



Vlaanderen
is wetenschap

14_101_2
WL rapporten

Zeeschelde **GOG Schelland en Oudbroekpolder**

CFD-modellering kracht drempel overloopdijk

DEPARTEMENT
**MOBILITEIT &
OPENBARE
WERKEN**

waterbouwkundiglaboratorium.be

Zeeschelde - GOG Schelland en Oudbroekpolder

CFD-modellering kracht drempel overlooppdijk

Verelst, K.; Van Hoydonck, W.; Visser, K.P.; Mostaert, F.

Juridische kennisgeving

Het Waterbouwkundig Laboratorium is van mening dat de informatie en standpunten in dit rapport onderbouwd worden door de op het moment van schrijven beschikbare gegevens en kennis.

De standpunten in deze publicatie zijn deze van het Waterbouwkundig Laboratorium en geven niet noodzakelijk de mening weer van de Vlaamse overheid of één van haar instellingen.

Het Waterbouwkundig Laboratorium noch iedere persoon of bedrijf optredend namens het Waterbouwkundig Laboratorium is aansprakelijk voor het gebruik dat gemaakt wordt van de informatie uit dit rapport of voor verlies of schade die eruit voortvloeit.

Copyright en wijze van citeren

© Vlaamse overheid, Departement Mobiliteit en Openbare Werken, Waterbouwkundig Laboratorium 2019
D/2019/3241/043

Deze publicatie dient als volgt geciteerd te worden:

Verelst, K.; Van Hoydonck, W.; Visser, K.P.; Mostaert, F. (2019). Zeeschelde - GOG Schelland en Oudbroekpolder: CFD-modellering kracht drempel overloopdijk. Versie 4.0. WL Rapporten, 14_101_2. Waterbouwkundig Laboratorium: Antwerpen.

Overname uit en verwijzingen naar deze publicatie worden aangemoedigd, mits correcte bronvermelding.

Documentidentificatie

Opdrachtgever:	De Vlaamse Waterweg Afdeling Zeeschelde-Zeekanaal	Ref.:	WL2019R14_101_2
Keywords (3-5):	Overflow dike, CFD-modeling, sill, force		
Tekst (p.):	28	Bijlagen (p.):	64
Vertrouwelijk:	☒ Ja	Vrijgegeven vanaf: 01/01/2026	

Auteur(s)	Verelst, K.
-----------	-------------

Controle

	Naam	Handtekening
Revisor(en):	Van Hoydonck, W.; Visser, K.P.	Getekend door: Wim Van Hoydonck (Signature) Getekend op: 2019-02-28 13:48:37 +01:00 Reden: Ik keur dit document goed <i>Wim Van Hoydonck</i> Getekend door: Klaas Visser (Signature) Getekend op: 2019-03-14 15:35:09 +01:00 Reden: Ik keur dit document goed <i>Klaas Visser</i>
Projectleider:	Verelst, K.	Getekend door: Kristof Verelst (Signature) Getekend op: 2019-03-14 17:11:02 +01:00 Reden: Ik keur dit document goed <i>Kristof Verelst</i>

Goedkeuring

Afdelingshoofd:	Mostaert, F.	Getekend door: Frank Mostaert (Signature) Getekend op: 2019-03-15 08:10:45 +01:00 Reden: Ik keur dit document goed <i>Frank Mostaert</i>
-----------------	--------------	---

Abstract

De Schelland- en Oudbroekpolder, gelegen langs de Schelde tussen Bornem en Hingene wordt in de toekomst ingericht als gecontroleerd overstromingsgebied (GOG). Rondom het gebied worden nieuwe ringdijken aangelegd en de huidige Scheludedijk wordt verlaagd tot een overlooppdijk. Door het Waterbouwkundig Laboratorium (WL) werd voor dit GOG reeds de dimensionering van de dijkbekleding van de overlooppdijk en de ringdijken en de dimensionering van de energiedissipatiegracht aan de teen van de overlooppdijk uitgevoerd. Door Afdeling Zeeschelde-Zeekanaal van De Vlaamse Waterweg nv wordt hierbij een bovengrondse energiedissipatiestructuur in de vorm van een drempel (bijvoorbeeld opgebouwd uit schanskorven) voorzien met een diepte van 0.60 m en een hoogte van 0.60 m. Deze drempel is 6.0 m verwijderd van de teen van de overlooppdijk. Wat de taludhelling van de overlooppdijk betreft zijn zowel 16/4 als 20/4 nog mogelijk. De bestaande gracht blijft behouden als afwatering van het GOG.

Afdeling Zeeschelde-Zeekanaal heeft aan WL gevraagd om voor de beide taludhellingen van de overlooppdijk aan GOG-zijde de kracht te bepalen op deze drempel aan het einde van de energiedissipatiestructuur bij stroming ten gevolge van overloop, met het oog op de dimensionering van deze drempel. Het bepalen van de kracht op de drempel aan het uiteinde van de energiedissipatiestructuur is uitgevoerd aan de hand van 2D CFD-modellering, dewelke werd uitbesteed aan een studiebureau. Dit rapport beschrijft de uitgevoerde CFD-modellering, de randvoorwaarden van de CFD-modellering en de resultaten van de uitgevoerde simulaties.

Na het uitvoeren van een gridgevoeligheidsanalyse werden eerst stationaire simulaties uitgevoerd voor 3 cases, dewelke van elkaar verschillen in waterpeil in de Schelde, debiet bij overloop en waterpeil in het GOG. Uit deze simulaties volgt dat de grootste krachten en momenten op de drempel worden berekend voor de cases waarbij het grootste waterstandsverschil tussen de opwaartse en afwaartse zijde van de drempel aanwezig is en waarbij de watersprong zich tegen de drempel bevindt. Bij de cases met een waterpeil in het GOG lager dan het peil van de drempel, doet zich afwaarts van de drempel opnieuw een superkritische stroming voor en ontstaat een watersprong net opwaarts van de afwateringsgracht. Daarna zijn een aantal quasi-stationaire simulaties uitgevoerd, waarbij voor een aantal tijdstippen uit een tijdreeks met opwaartse en afwaartse waterstanden en bijbehorende overloopdebieten een stationaire simulatie is uitgevoerd. Uit deze quasi-stationaire simulaties volgt dat de berekende langskrachten op de drempel toenemen met het debiet over de overlooppdijk. Ook bij deze simulaties worden de grootste langskrachten (ca. 3.7 kN) berekend bij de grootste waterstandsverschillen tussen opwaartse en afwaartse zijde van de drempel. Het berekende moment rond het kantelpunt van de drempel bedraagt maximaal 0.67 kNm.

Inhoudstafel

Abstract	III
Inhoudstafel.....	V
Lijst van de tabellen.....	VI
Lijst van de figuren	VII
1 Inleiding	1
2 Randvoorwaarden CFD-modellering	3
3 Beschrijving CFD-modellering.....	6
4 Bespreking resultaten CFD-modellering.....	9
4.1 Gridgevoeligheidsanalyse	9
4.2 Stationaire simulaties	14
4.3 Niet-stationaire simulaties	22
5 Conclusies	25
6 Referenties	28
Bijlage 1: Rapport (Breugem & Decrop, 2018)	B1

Lijst van de tabellen

Tabel 1 – Afmetingen en peilen overlooppdijk	2
Tabel 2 – Waterpeilen en debieten voor de 3 gearceerde periodes uit Figuur 2	4
Tabel 3 – Randvoorwaarden voor stationaire CFD-simulaties.	4
Tabel 4 – Periodes voor CFD-simulatie met in de tijd variërende randvoorwaarden.....	4
Tabel 5 – Vergelijking berekeningswijze debiet over overlooppdijk tussen deze studie en de methode uit Verelst <i>et al.</i> , (2018)	8
Tabel 6 – Berekende krachten op de drempel voor Case1, Case2 en Case3	20
Tabel 7 – Waterstand Schelde, waterstand in het GOG en debiet bij overloop voor de verschillende tijdstippen van de niet-stationaire simulaties voor Case1, Case2 en Case3.	22
Tabel 8 – Berekende krachten op de drempel voor Case1, Case2 en Case3	26

Lijst van de figuren

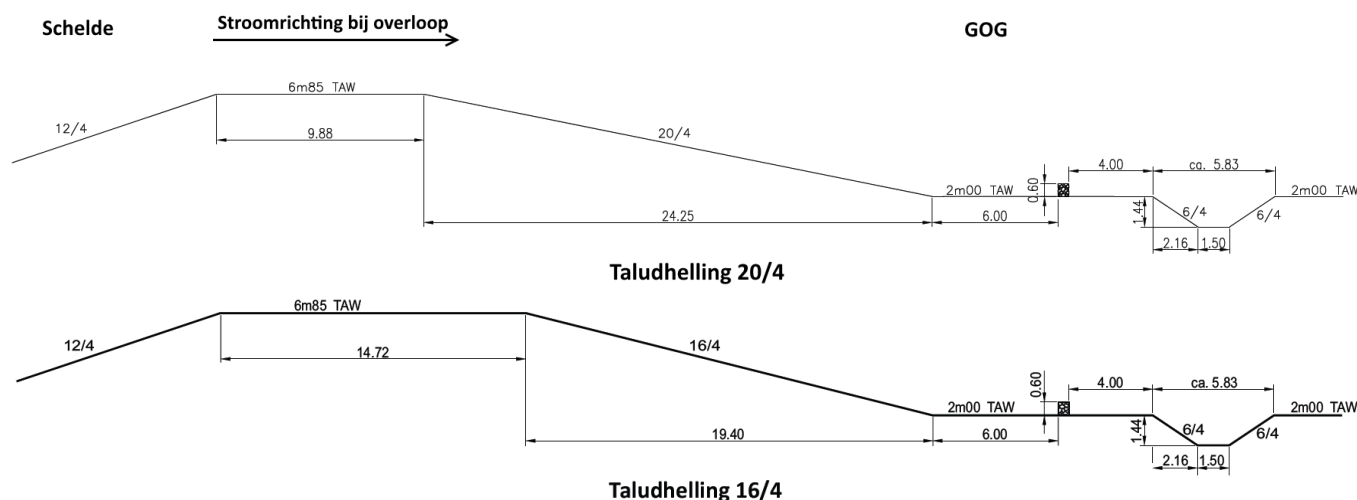
Figuur 1 – Opbouw overlooppdijk en dissipatiestructuur voor taludhelling 20/4 en 16/4 aan GOG-zijde van de overlooppdijk.....	1
Figuur 2 – Variatie in de tijd van waterstand in Schelde en in GOG tijdens storm298	3
Figuur 3 – Periodes voor CFD-simulatie met in de tijd variërende randvoorwaarden.	5
Figuur 4 – Basisrekenrooster voor uitvoeren van de CFD-simulaties	6
Figuur 5 – Locatie randvoorwaarden CFD-modellering.	7
Figuur 6 – Stromingspatroon voor rekenroosters uit gridgevoeligheidsanalyse.	10
Figuur 7 – Vergelijking waterstand voor een aantal locaties voor de rekenroosters uit de gridgevoeligheidsanalyse	11
Figuur 8 – Vergelijking berekende kracht en moment op drempel voor de rekenroosters uit de gridgevoeligheidsanalyse	11
Figuur 9 – Y+-waarden op t = 120 s voor Case1	12
Figuur 10 – Vergelijking berekend stromingspatroon aan de teen van de overlooppdijk met intuïtief verwacht stromingspatroon.....	13
Figuur 11 – Grafische voorstelling stromingspatroon aan de teen van de overlooppdijk voor Case1 en Case2.	14
Figuur 12 – Grafische voorstelling stromingspatroon aan de teen van de overlooppdijk voor Case3	15
Figuur 13 – Stroomsnelheid op 0.05 m boven de bodem voor Case1, Case2 en Case3	17
Figuur 14 – Variatie in de tijd van waterpeil opwaarts, waterpeil afwaarts, krachten F_x en F_z en momenten M_{ym} en M_{yk} op de drempel voor de simulatie voor Case1 en Case2 met 500 tijdstappen; taludhelling 20/4 aan GOG-zijde.....	18
Figuur 15 – Variatie in de tijd van waterpeil opwaarts, waterpeil afwaarts, krachten F_x en F_z en momenten M_{ym} en M_{yk} op de drempel voor de simulatie voor Case3 met 500 tijdstappen; taludhelling 20/4 aan GOG-zijde.	19
Figuur 16 – Tekonventie en naamgeving berekende krachten op de drempel.....	19
Figuur 17 – Berekende langskracht in X-richting en moment rond het middelpunt op de drempel voor Case1,Case2 en Case3	23
Figuur 18 – Stromingspatroon voor 15/01/2006 21:10 (Case2 – taludhelling 20/4 aan GOG-zijde).....	24
Figuur 19 – Tekonventie en naamgeving berekende krachten op de drempel.....	26

1 Inleiding

De Schelland- en Oudbroekpolder, gelegen langs de Schelde tussen Bornem en Hingene wordt in de toekomst ingericht als gecontroleerd overstromingsgebied (GOG) met een oppervlakte van 145 ha. Rondom het gebied worden nieuwe ringdijken aangelegd en de huidige Scheldedijk wordt verlaagd tot een overlooppdijk. Door het Waterbouwkundig Laboratorium (WL) werd voor dit GOG reeds de dimensionering van de dijkbekleding van de overlooppdijk en de ringdijken en de dimensionering van de energiedissipatiegracht aan de teen van de overlooppdijk uitgevoerd. De dimensionering van de dissipatiegracht werd uitgevoerd op basis van een berekening van de verhanglijn op het landtalud tijdens overloop en literatuurformules voor breedte en diepte van een energiedissipatiestructuur aan de teen van de overlooppdijk. Deze dimensionering is beschreven in Verelst *et al.*, (2019).

Door Afdeling Zeeschelde-Zeekanaal van De Vlaamse Waterweg nv (contactpersoon: ir. M. Derycke) is beslist een bovengrondse dissipatiestructuur te voorzien met een diepte en hoogte van 0.60 m en een breedte van 6.0 m. Wat de taludhelling van de overlooppdijk betreft zijn zowel 16/4 als 20/4 nog mogelijk. De dissipatiestructuur wordt opgebouwd door op de bestaande weg aan de teen van de overlooppdijk een drempel (bijvoorbeeld opgebouwd uit schanskorven) te plaatsen (zie Figuur 1). De bestaande gracht in het profiel van Figuur 1 blijft behouden als afwatering van het GOG, maar doet geen dienst als energiedissipatie.

Figuur 1 – Opbouw overlooppdijk en dissipatiestructuur voor taludhelling 20/4 en 16/4 aan GOG-zijde van de overlooppdijk



Tabel 1 geeft voor de beide taludhellingen aan GOG-zijde van de overlooppdijk uit Figuur 1 een overzicht van een aantal karakteristieke afmetingen en peilen. Bij Tabel 1 wordt opgemerkt dat de dimensionering in Verelst *et al.*, (2019) uitgevoerd is voor een kruinpeil van de overlooppdijk gelijk aan +6.80 mTAW. Later is dit kruinpeil in het ontwerp verhoogd naar +6.85 mTAW, i.e. de waarde die in deze studie is toegepast, en nog later naar + 6.90 mTAW omwille van eisen aan natuurontwikkeling.

Tabel 1 – Afmetingen en peilen overlooppdijk

	Taludhelling GOG-zijde 16/4	Taludhelling GOG-zijde 20/4
Kruinpeil overlooppdijk	+ 6.85 mTAW	+ 6.85 mTAW
Taludhelling Scheldezijde	12/4	12/4
Taludhelling GOG-zijde	16/4	20/4
Maaiveldpeil GOG	+ 2.00 mTAW	+ 2.00 mTAW
Breedte kruin overlooppdijk	15.25 m	9.88 m
Breedte dissipatiestructuur	6.0 m	6.0 m
Hoogte drempel	0.60 m	0.60 m
Breedte drempel	0.60 m*	0.60 m*
Afstand tussen drempel en gracht	3.47 m	4.00 m

*Uit eenvoud wordt een vierkante sectie van de drempel voorzien. Mogelijk kan de breedte van de drempel omwille van constructieve redenen in werkelijkheid groter worden.

Afdeling Zeeschelde-Zeekanaal heeft aan WL gevraagd om voor de beide mogelijke taludhellingen aan GOG-zijde van de overlooppdijk de kracht te bepalen op deze drempel aan het einde van de dissipatiestructuur bij stroming ten gevolge van overloop. Dit met het oog op de dimensionering van deze drempel.

Het bepalen van de kracht op de drempel aan het uiteinde van de dissipatiestructuur wordt uitgevoerd aan de hand van CFD¹-modellering. Deze CFD-modellering werd uitbesteed aan IMDC nv. (Breugem & Decrop, 2018).

Hoofdstuk 2 van dit rapport beschrijft de bepaling van de randvoorwaarden voor de uitgevoerde CFD-modellering. De eigenlijke CFD-modellering is beschreven in hoofdstuk 3 van dit rapport, terwijl de resultaten in hoofdstuk 4 besproken worden. Hoofdstuk 5 vat de conclusies van dit rapport samen.

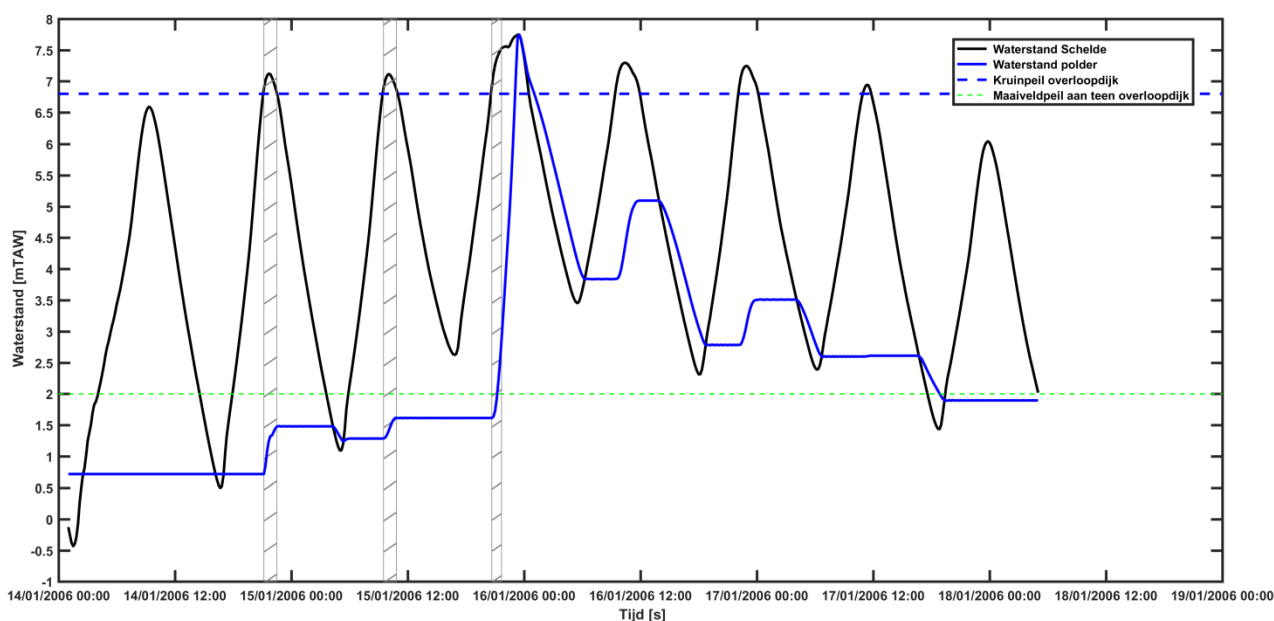
Het rapport van IMDC nv. (Breugem & Decrop, 2018) met betrekking tot de uitgevoerde CFD-modellering is in bijlage 1 bij dit rapport bijgevoegd.

¹ Computational Fluid Dynamics

2 Randvoorwaarden CFD-modellering

In Verelst *et al.*, (2019) werd de berekening van de verhanglijn op het talud aan GOG-zijde van de overlooppdijk en de dimensionering van de energiedissipatiestructuur uitgevoerd voor 10 synthetische stormen. Hierbij werd bij storm298 de grootste breedte en diepte van de energiedissipatiestructuur berekend. Figuur 2 toont de variatie in de tijd van de waterstand in de Schelde en in het GOG tijdens (synthetische) storm298. In Figuur 2 zijn het kruinpeil van de overlooppdijk en het maaiveldpeil aan de teen van de overlooppdijk aangeduid alsook de periodes, waarin uit de berekening van de verhanglijn volgt dat de watersprong zich aan de teen van de overlooppdijk voordoet. Voor deze periodes is in Verelst *et al.*, (2019) de dimensionering van de energiedissipatiestructuur uitgevoerd. Uit de figuur volgt dat deze periodes zich voordoen wanneer er nog geen water of een beperkte hoeveelheid water in de het GOG aanwezig is. Bij een hogere waterstand in het GOG doet de watersprong en de energiedissipatie zich hoger op het talud aan GOG-zijde van de overlooppdijk voor.

Figuur 2 – Variatie in de tijd van waterstand in Schelde en in GOG tijdens storm298



Arcering: periodes waarbij watersprong aan teen van overlooppdijk plaatsvindt en waarvoor dimensionering van energiedissipatiestructuur is uitgevoerd.

Voor elk van de drie gearceerde periodes uit Figuur 2 is in Tabel 2 de waterstand in de Schelde en in het GOG, het berekende debiet bij overloop en de berekende waterhoogte voor en na de watersprong gegeven voor het tijdstip waarvoor (binnen de betreffende periode) de grootste breedte van de energiedissipatiestructuur berekend wordt. Uit deze tabel volgt dat de eerste 2 periodes in Figuur 2 gekenmerkt worden door overloop over de overlooppdijk bij afwezigheid van water in het GOG. Deze beide periodes worden gekenmerkt door dezelfde hydraulische condities (dus ook de waterpeilen voor en na de watersprong en de hoogte van de watersprong zijn gelijk). Tijdens de derde gearceerde periode in Figuur 2 wordt de grootste breedte van de energiedissipatiestructuur berekend, bij een waterdiepte van 0.86 m in het GOG (0.26 m hoger dan de bovenzijde van de drempel). Ondanks de hogere waterstand in het GOG doet de watersprong zich in deze periode nog altijd voor aan de teen van de dijk aangezien het hogere Scheldepeil zorgt voor een groter overloopdebiet.

Tabel 2 – Waterpeilen en debieten voor de 3 gearceerde periodes uit Figuur 2

Tijdstip	Waterstand Schelde	Waterstand GOG	Debiet	Waterhoogte voor sprong	Waterhoogte na sprong
14/01/2006 21:40	+ 7.12 mTAW	+ 2.00 mTAW*	0.25 m ³ /s/m	0.06 m	0.43 m
15/01/2006 10:00	+ 7.12 mTAW	+ 2.00 mTAW*	0.24 m ³ /s/m	0.06 m	0.42 m
15/01/2006 21:40	+ 7.53 mTAW	+ 2.86 mTAW	0.84 m ³ /s/m	0.13 m	0.99 m

* De waterpeilen uit Figuur 2 zijn berekend met behulp van het MIKE11 1D-model van het WL. In het MIKE11-model is voor het bodempeil van het GOG het bodempeil in het midden van het GOG beschouwd. Aan de teen van de overlooppdijk is een hoger bodempeil van + 2.00 m TAW aanwezig. Dit peil is in deze tabel vermeld.

Voor de CFD-modellering zullen 14/01/2006 21:40 en 15/01/2006 21:40 (de eerste en derde periode in Figuur 2) beschouwd worden als tijdstippen voor het bepalen van de kracht op de drempel. Daarnaast wordt ook 16/01/2006 22:50 beschouwd. Op dit tijdstip van hoogwater doet zich overloop over de kruin van de overlooppdijk voor waarbij de waterdiepte in het GOG 1.03 m bedraagt, wat 0.43 m hoger is dan het peil van de bovenzijde van de drempel. De watersprong doet zich op dit tijdstip hoger voor op het talud van de overlooppdijk. Omwille van de beperkte waterdiepte boven de drempel, zal de kracht van de stroming op de drempel op dit tijdstip niet verwaarloosbaar zijn.

Op deze wijze worden voor de CFD-modellering de drie cases met bijbehorende randvoorwaarden uit Tabel 3 beschouwd. Deze cases worden vooreerst stationair gesimuleerd, waarbij een constante waterstand in de Schelde en in het GOG beschouwd wordt.

Tabel 3 – Randvoorwaarden voor stationaire CFD-simulaties.

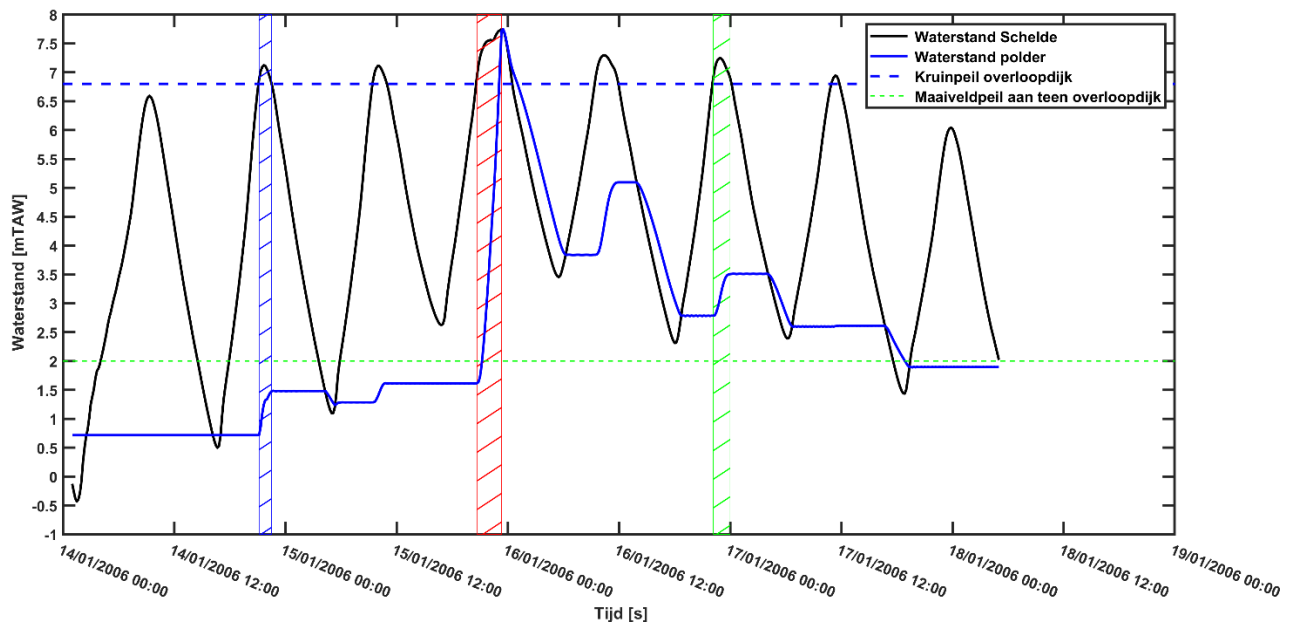
Case	Tijdstip	Waterstand Schelde	Waterstand GOG
		mTAW	mTAW
1	14/01/2006 21:40	+ 7.12	+ 2.00
2	15/01/2006 21:40	+ 7.53	+ 2.86
3	16/01/2006 22:50	+ 7.24	+ 3.03

Daarnaast zullen voor elk van de cases ook niet-stationaire simulaties uitgevoerd worden, waarbij een in de tijd variërende waterstand in Schelde en GOG als randvoorwaarde beschouwd worden. Het doel van deze niet stationaire simulaties is het onderzoeken van de variatie in de tijd van de optredende krachten op de drempel. Tabel 4 geeft voor elk van de drie beschouwde cases het begin- en eindtijdstip aan van de in de tijd variërende randvoorwaarden. Deze 3 periodes zijn in Figuur 3 aangeduid. Het begintijdstip is het moment dat er water over de kruin begint te lopen, en het eindtijdstip is het moment dat het Scheldepeil terug onder kruinpeil komt of dat er volledig vulling van het GOG wordt bereikt.

Tabel 4 – Periodes voor CFD-simulatie met in de tijd variërende randvoorwaarden

Case	Begintijdstip	Eindtijdstip	Arcering in Figuur 3
1	14/01/2006 21:10	14/01/2006 22:30	Blauw
2	15/01/2006 20:40	15/01/2006 23:20	Rood
3	16/01/2006 22:10	17/01/2006 00:00	Groen

Figuur 3 – Períodes voor CFD-simulatie met in de tijd variërende randvoorwaarden.



Arçering: periodes waarvoor niet-stationaire simulaties werden uitgevoerd; blauw = case 1, rood = case 2, groen = case 3.

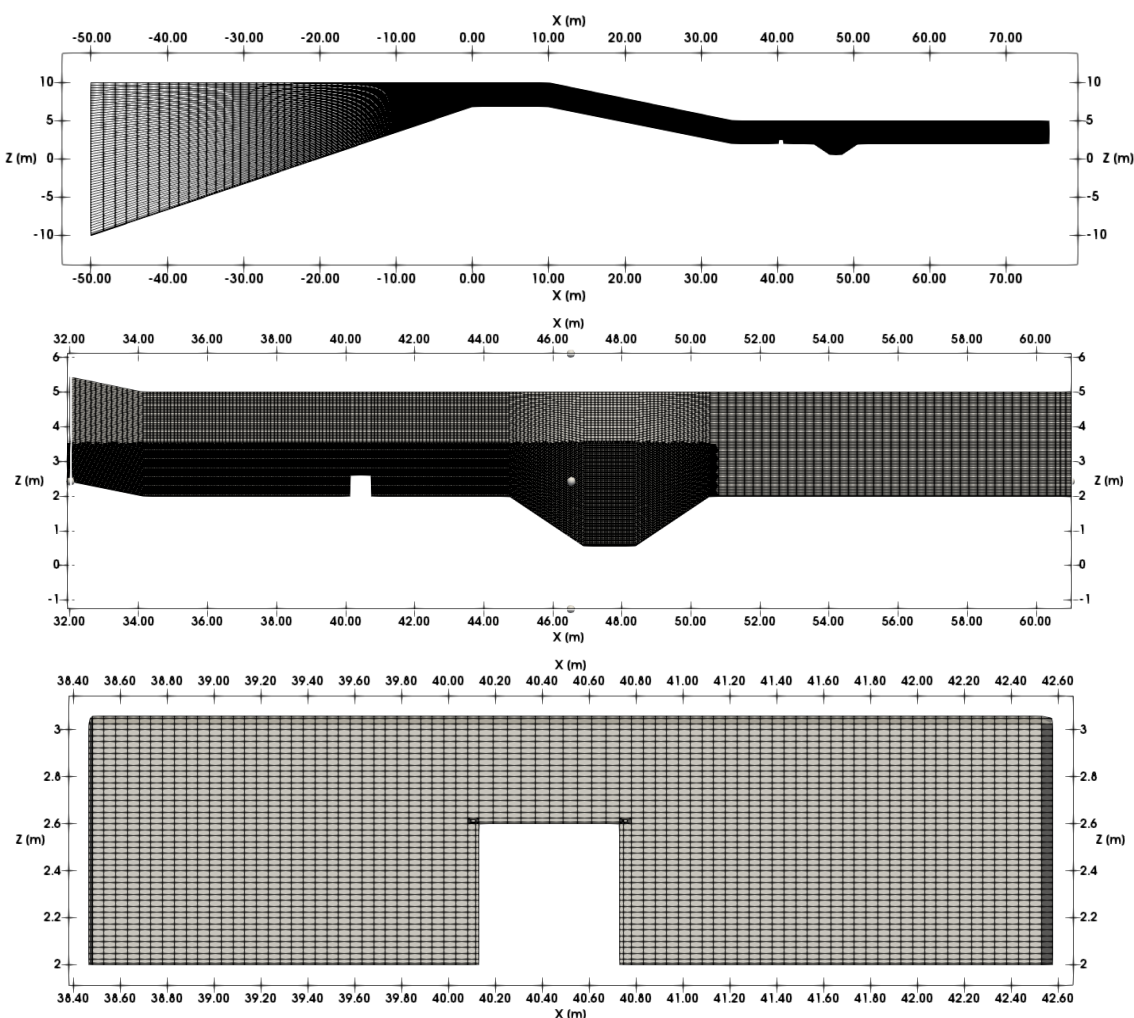
3 Beschrijving CFD-modellering

Deze paragraaf beschrijft in het kort de uitgevoerde CFD-modellering. Voor meer details wordt verwezen naar Bijlage 1.

De lengte van de overlooppdijk bedraagt ca. 1800 m. Bij overloop kan de stroming over de overlooppdijk in de richting loodrecht op de overlooppdijk als een tweedimensionale stroming beschouwd worden. Om die reden wordt de CFD-modellering uitgevoerd in 2D. In OpenFOAM is een 3D-geometrie nodig, waardoor de lengte van het beschouwde stuk overlooppdijk in de simulaties gelijk genomen wordt aan 1.0 m.

Voor het uitvoeren van de CFD-simulatie is een basisrekenrooster opgemaakt met een horizontale resolutie van 0.10 m en een verticale resolutie van 0.05 m. In de zone waar de watersprong zich voordoet en waar zich de drempel en de gracht bevindt, is het rekenrooster verfijnd tot een horizontale resolutie van 0.05 m en een verticale resolutie van 0.025 m. Aan de bodem is een grenslaag aangebracht met een dikte van 0.3 maal de celgrootte (of 0.017 m). Een grafische voorstelling van dit basisrekenrooster is gegeven in Figuur 4.

Figuur 4 – Basisrekenrooster voor uitvoeren van de CFD-simulaties

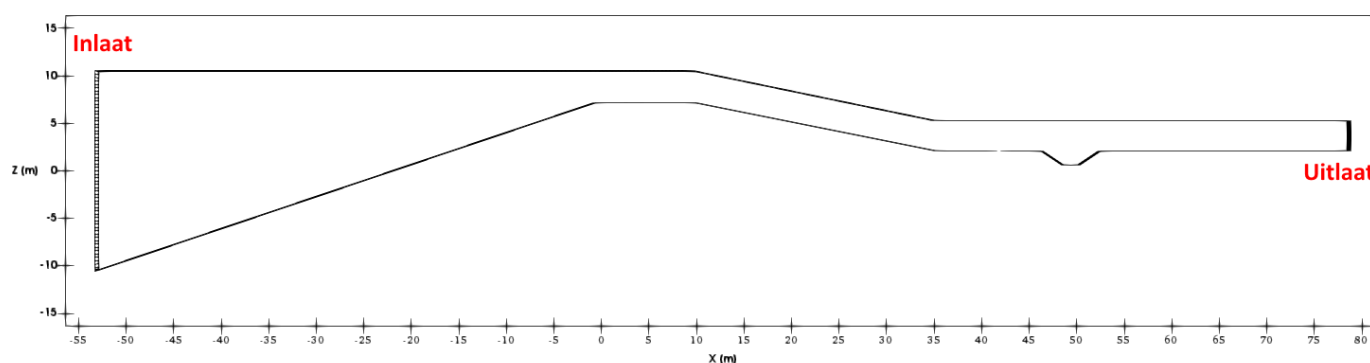


Boven: volledig rekenrooster; midden: detail verfijnde zone ter plaatse van gracht en drempel;
 onder: detail van grenslaag aan bodem.

De CFD-simulaties zijn uitgevoerd met de niet-stationaire interFOAM solver van OpenFOAM 5.0. Hierbij is het k- ω SST-turbulentiemodel toegepast. Het wateroppervlak wordt gemodelleerd met behulp van de Volume of fluid (VOF) methode. Voor de simulaties wordt een niet-samendrukbare Newtoniaanse vloeistof beschouwd, met dichtheid 1000 kg/m^3 en kinematische viscositeit $\nu = 1.2 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$. De kruin van de overlooppdijk en het talud aan GOG-zijde bestaat uit Open Steenasfalt. Voor Open Steenasfalt wordt een ruwheid $k_s = 0.005 \text{ m}$ beschouwd. Hierbij wordt opgemerkt dat dit de waarde voor ruw beton betreft (Berlamont, 1980), aangezien voor Open Steenasfalt geen waarden voor ruwheid uit de literatuur gekend zijn.

