

MEMO

Onderwerp:
Toets stabiliteitsschermen Beesel en Heel

Ons Kenmerk:
Bijlage bij Ontwerpnota Heel en
Ontwerpnota Beesel

Opgesteld door:
T. Naves
Revisie door N.A. van der Leer

Versie
100% - 2

Van:
T. Naves

Datum:
24-01-2019
15-05-2019

Aan:
H. Trul

Revisie:
Dijkvakken 8 t/m 11 Beesel toegevoegd

1 Aanleiding en doel

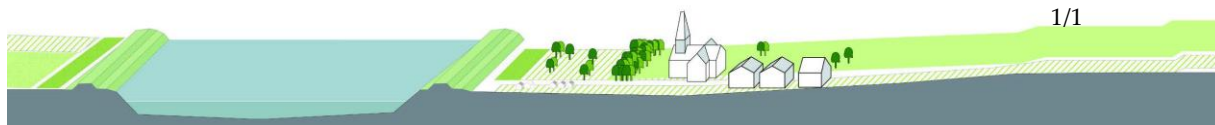
Bij het ontwerp van de dijkversterking ter plaatse van Beesel en Heel worden ter plaatse van de teen (binnenwaarts) van de dijk heaveschermen geplaatst. In Tabel 1-2 is een overzicht weergegeven van de damwanden per dijkvak. Op sommige locaties is er tevens sprake van een stabiliteitstekort als gevolg van opbarsten van het achterland. Om te voldoen aan de stabiliteitseisen zullen de heaveschermen daarom ook gebruikt worden als stabiliteitsverhogende langsconstructie.

De toe te passen lengte van de damwandprofielen is dus reeds bepaald op basis van het heave criterium. Vanuit inbrengbaarheid is uitgangspunt dat minimaal een AZ18-700 profiel toegepast zal worden, op basis van projectervaring bij het Grensmaas project.

Doel van dit rapport is om aan te tonen dat een profiel gedimensioneerd op heave en inbrengbaarheid ook voldoet in de maatgevende snede aan de stabiliteitseis voor een stabiliteitsverhogende langsconstructie.

1.1 Ontwerp uitbreidbaarheid voor 100 jaar

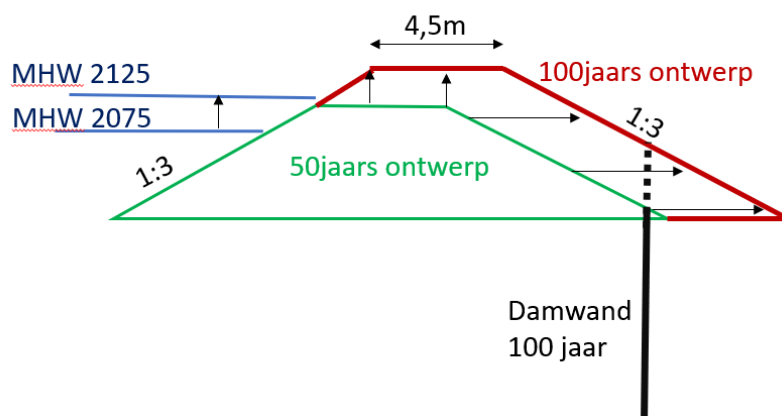
Als de dijk constructief versterkt wordt dient de damwand ontworpen te worden voor een referentie periode van 100 jaar. Daarom wordt voor de damwand naast het reguliere ontwerp van 50jaar ook een ontwerp gemaakt voor 100jaar. Daarbij wordt er vanuit gegaan dat de dijk na 50 jaar opgehoogd wordt maar de damwand gehandhaafd kan blijven. In Tabel 1-3 is een overzicht weergegeven van maatgevende waterstand in jaar 2125 en de benodigde kruinverhoging.



Tabel 1-1 : Overzicht stabiliteitsverhogende damwanden Heel

Traject	Dijkvak	MHW 2125	HBN 2125	Kruinverhoging
		[m]	[-]	[-]
73-1	1	21,7	22,4	+0,4
73-1	6	21,4	22,1	+0,4
78-1	2	23,8	24,4	+0,3

Voor het uitbreidbaarheidsontwerp van 100 jaar wordt uitgegaan van een binnenwaartse dijkversterking waarbij de huidige taludhellingen, kruinbreedte en bestaande damwand gehandhaafd blijven, zie Figuur 1.



