

SBW Golfoverslag en Sterkte Grasbekleding

Fase 3B Predictie Afsluitdijk

Andre van Hoven
Henk Verheij
Jentsje van der Meer

Titel
SBW Golfoverslag en Sterkte Grasbekleding

Opdrachtgever	Project	Kenmerk	Pagina's
Rijkswaterstaat Smedinghuis Rijkswaterstaat Waterdienst	Waterdienst1001189-000	1001189-000-GEO-0005	60

Trefwoorden
Golfoverslag, grasbekleding, Afsluitdijk, stabiliteit, gras, erosie, waterspanningen

Samenvatting
In de periode februari – maart zijn op de Afsluitdijk grootschalige proeven uitgevoerd naar de sterkte van het grastalud bij golfoverslag. In drie vakken is gekeken naar erosie van de bekleding. Bij één vak wordt vooral gekeken naar de overgang van talud naar horizontaal, in één vak naar de invloed van een verharding en in één vak naar de invloed van een taludtrap en (paaltje van) een hekwerk. Op een vierde vak is een afschuifproef uitgevoerd. Voorafgaand aan de proef is een predictie gemaakt van het optreden van erosie, de infiltratie van water in de dijk en het afschuiven van de bekleding. Volgens de predictie zou er op het grastalud geen erosie optreden. De schade blijft binnen het hiervoor gestelde criterium van 10 cm kuildiepte. Abrupt losscheuren van de zode werd ook niet verwacht. Op de overgang van het talud naar horizontaal werd een erosiekuil verwacht met een diepte in de orde van 1 à 2 m. In tegenstelling tot het toetsresultaat werd bij de afschuifproef geen afschuiven verwacht.

Referenties
Projectplan - Golfoverslag en Sterkte Grasbekleding d.d. 10 augustus 2007

Versie	Datum	Auteur	Paraaf	Review	Paraaf	Goedkeuring	Paraaf
1	2009-02-06	Jentsje van der Meer, Henk Verhey Andre van Hoven		Jan Blinde Bas Hofland			
2	2009-05-11	Jentsje van der Meer, Henk Verhey Andre van Hoven		Jan Blinde Bas Hofland			

Status
definitief

Inhoud

1 Inleiding	1
1.1 Leeswijzer	3
2 Hydraulische parameters	5
2.1 Simuleren van golfoverslag	5
2.2 Meten van laagdikte en snelheid overslaand water	6
3 Erosie	9
3.1 Uitgangspunten	9
3.2 Predictie	11
4 Infiltratie en afschuiven	19
4.1 Onderzoekslocatie, dijkopbouw en waterstanden onder dagelijkse omstandigheden	19
4.2 Schuifsterkte en volumieke massa	21
4.3 Stromingsparameters	24
4.4 Infiltratie	26
4.4.1 Randvoorwaarden	26
4.4.2 Berekeningsresultaten infiltratie	28
4.5 Afschuiven	36
5 Conclusies en aanbevelingen	39
5.1 Hydraulische parameters	39
5.2 Erosie	39
5.3 Infiltratie en afschuiven	39
Bijlage(n)	
A Beschrijving grondopbouw inspectiekuilen	42
A.1 Algemeen	42
A.2 Beschrijvingen	42
A.1.2 Locatie 1, oostelijke locatie halverwege het talud	42
A.2.2 Locatie 2, westelijke locatie nabij de bovenkant talud	43
A.3.2 Locatie 3, middelste locatie nabij de teen	43
A.4.2 Foto's	44

1 Inleiding

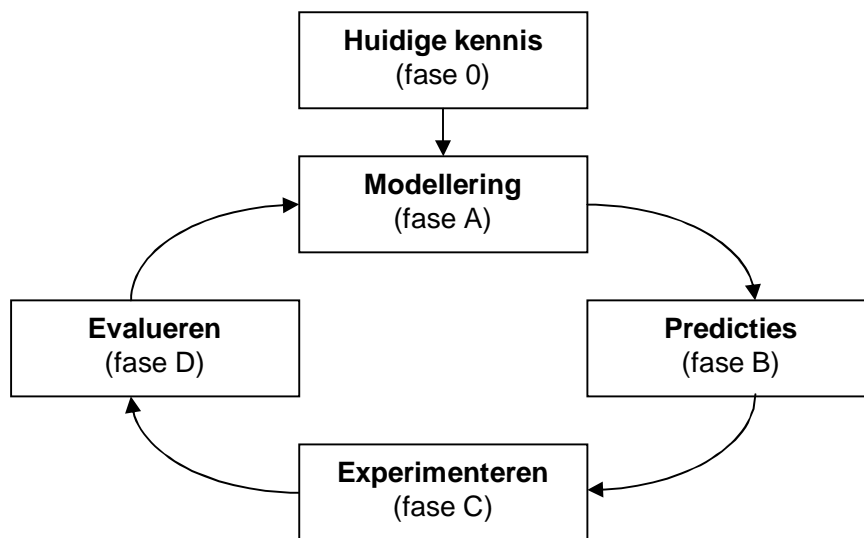
Het project Golfoverslag en Sterkte Grasbekleding is een onderdeel van het Rijkswaterstaatproject Sterkte en Belastingen Waterkeren (SBW). Het doel van dit project is het in kaart brengen van het bezwijkmechanisme van een grasbekleding bij golfoverslag en het afleiden van praktische toets- en ontwerpformules. Het project is beschreven in het Projectplan - Golfoverslag en Sterkte Grasbekleding d.d. 10 augustus 2007. De resultaten van het onderzoek moeten uiteindelijk worden verwerkt in drie eindproducten: een Technische Rapport, een voorstel voor toetsregels voor het VTV 2011 en een doorkijk naar 2012 – 2016. Het voorstel voor de toetsregels zal worden geleverd aan het WTI (Wettelijk Toetsinstrument) dat de toetsregels zal verwerken in het VTV.

Voor onderzoek naar de erosiebestendigheid van grastaluds bij golfoverslag wordt gebruik gemaakt van grootschalige proeven op bestaande zee- en estuariumdijken. Met behulp van de golfoverslagsimulator wordt een stormsituatie op zee gesimuleerd, waarbij golfoverslag optreedt tot een gemiddeld overslagdebiet van 75 l/s per m bij een significante golfhoogte (H_s) van 2 m en een golfsteilheid van 5%. Deze gesimuleerde condities zijn veel zwaarder dan waarop dijken zijn ontworpen. De golfoverslag kan erosie van de grasmat veroorzaken. Naast de golfoverslagproeven worden afschuifproeven uitgevoerd, waarbij over een grotere lengte de dijk wordt geïnfilteerd. Hierdoor stijgen de waterspanningen, waardoor de grasbekleding kan afschuiven.

De proeven op de Afsluitdijk maken deel uit van een serie proeven. Eerder zijn proeven uitgevoerd op dijken in:

- 1 Groningen, Delfzijl - Golfoverslagproef op gras, op versterkt gras en op kale klei.
- 2 Friesland, Boonweg - Golfoverslagproef op vijf stroken die gedurende 15 jaar op verschillende manieren zijn beheerd. Afschuifproef.
- 3 Zeeland, St. Philipsland - Golfoverslagproef op gras, relatief stijl talud.
- 4 Zeeland, Kattendijke - Golfoverslagproef op grastalud, met mestinjector beschadigd grastalud, open steenasfalt en op elastocoast.

Het eindproduct van het project, de bouwsteen ten behoeve van het VTV 2011, wordt vervaardigd middels een cyclisch proces. De grondgedachte hiervan is het KOLB-principe (zie Figuur 1.1 en <http://www.thesis.nl/kolb>).

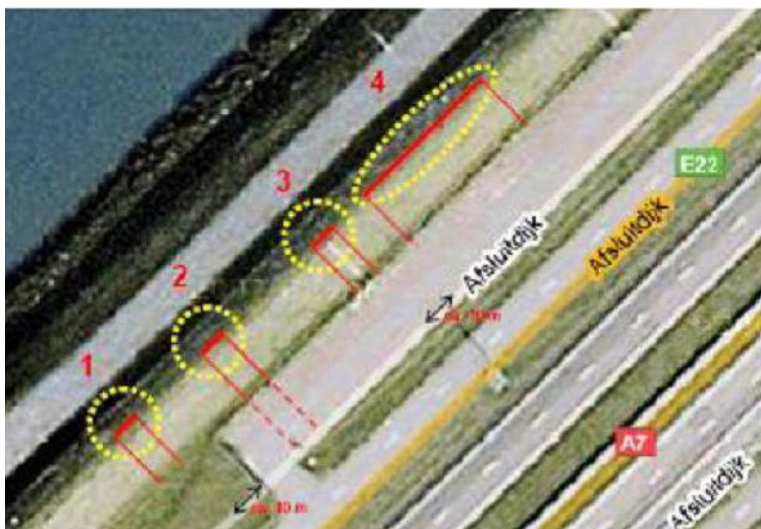


Figuur 1.1 Kolb cyclus

Per proeflocatie wordt deze cyclus doorlopen. Na evaluatie van proeven (fase D) worden aanbevelingen gedaan voor modellering of modelaanpassingen (fase A) ten behoeve van de volgende proeflocatie. Hiermee wordt direct de ontwikkelde kennis c.q. inzichten ten behoeve van de volgende proeflocatie ingebracht. Iedere fase wordt afgesloten met een rapportage (tussenproduct).

Deze rapportage bevat Fase 3B, de predictie Afsluitdijk. Hierbij moet worden opgemerkt dat de predictie en de conceptrapportage voor aanvang van de proeven klaar waren, maar dat deze definitieve rapportage is gemaakt na afloop van de proeven.

De exacte locatie op de Afsluitdijk staat in Figuur 1.2. Er worden proeven gedaan in 4 vakken.



Figuur 1.2 Proeflocatie Afsluitdijk (foto Google Earth)

Vak 1 Golfoverslag - grastalud en overgang talud naar horizontaal

Vak 2 Golfoverslag - overgang talud naar horizontaal met klinkerbestrating

Vak 3 Golfoverslag - taludtrap en hekwerk onderaan talud in dijkrichting

Vak 4 Afschuifproef

Er is een predictie gemaakt voor de erosie van het grastalud en de ontgroning onderaan het talud op de overgang naar horizontaal maaiveld. Tevens is een predictie gemaakt voor de opbouw van waterspanningen in de dijk als gevolg van infiltratie en voor het afschuiven van de bekleding.

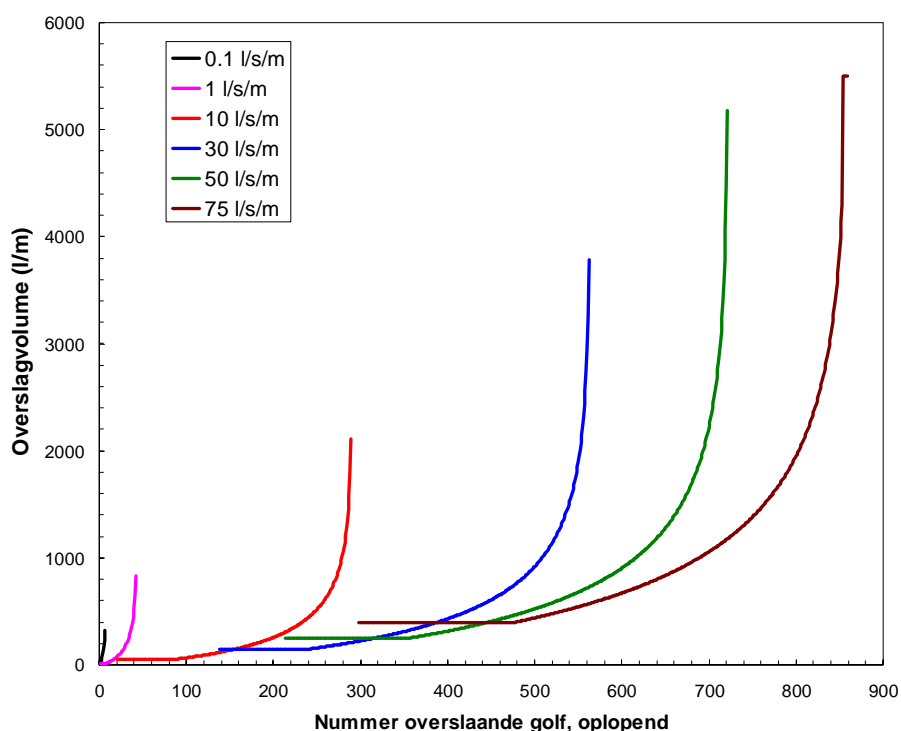
1.1 Leeswijzer

De predictie Afsluitdijk is verdeeld in 5 hoofdstukken. Hoofdstuk 2 bevat de predictie van de hydraulische parameters, hoofdstuk 3 de predictie van erosie en ontgroning en hoofdstuk 4 gaat over de predictie van infiltratie en afschuiven. In hoofdstuk 5 staan de conclusies en aanbevelingen.

2 Hydraulische parameters

2.1 Simuleren van golfoverslag

In de Factual Reports van zowel de Boonweg (Infram 2008a) als Zeeland (Infram 2008b) is een beschrijving gegeven van de hydraulische belasting en simulatie door middel van de golfoverslagsimulator. De gesimuleerde overslagverdelingen zijn nogmaals gegeven in Figuur 2.1 en dit zijn in principe ook de overslagverdelingen die bij de Afsluitdijk moeten worden gesimuleerd. Uitgangspunten zijn hierbij een buitentalud van 1:4, een golfhoogte van $H_s = 2$ m, een piekperiode van $T_p = 5,7$ s, een gemiddelde periode van $T_m = 4,7$ s, een stormduur van driemaal twee uur (onderbrekingen voor schadepname) en een veranderende virtuele kruinhoogte waardoor het overslagdebiet verandert.



Figuur 2.1 Verdelingen van te simuleren overslagvolumes voor een golfhoogte van 2 m.

In het Fase 3A rapport omtrent Modelaanpassingen Afsluitdijk, wordt beschreven dat de besturing van de golfoverslagsimulator automatisch zal gebeuren en dat metingen van laagdikten en snelheden van overslaand water apart buiten de proefserie zal worden uitgevoerd. Hiermee wordt de meetserie veel korter, de dataprocessing gemakkelijker en duidelijker en kan de meting de schade opname niet meer verstoren.

Naast de gebruikelijke serie van oplopende overslagdebieten is het mogelijk interessant ook de toetsomstandigheden van de huidige Afsluitdijk te simuleren, of in ieder geval de simulatie te baseren op toetsomstandigheden op de Waddenzee nabij de Afsluitdijk. De toetscriteria zijn in de loop der jaren verschillende malen aangepast. In de tachtiger jaren golden als ontwerprandvoorwaarden (de wettelijke toetsing als zodanig bestond toen nog niet)

$H_s = 2,25$ m, $T_m = 5,6$ s en waterstand NAP +5,3 m. Bij de tweede toetsing (HR2001) golden als toetsrandvoorwaarden $H_s = 2,25$ m, $T_m = 5,6$ s en een toetspeil van NAP +4,6 m tot NAP +4,8 m. Dus de waterstand was naar beneden gegaan, maar de golfcondities waren gelijk gebleven. Met de derde toetsronde (HR2006) is de norm van de Afsluitdijk veranderd naar 1/10.000 per jaar, wat resulteert in $H_s = 2,45$ m, $T_m = 5,8$ s en toetspeil van NAP +5,2 m.

De hydraulische condities zijn dus iets hoger dan de condities die zijn aangenomen voor de basisproeven, maar het verschil is niet heel erg groot (golfhoogte van 2 naar 2,5 m). Het is interessanter om op een locatie een proef met 3 of 3,5 m golfhoogte uit te voeren, naast de basisproef. De Afsluitdijk is daarvoor niet de meest geschikte locatie, omdat hier maar een kort talud en een sterke grasmat aanwezig is. Voor proeven naar de invloed van de golfbrandvoorwaarden is bij voorkeur een lang en zwak talud nodig, waar schade wordt verwacht.

Het toetsrapport op basis van HR2006 levert een gemiddeld overslagdebiet op van 176 l/s per m. Narekenen met een gemiddeld profiel met pc-overslag, waarbij het buitentalud als gezette basalt is gemodelleerd, komt op 140 l/s per m. In beide gevallen zijn dit zulke grote debieten dat de golfoverslagsimulator deze niet goed kan simuleren.

De oude toetscondities met HR2001 leveren een gemiddeld overslagdebiet op van 51 l/s per m. Dit zou wel gesimuleerd kunnen worden. Maar omdat deze condities niet meer gelden en ook de hydraulische toetscondities niet veel van de basisproef afwijken, heeft het niet veel zin een extra proef uit te voeren met deze condities.

Op basis van het voorgaande kan worden geconcludeerd dat het uitvoeren van de basisproeven, zoals gedaan bij de Boonweg en in Zeeland, ook voor de Afsluitdijk voldoende informatie zal opleveren.

2.2 Meten van laagdikte en snelheid overslaand water

In het rapport Fase 3A Modelaanpassingen Afsluitdijk, is een alternatieve manier beschreven om laagdikten van overslaand water te meten. Een gebogen plank die draait om een scharnier en die drijft op het overstromende water. De hoekverdraaiing van de plank wordt gemeten. Genoemd rapport beschrijft dat de methode om te kunnen meten is geïmplementeerd. De methode is echter nog niet getest.

Deltares heeft in voorgaande jaren metingen naar snelheid en laagdikte van overslaand water op de diverse proeflocaties uitgevoerd. Verbeterde of alternatieve meetinstrumenten zijn getest met de 1 m brede prototype simulator. Dit prototype kan 3,5 m³ water loslaten en staat bij Deltares voor dit soort testdoeleinden.

Begin februari 2009 starten twee studenten van de Hogeschool Den Bosch bij Infram aan hun afstudeerwerk. Als eerste zullen zij de laagdiktemeter gaan testen met de prototype simulator bij Deltares. Hierbij zal worden gekeken naar de juiste of optimale vorm van de plank (meer of minder ronding, lengte) en de hoogte van het scharnierpunt boven het talud. Het eerste doel is het meetinstrument te optimaliseren.