Figuur 5 geeft een voorstelling van de locatie van de randen van het CFD-model. Op de inlaat rand aan Scheldezijde wordt de stroomsnelheid van het instromende water opgelegd. De waterstand aan Scheldezijde wordt opgelegd door voor een aantal punten op de rand aan te geven of deze water of lucht betreffen. Op dezelfde wijze wordt aan de uitlaat de waterstand in het GOG opgelegd. Deze laatste rand is een rand met vrije uitstroming.

Figuur 5 – Locatie randvoorwaarden CFD-modellering.



De stroomsnelheid aan de inlaat rand wordt berekend aan de hand van het debiet per eenheidsbreedte tijdens overloop en de opgelegde waterstand aan Scheldezijde. Het debiet per eenheidsbreedte tijdens overloop is in Breugem & Decrop (2018) berekend aan de hand van onderstaande formulering:

$$q = \mu g^{1/2} (H_s - H_{kruin})^{3/2}$$

Met:

– q	Debiet per eenheidsbreedte	$[\text{m}^3/\text{s}/\text{m}]$
– μ	Debietscoëfficiënt $(= (2/3)^{3/2})$	$[-]$
– g	Valversnelling (9.81 m/s^2)	$[\text{m/s}^2]$
– H_s	Waterpeil aan Scheldezijde	$[\text{mTAW}]$
– H_{kruin}	Kruinpeil overlooppdijk	$[\text{mTAW}]$

Hierbij wordt opgemerkt dat dit een iets andere formulering is dan toegepast in Verelst *et al.*, (2019) bij de dimensionering van de energiedissipatiegracht. Hiervoor is volgende formulering toegepast

$$q = 1,36 (H_s - H_{kruin})^{3/2}$$

Met:

– q	Debiet per eenheidsbreedte	$[\text{m}^3/\text{s}/\text{m}]$
– H_s	Waterpeil aan Scheldezijde	$[\text{mTAW}]$
– H_{kruin}	Kruinpeil overlooppdijk	$[\text{mTAW}]$

In de formulering die voor deze studie in Breugem & Decrop (2018) is toegepast is $\mu g^{1/2}$ gelijk aan 1.7, terwijl in de formulering toegepast in Verelst *et al.*, (2019) een parameter gelijk aan 1.36 toegepast wordt. Tabel 5 vergelijkt voor case 1, case 2 en case 3 het met deze beide formuleringen berekende debiet voor

enkele tijdstippen uit de beschouwde periodes met in de tijd variërende waterstanden. Bij Tabel 5 wordt opgemerkt dat de debieten uit Verelst *et al.*, (2019) berekend zijn voor een kruinhoogte van de overloopdijk gelijk aan + 6.80 mTAW, terwijl de debieten uit deze studie berekend zijn met de (latere) kruinhoogte gelijk aan + 6.85 mTAW.

Tabel 5 – Vergelijking berekeningswijze debiet over overloopdijk tussen deze studie en de methode uit Verelst *et al.*, (2018)

	Tijdstip	Waterstand Schelde [mTAW]	Waterstand GOG [mTAW]	q uit Verelst <i>et al.</i> , (2019) [m ³ /s/m]	q deze studie [m ² /s/m]
Case 1	14/01/2006 21:10	6.88	0.72	0.03	0.01
	14/01/2006 21:30	7.09	1.09	0.22	0.29
	14/01/2006 21:50	7.11	1.33	0.24	0.33
	14/01/2006 22:10	6.99	1.39	0.11	0.13
Case 2	15/01/2006 20:50	7.12	1.63	0.24	0.33
	15/01/2006 21:10	7.36	1.91	0.57	0.88
	15/01/2006 21:30	7.49	2.49	0.77	1.22
	15/01/2006 21:50	7.55	3.25	0.87	1.40
	15/01/2006 22:10	7.56	4.09	0.90	1.45
	15/01/2006 22:30	7.57	4.92	0.91	1.46
	15/01/2006 22:50	7.68	5.95	1.12	1.81
	15/01/2006 23:10	7.73	7.16	1.22	1.98
Case 3	16/01/2006 22:10	6.90	2.79	0.04	0.03
	16/01/2006 22:30	7.16	2.84	0.30	0.42
	16/01/2006 22:50	7.24	3.03	0.40	0.59
	16/01/2006 23:10	7.22	3.28	0.36	0.53
	16/01/2006 23:30	7.10	3.45	0.23	0.31
	16/01/2006 23:50	6.98	3.50	0.11	0.12

De stationaire simulaties zijn telkens uitgevoerd met een debiet en opwaartse en afwaartse waterstand als randvoorwaarde die constant zijn in de tijd voor een periode van 120 s. Van deze periode van 120 s wordt telkens de gemiddelde waarde van de periode tussen $t = 100$ s en $t = 120$ s beschouwd voor het bespreken van de resultaten.

Door WL zijn, na oplevering van de in- en uitvoerfiles van de simulaties door IMDC nv, de simulaties voor Case 1, Case 2 en Case3 met taludhelling 20/4 aan GOG-zijde van de overloopdijk opnieuw uitgevoerd maar voor een periode van 500 s. Van deze periode van 500 s wordt telkens de gemiddelde waarde van de periode tussen $t = 300$ s en $t = 500$ s beschouwd voor het bespreken van de resultaten. De resultaten van deze simulaties worden in paragraaf 4.2 vergeleken met de in Breugem & Decrop (2018) gerapporteerde resultaten.

Wat de simulaties met in de tijd variërende waterstanden in Schelde en GOG betreft, is door IMDC nv ervoor gekozen om deze quasi-stationair uit te voeren. Aangezien het opleggen van de volledige tijdsreeks van in de tijd variërende waterstanden en snelheden voor de 3 cases zou geleid hebben tot een te lange rekentijd en dit niet mogelijk was binnen het tijdsbestek van deze studie, is ervoor gekozen om voor elke case uit de tijdsreeks met waterstanden in de Schelde en in het GOG enkele tijdstippen te selecteren (om de 20 minuten) en deze stationair door te rekenen. Hiervoor zijn de tijdstippen uit Tabel 5 geselecteerd. Op deze wijze kan de variatie in de tijd van de krachten en momenten op de drempel nagegaan worden. Echter het cumulatief effect van een in de tijd variërende waterstand kan hiermee niet nagegaan worden. De resultaten van deze simulaties worden in paragraaf 4.3 besproken.

4 Bespreking resultaten CFD-modellering

Dit hoofdstuk bespreekt de resultaten van de uitgevoerde CFD-modellering. Voorafgaand aan het uitvoeren van de stationaire en niet-stationaire simulaties voor de 3 cases is door IMDC nv eerst een gridgevoeligheidsanalyse uitgevoerd. De resultaten van deze gridgevoeligheidsanalyse worden besproken in paragraaf 4.1. Met het basis rekenrooster uit de gridgevoeligheidsanalyse zijn daarna de stationaire simulaties voor de 3 cases uitgevoerd (paragraaf 4.2). Aan de hand van de niet-stationaire simulaties wordt de variatie in de tijd van de optredende kracht op de drempel in beeld gebracht. De resultaten van deze simulaties worden besproken in paragraaf 4.3.

4.1 Gridgevoeligheidsanalyse

De gridgevoeligheidsanalyse is enkel uitgevoerd voor Case1 en voor de geometrie met taludhelling 20/4 aan GOG-zijde.

Voor deze gridgevoeligheidsanalyse zijn volgende rekenroosters gedefinieerd:

1. Het basis rekenrooster (zie Hoofdstuk 3)
2. Een rekenrooster zonder aanwezigheid van de grenslaag aan de bodem
3. Een rekenrooster met dubbele resolutie.

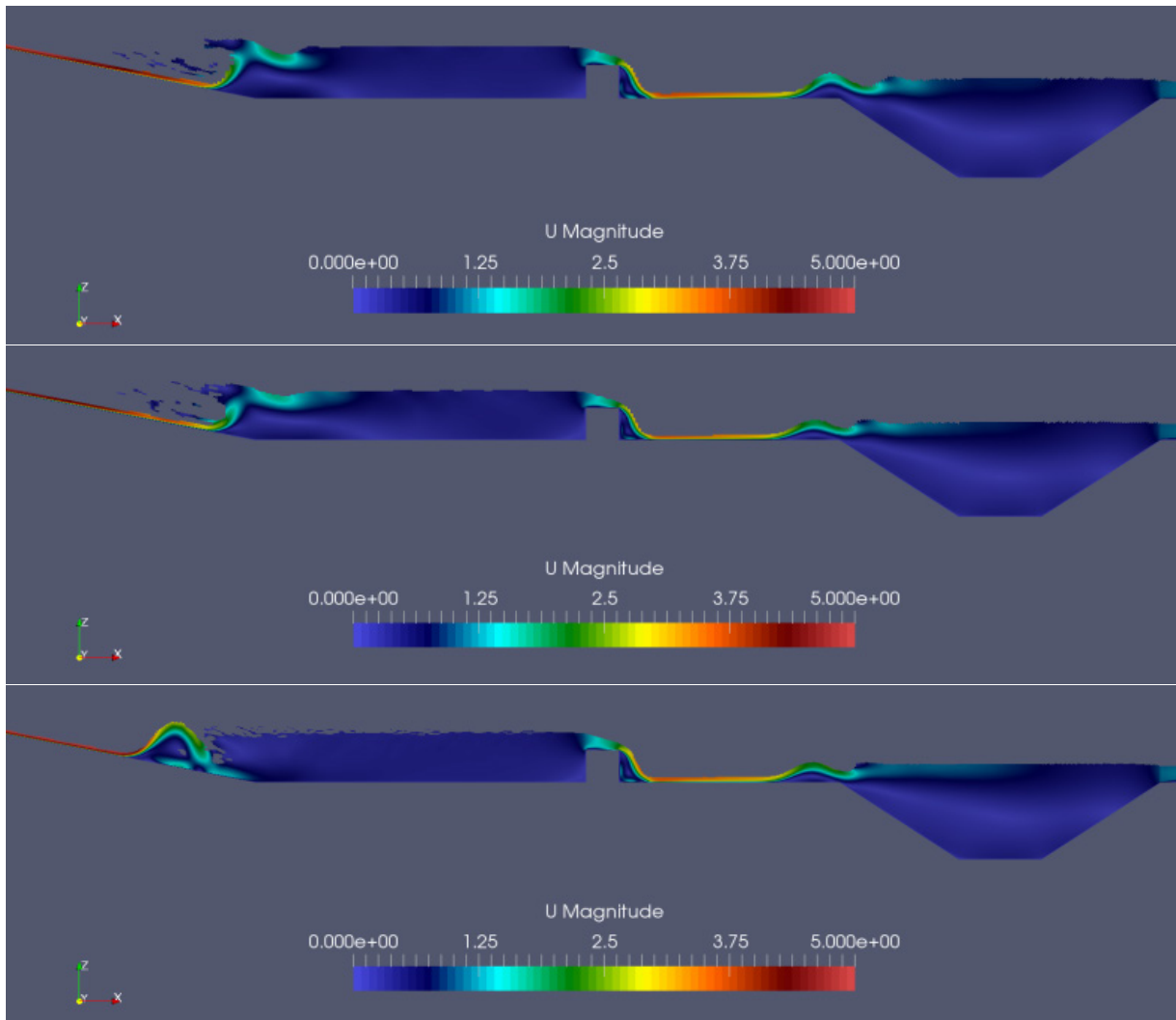
Figuur 6 vergelijkt voor deze 3 rekenroosters het stromingspatroon berekend voor Case1 met taludhelling 20/4 aan GOG-zijde van de overlooppdijk. Uit deze figuur volgt dat voor deze case met alle beschouwde rekenroosters een watersprong wordt berekend aan de teen van de overlooppdijk. Verder volgt uit deze figuur dat het stromingspatroon voor het basis rekenrooster en het rooster met afwezigheid van de grenslaag gelijkaardig zijn. Voor het rooster met de dubbele resolutie wordt echter een afwijkend stromingspatroon ter plaatse van de watersprong berekend. Een verklaring voor deze afwijkende vorm van de watersprong is niet gevonden. Ter plaatse van de drempel wordt met behulp van de 3 rekenroosters echter een gelijkaardig stromingspatroon berekend.

Naast het stromingspatroon is door IMDC nv de waterstand ter plaatse van een aantal uitvoerpunten (zie Figuur 7) en ter plaatse van de drempel ook de berekende langskracht in de X-richting en het moment op de drempel (zie Figuur 8) voor deze 3 rekenroosters vergeleken. Bij Figuur 8 wordt opgemerkt dat het moment op de drempel berekend is met het middelpunt van de drempel als rotatiepunt. Uit deze beide figuren volgen tussen $t = 100$ s en $t = 120$ s geen verschillen tussen de 3 rekenroosters wat betreft de waterstand in de 5 gedefinieerde uitvoerpunten, de berekende kracht en het berekende moment op de drempel.

Op basis van deze gridgevoeligheidsanalyse werd besloten om het basis rekenrooster toe te passen voor alle verdere simulaties uit het vervolg van deze studie, zowel de stationaire als de niet-stationaire simulaties.

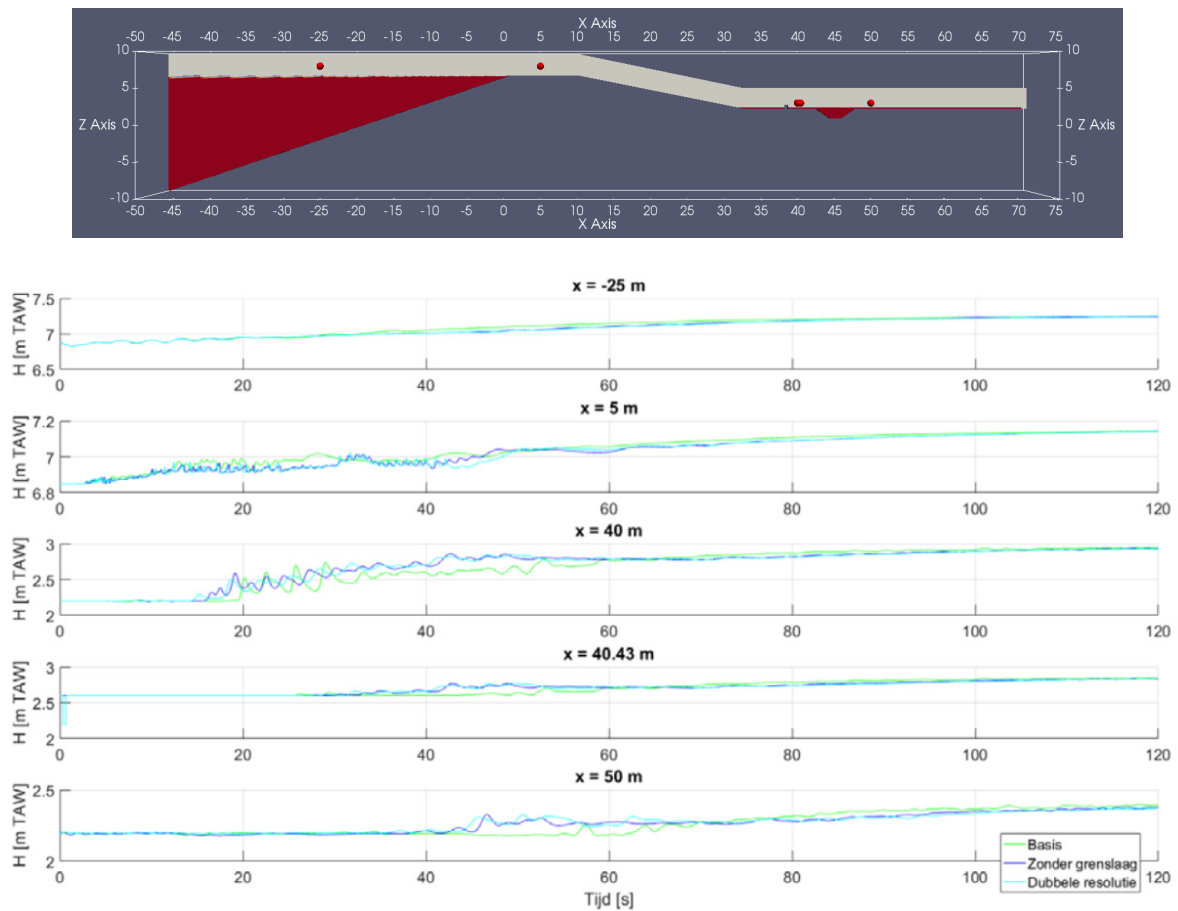
Voor $t = 120$ s zijn door IMDC nv voor het basis rekenrooster ook de Y^+ -waarden gevisualiseerd. Deze zijn weergegeven in Figuur 9. Uit deze figuur volgt dat zich hoge Y^+ -waarden (tot 2000) voordoen op het talud van de overlooppdijk aan landzijde. Op de drempel zelf worden Y^+ -waarden berekend tot 500 op het bovenvlak van de drempel en waarden tot 1000 juist afwaarts van de drempel. Voor een nauwkeurige berekening van het snelheidsprofiel nabij de wand dienen de berekende Y^+ -waarden te liggen tussen 30 en 300. Er wordt geoordeeld dat de hogere waarden op het bovenvlak en juist afwaarts van de drempel de berekening van het snelheidsprofiel nabij de wand niet noemenswaardig zullen beïnvloeden.

Figuur 6 – Stromingspatroon voor rekenroosters uit gridgevoeligheidsanalyse.



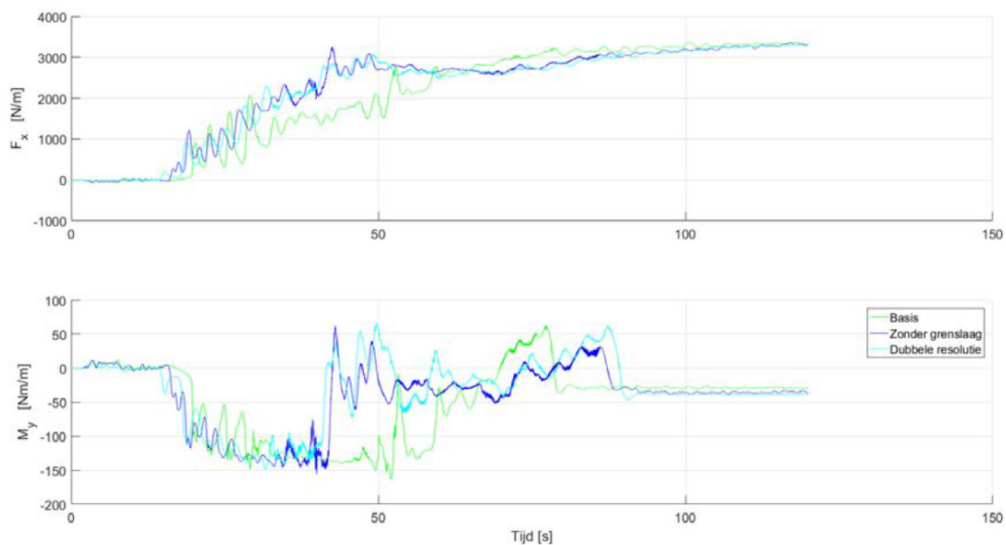
Boven: basis rekenrooster; Midden: rooster zonder grenslaag; Onder: rekenrooster met dubbele resolutie.

Figuur 7 – Vergelijking waterstand voor een aantal locaties voor de rekenroosters uit de gridgevoeligheidsanalyse

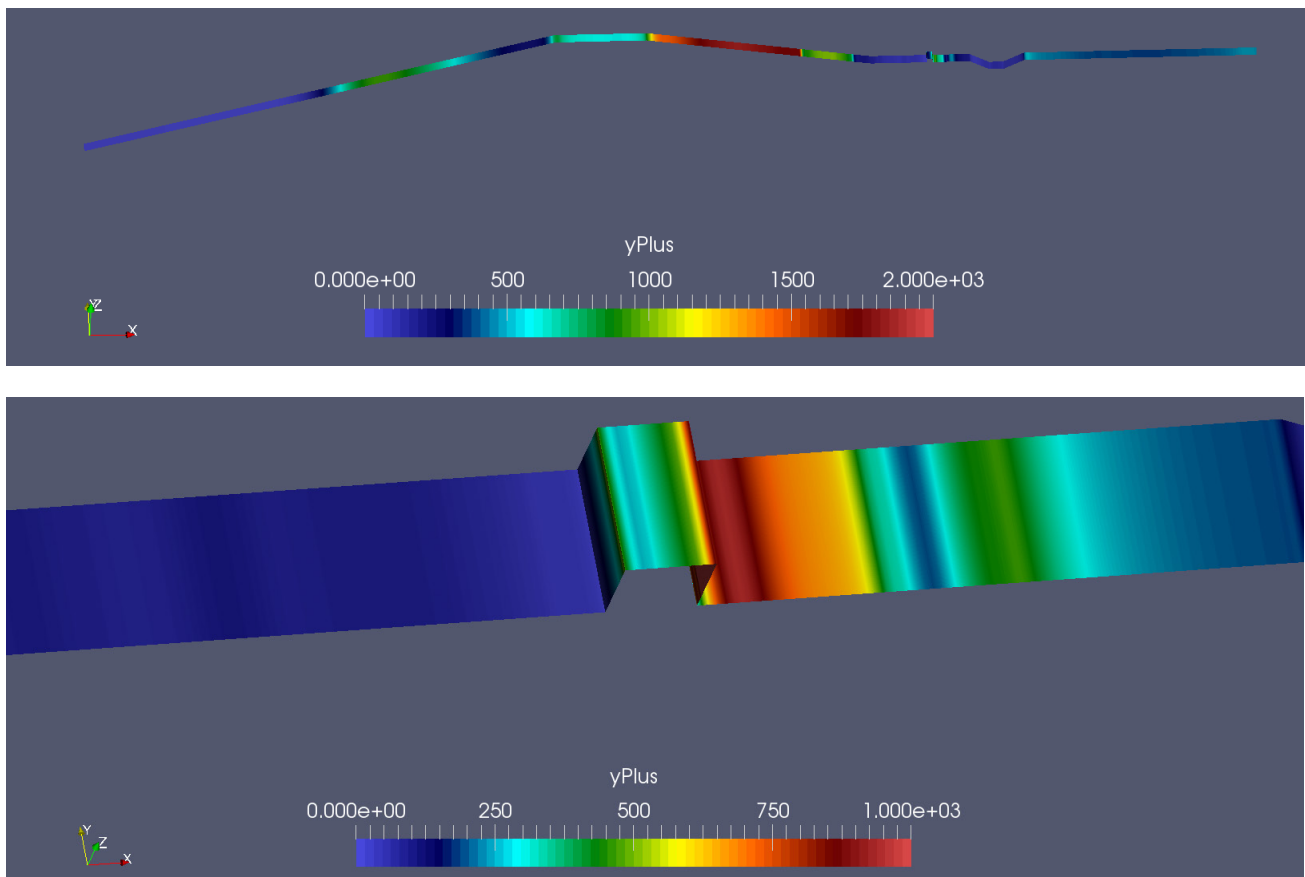


Boven: locatie uitvoerpunten; Onder: Waterstand in deze locaties voor de 3 rekenroosters.

Figuur 8 – Vergelijking berekende kracht en moment op drempel voor de rekenroosters uit de gridgevoeligheidsanalyse



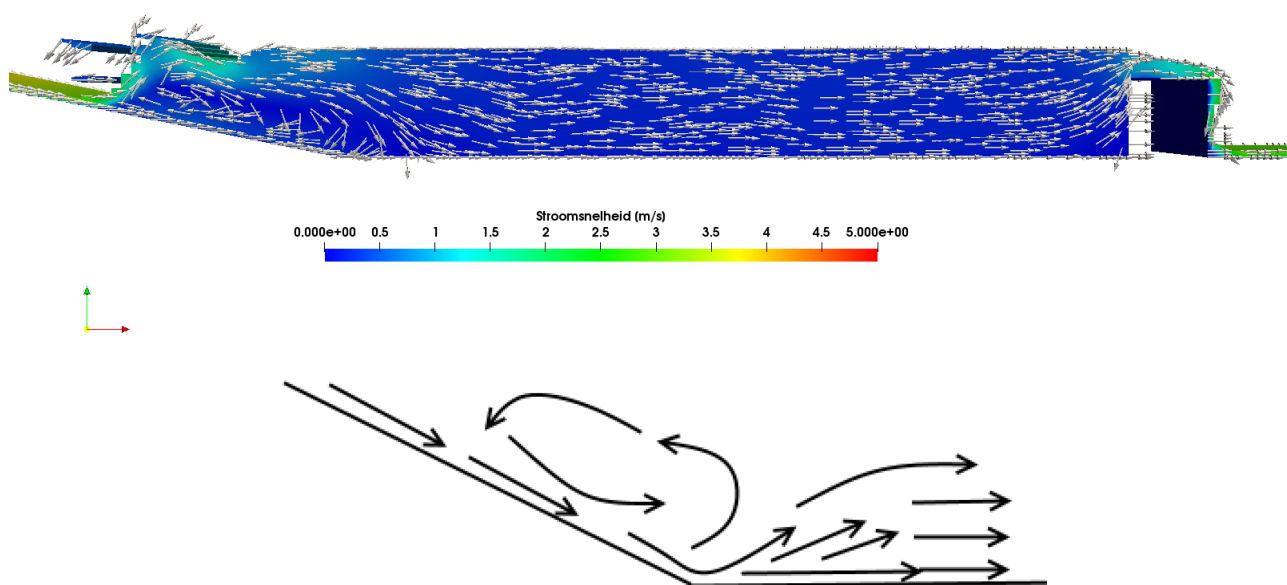
Figuur 9 – Y+-waarden op t = 120 s voor Case1



Boven: Y+-waarden op de taluds van de overlooppdijk; Onder: detail ter plaatse van de drempel

Bij de bespreking van Figuur 6 werd hierboven reeds opgemerkt dat de vorm van de watersprong sterk verschillend is tussen de simulatie met het basis rekenrooster en de simulatie met het rooster met dubbele resolutie. Wanneer het stromingspatroon in de watersprong voor het basis rekenrooster gevisualiseerd wordt, dan blijkt dat dit niet overeenkomt met wat intuïtief beschouwd wordt als het stromingspatroon in een watersprong aan de teen van een overlooppdijk (zie Figuur 10). Dit stromingspatroon is ook ter commentaar voorgelegd aan enkele hydraulische experts van de Bundesanstalt Für Wasserbau (C. Thorenz) en van Universiteit Luik (S. Erpicum). Door hen werd het stromingspatroon in de watersprong ook als eerder onrealistisch beschouwd. De suggestie werd gemaakt dat met een 3D-simulatie met LES (Large Eddy Simulation) en een zeer hoge resolutie op het talud van de overlooppdijk (minimaal 5 à 10 cellen in de richting loodrecht op de stroming) mogelijk een meer realistische modellering van het stromingspatroon in de watersprong bekomen wordt. Het voldoende aantal cellen in de richting loodrecht op de overlooppdijk is daarbij nodig om de invloed van wrijving op de stroming correct te modelleren, dewelke de hoeveelheid momentum beïnvloedt die in de stroming getransporteerd wordt. Hierdoor kan de stroomsnelheid aan de teen van de dijk en bijgevolg het stromingspatroon in de watersprong nauwkeuriger gemodelleerd worden. Een 3D-modellering met voldoende hoge resolutie op het talud van de overlooppdijk en Large Eddy Simulation viel echter buiten de scope en het tijdsbestek van deze studie.

Figuur 10 – Vergelijking berekend stromingspatroon aan de teen van de overlooppdijk met intuïtief verwacht stromingspatroon.



Boven: stromingspatroon voor Case1 berekend met basis rekenrooster; onder: intuïtief verwacht stromingspatroon in watersprong aan teen van overlooppdijk.

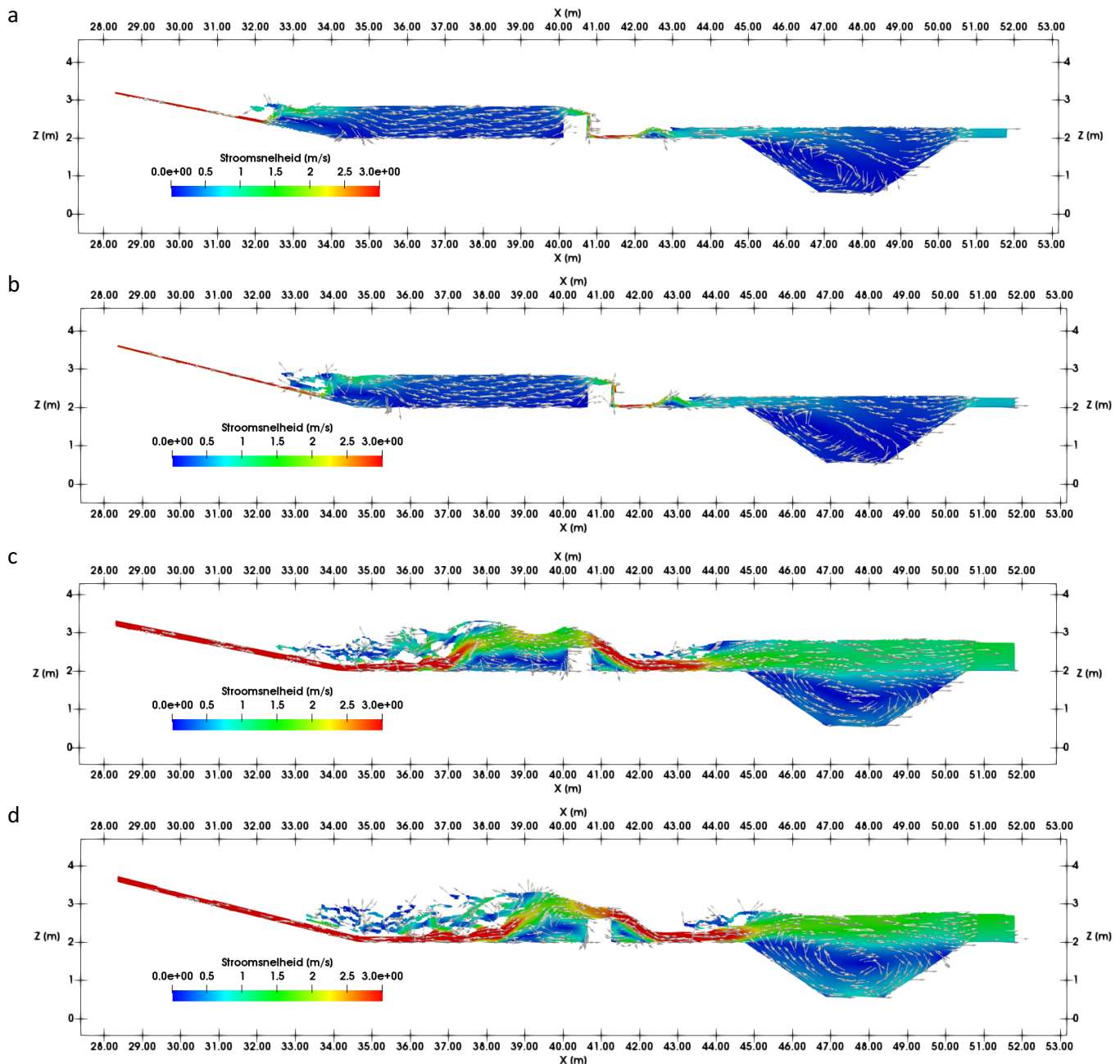
Alternatief kan ook schaalmodelonderzoek uitgevoerd worden naar de watersprong aan de teen van de overlooppdijk. Met behulp van dit schaalmodelonderzoek kan ook de benodigde breedte van de energiedissipatiegracht gecontroleerd worden en kan onderzocht worden welke van de verschillende formuleringen, die voor het bepalen van de breedte van de energiedissipatiegracht in (Verelst *et al.*, 2019) zijn toegepast, het best kan toegepast worden voor het bepalen van de breedte van de energiedissipatiegracht.

De hierboven vermelde opmerkingen hebben echter betrekking op het stromingspatroon in de watersprong aan de teen van de overlooppdijk. Deze studie heeft tot doel het bepalen van de kracht op de drempel aan de teen van de overlooppdijk, dewelke in mindere mate beïnvloed worden door het stromingspatroon in de watersprong, waardoor de resultaten van de uitgevoerde CFD-simulaties voor dit doel wel kunnen gebruikt worden.

4.2 Stationaire simulaties

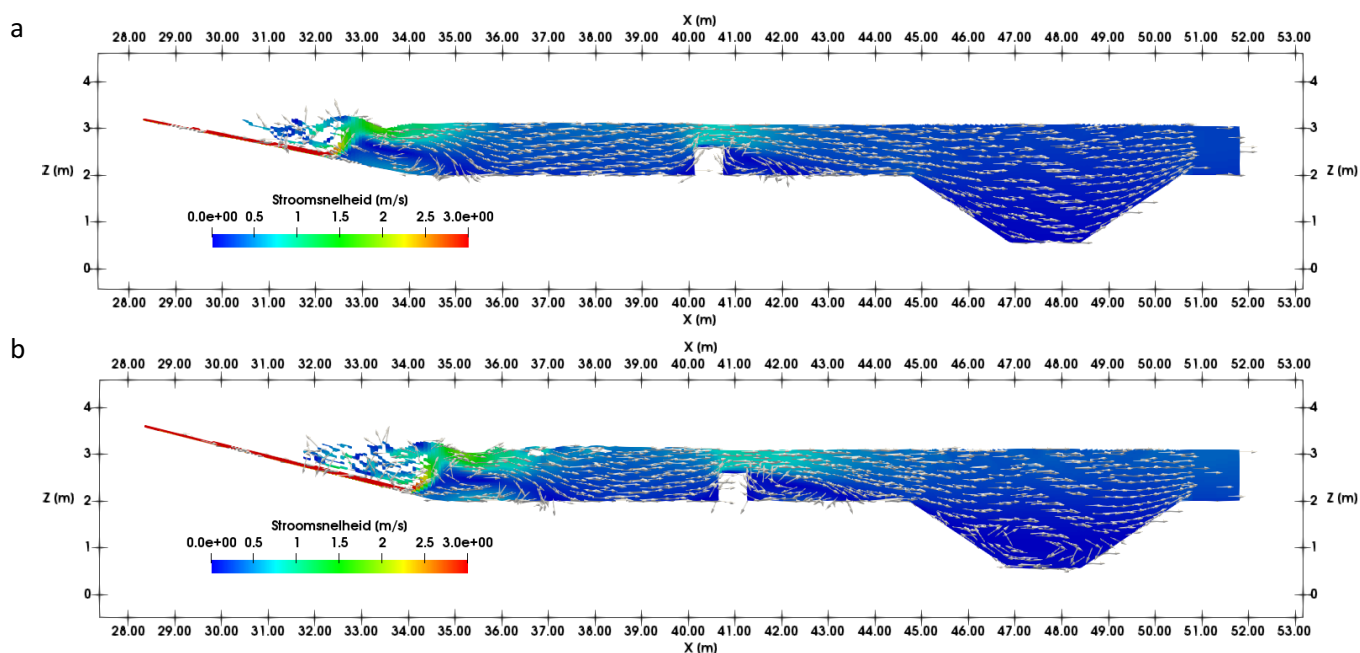
Figuur 11 (Case1 en Case2) en Figuur 12 (Case3) geven zowel voor een taludhelling 20/4 als voor een taludhelling 16/4 aan GOG-zijde van de overlooppdijk een grafische voorstelling van het stromingspatroon aan de teen van de overlooppdijk, ter plaatse van de drempel en tussen de drempel en de gracht voor de stationaire simulaties uitgevoerd voor Case 1, Case 2 en Case 3.