Figuur 1: Ontwerp uitbreidbaarheid voor 100jaar

1.2 Maatgevende snede

Om de maatgevende snede te bepalen is de verhouding tussen de lengte van de damwand in het zand en de dikte van het cohesieve pakket bepalend. Hierbij wordt uitgegaan van het ontwerp van de damwand voor het jaar 2125, zie ook §Fout! Verwijzingsbron niet gevonden.. Dit betekent dat de damwand gedeeltelijk in het talud staat en het cohesieve pakket ter plaatse van de damwand dus dikker is. In Tabel 1-2 en Tabel 1-3 is een overzicht gegeven van alle dijkvakken in dijktraject 73-1 (Beesel) en 78-1 (Heel) die voorzien worden van stabiliteitsverhogende damwanden.

Op basis daarvan volgt dat in dijkvak 1 van Beesel en dijkvak 2 van Heel relatief korte damwanden worden toegepast in verhouding tot de dikte van het cohesief pakket. Voor beide dijkvakken zal worden getoetst of aan de stabiliteitseisen wordt voldaan. Als extra controle is er tevens een stabiliteitsberekening gemaakt voor de snede met het dikste cohesieve pakket (dijkvak 6 Beesel).

Tabel 1-2 : Overzicht stabiliteitsverhogende damwanden Beesel

Dijkvak	Lengte damwand in zand	Dikte cohesief pakket	extra hoogte talud(2125)	Verhouding: $L_{wand}/(D_{cohesief} + D_{talud})$
	[m]	[m]	[m]	[-]
1	2,4*	1,3	0,8	1,14
2	3,4*	1,2	0,8	1,70
3	6,3	2,1	0,8	2,17
4	4,2*	2	0,8	1,50
5	5,7	1,7	0,8	2,28
6	5,0	2,1	0,8	1,72
8	3,5*	1,5	0,8	1,50
9	5,0	1,2	0,8	2,50
10	4,0	1,0	0,8	2,22
11	4,05	0,95	0,8	2,31

*Opgemerkt wordt dat op basis van de stabiliteitsanalyses deze damwandlengtes te kort zijn om ook als stabiliteitsscherm te dienen. Deze dienen daarom langer te worden uitgevoerd, zie H5

Tabel 1-3 : Overzicht stabiliteitsverhogende damwanden Heel

Dijkvak	Lengte damwand in zand	Dikte cohesief pakket	extra hoogte talud(2125)	Verhouding: $L_{wand}/(D_{cohesief} + D_{talud})$
	[m]	[m]	[m]	[-]
2	3,0	1,4	0,6	1,5

2 Ontwerpmethodiek

Ten behoeve van het ontwerp van de dijkversterking wordt voor reguliere dijken (grond dijken) het ontwerpinstrumentarium (OI2014v4) toegepast. Voor het ontwerp van langsconstructies wordt binnen het OI2014 verwezen naar Ontwerprichtlijn Stabiliteitsschermen (type II) in Primaire Waterkeringen [ref. 2.] verder afgekort als OSPW.

Hierbij wordt de kanttekening gemaakt dat de methodiek beschreven in de OSPW en het OI2014 nog niet op elkaar aansluiten. Vanuit de POVM-macrostabieliteit wordt hier een nieuwe methodiek voor opgesteld die naar verwachting begin 2019 beschikbaar is.

Om deze normen zo goed als mogelijk op elkaar aan te laten sluiten zijn de volgende wijzigingen toegepast ten opzichte van de OSPW en in aansluiting op de nieuwe methodiek:

- De schadefactor relatie en de modelfactor worden overgenomen uit het OI2014.
- Er wordt gerekend met critical state eigenschappen van de grondsterkte conform OI2014.
- De initiële fase wordt gemodelleerd middels een K0 analyse gevolgd door een nulstap.



- De constructieve belastingen worden bepaald middels een design approach en niet met een target sum Msf procedure.

3 Uitgangspunten

Voor de uitgangspunten wordt in beginsel verwezen naar de Nota van Uitgangspunten (NVU) [ref. 1.] en D-Geo Stability berekeningen zoals gerapporteerd in de Ontwerpnota's voor Heel en Beesel. In dit hoofdstuk zijn additionele uitgangspunten opgenomen die van belang zijn voor het ontwerp van een stabiliteitsscherm.

3.1 Veiligheidsfilosofie

Traject

De maximaal toelaatbare overstromingskans per dijktraject is opgenomen in de Waterwet (Ministerie van Infrastructuur en Milieu, 2017c). De maximaal toelaatbare faalkans van de betreffende dijktrajecten te Beesel en Heel is 1/100 per jaar.

