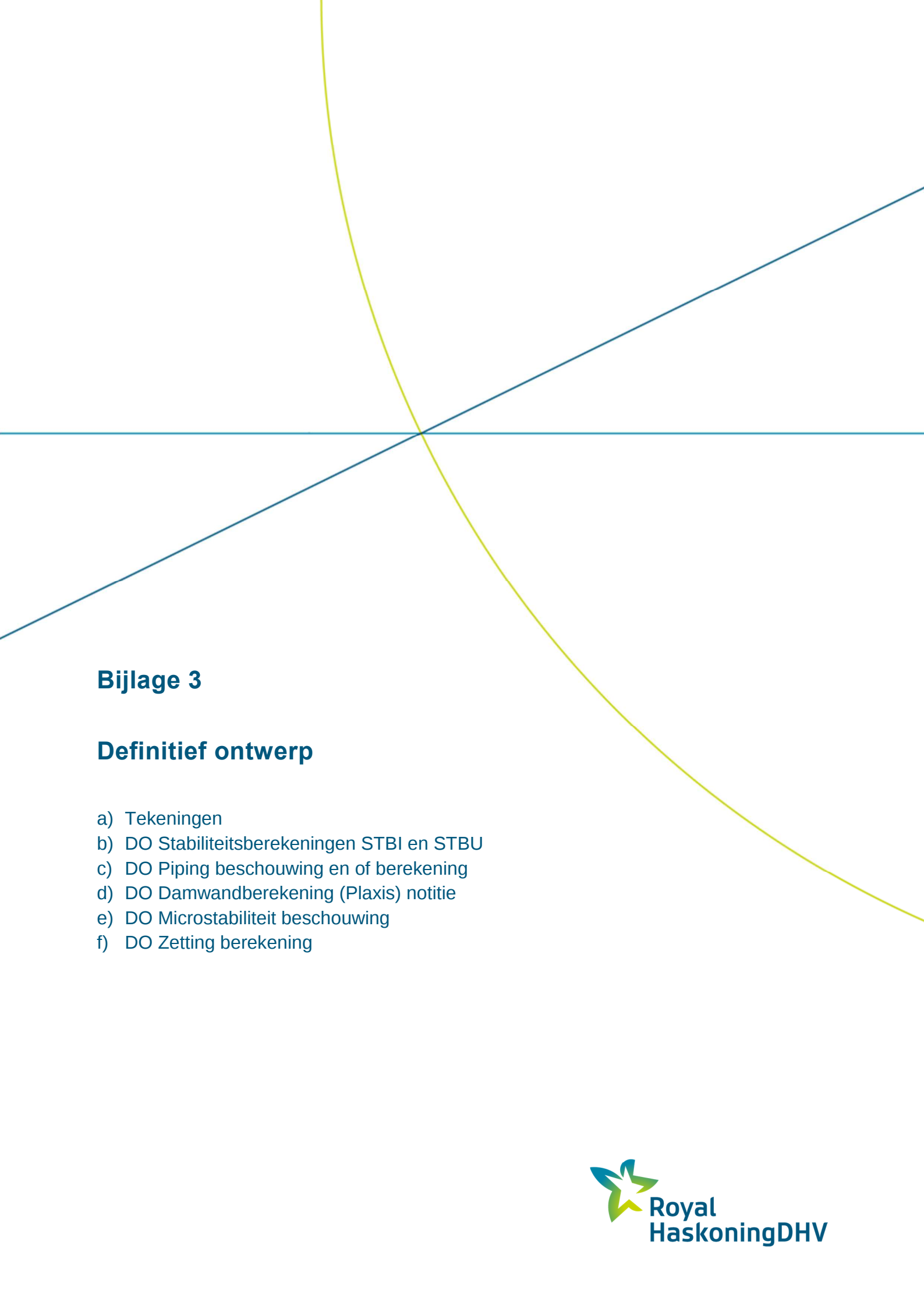
- a) Opwerputgangspunten regionale keringen DB 15-03-2016
- b) Hydraulische berekeningen
- c) Notitie Kruinhoogte berekeningen Esch bovenstrooms d.d. 8 juni 2018