Figuur 11 – Grafische voorstelling stromingspatroon aan de teen van de overlooppdijk voor Case1 en Case2.



a: Case1 – taludhelling GOG-zijde 20/4; b: Case1 – taludhelling GOG-zijde 16/4;
c: Case2 – taludhelling GOG-zijde 20/4; d: Case2 – taludhelling GOG-zijde 16/4.

Figuur 12 – Grafische voorstelling stromingspatroon aan de teen van de overlooppdijk voor Case3



a: Taludhelling GOG-zijde 20/4; b: Taludhelling GOG-zijde 16/4

Uit Figuur 11 en Figuur 12 volgt het volgende:

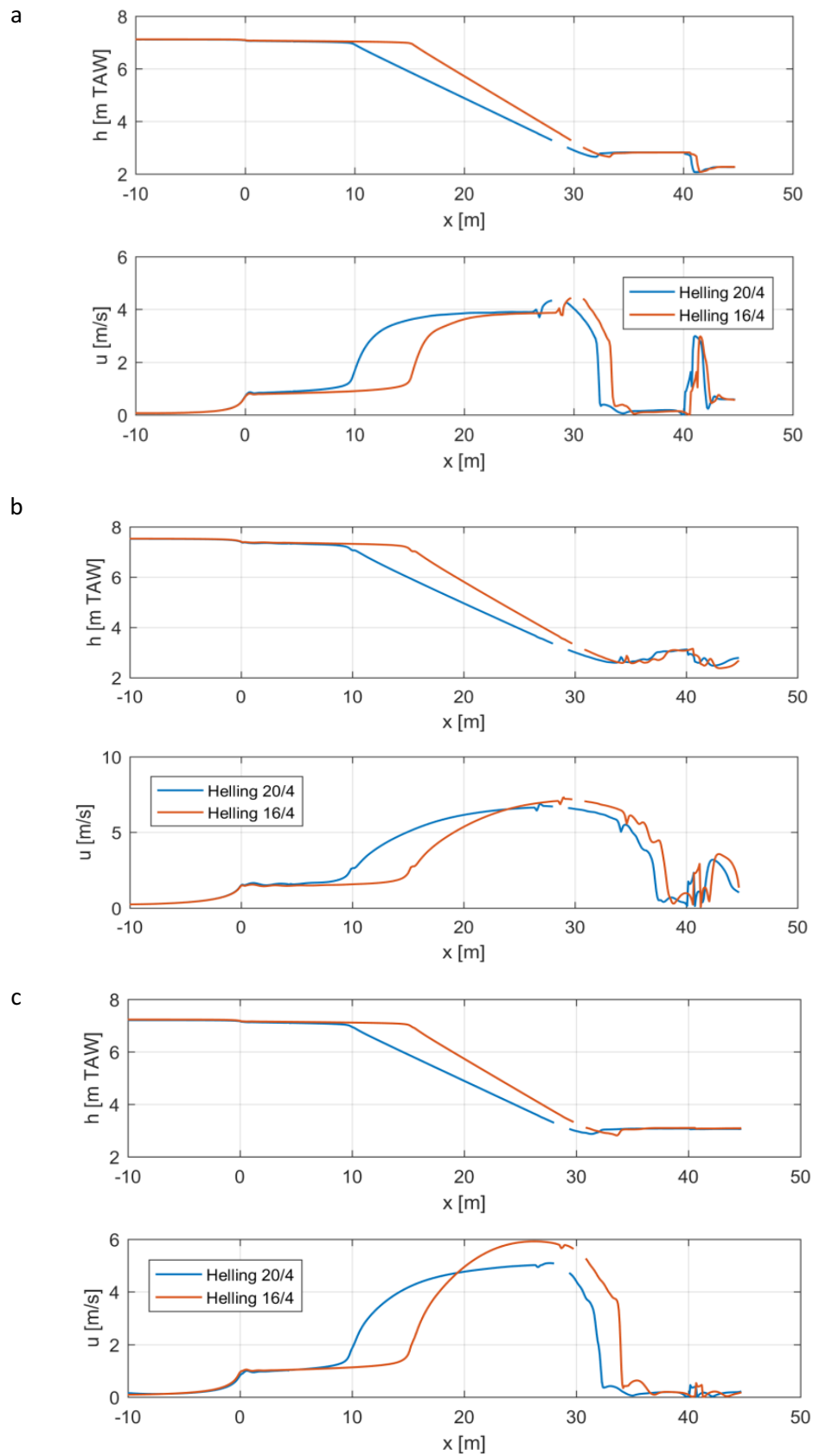
1. Voor de 3 cases wordt bij de simulatie met taludhelling 20/4 aan GOG-zijde een gelijkaardig stromingspatroon berekend aan de teen van de overlooppdijk als bij de simulatie met taludhelling 16/4 aan GOG-zijde. Bij de simulatie met taludhelling 16/4 aan GOG-zijde bevindt de watersprong zich bij alle cases wel iets meer aan GOG-zijde dan bij de simulatie met een taludhelling 20/4 aan GOG-zijde.
2. Bij een waterstand aan GOG-zijde gelijk aan het maaiveldpeil (Case1), ontstaat een watersprong aan de teen van de overlooppdijk op het talud van de overlooppdijk. Tussen de teen van de overlooppdijk en de drempel doet zich een stroming met lagere stroomsnelheden voor (< 0.5 m/s). Ter plaatse van de drempel doet zich opnieuw een stroming met overstort over de drempel voor. Na de drempel ontstaat over een afstand van 2 m een zone met hoge stroomsnelheden (3.0 m/s en meer) en superkritische stroming. Juist voor de afwateringsgracht vindt opnieuw energiedissipatie plaats in de vorm van een watersprong. Ten gevolge van de stroming van het water over de volledig gevulde gracht ontstaat in de gracht een neer tegen het talud aan rivierzijde van de gracht met relatief lage stroomsnelheden.
3. De hogere waterstanden aan GOG-zijde en het hogere debiet bij Case2 (in vergelijking met Case1) zorgt ervoor dat de watersprong zich voordoet in de energiedissipatiestructuur aan opwaartse zijde van de drempel. De lengte van de watersprong komt overeen met de afstand tussen de teen van de overlooppdijk en de drempel, waarbij stroomsnelheden aan de bodem hoger dan 3.0 m/s voorkomen. Boven de drempel doen zich bij deze case stroomsnelheden voor van 1.5 à 2.0 m/s. Maar het overstortende water over de drempel zorgt afwaarts van de drempel voor een stroming met stroomsnelheden hoger dan 3.0 m/s, waardoor juist voor de gracht opnieuw een watersprong ontstaat. Net als in Case 1 doet zich in de gracht een neer voor met relatief lage stroomsnelheden. Door het hogere debiet in vergelijking met Case1, komen wel hogere stroomsnelheden voor in de stroming boven de gracht (circa 1.5 m/s).
4. Bij Case3 is het waterpeil in het GOG hoger dan het peil van de drempel. Hierdoor ontstaat een watersprong hoger op het talud van de overlooppdijk dan bij de twee vorige cases. Doordat het waterpeil hoger is dan het peil van de drempel, zorgt de drempel voor een vernauwing van de stroming, met boven de drempel iets hogere stroomsnelheden (ca. 1.0 m/s) dan opwaarts en

afwaarts van de drempel. Afwaarts van de drempel gaat de stroming over de gracht. In de gracht ontstaat bij de taludhelling 20/4 aan GOG-zijde geen neer in de gracht, terwijl bij de taludhelling 16/4 een kleine neer ontstaat tegen de bodem van de gracht. Stroomsnelheden ter plaatse van de gracht en afwaarts van de gracht zijn relatief gering (< 0.5 m/s).

Figuur 13 vergelijkt voor Case1, Case2 en Case3 voor de beide taludhellingen aan GOG-zijde de berekende stroomsnelheid op 0.05 m boven de bodem.

Uit Figuur 13 volgt dat voor alle cases bij de taludhelling 16/4 aan GOG-zijde ter plaatse van de kruin van de overlooppdijk en op het eerste gedeelte van de overlooppdijk lagere stroomsnelheden aan de bodem berekend worden dan bij de taludhelling 20/4 aan GOG-zijde. Aan de teen van de overlooppdijk worden bij een taludhelling 16/4 iets hogere stroomsnelheden aan de bodem berekend dan bij de taludhelling 20/4 aan GOG-zijde. Voor Case1 worden maximale stroomsnelheden aan de bodem berekend van ca. 4.5 m/s, voor Case2 van ca. 7.5 m/s en voor Case3 van 6.0 m/s bij de taludhelling 16/4 en 5.0 m/s bij de taludhelling 20/4. Bij Case1 en Case2 worden afwaarts van de drempel opnieuw hoge stroomsnelheden aan de bodem berekend tot 3.0 m/s. Het is bijgevolg aangeraden om de Open Steenasfalt erosiebescherming op het talud aan GOG-zijde van de overlooppdijk door te trekken tot voorbij de drempel en zelfs enkele meters voorbij de afwateringsgracht. Bij Case3 is het waterpeil in het GOG hoger dan het peil van de drempel, waardoor er afwaarts van de watersprong aan de teen van de overlooppdijk lage stroomsnelheden aan de bodem worden berekend.

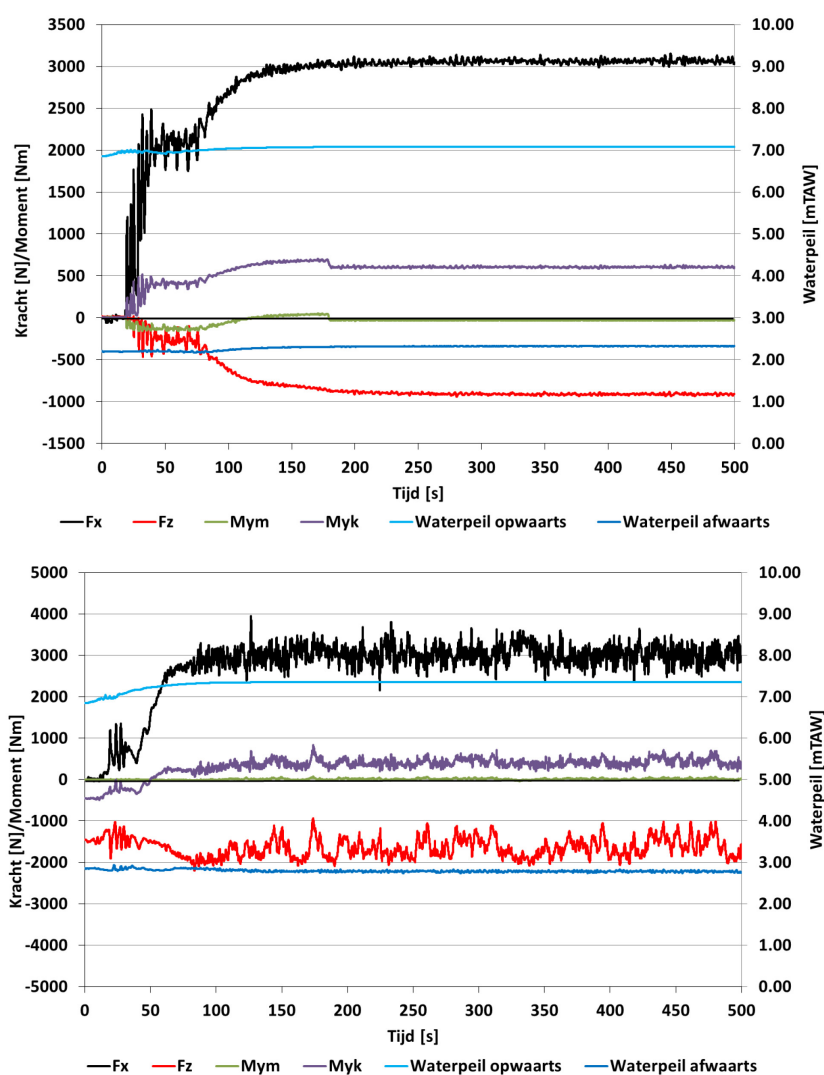
Figuur 13 – Stroomsnelheid op 0.05 m boven de bodem voor Case1, Case2 en Case3



a: Case 1b; b: Case2; c: Case3; h = waterdiepte [mTAW]; u = stroomsnelheid boven bodem [m/s].

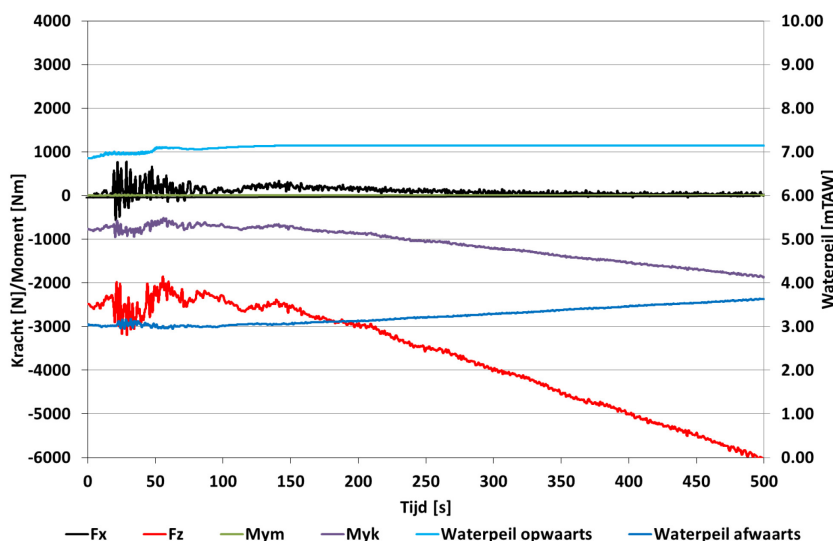
Voor de simulaties voor Case1, Case2 en Case3 met taludhelling 20/4 aan GOG-zijde, die door WL zijn uitgevoerd tot $t = 500$ s, zijn in Figuur 14 (Case1 en Case3) en Figuur 15 (Case3) de variatie in de tijd van de opwaartse waterstand, de afwaartse waterstand en de berekende krachten en momenten (rond middelpunt: M_{ym} ; rond kantelpunt: M_{yk} ; zie Figuur 16 voor de naamgeving en tekenconventie van krachten en momenten) op de drempel grafisch weergegeven. Uit deze figuur volgt dat voor Case1 en Case2 tussen $t = 100$ s en $t = 120$ s de simulatie duidelijk nog niet geconvergeerd is naar een evenwichtssituatie. Vanaf $t = 200$ s wordt zowel wat opwaartse en afwaartse waterstand als wat de berekende krachten en momenten op de drempel betreft, een evenwichtstoestand bereikt. Voor de plotse daling van het moment op de drempel, zowel bij het moment berekend rond het middelpunt als bij het moment rond het kantelpunt, bij Case1 rond $t = 180$ s is geen verklaring gevonden. Op basis van de berekende afwaartse waterstand voor $t = 180$ s bij Case3 lijkt een evenwichtstoestand bereikt. Echter de afwaartse waterstand blijft na $t = 180$ s stijgen. Voor deze stijging werd ook geen verklaring gevonden. Vermoedelijk zijn de opwaartse en afwaartse randvoorwaarden niet in overeenstemming met het ter plaatse van de inlaat opgelegde stroomsnelheid en dienen deze aangepast te worden, alhoewel alle randvoorwaarden voor alle simulaties op identiek dezelfde wijze zijn gedefinieerd.

Figuur 14 – Variatie in de tijd van waterpeil opwaarts, waterpeil afwaarts, krachten F_x en F_z en momenten M_{ym} en M_{yk} op de drempel voor de simulatie voor Case1 en Case2 met 500 tijdstappen; taludhelling 20/4 aan GOG-zijde.



Boven: Case1; onder: Case2

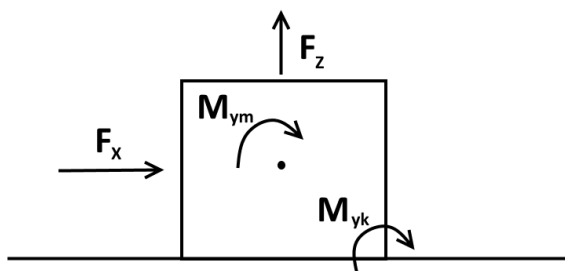
Figuur 15 – Variatie in de tijd van waterpeil opwaarts, waterpeil afwaarts, krachten F_x en F_z en momenten M_{ym} en M_{yk} op de drempel voor de simulatie voor Case3 met 500 tijdstappen; taludhelling 20/4 aan GOG-zijde.



Tabel 6 vergelijkt voor de 3 cases de berekende krachten en momenten op de drempel, zowel voor een taludhelling 20/4 als een taludhelling 16/4 aan GOG-zijde. Bij Tabel 6 wordt het volgende opgemerkt:

1. De tekenconventie en de naamgeving van de berekende krachten en momenten op de drempel zijn grafisch voorgesteld in Figuur 16. De krachten en momenten op de drempel zijn berekend met standaard routines van OpenFOAM voor de berekening van krachten en momenten op een volume.

Figuur 16 – Tekonconventie en naamgeving berekende krachten op de drempel



2. In de tabel zijn enerzijds de berekende krachten en momenten weergegeven die in Breugem & Decrop (2018) zijn vermeld en die berekend zijn voor de periode tussen $t = 100$ s en $t = 120$ s. Anderzijds zijn ook de krachten en momenten vermeld die berekend zijn uit de simulatie die door WL is uitgevoerd met 500 tijdstappen. Bij deze laatste simulatie zijn de krachten en momenten berekend voor de periode tussen $t = 300$ s en $t = 500$ s. Voor Case3 zijn voor deze laatste simulatie geen krachten en momenten berekend, aangezien de simulatie duidelijk nog niet geconvergeerd is naar een evenwichtstoestand.
3. In de tabel is voor de periode waarvoor de krachten en momenten op de drempel berekend zijn de gemiddelde waarde en de standaarddeviatie weergegeven.
4. In Breugem & Decrop (2018) is initieel enkel het moment rond het middelpunt van de drempel (M_{ym}) berekend uit de resultaten van de simulatie. Op vraag van WL is daarna het moment rond het kantelpunt (M_{yk}) berekend op basis van de waarden van de kracht in de X-richting en de kracht in de Y-richting in de veronderstelling dat beide krachten in het middelpunt van de drempel

aangrijpen. Aangezien deze waarde berekend is op basis van de twee overige berekende krachten, wordt in de het rapport en ook in de tabel voor deze waarde geen standaardafwijking berekend.

- In Breugem & Decrop (2018) is ook de hydrostatische kracht op het bovenzvlak van de drempel berekend uit de waterdiepte boven de drempel om de relatieve bijdrage van de hydrostatische kracht en de kracht ten gevolge van de dynamische onderdruk van de stroming in de totale verticale kracht op de drempel te begroten. Aangezien deze waarden berekend zijn uit de waterdiepte boven de drempel zijn hier ook geen waarden voor de standaardafwijking voor berekend en vermeld in de tabel.

Tabel 6 – Berekende krachten op de drempel voor Case1, Case2 en Case3

		Case1		Case2		Case3	
		Helling 20/4	Helling 16/4	Helling 20/4	Helling 16/4	Helling 20/4	Helling 16/4
Rapport IMDC	F_x [kN]	2.84 ± 0.06	2.81 ± 0.05	2.96 ± 0.19	3.67 ± 0.13	0.11 ± 0.04	0.14 ± 0.03
	F_z [kN]	-0.72 ± 0.03	-0.71 ± 0.04	-1.72 ± 0.18	-1.42 ± 0.29	-2.65 ± 0.08	-2.77 ± 0.04
	F_{z,hydr} [kN]	-1.36	-1.35	-4.34	-3.17	-4.49	-4.70
	M_{ym} [kNm]	-0.01 ± 0.02	-0.01 ± 0.02	0.01 ± 0.01	0.01 ± 0.03	0.00 ± 0.00	0.01 ± 0.00
	M_{yk} [kNm]	0.64	0.63	0.37	0.67	-0.76	-0.79
Simulatie 500 tijdstappen	F_{x2} [kN]	3.06 ± 0.02	-	3.02 ± 0.02	-	*	-
	F_{z2} [kN]	-0.91 ± 0.01	-	-1.63 ± 0.23	-	*	-
	M_{ym} [kNm]	-0.03 ± 0.01	-	-0.01 ± 0.02	-	*	-
	M_{yk} [kNm]	0.61 ± 0.01	-	0.42 ± 0.09	-	*	-

Kracht en moment: gemiddelde waarde +/- standaarddeviatie berekend over periode $t = 100 \text{ s} - t = 120 \text{ s}$ voor krachten uit rapport IMDC en periode $t = 300 \text{ s}$ en $t = 500 \text{ s}$ voor simulatie 500 tijdstappen; - = simulatie niet uitgevoerd; * = krachten niet berekend omwille van het niet-geconvergeerde afwaartse waterpeil.

Uit Tabel 6 volgt het volgende:

- Bij de simulatie met 500 tijdstappen wordt voor Case1 een kracht in de X-richting en een kracht in de Z-richting berekend die iets groter is dan de door IMDC nv berekende kracht. Het berekende moment, zowel dit rond het middelpunt als dit rond het kantelpunt, zijn voor de beide simulaties hetzelfde. Voor Case2 wordt uit de simulatie met 500 tijdstappen op de drempel eenzelfde kracht in de X-richting berekend, een iets lagere kracht in de Z-richting en een iets groter moment rond het kantelpunt. De verschillen tussen de berekende krachten en momenten uit beide simulaties bedragen, met uitzondering van F_z voor Case1 (26 %) en het moment rond het kantelpunt voor Case2 (14 %), maximaal 7 %. Uit de simulatie met 500 tijdstappen volgt ook dat het berekende moment rond het kantelpunt slechts beperkt verschilt van het moment berekend door IMDC nv. Hieruit volgt dat de veronderstelling die in het rapport van IMDC nv bij de berekening van het moment rond het kantelpunt gemaakt is, namelijk dat zowel F_x als F_z in het middelpunt van de drempel aangrijpen, correct is.
- Bij Case1, waarbij het afwaarts waterpeil gelijk is aan waterpeil in het GOG, worden voor de beide taludhellingen aan GOG-zijde dezelfde krachten en momenten op de drempel berekend. Dit kan verklaard worden omdat bij de simulaties voor de beide taludhellingen enkel aan opwaartse zijde van de drempel water aanwezig is en door de overstorting geen noemenswaardige waterdruk aan afwaartse zijde. De kracht in de X-richting wordt bijgevolg gedomineerd door de hydrostatische druk op het opwaartse zijvlak van de drempel. De hydrostatische druk ter plaatse van de bodem

kan begroot worden als $p_x = 1000 \times 9.81 \times 0.6 = 5886 \text{ N/m}^2$. De resultante van deze druk op het zijvlak van de drempel, uitgedrukt per eenheidsbreedte, is dan gelijk aan $5886 \times 0.6/2 = 1765 \text{ N/m}$.

3. Voor Case2 en Case3, worden bij de simulatie met taludhelling 16/4 aan GOG-zijde iets hogere krachten en momenten op de drempel berekend dan bij een taludhelling 20/4. Bij Case2 wordt een beduidend lagere kracht F_z berekend dan bij Case3, wat verklaard kan worden door de grotere dynamische onderdruk ten gevolge van de stroming (met hogere stroomsnelheden) over de drempel bij Case2.
4. De grootste krachten en momenten op de drempel worden berekend voor Case1 en Case2, omdat bij deze cases het grootste waterstandsverschil tussen opwaartse en afwaartse zijde van de drempel aanwezig is. Bij Case3 is de waterstand ongeveer gelijk aan beide zijden van de drempel en worden krachten en momenten op de drempel berekend, die een grootteorde kleiner zijn dan bij de andere cases. Bij Case1 en Case2 worden positieve waarden voor het moment rondom het kantelpunt berekend, voor Case3 wordt een negatieve waarde berekend.
5. De grootste kracht op de drempel en het grootste moment rond het kantelpunt van de drempel worden, met uitzondering van het moment rond het kantelpunt bij Case1 en een taludhelling 20/4 aan GOG- zijde, berekend voor Case 2. Bij een taludhelling 20/4 aan GOG-zijde bedraagt de waarde van de grootste kracht circa 3.0 kN, bij een taludhelling 16/4 aan GOG-zijde 3.7 kN. Het grootste moment rond het kantelpunt bij een taludhelling 20/4 aan GOG-zijde bedraagt 0.37 kNm voor Case2 en 0.64 kNm voor Case1 en bij een taludhelling 16/4 aan GOG-zijde 0.67 kNm.

4.3 Niet-stationaire simulaties

Deze paragraaf beschrijft de resultaten van de simulaties met in de tijd variërende randvoorwaarden. Zoals reeds vermeld in hoofdstuk 3 zijn deze simulaties door IMDC nv quasi-stationair uitgevoerd. Uit de 3 beschikbare tijdsreeksen is elke 20 minuten een tijdstip geselecteerd, waarvoor een stationaire simulatie uitgevoerd is. Dit geeft aanleiding tot de 18 simulaties vermeld in Tabel 4 van Hoofdstuk 3, dewelke voor de beide taludhellingen aan GOG-zijde zijn uitgevoerd. In Tabel 7 worden voor elk van deze simulaties de waterstand in de Schelde, de waterstand in het GOG en het hieruit berekende debiet bij overloop nog eens herhaald.

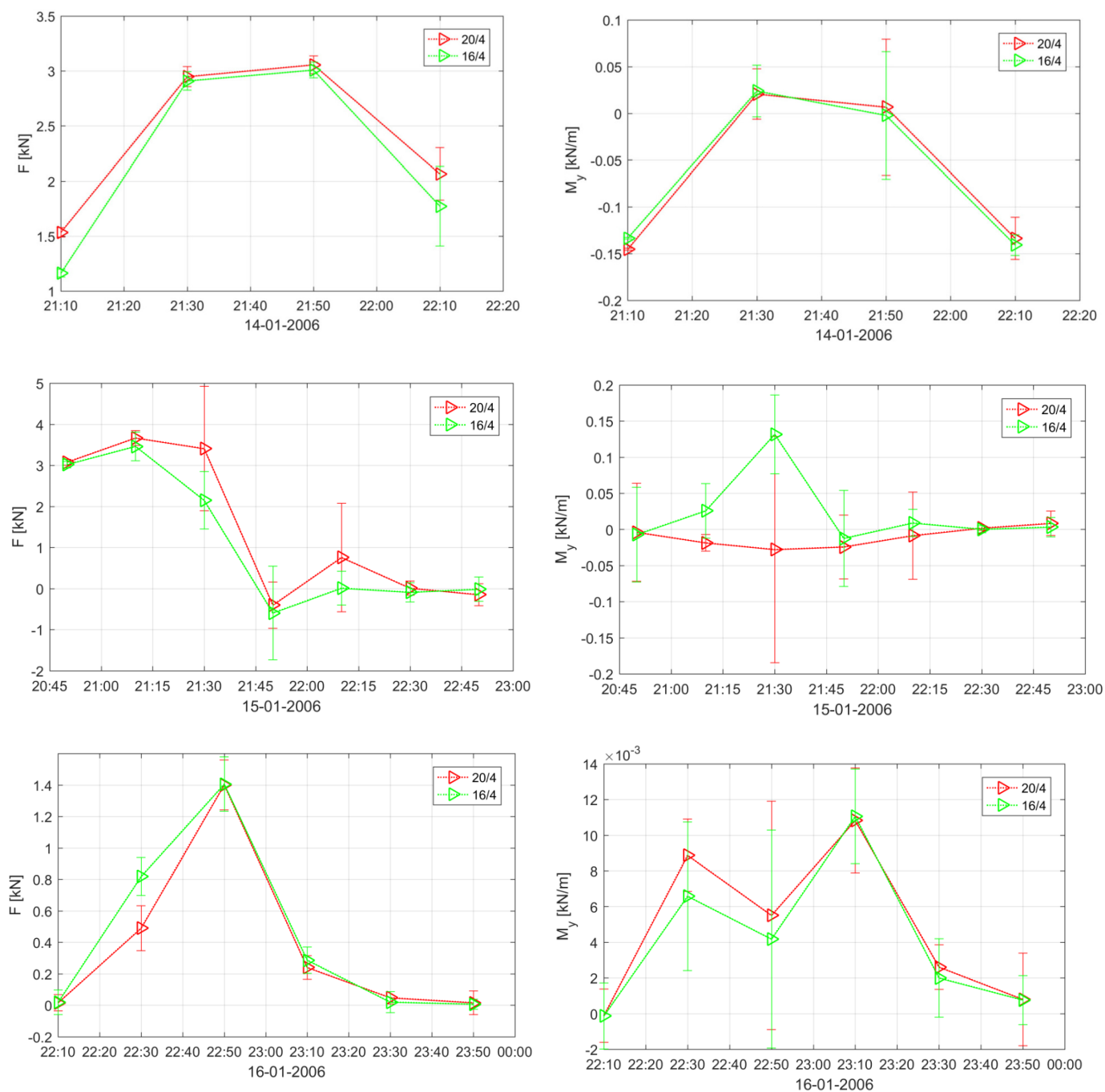
Tabel 7 – Waterstand Schelde, waterstand in het GOG en debiet bij overloop voor de verschillende tijdstippen van de niet-stationaire simulaties voor Case1, Case2 en Case3.

	Tijdstip	Waterstand Schelde [mTAW]	Waterstand GOG [mTAW]	Debiet [m ² /s/m]
Case 1	14/01/2006 21:10	6.88	0.72*	0.01
	14/01/2006 21:30	7.09	1.09*	0.29
	14/01/2006 21:50	7.11	1.33*	0.33
	14/01/2006 22:10	6.99	1.39*	0.13
Case 2	15/01/2006 20:50	7.12	1.63*	0.33
	15/01/2006 21:10	7.36	1.91*	0.88
	15/01/2006 21:30	7.49	2.49	1.22
	15/01/2006 21:50	7.55	3.25	1.40
	15/01/2006 22:10	7.56	4.09	1.45
	15/01/2006 22:30	7.57	4.92	1.46
	15/01/2006 22:50	7.68	5.95	1.81
	15/01/2006 23:10	7.73	7.16	1.98
Case 3	16/01/2006 22:10	6.90	2.79	0.03
	16/01/2006 22:30	7.16	2.84	0.42
	16/01/2006 22:50	7.24	3.03	0.59
	16/01/2006 23:10	7.22	3.28	0.53
	16/01/2006 23:30	7.10	3.45	0.31
	16/01/2006 23:50	6.98	3.50	0.12

* Waterstand in GOG lager dan maaiveldpeil aan teen van overlooppdijk. Deze simulaties zijn uitgevoerd met een waterstand in het GOG juist boven het maaiveld.

Wat het stromingspatroon aan de teen van de overlooppdijk betreft, worden vergelijkbare stromingspatronen berekend als bij de stationaire simulaties voor Case1, Case2 en Case3. Om die reden worden de grafische voorstellingen van het stromingspatroon voor de uitgevoerde niet-stationaire simulaties in dit hoofdstuk van dit rapport niet weergegeven en ook niet besproken. Hiervoor wordt verwezen naar Breugem & Decrop (2018) (Bijlage 1 bij dit rapport). In dit hoofdstuk worden voor al deze simulaties enkel de berekende langskracht op de drempel in de X-richting en het berekende moment op de drempel vergeleken. Voor de berekening van het moment is het middelpunt als referentiepunt beschouwd. Figuur 17 geeft een grafische voorstelling van de berekende langskracht in de X-richting en het moment rond het middelpunt voor deze 18 simulaties zowel voor een taludhelling 20/4 als een taludhelling 16/4 aan GOG-zijde van de overlooppdijk. In de figuur is voor de berekende langskracht en het berekende moment op de drempel telkens de gemiddelde waarde weergegeven, samen met twee maal de standaarddeviatie (aan de hand van de error-bars).

Figuur 17 – Berekende langskracht in X-richting en moment rond het middelpunt op de drempel voor Case1, Case2 en Case3

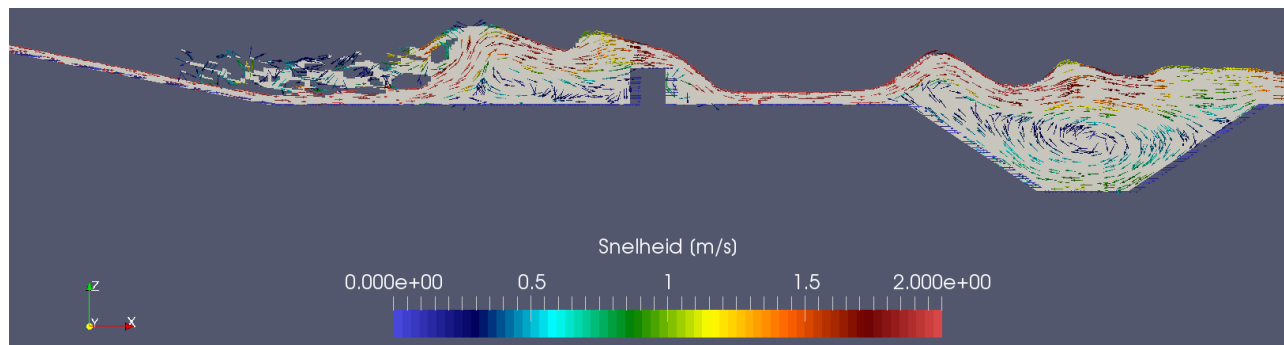


Boven: Case1; midden: Case 2; onder: Case3; links: kracht in X-richting op drempel; rechts: moment op drempel

Bij Case1 is het waterpeil in het GOG voor alle tijdstippen (in de simulaties) gelijk aan het maaiveldpeil. Uit Figuur 17 volgt dat de langskracht op de drempel in de X-richting voor de verschillende tijdstippen toeneemt met het toenemende debiet over de overlooppdijk (tot een maximale waarde van ca. 3.0 kN). Voor alle tijdstippen is het berekende moment rond het middelpunt relatief klein (kleiner dan 0.15 kNm) en neemt dit moment ook toe met het debiet over de overlooppdijk. De verschillen tussen de beide taludhellingen aan GOG-zijde zijn zowel wat langskracht als wat moment rond het middelpunt betreft relatief klein.

Wat Case2 betreft, worden de grootste langskrachten in X-richting (tot 3.5 kN) berekend aan het begin van de periode, wanneer waterpeilen in het GOG het laagst zijn en de waterstandsverschillen tussen opwaartse en afwaartse zijde van de drempel het grootst zijn. Op deze tijdstippen bevindt de watersprong zich tegen de opwaartse zijde van de drempel (zie Figuur 18).

Figuur 18 – Stromingspatroon voor 15/01/2006 21:10 (Case2 – taludhelling 20/4 aan GOG-zijde).



Bij hogere waterstanden aan GOG-zijde (na 21:50), wordt een eerder verwaarloosbare langskracht (max 0.5 kN) op de drempel berekend, omdat voor deze tijdstippen het waterpeil hoger is dan het peil van de drempel. Bij deze conditie doet de watersprong zich voor hoger op het talud aan GOG-zijde van de overlooppdijk. Op het tijdstip 21:30 en 22:10 worden hogere langskrachten berekend voor de simulatie met een taludhelling 16/4 aan GOG-zijde dan bij de simulatie met de taludhelling 20/4 aan GOG-zijde. Voor de overige tijdstippen zijn de verschillen tussen de simulaties met de beide taludhellingen eerder beperkt. Met uitzondering van de tijdstippen 21:10 en 21:30 worden voor beide taludhellingen relatief kleine momenten (maximum 0.025 kNm) rond het middelpunt berekend. Voor de twee laatst genoemde tijdstippen worden bij de taludhelling 16/4 iets grotere momenten rond het middelpunt (tot 0.15 kNm) berekend, dan bij de taludhelling 20/4, waarvoor zeer kleine negatieve momenten berekend worden.

Bij Case3 worden langskrachten op de drempel in de X-richting berekend die beduidend kleiner zijn dan bij Case1 en Case2, omdat het waterpeil in het GOG voor alle tijdstippen hoger is dan het peil van de drempel. De grootste langskracht van 1.4 kN wordt berekend voor het tijdstip 22:50. Dit is ook het tijdstip waarbij het debiet over de overlooppdijk het grootste is. Het berekende moment rond het middelpunt van de drempel is verwaarloosbaar klein (< 0.01 kNm). Zowel voor de berekende langskracht als voor het berekende moment rond het middelpunt van de drempel zijn de verschillen tussen de simulaties voor beide taludhellingen aan GOG-zijde klein.