Daarnaast worden metingen verkregen op een glad talud, met mogelijk minder luchtinsluiting dan op een grastalud. Toch zal er lucht zijn ingesloten. De laagdiktemeters van Deltares meten de laagdikte zonder lucht. Omdat de gebogen plank op het water drijft, zal deze meting

inclusief lucht zijn. Het verschil tussen de twee meters levert mogelijk een idee van de hoeveelheid ingesloten lucht.

Met bestaande frontsnelheidmeters is het ook mogelijk niet alleen de laagdikte te meten, maar ook de frontsnelheid. De gebogen plank levert een tijdsignaal van de laagdikte op wat mogelijk beter is dan het signaal wat nu van de draadlaagdiktemeters wordt verkregen. Als het signaal in hoogte en tijdsverloop goed is en als wordt aangenomen dat de snelheid eenzelfde tijdsignaal oplevert met als piekwaarde de frontsnelheid, dan kan middels integratie over de tijd van de laagdikte en met vermenigvuldiging met de frontsnelheid een volume worden berekend. Dit volume kan worden vergeleken met het losgelaten volume en levert daardoor ook een idee van de hoeveelheid ingesloten lucht. Deze methode kan worden getest en daarmee worden voorbereid op het meten op het talud van de Afsluitdijk.

Tot slot is bij de proeven te Kattendijke gebleken dat brak overslaand water er anders uit ziet dan zoet water. De geconstateerde schuimvorming zou kunnen zijn veroorzaakt door verontreiniging in het water (stikstof; gier van bemesting talud). Maar het "witte" aanzien van het overslaand water is veroorzaakt doordat het water brak was. Het is bekend dat in zout water luchtinsluiting plaatsvindt met kleine luchtbellen en dat deze veel groter zijn in zoet water. In die zin is er een groot verschil tussen zoet en zout water. Mocht de laagdiktemeting met de gebogen plank goed genoeg zijn voor een goed tijdsignaal en als er dan ook een goede frontsnelheid gemeten kan worden, dan kan een idee van de luchtinsluiting worden verkregen. Het is daarmee interessant geworden om bij de Afsluitdijk proeven met zowel zoet als zout water uit te voeren.

Met betrekking tot de luchtinsluiting is het voldoende de proeven te herhalen waarbij laagdikte en snelheid worden gemeten (een korte aparte meetsessie). Om na te gaan of de mate en wijze van luchtinsluiting ook effect heeft op de schade aan het talud of de teen van de Afsluitdijk, zullen proeven met zoet en met zout water moeten worden uitgevoerd. Als de basismethode (zoet of zout water) geen schade oplevert, dan zou het grootste overslagdebiet op dezelfde locatie kunnen worden overgedaan met het andere water. Dat betekent één dag extra proeven. Als er wel schade is ontstaan, dan zou een volledige proef met ander water moeten worden uitgevoerd.

Alhoewel tot nu toe is aangenomen dat het niets uitmaakt of zoet of zout water wordt gebruikt, is dit natuurlijk niet aangetoond. Het hangt ook van het schademechanisme af. Als erosie van het binnentalud wordt beschouwd, dan zijn mogelijk snelheden en turbulentie belangrijk. De snelheden zullen niet veel verschillen, de turbulentie mogelijk wel. Als schade ontstaat op de overgang van talud naar horizontaal, dan is het de kracht van het water op het horizontale deel wat belangrijk is. Van tevoren is moeilijk in te schatten of meer of minder luchtinsluiting of kleinere of grotere luchtbellen effect op dit schademechanisme hebben. Afhankelijk van de proefresultaten is het mogelijk zinnig een proef met ander water over te doen.

Tenslotte is zeer waarschijnlijk een Frans instrument beschikbaar dat het mogelijk maakt zowel de watersnelheid (tot 20 m/s) als het gehalte aan lucht te meten. Onzeker is of het instrument tijdig beschikbaar komt om te kunnen worden getest bij Deltares met de prototype simulator bij Deltares voordat het wordt ingezet bij de proeven.

Al met al worden diverse instrumenten ingezet om betere registraties te krijgen. Soms is er sprake van dubbeling, maar dat verhoogt de kans op goede metingen. Bij een goede werking van alle instrumenten is ook onderlinge controle mogelijk van de verschillende resultaten.

3 Erosie

3.1 Uitgangspunten

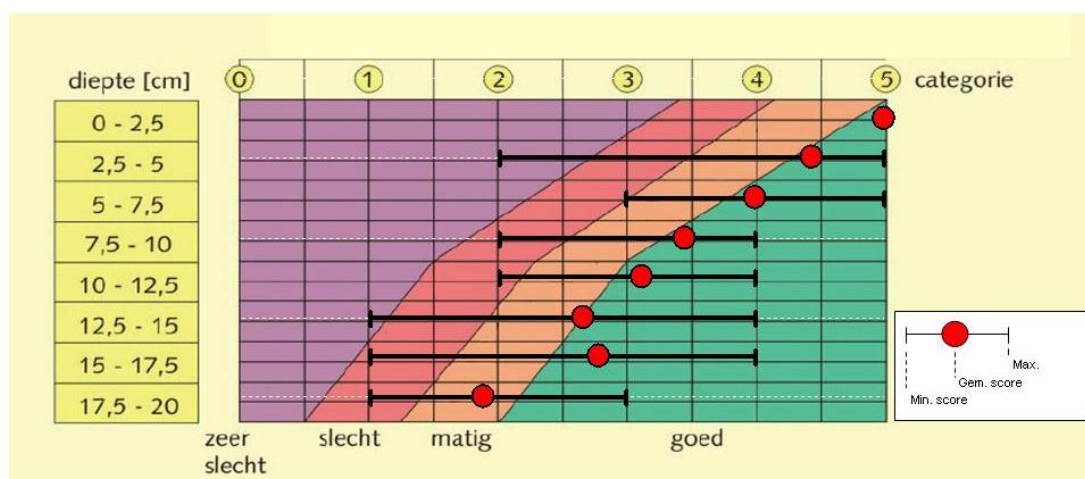
Op de Afsluitdijk zullen 3 proefvakken worden onderzocht op de sterkte tegen golfoverslag:

- één vak voor het testen van de overgang van talud naar horizontaal,
- één vak voor het testen van de invloed van een verharding, en
- één vak voor het testen van de invloed van een taludtrap.

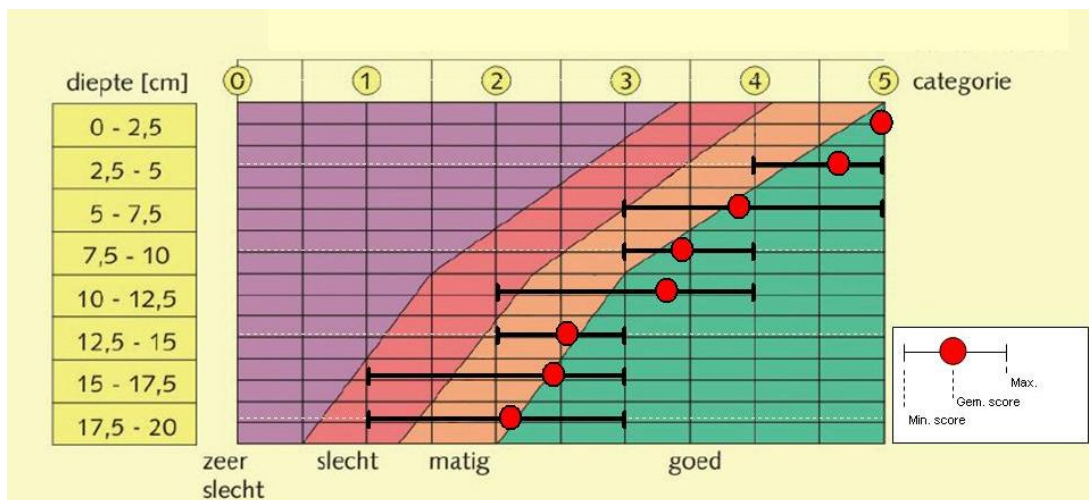
Voor de onderzoekslocatie en het dijprofiel wordt verwezen naar paragraaf 4.1. Op deze plaats is van belang te vermelden dat de taludhelling van het binnentalud 1:2,6 bedraagt. Kruin, binnentalud en berm tot een afstand van circa 4 m uit de teen zijn bekleed met een cohesieve grondlaag begroeit met gras. Bij één vak was aansluitend aan de bekleding een bestrating van klinkers op een zandbed aanwezig.

Het gras wordt beheerd conform normaal regulier beheer. Per proefvak zijn 9 boringen (3 locaties op 3 hoogten op het talud) uitgevoerd om de hoeveelheid wortels te bepalen. De resultaten staan in Figuur 3.1 en Figuur 3.2. Opvallend is dat vrijwel alle metingen in de score "goed" vallen. Dit betekent dat er in de bovenste laag van de zode meer dan 60.000 wortels per m² aanwezig zijn en er sprake is van een goede kwaliteit gras. Uit een vergelijking tussen beide opnames blijkt ook nauwelijks enig verschil. De graskwaliteit op de berm bij teen talud is niet onderzocht.

Behalve het aantal wortels zijn ook andere gegevens van de graszode verzameld, zoals de bedekkingsgraad. Informatie hierover is op dit moment niet beschikbaar en zal in volgende rapportages aan bod komen.



Figuur 3.1 Gemiddelde score doorworteling in december 2008



Figuur 3.2 Gemiddelde score doorworteling in februari 2009

Op dit moment is geen informatie beschikbaar over de eigenschappen van de klei en voorlopig is daarom uitgegaan van goede klei met een waarde voor de cohesie van $c_{\min} = 0,25 \text{ kN/m}^2$ (zie Tabel 3.1).

Tabel 3.1 Indicatieve waarden voor de sterkte van Nederlandse klei en gras

Klei	C_E -methode		Kubus model	
	C_E [m ¹ s ⁻¹]	$U_c^{(1)}$ [m/s]	$c_{\min}^{(2)}$ [kN/m ²]	$U_c^{(3)}$ [m/s]
Klei kwaliteit (Verheij et al. 1995)				
Zand	17.1·10 ⁻⁴	0.15		
Slecht	4.3·10 ⁻⁴	0.3	0.00	0.3
Gestructureerd	1.1·10 ⁻⁴	0.6	0.11	0.6
Goed	0.60·10 ⁻⁴	0.8	0.25	0.8
Zeer goed	0.32·10 ⁻⁴	1.1	0.50	1.1

⁽¹⁾ berekend met vgl. 2.1,

⁽²⁾ $c_{\min} = 0.6C_f = 0.6 \cdot 0.035c = 0.021c$ (of $c \approx 50c_{\min}$),

⁽³⁾ berekend met $U_c = \frac{\alpha_0}{r_0} \sqrt{\Delta g d + \frac{c_s}{\rho} + \frac{\sigma_g}{\rho}}$ met $\alpha_0 = \sqrt{\alpha_r c_0^2} = 0.29$ en met $d = d_a = 0.004$ m, $r_0 = 0.2$, $\sigma_{g,\min} = 0$

NB: $\sigma_g =$ grassterkte (N/m²); $\sigma_s =$ grondsterkte (N/m²)

Gras	C_E -methode		Kubus model	
	C_E [m ¹ s ⁻¹]	$U_c^{(1)}$ [m/s]	$\sigma_{g,\min}$ [kN/m ²]	$U_c^{(4)}$ [m/s]
Gras kwaliteit (VTV 2006)				
Zeer slecht	0.062·10 ⁻⁴	2.5	2.8	2.5
Slecht	0.033·10 ⁻⁴	3.4	5.6	3.4
Gemiddeld	0.022·10 ⁻⁴	4.2	8.4	4.2
goed	0.016·10 ⁻⁴	4.9	11.2	4.9

⁽⁴⁾ berekend met $U_c = \frac{\alpha_0}{r_0} \sqrt{\Delta g d + \frac{c_s}{\rho} + \frac{\sigma_g}{\rho}}$ met $\alpha_0 = \sqrt{\alpha_r c_0^2} = 0.29$ en met $c_{\min} = 0$, $d = d_a = 0.004$ m, $r_0 = 0.2$

De hydraulische condities zijn verschillend per overslaande golf. Voor elk overslagdebiet is het aantal en de volumes van de overslaande golven verschillend. Bij een bepaald volume is een laagdikte, een optredende stroomsnelheid en een tijdsduur aangenomen. De uiteindelijke erosie volgt door sommatie van de erosie voor iedere afzonderlijke golf. Deze werkwijze is een benadering. Een alternatief is om met de Bosman formules (Bosman 2007) de stroomsnelheid, laagdikte en tijdsduur te berekenen. Ook dit is echter een benadering omdat de Bosman formules geen continuïteit garanderen.

3.2 Predictie

In deze paragraaf wordt de verwachte erosie voorspeld voor de drie te testen proefvakken. Het betreft erosie:

- Op de taluds
- Op de overgang van talud naar horizontale berm
- Bij een dijkpaal

Geen predictie wordt gegeven voor erosie op de overgang van talud naar horizontale berm met bestrating, een hek op de berm bij teen talud, en een taludtrap. Voor deze situaties is nog geen model beschikbaar.

Voor de gebruikte modellen wordt verwezen naar het Fase 3A rapport Modelaanpassingen Afsluitdijk.

Voor het “falen van de grasbekleding” op het binnentalud en nabij de teen van de dijk worden voornamelijk vier mechanismen onderscheiden:

- A) eroderen van de toplaag en het ontstaan van een gat op een zwakke plek in de graszode;
- B) abrupt lokaal losscheuren van de grasmat (opbolmechanisme);
- C) ontstaan van lokale ontgrondingskuilen bij oneffenheden of overgangen naar een horizontale deel zoals bij de teen van het binnentalud;
- D) erosie rondom paaltjes, hekken, mollengaten en andersoortige obstakels op de dijk.

Na het optreden van de mechanismen A t/m C kunnen vervolgmecanismen optreden:

- geleidelijk eroderen van de grasmat in benedenstroomse richting (geulvorming);
- uitbreiding van de erodiekuil in bovenstroomse richting (“head-cut erosion”).

Predictie talud

De mechanismen A en B treden op het talud op. De erosie y_m per golf door mechanisme A kan worden geschat met:

$$y_m = \frac{(\alpha U_0 - U_c)^2 t}{E_{soil}} \quad (3.1)$$

waarin:

- U_0 dieptegemiddelde snelheid bij golfoverloop (m/s);
- U_c kritische dieptegemiddelde snelheid (m/s);
- t tijd (s);
- α ($= 1,5 + 5r_0$) turbulentie constante (-);
- r_0 relatieve dieptegemiddelde turbulentie intensiteit (-);
- E_{soil} erosiegraad (m/s);

De erosie samenhangend met mechanisme B volgt uit:

$$p_{\max} < \sigma_{s,\min} = (\rho_s - \rho) g z_{\min} + \sigma_{0,g} \exp\left(-\frac{z_{\min}}{d_{ref}}\right) \quad (3.2)$$

waarin:

- d_{ref} ($= 0,1$ m) referentiediepte (m);
- g ($= 9,81$ m/s²) zwaartekracht (m/s²);
- z verticale coördinaat (m);
- ρ ($= 1000$ kg/m³) dichtheid van water (kg/m³);
- ρ_s ($= 2650$ kg/m³) dichtheid van grond (kg/m³);
- σ_g grassterkte (N/m²);
- σ_s grondsterkte (N/m²);
- $\sigma_{0,g}$ grassterkte aan het oppervlak (N/m²);

Het uitgangspunt voor falen is een optredende erosie van $d_{ref} = 10$ cm; dus een erosie van minder dan 10 cm leidt tot niet falen.

De predicties voor mechanisme A voor de Afsluitdijk zijn gemaakt met $E_{soil} = 6 \cdot 10^6$ m/s, $U_c = 5$ m/s (volgens VTV "goed" gras, zie Figuur 3.1 en Figuur 3.2) uitgaande van een worteldiameter van 0,13 mm (Tabel 3.2).

Er zijn ook andere manieren om waarden voor U_c te bepalen, zie hiervoor het fase 3A rapport.

Tabel 3.2 Sterktegegevens ($d_r = 0,13$ mm)

No./A (m ²)	d_r (mm)	A_r/A (%)	Kwaliteit gras (VTV)	U_c (m/s)	t_r (kN/m ²)	$\sigma_{0,g}$ (kN/m ²)	Z_{min} (mm)	$\sigma_{s,min}$ (kN/m ²)
15000	0,13	0,02	slecht	2,9	20000	4,0	90	11,2
30000	0,13	0,04	matig	4,1	20000	8,0	159	41,7
45000	0,13	0,06	goed	5,0	20000	11,9	200	91,3
60000	0,13	0,08	uitstekend	5,8	20000	15,9	229	160

No. = $A_r/A_{1\ root}$ waarin $A_{1\ root} = \frac{1}{4}\pi d_r^2$ en $d_r = 0,13$ mm; $\sigma_{0,g} = t_r(A_r/A)$ (waarin $t_r = 20 \cdot 10^3$ kN/m²)

De berekende erosie per overslagdebiet en de resulterende cumulatieve erosie is gepresenteerd in Tabel 3.3. De totale erosie is 4 cm. Op basis daarvan wordt geconcludeerd dat door mechanisme A geen erosie optreedt.