Doorsnede

De faalkanseis op doorsnedeniveau volgt uit de faalkanseis per traject, met hulp van de volgende vergelijking (Ministerie van Infrastructuur en Milieu, 2017b):

$$P_{eis;dsn} = \frac{P_{max} \cdot \omega}{N} \quad (3.1)$$

waarin:

$P_{eis;dsn}$	Faalkanseis die per doorsnede aan een faalmechanisme wordt gesteld [1/jaar]
P_{eis}	Maximaal toelaatbare overstromingskans van het dijktraject [1/jaar]
ω	Faalkansruimtefactor voor het betreffende faalmechanisme 0,04 [ref. 1.] [-].
N	Lengte-effectfactor [-].

De lengte-effectfactor N wordt daarbij volgt bepaald:

$$N = 1 + \frac{a \cdot L_{traject}}{b} \quad (3.2)$$

waarin:

a	Fractie van de lengte gevoelig voor faalmechanisme [-]. Voor macrostabiliteit geldt: $a = 0,033$
b	Lengte van onafhankelijke, equivalente vakken [m]. Voor macrostabiliteit geldt: $b = 50$
$L_{traject}$	Lengte van het dijktraject waarop de norm van toepassing is [m]. Beesel: 2232m, Heel 5200m .



$$P_{\text{eis;dsn;Beesel}} = \frac{P_{\text{max}} \cdot \omega}{N} = \frac{1/100 \cdot 0,04}{2,47} = 1,62 \cdot 10^{-4}$$

$$P_{\text{eis;dsn;Heel}} = \frac{P_{\text{max}} \cdot \omega}{N} = \frac{1/100 \cdot 0,04}{4,43} = 0,90 \cdot 10^{-4}$$

Partiële factoren

Schadefactor

Op basis van de benodigde betrouwbaarheid kan de benodigde schadefactor worden afgeleid. Deze is afhankelijk van de faalkansverdeling over de mechanismen (geotechnische stabiliteit en bezwijken constructie). Hierbij is de faalkansverdeling vrij te kiezen. Aangezien relatief zware AZ18-700 profielen toegepast zullen worden vanuit inbrengbaarheid is de kans op constructief bezwijken klein en daarom wordt voor de damwand een “kleine” faalkans van 15% op constructief bezwijken en 85% voor geotechnisch bezwijken aangehouden.

Voor constructief bezwijken wordt de rekenwaarde van de kracht afgelezen bij de schadefactor voor de groene dijk (100% faalkansruimte). Om vervolgens de vereiste betrouwbaarheid te verkrijgen wordt de berekende kracht vermenigvuldigd met een correctiefactor.

Tabel 3-1 : Faalkansverdeling damwand met ankerscherm voor stabiliteit binnenwaarts Beesel (STBI)

Onderdeel	Faalkansruimte		Benodigde betrouwbaarheidsindex	Vereiste schadefactor γ_s	Vereiste correctiefactor γ_{corr}
	[%]	[-]			
Bezwijken damwand	15%	2,43E-05	4,06	0,95	1,08
Geotechnisch bezwijken	85%	1,37E-04	3,64	0,95	

Tabel 3-2 : Faalkansverdeling damwand met ankerscherm voor stabiliteit binnenwaarts Heel (STBI)

Onderdeel	Faalkansruimte		Benodigde betrouwbaarheidsindex	Vereiste schadefactor γ_s	Vereiste correctiefactor γ_{corr}
	[%]	[-]			
Bezwijken damwand	15%	1,35E-05	4,20	0,97	1,10
Geotechnisch bezwijken	85%	7,67E-05	3,79	0,97	

Modelfactor

De modelfactor voor EEM wordt gelijk gekozen aan factor voor “Uplift Van” volgens het WBI. Dezelfde factor wordt gebruikt voor zowel de constructieve als de geotechnische toets.

Modelfactor: $\gamma_d = 1,06$

Schematiseringsfactor



Voor de schematiseringsfactor wordt een factor van 1,10 aangehouden conform de stabiliteitsberekeningen in D-Geo Stability (zie hoofdstuk Ontwerpnota). Dit is conservatief voor de Plaxis berekening gezien de al conservatieve modellering bij opbarsten, het scenario met bijvoorbeeld een verlaagd maaiveld is hierbij niet meer relevant aangezien dit al in de basisschematisering zit.

Samenvatting vereiste partiële factoren

In Tabel 3-3 en Tabel 3-4 is een samenvatting weergegeven van de partiële factoren voor de geotechnische en constructieve toets.

