

RAPPORT

Uitgangspuntenrapport (definitief)

Dijkversterking Vianen

Klant: Waterschap Rivierenland

Referentie: BF1769MARP181211

Status: 4.0/Finale versie

Datum: 18 februari 2019

HASKONINGDHV NEDERLAND B.V.

Laan 1914 no.35
3818 EX AMERSFOORT
Maritime & Aviation
Trade register number: 56515154

+31 88 348 20 00 **T**
+31 33 463 36 52 **F**
info@rhdhv.com **E**
royalhaskoningdhv.com **W**

Titel document: Uitgangspuntenrapport (definitief)

Ondertitel: Uitgangspuntenrapport Vianen
Referentie: BF1769MARP181211
Status: 4.0/Finale versie
Datum: 18 februari 2019
Projectnaam: Dijkversterking Vianen
Projectnummer: BF1769
Auteur(s): C. Spoorenberg / J. Rolvink

Opgesteld door: C. Spoorenberg / J. Rolvink

Gecontroleerd door: C. Spoorenberg

Datum/Initialen: 15 februari 2019 C.S

Goedgekeurd door: E. Arnold

Datum/Initialen: 18 februari 2019 E.A

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	6
1.1	Achtergrond en aanleiding	6
1.2	Status van Notitie Technische Uitgangspunten	7
1.3	Generieke beschrijving ontwerpproces	7
1.4	Detailniveau van de verkenningfase	7
2	ONTWERP INSTRUMENTARIUM	8
2.1	Overstromingskansnorm	8
2.2	Gebruik Ontwerp Instrumentarium 2014	8
2.3	Signaleringswaarde en Maximaal Toelaatbare Kans voor Vianen	8
2.4	Faalkansruimte	9
2.4.1	Faalkanseis op doorsnedeniveau	9
2.5	Ontwerplevensduur en restlevensduur	10
2.5.1	Ontwerplevensduur	10
2.5.2	Overstromingskans gedurende levensduur	11
2.5.3	Restlevensduur	11
2.5.4	Kwelproblematiek	12
3	Belastingen	13
3.1	Toelaatbaar Kritiek Overslagdebiet	13
3.2	Hydraulische Randvoorwaarden Hoogwater Lek	13
3.2.1	Hydraulisch Belasting Niveau	14
3.2.2	Ontwerpbelasting geotechnische faalmechanismen	14
3.2.3	Klimaatscenario's en onzekerheidstoelagen	14
3.3	Overige hydraulische belastingen	14
3.3.1	Rivierwaterstand normale omstandigheden	14
3.3.2	Val na hoogwater en extreem laagwater	15
3.3.3	Extreem laag water	15
3.4	Bodemdaling en zetting/klink dijk	15
3.5	Grondwaterstanden achterland	15
3.6	Verkeersbelasting	15
3.7	Aardbevingsbelasting	15
3.8	Overige belastingen	15
4	Schematisering dijk en ondergrond	16
4.1	Geologie en geomorfologie van Vianen	16
4.2	Karakteriseren van de ondergrond onder de dijk	16
4.3	Dijkopbouw	16

4.3.1	Samenstelling dijk	16
4.3.2	Dijkversterkingen in recente verleden	16
4.3.3	Dijkgeometrie	17
4.3.4	Aanwezige constructies en niet-waterkerende objecten	17
4.3.5	Aansluiting op Rijksweg A27	17
4.3.6	Aansluiting sluis	18
4.4	Geohydrologische karakterisering dijk en ondergrond	18
4.5	Detail niveau van geotechnisch schematiseren	18
4.6	Bijzondere observaties bij hoogwater	18
4.7	Geotechnische lengte- en dwarsprofielen	19
4.8	Effectieve voorlandlengte	20
5	STERKTEPARAMETERS	21
5.1	Volumegewicht grondlagen dijk en ondergrond	21
5.2	Critical State parameters	21
5.2.1	Bepaling ongedraineerde schuifsterkte	22
5.2.2	Sterkte-eigenschappen	22
5.3	Grondparameters voor piping-analyse en grondwaterstroming	23
6	Schematisering waterspanningen	24
6.1	Ligging freatische lijn onder normale omstandigheden	24
6.2	Ligging freatische lijn bij hoogwater (STBI)	24
6.2.1	Freatische lijn bij relatief beperkt overslagdebiet	24
6.2.2	Freatische lijn bij significant overslagdebiet	25
6.3	Verloop stijghoogten in watervoerende (zand)lagen	25
7	macrostabiliteit BINNENWAARTS	27
7.1	Rekenregels en -modellen	27
7.1.1	Instrumentarium en rekenmodellen voor groene dijken	27
7.1.2	Instrumentarium en rekenmodellen voor langsconstructies	27
7.2	Faalkans en schadefactor	27
7.3	Modelfactoren	27
7.4	Schematiseringsfactor	27
7.5	Macrostabiliteit bij significante overslag	27
7.6	Beoordeling macrostabiliteit binnenwaarts	28
8	PIPING EN HEAVE	29
8.1	Rekenregels en -modellen	29
8.2	Faalkans en schadefactor	29
8.3	Modelfactoren	29
8.4	Schematiseringsfactor	29

8.5	Oplossingsrichtingen	30
8.5.1	Pipingberm	30
8.5.2	Voorlandverbetering	30
8.5.3	(Traditioneel) pipingscherm	30
8.5.4	Verticaal Zanddicht Geotextiel (VZG)	31
8.5.5	Grof Zand Barrière (GZB)	32
8.6	Invloed op overige faalmechanismen en beheer & onderhoud	32
9	Referenties	34

Tabellen

Tabel 2-1: De faalkansnormen conform de Waterwet (kansen per jaar)	8
Tabel 2-2: Standaard faalkansruimteverdeling conform [1]	9
Tabel 2-3: Parameter a en b ter bepaling van de faalkanseis per mechanisme [1]	10
Tabel 2-4: Faalkanseisen per doorsnede	10
Tabel 3-1: Overschrijdingsfrequenties van de hydraulische belastingen conform het OI2014 v413	
Tabel 3-2: Ontwerpbelasting voor geotechnische faalmechanismen	14
Tabel 5-1: Verwachtingswaarden volumieke gewichten grondlagen (bron: Parameterset WSRL, 14 november 2018)	21
Tabel 5-2: Sterkte-eigenschappen ongedraineerde grondlagen (bron: Parameterset WSRL, 14 november 2018)	22
Tabel 5-3: Sterkte-eigenschappen gedraineerde grondlagen (bron: Parameterset WSRL, 14 november 2018)	23
Tabel 5-4: Piping-eigenschappen watervoerende zandlaag voor Sellmeijer berekening (bron: excell sheet WSRL)	23
Tabel 6-1: Schematisering waterspanningen zandondergrond per faalmechanisme	26
Tabel 7-1: Modelfactoren voor macrostabiliteit CSSM	27
Tabel 8-1: Voorbeeld maatregelmatrix partiëel versterken piping t.o.v. macrostabiliteit binnenwaarts	33

Figuren

Figuur 1-1: Locatie van dijktracé Vianen van de sluis tot aan de A27	6
Figuur 4-1: Bestekstekeningen dijkverbetering 1995 (VY059+194 en VY063+117)	16
Figuur 4-2: Deklaagdikte in het voorland van Vianen (bron: [13])	20
Figuur 6-1: Schematisering freatisch vlak normale buitenwaterstandsvariatie (bron: [14])	24
Figuur 6-2: Responsmeting VY059+020 Raai III Peilbuis A (bron: [16])	25
Figuur 6-3: Schematisering opbarstrisico onder hoogwatercondities (bron: [13])	26
Figuur 8-1: Schematische weergave van de opbouw van het VZG (bron: waterschap Rivierenland)	31

Bijlagen

Bijlage A: proevenverzameling plaxis VO

1 Inleiding

1.1 Achtergrond en aanleiding

Waterschap Rivierenland (WSRL) heeft Royal Haskoning DHV de opdracht gegeven voor de dijkversterking Vianen. De Primaire waterkering van Vianen maakt onderdeel uit van dijkkring 16, Alblasserwaard en de Vijfheerenlanden. Het wettelijke dijktraject waartoe Vianen behoort is 16-4, Ameide-Fort Everdingen.

In de derde toetsronde is de primaire waterkering van Vianen deels afgekeurd op het faalmechanisme piping en macrostabiliteit binnenwaarts. De waterkering is daarom opgenomen in het Hoogwaterbeschermingsprogramma (HWBP). In *figuur 1-1* is de ligging van dijktracé Vianen aangegeven.

In de figuur zijn de volgende secties gedefinieerd:

- Blauw: bouwplan Hazelaarplein. Deze sectie loopt van de Grote sluis (dijkpaalnummer VY058+325) tot dijkpaalnummer VY060;
- Rood: Oorspronkelijke scope dijkversterking (HWBP). Deze sectie loopt van dijkpaalnummer VY059+150 tot VY063+080;
- Groen: Nieuwe scope dijkversterking (WSRL). Deze sectie loopt van dijkpaalnummer VY060 tot aan de autosnelweg A27 (dijkpaalnummer VY064+125).

Voorliggend uitgangspuntendocument heeft betrekking op het totale traject van de Grote sluis tot de A27.



Figuur 1-1: Locatie van dijktracé Vianen van de sluis tot aan de A27

Sinds het gereedkomen van de derde toetsronde zijn nieuwe normen voor de waterkeringen vastgesteld in de nieuwe Waterwet (2017). Deze nieuwe normen zijn gebaseerd op een overstromingskans en hebben daarmee een andere veiligheidsfilosofie dan de oude normen die zijn gebaseerd op een overschrijdingskans van de hydraulische belasting. Binnen het HWBP zijn de overstromingskansnormen en het bijhorende instrumentaria van toepassing.

Vooruitlopend op de dijkversterking heeft waterschap Rivierenland in 2017 een veiligheidsanalyse uitgevoerd [1]. Deze veiligheidsanalyse geeft inzicht in de huidige sterkte (zichtjaren 2025 en 2075) van de dijk volgens de nieuwe normering (uitgevoerd aan de hand van het huidige vigerende Ontwerp-

instrumentarium, OI2014 versie 4 [2]). Het gehele dijktraject Vianen wordt op basis van deze veiligheidsanalyse afgekeurd op de faalmechanismen piping en macrostabiliteit binnenwaarts¹.

Door waterschap Rivierenland is een besluit genomen om het tracé Vianen in deelgebieden te versterken [3], zie figuur 1-1.

Voor de ligging van de betreffende trajecten:

- Blauw: Bouwplan Hazelaarplein [4]. Het integreren van de dijkversterking met het bouwplan Hazelaarplein, en dan met name het appartementengebouw aan de dijk, heeft effect op de doorlooptijd, werkzaamheden en kosten de verkenningsfase van het project Vianen. Een duurzame integratie van de dijkversterking en de vastgoedontwikkeling, met als resultaat een optimale ruimtelijke kwaliteit en laagst maatschappelijke kosten (LCC), vereist dat de dijk ter hoogte van het appartementengebouw integraal versterkt wordt;
- Groen: Dijkversterking Vianen, integrale dijkversterking.

Royal Haskoning DHV voert in eerste instantie een analyse uit naar de kwelweglengte en de afmetingen van de mogelijke oplossingen in grond zoals een pipingberm of voorlandverbetering. Daarnaast worden indicatief de afmetingen bepaald van mogelijke kwelwegaafhankelijke oplossingen zoals een heavescherm, Verticaal Zanddicht Geotextiel (VZG) of een Grof Zand Barrière (GZB).

De oplossingsvarianten worden vervolgens gecontroleerd op de overige faalmechanismen ten behoeve van het opstellen van een VO.

Voorliggend document bevat de geotechnische uitgangspunten voor deze berekeningen.

1.2 Status van Notitie Technische Uitgangspunten

In dit document zijn de technische uitgangspunten vastgelegd voor de verkenningsfase. Het streven is om voor de verkenningsfase vast te houden aan deze uitgangspunten en indien nodig deze aan te vullen. Het wijzigen van de uitgangspunten is op voorhand niet uit te sluiten, maar wordt in principe als niet wenselijk gezien. Bij het vaststellen van de uitgangspunten is zoveel mogelijk aangesloten bij de uitgangspunten van de Veiligheidsanalyse dijkversterking Vianen [1] en bij de Basis Specificatie Dijken (BSD) [5].