Tabel 3.3 Predictie van de cumulatieve graserosie voor de Afsluitdijk voor verschillende Golfoverslagdebieten

0.1 ℓ /s/m

NO of waves	ℓ /m (wave)	ℓ /m (total)	h (m)	U_m (m/s)	t_m (s)	r_0 (-)	α (-)	Σy_m (m)
3	50	150	0,020	2,50	1,8	0,129	2,14	5,06E-07
3	175	525	0,054	3,25	2,7	0,163	2,31	7,84E-07
2	375	750	0,094	4,00	3,6	0,174	2,37	5,50E-06
1	750	750	0,158	4,75	4,2	0,190	2,45	9,33E-06
1,612E-06								

1 ℓ /s/m

NO of waves	ℓ /m (wave)	ℓ /m (total)	h (m)	U_m (m/s)	t_m (s)	r_0 (-)	α (-)	Σy_m (m)
68	50	3400	0,020	2,50	1,8	0,129	2,14	3,18E-05
31	175	5425	0,054	3,25	2,7	0,163	2,31	9,57E-07
18	375	6750	0,094	4,00	3,6	0,174	2,37	2,91E-05
8	750	6000	0,158	4,75	4,2	0,190	2,45	5,56E-05
1	1500	1500	0,273	5,50	4,7	0,216	2,58	1,91E-05
1,365E-04								

10 ℓ /s/m

NO of waves	ℓ /m (wave)	ℓ /m (total)	h (m)	U_m (m/s)	t_m (s)	r_0 (-)	α (-)	Σy_m (m)
261	50	13050	0,020	2,50	1,8	0,129	2,14	1,22E-04
212	175	37100	0,054	3,25	2,7	0,163	2,31	6,54E-06
150	375	56250	0,094	4,00	3,6	0,174	2,37	2,42E-04
92	750	69000	0,158	4,75	4,2	0,190	2,45	6,39E-04
31	1500	46500	0,273	5,50	4,7	0,216	2,58	5,91E-04
3	2500	7500	0,418	6,00	5,3	0,245	2,73	1,10E-04
1,711E-03								

30 ℓ /s/m

NO of waves	ℓ /m (wave)	ℓ /m (total)	h (m)	U_m (m/s)	t_m (s)	r_0 (-)	α (-)	Σy_m (m)
537	175	93975	0,054	3,25	2,7	0,163	2,31	1,66E-05
318	375	119250	0,094	4,00	3,6	0,174	2,37	5,13E-04
258	750	193500	0,158	4,75	4,2	0,190	2,45	1,79E-03
129	1500	193500	0,273	5,50	4,7	0,216	2,58	2,46E-03
27	2500	67500	0,418	6,00	5,3	0,245	2,73	9,91E-04
6	3500	21000	0,540	6,50	6,5	0,257	2,79	3,83E-04
6,156E-03								

50 $\ell/s/m$

NO of waves	ℓ/m (wave)	ℓ/m (total)	h (m)	U_m (m/s)	t_m (s)	r_0 (-)	α (-)	Σy_m (m)
834	375	312750	0,094	4,00	3,6	0,174	2,37	1,35E-03
372	750	279000	0,158	4,75	4,2	0,190	2,45	2,59E-03
234	1500	351000	0,273	5,50	4,7	0,216	2,58	4,46E-03
57	2500	142500	0,418	6,00	5,3	0,245	2,73	2,09E-03
18	3500	63000	0,540	6,50	6,5	0,257	2,79	1,15E-03
6	4500	27000	0,645	7,00	7,0	0,261	2,80	5,35E-04
3	5250	15750	0,720	7,25	7,5	0,266	2,83	3,29E-04
								1,250E-02

75 $\ell/s/m$

NO of waves	ℓ/m (wave)	ℓ/m (total)	h (m)	U_m (m/s)	t_m (s)	r_0 (-)	α (-)	Σy_m (m)
699	375	262125	0,094	4,00	3,6	0,174	2,37	1,13E-03
474	750	355500	0,158	4,75	4,2	0,190	2,45	3,29E-03
342	1500	513000	0,273	5,50	4,7	0,216	2,58	6,52E-03
108	2500	270000	0,418	6,00	5,3	0,245	2,73	3,96E-03
39	3500	136500	0,540	6,50	6,5	0,257	2,79	2,49E-03
6	4500	27000	0,645	7,00	7,0	0,261	2,80	5,35E-04
18	5250	94500	0,720	7,25	7,5	0,266	2,83	1,97E-03
								1,990E-02

totaal**0,04 m**

Abrupt losscheuren (mechanisme B) is in Tabel 3.4 berekend met vgl.(3.2). Daaruit blijkt dat de maximaal optredende belasting p_m (kN/m^2) bij de grotere overslagdebieten $q > 30 \ell/s/m$ groter is dan 50 kN/m^2 . De grondsterkte $\sigma_{s,\min}$ (kN/m^2) bij een redelijk tot goede doorwortelde grasmat varieert van 90 tot 160 kN/m^2 gegeven $d_r = 0,13 \text{ mm}$ (zie ook Tabel 3.2). Indien lokaal de worteldiameter kleiner is dan de gemiddelde waarde ($d_r = 0,13$) mm, bijvoorbeeld $d_r = 0,10 \text{ mm}$ dan reduceert de grondsterkte met ongeveer 1/3 en dan zou de grasmat lokaal wel kunnen losscheuren.

De conclusie is dus dat abrupt losscheuren niet te verwachten is, er van uitgaande dat de gehanteerde uitgangspunten correct zijn.

Opgemerkt wordt dat indien de grasmat over een aanzienlijk stuk is losgescheurd aansluitend de gestructureerde klei en het eventuele zand zeer snel zal kunnen eroderen. De predictie hiervan is niet gegeven.

Tabel 3.4 Berekening belasting per overslagdebiet

golfoverslag $l/s/m$	Max. golf volume (l)	aantal golven (-)	h (-)	r_0 (-)	U_m (m/s)	p_m (kN/m ²)
0,1	750	1	0,16	0,19	4,75	10,5
1	1500	1	0,27	0,22	5,50	17,9
10	2500	3	0,38	0,24	6,00	25,1
30	3500	6	0,50	0,25	6,50	33,0
50	5500	3	0,79	0,27	7,50	52,1
75	5500	18	0,79	0,27	7,50	52,1

Predictie overgang talud naar horizontale berm

Benedenstreams van het binnentalud van de dijk nabij de teen ontstaat een ontgrondingskuil. Op basis van 2^e Wet van Newton is de grootte van de maximale ontgrondingsdiepte in de evenwichtsfase (Hoffmans 2009):

$$y_{m,e} + h_t = c_{2V} \sqrt{qU_0 \sin S / g} \quad \text{met} \quad c_{2V} = 20 / D_{90}^{0,33} \quad (3.3)$$

waarin:

- c_{2V} materiaal constante (-);
- D_{90}^{*} ($= d_{90}(\Delta g/v^2)^{0,33}$) dimensieloze korreldiameter (-);
- g zwaartekracht (m/s²);
- h_t waterdiepte op horizontale deel (m);
- q debiet (m²/s);
- S helling van het binnentalud (-);
- U_0 dieptegemiddelde snelheid (m/s)
- $y_{m,e}$ maximale ontgrondingsdiepte op overgang talud naar horizontaal deel in de evenwichtsfase (m);
- Δ ($= 1,65$) relatieve dichtheid (-);
- ν kinematische viscositeit (m²/s).

Aannemende dat de grasmat op de berm is losgescheurd en dat onder de grasmat gestructureerde klei aanwezig is met $0,8 \text{ m/s} < U_c < 1,1 \text{ m/s}$, dan varieert de equivalente korreldiameter van 7 tot 14 cm. Voor de grotere golfoverslagdebieten (50 en 75 $l/s/m$) is in de evenwichtssituatie de te verwachten maximale ontgrondingsdiepte 1,7 m voor $U_c = 0,8 \text{ m/s}$ en 0,9 m voor $U_c = 1,1 \text{ m/s}$.

Aangenomen is dat bij een nagebootste stormduur van ongeveer 6 uur de maximale ontgrondingsdiepte wordt bereikt.

Een MSc student van de TU Delft heeft recent ook een model vervaardigd voor dit mechanisme. De ontgrondingsdiepte op tijdstip t volgt uit:

$$\Delta y_m = \frac{\omega^2 \tau_0(z) - \tau_c(z)}{E_{soil}(d)} \Delta t \quad \text{met} \quad \omega = 1,5 + 5r_0 \quad (3.4)$$

- $\sigma_{0,g,c}$ kritieke grassterkte aan het oppervlak (N/m²);

- $\tau_0(z)$ diepte afhankelijke gemiddelde bodemschuifspanning (N/m^2).
 $\tau_c(z)$ diepte afhankelijke kritische gemiddelde bodemschuifspanning (N/m^2).
 $E_{\text{soil}}(z)$ diepte afhankelijke erosieparameter (m/s);
 r_0 relatieve dieptegemiddelde turbulentie intensiteit (-);
 z verticale coördinaat (m);

De diepte-afhankelijke belasting volgt met:

$$\tau_0(z) = \tau_0 \exp(-0,25z) \quad \text{met} \quad \tau_0 = 0,016 \cdot \frac{1}{2} \rho_w \cdot \left(\frac{1}{1+\varepsilon} U \right)^2 \quad (3.5)$$

waarin

- ε luchtgehalte (-)
 U_0 dieptegemiddelde snelheid (m/s);

De kritische sterkte van de grond met:

$$\tau_{s,c} = 0,056 [(\rho_s - \rho)gz + \tau_{c,c}(z) + \tau_{g,c}(z)] \quad (3.6)$$

met

$$\tau_{c,c} = 0,021 \tau_{c,0} (1 + \alpha_{cs} z) \quad \text{met} \quad \alpha_{cs} = 20 \text{ kN/m}^2/\text{m} \quad (3.7)$$

$$\tau_{g,c} = \tau_{g,0} \exp(-\beta z) = 0,7 RAR t_r \quad \text{met} \quad RAR = \frac{A_r}{A} = 7,46 \cdot 10^{-4} \exp(-22,32 z) \quad (3.8)$$

waarin

- g (= 9,81 m/s^2) zwaartekracht (m/s^2);
 $t_{r,c}$ (= $20 \cdot 10^6 \text{ N/m}^2$) kritieke grasspanning (N/m^2);
 ρ (= 1000 kg/m^3) dichtheid van water (kg/m^3);
 ρ_s (= 2650 kg/m^3) dichtheid van grond (kg/m^3);
 $\tau_{c,c}$ diepte afhankelijke kritieke kleisterkte (N/m^2);
 $\tau_{g,c}$ diepte afhankelijke kritieke grassterkte (N/m^2);
 $\tau_{c,0}$ kritieke kleisterkte aan het oppervlak (N/m^2);
 $\tau_{g,0}$ kritieke grassterkte aan het oppervlak (N/m^2);

De eerste term in vgl.(3.6) vertegenwoordigt de wrijvingskracht van het ondergedompeld gewicht; de tweede term is de kritische schuifsterkte van klei, die toeneemt met de diepte, en derde term is de kritische schuifsterkte van gras.

Het model voorspelt als cumulatieve erosiediepte als gevolg van alle proeven een waarde van ongeveer 1 à 1,5 m. Daarbij is gebruik gemaakt van de formules van Bosman (2007) voor de stroomsnelheid U .

Merk op dat het verloop van de ontgrondingsdiepte wordt berekend en niet zoals bij vgl.(3.4) de evenwichtsontgrondingsdiepte.

Erosie rondom paaltjes

De maximale ontgrondingsdiepte in de evenwichtsfase (Hoffmans en Verheij, 2008) volgt uit:

$$\frac{y_{m,e}}{b} = 2,0 \quad \text{voor} \quad b/h \ll 1 \quad (3.9)$$

of

$$\frac{y_{m,e}}{h_0} = 1,9 \quad \text{voor } b/h \cong 1 \quad (3.10)$$

waarin:

b breedte obstakel (m)

h waterdiepte (m)

Aannemende dat de orde grootte van b en h ongeveer 0,1 m is, dan is $y_{m,e} \approx 0,2$ m.

4 Infiltratie en afschuiven

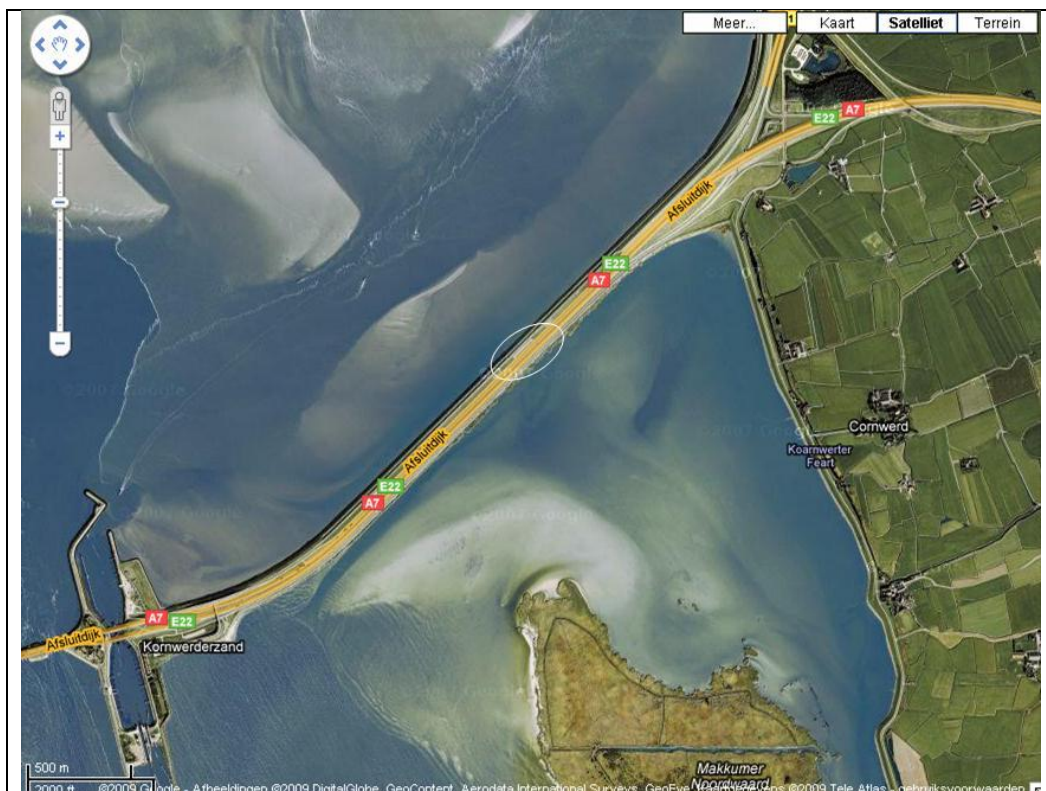
In dit hoofdstuk wordt de infiltratie van water (paragraaf 4.4) en het eventueel afschuiven van de bekleding (paragraaf 4.5) behandeld. In paragraaf 4.1 staan eerst de basisgegevens van de dijk en de testlocatie. Extra aandacht wordt besteed aan de schuifsterkte van de bekleding (paragraaf 4.2) en de stromingsparameters (paragraaf 4.3).

4.1 Onderzoekslocatie, dijkopbouw en waterstanden onder dagelijkse omstandigheden

De dijkopbouw en parameters zijn gebaseerd op:

- Ontwerptekeningen,
- Geotechnisch onderzoek naar functioneren van de Afsluitdijk bij de Deltastorm, Grondmechanica Delft (1987)
- Toetsrapportage van DHV (2005)
- Veld- en laboratoriumonderzoek uitgevoerd in het kader van onderhavige opdracht.

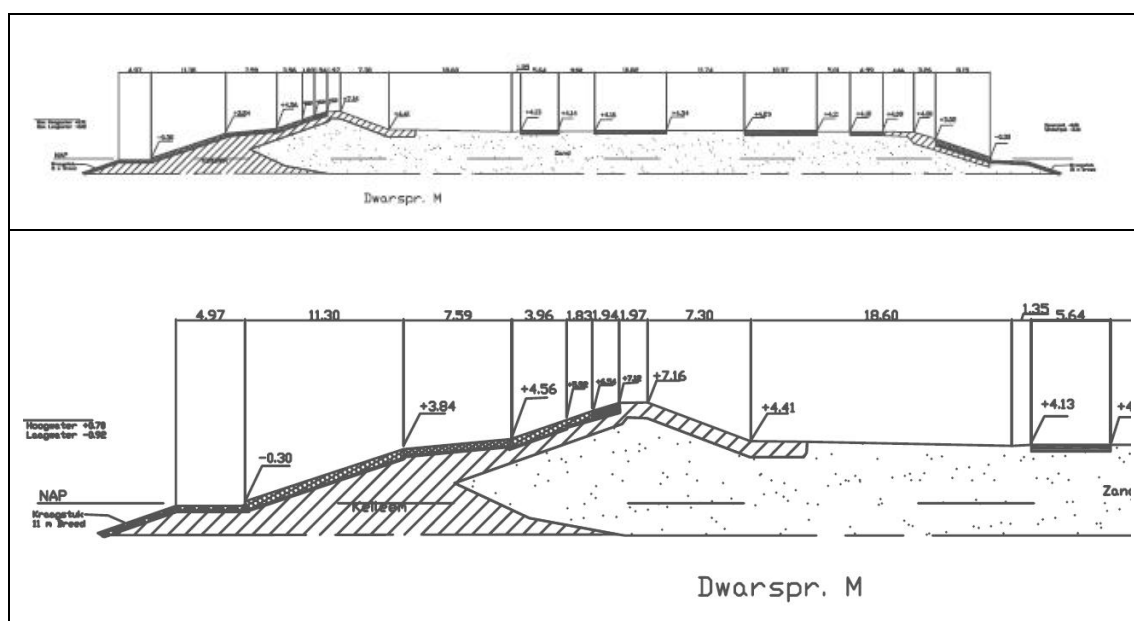
De onderzoekslocatie bevindt zich op de Afsluitdijk tussen Kornwerderzand en het Friese vasteland, nabij km 28,6 (kilometrering Afsluitdijk). Op dit dijktraject ligt tussen de dijk en de A7 een parallelweg en twee parkeerplaatsen. De proeven worden uitgevoerd bij de oostelijke parkeerplaats.



Figuur 4.1 Onderzoekslocatie op de Afsluitdijk

Er worden 3 golfverslagproeven uitgevoerd en één afschuifproef.

Het dwarsprofiel ter plaatse van de onderzoekslocatie staat in onderstaande Figuur 4.2.