Tabel 3-3 : Minimaal vereiste stabiliteitsfactor geotechnisch bezwijken (Beesel)

Faalmecanisme	γ_n	$\gamma_{d:g}$	$\gamma_{b:g}$	γ_{EEM}	γ_{corr}
Geotechnisch bezwijken	0,95	1,06	1,10	1,11	
Constructief bezwijken	0,95	1,06	1,10	1,11	1,08

Tabel 3-4 : Minimaal vereiste stabiliteitsfactor geotechnisch bezwijken (Heel)

Faalmecanisme	γ_n	$\gamma_{d:g}$	$\gamma_{b:g}$	γ_{EEM}	γ_{corr}
Geotechnisch bezwijken	0,97	1,06	1,10	1,13	
Constructief bezwijken	0,97	1,06	1,10	1,13	1,10

3.2 Geometrie, grondopbouw en waterstanden

De geometrie, grondopbouw en waterstanden worden overgenomen uit de reeds uitgevoerde D-Geo Stability berekeningen.

3.3 Geotechnische parameters

Voor de geotechnische (sterkte) parameters worden dezelfde parameters aangehouden als de D-Geo Stability berekening, deze zijn voor de volledigheid ook weergegeven in onderstaande tabellen.

Voor de zandige klei en het dijksmateriaal wordt gerekend met het soft soil model. De stijfheidsparameters zijn afgeleid op basis van de voorlopige interpretatie van de samendrukkingsproeven (zie Bijlage I) en omgerekend naar soft soil parameters, zie Tabel 3-5.

Voor de zandlagen wordt gerekend met het Hardening soil model, zie Tabel 3-6. Bij klei siltig wordt ongedraineerd gerekend met het Shansep NGI-ADP model. De stijfheidsparameters zijn geschatte waarden.

Tabel 3-5 : Geotechnische parameters Soft Soil model

Grondsoort	γ_{unsat} [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	λ [-]	κ [-]	c' [kN/m ²]	ϕ' [°]
Dijksmateriaal klei	19,7	20,2	0,026	0,005	0*	30,8
Klei zandig	19,7	20,2	0,026	0,005	0	30,8
Klei siltig	18,1	18,6	0,030	0,006	0	30,8**

*Om zeer ondiepe glijcirkels te voorkomen die niet van toepassing zijn op macrostabiliteit wordt op het talud over een dikte van ca. 0,5m een cohesie van 1kPa aan het dijksmateriaal toegekend.

**Gelijk genomen aan klei zandig. Ten behoeve van het modelleren van de fasering wordt voor klei siltig voor de initiële fases gerekend met het SS model en wordt voor de toetsfases gebruik gemaakt het van Shansep NGI-ADP model, zie Tabel 3-7.

Tabel 3-6 : Geotechnische parameters Hardening Soil model

Grondsoort	γ_{unsat} [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	E_{50} [kN/m ²]	E_{oed} [kN/m ²]	E_{ur} [kN/m ²]	m [-]	c' [kN/m ²]	ϕ' [°]
Zand matig fijn	17,0	19,0	15.000	15.000	45.000	0,5	0	28,3
Zand grof	19,0	20,0	30.000	30.000	90.000	0,5	0	32,0
Zand zeer fijn	19,0	20,0	15.000	15.000	45.000	0,5	0	28,3

Tabel 3-7 : Sterkte en stijfheidsparemters Shansep NGI-ADP model

Grondsoort	γ_{unsat} [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	α [-]	m [-]	G/s_u^A [-]	γ_f^C [%]	γ_f^{DSS} [%]	γ_f^E [%]
Klei siltig	18,1	18,6	0,24	0,89	100	5	7,5	10

3.4 Modelleren opbarsten

Op locaties waar stabiliteitsschermen moeten worden toegepast is er veelal ook sprake van opbarsten in het achterland. In een D-Geo Stability berekening wordt dit gemodelleerd door de sterkte eigenschappen in deze zone op 0 te zetten.

In een Plaxis berekening is dit niet mogelijk omdat dan zeer lokaal instabiliteit optreed in deze zone zonder sterkte. Om toch een berekening te kunnen uitvoeren wordt als conservatieve benadering het volledige achterland verwijderd over de hoogte van de opbarstzone.

3.5 Corrosietoeslag

In de toets van damwand wordt het effect van corrosietoeslagen op de damwanddoorsnede meegenomen conform het protocol dat vigerend is vanaf 2016 (Helpdesk Water, 2015) daarbij wordt uitgegaan van een ontwerplevensduur van 100 jaar.

- Damwanden:



- (1) Ongeroerde schone grond, permanent beneden de grondwaterspiegel: 2x2,4 mm (dubbelzijdig);
- (2) Geroerde grond of verticale grondwaterbeweging, of boven de grondwaterspiegel: 4,4 mm (dubbelzijdig).

3.6 Fasering

In onderstaande tabel is de fasering weergegeven zoals in de Plaxis berekening is aangehouden.