1.3 Generieke beschrijving ontwerpproces

Op basis van de selectiedag (afzonderlijk sessie voor het groene dijktraject) wordt met het team van het Waterschap middels een multicriteria analyse het voorkeursalternatief (VKA) geselecteerd.

1.4 Detailniveau van de verkenningsfase

De verkenningsfase is bedoeld om uit alle mogelijke oplossingen een voorkeursalternatief te kiezen. Dit VKA wordt dan vervolgens in de Planuitwerkingsfase nader gedetailleerd. Het detailniveau van de oplossingen in de verkenningsfase dient dan ook vooral aan te sluiten bij de vraag of een bepaalde oplossing op een bepaalde locatie leidt tot een situatie die voldoet aan de eisen ten aanzien van waterveiligheid. Daarnaast moeten de oplossingen beheerbaar, maakbaar en uitbreidbaar zijn.

¹ Opgemerkt wordt dat de overzichtstabellen in hoofdstuk 9 van [1] niet overeenstemmen met de resultaten in de betreffende hoofdstukken voor de verschillende faalmechanismen.

2 ONTWERP INSTRUMENTARIUM

2.1 Overstromingskansnorm

De dijk van Vianen maakt onderdeel uit van dijkkring 16 – Alblasserwaard en de Vijfheerenlanden, en beschermt het achterland tegen hoogwater vanuit de Lek. In de nieuwe Waterwet van 2017 is een nieuwe norm voor het dijktraject vastgesteld. Deze norm heeft de vorm van een overstromingskans. De volgende norm is vastgelegd in de Waterwet voor het normtraject 16-4 waartoe het traject Vianen behoort:

- Normtraject 16-4: overstromingskansnorm 1/30.000 per jaar (Signaleringswaarde)

De lengte van dit dijktracé is 1,2 km. Voor het afleiden van de veiligheidsfactoren dient de lengte van het normtraject te worden gehanteerd, dit is 19,6 km.

2.2 Gebruik Ontwerp Instrumentarium 2014

Het tijdelijke Ontwerp Instrumentarium 2014 (OI2014 v4) [1] is door RWS opgesteld om, voor de projecten in het Hoogwaterbeschermingsprogramma die van start gaan, aan de hand van de huidige leidraden en technische rapporten te kunnen ontwerpen op basis van een overstromingskans.

Voor het ontwikkelen van het ontwerpinstrumentarium is een doorgroeimodel gehanteerd. Dit betekent dat er regelmatig nieuwe versies worden voorzien waarin de laatste ontwikkelingen zijn meegenomen. In februari 2017 is het OI2014 v4 uitgebracht. Het OI2014 v4 vormt de basis voor de ontwerpen in de verkenningfase.

Ten aanzien van de rekenregels wordt opgemerkt dat de rekenregels uit het OI2014 v4, zo goed als mogelijk aansluiten bij de ontwikkeling van het Wettelijk Beoordelingsinstrumentarium 2017.

2.3 Signaleringswaarde en Maximaal Toelaatbare Kans voor Vianen

In de Waterwet zijn twee normen gedefinieerd per normtraject: een 'Signaleringswaarde' en een Maximaal Toelaatbare Kans. De Maximaal Toelaatbare Kans mag niet overschreden worden. De Signaleringswaarde is kleiner dan de Maximaal Toelaatbare Kans en dient als een waarschuwing voor de keringbeheerder om te starten met een dijkversterkingsproject. Het duurt immers enige tijd voordat een dijk is versterkt.

De huidige leidraden en technische rapporten zijn opgesteld op basis van een ondergrens filosofie. De benodigde veiligheid voor de waterkering gedurende de planperiode wordt immers gerealiseerd door opslagen op de ontwerpwaterstand. In het OI2014 v4 dient gebruik te worden gemaakt van de Maximaal Toelaatbare Kans. Voor het normtraject 16-4 geldt dat de Maximaal Toelaatbare Kans 3 maal de Signaleringswaarde is. In Tabel 2-1 zijn de normen weergegeven zoals die binnen dit project worden gehanteerd.

Tabel 2-1: De faalkansnormen conform de Waterwet (kansen per jaar)

Kans	Traject 16-4
Signaleringswaarde	1 / 30.000
Maximaal Toelaatbare kans	1 / 10.000

2.4 Faalkansruimte

De Maximaal Toelaatbare Kans, zoals in Tabel 2-1 is afgeleid, dient te worden uitgesplitst naar verschillende faalmechanismen. Dit resulteert in faalkanseisen per faalmechanisme. In het OI2014 v4 is de onderstaande faalkansruimte verdeling afgegeven. Het OI2014 v4 geeft ruimte om de standaard faalkansverdeling aan te passen om zo de versterkingsopgave voor een project te optimaliseren.

Tabel 2-2: Standaard faalkansruimteverdeling conform [1]

Type waterkering	Faalmechanisme	
Dijk	Overloop en golfoverslag	0,24
	Opbarsten en Piping	0,24
	Macrostabiliteit binnenwaarts	0,04
	Beschadiging bekleding en erosie	0,10
Kunstwerk	Niet sluiten	0,04
	Piping	0,02
	Constructief falen	0,02
Duin	Duinafslag	0,00
Overig		0,30
Totaal:		1,00

Voor Vianen geldt dat alle faalmechanismen kunnen optreden. Uit de veiligheidsanalyse blijkt dat er problemen zijn met overloop & golfoverslag, bekleding en mogelijk macrostabiliteit binnenwaarts. Het aanpassen van de faalkansruimteverdeling zal hierdoor tot weinig optimalisatie leiden. In de Verkenningfase wordt daarom de standaard faalkansruimte verdeling aangehouden. In de Planuitwerkingsfase kan gekeken worden naar optimalisaties in de faalkansruimteverdeling.

2.4.1 Faalkanseis op doorsnedeniveau

De faalkanseis die per doorsnede aan een faalmechanisme wordt gesteld kan door middel van het lengte-effect naar het doorsnedeniveau worden omgerekend [1] volgens de volgende formule:

$$P_{eis,dsn} = \frac{P_{max} \cdot \omega}{N}$$

(Vergelijking 1)

Hierin is:

$P_{eis,dsn}$	: maximaal toelaatbare faalkans op doorsnedeniveau	[per jaar]
P_{max}	: maximaal toelaatbare faalkans op trajectniveau	[per jaar]
ω	: Faalkansruimtefactor	[-]
N	: lengte-effectfactor	[-]

Het lengte-effect (N) kan voor het mechanisme hoogte variëren tussen een waarde van 1, 2 of 3. In het OI2014-v4 [1] is voor het normtraject 16-4 een N-waarde van 1 vastgesteld.

Voor de geotechnische faalmechanismen dient de N-waarde te worden berekend met de volgende formule [1]:

$$N = 1 + \frac{a \cdot L_{\text{traject}}}{b}$$

(Vergelijking 2)

Hierin is:

N	: lengte-effectfactor	[-]
A	: fractie van de lengte van het traject dat gevoelig is voor het betreffende faalmechanisme	[-]
B	: lengte van onafhankelijke, equivalente vakken voor het betreffende faalmechanisme	[m]
L _{traject}	: lengte van het dijktraject waarop de norm van toepassing is	[m]

Tabel 2-3: Parameter a en b ter bepaling van de faalkanseis per mechanisme [1]

Faalmechanisme	Watersysteem (piping) of materiaalmodel (macrostabiliteit)	Parameter a [-] fractie van de lengte van het traject dat gevoelig is voor het betreffende faalmechanisme	Parameter b [m] lengte van onafhankelijke, equivalente vakken voor het betreffende faalmechanisme
Piping	Bovenrivieren	0,90	300
	Overig	0,40	300
Macrostabiliteit		0,033	50

Voor de mechanismen piping en macrostabiliteit binnenwaarts leidt dit voor Vianen (L_{traject} = 19.600 m, overige watersystemen) tot een N-waarde van respectievelijk 27,1 en 13,9.

Met deze waarden, zijn faalkanseisen op doorsnedeniveau voor de drie faalmechanismen, zoals opgenomen in tabel 2-4. Opgemerkt wordt dat onderstaande waarden overeenkomen met de tabel “Factoren per dijktraject behorend bij OI2014v4 [1]. Hierin is voor het faalmechanisme piping uitgegaan van het watersysteem “overig”. Wanneer in plaats hiervan zou worden uitgegaan van het watersysteem “bovenrivieren” resulteert dit in een zwaardere eis voor het faalmechanisme piping. Vianen ligt precies op de grens van beide systemen.

Tabel 2-4: Faalkanseisen per doorsnede

Faalmechanisme	P _{eis,i} [per jaar]	Herhalingstijd (HT) [jaar]
Hoogte	2,40·10 ⁻⁰⁵	41.667
Piping	8,85·10 ⁻⁰⁷	1.130.556
Macrostabiliteit	2,87·10 ⁻⁰⁷	3.484.000

2.5 Ontwerplevensduur en restlevensduur

2.5.1 Ontwerplevensduur

De ontwerplevensduur bij oplevering, is voor groene dijken is 50 jaar en voor constructies 100 jaar [5]. Hierbij wordt het jaar 2025 als ijkmoment voor de veiligheidsanalyse aangehouden. In de verkenningsfase van de dijkversterking is de ontwerphorizon voor de veiligheidsanalyse dus:

- Ontwerp grondconstructie: levensduur 50 en zichtjaar 2075
- Ontwerp filterconstructies zoals VZG en GZB: levensduur 50 en zichtjaar 2075
- Ontwerp constructieve elementen: levensduur 100 en zichtjaar 2125

In de vervolgfase (uitwerkingsfase) is het mogelijk om hiervan af te wijken voor constructieve oplossingen in maatwerksituaties. In dergelijke gevallen zal op basis van gegronde argumenten (zoals LCC) en omgevingseffecten een afweging moeten worden gemaakt voor de betreffende locatie.

Ontwerplevensduur speelt een rol bij:

- het vaststellen van hydraulische belastingen;
- het in rekening brengen van autonome bodemdaling het terrein rondom de dijk van dijk en daarmee ook daling van grondwaterstanden en polderpeilen;
- het vaststellen van zetting als gevolg van consolidatie en kruip van de ondergrond als gevolg van de dijkverhoging.

In het ontwerp wordt geanticipeerd op de situaties gedurende en vooral aan het eind van de levensduur. Voor dijken met constructieve elementen (langsconstructies, hydribe oplossingen, etc.) wordt voor het bepalen van de aanlegkruinhoogte uitgegaan van de situatie tot aan het jaar 2073 omdat de hoogte wordt geleverd door het grondlichaam. Voor het ontwerp van de constructieve elementen in deze dijk wordt echter uitgegaan van de situatie na 100 jaar waarbij in dat geval dus rekening wordt gehouden met een kruinverhoging ná een planperiode van 50 jaar.

2.5.2 Overstromingskans gedurende levensduur

De overstromingskans van een traject dient elk jaar kleiner dan of gelijk aan de maximaal toelaatbare kans, paragraaf 2.3, met uitzondering van de periode van 4 jaar na oplevering van de dijkversterking. In deze periode geldt dat de veiligheid in geen enkel jaar kleiner mag zijn dan de overstromingskans direct voorafgaand aan de versterking.

Dit uitgangspunt is gebaseerd op de Grondslagen voor hoogwaterbescherming [5] waarin het volgende wordt gesteld:

De faalkans van een nieuwe of versterkte waterkering kan in de eerste periode na versterking ook kleiner worden, bijvoorbeeld doordat fysische processen optreden die de kering sterker maken, zoals de dissipatie van water(over)spanningen en het sterker worden van een grasmat. Dit betekent dat het enige tijd kan duren voordat een kering 'op sterkte' is. Dit tijdelijke sterktetekort is deels op te vangen met een goede timing van werkzaamheden, door bijvoorbeeld ervoor te zorgen dat consolidatie plaatsvindt buiten het hoogwaterseizoen en tijdelijke beheersmaatregelen. Het kan echter zeer kostbaar zijn om te eisen dat een afgekeurde waterkering tijdens of direct na versterking aan de normen uit de Waterwet moet voldoen. Het hanteren van deze eis gaat dan ten koste van de middelen die voor overige versterkingsmaatregelen beschikbaar zijn. Daarom acht het Expertise Netwerk Waterveiligheid een grotere overstromingskans gedurende een periode van maximaal 4 jaar acceptabel als hiermee hoge kosten te voorkomen zijn. De overstromingskans mag in deze periode echter in geen enkel jaar groter zijn dan de overstromingskans direct voorafgaand aan de versterking.