Figuur 4.2 Dwarsprofiel + vergroting. V.l.n.r. Waddenzee, dijk, strook gras/parkeerplaats (niet aangegeven), parallelweg, 2 stroken van de A7, parallelweg, IJsselmeer

Met de dijk wordt bedoeld de verhoging aan de Waddenzeekant van de Afsluitdijk. Met het binnentalud wordt alleen het talud van deze dijk bedoeld.

Kenmerken van de dijk:

- Kruinhoogte ca. NAP +7,2 m
- Kruinbreedte 2 m
- Teen NAP +4,4 m
- Taludhelling binnenzijde 1:2,6
- Taludhoogte 2,8 m
- Taludlengte 7,8 m

De sluiting van de Zuiderzee is uitgevoerd met keuleem dat zich nu aan de buitenzijde van het huidige dijklichaam bevindt. Aan de binnenzijde is de dijk opgebouwd met zand. De kruin, het binnentalud en de berm tot een afstand van circa 4 m vanaf de teen zijn bekleed met een cohesieve grondlaag begroeit met gras.

In 1987 is onderzoek uitgevoerd naar de stabiliteit van de Afsluitdijk in het geval van de Deltastorm (Grondmechanica Delft 1987). Hiervoor is op twee locaties (hm 14.732 en hm 11.640) grondonderzoek uitgevoerd naar de eigenschappen van de bekledingslaag. Het onderzoek heeft op elke locatie bestaan uit 5 Begemann 66 mm boringen in de kruin op een onderlinge afstand van 4 m. Deze kleine onderlinge afstand was gekozen om de variabiliteit van de bekledingslaag te onderzoeken. De in totaal 10 boringen zijn uitgevoerd tot een diepte van 2,1 m onder het maaiveld. Dit was de verwachte dikte van de klei- en keuleemlaag die samen de bekleding van de dijk vormen. De dikte van de bekledingslaag was als volgt:

Locatie	kleilaagdikte (m)	Keileemlaagdikte (m)
hm 14.732	0.15 - 0.3	1.1 - 1.8
hm 11.640	0.35 - 0.6	1.4 - 1.7

Tabel 4.1 Dikte bekledingslaag, bestaande uit klei en keileem (Grondmechanica Delft 1987)

In januari 2009 zijn op de beoogde proeflocatie handboringen uitgevoerd om de samenstelling van de bekledingslaag vast te stellen. Daarnaast zijn 6 Begemann 66 mm boringen uitgevoerd voor het verkrijgen van kwalitatief goede grondmonsters voor laboratoriumonderzoek. Uit deze boringen blijkt dat op de onderzoekslocatie de gemiddelde kleilaagdikte 0,4 m bedraagt (tussen 0,2 en 0,6 m) en de gemiddelde keileemlaagdikte 1,1 m (tussen 0,9 m en 1,6 m). Dit is in lijn met de eerder gevonden laagdiktes. Voor de predictie zijn de gemiddelde waarden aangehouden.

Aan de buitenzijde bevindt zich de Waddenzee met een gemiddelde waterstand van ongeveer NAP +0,0 m en een gemiddeld getij tussen NAP -1 m en NAP +0,7 m. Er wordt, mede door de aanwezigheid van de keileem aan de buitenzijde van de dijk, geen getijderespons verwacht in de zandkern van de dijk.

Aan de binnenzijde van de dijk ligt het IJsselmeer met een gemiddeld peil van enkele decimeters onder NAP. De variatie van deze waterstand is gering en er wordt daarom ter plaatse van het talud nauwelijks een respons verwacht.

4.2 Schuifsterkte en volumieke massa

Op grondmonsters uit de 10 boringen (Grondmechanica Delft 1987) zijn celproeven en doorlatendheidsproeven uitgevoerd. Op 3 grondmonsters uit de kleilaag en 7 grondmonsters uit de keileemlaag zijn celproeven uitgevoerd. Elke celproef levert een cohesie c' (kPa) en een wrijvingshoek ϕ' ($^{\circ}$). Van elk van de grondmonsters is de volumieke massa bepaald. De resultaten van het laboratoriumonderzoek staan in onderstaande tabel.

nr.	Grondsoort	Diepte (m)	Vol. massa (t/m^3)	c' (kPa)	ϕ' ($^{\circ}$)
1	keileem	0.3-0.5	2.08	3.3	31.1
2	keileem	1.3-1.5	2.15	4.5	29.3
3	keileem	0.5-0.7	2.05	3.4	29.9
4	keileem (zandinsluitingen)	1.2-1.4	2.02	0	33.2
5	keileem	1.3-1.5	2.15	4.0	35.4
6	keileem	1.2-1.4	2.17	3.5	31.5
7	keileem (sterk humeus, veenstuk)	0.4-0.6	1.80	3.8	27.8
8	klei (labbeschrijving zand)	0.1-0.3	1.60	4.0	31.6
9	klei, sterk zandig	0.4-0.6	1.63	1.5	26.7
10	klei (labbeschrijving zand)	0.1-0.25	1.48	0	36.5

Tabel 4.2 Resultaten laboratoriumonderzoek Grondmechanica Delft (1987)

Op basis van de proefresultaten zijn destijds de volgende rekenwaarden gegeven:

Grondsoort	Vol. massa (t/m ³)	c' (kPa)	φ' (°)
klei	1.73	0.75	31.8
keileem	2.08	3.5	30.1

Tabel 4.3 Rekenwaarden voor de volumieke massa, c'en φ' uit Grondmechanica Delft (1987)

De waarden voor de klei zijn het gemiddelde van de twee celproefresultaten nr. 9 en 10. Het resultaat van nr. 8 werd niet vertrouwd, door problemen tijdens het uitvoeren van de proef. De waarden voor de keileem zijn het gemiddelde van de laagste 4 celproefresultaten met uitzondering van het allerlaagste resultaat (nr. 4). Deze waarden zijn een conservatieve schatting die in de rapportage als rekenwaarde worden genoemd. Opgemerkt wordt dat hierbij een andere veiligheidsfilosofie hoort dan nu gangbaar is.

In DHV 2005 wordt voor de sterkteparameters van de bekleding verwezen naar Grondmechanica Delft 1987. Er is in het kader van de toetsing geen aanvullend onderzoek uitgevoerd naar de sterkteparameters van de bekleding. In de toetsrapportage worden als representatieve waarden van c' en φ' de hoogste met celproef bepaalde waarden genomen (en voor de cohesie van keileem zelfs iets hoger). De achtergrond hiervan is niet duidelijk. Op basis van deze gegevens wordt de dijk afgekeurd op afschuiven van de bekleding. Eerder was in het rapport van Grondmechanica Delft tot dezelfde conclusie gekomen, echter onder de voorwaarde dat afschuiven van de kleilaag over de keileemlaag optreedt indien de kleilaag ergens dikker is dan 0,6 m, hetgeen op basis van het beperkte grondonderzoek (Grondmechanica Delft 1987 + DHV 2005) waarschijnlijk werd geacht. De in DHV 2005 gegeven rekenwaarden voor de sterkte van klei zijn om bovengenoemde redenen verder niet meer gebruikt.

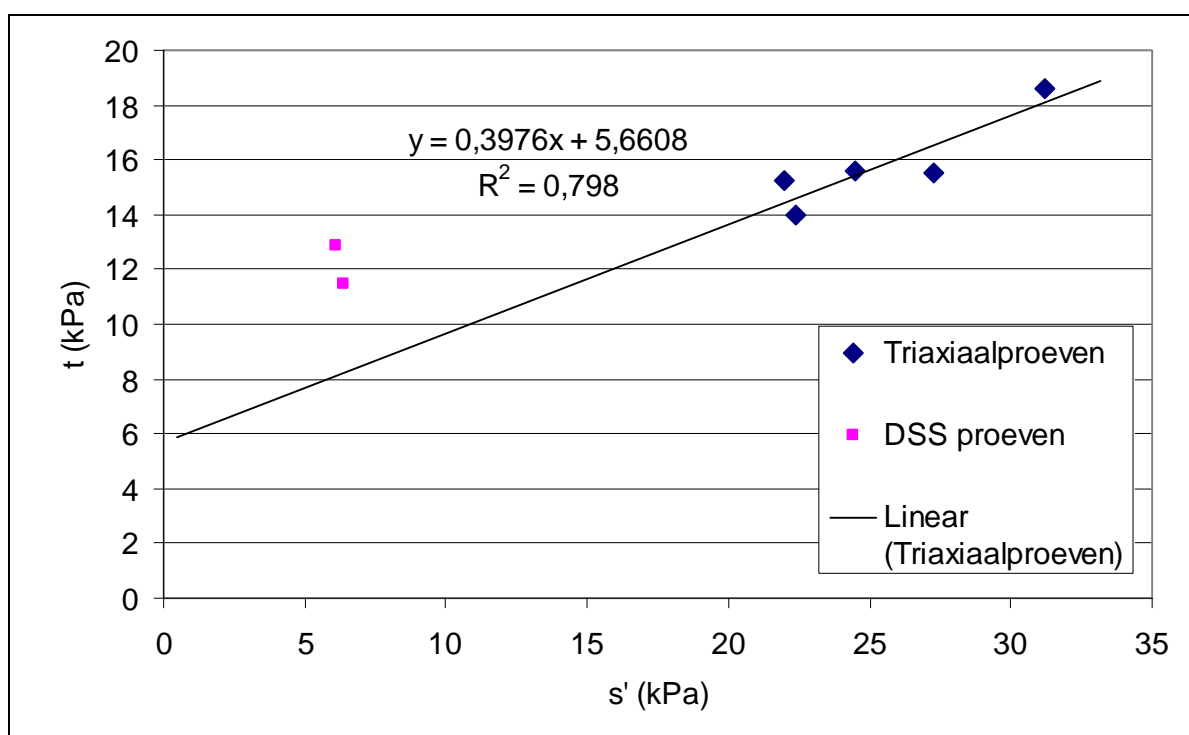
In het kader van de predictie zijn 5 triaxiaalproeven uitgevoerd op de klei in de bekleding. Voor de predictie wordt gebruik gemaakt van de gemiddelde waarden van de maximale schuifsterkte. Hierin wordt geen veiligheid meegenomen. De monsters zijn isotroop geconsolideerd bij een spanning van 5 à 10 kPa, wat op de rand van het mogelijke is voor de gebruikte proefopstelling. Doordat bezwijken de monsters door compressie tot bezwijken worden gebracht, lopen de spanningen op tot 20 à 30 kPa (Tabel 4.4). Dit is 15 à 25 kPa hoger dan de spanningen in het veld. In de tabel zijn de resultaten weergegeven in s' (kPa) en t (kPa). $s' = 0.5 * (\text{effectieve verticale spanning} + \text{effectieve horizontale spanning})$ en $t = 0.5 * (\text{effectieve verticale spanning} - \text{effectieve horizontale spanning})$.

Monster nr.	diepte (mv- .. m)	s' (kPa)	t (kPa)	Gewicht (kN/m ³)
6-69	0,15-0,3	31,17	18,6	18,0
5-64	0,1-0,25	27,26	15,5	18,4
4-61	0,1-0,25	24,48	15,59	17,7
1-51	0,2-0,35	21,96	15,22	18,5
2-54	0,15-0,3	22,36	13,98	18,6

Tabel 4.4 Triaxiaalproefresultaten op klei uit de bekleding

Met behulp van lineaire regressie door de s' - t punten zijn de gemiddelde wrijvingseigenschappen bij pieksterkte bepaald: c' = 6,1 kPa en φ' = 23,4° (Figuur 4.3). Door de relatief hoge cohesie is afschuiven door de klei uit te sluiten, ook al is de kleilaag volledig verzadigd en is er een grondwaterstroming parallel aan het talud.

Naast de triaxiaalproeven zijn twee Direct Simple shear proeven uitgevoerd op dezelfde klei. Het voordeel van de direct simple shear proef is dat afschuiven bij een lagere spanning kan gebeuren. Het nadeel is dat de horizontale spanning in het monster niet goed bekend is, waardoor ook de s' en t punten niet precies bepaald zijn. Er bestaan verschillende manieren om met de onbekendheid van de horizontale spanning om te gaan. Er is gekozen voor de gangbare manier, waarbij s' gelijk wordt verondersteld aan de effectieve verticale spanning, waarmee wordt verondersteld dat de effectieve horizontale spanning gelijk is aan de effectieve verticale spanning. De spanningspunten staan in Figuur 4.3, bij de resultaten van de triaxiaalproeven.



Figuur 4.3 Triaxiaal- en Direct Simple Shear proefresultaten op klei uit de bekleding, bij pieksterkte

De DSS resultaten liggen boven de lineaire regressielijn door de triaxiaalproefresultaten. De verklaring hiervan kan gedeeltelijk zijn gelegen in anisotropie van het monster. Bezijken van het monster op compressie in een triaxiaalproef levert een ander schuifvlak dan bij een DSS proef. Een tweede mogelijke verklaring is dat de verzadiging van het monster minder volledig is dan bij de triaxiaalproeven. Dit komt doordat er bij de DSS geen back pressure wordt aangebracht en bij de triaxiaalproeven wel.

Het toevoegen van de DSS resultaten aan de verzameling resulteert in: $c' = 11$ kPa en $\phi' = 10,9^\circ$. Vanwege de eerder genoemde onzekerheden over deze proefmethode zijn ze echter niet meegenomen bij de predictieberekening.

De wrijvigseigenschappen van de keileem zijn gebaseerd op de celproefwaarden (Tabel 4.2). Voor de predictie is gebruik gemaakt van de gemiddelde waarden: $c' = 3,5$ kPa en $\phi' = 30,1^\circ$.

De wrijvigseigenschappen van het zand zijn ervaringsgetallen: $c' = 0,1$ kPa en $\phi' = 30^\circ$. De kleine cohesie is aangenomen om numerieke problemen bij de stabiliteitsanalyse met PLAXIS te voorkomen.

Onderaan het talud ligt een stukje klinkerbestrating, dat geen rol speelt in de stabiliteitsanalyse. Er zijn hiervoor 'best guess' waarden aangenomen. De klinkers zijn wel meegenomen in de schematisatie, omdat ze invloed hebben op de infiltratie van water in het dijklichaam.

T

De wrijvingsparameters en volumieke massa zijn samengevat in Tabel 4.5.

Tabel 4.5 Samenvatting wrijvingsparameters en volumiek gewicht

parameter	dimensie	bekleding klei	bekleding Keileem	zand	Klinkers*
γ_{droog}	kN/m ³	15,3	19,5	17,5	20
γ_{nat}	kN/m ³	17,3	21,5	18,5	20
ϕ'	°	23,4	30	30	35
c'	kPa	6,2	3,5	0,1	1

4.3 Stromingsparameters

De doorlatendheid van de zandkern is bepaald door laboratoriumonderzoek op 4 zandmonsters die op de beoogde proeflocatie zijn gestoken. De doorlatendheidsproeven zijn uitgevoerd bij een vaste, middelmatige en losse pakking. De resultaten van de proeven zijn samengevat in Tabel 4.6.

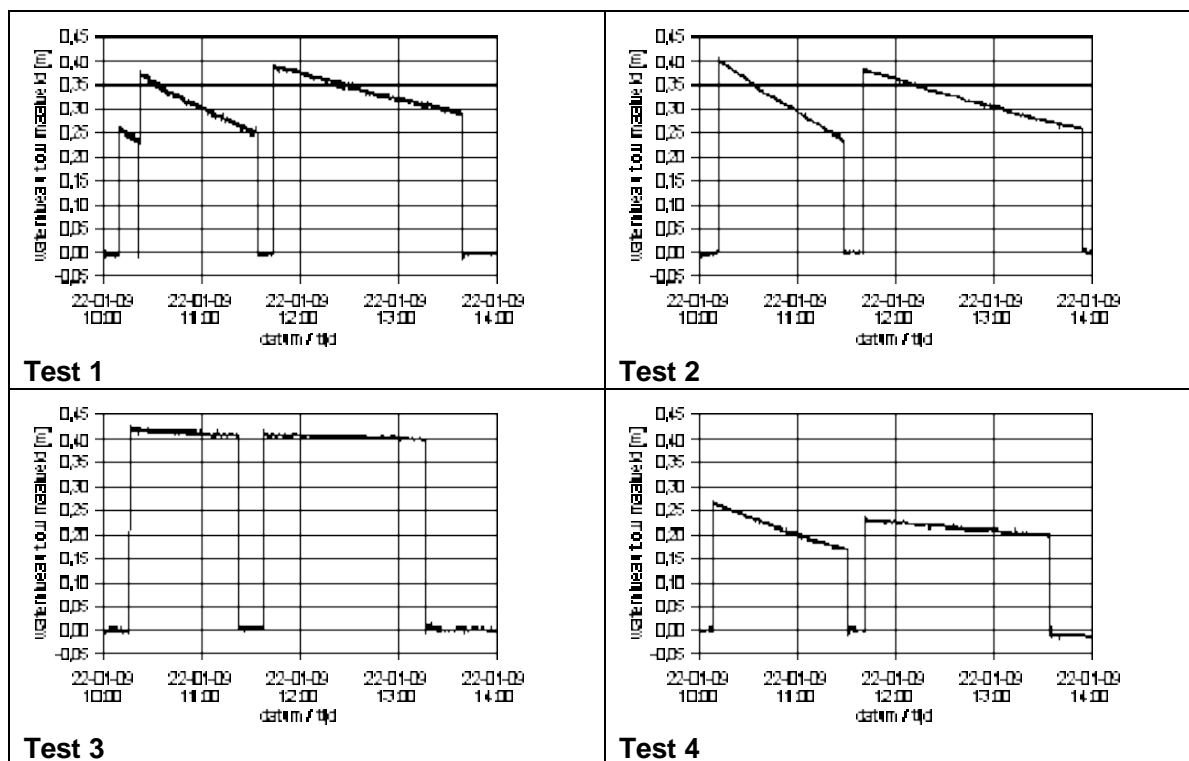
Tabel 4.6 Doorlatendheidsbepaling zand

Monster	diepte	d10 (mm)	d50 (mm)	d60 (mm)	d70 (mm)	Pakking	n (-)	k (m/s)
K56A	-1,75	0,109	1,83	0,198	0,22	los	0,41	1,70E-04
						midden	0,39	1,30E-04
						vast	0,37	1,10E-04
K56B	-2,2	0,118	0,201	0,221	0,245	los	0,4	2,00E-04
						midden	0,37	1,30E-04
						vast	0,35	1,10E-04
K63	-2,45	0,116	0,193	0,208	0,235	los	0,4	1,70E-04
						midden	0,38	1,30E-04
						vast	0,35	9,50E-05
K70	-1,75	0,11	0,198	0,217	0,22	los	0,41	1,40E-04
						midden	0,38	1,20E-04
						vast	0,35	9,00E-05

Voor een vaste pakking, met een gemiddelde porositeit $n = 0,36$ (-), is de gemiddelde doorlatendheid $1,0 \times 10^{-4}$ m/s. Bij een middelmatige pakking ($n = 0,38$) is dit $1,3 \times 10^{-4}$ m/s en bij een losse pakking $1,7 \times 10^{-4}$ m/s. De invloed van de pakking is relatief gering. Voor de predictieberekening is gekozen voor een waarden van $1,4 \times 10^{-4}$ m/s, wat overeenkomt met een gemiddelde pakking.