Tabel 3-8 : Fasering plaxis berekening

Fase in OSPW	Fase	Type berekening
U1a-U2a	Initiële fase	K0 procedure
	Nulstap	
U2b	Versterking grond + installatie wand	
U2c	MHW Toets vervormingen BGT	
U3c	Toets geotechnische stabiliteit	Safety, incremental multipliers
U4b	Constructieve toets Toets vervormingen UGT	Design approach

3.7 Kalibratie Plaxis model

Om het Plaxis model te kalibreren is een vergelijkende berekening gemaakt worden tussen de D-Geo Stability berekening en de Plaxis berekening. Het is echter niet mogelijk om opbarsten in Plaxis hetzelfde te modelleren als in D-Geo Stability. Aangezien het modelleren van opbarsten per definitie anders en conservatief is, is voor de kalibratie gebruikt gemaakt van een aangepaste (fictief) scenario waarin de sterkte reductie in de opbarstzone niet wordt meegenomen en de stijghoogte iets is verlaagd.

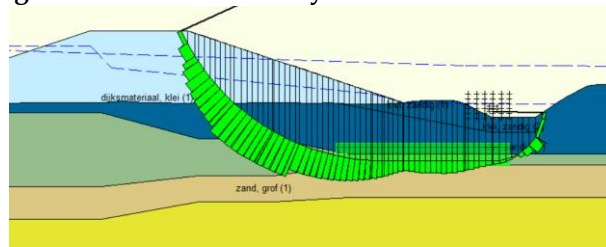
Voor de kalibratie wordt daarom een berekening zonder opbarsten beschouwd. Voor het uiteindelijke ontwerp van de damwand wordt over de hoogte van de opbarstzone het cohesief materiaal niet meegenomen in de Plaxis berekening, zie ook §3.4.

In onderstaande tabel zijn de resultaten van de kalibratie berekening weergegeven. Hierbij is duidelijk te zien dat uit zowel Plaxis als D-Geo Stability het zelfde glijvlak volgt. Wanneer in D-Geo Stability uitgegaan wordt van $\psi=\phi$ dan vindt ook D-Geo Stability dezelfde stabiliteitsfactor als Plaxis. Wanneer $\psi=0$ aangehouden wordt dan is D-Geo Stability aanzienlijk conservatiever. Bij de Plaxis berekening is ook het verloop van de Safety analyse weergegeven, daarbij is te zien dat dit behoorlijk grillig verloopt, dit wordt met name veroorzaakt doordat als gevolg van de hoge stijghoogte de korrelspanningen onder de sloot erg laag zijn.

Tabel 3-9 : Resultaten kalibratie berekening Plaxis - D-Geo Stability

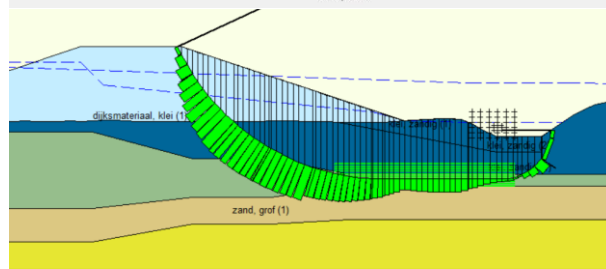
D-Geo Stability
Geen opbarsten
Psi=0

SF=1,10



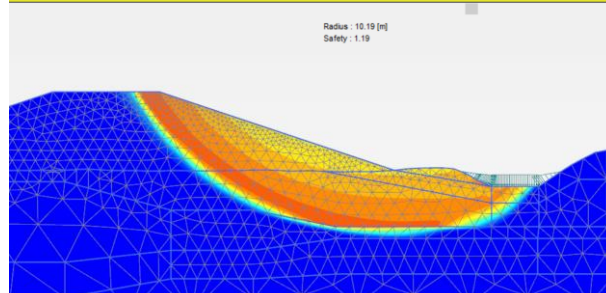
D-Geo Stability
Geen opbarsten
Psi=phi

SF=1,19

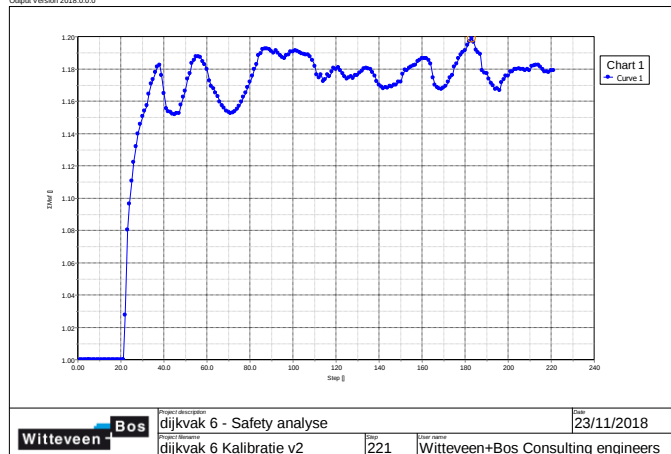


Plaxis
Geen opbarsten

SF=1,18



Output Version 2018.0.0.0



4 Toetsing ontwerp

Om te toetsen of het ontwerp voldoet aan de eisen conform het OI2014v4 en de OSPW wordt getoetst op:

- Geotechnische stabiliteit;
- Vervormingen;
- Constructieve sterkte.