2.5.3 Restlevensduur

De restlevensduuranalyse speelt een belangrijke rol bij dijken die in het verleden constructieve elementen zijn versterkt. Wanneer deze elementen (bijvoorbeeld een pipingscherm) toegepast worden in de toekomstige dijkversterking dan zal de restlevensduur van deze elementen moeten worden ingeschat. Dit hangt samen met het ontwerpzichtjaar voor groene dijken (50 jaar) in relatie tot het zichtjaar voor constructieve versterkingen (damwand - 100 jaar). De damwand dient bestendig te zijn tegen een eventuele toekomstige kruinverhoging.

2.5.4 Kwelproblematiek

Tijdens hoogwater op de Lek is in het achterland sprake van aanzienlijke wateroverlast ten gevolge van kwel. Hoewel kwel niet per definitie een veiligheidsprobleem voor de waterkering vormt, kan het het functioneren van het achterland als woonwijk wel negatief beïnvloeden. De doelstelling van de dijkversterking ligt in hoofdzaak bij het vergroten van de waterkerende veiligheid van het gebied. De oplossingsrichtingen worden echter wel aanvullend kwalitatief beoordeeld op het verminderen van de kweloverlast. Dit kan bijdragen aan het creëren van draagkracht voor de dijkverbetering.

3 BELASTINGEN

3.1 Toelaatbaar Kritiek Overslagdebiet

Conform het OI2014v4 [2] zijn, onder voorwaarden, overslagdebieten van 5 of 10 l/m/s toegestaan. Waterschap Rivierenland hanteert in de veiligheidsanalyses een overslagdebiet van 5 l/m/s, conform de BSD [5]. De kruinhoogte en het dijkprofiel worden op dit maximale overslag debiet ontworpen, hierbij wordt ook de bekleding aan de binnenzijde en de freatische lijn in de dijk beschouwd.

In specifieke gevallen kan in overleg met WSRL worden gekeken of het wenselijk is om hiervan af te wijken:

- bij dijken met constructieve elementen in de kern van de dijk zou kunnen worden overwogen om een overslagdebiet van 10 l/s/m toe te staan;
- bij dijken die gevoelig zijn voor infiltratie van overslag water bij significante overslagdebieten (overslagdebieten groter dan 1 l/s/m) zou kunnen worden overwogen om het toelaatbaar overslagdebiet te begrenzen op 1 l/s/m. Dit mechanisme wordt verder toegelicht onder de paragraaf macrostabiliteit bij significante overslag.

Conform de ontwerpleidraad voor langsconstructies [23] is een combinatie van een restprofiel bij het dimensioneren van een damwand met een overslagdebiet $>0,1$ l/m/s niet toegestaan. Het ontwerp zal hierop getoetst worden.

3.2 Hydraulische Randvoorwaarden Hoogwater Lek

Voor de hydraulische randvoorwaarden voor de faalmechanismen hoogte en bekleding wordt verwezen naar de rapportage “Hydraulische Randvoorwaarden HWBP Project Vianen”[3].

Voor de faalmechanismen sterkte (stabiliteit en piping) wordt in het OI2014 v4 aangegeven dat de overschrijdingsfrequentie van de hydraulische belasting voor het ontwerp getalsmatig gelijk is aan de Maximaal Toelaatbare Faalkans van de waterkering. Voor de geotechnische faalmechanismen betekent dit dat een maatgevende hoogwaterstand met een overschrijdingsfrequentie van 1/10.000 per jaar wordt gehanteerd.

In Tabel 3-1 is de afleiding van de Maximaal Toelaatbare Kans naar de overschrijdingsfrequenties van de hydraulische belastingniveaus voor de verschillende faalmechanismen uitgewerkt voor dit project.

Tabel 3-1: Overschrijdingsfrequenties van de hydraulische belastingen conform het OI2014 v4

Kans	Traject 4-2
Signaleringswaarde	1 / 30.000
Maximaal Toelaatbare kans	1 / 10.000
Hydr. Belasting kruinhoogte¹⁾	1 / 41.667
Waterstand overige faalmechanismen¹⁾	1 / 10.000

¹⁾ De kansen betreffende de hydraulische belasting van de kruinhoogte en de waterstand van de overige mechanismen zijn overschrijdingsfrequenties.

3.2.1 Hydraulisch Belasting Niveau

Het Hydraulisch Belasting Niveau (HBN) is de minimaalbenodigde kruinhoogte bij een gegeven dijkgeometrie en bij het toelaatbaar kritiek overslagdebiet en een hydraulische belasting met een overschrijdingsfrequentie van 1 / 41.667 per jaar.

3.2.2 Ontwerpbelasting geotechnische faalmechanismen

De term 'ontwerpbelasting' wordt gebruikt voor waterstand op de Lek (buitenwaterstand) voor de berekening van geotechnische faalmechanismen: Macrostabiliteit binnenwaarts (STBI) en Opbarsten en Piping (STPH). De ontwerpbelasting behorend bij een overschrijdingsfrequentie van 1/10.000 per jaar voor 2025 (toetsing) en voor 2075 en 2125 (ontwerp), is opgenomen in Tabel 3-2.

Tabel 3-2: Ontwerpbelasting voor geotechnische faalmechanismen

Locatie [dijkpaalnummer]	Waterstand per zichtjaar [in m t.o.v. NAP]		
	2025	2075	2125
VY058	6,69	6,85	7,02
VY059	6,69	6,85	7,02
VY060	6,83	6,98	7,13
VY061	6,83	6,98	7,14
VY062	6,84	6,99	7,15
VY063	6,85	7,01	7,16
VY064	6,86	7,01	7,17

Bron: Hydraulische Randvoorwaarden, HKV *lijn in water* [6]

3.2.3 Klimaatscenario's en onzekerheidstoelagen

Dit is reeds beschreven in [6]. De betreffende onzekerheden en toeslagen zijn reeds verwerkt in de in Tabel 3-2 opgenomen waterstanden.

3.3 Overige hydraulische belastingen

Deze overige waterstanden zijn benodigd bij de schematisering van de bodemlagen en de verschillende belastingssituaties. De toepassing van de hier beschreven waterstanden wordt in de hoofdstukken met de ontwerpmechanismen gegeven.

3.3.1 Rivierwaterstand normale omstandigheden

Deze waterstand is gedefinieerd als gemiddeld hoogwater bij de rivierwaterstand met jaargemiddelde rivierafvoer. Deze waterstand is in de database 10-jarig overzicht 1981-1990.

De freatische lijn en waterspanningen in de dijk bij de normale waterstand worden gebruikt voor de analyse van de macrostabiliteit binnenwaarts, specifiek voor:

- het bepalen van het scheidingsvlak tussen permanent verzadigde zone en tijdelijk verzadigde zone;
- het bepalen van de minimale grensspanning in de ondergrond;
- het bepalen van de korrelspanning in het midden van slappe lagen pakket, in de zone waar de waterspanningen niet/nauwelijks veranderen bij hoogwater.

Nadere toelichting is gegeven in de hoofdstukken 5 (sterkte) en 7 (macrostabiliteit).

3.3.2 Val na hoogwater en extreem laagwater

De waterstandsdeling in een periode van 10 dagen na hoogwater. In de verkenningfase wordt uitgegaan van een val na hoogwater gelijk aan 4,5 m. Dit wordt gezien als een veilige benadering.

Deze waterstand wordt gebruikt voor het bepalen van de buitenwaartse macrostabiliteit in het belastinggeval “val na hoogwater”.

3.3.3 Extreem laag water

Extreem laag water is de belastingssituatie met een waterstand op de rivier met een onderschrijdingskans van 1 keer per 10 jaar en een freatische lijn voor dagelijkse omstandigheden in de dijk. Deze waterstand wordt gebruikt voor het bepalen van de buitenwaartse macrostabiliteit in het belastinggeval “extreem laagwater”.

3.4 Bodemdaling en zetting/klink dijk

Op basis van de bodemdalingskaart van Rijkswaterstaat is het plangebied geen sprake van bodemdaling tot 2050. Op basis van extrapolatie is evenmin sprake van bodemdaling tot zichtjaar 2075 of 2125. Vooralsnog is geen rekening gehouden met bodemdaling in deze fase.

3.5 Grondwaterstanden achterland

Bij maatgevende omstandigheden wordt een volledig verzadigd achterland aangehouden, zowel bij de aan- als afwezigheid van een teensloot. Het is voor macrostabiliteit een conservatief uitgangspunt om de waterafvoer in de polder niet in beschouwing te nemen. Voor piping is dit een kenmerkend uitgangspunt.

Voor de normale omstandigheden wordt uitgegaan van het gemeten grondwaterregime en de polderpeilen uit het huidige peilbesluit van het waterschap.

3.6 Verkeersbelasting

Onderscheid is gemaakt naar twee situaties:

- Overslagdebiet $< 1,0 \text{ l/m/s}$: De verkeersbelasting op de kruin van de waterkering is 13 kN/m^2 over een breedte van 2,5 m, dit is conform het TRWG [20]. Daarbij is de belastingspreiding 45 graden en in de slecht doorlatende kleilagen is het aanpassingspercentage (degree of consolidation) 10%;
- Overslagdebiet (substantieel) $> 1,0 \text{ l/m/s}$: Geen verkeersbelasting. Bij dergelijke grote overslagdebieten is het niet realistisch te veronderstellen dat verkeer op de kruin van de waterkering mogelijk is.

3.7 Aardbevingsbelasting

Met de aardbevingsbelasting wordt geen rekening gehouden.

3.8 Overige belastingen

Met de overige belasting, waaronder ijs- en scheepvaartbelasting is in de veiligheidsanalyse geen rekening gehouden.

4 SCHEMATISERING DIJK EN ONDERGROND

4.1 Geologie en geomorfologie van Vianen

In het gebied rond Vianen worden, in de ondiepe ondergrond, rivierduinen, dekzand en zandlagen in de Formatie van Echteld beschouwd als gevoelig voor piping. De Bostel Formatie kan lokaal onder het Holocene pakket voorkomen (bron: Geologische toelichting bij dijkkring 16, Deltares [7]). Het plangebied ligt in een binnenbocht van de rivier, het is daarom aannemelijk dat de grondlagen in de ondergrond bestaan uit (zandige) kronkelwaardafzettingen.

4.2 Karakteriseren van de ondergrond onder de dijk

In "Zand in banen" [8] en de geotechnische lengteprofielen [9] en [10] is te zien dat de dikte van de deklaag in het voorland gering is en dat hierin zandtussenlagen worden aangetroffen. Onder de dijk en in het achterland is de dikte van de deklaag variabel en worden geen zandtussenlagen van betekenis aangetroffen. Van dijkpaal VY060 tot VY062 is een relatief dunne deklaag (<1,0 m) aanwezig. In de overige trajecten is de deklaag dikker (>1,5 m).

In de diepere ondergrond worden lokaal grindhoudende Pleistocene zanden aangetroffen, gezien de diepteligging is het echter onwaarschijnlijk dat deze eenheden in contact staan met de Lek.