De doorlatendheid van de klei is bepaald op basis van vier in-situ infiltratieproeven. De proeven hebben enkele uren geduurd. Er zijn buizen met een diameter van 0,4 m vertikaal in het talud gedrukt tot een diepte van 0,6 à 0,7 m. Bovenin de buis is water gegoten, waarna is

gemeten hoe snel het waterpeil in de buis daalde. Dit geeft een maat voor de verzadigde doorlatendheid van de kleilaag (Figuur 4.4).



Figuur 4.4 In situ infiltratieproeven met 0,4 m diameter buis vertikaal in het talud: waterpeil in de buis vs tijd.

Afwijkend is proefnummer 3. Deze is uitgevoerd nabij de teen bij testvak 1 (Figuur 1.2). De infiltratiesnelheid bij proef 3 is gelijk aan $1,6 \times 10^{-6}$ m/s, wat ongeveer een factor 10 kleiner is dan volgt uit de andere 3 proeven. Het is mogelijk dat de samenstelling en de daarmee samenhangende bodemstructuur van de kleibekleding hier plaatselijk afwijkend was. Grote variaties in de samenstelling en de dikte van de bovenste kleilaag kunnen worden verwacht, zoals is gebleken uit eerder onderzoek (Grondmechanica Delft 1987). Voor de predictie van infiltratie is deze infiltratieproef buiten beschouwing gelaten. Waarschijnlijk betreft het hier namelijk een uitschieter die, vanwege het geringe aantal proeven, een te grote invloed op het gemiddelde zou hebben.

Bij de proeven 1, 2 en 4 valt op dat de infiltratiesnelheid bij aanvang van de proef groter is dan op het einde van de proef. Hetzelfde is eerder ook op andere proeflocaties gezien en kan worden verklaard doordat het infiltratiefront met verloop van tijd minder doorlatende grond bereikt. De infiltratiesnelheid is (mede) afhankelijk van de verzadigde doorlatendheid van de grond tussen het maaiveld en de diepte van het infiltratiefront. In deze proevenserie is het echter opmerkelijk dat de overgang vrij abrupt plaatsvindt net na het bijvullen van het waterniveau in de buis. Een sluitende verklaring voor het lagere infiltratiedebiet is niet gevonden. Een mogelijke oorzaak kan zijn gelegen in het dichtslibben van een deel van de macroporiën door opwoelen van afslibbaar materiaal bij het bijvullen. Bij de golfoverslagproeven kan dit mechanisme zeker optreden, doordat de hoge stroomsnelheden en turbulentie zorgen voor erosie van afslibbaar materiaal. Het meeste van dit materiaal zal met de stroming mee worden afgevoerd, maar het gedeelte van het water dat infiltreert zal

afslibbaar materiaal meevoeren de macroporiën in. Bij de afschuifproef wordt dit niet verwacht, omdat hier de stromingscondities heel mild zijn. Op basis hiervan kan een verschil in infiltratie worden verwacht tussen de golfoverslagproeven en de afschuifproef. Bij de golfoverslagproef zal infiltratie hierdoor wat minder snel gaan. In de navolgende predictie is dit niet verder gekwantificeerd.

Voor verzadigde doorlatendheid van de kleilaag is uitgegaan van het eerste deel van de infiltratieproeven. Het gemiddelde van de proeven 1, 2 en 4 resulteert in $2,8 \times 10^{-5}$ m/s. Het tweede deel van de infiltratieproeven, die niet zijn gebruikt voor de predictie, resulteert in $1,2 \times 10^{-5}$ m/s, ofwel een factor 2 kleiner.

De doorlatendheid van de keileem is in het kader van het eerdere onderzoek uit 1987 (Grondmechanica Delft 1987) bepaald. In deze studie is uitgegaan van 1×10^{-6} m/s, wat voor de predictie is overgenomen.

De Van Genuchten parameters zijn niet apart bepaald (Tabel 4.7). Deze parameters zijn nodig voor de beschrijving van de relatie tussen de verzadiging van de grond S (-), de waterdruk en de doorlatendheid k (m/s). S_{res} (-) is het gedeelte water dat achterblijft in de grond, zelfs bij heel hoge zuigspanningen. Voor S_{sat} (-), de maximale verzadiging van de grond, is 1 aangehouden en wordt daarom in de tabel niet genoemd. De parameters g_n , g_a en g_l komen voor in de relaties tussen verzadiging en waterdruk en verzadiging en doorlatendheid. Er is voor deze parameters gebruik gemaakt van de ervaringen opgedaan bij de proef bij de Boonweg en er is gebruik gemaakt van de default Van Genuchten parametersets uit PlaxFlow. Hiermee is een controle uitgevoerd of de infiltratieproef kon worden nagerekend.

De void ratio e (-) is geschat tijdens het beschrijven van de profielkuilen (**Bijlage A**).

Een samenvatting van de stromingsparameters staat in Tabel 4.7.

Tabel 4.7 *Stromingsparameters bekleding en zandkern*

naam	k_{sat} (m/s)	e (-)	S_{res} (-)	g_n (-)	g_a (1/m)	g_l (-)
kleibekleding	2.8e-5	0.09 (8% macro poriën)	0	1.4	1.0	0.5
keileembekleding	1.0e-6	0.01 (1% macro poriën)	0.1	1.9	1.5	-0.35
zand	1.4e-4	0.61 (38% poriën)	0.03	4	1.5	-1

4.4 Infiltratie

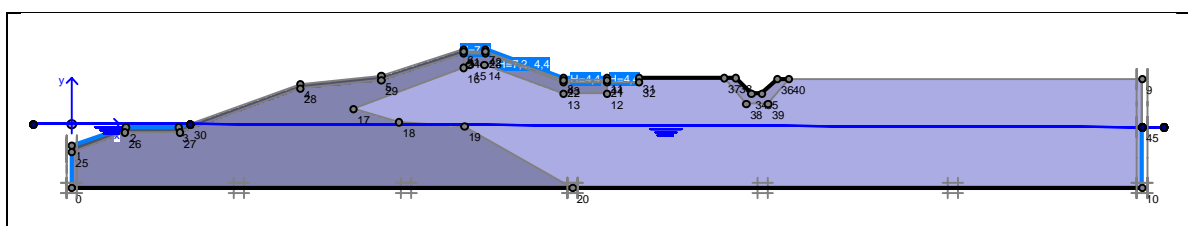
De infiltratiepredictie is gemaakt met het computermodel PlaxFlow, waarin gebruik wordt gemaakt van het Van Genuchten stromingsmodel voor onverzadigde stroming. De geometrie van het dwarsprofiel is beschreven in 4.1. De parameterkeuze is beschreven in 4.3.

4.4.1 Randvoorwaarden

Aanvankelijk zijn de modelranden op de Waddenzee en het IJsselmeer gelegd. Nadat was geconstateerd dat de randvoorwaarde op het IJsselmeer geen invloed had op de infiltratie rondom het talud is de rand dicht bij het talud gelegd. De getijdenbeweging op de Waddenzee heeft door de gesloten keileemkern aan de buitenzijde van de dijkprofiel geen invloed op de waterspanning in de zandkern ter plaatse van het talud. De getijdenbeweging is bij de modelering achterwege gelaten.

De onderzijde van het model is een kleilaag waarop het zandlichaam is opgespoten. De doorlatendheid van de klei is een orde 10^3 à 10^5 lager dan die van zand. De stroming door deze kleilaag heeft naar verwachting geen invloed op de waterspanning in de zandkern en is aangehouden als ondoorlatende rand.

De infiltratie is gemodelleerd door ter plaatse van de kruin en het binnentalud een zogenaamde druk = 0 kPa rand op te leggen (Figuur 4.5). Hiermee wordt een dun waterlaagje gemodelleerd. Uit een eerdere modelontwikkeling is gebleken dat de waterlaagdikte waar het bij golfoverslag om gaat (tot enkele decimeters) niet veel invloed heeft op infiltratie. Het is vooral de duur dat het talud nat is die belangrijk is.



Figuur 4.5 Randvoorwaarden PlaxFlow berekening: druk = 0 rand op kruin en binnentalud, dichte rand aan de onderzijde en ter plaatse van asfaltweg tot en met sloot, verder 'free seepage'

Bij de afschuifproef is er continu een waterlaagje aanwezig gedurende maximaal 56 uur.

Bij de golfoverslagproeven is de aanwezigheid van een waterlaagje afhankelijk van overslagvolumes en de tijd tussen de overslagvolumes. Hiervoor is geen goede formule beschikbaar. De formule uit het VTV voor de berekening van t_{sr} (Katern 8, H4 Grasbekleding) levert tijden die aanzienlijk kleiner zijn dan volgt uit observaties tijdens eerdere golfoverslagproeven. Ook de formules uit Van Gent 2002 geeft waarden die kleiner zijn dan volgt uit observaties. Waarschijnlijk komt dit door de geldigheid van deze formule tot een minimale laagdikte. Deze ondergrens van de formule komt voort uit de nauwkeurigheid van de gebruikte laagdiktemeters. Deze ondergrens is echter groter dan de waterlaag waarbij nog wel infiltratie optreedt, wat leidt tot een onderschatting van de tijd dat het talud nat is.

Uit observaties tijdens eerdere golfoverslagproeven blijkt dat vanaf een gemiddeld overslagdebiet van 10 l/s per m (bij een stormconditie met $H_s = 2$ m en een golfsteilheid van 5%) er bijna continu een dun waterlaagje op het talud aanwezig is. Op basis van deze observatie wordt aangenomen dat alleen bij de langste tussentijden het talud even droogvalt. Indien het gemiddeld 60 s duurt voordat het talud droogvalt na het voorbijkomen van een volumefront, dan gebeurt dit allen voorafgaand aan overslagvolumes groter dan 10 l/s per m keer 60 s = 600 l per m. Op basis van de stuurlijst kan worden bepaald dat dit bij 95 van de 749 overslagvolumes voorkomt (13%). Uitgaande van de gemiddelde droogvaltijd van 60 s, kan worden berekend dat hierbij het talud circa 17% van de tijd droog is, waarbij deze tijd volledig is geconcentreerd in de periodes voorafgaand aan de grootste overslagvolumes.

Uitgaande van een droogvaltijd van 60 s is voor alle gemiddelde overslagdebieten bepaald welk percentage van de tijd het talud 'droog' is.

Tabel 4.8 Percentage van de tijd gedurende golfoverslagproef dat het talud 'nat' is, uitgaande van een gemiddelde droogvaltijd tussen overslagvolumes van 60 s.

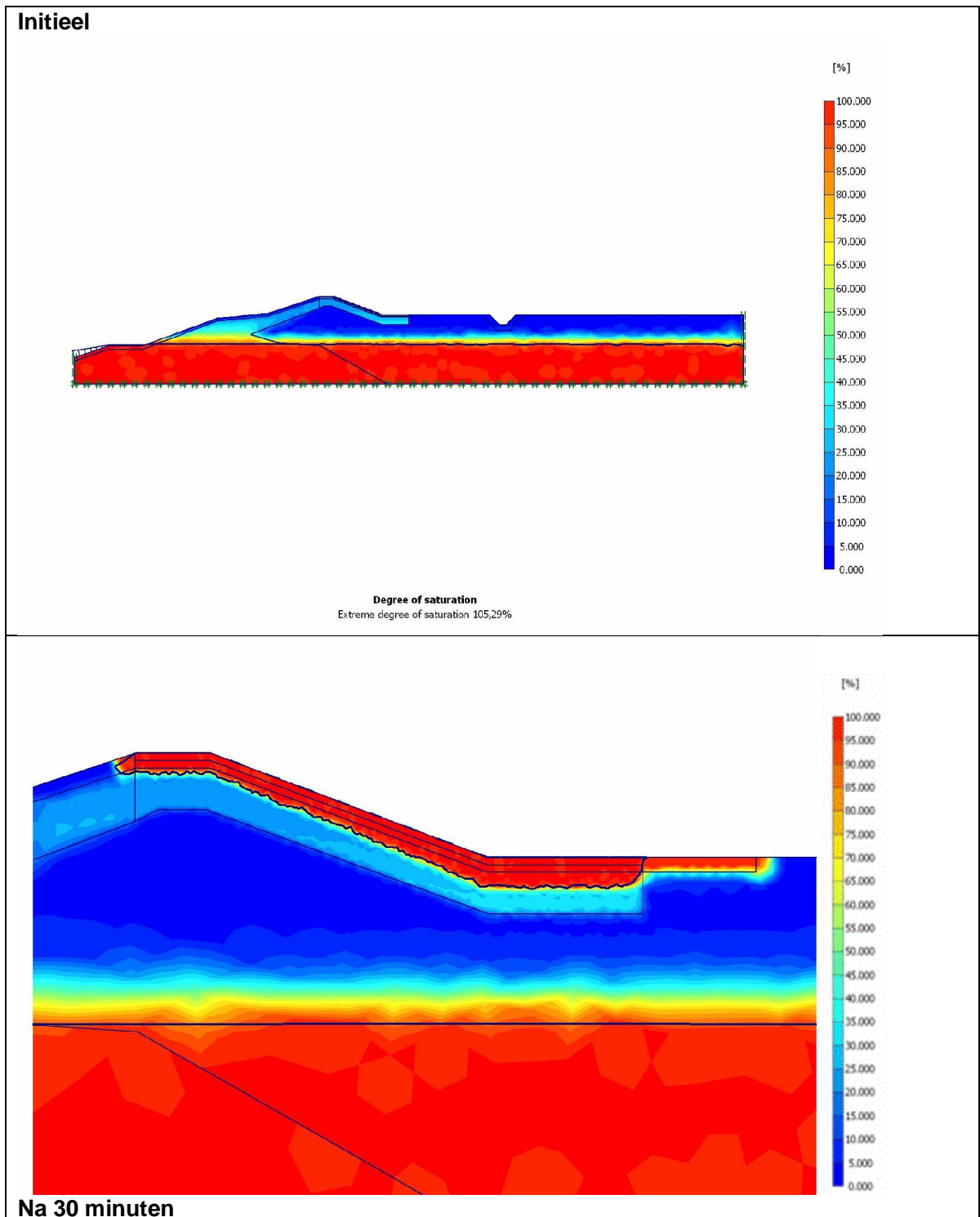
Gemiddeld overslagdebiet (l/s per m)	Totaal aantal volumes in 6 uur (-)	Drempelvolumen voor droogvallen = 60 s * gemiddeld overslagdebiet (l/m)	Aantal volumes > drempelvolumen (-)	Tijd nat talud (%)	Tijd nat talud (uur:min)
1 (5x versneld)	126	300	22	76%	0:55
10	749	600	95	83%	4:59
30	1275	1800	135	96%	5:46
50	1524	3000	27	98%	5:53
75	1686	4500	18	99%	5:56