5 Conclusies

De Schelland- en Oudbroekpolder, gelegen langs de Schelde tussen Bornem en Hingene wordt in de toekomst ingericht als gecontroleerd overstromingsgebied (GOG) met een oppervlakte van 145 ha. Rondom het gebied worden nieuwe ringdijken aangelegd en de huidige Scheldedijk wordt verlaagd tot een overlooppdijk. Door het Waterbouwkundig Laboratorium (WL) werd voor dit GOG reeds de dimensionering van de dijkbekleding van de overlooppdijk en de ringdijken en de dimensionering van de energiedissipatiegracht aan de teen van de overlooppdijk uitgevoerd (Verelst *et al.*, 2019). Hierbij wordt door de Afdeling Zeeschelde-Zeekanaal van De Vlaamse Waterweg nv (contactpersoon: ir. M. Derycke) een bovengrondse dissipatiestructuur in de vorm van een drempel (bijvoorbeeld opgebouwd uit schanskorven) met een diepte van 0.60 m en een hoogte van 0.60 m voorzien. Deze drempel bevindt zich 6.0 m afwaarts van de teen van de overlooppdijk. Wat de taludhelling van de overlooppdijk betreft zijn zowel 16/4 als 20/4 nog mogelijk. De bestaande aanwezige gracht blijft behouden als afwatering van het GOG.

Afdeling Zeeschelde-Zeekanaal heeft aan WL gevraagd om voor de beide taludhellingen van de overlooppdijk aan GOG-zijde de kracht te bepalen op deze drempel aan het einde van de dissipatiestructuur bij stroming ten gevolge van overloop. Dit met het oog op de dimensionering van deze drempel. Het bepalen van de kracht op de drempel aan het uiteinde van de energiedissipatiestructuur is uitgevoerd aan de hand van CFD-modellering. Deze CFD-modellering werd uitbesteed aan IMDC nv (Breugem & Decrop, 2018).

Na het uitvoeren van een gridgevoeligheidsanalyse zijn door IMDC nv eerst stationaire simulaties uitgevoerd voor 3 cases, dewelke van elkaar verschillen wat betreft waterpeil in de Schelde, debiet bij overloop en waterpeil in het GOG. Alle simulaties zijn uitgevoerd in 2D voor een periode van 120 s, zowel voor een taludhelling 20/4 als een taludhelling 16/4 aan GOG-zijde van de overlooppdijk. Op basis van deze stationaire simulaties wordt het volgende besloten met betrekking tot het stromingspatroon tussen de teen van de overlooppdijk en de drempel:

1. Voor elk van de cases wordt zowel bij een taludhelling 20/4 als bij de taludhelling 16/4 aan GOG-zijde van de overlooppdijk een gelijkaardig stromingspatroon berekend aan de teen van de overlooppdijk aan GOG-zijde. Bij de simulatie met taludhelling 16/4 aan GOG-zijde bevindt de watersprong zich wel iets meer aan GOG-zijde dan bij de simulatie met een taludhelling 20/4.
2. Bij Case 1, de case met een waterstand in het GOG gelijk aan het maaiveldpeil het GOG, ontstaat aan de teen van de overlooppdijk een watersprong aan de onderzijde van het talud van de overlooppdijk en doet zich tussen de teen van de overlooppdijk en de drempel een stroming met lage stroomsnelheden voor. Ter plaatse van de drempel doet zich opnieuw een stroming met overstort over de drempel voor. Na de drempel gaat deze stroming over een afstand van 2 m over in een superkritische stroming met hoge stroomsnelheden (3.0 m/s en meer), waarna juist voor de afwateringsgracht opnieuw een watersprong ontstaat.
3. De hogere waterstanden aan GOG-zijde en het iets hogere debiet bij Case2 (in vergelijking met Case1) zorgt ervoor dat de watersprong zich voordoet in de energiedissipatiestructuur aan opwaartse zijde van de drempel. De lengte van de watersprong komt overeen met de afstand tussen de teen van de overlooppdijk en de drempel. Boven de drempel doen zich bij deze case stroomsnelheden voor van 1.5 à 2.0 m/s. Het overstortende water over de drempel zorgt afwaarts van de drempel voor een stroming met stroomsnelheden hoger dan 3.0 m/s, waardoor juist voor de gracht opnieuw een watersprong ontstaat.
4. Bij Case3 is het waterpeil in het GOG hoger dan het peil van de drempel. Hierdoor ontstaat een watersprong hoger op het talud van de overlooppdijk dan bij de twee overige cases. Hierbij zorgt de drempel voor een vernauwing van de stroming, met boven de drempel iets hogere stroomsnelheden (ca. 1.0 m/s) dan opwaarts en afwaarts van de drempel.

Door WL zijn, ter controle van de convergentie naar een evenwichtstoestand, de simulaties voor Case1, Case2 en Case3 met taludhelling 20/4 aan GOG-zijde, opnieuw uitgevoerd tot $t = 500$ s. Hieruit volgt dat voor Case1 en Case2 tussen $t = 100$ s en $t = 120$ s de simulatie duidelijk nog niet geconvergeerd is naar een evenwichtssituatie. Vanaf $t = 200$ s wordt zowel wat opwaartse en afwaartse waterstand als wat de berekende krachten en momenten op de drempel betreft, een evenwichtstoestand bereikt. De op basis van deze simulaties berekende krachten en momenten op de drempel verschillen slechts beperkt met deze berekend door IMDC nv. Op basis van de berekende afwaartse waterstand voor $t = 180$ s bij Case3 lijkt een evenwichtstoestand bereikt. Echter de afwaartse waterstand blijft na $t = 180$ s stijgen. Voor deze stijging werd geen verklaring gevonden. Vermoedelijk zijn de opwaartse en afwaartse randvoorwaarden niet in overeenstemming met het ter plaatse van de inlaat opgelegde stroomsnelheid en dienen deze aangepast te worden, alhoewel alle randvoorwaarden voor alle simulaties op identiek dezelfde wijze zijn gedefinieerd.

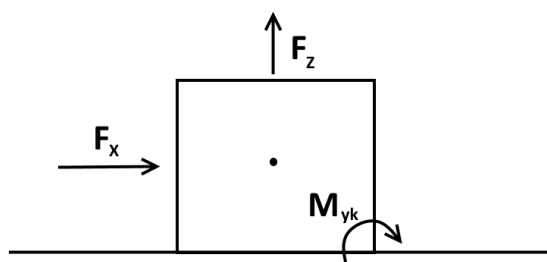
Omwille van de slechts beperkte verschillen in krachten en momenten op de drempel berekend uit de simulaties van IMDC nv en de simulaties van WL tot $t = 500$ s, wordt in Tabel 8 enkel een overzicht gegeven van de door IMDC nv berekende krachten en momenten op de drempel voor de 3 gesimuleerde cases. De gebruikte tekenconventie en naamgeving van de berekende krachten en momenten op de drempel zijn gegeven in Figuur 19. Uit de tabel volgt dat de grootste krachten en momenten op de drempel worden berekend voor Case1 en Case2, omdat bij deze cases het grootste waterstandsverschil tussen opwaartse en afwaartse zijde van de drempel aanwezig is. Bij Case1 worden voor de beide taludhellingen aan GOG-zijde van de overlooppdijk dezelfde krachten en momenten op de drempel berekend, omdat bij deze case de kracht in de X-richting gedomineerd wordt door de hydrostatische druk op het opwaartse zijvlak van de drempel. Bij Case3 is de waterstand ongeveer gelijk aan beide zijden van de drempel en worden krachten en momenten op de drempel berekend, die een grootteorde kleiner zijn dan bij de andere cases.

De grootste kracht op de drempel en het grootste moment rond het kantelpunt van de drempel worden, met uitzondering van het moment rond het kantelpunt bij Case1 en een taludhelling 20/4 aan GOG-zijde, berekend voor Case 2. Bij een taludhelling 20/4 aan GOG-zijde bedraagt de waarde van de grootste kracht ca. 3.0 kN, bij een taludhelling 16/4 aan GOG-zijde ca. 3.7 kN. Het grootste moment rond het kantelpunt bij een taludhelling 20/4 aan GOG-zijde bedraagt 0.37 kNm voor Case2 en 0.64 kNm voor Case1 en bij een taludhelling 16/4 aan GOG-zijde 0.67 kNm.

Tabel 8 – Berekende krachten op de drempel voor Case1, Case2 en Case3

	Case1		Case2		Case3	
	Helling 20/4	Helling 16/4	Helling 20/4	Helling 16/4	Helling 20/4	Helling 16/4
F_x [kN]	2.84 ± 0.06	2.81 ± 0.05	2.96 ± 0.19	3.67 ± 0.13	0.11 ± 0.04	0.14 ± 0.03
F_z [kN]	-0.72 ± 0.03	-0.71 ± 0.04	-1.72 ± 0.18	-1.42 ± 0.29	-2.65 ± 0.08	-2.77 ± 0.04
$F_{z,hydr}$ [kN]	-1.36	-1.35	-4.34	-3.17	-4.49	-4.70
M_{yk} [kNm]	0.64	0.63	0.37	0.67	-0.76	-0.79

Figuur 19 – Tekonconventie en naamgeving berekende krachten op de drempel



Daarnaast zijn ook een aantal quasi-stationaire simulaties uitgevoerd. Uit de 3 beschikbare tijdsreeksen is elke 20 minuten een tijdstip geselecteerd, waarvoor een stationaire simulatie uitgevoerd is, zowel voor de taludhelling 20/4 als de taludhelling 16/4 aan GOG-zijde van de overlooppdijk. Uit deze simulaties volgt het volgende:

- Bij Case1, waarbij het waterpeil in het GOG voor alle tijdstippen gelijk is aan het maaiveldpeil, neemt de langskracht op de drempel in X-richting toe met het debiet over de overlooppdijk (tot een maximale waarde van ca. 3.0 kN. Het berekende moment rond het middelpunt is relatief klein (kleiner dan 0.15 kNm) en neemt ook toe met het debiet over de overlooppdijk. De verschillen tussen de beide taludhellingen aan GOG-zijde zijn zowel wat betreft langskracht als wat betreft moment rond het middelpunt relatief klein.
- Wat Case2 betreft, worden de grootste langskrachten in X-richting (tot 3.5 kN) berekend aan het begin van de periode, wanneer de waterpeilen in het GOG het laagst zijn en de waterstandsverschillen tussen opwaartse en afwaartse zijde van de drempel het grootst zijn. Op deze tijdstippen bevindt de watersprong zich tegen de opwaartse zijde van de drempel. Bij hogere waterstanden in het GOG wordt een eerder verwaarloosbare langskracht (maximum 0.5 kN) op de drempel berekend. Met uitzondering van twee tijdstippen, waarvoor een moment rond het middelpunt van 0.15 kNm berekend wordt, worden voor de beide taludhellingen aan GOG-zijde relatief kleine momenten rond het middelpunt berekend, waaruit kan afgeleid worden dat de resulterende kracht op de drempel aangrijpt nabij het middelpunt.
- Bij Case3 worden langskrachten op de drempel in de X-richting berekend die beduidend kleiner zijn dan bij Case1 en Case2, omdat het waterpeil in het GOG voor alle tijdstippen hoger is dan het peil van de drempel. De grootste langskracht tot 1.4 kN wordt berekend voor het tijdstip met het grootste debiet over de overlooppdijk. Het berekende moment rond het middelpunt van de drempel is verwaarloosbaar klein (< 0.01 kNm). Zowel voor de berekende langskracht als voor het berekende moment rond het middelpunt van de drempel zijn de verschillen tussen de beide taludhellingen aan GOG-zijde klein.

Vooreerst wordt opgemerkt dat bij lage waterstanden in het GOG afwaarts van de drempel opnieuw een superkritische stroming met hoge snelheden (tot 3 m/s) voorkomt. Juist voor de afwateringsgracht ontstaat opnieuw een watersprong. Om die reden is het aanbevolen om de Open Steenasfaltbekleding van het talud aan GOG-zijde van de overlooppdijk door te trekken tot afwaarts van de drempel en bij voorkeur juist afwaarts van de afwateringsgracht.

Daarnaast werd bij de gridgevoeligheidsanalyse opgemerkt dat het stromingspatroon aan de teen van de overlooppdijk, waar zich de watersprong voordoet, niet overeenkomt met wat intuïtief beschouwd wordt als het stromingspatroon in een watersprong. Om dit stromingspatroon nauwkeuriger te modelleren wordt aanbevolen om een 3D-simulatie met LES (Large Eddy Simulation) en een zeer hoge resolutie op het talud van de overlooppdijk (minimaal 5 à 10 cellen in de richting loodrecht op de stroming) uit te voeren. Het voldoende aantal cellen in de richting loodrecht op de overlooppdijk is nodig om de invloed van wrijving op de stroming correct te modelleren, dewelke de hoeveelheid impuls beïnvloedt die in de stroming getransporteerd wordt. Als alternatief kan ook een schaalmodelonderzoek uitgevoerd worden naar de vorm en plaats van de watersprong aan de teen van de overlooppdijk. Hiermee kan ook de benodigde breedte van de energiedissipatiegracht gecontroleerd worden en kan onderzocht worden welke van de verschillende formuleringen, die voor het bepalen van de breedte van de energiedissipatiegracht in Verelst *et al.*, (2019) zijn toegepast, het best kunnen toegepast worden voor het bepalen van de breedte van de energiedissipatiegracht.

6 Referenties

Berlamont, J. (1980). Theorie van de verhanglijnen: de permanente, turbulente stroming in open kanalen met vaste bodem [CURSUS], 2de uitgav. Katholieke Universiteit Leuven. Afdeling Bouwkunde: Leuven. 224 pp.

Breugem, W.A.; Decrop, B. (2018). Raamovereenkomst CFD-modellering stroming rond waterbouwkundige constructies - Deelopdracht 1: CFD-modellering van kracht op drempel aan teen van overlooppdijk van GOG Hingene. versie 5.0. IMDC nv

Verelst, K.; Visser, K.P.; Peeters, P.; Mostaert, F. (2019). Zeeschelde - GOG Schelland en Oudbroekpolder: Ontwerp dijkbekleding overlooppdijk en ringdijk.. *WL Rapporten*, 14_101: Antwerpen, België. 107 + 49 (bijlagen) pp.

Bijlage 1: Rapport (Breugem & Decrop, 2018)

RAPPORT

**Departement Mobiliteit en Openbare
Werken**

Afdeling Waterbouwkundig Laboratorium

**Raamovereenkomst CFD-modellering
stroming rond waterbouwkundige
constructies**

Deelopdracht 1: CFD - modellering van kracht op
drempel aan teen van overlooppdijk van GOG
Hingene

8 februari 2018 - versie 5.0

Colofon

International Marine & Dredging Consultants

Adres: Van Immerseelstraat 66, 2018 Antwerp, Belgium

: + 32 3 270 92 95

: + 32 3 235 67 11

Email: info@imdc.be

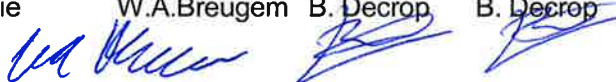
Website: www.imdc.be

Document Identificatie

Titel	Deelopdracht 1: CFD - modellering van kracht op drempel aan teen van overlooppdijk van GOG Hingene
Project	Raamovereenkomst CFD-modellering stroming rond waterbouwkundige constructies
Opdrachtgever	Departement Mobiliteit en Openbare Werken - Afdeling Waterbouwkundig Laboratorium
Besteknummer	WL-16-30
Documentref	I/RA/11530/17.178/ABR
Documentnaam	K:\PROJECTS\11\11530_P011376 - CFD-modellering WL\11530-001 - CFD kracht drempel GOG Hingene\10-Rap\DO-1\RA17178_CFD_GOG\RA17178-11530-eindrapport-DO1-CFD_GOG_v5.0.docx

Revisies / Goedkeuring

Versie	Datum	Omschrijving	Auteur	Nazicht	Goedgekeurd
1.0	19/10/2017	Concept	W.A.Breugem	B. Decrop	B. Decrop
2.0	22/12/2017	Eindrapport	W.A.Breugem	B. Decrop	B. Decrop
3.0	26/01/2018	Eindrapport – finale versie	W.A.Breugem	B. Decrop	B. Decrop
4.0	05/02/2018	Eindrapport – Opm. WL	W.A.Breugem	B. Decrop	B. Decrop
5.0	08/02/2018	Eindrapport – finale versie	W.A.Breugem	B. Decrop	B. Decrop



Verdeellijst

☐	Analoog	
☒	Digitaal	Kristof Verelst

Contactpersoon IMDC

Contactpersoon	Boudewijn Decrop
Telefoonnummer	+32 3 270 92 95
E-mail	bdc@imdc.be

Inhoudstafel

1. INLEIDING	7
1.1 DE OPDRACHT	7
1.2 DOEL VAN HET RAPPORT	7
2. GEOMETRIE EN DOMEIN	8
2.1 GEOMETRIE	8
2.2 CONVENTIES	9
3. MODELPARAMETERS EN INSTELLINGEN	10
4. REKENROOSTER.....	12
5. KWALITEITSCONTROLE.....	16
5.1 ROOSTERGEVOELIGHEID.....	16
5.2 KEUZE VAN HET REKENROOSTER.....	21
5.3 GELDIGHEID VAN DE WANDWET.....	21
6. RESULTATEN	23
6.1 STATIONAIRE SIMULATIE	23
6.1.1 <i>Randvoorwaarden</i>	23
6.1.2 <i>Waterstanden</i>	23
6.1.3 <i>Stromingspatroon</i>	24
6.1.4 <i>Kracht op de drempel</i>	30
6.2 TIJDSAFHANKELIJKE SIMULATIES	32
6.2.1 <i>Randvoorwaarden</i>	32
6.2.2 <i>Waterstanden</i>	35
6.2.3 <i>Stromingspatroon</i>	37
6.2.4 <i>Kracht op de drempel</i>	38
7. CONCLUSIES EN AANBEVELINGEN	43
7.1 CONCLUSIES	43
7.2 AANBEVELINGEN	44
8. REFERENTIES.....	45

Bijlagen

BIJLAGE A	CONTOURPLOTS VAN STROOMSNELHEID	46
A.1	NIET-STATIONAIRE CASE 1	47
A.1.1	<i>Taludhelling van 20:4</i>	47
A.1.2	<i>Taludhelling van 16:4</i>	50
A.2	NIET-STATIONAIRE CASE 2	53
A.2.1	<i>Taludhelling van 20:4</i>	53
A.2.2	<i>Taludhelling van 16:4</i>	56
A.3	NIET-STATIONAIRE CASE 3	59
A.3.1	<i>Taludhelling van 20:4</i>	59
A.3.2	<i>Taludhelling van 16:4</i>	61

Lijst van figuren

FIGUUR 2-1: OVERZICHT VAN DE GEOMETRIE VAN DE OVERLOOPDIJK. BOVEN: "GEOMETRIE 20/4"; ONDER: "GEOMETRIE 16/4"	9
FIGUUR 4-1: OVERZICHT VAN HET REKENROOSTER (REKENROOSTER " BASIS (HELLING 20/4) ", D.W.Z. MET ENKELE VERFIJNING TER PLAATSE VAN DE WATERSPRONG).....	13
FIGUUR 4-2: DETAILBEELD VAN HET REKENROOSTER IN HET GEBIED MET ROOSTERVERFIJNING (REKENROOSTER " BASIS (HELLING 20/4) ").	13
FIGUUR 4-3: DETAILBEELD VAN HET REKENROOSTER ROND DE DREMPEL (REKENROOSTER " BASIS (HELLING 20/4) ").	14
FIGUUR 4-4: DETAILBEELD VAN HET REKENROOSTER ROND DE DREMPEL (REKENROOSTER " DUBBELE RESOLUTIE (HELLING 20/4) " D.W.Z. MET DUBBELE VERFIJNING TER PLAATSE VAN DE WATERSPRONG).	14
FIGUUR 5-1: OVERZICHT VAN DE SECTIES WAARIN TIJDREEKSEN ZIJN BEPAALD (WEERGEGEVEN MET EEN RODE BOL) IN GEOMETRIE 20/4. DE INITIËLE WATERSTAND VOOR DE SIMULATIE IS EVENEENS WEERGEGEVEN.....	16
FIGUUR 5-2: TIJDSERIES VAN DE WATERSTANDEN OP VERSCHILLENDE LOCATIES IN HET MODEL.....	17
FIGUUR 5-3: KRACHT EN MOMENT OP DE DREMPEL ALS FUNCTIE VAN TIJD.....	18
FIGUUR 5-4: STROMINGSVELD NA 112 SECONDES GEPROJECTEERD OP HET WATER (BEPAALD ALS $\alpha > 0.5$). BOVEN: REKENROOSTER "BASIS". MIDDEN REKENROOSTER "ZONDER GRENSLAAG". ONDER: REKENROOSTER "DUBBELE RESOLUTIE".	20
FIGUUR 5-5: Y_+ WAARDES IN DE BASIS CONFIGURATIE (MET BODEMGRENSLAAG) VOOR EEN TALUDHELLING VAN 20/4 VOOR CASE 1 (ZIE PARAGRAAF 6.1.1) OP $T = 120s$	22
FIGUUR 5-6: DETAIL BEELD ROND DE DREMPEL VOOR DE Y_+ WAARDES IN DE BASIS CONFIGURATIE (MET BODEMGRENSLAAG) VOOR EEN TALUDHELLING VAN 20/4 VOOR CASE 1 (ZIE 6.1.1) OP $T = 120s$	22
FIGUUR 6-1: STROMINGSPATROON VOOR CASE 1. BOVEN: TALUDHELLING 20/4. ONDER TALUDHELLING 16/4.	25
FIGUUR 6-2: PIËZOMETRISCH NIVEAU (BOVEN) EN STROOMSNELHEID OP 0.05 M BOVEN DE BODEM VOOR CASE 1. TIJDGEMIDDELTE OVER DE LAATSTE 20 S VAN DE BEREKENING.	26
FIGUUR 6-3: STROMINGSPATROON VOOR CASE 2. BOVEN: TALUDHELLING 20/4. ONDER TALUDHELLING 16/4.	27
FIGUUR 6-4: PIËZOMETRISCH NIVEAU (BOVEN) EN STROOMSNELHEID OP 0.05 M BOVEN DE BODEM VOOR CASE 2. TIJDGEMIDDELTE OVER DE LAATSTE 20 S VAN DE BEREKENING.	28
FIGUUR 6-5: STROMINGSPATROON VOOR CASE 3. BOVEN: TALUDHELLING 20/4. ONDER TALUDHELLING 16/4.	29
FIGUUR 6-6: PIËZOMETRISCH NIVEAU (BOVEN) EN STROOMSNELHEID OP 0.05 M BOVEN DE BODEM VOOR CASE 3. TIJDGEMIDDELTE OVER DE LAATSTE 20 S VAN DE BEREKENING.	30
FIGUUR 6-7: OVERZICHT VAN DE STROMINGSCONDITIES IN DE NIET-STATIONAIRE CASES.	34
FIGUUR 6-8: VOORBEELD VAN HET VERFIJNDE REKENROOSTER VOOR EEN SITUATIE WAARIN DE WATERSPRONG MEER BOVENSTROOMS VERWACHT WORDT.	35

FIGUUR 6-9: TIJDSERIE VAN DE HORIZONTALE KRACHT (BOVEN) EN HET MOMENT (ONDER) OP DE DREMPEL VOOR CASE 1. DE MARKERS TONEN DE TIJDSGEMIDDELTE WAARDE, DE ERRORBARS +/- 2 STANDAARDDEVIATIES. DE SCHAAAL VERSCHILT VOOR FIGUUR 6-10 EN FIGUUR 6-11.	39
FIGUUR 6-10: TIJDSERIE VAN DE HORIZONTALE KRACHT (BOVEN) EN HET MOMENT (ONDER) OP DE DREMPEL VOOR CASE 2. DE MARKERS TONEN DE TIJDSGEMIDDELTE WAARDE, DE ERRORBARS +/- 2 STANDAARDDEVIATIES. DE SCHAAAL VERSCHILT VOOR FIGUUR 6-9 EN FIGUUR 6-11.	41
FIGUUR 6-11: TIJDSERIE VAN DE HORIZONTALE KRACHT (BOVEN) EN HET MOMENT (ONDER) OP DE DREMPEL VOOR CASE 3. DE MARKERS TONEN DE TIJDSGEMIDDELTE WAARDE, DE ERRORBARS +/- 2 STANDAARDDEVIATIES. DE SCHAAAL VERSCHIL VAN DE FIGUUR 6-9 EN FIGUUR 6-10.	42

Lijst van Tabellen

TABEL 3-1: OVERZICHT VAN DE RANDVOORWAARDEN	10
TABEL 4-1: KARAKTERISTIEKE PARAMETERS VAN DE VERSCHILLENDE REKENROOSTERS.....	15
TABEL 5-1: STATISTIEKEN VAN DE WATERSTANDEN IN DE LAATSTE 20 SECONDES VAN DE SIMULATIE	17
TABEL 5-2: STATISTISCHE WAARDES VAN DE KRACHTEN EN MOMENTEN OP DE DREMPEL GEDURENDE DE LAATSTE 20 SECONDES VAN DE SIMULATIE	18
TABEL 6-1: OVERZICHT VAN DE RANDVOORWAARDEN VOOR DE STATIONAIRE SIMULATIES.....	23
TABEL 6-2: BEREKENDE TIJDSGEMIDDELTE (OVER DE LAATSTE 20 S) WATERSTANDEN IN HET MODEL	24
TABEL 6-3: RESULTATEN VAN DE KRACHT OP DE CONSTRUCTIE. F_x IS DE TIJDSGEMIDDELTE (OVER DE LAATSTE 20 SECONDES VAN DE SIMULATIE) VAN DE KRACHT IN X RICHTING (STROOMRICHTING) EN F_z IS DE TIJDSGEMIDDELTE KRACHT IN DE VERTICALE RICHTING. DE STANDAARDAFWIJKING WORDT AANGEGEVEN MET σ . HET MOMENT OP DE DREMPEL (OM HET MIDDELPUNT VAN DE DREMPEL) WORDT WEERGEGEVEN MET M_y . ALLE WAARDEN PER STREKKENDE METER. TEVEN IS DE WATERDIEPTE BOVEN HET MIDDEN VAN DE DREMPEL WEERGEGEVEN EN DE HYDROSTATISCHE VERTICALE KRACHT OP HET BOVENVLAK VAN DE DREMPEL.	31
TABEL 6-4: RANDVOORWAARDEN VOOR CASE 1 VOOR DE WATERSTAND ζ EN HET DEBIET Q . SITUATIES WAARBIJ DE WATERSTAND IN DE POLDER LAGER LIGT DAN HET BODEMPEIL VAN DE POLDER (2.0 M TAW) ZIJN GEMARKEERD MET EEN *.	32
TABEL 6-5: RANDVOORWAARDEN VOOR CASE 2 VOOR DE WATERSTAND ζ EN HET DEBIET Q . SITUATIES WAARBIJ DE WATERSTAND IN DE POLDER LAGER LIGT DAN HET BODEMPEIL VAN DE POLDER (2.0 M TAW) ZIJN GEMARKEERD MET EEN *.	33
TABEL 6-6: RANDVOORWAARDEN VOOR CASE 3 VOOR DE WATERSTAND ζ EN HET DEBIET Q	33
TABEL 6-7: WATERSTANDEN BEREKEND DOOR HET MODEL VOOR CASE 1. SITUATIES WAARBIJ DE WATERSTAND IN DE POLDER LAGER LIGT DAN HET BODEMPEIL VAN DE POLDER (2.0 M TAW) ZIJN GEMARKEERD MET EEN *.	36
TABEL 6-8: WATERSTANDEN BEREKEND DOOR HET MODEL VOOR CASE 2. SITUATIES WAARBIJ DE WATERSTAND IN DE POLDER LAGER LIGT DAN HET BODEMPEIL VAN DE POLDER (2.0 M TAW) ZIJN GEMARKEERD MET EEN *.	36
TABEL 6-9: WATERSTANDEN BEREKEND DOOR HET MODEL VOOR CASE 3	37

1. INLEIDING

1.1 DE OPDRACHT

In het kader van de raamovereenkomst gegund aan IMDC (bestek, WL-16-30; offerte I/OF/01000/17143) werd deelopdracht 1 gegund aan IMDC na indienen van offerte I/OF/01000/17.199/BDC.

Het doel van deelopdracht 1 bestaat erin om de kracht te berekenen op een drempel die in een GOG is geplaatst. Hiervoor worden twee verschillende geometrieën bestudeerd, waarin de helling van het talud van de overloopdijk varieert. Voor iedere configuratie worden zes verschillende cases doorgerekend: drie met stationaire condities en drie met niet-stationaire condities.

1.2 DOEL VAN HET RAPPORT

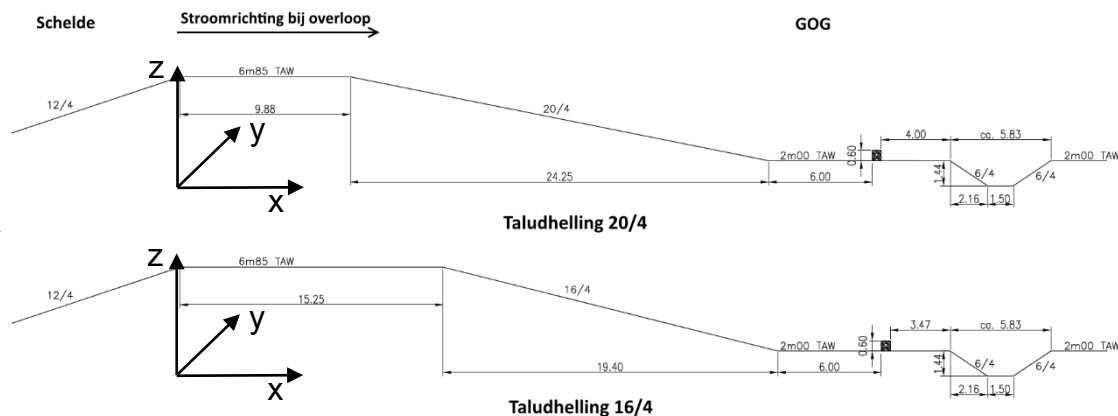
In het voorliggende rapport wordt de opzet van het CFD-model beschreven en het aantonen van de kwaliteit van het rooster en de simulaties. Verder wordt beschreven hoe het stroombeeld en de kracht op de drempel veranderen als functie van de taludhelling en de bovenstroomse en benedenstroomse waterstand.

2. GEOMETRIE EN DOMEIN

2.1 GEOMETRIE

De geometrie van het model is gebaseerd op de figuren in het bestek (Figuur 2-1). Er zijn twee geometrieën, “**geometrie 20/4**”, met taludhelling van de overloophelling van 20/4 en “**geometrie 16/4**” met een helling van 16/4. Dit resulteert in de volgende secties in het model:

- Een inloop sectie, met een lengte van 50 m en een helling van 12/4. Hierdoor is de maximale diepte van het model gelegen rond -10 m TAW.
- De kruin van de dijk gelegen op 6.85 m TAW. De breedte van de kruin is 9.88 m in “geometrie 20/4” en 15.25 m in “geometrie 16/4”.
- De overloophelling met een helling van 20/4 in “geometrie 20/4” en 16/4 in “geometrie 20/4”.
- De dissipatiestructuur met een breedte van 6m, gelegen op een hoogte van 2.0 m TAW, met daarnaast een drempel van 0.6 m breedte en hoogte. Hiernaast is een vlak gebied met een breedte van 4.0 m in “geometrie 20/4” en 3.67 m in “geometrie 16/4”.
- Een gracht met een breedte van 5.83 m, hellingen van 6/4 en bodemligging op het peil 0.56 m TAW.
- Een vlak uitloopgebied met een breedte van 10 m op een hoogte van 2.0 m TAW.
- Een lichtoplopend uitloopgebied met een breedte van 15m. De helling hiervan is afhankelijk van de verschillende cases die gesimuleerd worden, omdat deze is gebruikt om de benedenstroomse waterstand in het model te bepalen. In het geval van vrije uitstroom benedenstrooms is voor dit gedeelte een vlakke bodem gebruikt met een hoogte van 2.0 m TAW. Voor stationaire case 2, heeft deze een helling van 1:100. Voor stationaire case 3 een helling van 1:50.
- Het model is tweedimensionaal. Aangezien driedimensionale geometrie nodig is in OpenFOAM is een afstand van 1m gebruikt in de dimensie loodrecht op de stroomrichting en de hoogte.
- De maximale hoogte van het model is op 10 m TAW gezet bovenstrooms en op 5 m TAW benedenstroom, om zo voldoende ruimte te hebben voor de lucht boven het water, zodat dit de resultaten slechts weinig beïnvloedt.



*Figuur 2-1: Overzicht van de geometrie van de overloopdijk.
Boven: “geometrie 20/4”; Onder: “geometrie 16/4”*

2.2 CONVENTIES

Het model wordt opgebouwd in een rechtshandig assenstelsel. De x-as loopt in de richting van de stroming, waarbij het nulpunt zich bevindt op het begin van de kruin van de overlaatdijk en de z-as wijst verticaal naar boven, waarbij het nulpunt gelegen is op 0 m TAW. De oriëntatie van de y as volgt uit het gebruikte rechtshandige assenstelsel (weergegeven in Figuur 2-1).

3. MODELPARAMETERS EN INSTELLINGEN

De eigenschappen van de modelopzet kunnen als volgt worden opgelijst:

- OpenFOAM 5.0 (<https://openfoam.org>)
- 2D configuratie (breedte van het model is 1 cel).
- Niet-stationaire interFOAM solver (met een simulatieperiode van 120 secondes).
- Turbulentie model $k-\omega$ SST. Dit turbulentiemodel combineert de voordelen van het $k-\epsilon$ model en het $k-\omega$ model en geeft goede resultaten bij stromingen waarin loslating optreedt. Dit turbulentiemodel is met succes gebruikt voor het berekenen van stromingen met een vrij oppervlak in een sluiskolk (Breugem et al. 2016).
- Water oppervlak met behulp van volume of fluid (VOF) methode

De gebruikte **numerieke schema's** voor de verschillende termen zijn:

- Advectieterm: linearUpwind schema.
- First order upwind schema's voor advectietermen van turbulentie parameters.
- Advectie van alpha (de fractie water) met MULES methode met behulp van een Van Leer schema.
- Tijdsafgeleiden worden berekend met eerste orde impliciet Euler schema met een constante tijdstap van 0.005 s.
- De andere ruimtelijke afgeleiden worden bepaald met een tweede orde lineair schema.
- Voor alle residuals wordt een convergentie criterium van 10^{-5} aangehouden voor snelheid, druk en turbulentieparameters, 10^{-7} voor de dynamische druk en 10^{-8} voor alpha.
- PIMPLE corrector steps voor elke tijdstap: 2 inner correctors en 1 outer corrector step
- Impliciete MULES corrector voor alfa met 4 iteraties.

Een overzicht van de **randvoorwaarden** is gegeven in Tabel 3-1.

Tabel 3-1: Overzicht van de randvoorwaarden

Rand	Alpha	Druk	Snelheid
Inlaat	fixedValue (met waarde 1.0)	fixedFluxPressure	volumetricFlowRate
Uitstroom	variableHeightFlowRate	fixedFluxPressure	inletOutlet (met waarde 0.0)
Atmosfeer	inletOutlet	totalPressure	fixedValue
Wanden	zeroGradient	fixedFluxPressure	pressureInletOutletVelocity

De waarde voor het debiet is berekend uitgaande van een kritische stroming op de kruin. Dit levert dan voor het debiet per eenheid van breedte q , als functie van de waterstand in de Schelde ζ_s :

$$q = uh_k = g^{\frac{1}{2}} h_k^{\frac{3}{2}} = \mu g^{\frac{1}{2}} (\zeta_s - \zeta_d)^{\frac{3}{2}} \quad (1.)$$

In deze formule is μ een afvoercoëfficiënt, waarvoor de theoretische waarde van $(2/3)^{3/2}$ gebruikt is, h_k is de waterdiepte boven de kruin, en ζ_d is hoogte van de kruin van de dijk. De afvoercoëfficiënt is gebruikt om de waterdiepte boven de kruin te relateren aan de bovenstroomse waterstand. Merk op dat in de berekening van μ energieverliezen zijn verwaarloosd. (zie bijvoorbeeld Battjes, 1999 pagina 13-18 voor verdere details).