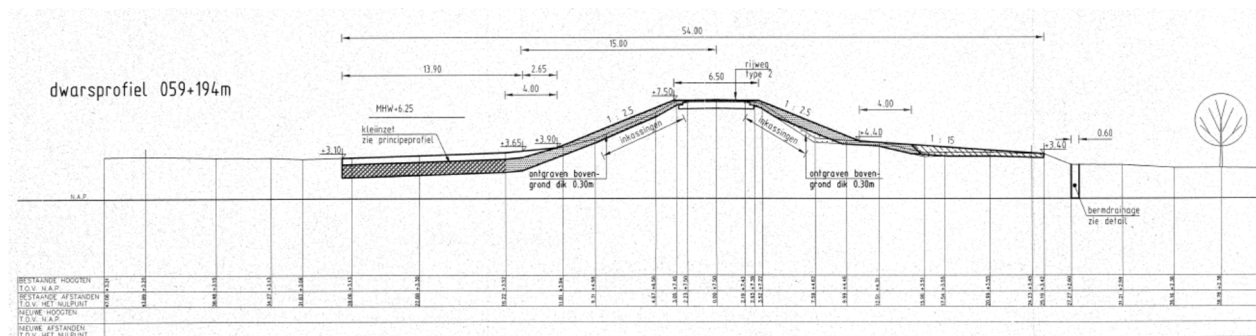
4.3 Dijkopbouw

4.3.1 Samenstelling dijk

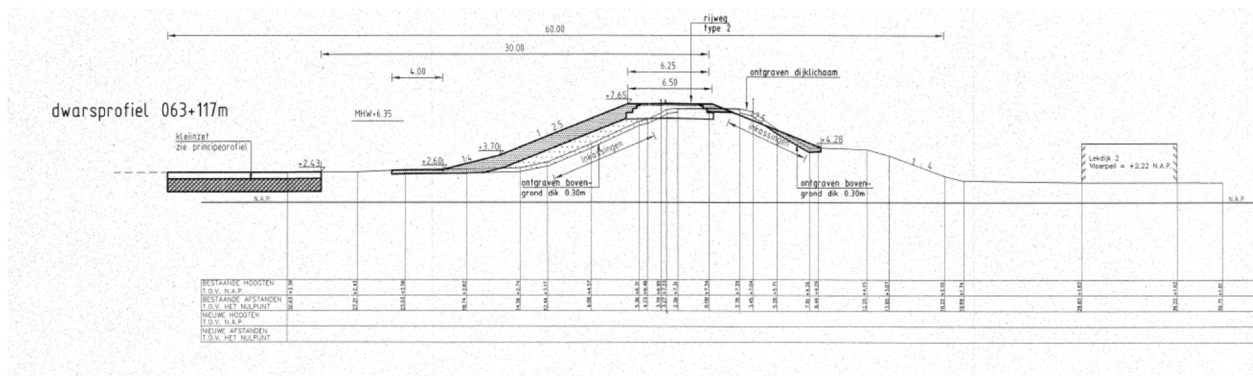
In 1991 is door Geodelft grootschalig grondonderzoek uitgevoerd in en rond de dijk van Vianen. Uit de sonderingen en boringen die in het kader van dit onderzoek zijn uitgevoerd, blijkt dat de dijk hoofdzakelijk is opgebouwd uit klei waarin mogelijk enkele zandigere lagen kunnen worden aangetroffen. In een aantal boringen en in het verloop van de waterspanningen is te zien dat het oorspronkelijk maaiveld onder de zate van de dijk uit een lichtere (meer silt- of zandhoudende) klei of zavel bestaat.

4.3.2 Dijkversterkingen in recente verleden

Uit de bestekstekeningen [11] blijkt dat naar aanleiding van het hoogwater van 1993 en 1995 piping- en/of kwelmaatregelen zijn gerealiseerd in de vorm van het aanbrengen van klei in het voorland (lokaal) en het buitentalud en lokaal een pipingberm aan de binnenteen. Aan het uiteinde van de berm is een teendrainage aangelegd. De dijkverbetering is afgerond in oktober 1996.



Figuur 4-1: Bestekstekeningen dijkverbetering 1995 (VY059+194 en VY063+117)



Figuur 4-1: Bestekstekeningen dijverbetering 1995 (VY059+194 en VY063+117) (vervolg)

4.3.3 Dijkgeometrie

De geometrie van de dijk zelf is redelijk uniform in het dijktraject. De dijk bestaat uit relatief steile taluds (1:2 ½, v:h) en lokaal een binnenberm. Een groot onderscheid is te maken in het aanwezige voorland, ter plaatse van de voorhaven naar de Grote sluis (traject VY058+325 tot VY059+100) is geen voorland aanwezig. Op dit traject vormt de waterkering een schaarlijk. In de overige sectie is wel een groot voorland aanwezig, inclusief een zomerkade met een gemiddelde hoogte van NAP +4,5 m.

4.3.4 Aanwezige constructies en niet-waterkerende objecten

De volgende constructies worden in het projectgebied binnen de leggergrenzen van de waterkering aangetroffen:

- Aansluiting op de Grote sluis ter plaatse van VY058+325. Dit betreft de aansluiting van een groene dijk op een waterkerend kunstwerk. De aansluiting dient gecontroleerd te worden aan de norm;
- Woningen binnentalud en binnenteen. Van VY063+016 tot VY063+054 woningen Lekdijk 11-13, vloerpeil NAP +4,24 m en ter plaatse van VY061+083 woning Lekdijk 7, vloerpeil NAP +3,75 m. Opgemerkt wordt dat ter plaatse van de Hazelaarstraat een woningbouwproject voorzien is [4]. Dit bouwplan wordt getoetst aan de eisen vanuit de waterkerende veiligheid;
- RWZI-leidingkruising ter plaatse van VY059+130. Bij dit traject wordt een vervangende waterkering (erosiescherm) ontworpen conform de ontwerprichtlijnen uit de NEN3651;
- Overige kabels & leidingen. Op dit moment geen gegevens beschikbaar.

4.3.5 Aansluiting op Rijksweg A27

Aan de oostelijke zijde van het beschouwde traject gaat de waterkering over van dijklichaam naar verholten waterkering in het landhoofd van de brug van de rijksweg over de Lek. Er zijn plannen om de rijksweg uit te breiden aan de westelijke zijde. Er zijn nog geen gegevens verstrekt ten aanzien van deze plannen.

Uitgangspunt is dat de pipingmaatregelen eerder zullen worden uitgevoerd dan de uitbreiding van de rijksweg en het bruggehoofd en dat de dijk met pipingmaatregel in de toekomst na uitvoering van de uitbreiding op vergelijkbare wordt verholten in de nieuwe grondconstructie van het bruggehoofd.

Achterloopsheid van de oplossingsrichtingen wordt kwalitatief beoordeeld. Opgemerkt wordt dat eventuele aansluiting op de dijksectie aan de oostzijde van de A27 hierbij een grote rol speelt. Met betrekking tot de bodemopbouw dient aandacht te worden besteed aan de zandbaan die op deze locatie de waterkering snijdt [8].

4.3.6 Aansluiting sluis

Om de aansluiting van het dijkontwerp op de sluis te ontwerpen zijn gegevens van de sluis benodigd. Het betreft met name informatie met betrekking tot funderingsniveaus en kwelschermen.

4.4 Geohydrologische karakterisering dijk en ondergrond

De dijk is hoofdzakelijk opgebouwd uit klei. In de laatste dijkverbetering is een buitenbekleding van erosiebestendige klei (categorie 1) aangebracht, welke deels aansluit op een grondverbetering in het voorland bestaand uit erosiebestendigheidscategorie 2. De gemiddelde dikte van de afdekklei op het buitentalud is circa 0,6 m [11]. De dikte van de grondverbetering in het voorland bedraagt 1,0 m met een afdeklaag van 0,5 m bovengrond.

Klei van erosiebestendigheidscategorie 1 heeft bij een goede verwerking vaak een zeer lage waterdoorlatendheid. Gezien deze dikte is de deklaag echter gevoelig voor verouderingsprocessen en kan de waterdoorlatendheid in de loop der jaren zijn toegenomen. In de veiligheidsanalyse [1] is daarom uitgegaan van zowel een scenario als kleidijk als een zanddijk. Dit is een veilige benadering en zal ook worden toegepast in de verkenningsfase.

Onder de dijk en in het achterland is een deklaag aanwezig van sterk wisselende samenstelling. De deklaag kan lokaal zandhoudend zijn en daarmee relatief goed waterdoorlatend. Lokaal is de deklaag kleiiger en/of veenhoudend en daarmee waterremmend. De dikte van de deklaag varieert eveneens, tussen VY061 en VY063 is de deklaag zeer dun.

Onder de deklaag is een Holocene zandlaag aanwezig. Uit de peilbuiswaarnemingen blijkt dat deze zandlaag sterk waterdoorlatend is. Uit het door Geodelft uitgevoerde kwelonderzoek [12] blijkt een dempingsfactor van 0,8. Dit betekent dat het buitenwater een grote respons heeft op de binnendijkse zandondergrond. De zandlaag is circa 40 m dik. Plaatselijk wordt Pleistoceen grindhoudend zand aangetroffen, echter op basis van de diepteligging hiervan is het niet waarschijnlijk dat deze extreem goed waterdoorlatende lagen in rechtstreeks contact staan met het buitenwater.

4.5 Detail niveau van geotechnisch schematiseren

Het beschikbare grondonderzoek [10 en 11] heeft een hoge intensiteit van ca. 50 m tussen de onderzoekspunten, zowel ter plaatse van de kruin, de buitenteen, het voorland, de binnenteen en het achterland alsook enkele continue metingen (EM onderzoek). Bij een dergelijke intensiteit is het mogelijk om een vrij compleet en gedetailleerd beeld van de variaties in de onderzoek te verkrijgen. De aangetroffen typen bodemopbouw worden gecategoriseerd en als scenario's opgenomen bij het uitvoeren van de geotechnische berekeningen.

Wanneer bij het opstellen van het ontwerp (VO of notitie maakbaarheid) blijkt dat de kwaliteit van de gegevens (bijvoorbeeld diepte sonderingen) onvoldoende is, zal een voorstel voor nader onderzoek worden opgenomen. De benodigde informatie hangt bovendien samen met de gekozen oplossingsrichting.

4.6 Bijzondere observaties bij hoogwater

Problemen met betrekking tot kwel en piping hebben zich tijdens het hoogwater van 1993 en 1995 in ernstige mate voorgedaan in het dijktraject Vianen. In februari 1995 is daarom ook een noodberm aangelegd op het gedeelte VY060 tot VY061. Tijdens het hoogwater van 1995 is tevens geconstateerd dat er veel kwelwater dóór de dijk kwam.

De zandmeevoerende wellen die destijds zijn waargenomen, bevinden zich in de binnendijkse waterpartijen (singels). Deze liggen op relatief grote afstand (circa 40 m) uit de binnenteen van de dijk. Gezien de bodemhoogte van deze singels (circa NAP +0,35 m) wordt geconstateerd dat er lokaal sprake is van hydraulische kortsluiting (geen deklaag aanwezig ter plaatse van singelbodem). Op basis van deze

waarnemingen wordt voorgesteld om als uittredepunt voor piping niet uitsluitend de binnentoe van de dijk te beoordelen, maar om tevens de beoordeling ter plaatse van de singels mee te nemen.

Bij hoge rivierafvoeren (ongeveer vanaf een buitenwaterstand boven NAP +4,5 m) treedt binnendijks wateroverlast op door kwel in kruipruimten en uit de grond tredend water. Boven deze waterstand loopt de zomerkade over en stroomt de uiterwaard tussen zomerkade en winterdijk onder.

Of er een rechtstreeks verband is tussen het onderlopen van de uiterwaarden en het optreden van wateroverlast, is echter niet goed bekend. Ook is de omvang van het gebied waar bij hoogwater wateroverlast optreedt, niet exact bekend.

Deze informatie kan wel beter inzicht verschaffen in de lokale hydrologische situatie en wellicht tot een gerichter en efficiënter oplossing leiden van zowel de kwelproblematiek als het pipingrisico.