4.1 Geotechnische stabiliteit

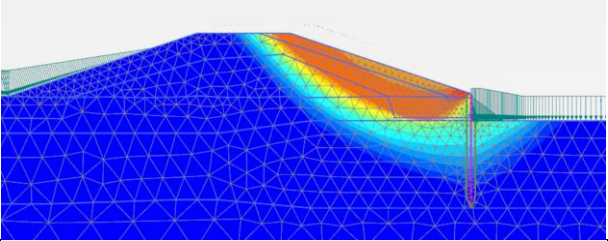
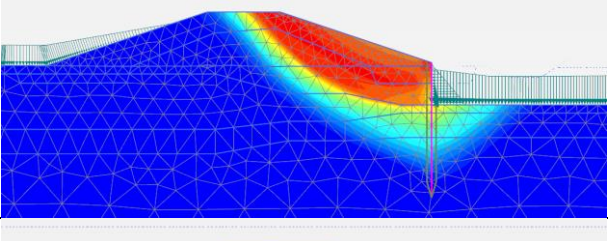
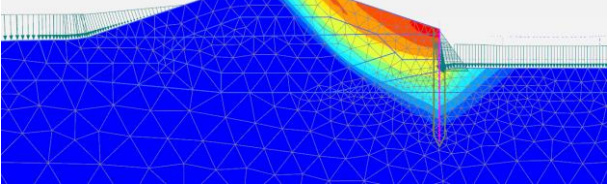
De veiligheid tegen geotechnisch bezwijken van de dijk dient te voldoen aan:

$$\Sigma M_{sf} \geq \gamma_{EEM,g}$$

In Tabel 4-1 zijn de resultaten uit de sterkte reductie fase in Plaxis weergegeven.

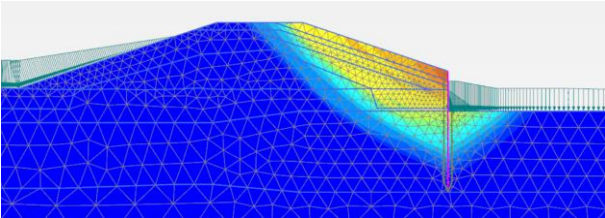
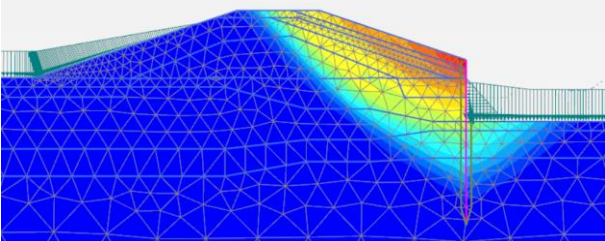
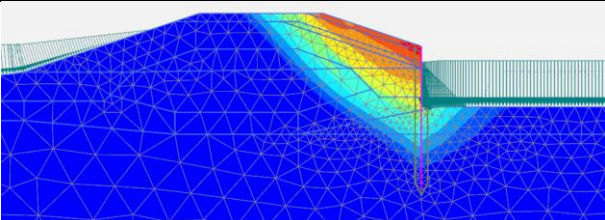
Voor dijkvak 73-1-0001 is het standaard heave scherm niet voldoende lang om als stabiliteitsscherm te fungeren. Het heavescherm dient 1,6m langer te worden om als stabiliteitsscherm te voldoen tot het jaar 2125.

Tabel 4-1 : Resultaten geotechnische stabiliteit (2075)

Dijkvak 73-1-0001 *heavescherm + 1,6m	Sf=1,35 >1,11 Voldoet	
Dijkvak 73-1-0006	Sf=1,34 >1,11 Voldoet	
Dijkvak 78-1-0002	Sf=1,31 >1,13 Voldoet	



Tabel 4-2 : Resultaten geotechnische stabiliteit (2125)

Dijkvak 73-1-0001 *heavescherm + 1,6m	Sf=1,12 >1,11 Voldoet	
Dijkvak 73-1-0006	Sf=1,15 >1,11 Voldoet	
Dijkvak 78-1-0002	Sf=1,21 >1,13 Voldoet	

4.2 Vervormingen

De vervormingen als gevolg van hoog water (inclusief verkeersbelasting) van de stabiliteitsschermen worden getoetst aan:

- BGT: Kruinzakking $\leq 0,10$ m
- BGT: in het geval van een onverankerde wand: horizontale verplaatsing van de constructie $u_{max} \leq 0,10$ m:
- UGT: in het geval van een onverankerde wand: Horizontale vervorming $\leq 2\%$ van de wandlengte met een maximum van 0,5m.