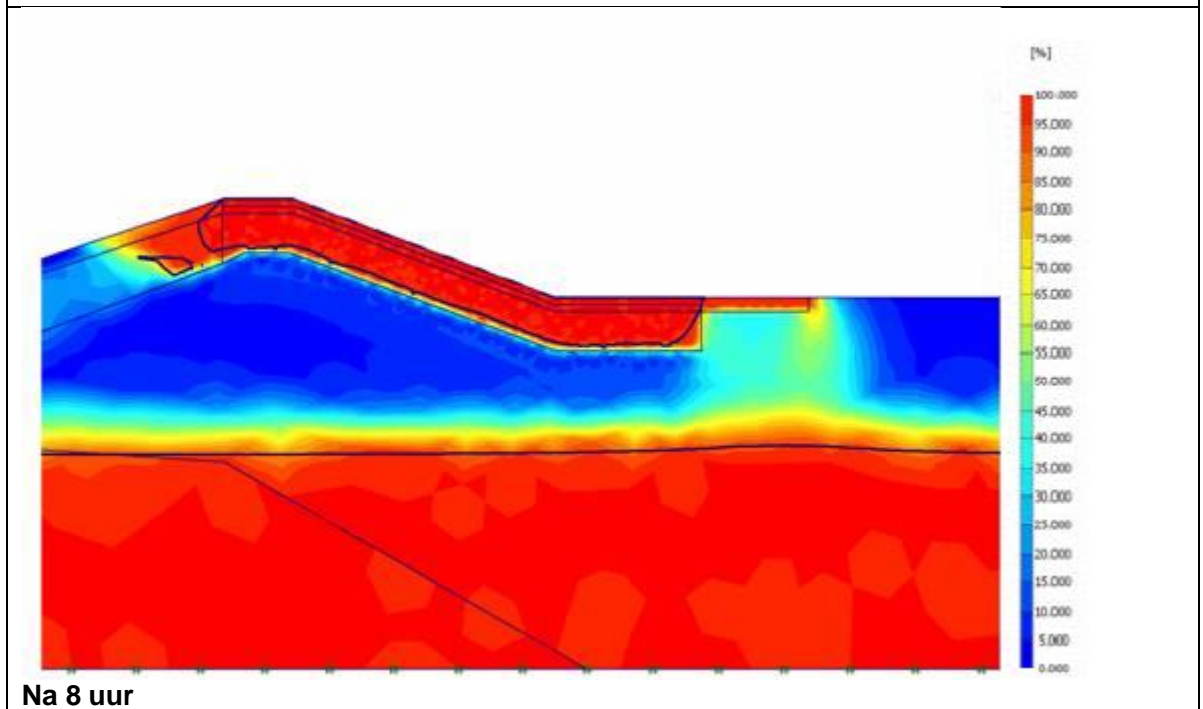
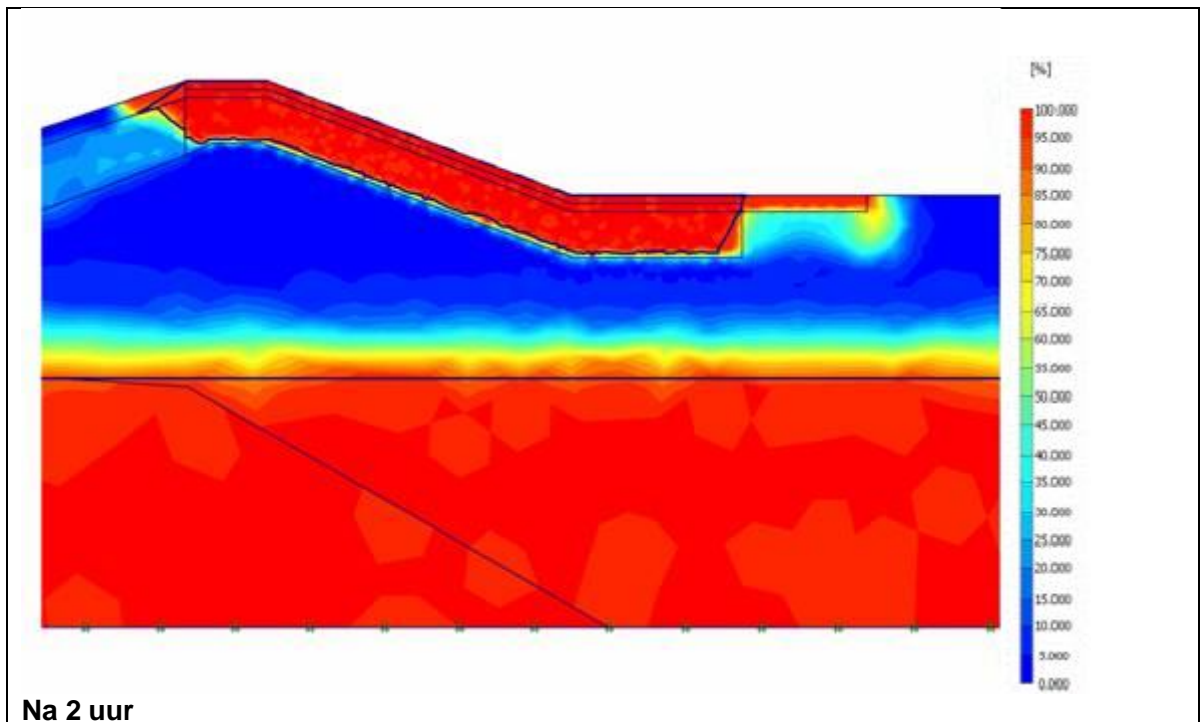
Omdat vlak voor het optreden van een groot overslagvolume het talud heel even droog valt, zal in deze tijd de waterspanning weer iets afnemen. Dit gebeurt tijdens een proefduur van 6 uur een groot aantal keren (kolom 4 Tabel 4.8). Dit is echter zeer moeilijk te modelleren, vanwege de lange rekentijden. Een iets te hoge schatting van de waterspanningen in de kleibekleding tijdens de proeven wordt verkregen door de tijd die het talud nat is aaneengesloten te modelleren.

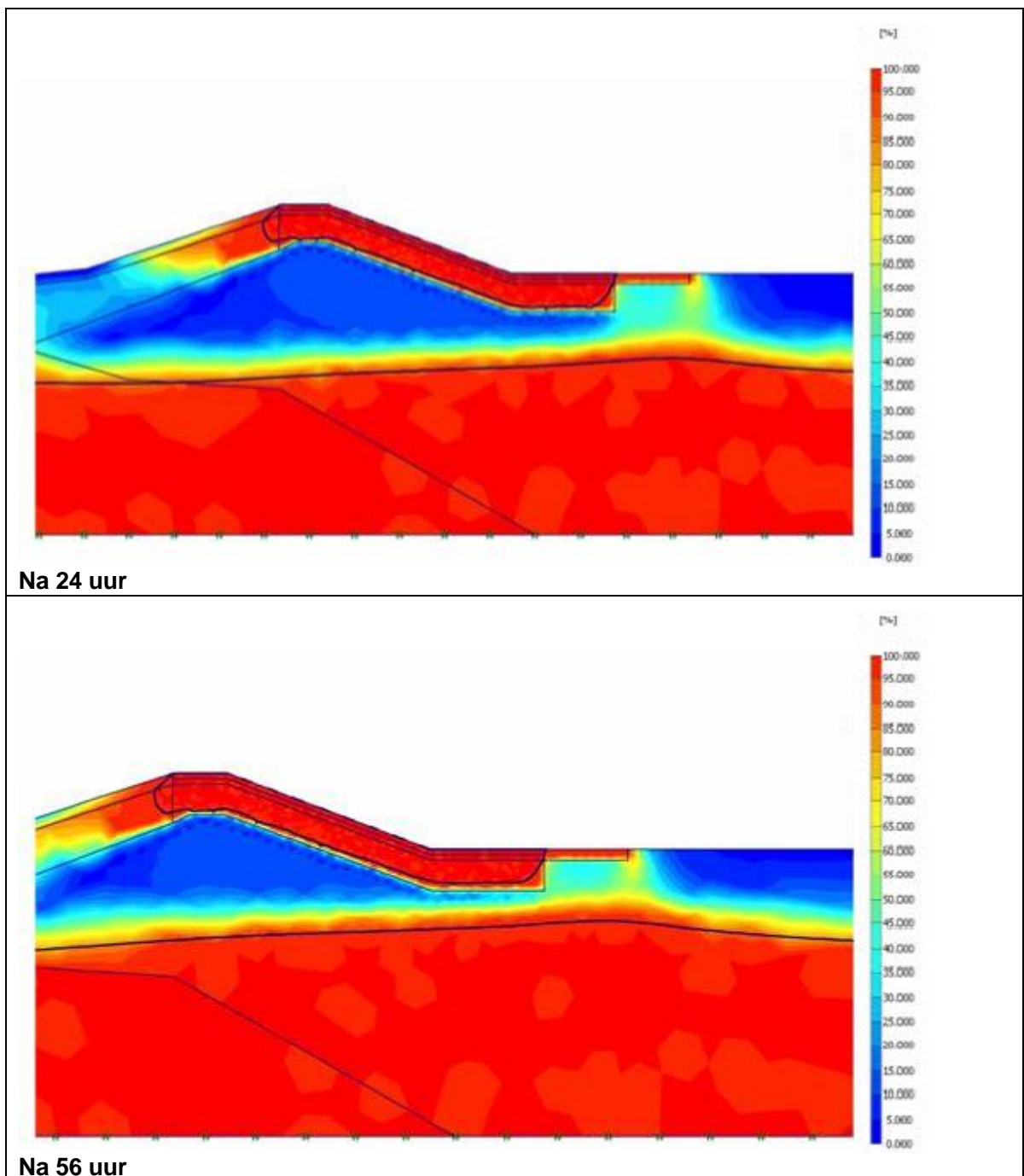
4.4.2 Berekeningsresultaten infiltratie

Initieel ligt het freatisch vlak in de predictieberekening ongeveer op NAP. Hierbij is geen rekening gehouden met opbolling door neerslag. Deze opbolling is afhankelijk van het wateroverschot (neerslag - verdamping) dat de afgelopen tijd in de dijk is geïnfilteerd en van de hoeveelheid water die via verhardingen direct op het riool wordt geloosd. In een breed zandlichaam kan de opbolling in de orde van enkele decimeters zijn en omdat het zandlichaam aan één zijde is afgesloten (keileemkern) kan dit ter plaatse van de afgesloten zijde nog meer zijn. Een predictie van dit proces is niet gemaakt, omdat dit heel veel extra (grond)onderzoek zou vergen en het relatief weinig toevoegd aan de predictie.

De verzadiging en waterspanning in de bekledingslaag en in de zandkern is berekend op verschillende tijdstippen tot 56 uur na aanvang van de infiltratieproef (10 min, 30 min, 1 uur, 2 uur, 4 uur, 8 uur, 12 uur, 24 uur en 56 uur). De verzadiging van de grond op enkele van deze tijdstippen staan in de onderstaande figuur.







Figuur 4.6 Verzadiging op verschillende tijdstippen na aanvang van de afschuifproef

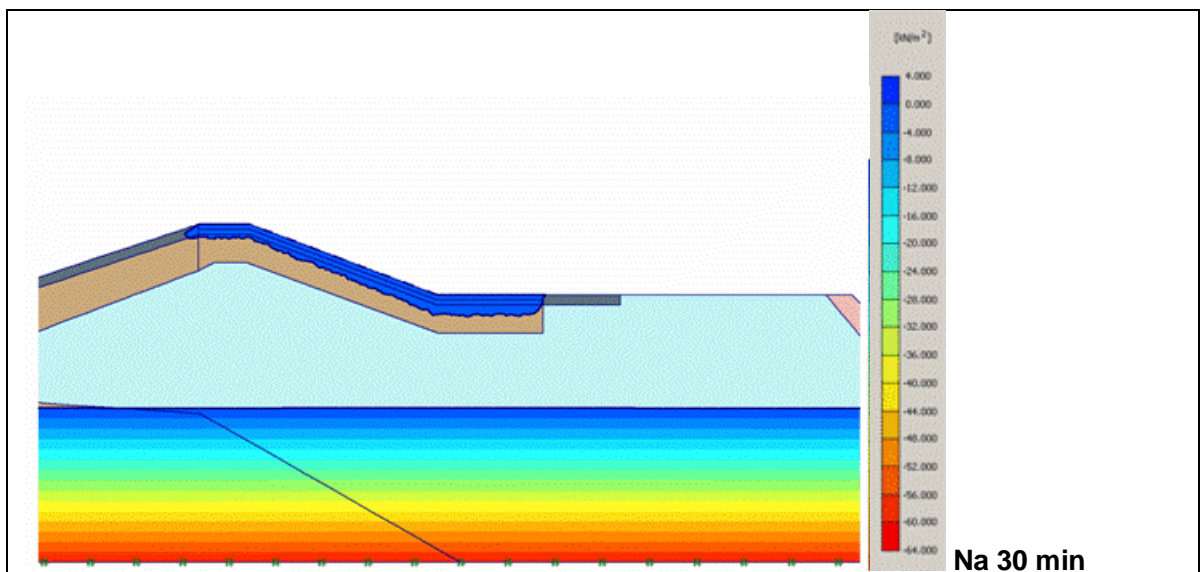
De verzadiging van de bekleding (klei en keileem) gaat relatief snel. Verwacht wordt dat de macrostructuren van de 0,4 m dikke kleilaag binnen 30 minuten volledig zijn verzadigd. Na twee uur is ook de keileemlaag nagenoeg volledig verzadigd.

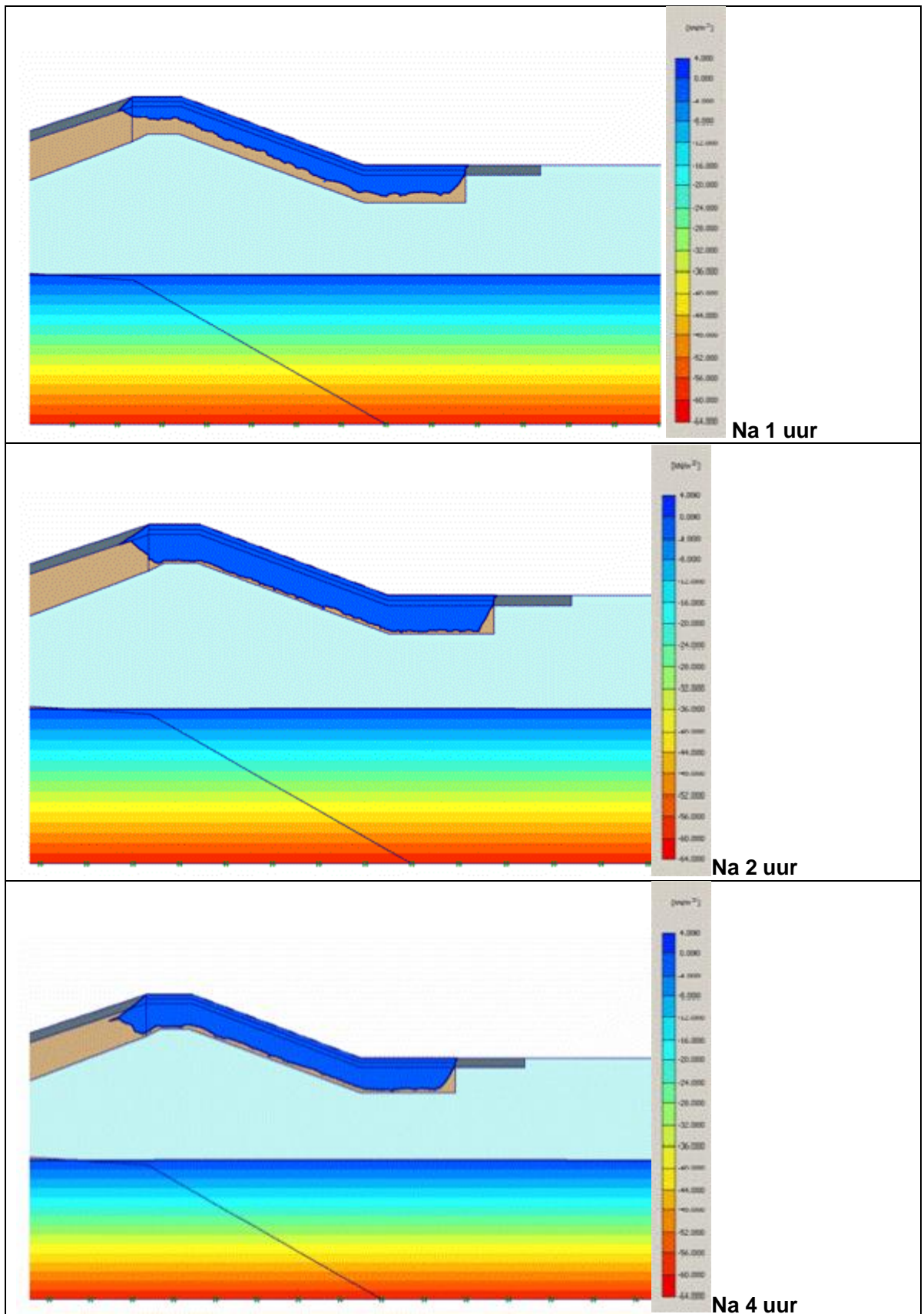
Vanaf het moment dat het verzadigingsfront de onderzijde van de keileem heeft bereikt stopt het front. Het water stroomt wel door, maar het betreft hier een onverzadigde stroming door het zand. Deze onverzadigde stroming ontstaat door het grote verschil in doorlatendheid tussen de keileem en het zand (factor 100). De onverzadigde stroming vanuit de keileem, door het zand, blijft het freatisch vlak in de kern van de dijk voeden.

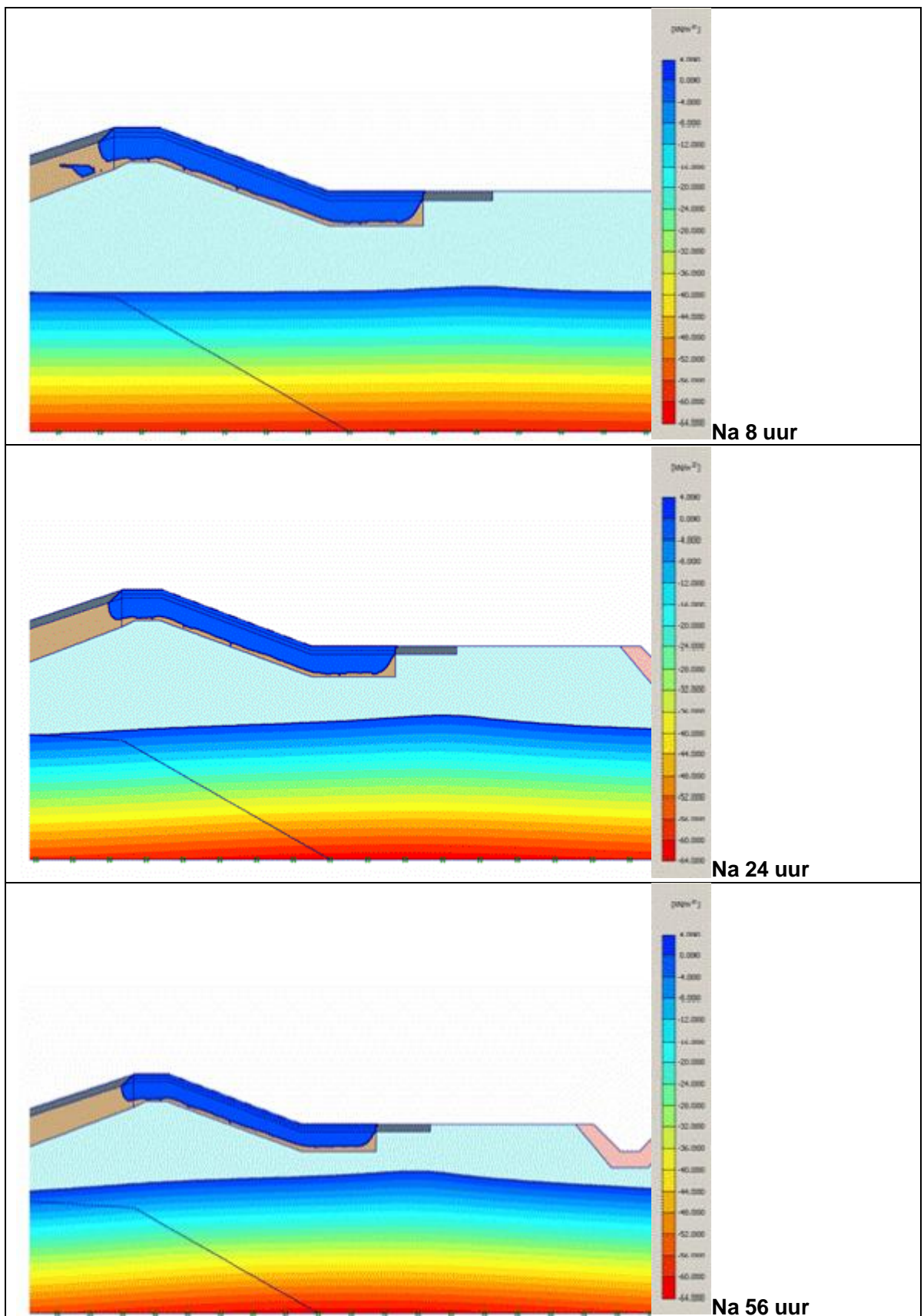
Ter plaatse van de klinkerbestrating wordt het grootste infiltratiedebiet naar de zandkern verwacht, omdat de hydraulische weerstand van de klinkerbestrating, door de voegen, naar verwachting een orde minder is dan van de 1,5 m dikke cohesieve bekledingslaag. Onder de klinkerbestrating stijgt het freatisch vlak daarom het snelst. Na 8 uur is het freatisch vlak hier met 0,3 m gestegen, na 24 uur is dit circa 1 m en na 56 uur circa 1,8 m. Het freatisch vlak in de kern van de dijk blijft in 56 uur onder het niveau van de bekledingslaag.