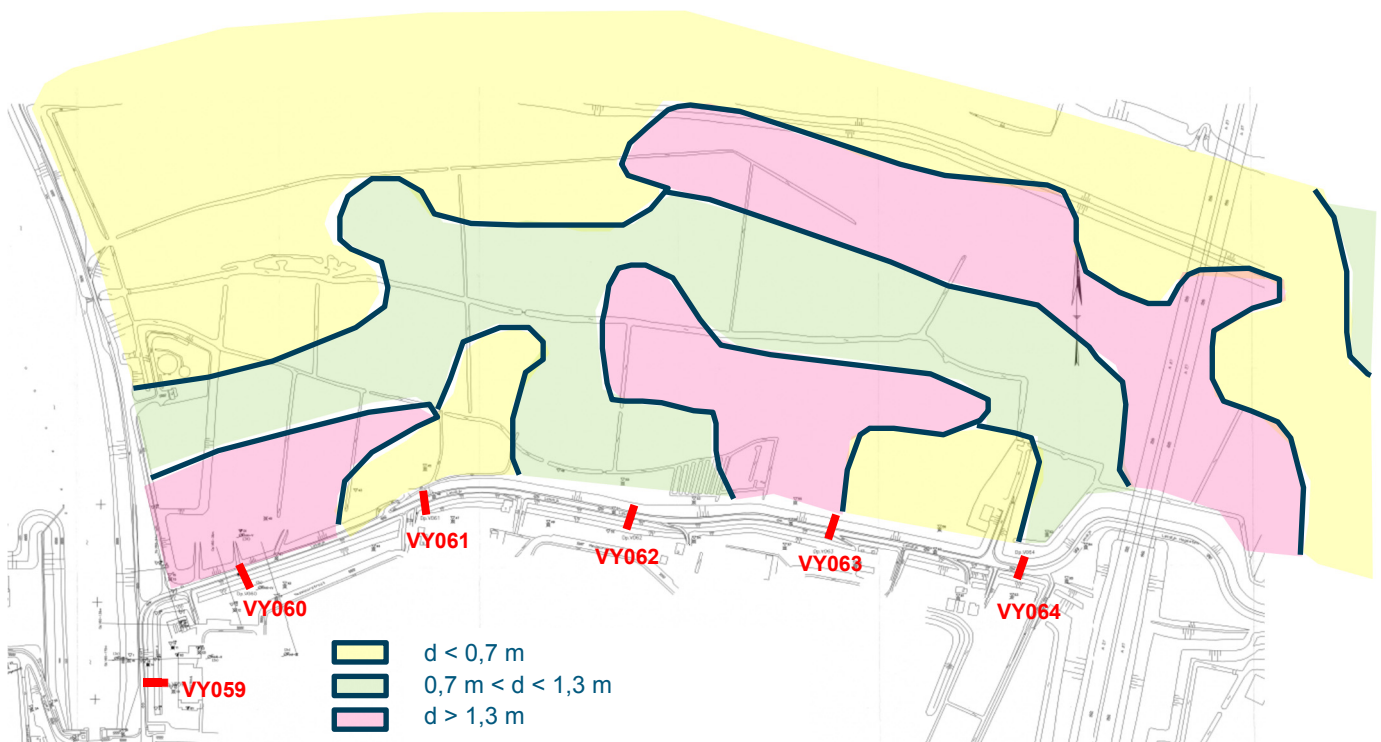
4.7 Geotechnische lengte- en dwarsprofielen

Geotechnische lengte- en dwarsprofielen zijn opgesteld op basis van het uitgevoerde grondonderzoek [10] en [11]. Er zijn kleine verschillen geconstateerd tussen beide onderzoeken, echter de impact hiervan op de beoordeling van de waterkering wordt verwaarloosbaar geacht.

4.8 Effectieve voorlandlengte

In 2003 is door Geodelft een onderzoek uitgevoerd naar de kwelproblematiek bij Vianen [13]. Op basis van een groot aantal boringen in het voorland is ten behoeve van dit onderzoek een overzichtskaart met diktes van de deklaag opgesteld. De dikteklassen zijn opgenomen in *Figuur 4-2*. In de figuur is te zien dat de deklaagdikte sterk varieert op korte afstand. Dit is ook het beeld wat op basis van het aanvullend geotechnisch onderzoek [11] van het voorland verkregen wordt.

Uitgangspunt is dat een pipe onder ontwerpcondities niet kan doorgroeien tot voorbij de buitenteen van de dijk.



Figuur 4-2: Deklaagdikte in het voorland van Vianen (bron: [13])

Opgemerkt wordt dat niet geheel duidelijk is of deze gegevens (2003) aansluiten bij de informatie in het dijkverbeteringsplan (1995).

5 STERKTEPARAMETERS

Ten behoeve van de dijkverbetering in 1995 is uitgebreid laboratoriumonderzoek uitgevoerd naar de ondergrondlagen onder en naast de dijk van Vianen. Het betreft volumegewichtsbepalingen en celproeven op de samendrukbare grondlagen onder en naast de dijk en een groot aantal korrelverdelingsbepalingen van de zandondergrond. De sterkteparameters van de verschillende grondlagen zijn afgeleid op basis van de 'WBI- methode' (onderstaand nader toegelicht).

5.1 Volumegewicht grondlagen dijk en ondergrond

De volumegewichten van de grondlagen zijn bepaald op basis van het uitgevoerde laboratoriumonderzoek (jaren '90 en 2017). Met betrekking tot de kleihoudende grondlagen is onderscheid gemaakt tussen klei in de deklaag, onder en naast de waterkering.

Waterschap rivierenland heeft de sterkte parameters bepaald aan de hand van de proeven verzameling langs de lek. In de onderstaande tabellen is een samenvatting van de parameters weergegeven. In de bijlage is een uitgebreid overzicht toegevoegd van de gehanteerde parameters.

In stabiliteitsberekeningen wordt uitgegaan van gemiddelde waarden, deze zijn ook vermeld in de onderstaande tabel 5-1.

Tabel 5-1: Verwachtingswaarden volumieke gewichten grondlagen (bron: Parameterset WSRL, 14 november 2018)

Grondlaag	Volumiek gewicht droog (γ_{dr}) [kN/m ³]	Volumiek gewicht veldvochtig (γ_{nat}) [kN/m ³]
veen mineraalarm <11kN/m ³	10.63	10.63
veen kleilig >11 kN/m ³	11.69	11.69
basisveen	12.00	12.00
klei sterk organisch <14 kN/m ³	13.08	13.08
klei siltig humeus 14-16 kN/m ³	15.16	15.16
klei siltig 16-17,5 kN/m ³	16.82	16.82
Dijksmateriaal totaal*	18.67	18.67
klei siltig zandig >17,5 kN/m ³	18.73	18.73
Zand Holocene	20.00	20.00
Zand Pleistoceen	20.00	20.00
Ophoogmateriaal zand	17.00	19.00
Ophoogmateriaal klei	17.00	17.00

5.2 Critical State parameters

Voor het dijkversterkingsontwerp van de grondconstructies wordt uitgegaan van critical state grondparameters (CSSM methode) die zijn bepaald op basis van de schematiseringshandleiding macrostabiliteit [13]. In de veiligheidsanalyse [1] zijn uitsluitend mohr-Coulomb parameters gebruikt die zijn bepaald aan de hand van celproeven. Deze gegevens zijn ongeschikt voor CSSM berekeningen.

5.2.1 Bepaling ongedraineerde schuifsterkte

De kleihoudende deklaagafzettingen en veenlagen in de ondergrond zijn in de beschouwing van de macrostabiliteit ongedraineerd verondersteld. Voor de bepaling van de (on)gedraineerde sterkte-eigenschappen is gebruik gemaakt van de Parameterset WSRL [32].

5.2.2 Sterkte-eigenschappen

Voor de drainerende grondlagen is een inschatting van de critical state schuifsterkte gemaakt, zoals de critical state wrijvingshoek en de dilatatiehoek. De inschatting is gebaseerd op de gangbare verwachtingswaarden voor de critical state hoek van inwendige wrijving uit 7.5 van [14]. De NEN tabelwaarden zullen daarom niet worden gebruikt bij de bepaling van de critical state sterkte parameters. In overeenstemming met de 'WBI-methode' is uitgegaan van non-associatief grondgedrag en een dilatatiehoek van 0 graden. Dit is een conservatief uitgangspunt. Ook voor cohesie bij CSSM berekeningen is veiligheidshalve uitgegaan van $c = 0$ KPa.

In tabel 5-2 en 5-3 zijn respectievelijk de gehanteerde sterkteparameters voor de CSSM berekeningen opgenomen.

Tabel 5-2: Sterkte-eigenschappen ongedraineerde grondlagen (bron: Parameterset WSRL, 14 november 2018)

Grondlaag	Schuifsterkteratio(S) [-]	Power ratio (m) [-]
veen mineraalarm <11kN/m ³	0.33	0.78
veen kleiig >11 kN/m ³	0.31	0.61
basisveen	0.30	0.80
klei sterk organisch <14 kN/m ³	0.26	0.84
klei siltig humeus 14-16 kN/m ³	0.23	0.94
klei siltig 16-17,5 kN/m ³	0.22	0.95

* Voor het ontwerp van Hazelaarplein wordt nieuw grondonderzoek uitgevoerd. Ook voor omringende projecten langs Lek. Voor ons ontwerp willen we gebruikmaken van deze nieuwe regionale parameters aangevuld met lokale parameters uit onderzoek bij Hazelaarplein.

Tabel 5-3: Sterkte-eigenschappen gedraineerde grondlagen (bron: Parameterset WSRL, 14 november 2018)

Grondlaag	Critical state hoek van inwendige wrijving (ϕ') [°]	Critical state dilatatie hoek (ψ') [°]
Dijksmateriaal totaal*	28.70	0.00
klei siltig zandig >17,5 kN/m ³	31.30	0.00
Zand Holocene	31.30	2.50
Zand Pleistoceen	31.30	2.50
Ophoogmateriaal zand	30.00	0.00
Ophoogmateriaal klei	27.00	0.00

5.3 Grondparameters voor piping-analyse en grondwaterstroming

Op basis van in totaal 86 zandmonsters uit voor- en achterland zijn de rekenparameters voor de piping analyse afgeleid [15]. In Tabel 5-4 zijn de betreffende parameters samengevat. Hierbij is conform het betreffende document een onderverdeling gemaakt in zandtypen. Onbekend is waarop deze onderverdeling is gebaseerd. Wel blijkt uit de onderverdeling dat zandtype AA (8 monsters) relatief waterdoorlatend is ten opzichte van alle monsters. Het Pleistocene zand (6 monsters) heeft een nog hogere waterdoorlatendheid, deze laag wordt echter niet aangesneden door de rivier. De parameters zijn ter informatie opgenomen.

Tabel 5-4: Piping-eigenschappen watervoerende zandlaag voor Sellmeijer berekening (bron: excell sheet WSRL)

Type [-]	U (l.r.w.) [-]	d_{70} (h.r.w.) [m]	d_{10} (h.r.w.) [m]	γ'_p [kN/m ³]	γ_w [kN/m ³]	Θ [°]	η [-]	κ [m ²]
ZP	1,92	$3,33 \cdot 10^{-4}$	$1,64 \cdot 10^{-4}$	16,0	10	37	0,25	$3,92 \cdot 10^{-11}$

Hierbij is:

ZP = zand boven Pleistoceen

U = uniformiteitscoëfficiënt (d_{60}/d_{10})

d_{70} en d_{10} = respectievelijk 10- en 70-percentielwaarde van de korrelverdeling

γ'_p = respectievelijk (schijnbaar) volumegewicht zandkorrels onder water

γ_w = volumegewicht zeewater

Θ = rolweerstandshoek van de zandkorrels (defaultwaarde)

η = coëfficiënt van White (defaultwaarde)

κ = intrinsieke doorlatendheid (berekend)

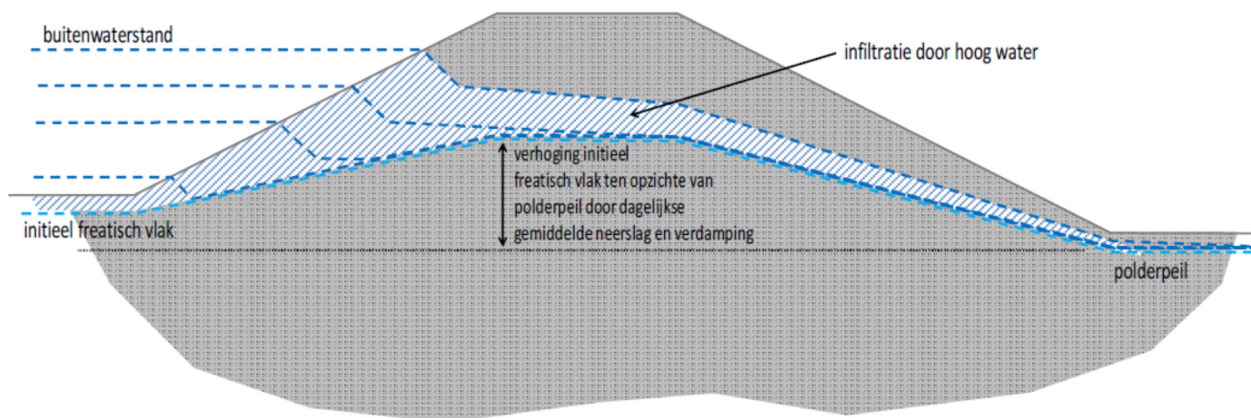
6 SCHEMATISERING WATERSPANNINGEN

6.1 Ligging freatische lijn onder normale omstandigheden

Figuur 6-1 geeft een schematische weergave van de freatische lijn onder normale en hoogwater omstandigheden.