In Tabel 4-3 is een overzicht van de berekende vervormingen weergegeven. Hierin is te zien dat de optredende vervormingen dermate klein zijn dat aan alle vervormingstoetsen wordt voldaan.

Tabel 4-3 : Vervormingen (2075)

dijkvak		73-1-0001	73-1-0006	78-1-0002
Horizontale vervorming damwand (BGT)	[m]	0,01	0,02	0,01
Horizontale vervorming damwand (UGT)	[m]	0,02	0,03	0,01
Kruinvervorming (BGT)	[m]	~0,01	~0,00	~0,00

Tabel 4-4 : Vervormingen (2125)

dijkvak		73-1-0001	73-1-0006	78-1-0002
Horizontale vervorming damwand (BGT)	[m]	0,04	0,07	0,03
Horizontale vervorming damwand (UGT)	[m]	0,09	0,16	0,04
Kruinvervorming (BGT)	[m]	-0,01	-0,02	-0,03

4.3 Constructieve toets

De constructieve sterkte van de damwand wordt getoetst op de combinatie van buigend moment en normaalkracht. De rekenwaarde van het buigend moment wordt conform OSPW bepaald middels:

$$M_{s;d} = f_{open} * \gamma_{corr} * \gamma_z * M_{s,max;EEM}$$

$M_{s;d}$	Rekenwaarde van het buigend moment [kNm/m]
f_{open}	factor openingspercentage (in dit geval geen openingen dus 1,0)
γ_{corr}	additionele veiligheidsfactor damwand, zie §3.1 [-]
γ_z	Factor voor toename moment als gevolg van zakkende grond op ankers. (geen ankers dus gelijk aan 1,0)
$M_{s,max;eem}$	maximaal buigend moment EEM-analyse in wand [kNm/m]

Conform de OSPW moet de normaalkracht in de damwand bepaald worden op basis van de ankerkracht en de negatieve kleeft. Aangezien het een onverankerde wand betreft hoeft er conform de OSPW geen normaalkracht meegenomen te worden.

De staalspanning wordt getoetst middels onderstaande formule. Voor het ontwerp van de damwanden en ankers wordt uitsluitend rekening gehouden met de elastische capaciteit van de stalen onderdelen.

$$\sigma_{s,dw;d} = \frac{M_{s;d}}{W_{el}} \leq f_{y,dw;d}$$



waarin:

$\sigma_{s,dw;d}$	= rekenwaarde spanning in de uiterste vezel van wanddoorsnede [kN/m ²]
$M_{s;d}$	= rekenwaarde van buigend moment in de wand [kNm/m]
W_{el}	= Elastisch weerstandsmoment wanddoorsnede na corrosie [m ³].
$f_{y,dw;d}$	= rekenwaarde vloeispanning damwandstaal conform Eurocode 3 [kN/m ²]

In Tabel 4-5 zijn de resultaten van de constructieve toets van de damwanden weergegeven. Gezien de relatief korte lengte van de profielen is de belasting op de damwand zeer beperkt en wordt er dus ruim voldaan aan de eisen vanuit de constructieve toets.

Tabel 4-5 : Constructieve toets

dijkvak		73-1-0001	73-1-0006	78-1-0002
Puntniveau damwand	[m+NAP]	13,8	10,6	18,0
Planktype	[-]	AZ18-700	AZ18-700	AZ18-700
Buigend moment Plaxis (M _{EEM}) 2075	[kNm/m]	15,6	54,9	21,9
Buigend moment Plaxis (M _{EEM}) 2125	[kNm/m]	49,4	151,6	35,8
Buigend moment rekenwaarde (M _d)	[kNm/m]	54,3	166,8	39,4
Wel (AZ18-700 incl. corrosie)*	[cm ³ /m]	1087	1087	1087
spanning $\sigma_{s,dw;d}$ (M _d /Wel)	[N/mm ²]	42	153	36
vloeigrens fy	[N/mm ²]	320	320	320
Unity check	[-]	0,13	0,48	0,11
		Voldoet	Voldoet	Voldoet

* Uitgangspunt is dat de waterstand veel kan variëren en daarom is een corrosie toeslag van 4,4mm aangehouden (dubbelzijdig).