Op de wanden in het model is een ruwe wand gespecificeerd met behulp van de `nutkRoughWallFunction`, waarin een waarde van 5 mm is gebruikt voor de wandruwheid k .

Stromingsparameters

- Dichtheid van water: 1000 kg/m³
- Kinematische viscositeit: 1.2 10⁻⁶ m²/s

4. REKENROOSTER

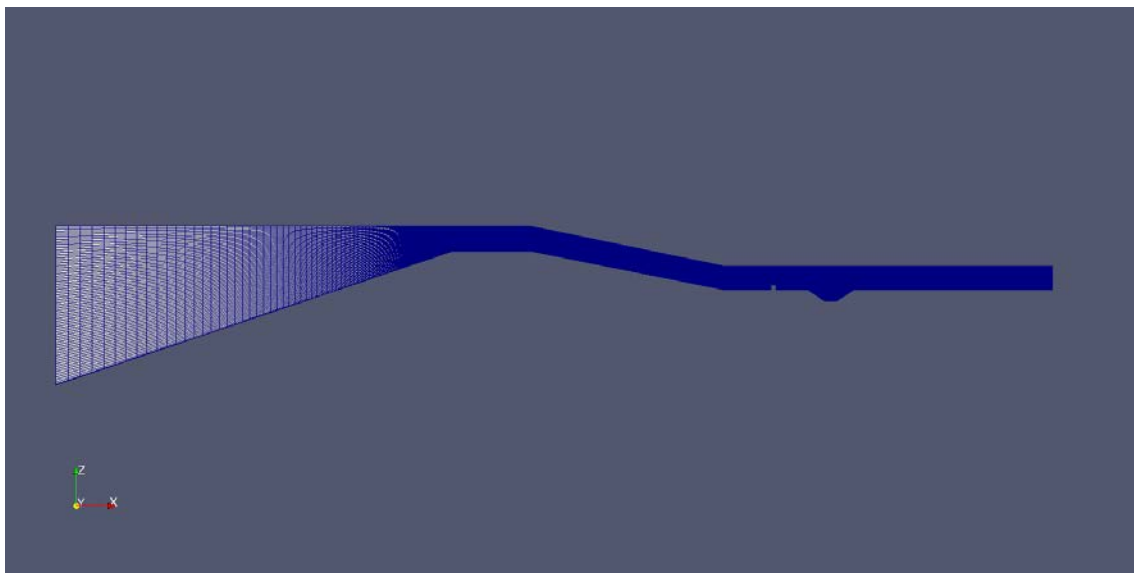
Het rekenrooster is gemaakt met verschillende tools van OpenFOAM. Het basisrooster is gemaakt met blockMesh, waarop vervolgens met behulp van subsetMesh de drempel uit is verwijderd. Hierna wordt het rooster verfijnd met refineMesh, waarna vervolgens met refineWallLayer een grenslaag is aangebracht. Er zijn vier verschillende rekenroosters gemaakt:

1. Het basisrooster voor de “geometrie 20/4”. Dit rekenrooster heeft een verfijning bij de bodemgrenslaag. Dit rooster zal voortaan aangeduid worden als **“Basis (helling 20/4)”**.
2. Een rooster met vergelijkbare resolutie als het basisrooster voor de “geometrie 20/4”, maar zonder verfijning in de bodemgrenslaag. Dit rooster zal voortaan aangeduid worden als **“Zonder grenslaag (helling 20/4)”**.
3. Het rooster met verfijning van de resolutie ter plaatse van de optredende watersprong voor de “geometrie 20/4” (dus zonder verfijning van de bodemlaag). Dit rooster zal voortaan aangeduid worden als **“Dubbele resolutie (helling 20/4)”**.
4. Het basisrooster voor de “geometrie 16/4, met vergelijkbare resolutie als het rooster in punt 1. Dit rooster heeft een verfijning bij de bodemgrenslaag. Dit rooster zal voortaan aangeduid worden als **“Basis (helling 16/4)”**.

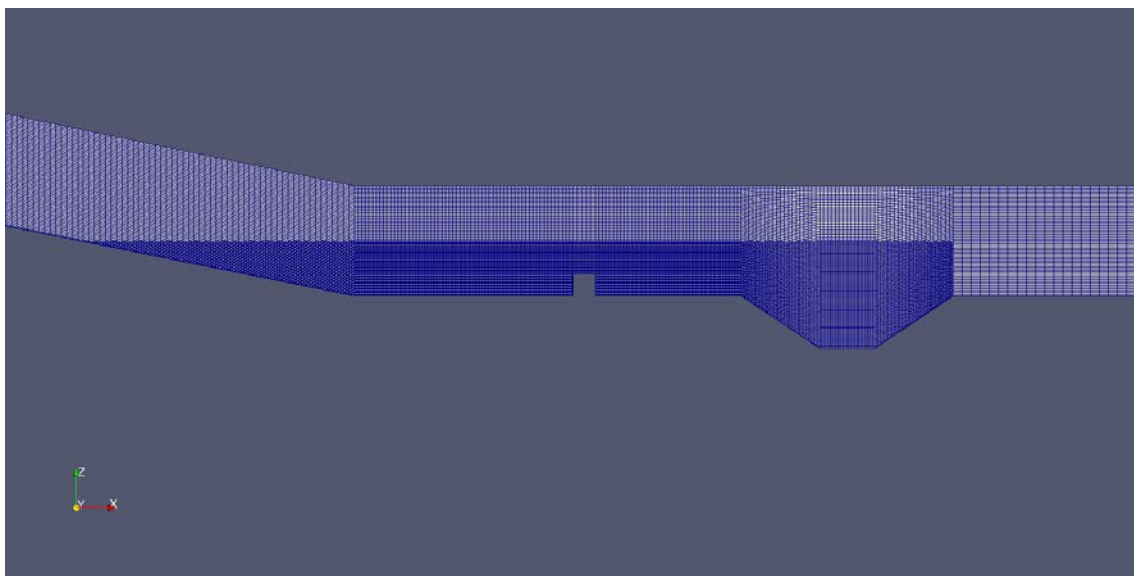
Details van de rekenroosters worden weergegeven in Figuur 4-1 tot Figuur 4-4. Hieronder worden de kenmerken van de bovenstaande roosters besproken.

- De basisresolutie is 10 cm. Er zijn 60 verticale lagen, wat leidt tot een typische verticale resolutie van 5 cm.
- In de inloopsectie en de uitloopsectie worden de cellen horizontaal geleidelijk groter, wat leidt tot een maximale roosterresolutie bij de randen van 75 cm. In de inloop zijn de cellen verticaal eveneens groter door het gebruik van een vast aantal lagen.
- Er is in het gebied waar de watersprong optreedt een roosterverfijning toegepast (horizontaal en verticaal), wat leidt tot een horizontale resolutie van 5 cm en verticaal van 2.5 cm. Deze loopt tot een hoogte van 3.5 m TAW, wat voor de stationaire gevallen onder de verwachte waterstand in de subkristische stroming is. Zodoende is het hele gedeelte van de watersprong in het water verfijnd. In het rekenrooster **“Dubbele resolutie (helling 20/4)”** is in dit gebied een dubbele verfijning toegepast (Figuur 3 4). Dit leidt tot een horizontale resolutie van 2.5 cm en een verticale resolutie van 1.25 cm.
- Een enkele grenslaag (met een dikte van 0.3 maal de celgrootte, dus +/- 1.7 cm) is aangebracht bij de bodem en op de drempel in de rekenroosters **“Basis (helling 20/4)”** en **“Basis (helling 16/4)”**.

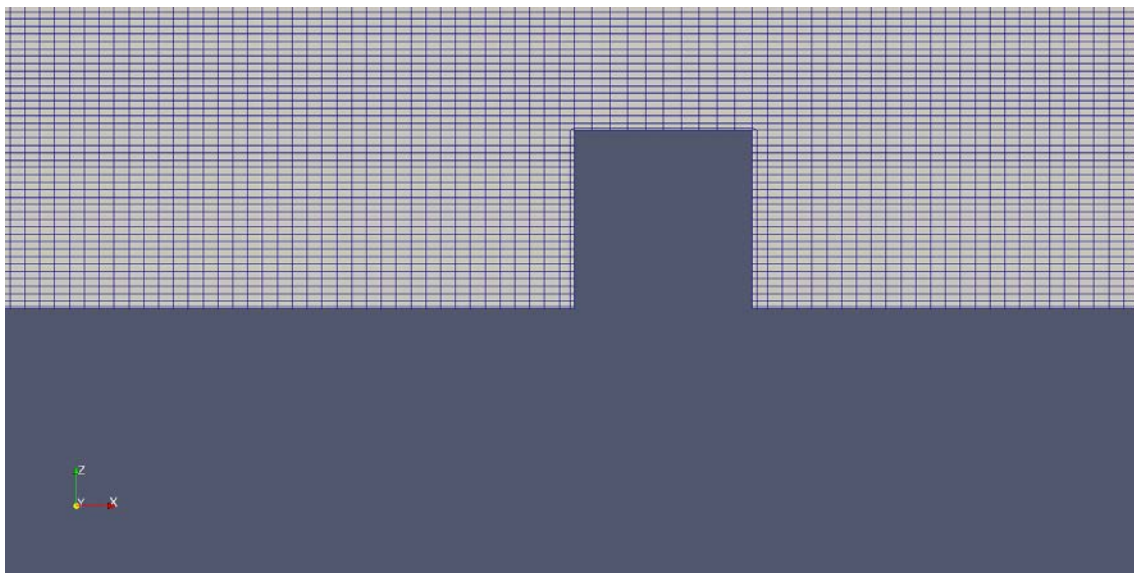
De eigenschappen van de verschillende rekenroosters zijn samengevat in Tabel 4-1.



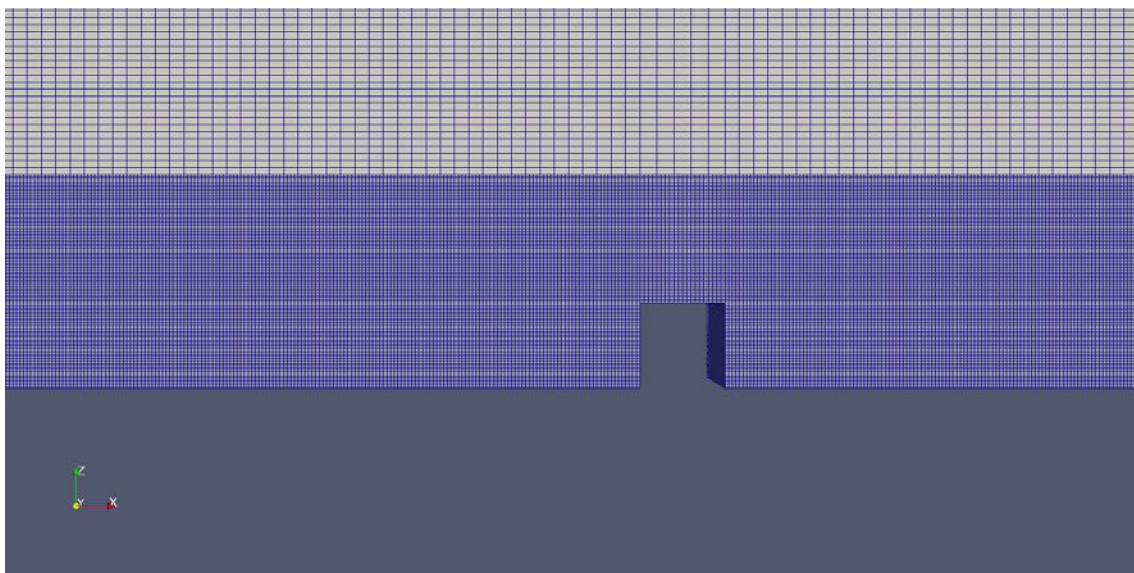
*Figuur 4-1: Overzicht van het rekenrooster (rekenrooster “**Basis (helling 20/4)**”, d.w.z. met enkele verfijning ter plaatse van de watersprong).*



*Figuur 4-2: Detailbeeld van het rekenrooster in het gebied met roosterverfijning (rekenrooster “**Basis (helling 20/4)**”).*



*Figuur 4-3: Detailbeeld van het rekenrooster rond de drempel (rekenrooster “**Basis (helling 20/4)**”).*



*Figuur 4-4: Detailbeeld van het rekenrooster rond de drempel (rekenrooster “**Dubbele resolutie (helling 20/4)**”) d.w.z. met dubbele verfijning ter plaatse van de watersprong).*

Tabel 4-1: Karakteristieke parameters van de verschillende rekenroosters.

	Basis (helling 20/4)	Zonder grenslaag (helling 20/4)	Dubbele resolutie (helling 20/4)	Basis (helling 16/4)
Punten	105242	103598	243602	104074
Vlakken	207798	204519	482970	205501
Interne vlakken	102846	101211	240232	101704
Cellen	51726	50907	120390	51155
Gemiddelde non-orthogonaliteit ¹	10.9	10.9	12.4	11.2
Maximale non-orthogonaliteit	51.4	51.5	64.5	51.5
Maximum skewness ²	0.840	0.835	0.835	0.840

¹ De non-orthogonaliteit is een maat voor de hoek tussen de lijn die de middelpunten van twee gridcellen verbindt en de normaalvector van het vlak die deze twee cellen scheidt.

² De skewness is een maat voor de afstand tussen de het center van een vlak en de plaats waar de lijn tussen de twee middelpunten van de gridcellen dit vlak snijdt.

5. KWALITEITSCONTROLE

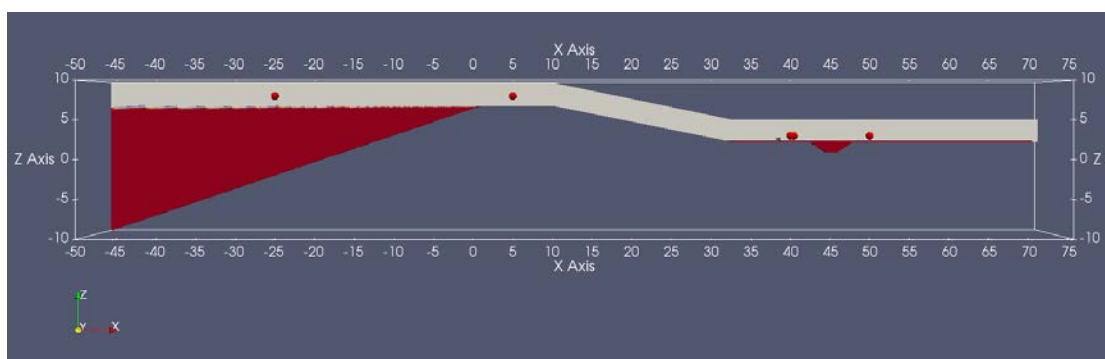
5.1 ROOSTERGEVOELIGHEID

Een roostergevoeligheidsanalyse is uitgevoerd voor case 1 (zie Tabel 6-1) voor de rekenroosters voor de geometrie met een taludhelling van 20/4. Hierbij zijn de volgende drie rekenroosters gebruikt "Basis (helling 20/4)", "Zonder grenslaag (helling 20/4)" en "Dubbele resolutie (helling 20/4)" zoals beschreven in hoofdstuk 4.

De roostergevoeligheidsanalyse is uitgevoerd voor verschillende punten die hieronder worden opgelijst (zie ook Figuur 5-1):

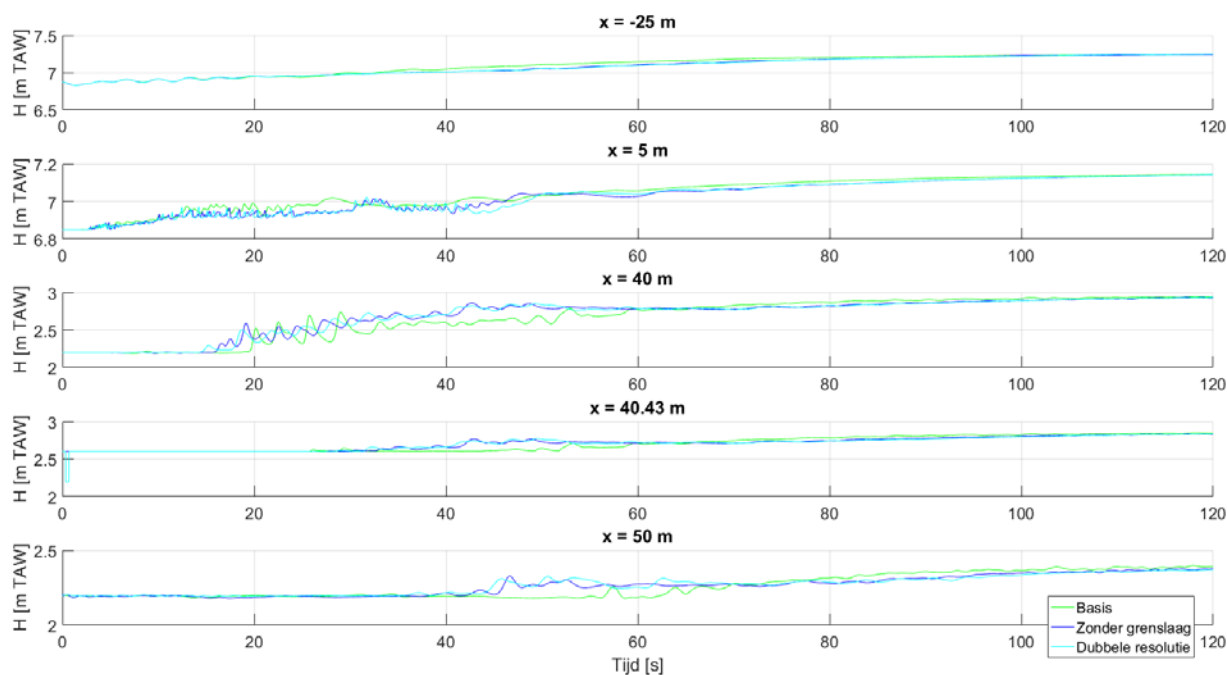
- Bovenstroomse waterstand ($x = -25$ m)
- Waterstand boven de kruin ($x = 5$ m)
- Waterstand in de dissipatiestructuur ($x = 40$ m)
- Waterstand boven de drempel ($x = 40.43$ m)
- Waterstand in de polder ($x = 50$ m)

De resultaten van de roostergevoeligheidstest in deze punten zijn weergegeven in Figuur 5-2. In deze figuur zijn de waterstanden als functie van de tijd gevisualiseerd voor de drie verschillende rekenroosters



Figuur 5-1: Overzicht van de secties waarin tijdreeksen zijn bepaald (weergegeven met een rode bol) in geometrie 20/4. De initiële waterstand voor de simulatie is eveneens weergegeven.

Deze figuur toont aan dat de gebruikte simulatietijd van 120 secondes voldoende lang is om een stationaire waarde te verkrijgen. De waarden voor de drie verschillende rekenroosters verschillen enigszins in de niet-stationaire fase, maar convergeren naar een gelijkaardige waarde aan het eind van de stationaire periode. Dit blijkt ook uit Tabel 5-1, waarin de gemiddelde waterstand gedurende de laatste 20 secondes van de simulatie is getoond voor de locaties in Figuur 5-2. Deze waterstanden zijn zeer gelijkaardig, met verschillen tussen de cases die rond de 1 à 2 cm liggen. De standaardafwijking is in de orde van 1 cm, wat aantoont dat de tijdsvariatie gering is in deze case. Merk op dat de berekende waterstand boven de kruin (7.13 m à 7.14 m TAW) goed overeenkomt met de voorgeschreven waarde van 7.12 m TAW.

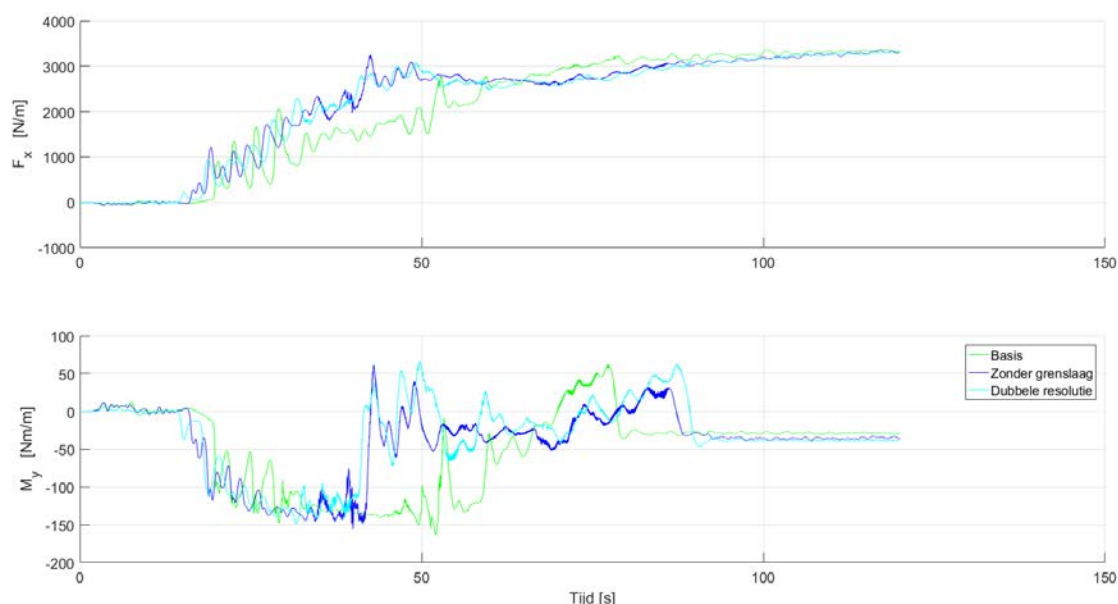


Figuur 5-2: Tijdseries van de waterstanden op verschillende locaties in het model.

Tabel 5-1: Statistieken van de waterstanden in de laatste 20 secondes van de simulatie

	Basis	Zonder grenslaag	Dubbele resolutie	Basis	Zonder grenslaag	Dubbele resolutie	Basis	Zonder grenslaag	Dubbele resolutie	Basis	Zonder grenslaag	Dubbele resolutie	Basis	Zonder grenslaag	Dubbele resolutie
Locatie [m]	-25			5			40			40.43			50		
Waterstand [m TAW]	7.24	7.24	7.24	7.14	7.13	7.13	2.93	2.92	2.91	2.84	2.83	2.82	2.38	2.36	2.35

De krachten en momenten op de drempel als functie van de tijd zijn gevisualiseerd in Figuur 5-3. Voor de bepaling van het moment is het assenstelsel gebruikt zoals weergegeven in Figuur 2-1. Dit betekent dat de wijzerrichting positief is voor het moment (aangezien dit het moment om de y-as). Het referentie punt voor de berekening is het middelpunt van de drempel. De krachten en momenten zijn berekend uit de integratie van de drukken en schuifspanningen op de drie vlakken van de drempel (voorkant, bovenkant en achterkant). Zoals het geval was bij de waterstanden is er een variatie te zien in de initiële fase, waarin zich een stationaire situatie instelt, maar na deze fase worden zeer gelijkwaardige waarden bekomen. Dit blijkt ook uit Tabel 5-2, waarin de gemiddelde waarden in de laatste 20 secondes van de simulatie worden weergegeven. De verschillen in de kracht zijn klein (max 2%), waarbij het toevoegen van een grenslaag meer invloed heeft dan het verdubbelen van de resolutie.



Figuur 5-3: Kracht en moment op de drempel als functie van tijd.

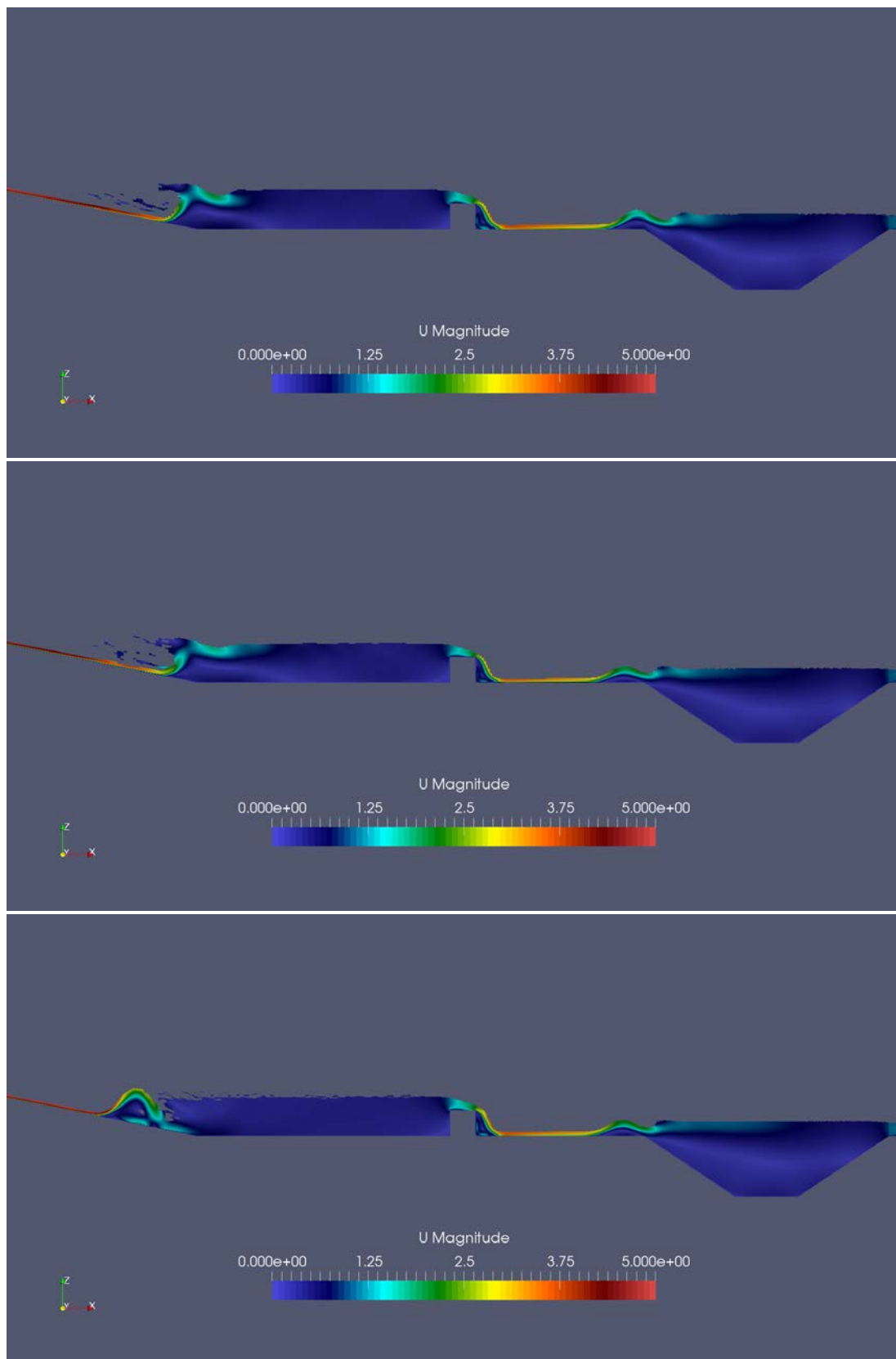
Tabel 5-2: Statistische waarden van de krachten en momenten op de drempel gedurende de laatste 20 secondes van de simulatie

	Basis	Zonder grenslaag	Dubbele resolutie
Gemiddelde kracht [kN/m]	3.32	3.26	3.25
Standaardafwijking kracht [kN/m]	0.03	0.05	0.04
Gemiddeld moment [kNm/m]	-0.03	-0.04	-0.04
Standaardafwijking moment [kNm/m]	0.00	0.00	0.00

Ten slotte worden de stromingspatronen rond de drempel gevisualiseerd in Figuur 5-4. In deze figuren is goed te zien dat er schietend water optreedt op het talud van de overlaatdijk met grote stroomsnelheden (tot 5 m/s). Aan het eind van de dijk wordt een watersprong gegenereerd. Na deze watersprong nemen de stroomsnelheden aanzienlijk af. Boven de drempel treedt een kritische stroming op bij dit gespecificeerde debiet. Benedenstrooms van de drempel wordt er opnieuw schietend water gevormd, die door middel van een tweede watersprong overgaat in een subkritische stroming.

De stromingspatronen die in de simulaties met de drie verschillende rekenroosters werden uitgerekend tonen een zeer gelijkaardig patroon nabij de drempel. Meer bovenstrooms is er een verschil in het stromingspatroon tussen het rooster “dubbele resolutie” en de twee andere rekenroosters. De reden van dit verschil is onduidelijk, maar aangezien het niet optreedt in het rekenrooster “basis”, wordt het niet veroorzaakt door de hogere resolutie bij de wand.

Een nadere inspectie (op basis van de animaties van de vectorvelden van de stroming in de watersprong) toonde dat de beide rekenroosters waarin slechts een enkele verfijning is toegepast (“basis” en “zonder grenslaag”) een fysisch realistischer beeld geven dan het rekenrooster “dubbele resolutie”.



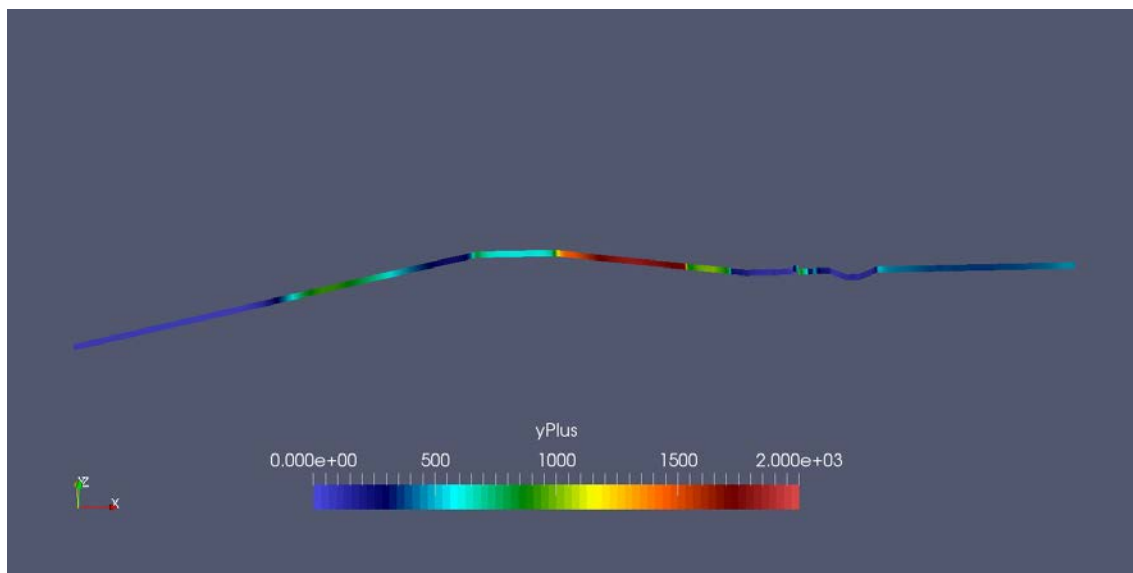
Figuur 5-4: Stromingsveld na 112 secondes geprojecteerd op het water (bepaald als $\alpha > 0.5$). Boven: rekenrooster "basis". Midden rekenrooster "zonder grenslaag". Onder: rekenrooster "dubbele resolutie".

5.2 KEUZE VAN HET REKENROOSTER

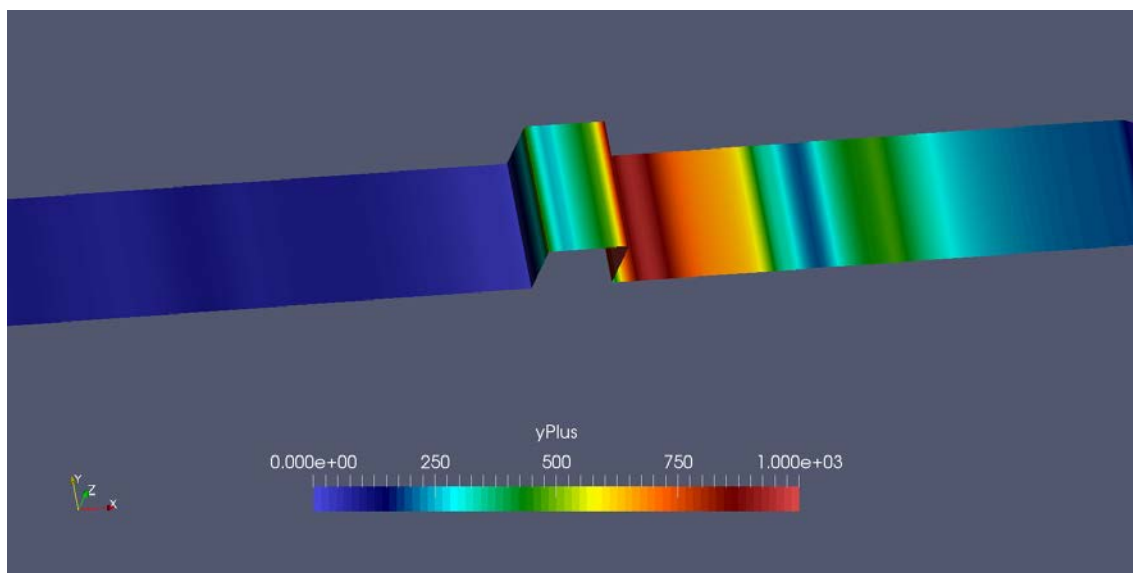
Op basis van het voorafgaande wordt het rekenrooster “basis” gebruikt voor de simulaties, waarin een grenslaag gebruikt wordt met een enkele verfijning in de zone waar de watersprong optreedt. Dit rooster is voldoende fijn om resultaten te geven, waarbij de animaties van het stromingspatroon in de watersprong een fysisch realistisch beeld tonen (meer dan bij het rooster “dubbele resolutie”). De verschillen in het stromingspatroon tussen het rooster “basis” en het rooster “zonder grenslaag” zijn klein. Het voordeel van het gebruik van het rooster “basis”, is dat voldoende lage y_+ waarden bij de wand worden verkregen (zoals beschreven in de volgende paragraaf).

5.3 GELDIGHEID VAN DE WANDWET

Voor het gebruik van een wandwet met een logaritmisch snelheidsprofiel wordt aangeraden dat de minimale waarde van y_+ groter is dan 30, voor zover dit nodig is bij het k-omega SST turbulentiemodel, aangezien dit turbulentiemodel gebruikt kan worden als een laag Reynolds getal turbulentiemodel. Deze waarde is noodzakelijk, omdat als randvoorwaarde een logaritmisch snelheidsprofiel wordt gebruikt. Dit profiel is geldig voor een gebied dat loopt van een y_+ waarde van 30 tot ongeveer 0.3 maal de dikte van de grenslaag. Verder van de wand gaat de grenslaag afwijken, wat soms met de “law of the wake” (Coles, 1956) wordt geparameteriseerd. De afhankelijkheid van de dikte van de grenslaag, betekent dat de maximale y_+ waarde die gebruikt kan worden afhankelijk is van het Reynolds getal, aangezien geldt dat $y_+ = Re_* \cdot y/\delta$ (met Re_* het Reynolds getal op basis van de grenslaagdikte en de schuifspanningssnelheid en δ de dikte van de grenslaag). Gezien het hoge Reynoldsgetal van de huidige stroming, kan de maximale y_+ waarde redelijk groot zijn en lijkt het vaak gebruikte criterium van een maximale y_+ waarde van 300 nogal arbitrair). Figuur 5-5 laat zien dat overal in het model aan de voorwaarde voor het gebruik van een logaritmisch snelheidsprofiel werd voldaan. De y_+ waarden in het interessegebied ter plaatse van de drempel liggen gemiddeld tussen de 35 en 1260, met een gemiddelde van 586. In Figuur 5-6 wordt een detailbeeld gegeven van de y_+ waarden op de drempel.