Wanneer de schuifsterkte van de grond wordt bepaald met het CSSM model dan is het van belang om de freatische lijn onder normale omstandigheden vast te stellen om de volgende redenen:

- De grensspanning is een belangrijke parameter in het CSSM model. Deze grensspanning kan worden bepaald uit veldproeven en laboratoriumproeven. Recente ervaringen met het toepassen van het CSSM model in Nederland hebben geleerd dat de grensspanning bepaald uit veld- en uit laboratoriumproeven niet hetzelfde beeld geven. Juist vanwege de onzekerheid in de grootte van de werkelijke grensspanning is het van belang dat de grensspanning uit beide bronnen worden bepaald en worden vergeleken alvorens een definitieve waarde vast te stellen. Voor het bepalen van de grensspanning uit veldproeven is het van belang om een goed beeld te hebben van het korrelspanningsniveau in de dijk. Deze korrelspanningen kunnen worden bepaald uit de laagopbouw, het volumegewicht per laag en de waterspanningen onder normale omstandigheden. De korrelspanning onder normale omstandigheden vormt een absolute ondergrens voor de grensspanning. De grensspanning uit veld- of laboratoriumproeven kan daar niet onder vallen.
- Het is gebruikelijk om voor de onverzadigde zone te rekenen met gedraineerd grondgedrag. Deze onverzadigde zone is hier gedefinieerd als de lagen boven het freatisch vlak onder normale omstandigheden.



Figuur 6-1: Schematisering freatisch vlak normale buitenwaterstandsvariatie (bron: [14])

Volgens de bestekstekeningen (1995) is er een drainage in de binnenteen van de berm aanwezig. De werking van deze drainage is vooralsnog niet meegenomen in de schematisering, aangezien geen gegevens bekend zijn omtrent de werking van deze drainage. Deze wordt nog geverifieerd.

6.2 Ligging freatische lijn bij hoogwater (STBI)

6.2.1 Freatische lijn bij relatief beperkt overslagdebiet

Hieronder is een beschrijving gegeven van de algemene schematisering die is gebruikt voor de beoordeling van het mechanische macrostabiliteit binnenwaarts voor de situatie tijdens MHW met beperkt overslagdebiet ($<1,0 \text{ l/m/s}$):

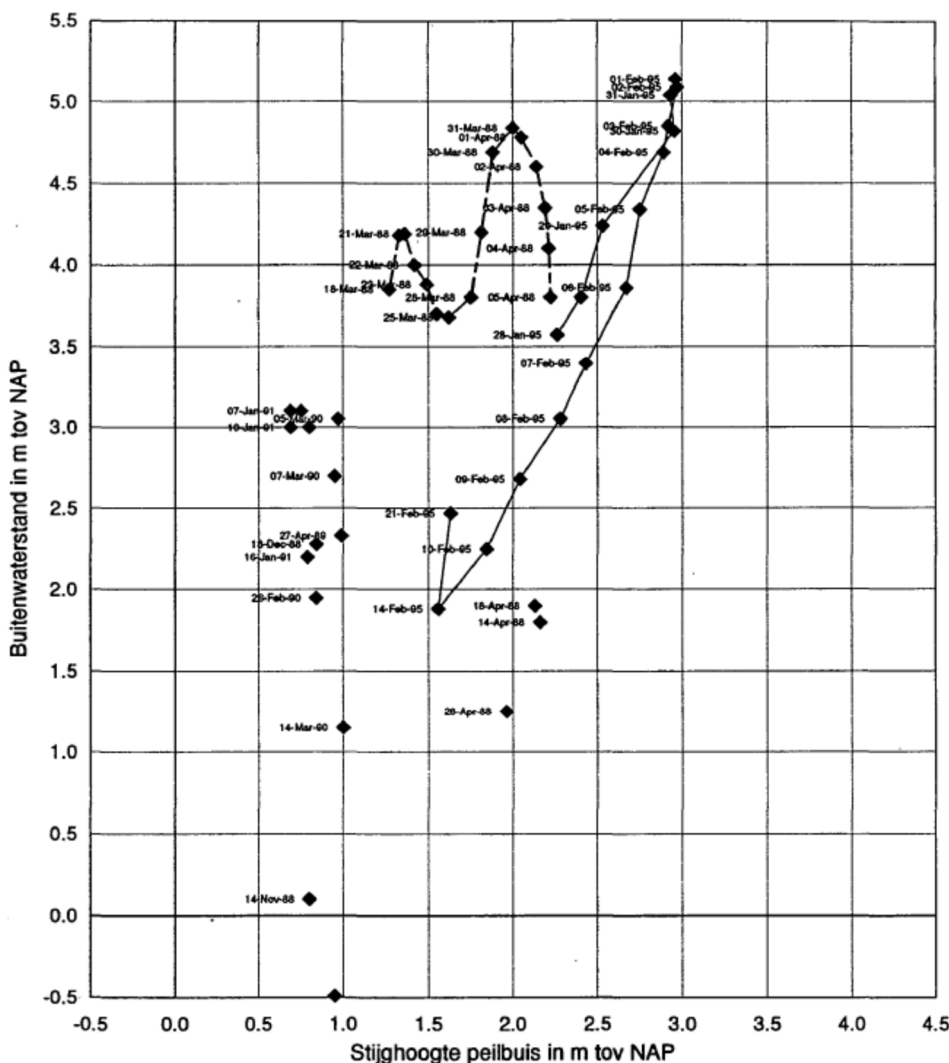
- De dijk is opgebouwd uit hoofdzakelijk klei en de basisschematisatie van de freatische lijn zal derhalve als kleidijk worden uitgevoerd;
- Omdat tijdens het hoogwater van 1995 kwelwater in de binnenteen van de dijk is waargenomen, zal in de stabiliteitsbeschouwing tevens de schematisering van de freatische lijn als zanddijk worden opgenomen. Dit in navolging van de Veiligheidsanalyse [1].

6.2.2 Freatische lijn bij significant overslagdebiet

Waterschap Rivierenland hanteert bij het vaststellen van de ontwerphoogte een overslagdebiet van 5,0 l/m/s. Derhalve dient bij het ontwerp van het binnentalud rekening te worden gehouden met een verhoging van de freatische lijn door infiltratie van water op het binnenbeloop van de dijk. De schematisering is gebruikt bij het beoordelen van de “macro-instabiliteit uitgaande infiltratie door significante overslag” volgens [26].

6.3 Verloop stijghoogten in watervoerende (zand)lagen

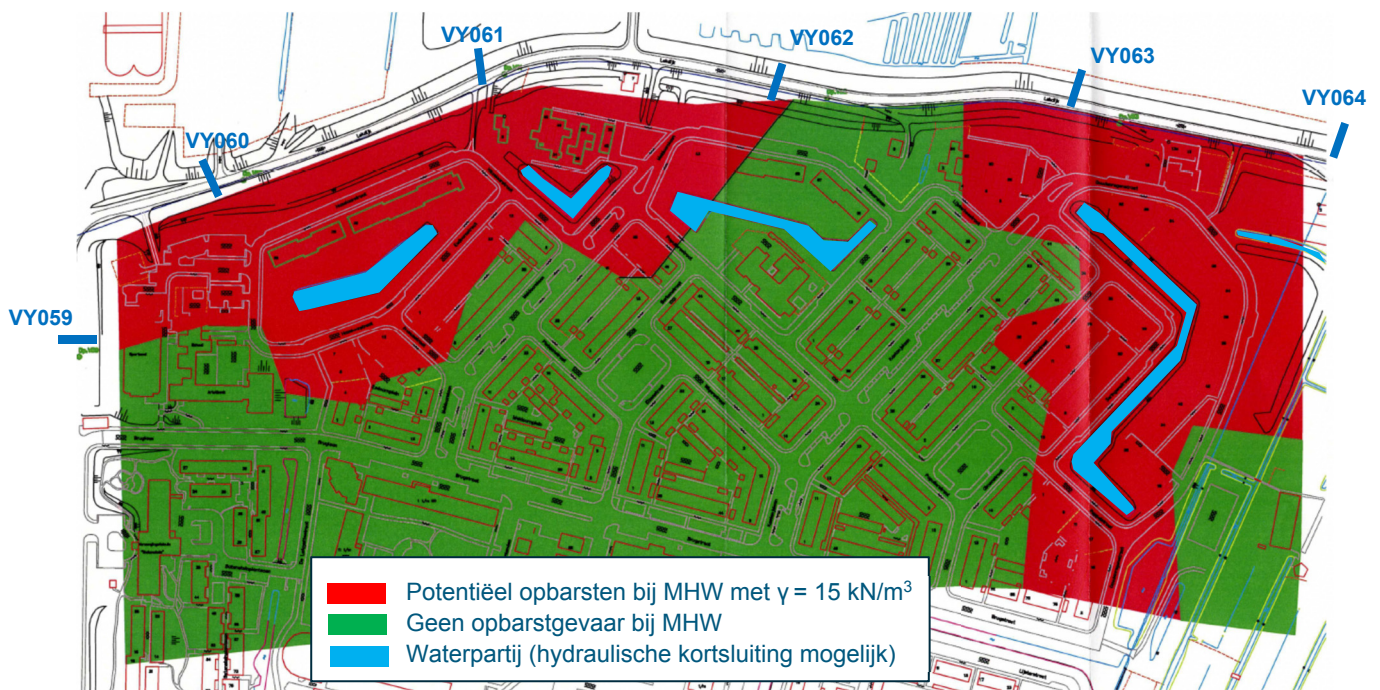
In Figuur 6-2 is een voorbeeld opgenomen van de responsmetingen die zijn uitgevoerd in het projectgebied van 1988 tot en met 1995 door Geodelft.



Figuur 6-2: Responsmeting VY059+020 Raai III Peilbuis A (bron: [16])

De locatie van de peilbuis is ter hoogte van het Merwedekanaal (VY059+030), in het achterland van de dijk. Het peilbuisfilter bevindt zich op NAP -3,0 m en is hiermee geplaatst in de watervoerende zandlaag. De responsmeting is karakteristiek voor het plangebied. Te zien is dat de waterspanning in de zandlaag vertraagd reageert op de buitenwaterstand. Tevens is te zien dat een geringe demping van de hoogwatergolf optreedt. Op basis van deze responsmetingen is een dempingsfactor van 0,8 afgeleid voor het plangebied.

In Figuur 6-3 is de opbarstkaart van Deltares [13] opgenomen. Opgemerkt wordt dat deze kaart vervaardigd is bij een MHW lager dan huidig en dat de situatie mogelijk nog ongunstiger zal zijn. Op basis van deze kaart en de responsmetingen wordt geconcludeerd dat, afhankelijk van de locatie, rekening gehouden moet worden met opdrijven en/of opbarsten van het achterland onder hoogwatercondities. De schematisering van de stijghoogte in de ondergrond wordt naar gelang afgeleid conform Tabel 6-1.



Figuur 6-3: Schematisering opbarst risico onder hoogwatercondities (bron: [13])

Tabel 6-1: Schematisering waterspanningen zandondergrond per faalmechanisme

Beschrijving situatie	Faalmechanisme piping	Macrostabiliteit binnenwaarts
Geen opbarstgevaar	Geen uittredepunt	Stijghoogte = MWH
Opdrijven deklaag	$\Delta H = \text{MHW} - \text{maaiveld} - 0,3 \cdot d$	Grensstijghoogte
Opbarsten deklaag	$\Delta H = \text{MHW} - \text{maaiveld}$	Stijghoogte = maaiveld
Hydraulische korstsluiting	$\Delta H = \text{MHW} - \text{polderpeil}$	Stijghoogte = polderpeil

7 MACROSTABILITEIT BINNENWAARTS

7.1 Rekenregels en -modellen

7.1.1 Instrumentarium en rekenmodellen voor groene dijken

Het programma D-Geostability versie 17.1 of latere versies (Deltares Systems) zullen worden toegepast voor het ontwerp van grondconstructies.