Bijlage 2

Onderzoeken

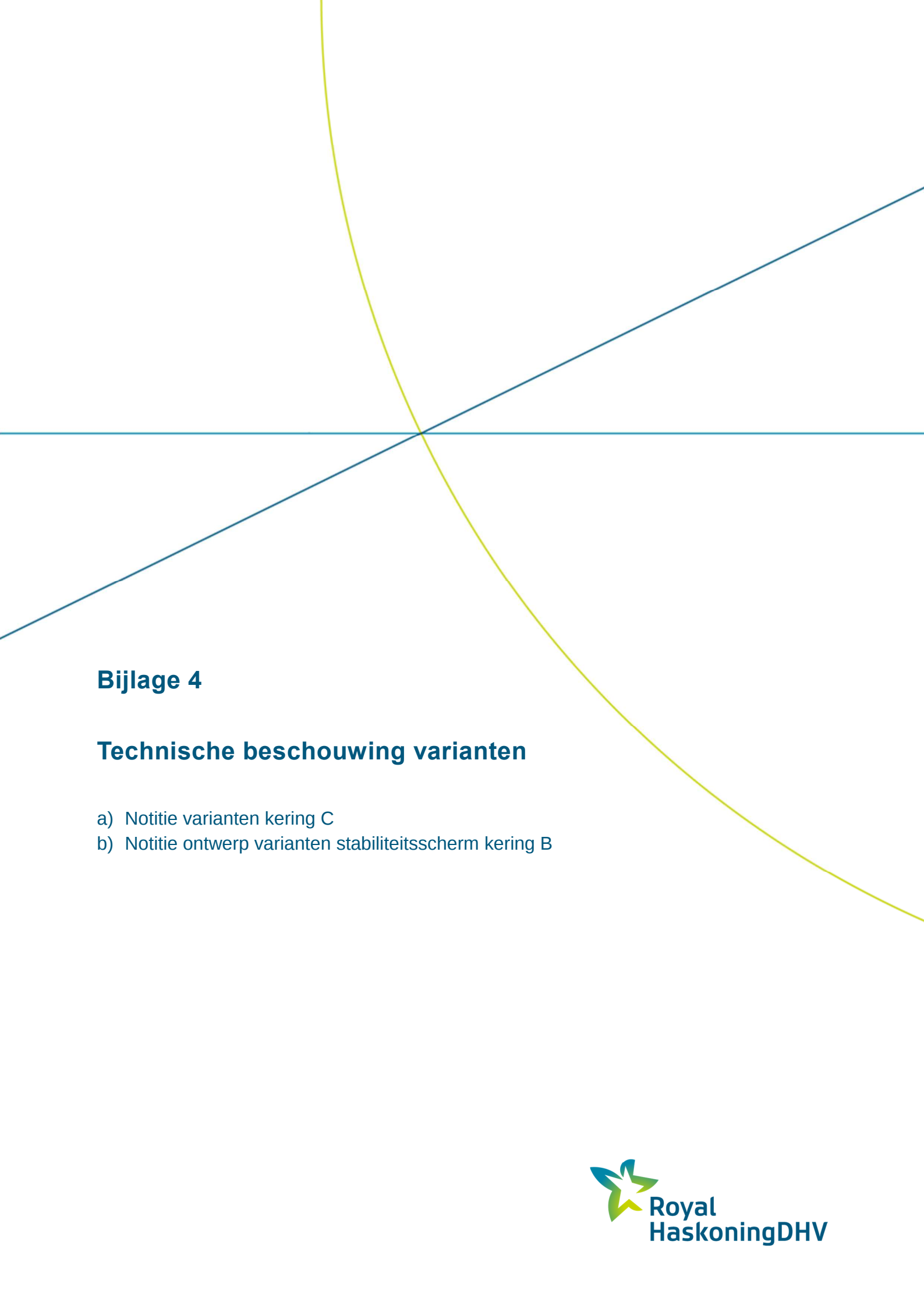
- a) Grondonderzoek Grontmij
- b) Grondonderzoek Fugro
- c) Overzicht sterkte parameters
- d) Notitie parameterbepaling veen (DSS)



Bijlage 3

Definitief ontwerp

- a) Tekeningen
- b) DO Stabiliteitsberekeningen STBI en STBU
- c) DO Piping beschouwing en of berekening
- d) DO Damwandberekening (Plaxis) notitie
- e) DO Microstabiliteit beschouwing
- f) DO Zetting berekening



Bijlage 4

Technische beschouwing varianten

- a) Notitie varianten kering C
- b) Notitie ontwerp varianten stabiliteitsscherm kering B

Bijlage 5

**Beschouwing voornaamste
leidingkruisingen (Brabant Water,
DPO, Gasunie)**