Figuur 5-5: y_+ waarden in de basis configuratie (met bodemgrenslaag) voor een taludhelling van 20/4 voor case 1 (zie paragraaf 6.1.1) op $t = 120s$.



Figuur 5-6: Detail beeld rond de drempel voor de y_+ waarden in de basis configuratie (met bodemgrenslaag) voor een taludhelling van 20/4 voor case 1 (zie 6.1.1) op $t = 120s$.

6. RESULTATEN

In dit hoofdstuk worden de resultaten beschreven van de stromingsberekeningen over de overlooppdijk van een gecontroleerd overstromingsgebied (GOG). Hierbij worden voor iedere simulatie twee verschillende configuraties bestudeerd, namelijk met een taludhelling van 20/4 en met een helling van 16/4. Er zijn zowel simulaties gedaan van drie cases met stationaire randvoorwaarden als van 3 cases met in de tijd variërende randvoorwaarden.

6.1 STATIONAIRE SIMULATIE

In het geval van een stationaire simulatie zijn de bovenstroomse en benedenstroomse waterstanden door de klant voorgeschreven. Op basis van deze gegevens is met een debietsformule een debiet uitgerekend, dat als bovenstroomse randvoorwaarde wordt opgelegd. Tegelijkertijd is aan de benedenstroomse rand de waterstand gecontroleerd door de bodemligging te veranderen.

6.1.1 Randvoorwaarden

Een overzicht van de gebruikte debieten en waterstanden is gegeven in Tabel 6-1.

Tabel 6-1: Overzicht van de randvoorwaarden voor de stationaire simulaties

	Case 1	Case 2	Case 3
Tijdstip	14-1-2006 21:40	15-1-2006 21:40	16-01-2006 22:50
Q [m ³ /s]	0.24	0.96	0.41
H Schelde [m TAW]	7.12	7.53	7.24
H GOG [m TAW]	2.00 (bodemligging)	2.86	3.03

6.1.2 Waterstanden

De in het model berekende waterstanden zijn weergegeven in Tabel 6-2. De waterstanden die berekend zijn in het model komen goed overeen met de voorgeschreven bovenstroomse waterstanden (Tabel 6-1), met verschillen van maximaal 0.04 m in de bovenstroomse waterstand. Benedenstrooms zijn de waterstanden zeer goed overeenkomend in case 3 (met maximale verschillen van 0.05 m), maar zijn de waterstanden iets te laag in case 2 (met verschillen tot 0.2 m). In case 1 kan de benedenstroomse waterstand niet direct vergeleken worden met de aangeleverde waterstand in de GOG, omdat de gegeven waarde de bodemligging is, terwijl er een dunne waterlaag aanwezig is in de polder in de CFD berekeningen. De verschillen tussen de beide geometrieën (max 0.06 m) zijn echter voldoende klein om een goede vergelijking tussen beide te kunnen uitvoeren.

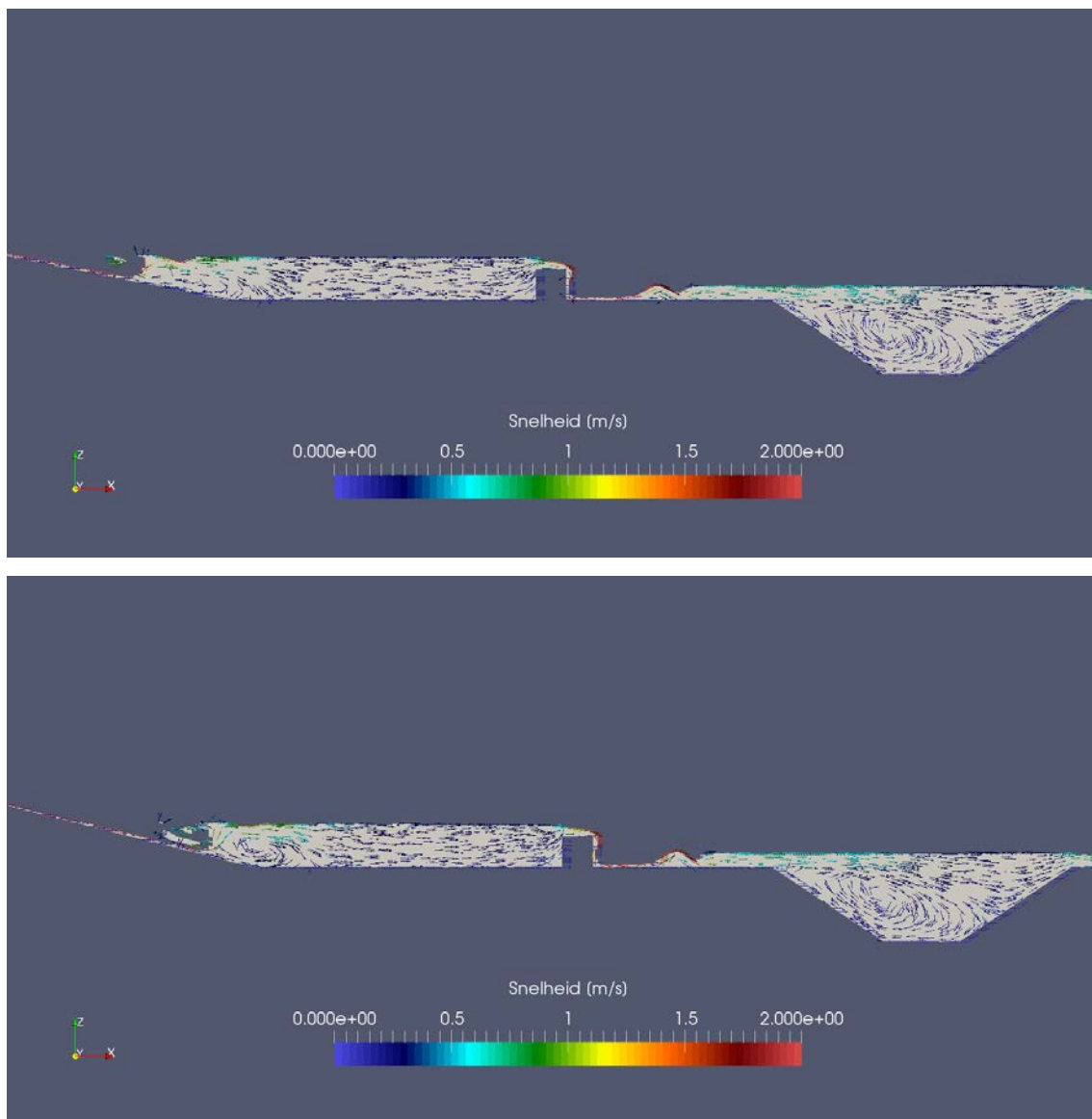
Tabel 6-2: Berekende tijdsgemiddelde (over de laatste 20 s) waterstanden in het model

	Case 1		Case 2		Case 3	
Taludhelling	20/4	16/4	20/4	16/4	20/4	16/4
H Schelde [m TAW]	7.11	7.12	7.53	7.53	7.20	7.23
H kruin [m TAW]	7.05	7.07	7.34	7.37	7.11	7.15
H benedenstrooms [m TAW]	2.19	2.20	2.71	2.65	3.05	3.08

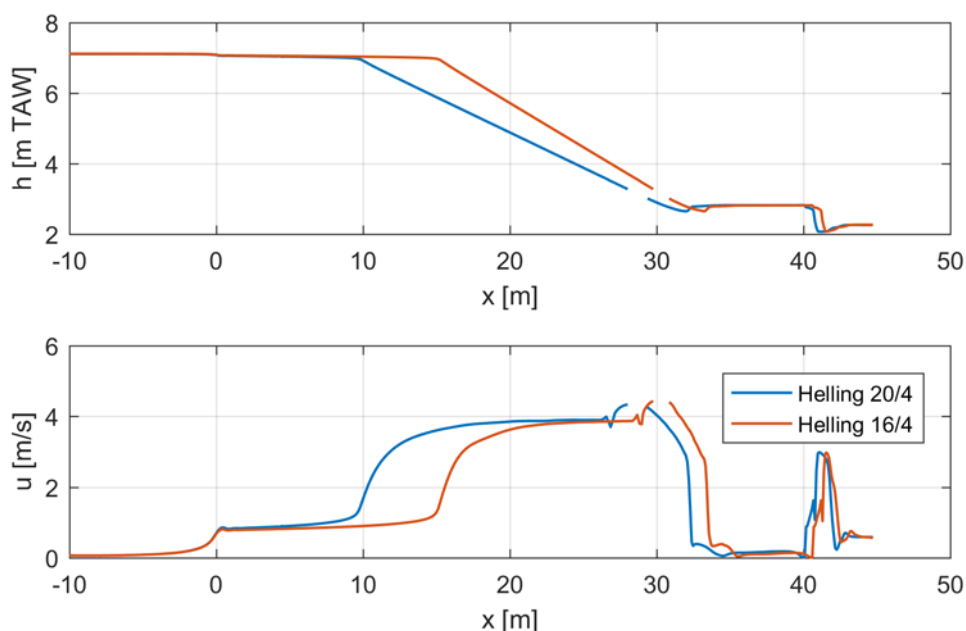
6.1.3 Stromingspatroon

Het stromingspatroon voor de verschillende cases wordt getoond in Figuur 6-1, Figuur 6-5 en Figuur 6-5. In deze figuren wordt het watervolume (gedefinieerd als het gebied met een waarde van α groter dan 0.5) gevisualiseerd met een lichtgrijze kleur. Hierop is het stromingspatroon gevisualiseerd met behulp van gekleurde vectoren. Merk op dat de gekozen schaal bedoeld is om de stroming rond de drempel duidelijk te visualiseren en de maximale waarde van 2.0 m/s niet overeenkomt met de maximale stroomsnelheid in het getoonde gebied; boven het talud worden in de superkritische stroming hogere snelheden bereikt. In al deze figuren wordt het instantane stromingspatroon getoond op 120 s na de start van de simulatie, waarin in alle gevallen een quasi-stationaire simulatie is bereikt. Tevens worden het piëzometrisch niveau en de stroomsnelheid op 0.05 m boven de bodem gevisualiseerd (Figuur 6-2, Figuur 6-4 en Figuur 6-6). Hierin is het piëzometrisch niveau h berekend als $h = z + p/\rho g$, met g de versnelling door de zwaartekracht, p de waterdruk, ρ de dichtheid en z de verticale ligging van de beschouwde locatie.

In case 1 zien de stromingspatronen er gelijkaardig uit voor de twee verschillende geometrieën. Er wordt een watersprong gevormd ter plaatse van de teen van de dijk. In de geometrie met een helling van 16/4 lijkt de locatie van de watersprong iets verder benedenstrooms te liggen. In de waterstroom is een duidelijk neerpatroon zichtbaar met circulatie in de richting van de wijzers van de klok. Direct benedenstrooms van de watersprong is er een subkritische stroming naar de drempel toe, die redelijk homogeen lijkt over de diepte. Ter plaatse van de drempel is opnieuw een overgang naar een superkritische stroming benedenstroomse van de drempel, die in een tweede watersprong (ongeveer op een afstand van 2 m van de drempel) opnieuw overgaat in een superkritische stroming. In deze superkritische stroming benedenstrooms van de drempel worden eveneens grote stroomsnelheden bereikt (tot 3.6 m/s met een laagdikte van 7.5 tot 10 cm).

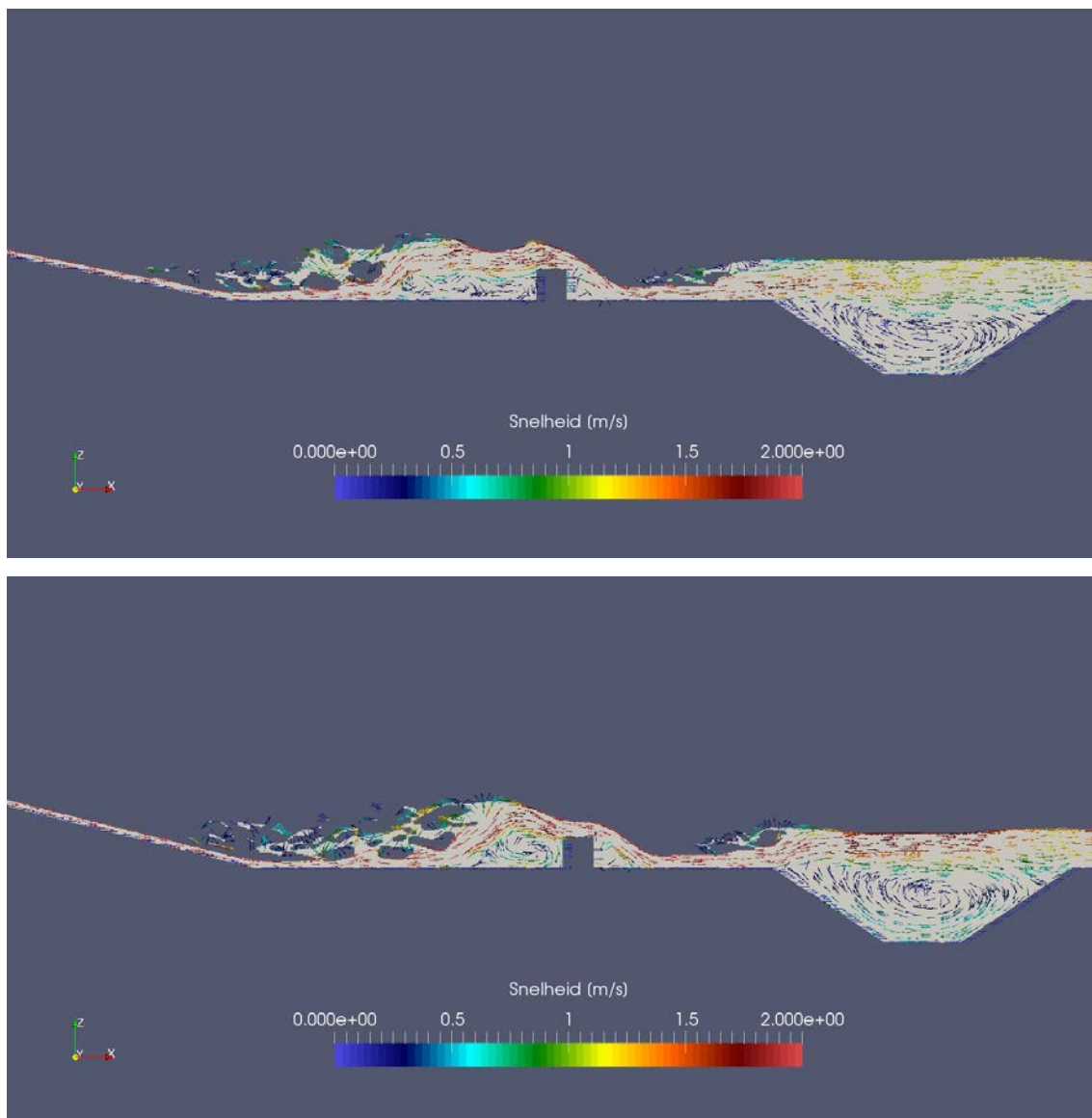


*Figuur 6-1: Stromingspatroon voor case 1. Boven: taludhelling 20/4.
Onder taludhelling 16/4.*

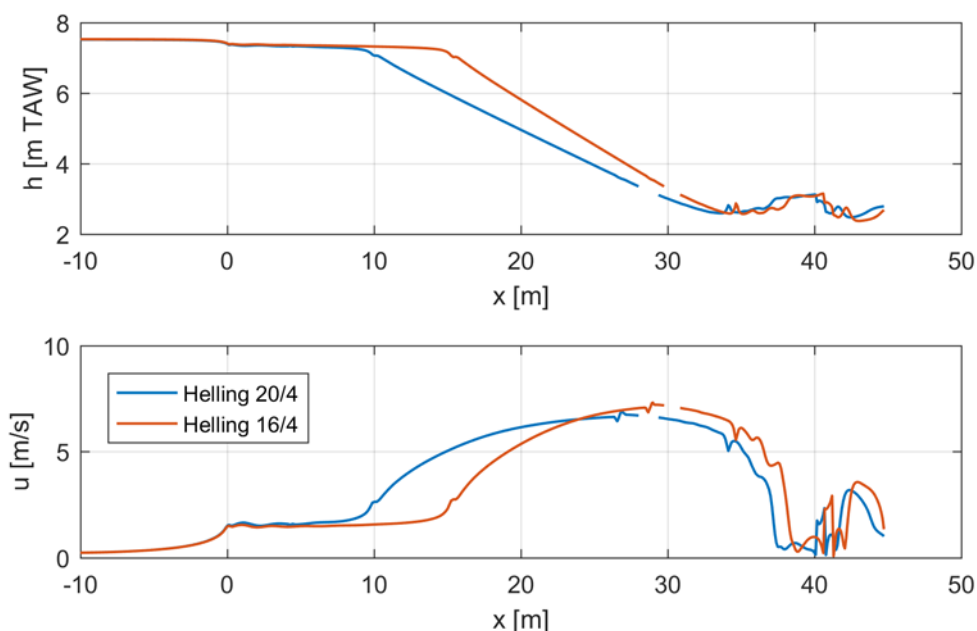


Figuur 6-2: Piëzometrisch niveau (boven) en stroomsnelheid op 0.05 m boven de bodem voor case 1. Tijdsgemiddelde over de laatste 20 s van de berekening.

In case 2 is het debiet duidelijk groter dan in case 1, door de hogere waterstand in de Schelde. Hierdoor wordt de watersprong verder benedenstrooms geduwd. In deze watersprong treden substantiële golven aan het vrije wateroppervlak op, waardoor de verschillen in het instantane stromingspatroon wat groter kunnen zijn. Ook in deze case is het stromingspatroon gelijkaardig in beide geometrieën. Er is opnieuw een overgang naar een superkritische stroming benedenstrooms van de drempel waar hoge stroomsnelheden optreden (3.1 m/s bij een laagdikte van 24 cm). In een tweede watersprong, die zich dichtbij de rand van de gracht bevindt is er opnieuw een overgang naar een subkritische stroming. De tweede watersprong is een andere type watersprong (een zogenaamde golvende watersprong), die optreedt bij lagere Froude getallen dan het eerste type. De stroomsnelheid bovenstrooms van de tweede watersprong is lager dan bovenstrooms van de eerste watersprong, wat leidt tot een lager Froude getal.

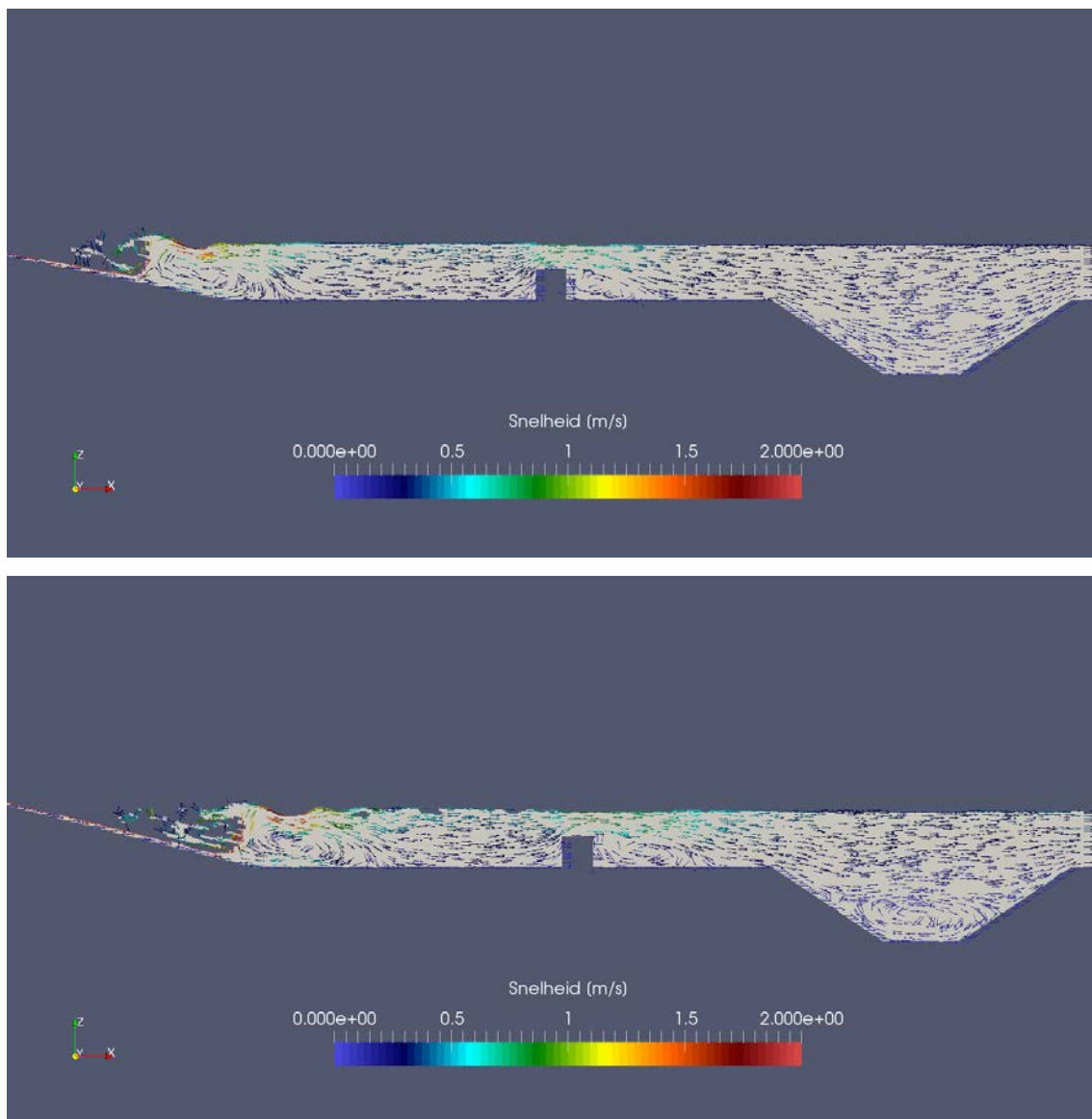


*Figuur 6-3: Stromingspatroon voor case 2. Boven: taludhelling 20/4.
Onder taludhelling 16/4.*

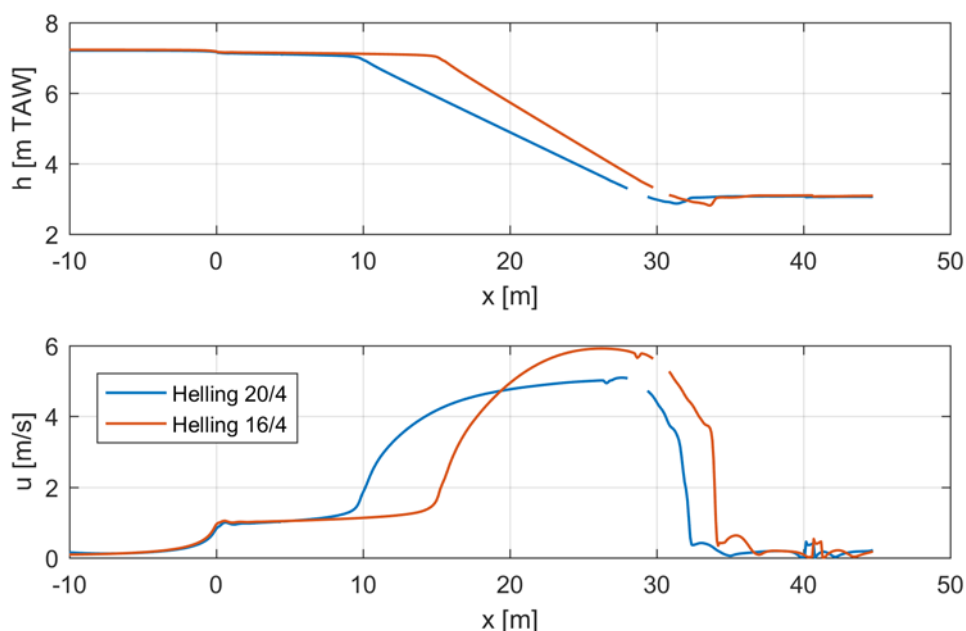


Figuur 6-4: Piëzometrisch niveau (boven) en stroomsnelheid op 0.05 m boven de bodem voor case 2. Tijdsgemiddelde over de laatste 20 s van de berekening.

In case 3 bevindt de watersprong zich opnieuw ter plaatse van de teen van de overloopdijk. Bij deze case wordt er een hogere benedenstroomse waterstand opgelegd. Hierdoor is de stroming benedenstrooms van de watersprong over de rest van het tracé subkritisch. Met andere woorden, er vormt zich geen watersprong net afwaarts van de drempel. Wel versnelt de stroming ter plaatse van de drempel en vormt er zich een neer benedenstrooms van de drempel. De waterstand aan beide zijden van de drempel is bijna gelijk. Ook in deze case zijn de stromingspatronen gelijkaardig voor de twee verschillende geometrieën. Wel lijkt de watersprong in de geometrie met een talud van 20/4 zich iets meer stroomopwaarts te bevinden, wellicht door de sterkere helling en bijgevolg hogere stroomsnelheid. Opvallend genoeg is het meest duidelijke verschil tussen beide cases zichtbaar in de gracht, waarin een neer wordt gevormd in de geometrie met een taludhelling van 16/4, maar niet in die met een taludhelling van 20/4. Een mogelijke reden is het verschil in de stroming voor de gracht. In de geometrie met een talud van 20/4 is de aanstroom iets langer, waardoor de aanstroom wat uniformer is en zo de neervorming beïnvloed wordt.



*Figuur 6-5: Stromingspatroon voor case 3. Boven: taludhelling 20/4.
Onder taludhelling 16/4.*



Figuur 6-6: Piëzometrisch niveau (boven) en stroomsnelheid op 0.05 m boven de bodem voor case 3. Tijdsgemiddelde over de laatste 20 s van de berekening.

6.1.4 Kracht op de drempel

De kracht op de drempel en het moment op de drempel worden automatisch bepaald door OpenFoam. Hiervoor worden de druk en de schuifspanning op de drie vlakken van de drempel (voorkant, bovenkant en achterkant) geïntegreerd en als functie van de tijd uitgevoerd. Merk hierbij op dat voor de berekening van het moment op drempel, steeds het middelpunt van de drempel is gebruikt als referentiepunt. In het gebruikte assenstelsel is een moment in wijzerzin positief en in tegenwijzerzin negatief.

Van de resulterende tijdseries is het gemiddelde en de standaardafwijking bepaald voor de laatste 20 s van de berekening (100 tot 120 s na de start van de simulatie), waarin de situatie naar een evenwicht was geconvergeerd. De resultaten hiervan zijn getoond in Tabel 6-3.

Tabel 6-3: Resultaten van de kracht op de constructie. F_x is de tijdsgemiddelde (over de laatste 20 secondes van de simulatie) van de kracht in x richting (stroomrichting) en F_z is de tijdsgemiddelde kracht in de verticale richting. De standaardafwijking wordt aangegeven met σ . Het moment op de drempel (om het middelpunt van de drempel) wordt weergegeven met M_y . Alle waarden per strekkende meter. Tevens is de waterdiepte boven het midden van de drempel weergegeven en de hydrostatische verticale kracht op het bovenvlak van de drempel.

	Case 1		Case 2		Case 3	
Taludhelling	20/4	16/4	20/4	16/4	20/4	16/4
F_x [kN]	2.84	2.81	2.96	3.67	0.11	0.14
σ_{F_x} [kN]	0.06	0.05	0.19	0.13	0.04	0.03
F_z [kN]	-0.72	-0.71	-1.72	-1.42	-2.65	-2.77
σ_{F_z} [kN]	0.03	0.04	0.18	0.29	0.08	0.04
M_y [kNm] t.o.v middelpunt van de drempel	-0.01	-0.01	0.01	0.01	0.00	0.01
σM_y [kNm]	0.02	0.02	0.01	0.03	0.00	0.00
Waterdiepte Drempel [m]	0.14	0.14	0.44	0.32	0.46	0.48
F_z hydrostatisch [kN]	-1.36	-1.35	-4.34	-3.17	-4.49	-4.70
M_y [kNm] T.o.v. kantelpunt (onder de aanname dat het aangrijpingspunt van de kracht zich in het centrum van de drempel bevindt)	0.64	0.63	0.37	0.67	-0.76	-0.79

Uit deze tabel blijkt duidelijk dat de grootste horizontale krachten optreden in case 1 en 2. Dit komt door het sterke waterstandsverschil tussen de bovenstroomse en de benedenstroomse zijde van de drempel. In case 3, waarin de waterstand gelijkaardig is aan beide zijdes van de drempel is de horizontale kracht een orde grootte kleiner. De standaardafwijking van de horizontale kracht is een factor 2 á 3 groter in case 2 dan in case 1, wat veroorzaakt wordt door de sterkere golven in de waterstand in case 2, waarin het opgelegde debiet groter is.

De verticale kracht op de drempel wordt bepaald door het gewicht van het water boven de drempel en de dynamische onderdruk ten gevolge van de stroming. Om een inschatting van deze beide componenten te kunnen geven zijn de gemiddelde waterstand boven het midden van de drempel en de daaruit berekende hydrostatische druk weergegeven in de tabel. Aangezien de waterstand boven de drempel groter is in case 2 en case 3, zijn de daar optredende verticale krachten ook groter dan in case 1.

Uit een vergelijking van de hydrostatische kracht en de totale verticale kracht blijkt dat de dynamische onderdruk duidelijk groter is in case 2 dan in case 3, wat leidt tot grotere verticale krachten in case 3 dan in case 2.

De grootse standaardafwijking wordt opnieuw gevonden voor case 2, wat opnieuw verklaard kan worden doordat in deze case de sterkste golven optreden.

Het moment op de constructie is klein voor alle cases, wat aangeeft dat het aangrijpingspunt van de hydrodynamische kracht zich dicht bij het midden van de constructie bevindt. Aannemend dat het aangrijpingspunt zich exact in het midden bevindt kan het moment om het kantelpunt bepaald worden met $M_y = F_x x + F_z z$ met x en z de afstand van het midden tot het kantelpunt (beide met een waarde van 0.3m). Deze waarden zijn weergegeven in de laatste rij van de tabel. Hieruit blijkt dat in case 3, het moment in tegenwizerrichting is, wat betekent dat deze situatie stabiel is.

Uit de gegevens blijkt dat case 2 de maatgevende case is voor de horizontale krachten, en dat bij deze case ook het grootste moment om het kantelpunt optreedt. Beide treden op bij de geometrie met een taludhelling van 16/4. De grootste verticale kracht treedt op in case 3 en deze treedt eveneens op bij een taludhelling van 16/4.

6.2 TIJDSAFHANKELIJKE SIMULATIES

6.2.1 Randvoorwaarden

Er zijn drie tijdsafhankelijke cases berekend voor de twee geometrieën. Aangezien een volledige tijdsafhankelijke berekening niet mogelijk bleek te zijn in het tijdsbestek van deze studie, doordat zeer lange rekentijden nodig zouden zijn, is ervoor gekozen om een quasi-stationaire benadering te gebruiken. In deze benadering zijn er verschillende instantane momenten geselecteerd uit de totale tijdreeks. Voor ieder van deze tijdstippen is dan een berekening gedaan, totdat er een evenwicht optreedt. In totaal zijn er om de 20 minuten periodes van 2 minuten geselecteerd. Voor ieder van deze periodes is dan uit de opgegeven waterstanden bovenstrooms en benedenstrooms het benodigde debiet bepaald met vergelijking 1, alsmede een eventuele benodigde verhoging van de bodemligging bij de benedenstroomse randvoorwaarde, die nodig is om ervoor te zorgen dat de benedenstroomse waterstand met de opgegeven waarden overeenkomt. De gebruikte gegevens die door de klant zijn aangeleverd zijn weergegeven in Tabel 6-4 tot Tabel 6-6 en in Figuur 6-7.

*Tabel 6-4: Randvoorwaarden voor case 1 voor de waterstand ζ en het debiet Q . Situaties waarbij de waterstand in de polder lager ligt dan het bodempeil van de polder (2.0 m TAW) zijn gemarkeerd met een *.*

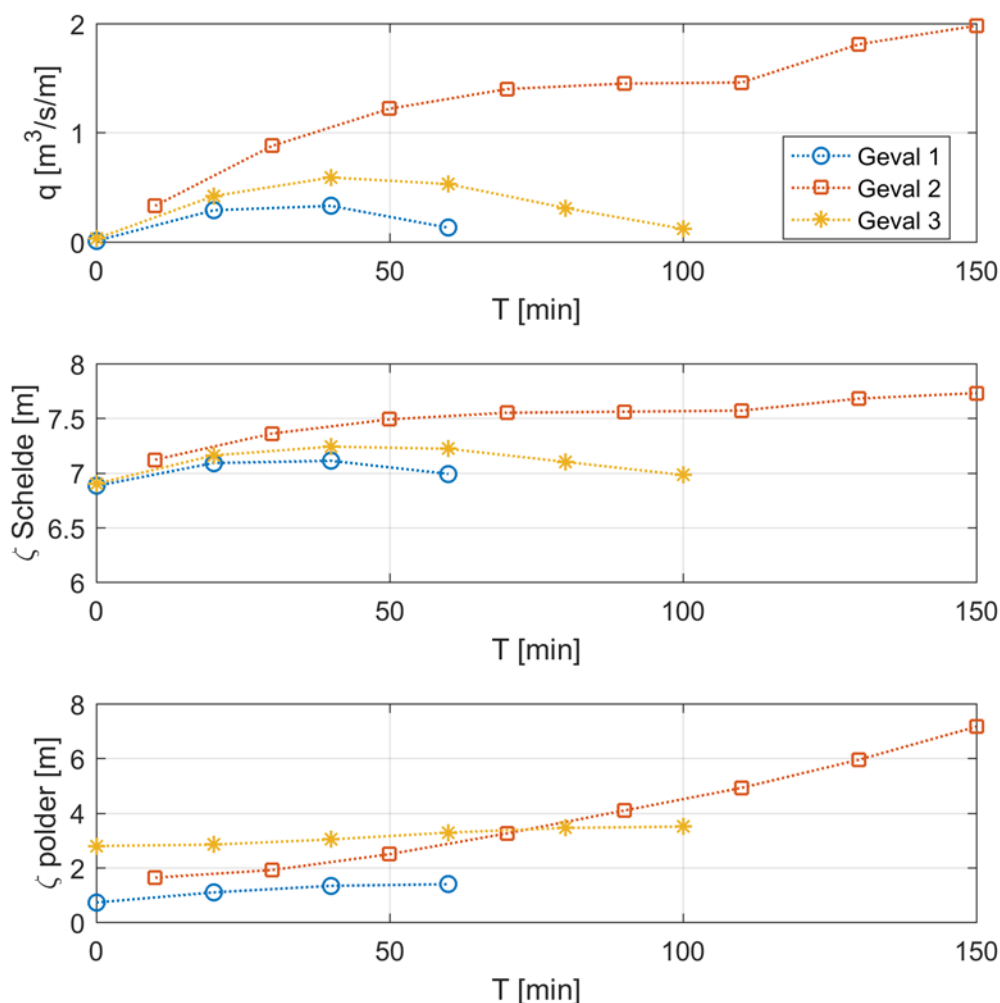
Tijd	ζ polder [m TAW]	ζ Schelde [m TAW]	Q [m/s]
14/01/2006 21:10	0.72*	6.88	0.01
14/01/2006 21:30	1.09*	7.09	0.29
14/01/2006 21:50	1.33*	7.11	0.33
14/01/2006 22:10	1.39*	6.99	0.13

Tabel 6-5: Randvoorwaarden voor case 2 voor de waterstand ζ en het debiet Q. Situaties waarbij de waterstand in de polder lager ligt dan het bodempeil van de polder (2.0 m TAW) zijn gemarkeerd met een *.