Voor grondconstructies zal het Critical State Soil Mechanics (CSSM) model worden toegepast. In de basisschematisering is uitsluitend het model Bishop toegepast. Voor de situatie met mogelijk opdrijven is tevens de stabiliteit gecontroleerd met het model LiftVan. Indien er sprake is van opbarsten, wordt gerekend met een gereduceerde sterkte in de opbarstzone.

7.1.2 Instrumentarium en rekenmodellen voor langsconstructies

De beoordeling van de macrostabiliteit van het grondlichaam en de damwand is uitgevoerd met Plaxis-2D 2018 waarbij gebruik is gemaakt van het SHANSEP NGI-ADP-materiaalmodel. Dit model komt overeen met het CSSM-model dat wordt beschreven in het WBI2017 en OI2014v4. De berekeningen zijn uitgevoerd volgens POVM Rekentechnieken Basisrapport Eindige-elementenmethode versie 1.0 (Kortweg BEEM) en POVM Publicatie stabiliteit verhogende langsconstructies conceptversie oktober 2018 [23].

7.2 Faalkans en schadefactor

De afleiding de schadefactor voor het mechanisme macrostabiliteit binnenwaarts (STBI) op basis van de maximaal toelaatbare faalkans op doorsnede niveau en de faalkansbegroting is beschreven in het Ontwerp Instrumentarium [1]. De schadefactor voor traject 16-4 bedraagt $\gamma_{n,CSSM} = 1,16$.

7.3 Modelfactoren

Bij het toepassen van het CSSM materiaalmodel dient u te worden gegaan van de modelfactoren uit Tabel 2-1 [2]. Onderscheid tussen wel of niet opdrijven wordt niet gemaakt.

Tabel 7-1: Modelfactoren voor macrostabiliteit CSSM

Rekenmodel	Modelfactor γ_d
Bishop	1,11
UpliftVan	1,06
Spencer-Van der Meij	1,07

7.4 Schematiseringsfactor

De schematiseringsfactor wordt afgeleid conform [31] met bijbehorende spreadsheets.

7.5 Macrostabiliteit bij significante overslag

Voorgesteld wordt om het KPR fact sheet "Voorlopige werkwijze macrostabiliteit i.c.m. golfoverslag" [26] te gebruiken voor het beoordelen van de macrostabiliteit bij significante overslag. Hieronder wordt verstaan overslagdebieten groter dan 1,0 l/s/m. Uit de bepaling van de hydraulische randvoorwaarden volgt een overslagdebiet > 50 l/m/s.

Het factsheet onderscheid de volgende stappen:

- Bepaal de overschrijdingskans van 1 l/s/m overslag $P(q \geq 1 \text{ l/s/m})$.
- Bepaal de bijbehorende ontwerppuntwaarde van de buitenwaterstand. Deze buitenwaterstand is de rekenwaarde van de buitenwaterstand in de stabiliteitsanalyse.
- Bepaal de stabiliteit bij deze combinatie van buitenwaterstand en overslagdebiet.
- Bepaal de faalkanseis voor macro-instabiliteit gegeven significante golfoverslag;
- Bepaal partiele factoren behorende bij de faalkanseis (schadefactor) en schematisering (schematiseringsfactor). Voor de schematiseringsfactor is uitgegaan van de schematiseringsfactor zoals bepaald onder condities met een gering overslagdebiet.

7.6 Beoordeling macrostabiliteit binnenwaarts

Vooralsnog worden geen ontwerpberekeningen uitgevoerd voor het faalmechanisme macrostabiliteit binnenwaarts vanwege het uitgangspunt van een partiële dijkversterking. Wel wordt voor de verschillende pipingoplossingen (zoals beschreven in hoofdstuk 8) nagegaan wat de impact is op de uitbreidbaarheidsmogelijkheden voor binnenwaartse macrostabiliteit. Voorgesteld wordt om hiervoor een matrixbeoordeling uit te voeren. Hierop wordt nader ingegaan in 8.6.

8 PIPING EN HEAVE

De piping en heave beoordeling van dijktraject 4-2 heeft al plaats gevonden in het kader van de veiligheidsbeoordeling [Arcadis]. Echter, de maatgevende waterstand is 0,3 m hoger dan in deze eerder beoordeling. Daarnaast wijkt de schematisering van de ondergrond in ongunstige zin af van de eerder gehanteerde schematisering. De deklaag in de binnenteen en onder de waterkering is mogelijk dunner dan de gehanteerde 2,7 m. De beoordeling op het risico op piping en heave is daarom opnieuw uitgevoerd.

8.1 Rekenregels en -modellen

De nieuwe toetsregel van Sellmeijer is toegepast conform [20] met bijbehorende veiligheidsfactoren. In lijn met het WBI2017 is geschematiseerd van grof naar fijn.

8.2 Faalkans en schadefactor

De afleiding de schadefactor voor het mechanisme piping en heave (STPH) op basis van de maximaal toelaatbare faalkans op doorsnede niveau en de faalkansbegroting is beschreven in het Ontwerp Instrumentarium [1]. De schadefactor voor traject 16-4 bedraagt $\gamma_{up} = 1,58$, $\gamma_{pip} = 1,23$ en $\gamma_{he} = 1,20$ voor respectievelijk opbarsten, piping en heave.

8.3 Modelfactoren

De partiële veiligheidsfactor welke dient te worden toegepast op de toetsregel van Sellmeijer bedraagt $\gamma_n = 1,2$ conform tabel 7-3 uit [15].

8.4 Schematiseringsfactor

Op basis van de beschikbare gegevens met betrekking tot geometrie van voorland en samenstelling van de ondergrond zijn voor het faalmechanisme piping drie basisschematisaties opgesteld:

- Voorhaven Grote Sluis, sectie van VY058+325 tot VY060. In dit traject is geen voorland aanwezig, het betreft een schaarlijk. De deklaag in dit traject is relatief dik. Dit traject maakt onderdeel uit van bouwplan Hazelaarplein. Dit traject wordt integraal versterkt, waarbij de nieuwe woningen ofwel buiten het profiel van vrije ruimte komen te liggen, ofwel constructief onderdeel zullen uitmaken van de dijkversterking;
- Het traject van VY060 tot VY062 beschikt over een groot voorland en een zomerkade. De deklaag in het voorland is zeer dun, waarmee het intredepunt in buitenteen ligt. Voor het uittredepunt worden het knikpunt in de berm, de binnenteen en de singel beoordeeld.
- Het traject van VY062 tot aan de A27 beschikt over een voorland met zomerkade en een relatief dikke deklaag. Het intredepunt ligt aan het eind van de grondverbetering. Voor het uittredepunt worden eveneens de berm, binnenteen en singel beoordeeld.

Aangezien in- en uittredepunt conservatief gekozen zijn, hebben de scenario's hoofdzakelijk betrekking op de dikte van de deklaag en zandtype. De schematiseringsfactor wordt vastgesteld aan de hand van het "rekenblokje_schematiseringsfactoren_piping_2015" behorend bij WIT2017.

8.5 Oplossingsrichtingen

De volgende oplossingsrichtingen zijn beschouwd:

- Pipingberm, oplossing in grond, groot ruimtebeslag;
- Voorlandverbetering: oplossing in grond, groot ruimtebeslag;
- Pipingscherm: traditioneel damwandscherm of (cement)bentoniet / Mixed In Place (MIP);
- VZG/GZB: innovatief, op basis van haalbaarheidsstudie.

8.5.1 Pipingberm

De lengte van de pipingberm wordt bepaald aan de hand van berekende kwelweglengte tekorten (nieuwe rekenregel Sellmeijer). De hoogte van de berm wordt vastgesteld aan de hand van een opbarstberekening. De berekende berm lengtes (50 à 80 m) leveren een ruimteprobleem ten aanzien van de bestaande bebouwing en infrastructuur.

8.5.2 Voorlandverbetering

De voorlandverbetering omvat het aanbrengen van een waterremmende kleilaag met een dikte van tenminste 1,0 m, afgedekt met 0,5 m bovengrond. De lengte van de voorlandverbetering bedraagt het kwelweglengte tekort (berekend met de nieuwe rekenregel van Sellmeijer).

Ook is een combinatie van een berm en een voorlandverbetering mogelijk. Tezamen omvatten zij het totale kwelweglengte tekort.

8.5.3 (Traditioneel) pipingscherm

Het pipingscherm kan worden uitgevoerd als traditioneel damwandscherm (enkel op piping ontworpen en niet als stabiliteitsscherm) of als bentonietwand (cement-bentoniet, MIP of een ander waterremmend scherm). De ontwerplevensduur voor een dergelijke constructie bedraagt 100 jaar (zichtjaar 2125).

De aanleg- of inbrengmethode is bepalend voor de keuzemogelijkheden. Met betrekking tot het inbrengen van de damwand moet rekening gehouden worden met de heibaarheid in vaste zand- en/of grindlagen. Bij de bentonietsschermen speelt sleufstabiliteit tijdens uitvoering een rol.

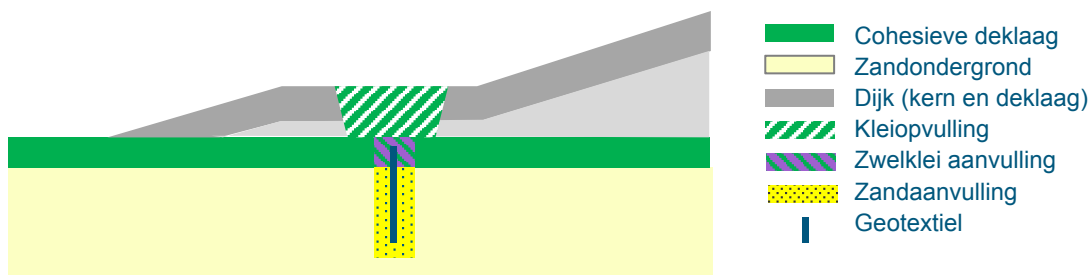
Het pipingscherm wordt ontworpen op opbarsten, heave en onder- en achterloopsheid. Bij de opbarstcontrole wordt gerekend met een verhoogde (10%) stijghoogte voor het pipingscherm als gevolg van opstuwing. De lengte van het scherm wordt berekend met het heave-criterium (kritieke gradient $i_{cr} = 0,5$) zonder aanvullende veiligheidsfactoren.

8.5.4 Verticaal Zanddicht Geotextiel (VZG)

Voor het ontwerp van het VZG wordt gebruik gemaakt van [17] en [18]. Uitgangspunt voor het ontwerp is dat het geotextiel gedurende de levensduur niet verstopt raakt. Deze aanname heeft de volgende consequenties:

- Gedurende de levensduur zal de werking van het geotextiel gemonitord moeten worden. De specificaties hiervoor worden opgegeven in het beheer- en onderhoudsplan;
- Het VZG hoeft niet ontworpen te worden op heave en onderloopsheid omdat de maatregel wordt verondersteld waterdoorlatend te zijn en geen verticale grondwaterstroom zal creëren;
- De breedte van het scherm wordt bepaald op basis van een achterloopsheid berekening gelijk aan de berekening voor overige pipingmaatregelen. Hierbij wordt als uitgangspunt gehanteerd dat een eventuele pipe stopt bij het VZG en zich daarna parallel aan de maatregel zal ontwikkelen;
- Ten aanzien van de diepte van het VZG wordt aangesloten bij de eerder uitgevoerde pilot met het VZG (waterschap Rivierenland). Het VZG wordt minimaal 2 m verankerd in het zand;
- Opstuwung van de stijghoogte voor het geotextiel wordt niet meegenomen. Het aanvulzand dient hiervoor wel minimaal zo waterdoorlatend te zijn als de zandlaag waarin het VZG wordt geplaatst.

De dimensies van de opbouw van het VZG inclusief de verankering in de (zwel)klei zullen in het ontwerp worden bepaald op basis van de benodigde dikte van het kleipakket t.a.v. opbarsten. Voor de opbouw van het VZG wordt gebruik gemaakt van onderstaande schets van waterschap Rivierenland.



Figuur 8-1: Schematische weergave van de opbouw van het VZG (bron: waterschap Rivierenland)

Tussen de dijk en het VZG mag geen opbarsten optreden. De bermhoogte ter plaatse van het VZG wordt ontworpen aan de hand van de opbarstregels voor piping uit [2]. Specificaties van het geotextiel worden in de verkenningsfase nog niet bepaald.