De berekening is doorgezet tot 100 uur, op welk moment het freatisch vlak ter plaatse van de klinkerbestrating met 3,1 m zou zijn gestegen. Zelfs na 100 uur zou het infiltratiefront en het stijgende freatisch vlak elkaar nog niet raken. In de zone tussen deze fronten is dus nog steeds een (minimale) zuigspanning aanwezig. Als de fronten elkaar raken, dan ontstaat er in korte tijd een hydrostatisch drukverloop. Dit is ongunstig voor de stabiliteit van het talud, maar zal niet leiden tot afschuiven.

De ontwikkeling van de waterspanningen gedurende de infiltratieperiode is aangegeven in de onstaande figuur. Belangrijk voor de stabiliteit van de bekledingslaag is dat er een waterspanningsopbouw plaatsvindt die hoort bij een grondwaterstroming evenwijdig aan het talud of zelfs het talud uit gericht. De ontwikkeling van de grondwaterstroming op enkele tijdstippen is weergegeven in de onderstaande figuur.

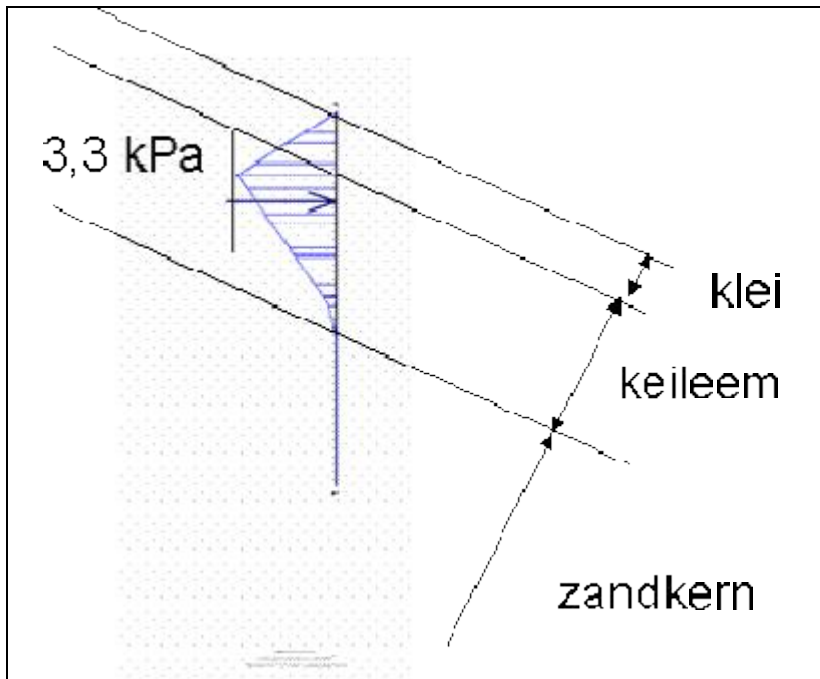






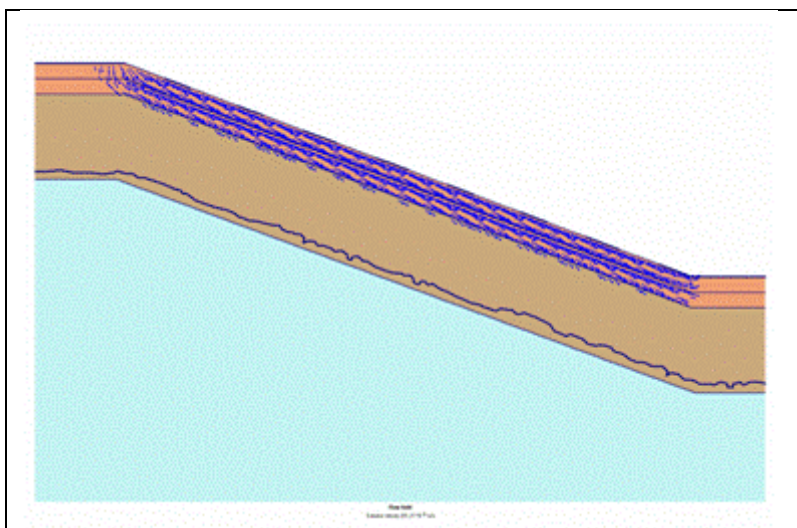
Figuur 4.7 Grondwaterstroming op diverse tijdstippen na aanvang van infiltratie

De ontwikkeling van de waterspanning begint in de bekleding. Binnen twee uur is deze verzadigd en treedt hier een evenwichtssituatie op die is weergegeven in Figuur 4.8. Omdat de bovenstaande uitvoer met Plaxis is gegenereerd en niet met PlaxFlow, worden er geen zuigspanningen weergegeven. In de onverzadigde zone tussen de bekleding en het freatisch niveau in de zandkern zijn deze echter wel aanwezig.



Figuur 4.8 Waterspanning in de bekleding vanaf 2 uur na aanvang van de infiltratie

De drukverdeling in de bekledingslaag komt voort uit het verschil in doorlatendheid tussen de klei ($2,8 \times 10^{-5}$ m/s) en de keileem ($1,1 \times 10^{-6}$ m/s). De bekledingslaag is na circa 2 uur volledig verzadigd. Omdat de keileem veel minder doorlatend is dan de kleilaag, is de waterdruk het hoogst op de grens tussen de klei en de keileem. Deze druk is iets lager dan die hoort bij een parallelle grondwaterstroming (3,4 kPa), maar deze situatie wordt wel bijna bereikt ().

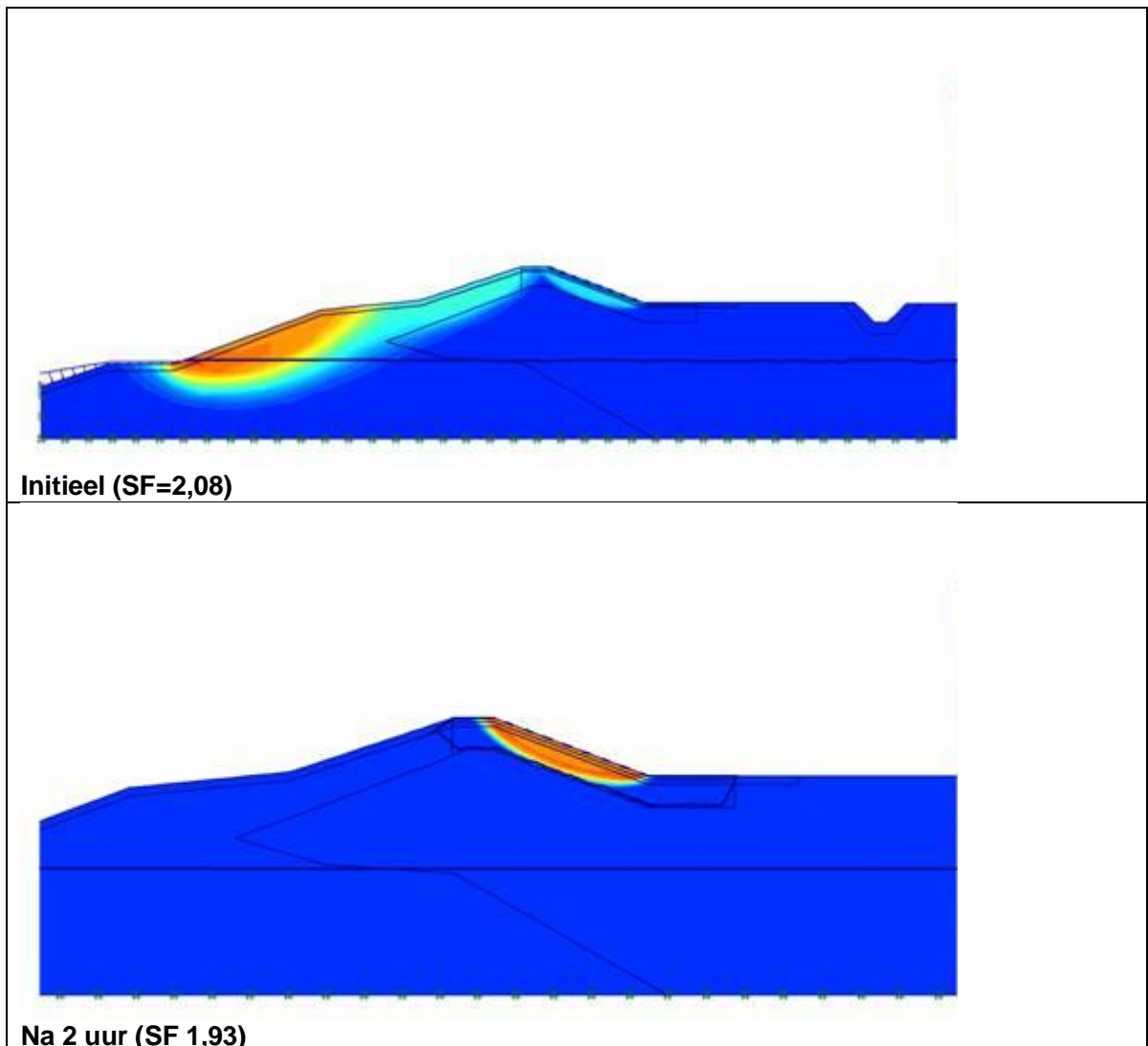


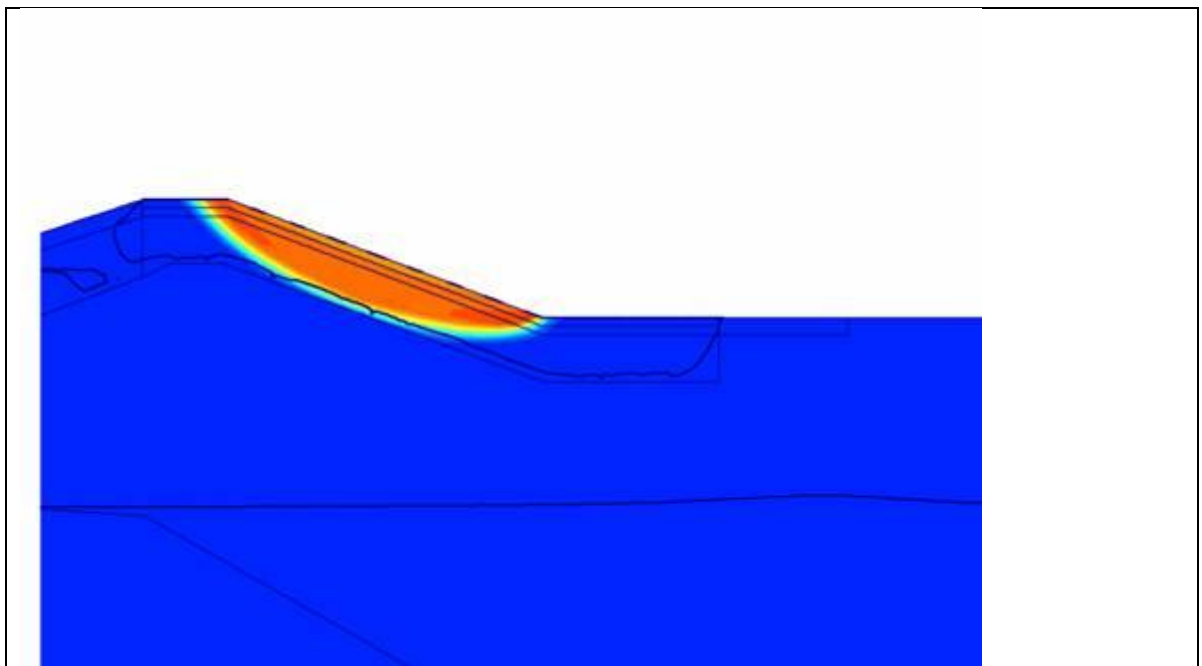
Figuur 4.9 Grondwaterstroming bijna parallel aan het talud vanaf circa 2 uur na aanvang van infiltratie

Voor de golfoverslagproeven heeft dit als gevolg dat bij de proeven van 10 l/s per m en hoger een drukverdeling in de bekleding als in Figuur 4.8 wordt verwacht. Alleen bij de 1 l/s per m proef zal deze evenwichtssituatie niet worden gehaald.

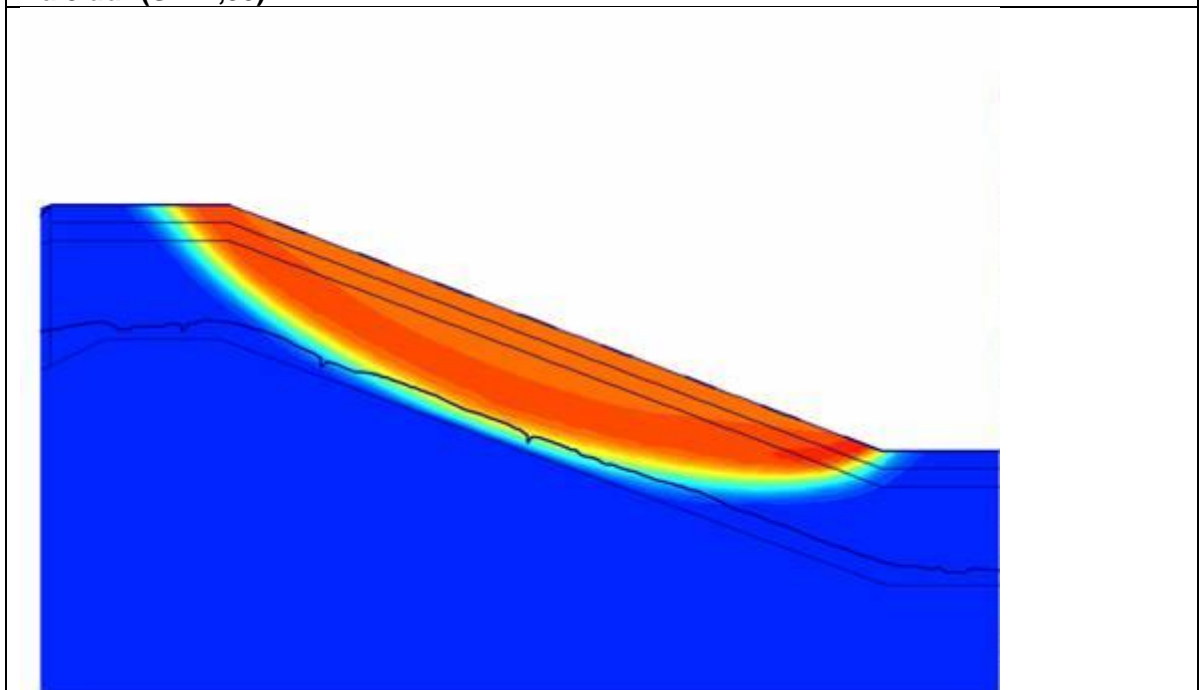
4.5 Afschuiven

Op verschillende tijdstippen is met Plaxis de stabiliteit van het talud berekend. Hiervoor is een ongedraineerde c/phi-reductie uitgevoerd. De reductiefactor geeft aan hoeveel de sterkte kan afnemen, voordat afschuiven optreedt, en kan worden vergeleken met een stabiliteitsfactor. De resultaten (factor) en mechanisme staan in de onderstaande figuur. De blauwe kleur staat voor geen of weinig vervormingen, de rode kleur voor veel vervormingen. De vervormingen bij een c/phi-reductie zijn enorm en hebben geen fysische betekenis. De schaal is daarom weggelaten. De figuur geeft alleen aan waar het afschuifmechanisme optreedt.