Tijd	ζ polder [m TAW]	ζ Schelde [m TAW]	Q [m/s]
15/01/2006 20:50	1.63*	7.12	0.33
15/01/2006 21:10	1.91*	7.36	0.88
15/01/2006 21:30	2.49	7.49	1.22
15/01/2006 21:50	3.25	7.55	1.40
15/01/2006 22:10	4.09	7.56	1.45
15/01/2006 22:30	4.92	7.57	1.46
15/01/2006 22:50	5.95	7.68	1.81
15/01/2006 23:10	7.16	7.73	1.98

Tabel 6-6: Randvoorwaarden voor case 3 voor de waterstand ζ en het debiet Q.

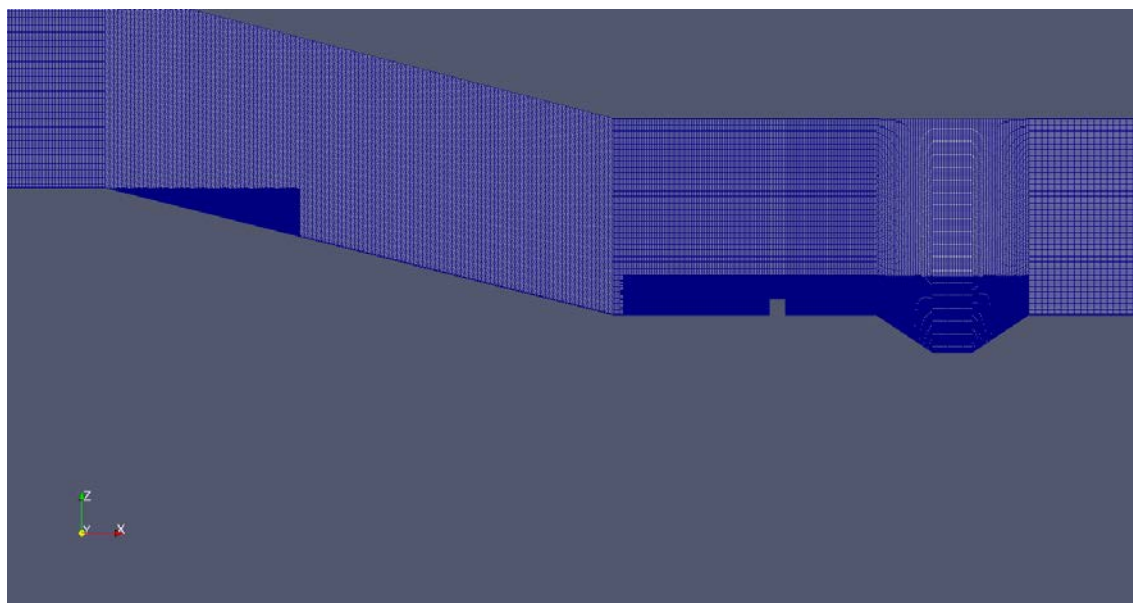
Tijd	ζ polder [m TAW]	ζ Schelde [m TAW]	Q [m/s]
16/01/2006 22:10	2.79	6.90	0.03
16/01/2006 22:30	2.84	7.16	0.42
16/01/2006 22:50	3.03	7.24	0.59
16/01/2006 23:10	3.28	7.22	0.53
16/01/2006 23:30	3.45	7.10	0.31
16/01/2006 23:50	3.50	6.98	0.12



Figuur 6-7: Overzicht van de stromingscondities in de niet-stationaire cases.

Uit deze tabellen blijkt dat in case 1, de benedenstroomse waterstand die is opgegeven steeds beneden de bodemdiepte van de polder in het CFD model (2.0 m TAW) ligt. In case 3 varieert de waterstand in de polder tussen de 0.8 en 1.5 m boven de bodem van het model. In case 2 treden de hoogste waterstanden en dus de grootste debieten op. In deze case wordt de gehele polder gevuld, wat resulteert in hoge benedenstroomse waterstanden. Hierdoor is de verwachting dat de locatie van de watersprong zal gaan variëren. Dit gebeurt echter slechts na ongeveer een uur. Om goede resultaten te verkrijgen is daarom het rekenrooster aangepast, voor de tijdstippen in case 2, waarin grote veranderingen in de waterdiepte (groter dan 2 m) optreden. In deze cases is het rekenrooster verticaal uitgebreid om de grotere waterdiepte te kunnen simuleren, waarbij substantiële verhogingen van de bodemligging op de benedenstroomse rand van het model zijn gebruikt (van 0.3 m, 0.7 m 1.2 m en 2.2 m voor de laatste vier gesimuleerde tijdstippen). Om de helling van het model niet te steil te maken is in deze cases de lengte van het model met 20 m vergroot. In deze cases is tevens het gebied waar de roosterverfijning optreedt gevarieerd, om zo samen te vallen met de locatie van de watersprong.

Hierbij is verfijning toegepast op het gedeelte van de helling dat een meter onder de benedenstroomse waterstand tot een meter boven de benedenstroomse waterstand ligt. Deze zone heeft een typische horizontale omvang van ongeveer 10 m. Rond de drempel is eveneens in alle cases roosterverfijning toegepast om de kracht op de drempel voldoende accuraat en voor iedere case met een gelijkaardige resolutie te kunnen berekenen (Figuur 6-8).



Figuur 6-8: Voorbeeld van het verfijnde rekenrooster voor een situatie waarin de watersprong meer bovenstrooms verwacht wordt.

6.2.2 Waterstanden

De waterstanden zoals deze door het model zijn uitgerekend zijn weergegeven in Tabel 6-7 tot Tabel 6-9.

Voor case 1 komen de bovenstroomse waterstanden die door het model berekend worden (Tabel 6-7) goed overeen met de gevraagde waterstanden (Tabel 6-4), met typische afwijkingen van enkele centimeters. De benedenstroomse rand in deze case is altijd een vrije afvoer. De waterstanden die optreden in de polder (Tabel 6-7) zijn lager dan de bodemligging van het CFD model, zodat deze waarden niet vergeleken kunnen worden met de waterstanden die optreden in het model.

In case 2 verschillen de bovenstroomse waterstanden berekend door het model (Tabel 6-8) maximaal ongeveer 15 cm van de voorgeschreven waterstanden, waarbij de waterstanden in het model normaal gezien groter zijn dan opgegeven waterstanden in Tabel 6-5. De benedenstroomse waterstanden vertonen afwijkingen tot 50 cm, waarbij de waterstand soms te hoog is (21:50), maar vaker te laag. Deze afwijkingen treden vooral op de tijdstippen waarin de benedenstroomse waterstand hoog is, d.w.z. in de situaties waarin de watersprong op de helling van de dijk ligt. Vermoedelijk heeft deze afwijking daarom geen al te grote invloed op de berekende kracht op de drempel.

Voor case 3 komen de waterstanden die in het model berekend worden (Tabel 6-9) redelijk goed overeen met de waterstanden die als randvoorwaarden zijn opgegeven (Tabel 6-6), met typische afwijkingen in de grootte van 5 tot 10 cm. Op vrijwel alle tijdstippen in de drie verschillende cases verschillen de waterstanden relatief tot de waterdiepte slechts weinig tussen de beide geometrieën, zodat de vergelijking van de resultaten tussen beide geometrieën slechts weinig beïnvloed wordt door verschillen in de waterstanden aan de rand. De enige uitzondering is case 2, waar op twee tijdstippen (22:10 en 22:50 uur) grotere verschillen optreden tussen beide geometrieën. Hierbij is de waterstand in de geometrie met een helling van 16/4 nauwkeuriger dan in de geometrie met een helling van 20/4. Gezien de grotere waterdiepte in het polder is deze afwijking minder belangrijk.

*Tabel 6-7: Waterstanden berekend door het model voor case 1. Situaties waarbij de waterstand in de polder lager ligt dan het bodempeil van de polder (2.0 m TAW) zijn gemarkeerd met een *.*

Taludhelling	ζ polder [m TAW]			ζ Schelde [m TAW]		
	20/4	16/4	Randvoorwaarde	20/4	16/4	Randvoorwaarde
14/01/2006 21:10	2.15	2.16	0.72*	6.81	6.81	6.88
14/01/2006 21:30	2.20	2.21	1.09*	7.13	7.14	7.09
14/01/2006 21:50	2.21	2.22	1.33*	7.16	7.17	7.11
14/01/2006 22:10	2.15	2.16	1.39*	7.00	7.01	6.99

*Tabel 6-8: Waterstanden berekend door het model voor case 2. Situaties waarbij de waterstand in de polder lager ligt dan het bodempeil van de polder (2.0 m TAW) zijn gemarkeerd met een *.*

Taludhelling	ζ polder [m TAW]			ζ Schelde [m TAW]		
	20/4	16/4	Randvoorwaarde	20/4	16/4	Randvoorwaarde
15/01/2006 20:50	2.20	2.19	1.63*	7.19	7.19	7.12
15/01/2006 21:10	2.45	2.46	1.91*	7.49	7.50	7.36
15/01/2006 21:30	2.60	2.58	2.49	7.65	7.66	7.49
15/01/2006 21:50	3.67	3.68	3.25	7.72	7.73	7.55
15/01/2006 22:10	4.59	4.25	4.09	7.69	7.69	7.56
15/01/2006 22:30	5.56	5.42	4.92	7.69	7.69	7.57
15/01/2006 22:50	6.71	7.03	5.95	7.83	7.83	7.68

Tabel 6-9: Waterstanden berekend door het model voor case 3

Taludhelling	ζ polder [m TAW]			ζ Schelde [m TAW]		
	20/4	16/4	Randvoorwaarde	20/4	16/4	Randvoorwaarde
16/01/2006 22:10	2.68	2.71	2.79	6.85	6.84	6.90
16/01/2006 22:30	2.92	2.90	2.84	7.27	7.27	7.16
16/01/2006 22:50	2.93	2.89	3.03	7.38	7.35	7.24
16/01/2006 23:10	3.22	3.14	3.28	7.35	7.29	7.22
16/01/2006 23:30	3.37	3.42	3.45	7.20	7.19	7.10
16/01/2006 23:50	3.44	3.46	3.50	7.03	7.00	6.98

6.2.3 Stromingspatroon

De stromingspatronen voor de verschillende tijdstippen worden weergegeven in Bijlage A. Hierin worden dezelfde figuren getoond als in paragraaf 6.1.2, voor ieder tijdstip waarvoor een simulatie is uitgevoerd.

Uit deze figuren blijkt dat voor case 1 (appendix A.1) vergelijkbare resultaten gevonden worden als in case 1 voor de stationaire situatie (paragraaf 6.1.2). We zien dat zich een watersprong vormt rond de teen van de dijk om 21:30 en 21:50 uur. Merk op dat de stroming in de eerste tijdstap (21:10 uur) zo zwak was dat in de tijdduur van de simulatie (2 minuten), de dissipatiestructuur niet gevuld raakt met water en er daardoor geen waterstromen optreedt over de drempel. De kracht op de constructie bestaat op dit moment uit de hydrostatische druk tegen de wand en de dynamische druk door de snelheid waarmee het vullende water tegen de drempel botst. Om 22:10 uur is het debiet verminderd doordat de bovenstroomse waterstand is gedaald. Dit leidt tot een zwakkere stroming over de drempel, waardoor er geen kritische stroming wordt gevormd benedenstrooms van de drempel en de stroomsnelheden hier daardoor lager zijn dan in de twee tijdstappen hiervoor. De stromingspatronen in beide geometrieën vertonen een gelijkaardig patroon.

In case 2 (appendix A.2) zijn de waterstanden in de Schelde hoger, wat leidt tot hogere debieten, die zelfs hoger zijn dan in het stationaire case 2 (paragraaf 6.1), waarin de grootste krachten op de drempel optreden. In deze cases leiden de hogere debieten ook tot het vullen van de polder, d.w.z. tot hogere benedenstroomse waterstanden en er wordt een watersprong gevormd aan de teen van de dijk. De verhoogde debieten later in de tijd leiden rond 21:30 tot het verplaatsen van de watersprong in de richting van de drempel, tot zelfs op de drempel. Hierdoor ontstaat een golvend wateroppervlak benedenstrooms van de drempel. Als rond 21:50 de waterstand benedenstrooms begint te stijgen, verplaatst de watersprong zich opnieuw richting bovenstrooms. Dit leidt tot een situatie met een vergelijkbare waterstand bovenstrooms en benedenstrooms van de drempel en de golven in de gracht verdwijnen.

Het type watersprong verandert en lijkt nu meer op een verdronken overlaat. In beide geometrieën worden vergelijkbare stromingspatronen gevonden, met vergelijkbare locaties van de watersprong.

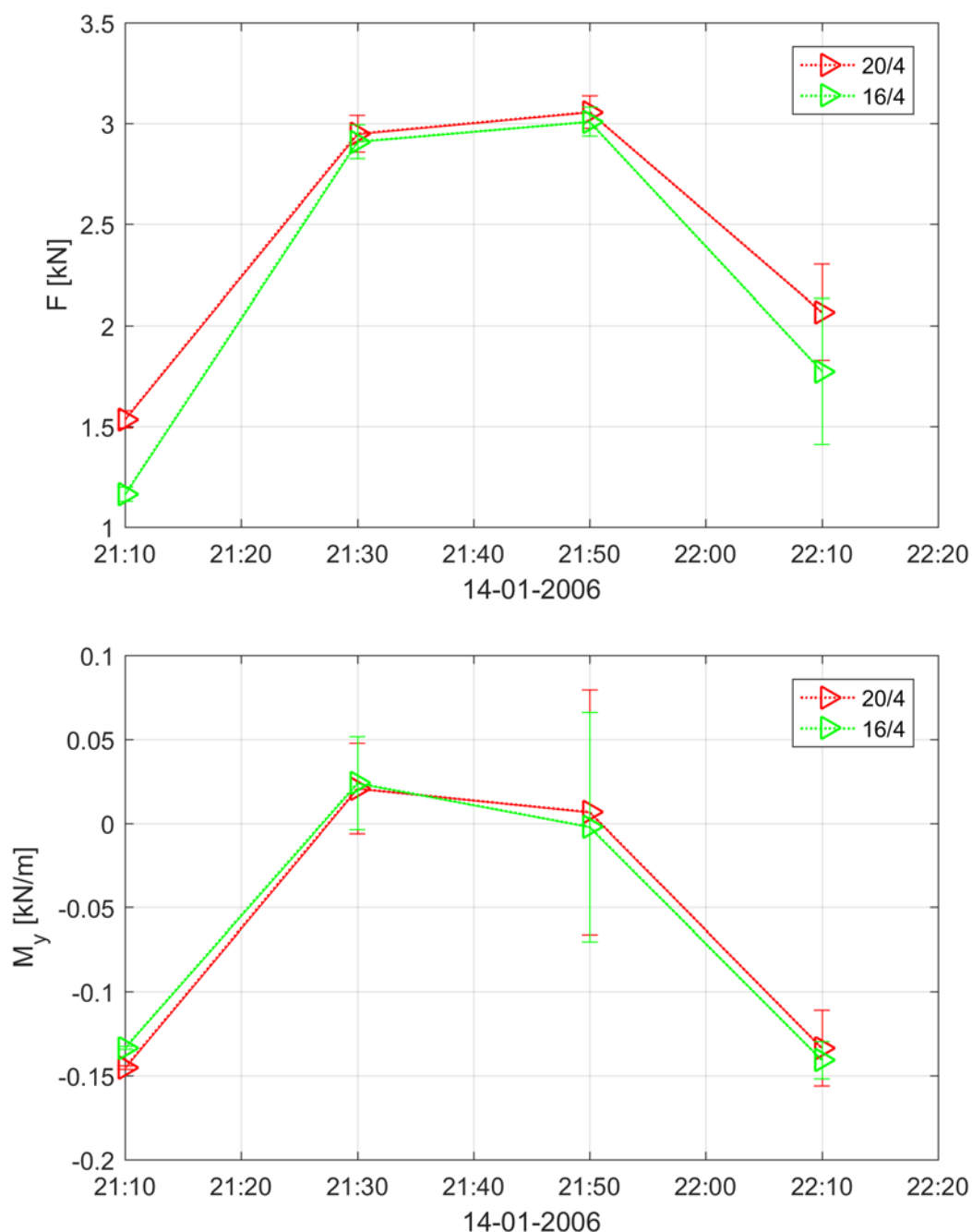
In case 3 zijn de waterstanden benedenstrooms relatief hoog (tot 1.5 m boven de bodem). Dit leidt op de meeste momenten tot een watersprong die zich redelijk ver van de drempel verwijderd, namelijk ter plaatse van de teen van de dijk of zelfs iets meer op het talud van de dijk. Enkel om 22:50 uur, het moment waarop het grootste debiet optreedt, bevindt de watersprong zich dicht bij de drempel. Op dit moment ontstaat er een tweede golvende watersprong benedenstrooms van de drempel.

De stromingspatronen in beide geometrieën vertonen een gelijkaardig patroon.

6.2.4 Kracht op de drempel

Tijdseries van de krachten en momenten op de drempel worden getoond in Figuur 6-9 tot Figuur 6-11. In deze tijdserie wordt iedere quasi-stationaire situatie weergegeven met een marker in de grafiek. Daarbij is zowel het tijdsgemiddelde over de laatste 20 s van de simulatie weergegeven, alsmede de gemiddelde plus en min twee keer de standaardafwijking, om op deze manier een idee te geven van de fluctuaties in de kracht op de drempel. In het geval een statistische parameter normaal verdeeld is geeft dit het 95% betrouwbaarheidsinterval weer. De lijn tussen de markers is slechts toegevoegd als een visuele hulp in deze figuren, maar geeft geen informatie over de krachten en momenten in de tussenliggende tijd. Bij het bepalen van het moment op de drempel is het zwaartepunt van de drempel gebruikt als referentiepunt. Een positief moment betekent een moment in wijzerrichting.

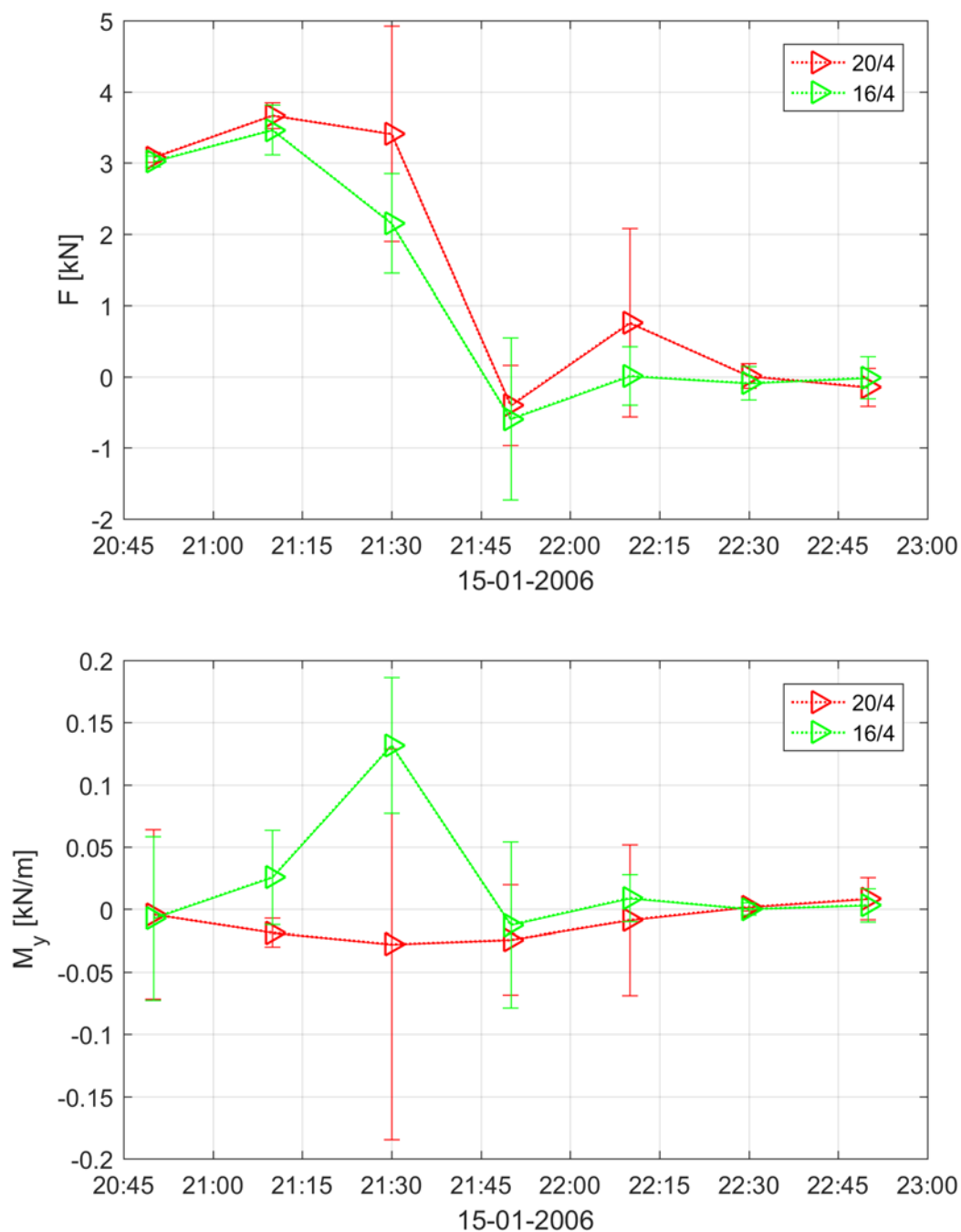
In case 1 blijken de hoogste krachten op te treden op de tijdstippen dat het debiet het sterkst is. De variatie in de kracht is meestal zwak behalve aan het eindpunt van de simulatie. De verschillen tussen de beide geometrieën zijn klein. Het moment is klein, wat aangeeft dat de hydrodynamische kracht dicht bij het middelpunt van de drempel aangrijpt.



Figuur 6-9: Tijdserie van de horizontale kracht (boven) en het moment (onder) op de drempel voor case 1. De markers tonen de tijdsgemiddelde waarde, de errorbars +/- 2 standaarddeviaties. De schaal verschilt voor Figuur 6-10 en Figuur 6-11.

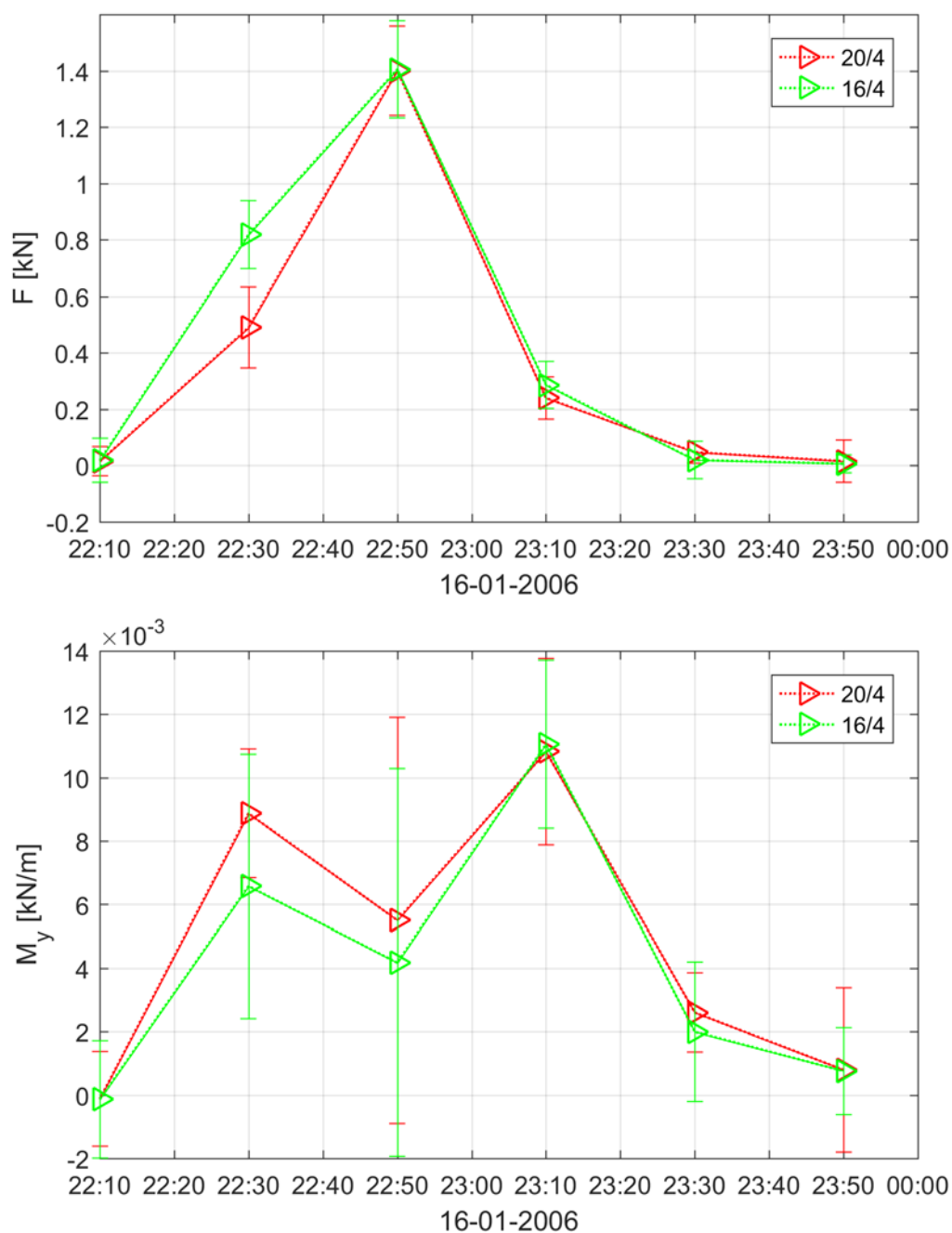
In case 2 worden de grootste krachten op de constructie uitgeoefend in het begin van de periode, wanneer de benedenstroomse waterstand het kleinst is. Dit komt door het waterstandsverschil aan beide zijden van de drempel. Wanneer de waterstand in de polder toeneemt, neemt de kracht op de drempel af.

De gemiddelde kracht is iets groter voor de taludhelling 20/4 dan voor een taludhelling van 16/4, hoewel er in de geometrie met een taludhelling van 20/4 wel een veel grotere variatie in de kracht optreedt dan in de geometrie met een taludhelling van 16/4 om 22h15, wanneer de watersprong zich zeer dicht bij de drempel bevindt, ook al is de kracht hier gemiddeld klein. Uit de stroombeelden van de stroming blijkt dat er op dit moment air packets worden ingevangen door de watersprong, die over de drempel worden geadvecteerd en die zo leiden tot sterke fluctuaties in de kracht op de drempel. Dit effect is waarschijnlijk een artefact van de tweedimensionale berekeningswijze. Het is daarom aan te raden een vergelijkende berekening met een volledig driedimensionaal model te doen. De momenten op de constructie zijn klein gedurende de gehele periode, wat suggereert dat het aangrijpingspunt van de hydrodynamische kracht rond het middelpunt van de drempel ligt. De kracht is kleiner om 21h30 dan om 21h10, hoewel de stroming dan sterker is. De reden is dat om 21h30, de watersprong ter plaatse van de drempel ligt, terwijl om 21h10 deze bovenstrooms ligt en er daarom op dit moment een groter drukverschil tussen de bovenstroomse en de benedenstroomse zijde van de drempel bestaat.



Figuur 6-10: Tijdserie van de horizontale kracht (boven) en het moment (onder) op de drempel voor case 2. De markers tonen de tijdsgemiddelde waarde, de errorbars +/- 2 standaarddeviaties. De schaal verschilt voor Figuur 6-9 en Figuur 6-11.

In case 3 zijn de waterstanden benedenstrooms hoog. Hierdoor is de waterstand aan beide zijden van de drempel vergelijkbaar, wat leidt tot een lage kracht en moment op de drempel gedurende de gehele periode voor beide cases.



Figuur 6-11: Tijdserie van de horizontale kracht (boven) en het moment (onder) op de drempel voor case 3. De markers tonen de tijdsgemiddelde waarde, de errorbars +/- 2 standaarddeviaties. De schaal verschilt van de Figuur 6-9 en Figuur 6-10.

7. CONCLUSIES EN AANBEVELINGEN

7.1 CONCLUSIES

Het opgebouwde CFD model simuleert stroming over een overlooppdijk in een gecontroleerd overstromingsgebied (GOG), met het doel de kracht op een drempel in de GOG te bepalen. Het model werd opgebouwd in OpenFOAM v5.0, volgens de overeengekomen eigenschappen en met state-of-the-art instellingen voor turbulentiemodellen, roostergrootte en solvers.

Er werd aandacht geschonken aan controle van Y^+ waarden in gebieden met significante stroming. In deze gebieden ligt de Y^+ waarde steeds boven de minimale waarde van 30. Tevens werd een roostergevoeligheidsanalyse uitgevoerd, die aantoonde dat de gebruikte roosterresolutie voldoende is.

De simulaties laten zien dat er steeds een watersprong gevormd wordt in de dissipatiestructuur. De locatie van de watersprong hangt enerzijds af van het instroomdebiet, waarbij een hoger debiet leidt tot een locatie van de watersprong dicht bij de drempel en anderzijds van de benedenstroomse waterstand, waarbij een hogere waterstand de watersprong verder van de drempel verplaatst in de richting van het talud van de overlooppdijk. In een enkele situatie, waarbij een hoog debiet gecombineerd wordt met een lage benedenstroomse waterstand kan de watersprong dicht tegen de drempel liggen. Hierbij is het maatgevende tijdstip voor de kracht op de constructie 21:10 in case 2, waarbij de watersprong net voor de drempel ligt. Twintig minuten later ligt de watersprong precies ter plaatse van de drempel en nemen de kracht op de drempel af. In het geval de benedenstroomse waterstand laag is wordt er meestal een superkritische stroming gevormd benedenstrooms van de drempel, die in een tweede watersprong ter plaatse van de gracht overgaat in een subkritische stroming verder benedenstrooms.

Uit de simulaties blijkt dat de grootste horizontale kracht op de drempel optreedt in het geval de waterstand benedenstrooms laag is. Dit komt door het drukverschil tussen de twee zijden van de drempel, maar er kan niet eenduidig uit de stromingsresultaten bepaald worden of het drukverschil de enige contributie is aan deze kracht. In het geval de waterstand benedenstrooms hoger wordt, neemt de horizontale kracht op de drempel af. In de meeste cases is de variatie in de kracht klein. Hoge fluctuaties in de kracht treden in één simulatie op (voor het talud van 20/4), wanneer luchtbellen door de watersprong worden ingevangen en over de drempel worden geadvecteerd, maar dit effect wordt waarschijnlijk te sterk weergegeven door de het gebruik van tweedimensionale berekeningen. Over het algemeen zijn de verschillen in de resultaten tussen de twee geometrieën beperkt. De grootste horizontale kracht is opgetreden in de niet-stationaire berekening voor case 2 (om 21:10) en is het grootst voor de geometrie met een taludhelling van 16:4.

7.2 AANBEVELINGEN

Het wordt aanbevolen om een validatie van de CFD berekeningen uit te voeren, door het uitvoeren van fysische modelproeven, zodat de berekende watersprongen en snelheden, alsmede de positie van de watersprong hiermee vergeleken kunnen worden.

Daarnaast wordt het aanbevolen een vergelijkende driedimensionale berekening uit te voeren om te bepalen wat de invloed het gebruik van een tweedimensionale benadering is. Dit is noodzakelijk, aangezien gekend is dat er in het geval van de vorming van fronten in numerieke berekeningen verschillen kunnen ontstaan tussen tweedimensionale en driedimensionale berekeningen (bijvoorbeeld Necker et al, 2002). Het invangen van luchtbellen door de watersprong, waardoor sterke fluctuaties in de kracht optreden, is mogelijk het gevolg van het gebruik van tweedimensionale berekeningen en het gebruik van een driedimensionale berekening zou meer inzicht kunnen verschaffen over het belang van dit effect.

8. REFERENTIES

Battjes J.A. (1999) Collegehandleiding Vloeistofmechanica. TU Delft faculteit Civiele Techniek en Geowetenschappen

Breugem, W. A.; Decrop, B.; Rauwoens P.; Van Hoydonck, W.; Verelst, K.; Peeters, P.; Mostaert, F. (2016). Hydraulic study of breaking logs in lock filling with gate openings: Subreport 3 – CFD modelling of lock chamber filling. Version 4.0. WL Reports, 14_050. Flanders Hydraulics Research, International Marine and Dredging Consultants nv and KULeuven: Antwerp, Belgium..

Coles, D., (1956). The law of the wake in the turbulent boundary layer. *Journal of Fluid Mechanics*, 1(2), pp.191-226.

Lennon J.M. & Hill D. (2006). Particle image velocity measurements of undular and hydraulic jumps. *J. Hydraul. Eng.*, 132(12), 1283–1294.

Necker, F., Härtel, C., Kleiser, L., & Meiburg, E. (2002). High-resolution simulations of particle-driven gravity currents. *International Journal of Multiphase Flow*, 28(2), 279-300.