5 Conclusie

In deze notitie is getoetst voor dijktraject 73-1 (Beesel) en 78-1 (Heel) of de heaveschermen tevens voldoen als stabiliteitsscherm. Op basis van de verhouding tussen de dikte van het slappe lagen pakket en de lengte van de damwand (en dus hoe ver de damwand in het zand staat) zijn de twee maatgevende dijkvakken getoetst: 73-1-0001 en 78-1-0002. Dit zijn profielen met een vrij dunne deklaag. Als extra toets is tevens een snede ter plaatse van dijkvak 73-1-0006 beschouwd omdat hier de dikste deklaag aanwezig is die maatgevend kan zijn voor de constructieve toets.

Om de Plaxis modellering te kalibreren zijn vergelijkende berekeningen gemaakt met D-Geo Stability. Hieruit is geconcludeerd dat D-Geo Stability en Plaxis hetzelfde resultaat geven mits in D-Geo Stability ψ gelijk gekozen wordt aan ϕ .

Op basis van deze toetsing is geconcludeerd dat het heavescherm in dijkvak 1 niet voldoende lang is om als stabiliteitsscherm te dienen tot het jaar 2125. Het heavescherm dient daarvoor 1,6m langer te worden. Het heavescherm in dijkvak 6 (Beesel) en dijkvak 2 (Heel) zijn wel voldoende lang om als stabiliteitsscherm te dienen. Op basis van de uitgevoerde stabiliteitsanalyse kan als grove (conservatieve) vuistregel worden aangehouden dat als de damwand meer dan 2 keer de dikte van het slappe lagenpakket in het zand staat voldaan zal worden aan de stabiliteitseis. Als de damwand in het talud van de dijk staat dient rekening te worden gehouden met een dikker cohesief pakket ter plaatse van de damwand.

In Tabel 5-1 is een overzicht van alle dijkvakken weergegeven en is voor de overige dijkvakken getoetst of deze voldoen aan bovenstaande vuistregel. Hieruit volgt dat dijkvak 73-1-2, 73-1-4 en 73-1-8 hier niet aan voldoen en dat deze heaveschermen dus ook langer moeten worden. Ter plaatse van dijkvak 73-1-2 moet de damwand 0,6m dieper worden geplaatst, ter plaatse van dijkvak 73-1-4 moet deze 1,4m dieper worden geplaatst en ter plaatse van dijkvak 73-1-8 moet deze 1,1m dieper worden geplaatst.

Voor de modellering van het opbarsten is in Plaxis het cohesieve pakket niet meegenomen in de stabiliteitsberekening. Eventuele ontgrondingskuilen ter plaatse van leidingen langs de dijk zijn dus ook “impliciet” mee genomen in de berekening.

Tabel 5-1 : Overzicht stabiliteitsverhogende damwanden Heel en Beesel

Dijkvak	Lengte damwand in zand	Dikte cohesief pakket	hoogte talud (2125)	Verhouding: $L_{wand}/(D_{cohesief} + D_{talud})$
	[m]	[-]		[-]
73-1-1	(2,4)* 4,0	1,3	0,8	(0,96)* 1,90
73-1-2	(3,4)* 4,0	1,2	0,8	(1,7)* 2,00
73-1-3	6,3	2,1	0,8	2,17
73-1-4	(4,2)* 5,6	2,0	0,8	(1,5)* 2,00
73-1-5	5,7	1,7	0,8	2,28
73-1-6	5,0	2,1	0,8	1,72
73-1-8	(3,5)* 4,6	1,5	0,8	(1,5)* 2,00
73-1-9	5,0	1,2	0,8	2,50
73-1-10	4,0	1,0	0,8	2,22
73-1-11	4,05	0,95	0,8	2,31
78-1-2	3,0	1,4	0,6	1,5

*Uit de stabiliteitsberekening blijkt dat het heavescherm onvoldoende lang is om ook als stabiliteitsscherm te dienen en daarom dient deze langer te worden. Voor dijkvak 73-1-1 is de nieuwe damwandlengte bepaald op basis van de stabiliteitsanalyse (zie H3). Voor dijkvak 73-1-2 en 73-1-4 zijn deze bepaald op basis van de afgeleide vuistregel $L_{wand}/(D_{cohesief} + D_{talud}) \geq 2$

6 Referenties

- [ref. 1.] IO.97.001-1.0-1-Rp-Nota van uitgangspunten planfase Nieuw bergen, Belfeld, Beesel en Heel, 2018, Ingenieursbureau Maasvallei
- [ref. 2.] Ontwerp stabiliteitsschermen (type II) in primaire waterkeringen, 2013, Deltares

Bijlage I: Samendrukkingsparameters