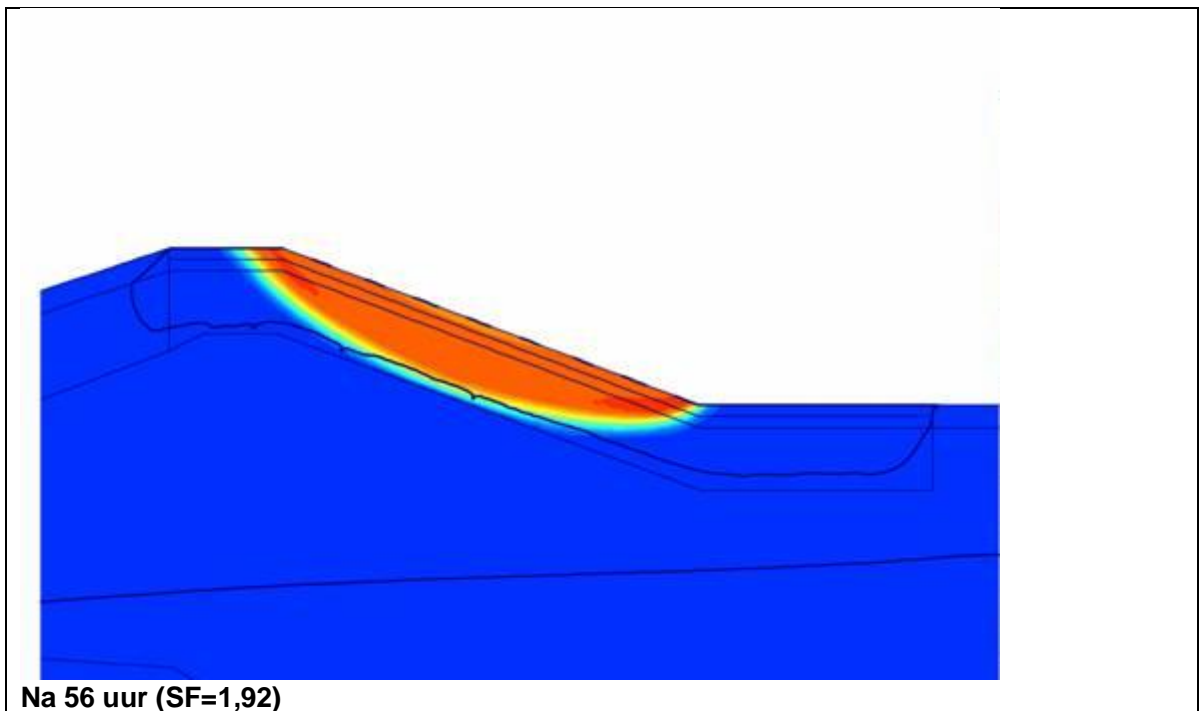




Na 8 uur (SF=1,95)



Na 24 uur (SF=1,94)



Figuur 4.10 *Bezwijkmechanisme bekleding en SF (Stabiliteitfactor)*

Initieel, voor aanvang van de infiltratie, is een bezwijkvlak buitenwaarts maatgevend met $SF=2,08$. Na verzadiging van de klei en keileemlaag wordt een afschuifmechanisme door de keileem maatgevend met $SF=1,93$. Verdere verzadiging zorgt in deze berekening niet meer voor een afname van de stabiliteit of voor een verandering van de vorm van het mechanisme. De stabiliteitfactor is zeer ruim, zodat afschuiven volgens de predictieberekeningen niet zal optreden.

5 Conclusies en aanbevelingen

5.1 Hydraulische parameters

Geconcludeerd kan worden dat het uitvoeren van de basisproeven, zoals gedaan bij de Boonweg en in Zeeland, ook voor de Afsluitdijk voldoende is.

Op basis van de observaties in Zeeland, waar brak water is gebruikt, wordt aanbevolen om de invloed van zout water op de hydraulische parameters te onderzoeken.

5.2 Erosie

Op basis van eerdere proeven zijn de modellen voor predictie van de erosie aangepast (zie rapport Fase 3A Modelaanpassing Afsluitdijk). Predicties zijn opgesteld voor

- Eroderen van de toplaag en het abrupt losscheuren van gras op de taluds;
- Erosie op de overgang van talud naar horizontale berm;
- Erosie bij een dijkpaal.

De berekeningen resulteren in de volgende predicties:

- Eroderen toplaag op talud: maximale erosie 4 cm en dus geen falen (kleiner dan criterium van 10 cm);
- Abrupt losscheuren zode op talud: niet te verwachten (sterkte groter dan belasting);
- Ontgrondingskuil bij teen talud: verwachte kuildiepte orde 1 à 2 m
- Erosie rondom paaltjes: maximale diepte orde 0,20 m

Geen predictie is gemaakt voor de erosie op de overgang van talud naar horizontale berm met een bestrating, een hek op de berm bij teen talud, en een taludtrap. Voor deze situaties is nog geen model beschikbaar.

5.3 Infiltratie en afschuiven

Bij de golfoverslagproeven van 10 l/s per m en meer wordt een evenwichtssituatie bereikt van waterspanningen in de bekleding. Deze is maximaal op het grensvlak tussen de klei en keileem en is daar ongeveer gelijk aan 3,3 kPa. In de kleilaag zal een grondwaterstroming op gang komen die bijna parallel aan het talud is gericht. Aanbevolen wordt om de berekeningen te valideren met behulp van waterspanningsmetingen in de bekleding.

Bij de afschuifproef zal dezelfde situatie optreden binnen twee uur na aanvang van de proef. De stijghoogte in de zandkern zal gedurende de afschuifproef toenemen met 1,8 m in 56 uur. De stijging gaat steeds langzamer in verband met het afstromen van water in binnenwaartse en zijdelingse richting. Aanbevolen wordt om dit te valideren met behulp van peilbuismetingen in de zandkern van de dijk, waarbij ook wordt gekeken naar binnenwaarts en zijdelings afstromen van water.

Afschuiven van de bekleding zal niet optreden. De sterkte van de kleilaag is in het toetsingsonderzoek waarschijnlijk onderschat, hetgeen heeft geleid tot afkeuren op dit onderdeel. Aanvullende proeven naar de sterkte tonen aan dat de sterkte van de kleilaag, in elk geval op de beoogde proeflocatie, veel groter is dan waarvan tijdens de toetsing is uitgegaan. Aanbevolen wordt om dit resultaat te valideren door vervormingen van het talud tijdens de proef te meten.

Referenties

- Infram 2008a, Factual report Golfoverslagproeven Friese Waddenzeedijk, nr. 07i107b-080908-01, Infram, september 2008
- Infram 2008b, Factual report Golfoverslagproeven Zeeuwse zeedijken, nr. 08i011-080908-01, Infram, september 2008
- DHV 2005, Veiligheidstoetsing Afsluitdijk 2005, Toets op veiligheid van de Afsluitdijk tegen overstromen volgens VTV 2004, nr. WG-SE20050319, versie 3 definitief, september 2005
- Grondmechanica Delft 1987 xxxx
- Breusers, H.N.C., 1966. Conformity and time scale in two-dimensional scour, Proc. Symposium on model and prototype conformity: 1-8, Hydraulic Research Laboratory, Poona.
- Bos, W. van den, 2006. Erosiebestendigheid van grasbekleding tijdens golfoverslag, Technische Universiteit Delft, Delft.
- Bosman, G., 2007. Velocity and flow depth variations during wave overtopping. MSc-thesis Delft University of Technology.
- Hewlett, H.W.M., Boorman, L.A., and M.E. Bramley, 1987. Design of Reinforced Grass Waterways, Construction Industry Research and Information Association, Rep. No.116, London.
- Hoffmans, G.J.C.M. en Verheij, H.J., 2008. Newton's second law and scouring, *Proc. ICSE-4*, Tokyo,
- Hoffmans, G.J.C.M., Akkerman, G.J., Verheij, H.J., Hoven, A. van, and Meer, J. van der, 2009. The erodibility of grassed inner dike slopes against wave overtopping, *Proc. ICCE*, Hamburg,
- Hoffmans, G.J.C.M., 2009. Closure problem to jet scour, *JHR*, to be published.
- Hoffmans, G.J.C.M., Verheij, H.J., Hoven, A. van, and Akkerman, G.J., 2009. Erodibility of grass and clay owing to wave overtopping, *JHE*, to be published.
- Partheniades, E., 1965. Erosion and deposition of cohesive soils. *Journal of Hydraulic division*, 91(1), 105-138.
- Van Gent, M.R.A. 2002; Low-exceedance wave overtopping events, Measurements of velocities and the thickness of water-layers on the crest and inner slope of dikes, Addendum: Duration of wave overtopping, Delft Cluster, Project identification DC030202/H3803, October 2002

A Beschrijving grondopbouw inspectiekuilen

A.1 Algemeen

Er zijn op 22 januari 2009 3 inspectiekuilen gemaakt met afmetingen van ongeveer 2 x 1 m² direct naast proefvakken voor overslagproeven. Twee kuilen zijn gemaakt tot in het zand onder de afdeklaag van klei en keileem en 'e'en kuil tot een diepte van 1.8 m –mv. zonder dat zand van de kern van de waterkering werd aangetroffen. De dikte van de kleilaag op de keileem is ongeveer 0.4 m. Zowel de klei als de keileem betroffen matig tot sterk zandige klei en vertoonden variatie in samenstelling waarbij de keileem over afstanden van decimeters, verticaal en horizontaal grote verschillen in stevigheid vertoonde.

A.2 Beschrijvingen

A.1.2 Locatie 1, oostelijke locatie halverwege het talud

diepte	m-mv	Beschrijving
0	- 0.05	Graszode, klei, matig en sterk zandig weinig fijn grind, grijs bruin, kruimelige structuur zeer los, matig dicht doorworteld, weinig wormgangen herkenbaar.
0.05	- 0.25	Klei, matig en sterk zandig weinig grind, fijne brokken kruimelig en zwakke grof prismatische structuur los, matig doorworteld, weinig wormgangen herkenbaar grijs.
0.25	- 0.40	Klei, sterk zandig weinig grind, fijne brokken en grof prismatische structuur los, weinig wortels met matig wormgangen, grijs.
0.40	- 0.75	Klei, sterk zandig met weinig grind, blokkig, weinig wortels, weinig wormgangen (1 – 2 mm), geel rood en grijs, zacht tot stevig, KEILEEM. Lokaal komt in de laag een sterk zandige keileem inschakeling voor van 0.2 m dikte met veel schelpmateriaal.
0.75	- 1.20	Klei, matig en sterk zandig met weinig grind, fijnblokkig, 10 – 30 mm stevige brokjes, en blokkig losgepakt, geel rood en grijs, KEILEEM
1.20	- 1.60	Klei, sterk zandig met weinig grind, fijnblokkig en blokkig matig dicht gepakt, zacht tot stevig, grijs met geel en rood, KEILEEM.
1.60	- 1.80	Klei, matig en sterk zandig met weinig grind, massief, met zachte en met "taai" brokken van aanbrengen, bruingrijs, KEILEEM.
Bodem	kuil	

A.2.2 Locatie 2, westelijke locatie nabij de bovenkant talud

diepte	m-mv	Beschrijving
0	- 0.20	Klei, zandig matig fijn grind, veel schelpmateriaal, grijs bruin, lijkt op KEILEEM, Top 0.05 m graszode, dicht doorworteld, graszode niet gesloten, kruimelige structuur zeer los, weinig wormgangen herkenbaar.
0.20	- 0.35	Klei, zandig, fijne brokken los, matig doorworteld, weinig wormgangen bruingrijs.
0.35	- 0.45	Klei, zandig, weinig grind, weinig schelpen, fijn blokkig los en grof prismatisch, stevig, weinig wortels, matig wormgangen, geel grijs, KEILEEM.
0.45	- 1.40	Klei, zandig met weinig grind, weinig schelpmateriaal, grof blokkig, los, matig wormgangen (1 – 2 mm) tot aan het zand, grijs met geel en rood en grote rode vlek, zacht tot stevig, KEILEEM.
1.40	- 1.60	Zand, matig siltig, lichtgrijs, losgepakt.
Bodem	kuil	

A.3.2 Locatie 3, middelste locatie nabij de teen

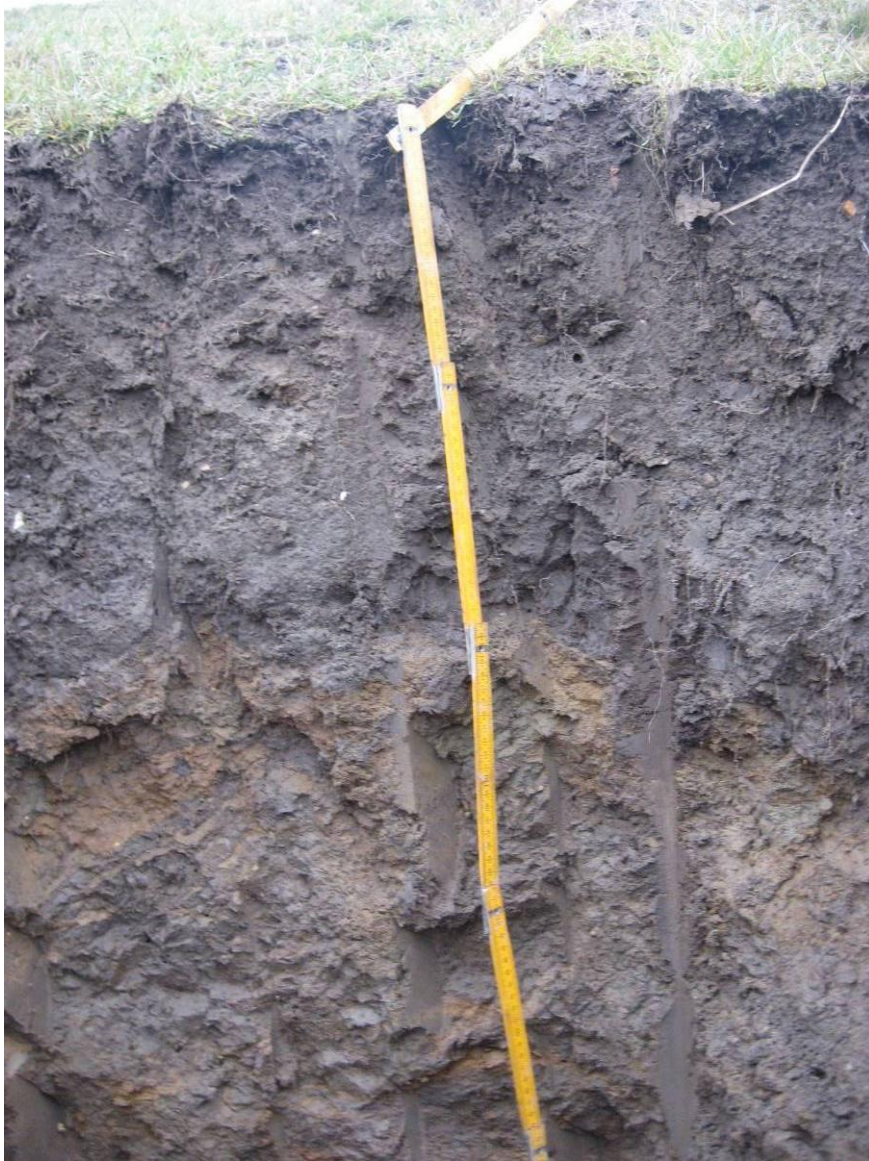
diepte	m-mv	Beschrijving
0	- 0.10	Graszode, Klei, zandig weinig fijn grind, grijs bruin, dicht doorworteld, kruimelige structuur zeer los.
0.10	- 0.35	Klei, zandig, weinig grind, matig schelpmateriaal, fijne brokken en zwak grof prismatisch, los, weinig wortels, weinig wormgangen, grijs.
0.35	- 0.55	Klei, zandig, weinig grind, enige stenen, fijn en middel blokkig (10 – 50 mm), weinig wortels, veel wormgangen, grijs, zacht tot stevig, KEILEEM.
0.55	- 1.10	Klei, zandig met weinig grind, enige stenen, massief, weinig wortels, grijs, zacht, KEILEEM.
1.10	- 1.30	Zand, matig siltig, lichtgrijs, losgepakt.
Bodem	kuil	

A.4.2 Foto's

Figuur A.1 Oostelijke inspectiekuil



Figuur A.2 Overzicht van de oostelijke inspectiekuil. De overgang van k lei naar keileem op ongeveer 0.4 m is door de ter plaatse rossige tint van de keileem goed te zien.



Figuur A.3 Oostelijke inspectiekuil: Zand inschakeling in de keileem.



Figuur A.4 Oostelijke inspectiekuil: Losgestapelde blokkige structuur tussen 0.75 en 1.2 m –mv.



Figuur A.5 Detail van de bovenkant van de blokkige zone in Figuur A.4. De gelamineerdheid wordt ook in situ keileem herkend.



Figuur A.6 Oostelijke inspectiekuil: Detail van de zachte en de "taaije" keileembrokken (aanbrengen) op 1.6 – 1.8 m –mv.



Figuur A.7 Oostelijke inspectiekuil: Overzicht van kuil met de inschakeling van keileem met schelpmateriaal (bruingrijze laag onder helder grijsbruine laag in de foto) op ongeveer 0.4 m –mv.



Figuur A.8 Westelijke inspectiekuil: Keileem op 0.35 m – mv. met wortels en een spleet van de grof prismatische structuur.



Figuur A.9 Westelijke inspectiekuil: De keileemlaag bevat rood bruine keileeminsluitingen. De keileemlaag bevat schelpmateriaal.



Figuur A.10 Westelijke inspectiekuil: Detail van roodbruine insluiting in Figuur A.9



Figuur A.11 Westelijke inspectiekuil: Basis van de keileemlaag. De blokkige structuur in de keileemlaag is herkenbaar en op 0.15 m boven de overgang naar zand is een schelpfragment te herkennen.



Figuur A.12 Middelste inspectiekuil: De kleilaag bevat veel schelpmateriaal ter plaatse en de zodelaag is dicht doorworteld. De lichtere laag onder de zone met schelpen is de top van de keileemlaag.



Figuur A.13 Middelste inspectiekuil: Steen in de ter plaatse zeer zachte keileemlaag



Figuur A.14 Middelste inspectiekuil: Zandige insluiting in de ter plaatse zachte keileem. Wortels komen tot juist boven de overgang naar het onderliggende zand voor.