8.5.5 Grof Zand Barrière (GZB)

Voor het ontwerp van de GZB zijn geen leidraden beschikbaar. De volgende uitgangspunten worden gehanteerd bij het ontwerp ten behoeve van de verkenningfase:

- De faalmechanismen zoals beschreven voor het VZG zullen vooralsnog voor de GZB worden toegepast;
- De diepte van de GZB wordt vastgesteld op basis van de diepst gelegen waterremmende laag waaronder zich een potentiële pipe kan vormen. Dit betekent in het plangebied dat voorzichtigheid geboden is bij eventuele zandtussenlagen;
- Opbarsten van de berm voor het GZB moet evenals bij het VZG voorkomen worden. Hiervoor worden tevens de opbarstregels uit [2] gehanteerd;
- De GZB hoeft niet ontworpen te worden op heave en onderloopsheid omdat de maatregel wordt verondersteld waterdoorlatend te zijn en geen verticale grondwaterstroom zal creëren;
- In overleg met waterschap Rivierenland is de breedte van de GZB aangenomen op 0,3 m en de diepte onder de diepst gelegen waterremmende laag waaronder zich een pipe kan vormen, 1,0 m;
- Specificaties (opbouw GZB, korreldiameter, verdichtingsgraad, etc.) van de GZB worden in de verkenningfase nog niet gedimensioneerd.

8.6 Invloed op overige faalmechanismen en beheer & onderhoud

Bij overige mechanismen worden de faalmechanismen opgenomen waarop de pipingmaatregel mogelijk invloed heeft. In het ontwerp wordt deze invloed beschreven en indien mogelijk gekwantificeerd. Het betreft met name invloed op de faalmechanismen hoogte en microstabiliteit.

Van het benodigd beheer en onderhoud (monitoring, mitigerende maatregelen, etc. gedurende de ontwerplevensduur) wordt een inschatting gemaakt ten behoeve van de variantenafweging. Hierbij wordt tevens de mate waarin de huidige kwelproblematiek verbetert per oplossingsrichting piping kwantitatief beschouwd.

Tabel 8-1: Voorbeeld maatregelmatrix partiële versterken piping t.o.v. macrostabiliteit binnenwaarts

Maatregel:	Pipingberm	Piping voorland	Piping constructief	Piping VZG/GZB*
Stabiliteitsberm				
Buitenwaarts				
Stabiliteitsscherm				
Taludverflauwing				
Overige mechanismen				
Beheer en onderhoud				

* VZG: Verticaal Zanddicht Geotextiel en GZB: Grof Zand Barrière

Met:

- = niet uitbreidbaar, pipingmaatregel werkt averechts op maatregel stabiliteit
- = uitbreidbaarheid wel mogelijk, maar werkt zeer kostenverhogend
- + = goed uitbreidbaar, maatregelen vullen elkaar aan
- ++ = pipingmaatregel heeft al positief effect op binnenwaartse macrostabiliteit

9 REFERENTIES

- [1] Veiligheidsopgave Vianen - Traject VY058+325 - VY064+125, waterschap Rivierenland, april 2017
- [2] Ontwerpen met overstromingskansen, Veiligheidsfactoren en belastingen bij nieuwe overstromingskansnormen (OI2014), versienummer 4, definitief, Rijkswaterstaat Water, Verkeer en Leefomgeving, Lelystad, feb 2017
- [3] Plan van aanpak Verkenningfase – Dijkversterking Vianen 22W, waterschap Rivierenland, september 2016
- [4] Vianen Hazelaarplein, studie naar bouwen aan de Lekdijk, SVB Architectuur en Stedenbouw, mei 2017
- [5] Basisspecificatie dijk (BSD), waterschap Rivierenland, juli 2017
- [6] Grondslagen voor hoogwaterbescherming, Expertise Netwerk Waterveiligheid, december 2016
- [7] Hydraulische ontwerprandvoorwaarden HWBP-project Vianen, HKV lijn in water, augustus 2016
- [8] Geologische toelichting bij dijkkring 16 Alblasserwaard en de Vijfheerenlanden, Deltares, oktober 2012
- [9] Zand in banen – Zanddieptekaarten van het Rivierengebied en het IJsseldal in de Provincies Gelderland en Overijssel, Provincie Gelderland en Universiteit Utrecht, 2009
- [10] Geotechnisch lengteprofiel dijkversterking Alblasserwaard, gedeelte Vianen Oost, Grondmechanica Delft, maart 1995
- [11] Geotechnisch onderzoek dijkversterking Vianen, Wiertsema & Partners, maart 2017
- [12] Bestekstekeningen 1995 dijktraject Lexmond Vianen, Hoogheemraadschap Alblasserwaard en de Vijfheerenlanden, juli 1995
- [13] Kwelproblematiek van Vianen – Hydrologische modelstudie, Deltares, 2003
- [14] Technisch Rapport Grondmechanisch Schematiseren bij Macrostabiliteit, maart 2016
- [15] Korrelverdelingen Vianen, Grondmechanica Delft
- [16] Grondonderzoek dijkversterking Alblasserwaard, gedeelte Vianen Oost, Geodelft, 1988-1995
- [17] Ontwerp- en beoordelingsrichtlijn Verticaal Zanddicht Geotextiel, POV piping, juni 2017
- [18] Foutenboom VZG, waterschap Rivierenland
- [19] Technische rapport Waterspanningen bij dijken, TR26, Technische adviescommissie voor de waterkeringen, Delft, 1 september 2004
- [20] Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies, Geotechnische aspecten van dijken, dammen en boezemkaden, technische adviescommissie voor de waterkeringen, juni 2001
- [21] Technisch Rapport Grondmechanisch Schematiseren bij Dijken, Rijkswaterstaat Water, Verkeer en Leefomgeving, Expertise Netwerk Waterkeren, Lelystad, oktober 2012

- [22] Onderzoeksrapport Zandmeevoerende Wellen, Rijkswaterstaat, ministerie van infrastructuur en milieu, Lelystad, 10 juli 2013.
- [23] Ontwerpleidraad stabiliteitverhogende langsconstructies in primaire waterkeringen - Aanzet tot een Leidraad Langsconstructies, Deltares, 2016
- [24] Technisch Rapport Drainage constructies, POV Piping , POV Macrostabiliteit, concept 19 mei 2017
- [25] Globale stochastische ondergrondschematisatie (WTI-SOS) voor de primaire waterkeringen, Deltares, 2015
- [26] Memo 'Voorlopige werkwijze macrostabiliteit i.c.m. golfoverslag', KPR 14 maart 2017
- [27] Schematiseringshandleiding Piping, WBI2017, 2 januari 2017.
- [28] Onderzoeksrapport Waterspanningen bij dijken
- [29] Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies – Addendum, ENW, juli 2007
- [30] WBI2017 - Regeling veiligheid primaire waterkeringen 2017, Bijlage III Sterkte en veiligheid, Definitief, Rijkswaterstaat Water, Verkeer en Leefomgeving, Lelystad, 2017
- [31] Memo 'Update rekenblokjes schematiseringsfactor OI2014v4', RWS, 24 mei 2017
- [32] Parameterset WSRL, levering 14 november 2018

Bijlage A: proevenverzameling plaxis VO

Hardening Soil sterkte parameters WSRL

MaterialName	DrainageType	Y_{unsat} [kN/m ³]	Y_{sat} [kN/m ³]	E_{50}^{ref} [kN/m ²]	E_{ord}^{ref} [kN/m ²]	E_{ur}^{ref} [kN/m ²]	power (m)	$\phi^{(phi)}$ [°]	$\psi_{(psi)}$ [o]	C'_{ref} [kN/m ²]	R_{inter} [-]
Dijksmateriaal totaal*	Drained	18.67	18.67	15000	15000	45000	0.70	28.70	0.00	2.00	0.67
klei siltig zandig >17,5 kN/m ³	Drained	18.73	18.73	15000	15000	45000	0.80	31.30	0.00	2.00	0.67
Zand Holocene	Drained	20.00	20.00	20000	20000	60000	0.55	31.30	2.50	0.10	0.67
Zand Pleistoceen	Drained	20.00	20.00	25000	25000	75000	0.55	31.30	2.50	0.10	0.67
Ophoogmateriaal zand	Drained	17.00	19.00	20000	20000	60000	0.55	30.00	0.00	0.10	0.67
Ophoogmateriaal klei	Drained	17.00	17.00	15000	15000	45000	0.70	27.00	0.00	0.10	0.67

Soft Soil creep Parameters WSRL

MaterialName	DrainageType	Y_{unsat} [kN/m ³]	Y_{sat} [kN/m ³]	λ^* [-]	k^* [-]	μ^* [-]	$\phi^{(phi)}$ [°]	$\psi_{(psi)}$ [o]	C'_{ref} [kN/m ²]	R_{inter} [-]
veen mineraalarm <11kN/m ³	Undrained (A)	10.63	10.63	0.3515	0.0581	0.03082	28.80	0.00	1.00	0.10
veen kleig >11 kN/m ³	Undrained (A)	11.69	11.69	0.38351	0.04172	0.0228	36.10	0.00	1.00	0.10
basisveen	Undrained (A)	12.00	12.00	0.3515	0.0581	0.03082	28.80	0.00	1.00	0.10
klei sterk organisch <14 kN/m ³	Undrained (A)	13.08	13.08	0.3626	0.0269	0.02569	39.10	0.00	1.00	0.67
klei siltig humeus 14-16 kN/m ³	Undrained (A)	15.16	15.16	0.18452	0.01526	0.01134	28.70	0.00	1.00	0.67
klei siltig 16-17,5 kN/m ³	Undrained (A)	16.82	16.82	0.15822	0.01428	0.00803	30.70	0.00	1.00	0.67

NGIADP Shansep parameters WSRL

MaterialName	DrainageType	Y_{unsat} [kN/m ³]	Y_{sat} [kN/m ³]	G/S_u^A [-]	Y_f^C [%]	Y_f^E [%]	Y_f^{oss} [%]	$S_{u,ref}^A$ [kN/m ²]	vert _{ref} [m]	$S_{u,inc}^A$ [kN/m ² /m]	S_u^P/S_u^A [-]	T_0/S_u^A [-]	S_u^{DSS}/S_u^A [-]	v [-]	v_u [-]	alpha [-]	power [-]	$S_{u,min}$ [kN/m ²]	OCR _{min} [-]	POP _{min} [kN/m ²]	Soedref [kN/m ²]	C _{ref} [kN/m ²]	$\phi^{(phi)}$ [°]	$\psi^{(psi)}$ [°]	UD-Power [-]	UD_Pref [kN/m ²]
veen mineraalarm <11kN/m ³	Undrained (A)	10.30	10.30	16.35	8.00	11.00	9.50	5.00	1.00	0.00	0.98	0.70	0.99	0.30	0.495	0.33	0.78	2.00	1.00	1.00	600.00	0.10	19.20	0.00	1.00	1.00
veen kleig >11 kN/m ³	Undrained (A)	11.69	11.69	16.02	10.00	14.50	12.00	5.00	1.00	0.00	0.98	0.70	0.99	0.30	0.495	0.31	0.61	2.00	1.00	1.00	1250.00	0.10	24.07	0.00	1.00	1.00
basisveen	Undrained (A)	12.00	12.00	16.35	8.00	11.00	9.50	5.00	1.00	0.00	0.98	0.70	0.99	0.30	0.495	0.30	0.80	2.00	1.00	1.00	1250.00	0.10	19.20	0.00	1.00	1.00
klei sterk organisch <14 kN/m ³	Undrained (A)	13.08	13.08	25.86	4.55	6.83	5.69	5.00	1.00	0.00	0.98	0.70	0.99	0.30	0.495	0.26	0.84	2.00	1.00	1.00	1500.00	0.10	26.07	0.00	1.00	1.00
klei siltig humeus 14-16 kN/m ³	Undrained (A)	15.16	15.16	30.36	3.56	10.69	7.13	5.00	1.00	0.00	0.98	0.70	0.99	0.30	0.495	0.23	0.94	2.00	1.00	1.00	5000.00	0.10	19.13	0.00	1.00	1.00
klei siltig 16-17,5 kN/m ³	Undrained (A)	16.82	16.82	69.35	2.51	7.52	5.01	5.00	1.00	0.00	0.98	0.70	0.99	0.30	0.495	0.22	0.95	2.00	1.00	1.00	8000.00	0.10	20.47	0.00	1.00	1.00