Bijlage A Contourplots van stroomsnelheid

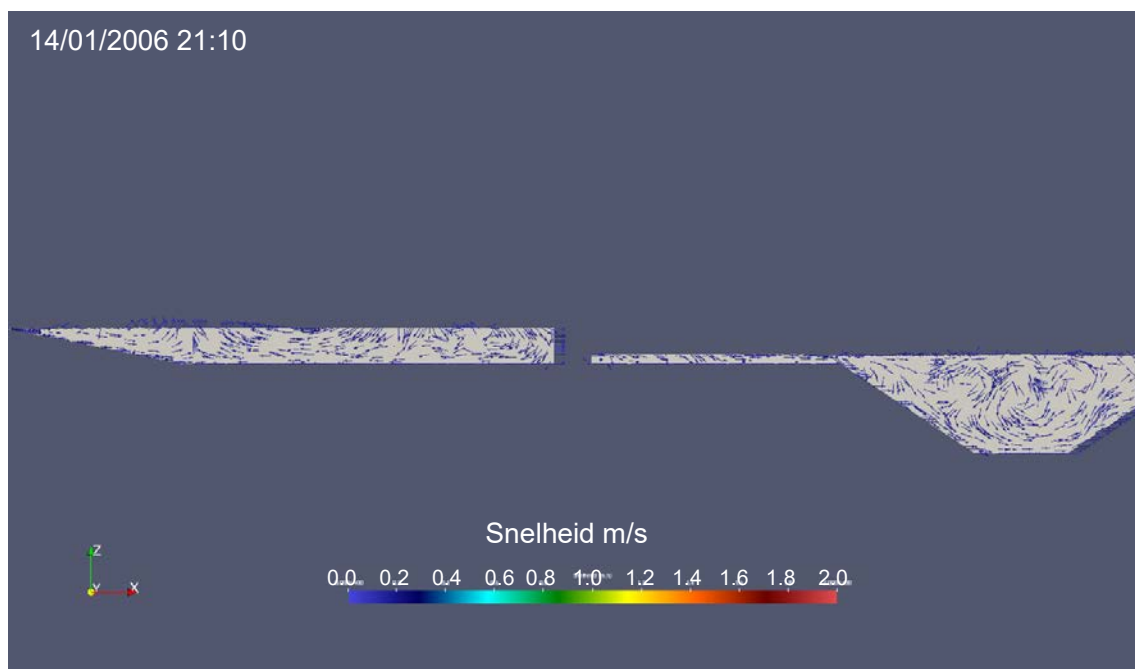
A.1 Niet-stationaire case 1

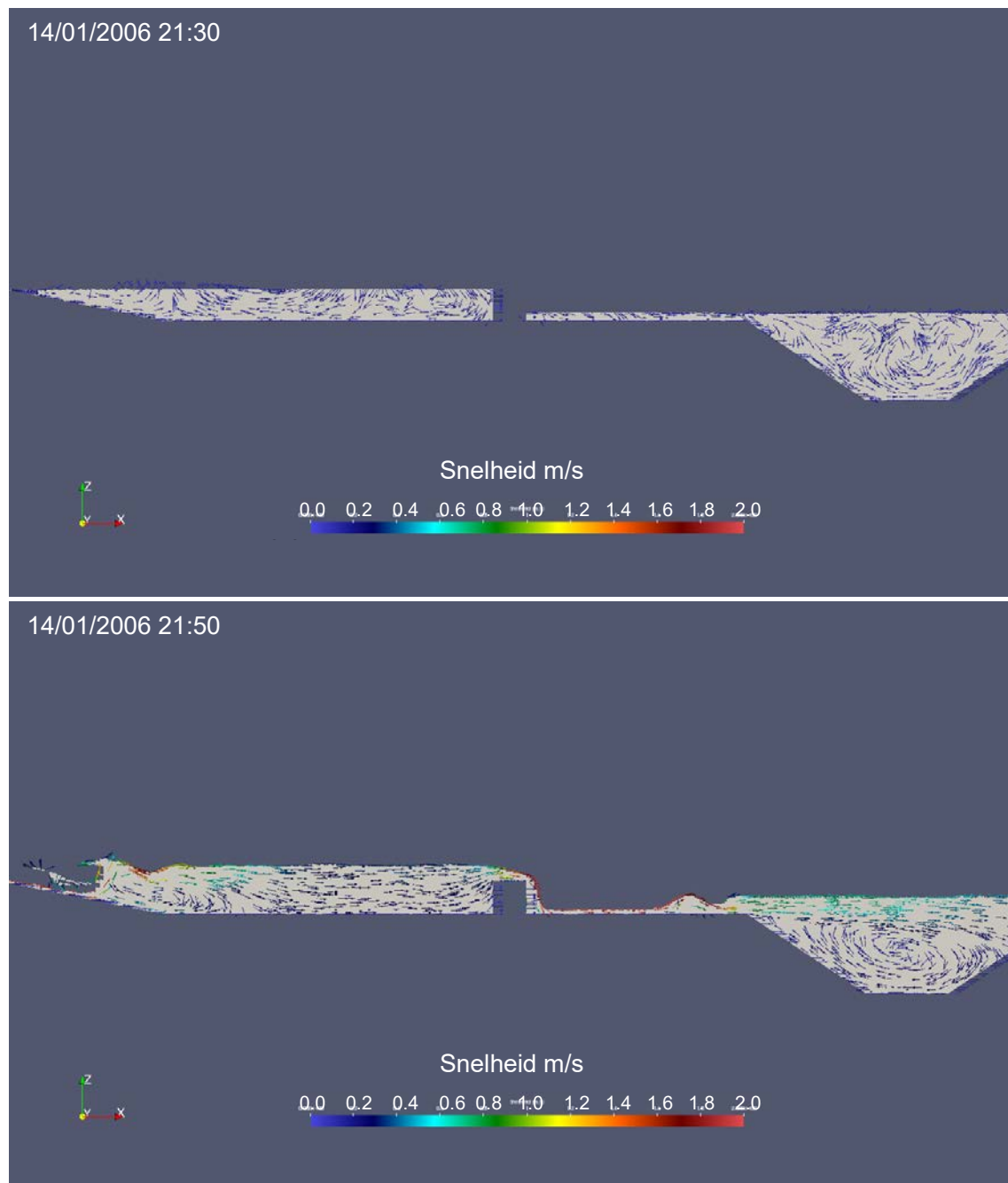
In deze appendix worden de waterstanden en snelheden getoond voor de niet-stationaire case 1.

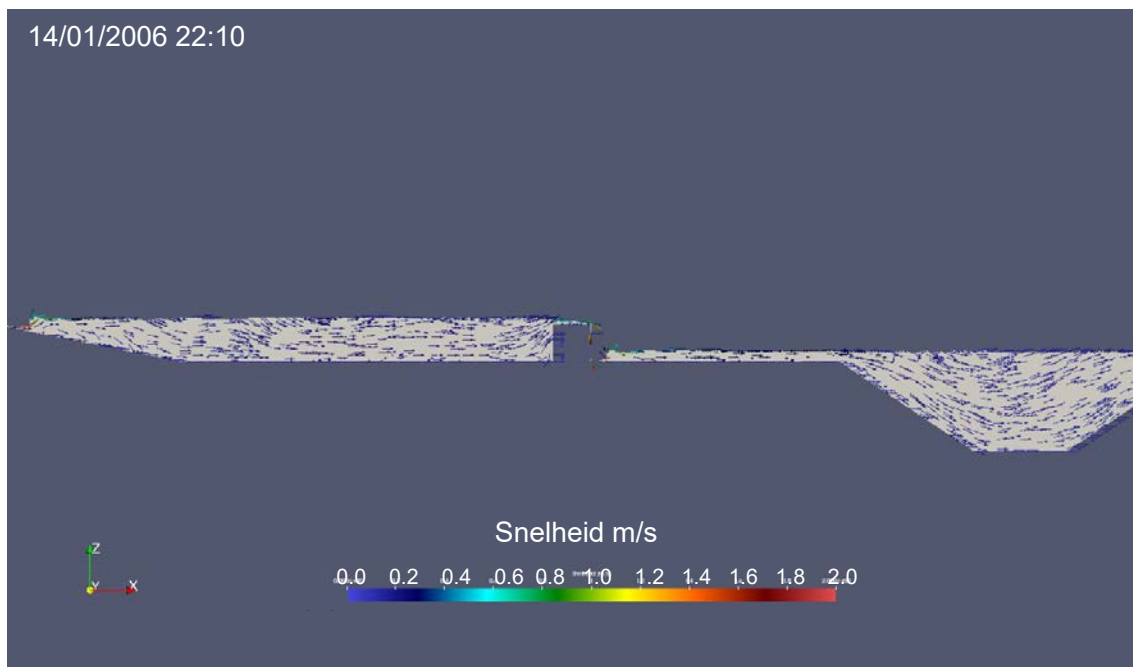
De volgende tijdstippen worden getoond:

- 14/01/2006 21:10
- 14/01/2006 21:30
- 14/01/2006 21:50
- 14/01/2006 22:10

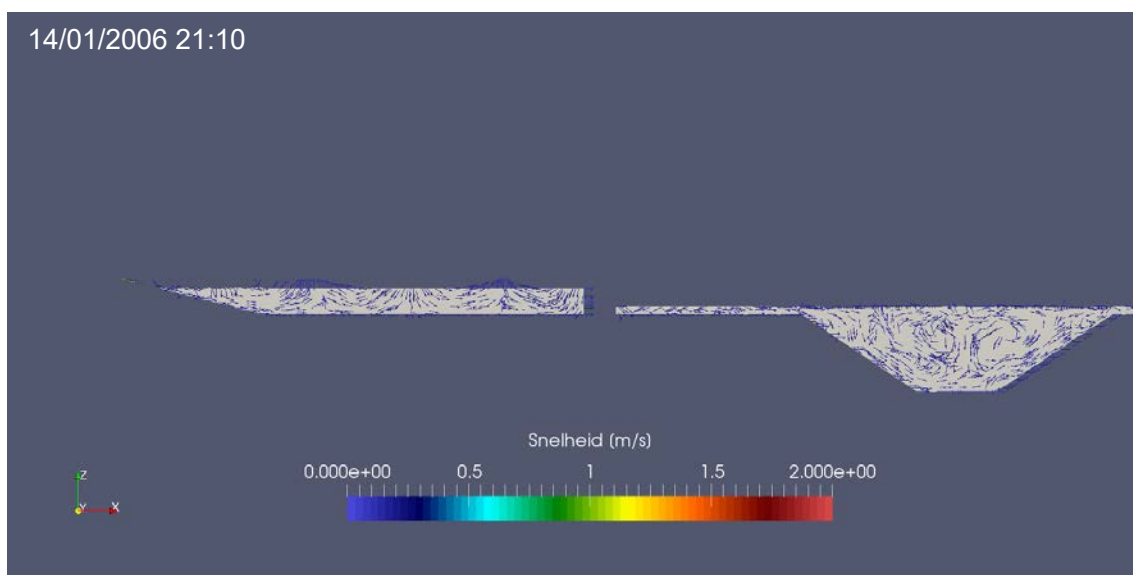
A.1.1 Taludhelling van 20:4

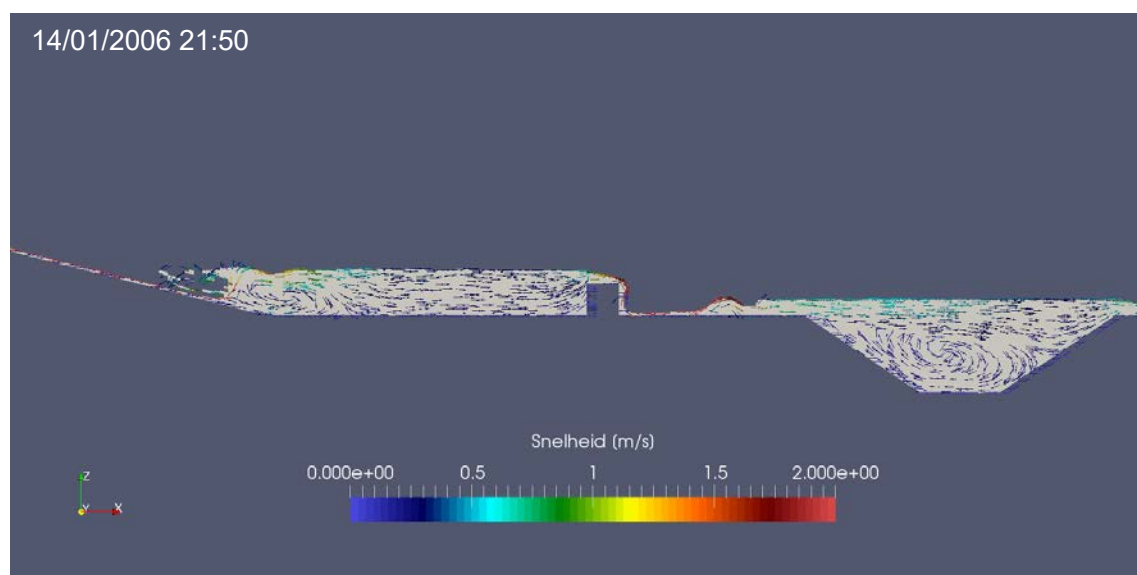
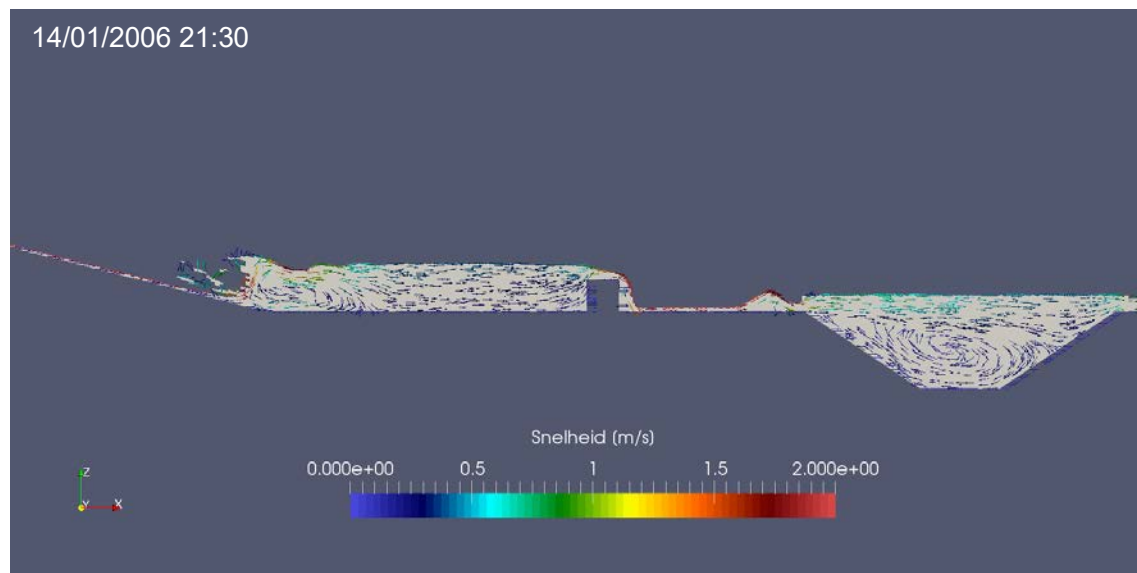


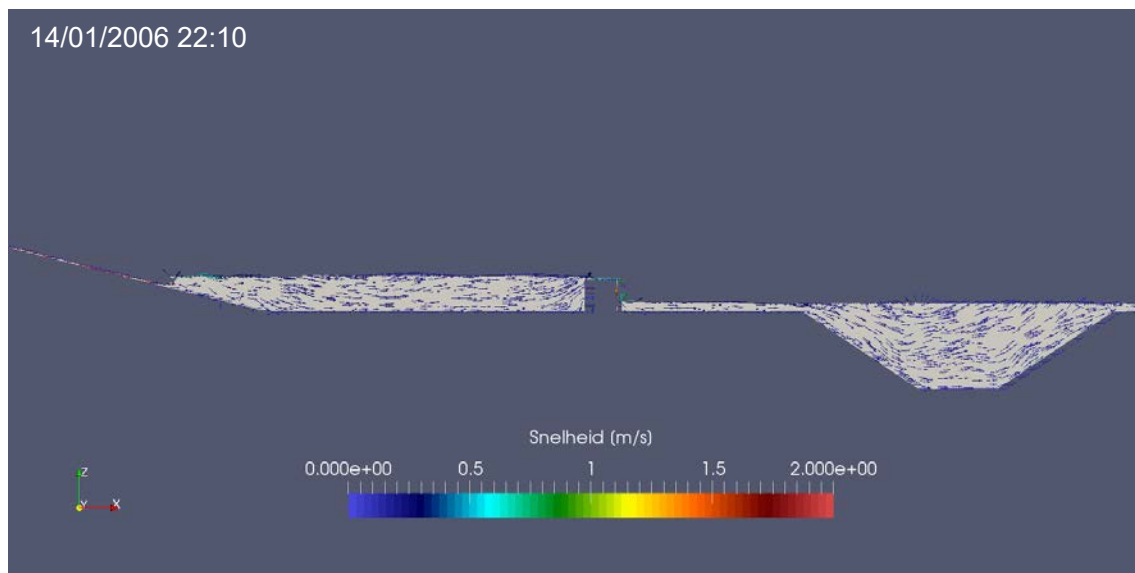




A.1.2 Taludhelling van 16:4







A.2 Niet-stationaire case 2

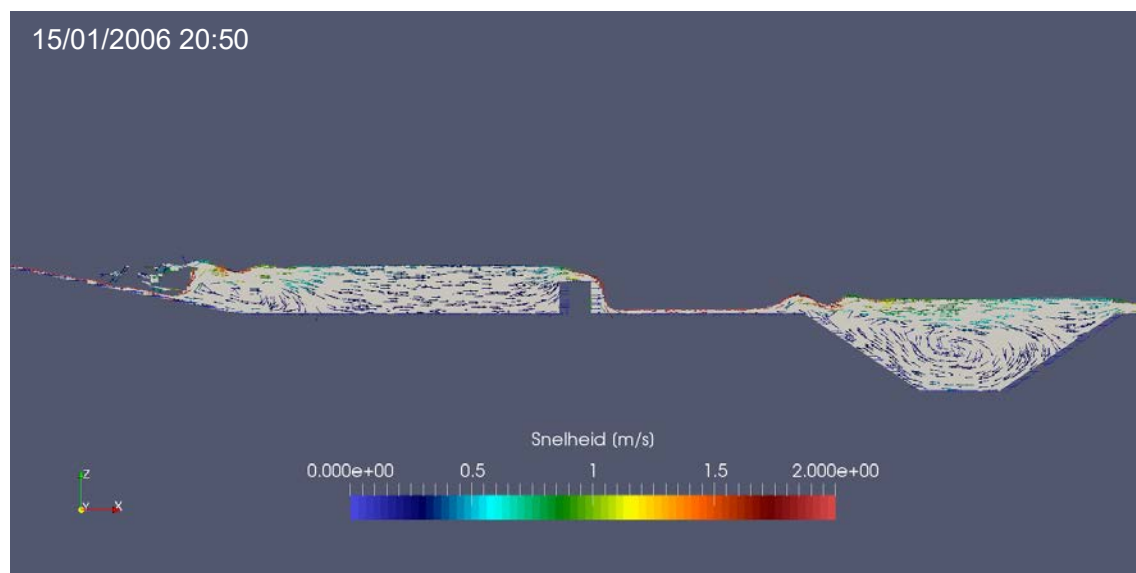
A.2.1 Taludhelling van 20:4

In deze appendix worden de waterstanden en snelheden getoond voor de niet-stationaire case 2, met een taludhelling van 20:4, steeds na een berekening van 120 s.

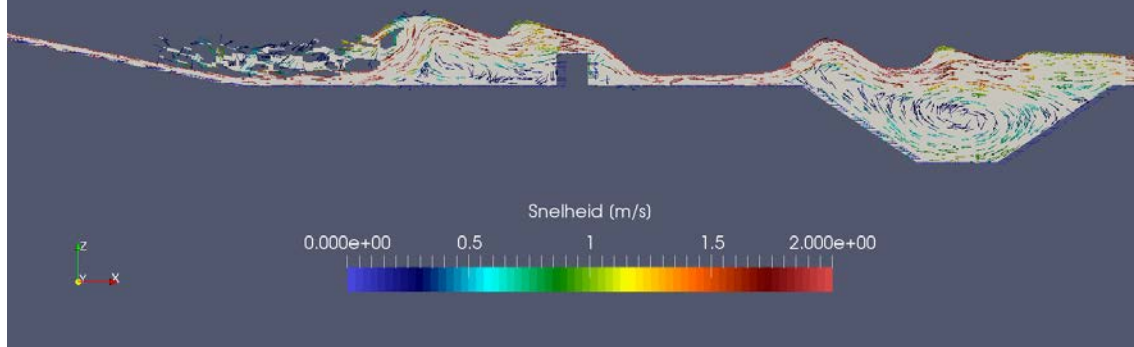
De volgende tijdstippen worden getoond:

- 15/01/2006 20:50
- 15/01/2006 21:10
- 15/01/2006 21:30
- 15/01/2006 21:50
- 15/01/2006 22:10
- 15/01/2006 22:30
- 15/01/2006 22:50

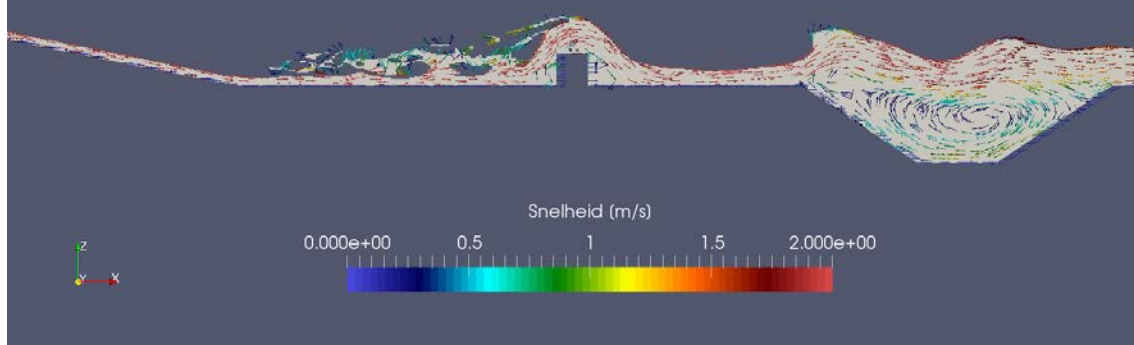
Merk op dat de laatste drie tijdstippen worden getoond over een groter gedeelte van het rekendomein, omdat in dit geval de watersprong zich door de hogere waterstand naar bovenstrooms verplaatst.



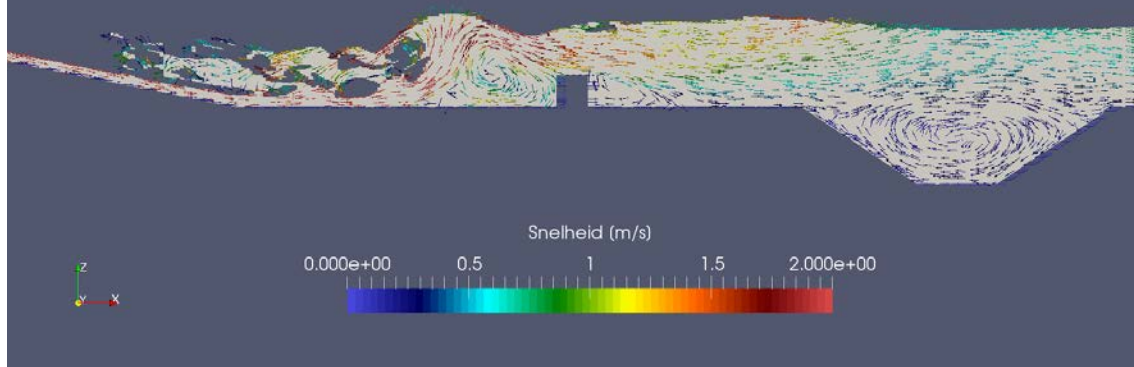
15/01/2006 21:10

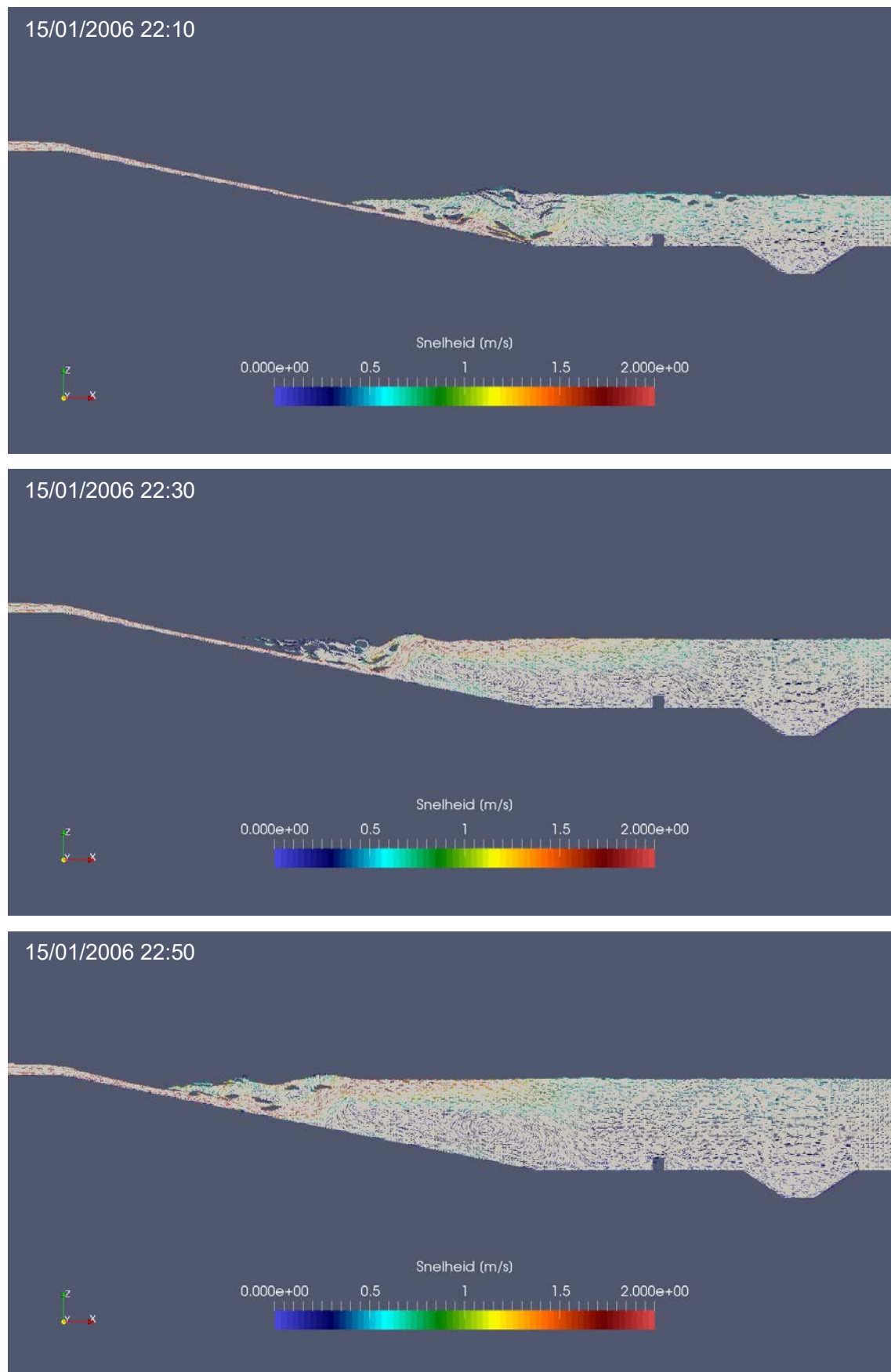


15/01/2006 21:30



15/01/2006 21:50





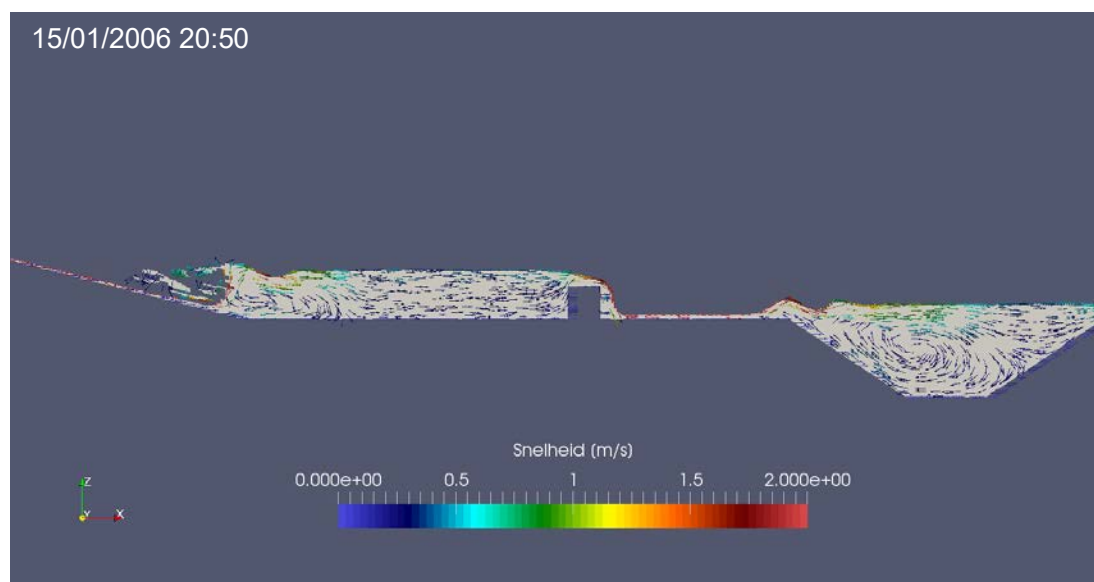
A.2.2 Taludhelling van 16:4

In deze appendix worden de waterstanden en snelheden getoond voor de niet-stationaire case 2, met een taludhelling van 20:4, steeds na een berekening van 120 s.

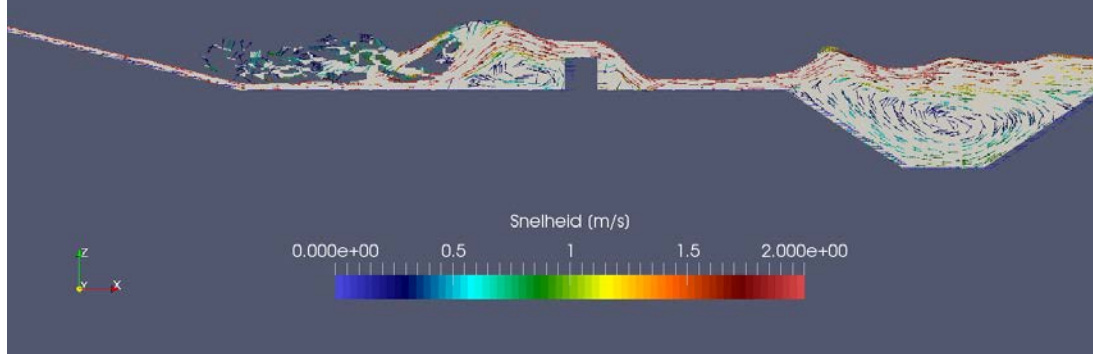
De volgende tijdstippen worden getoond:

- 15/01/2006 20:50
- 15/01/2006 21:10
- 15/01/2006 21:30
- 15/01/2006 21:50
- 15/01/2006 22:10
- 15/01/2006 22:30
- 15/01/2006 22:50

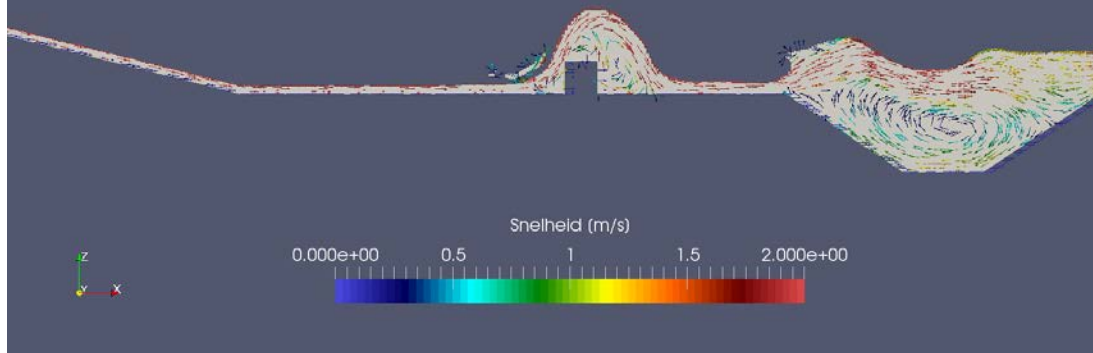
Merk op dat de laatste drie tijdstippen worden getoond over een groter gedeelte van het rekendomein, omdat in dit geval de watersprong zich door de hogere waterstand naar bovenstrooms verplaatst.



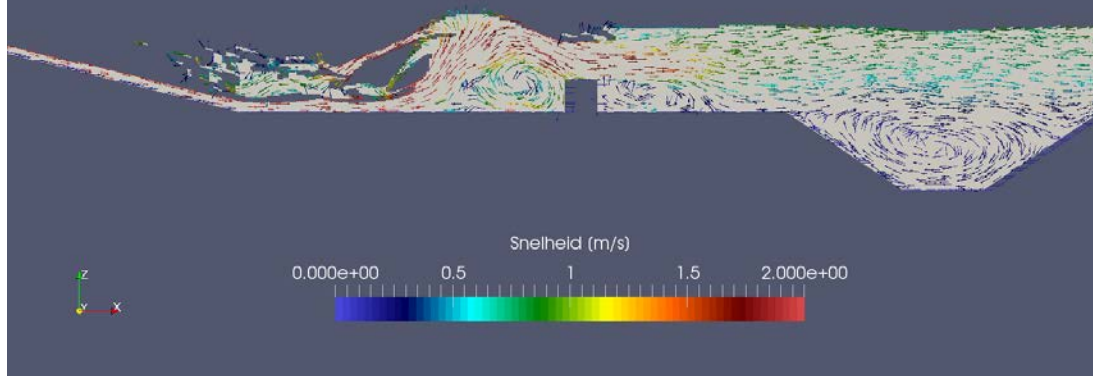
15/01/2006 21:10

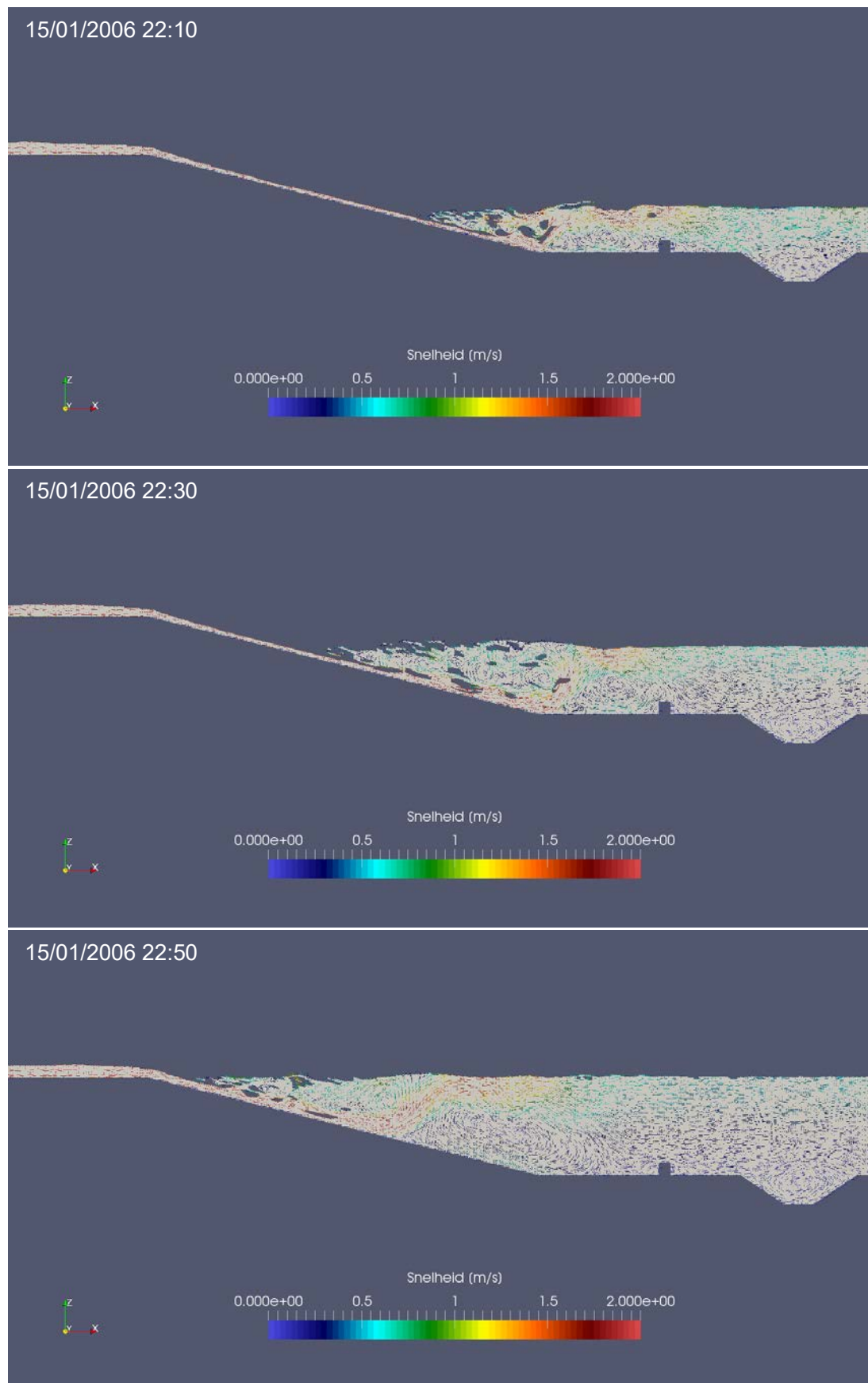


15/01/2006 21:30



15/01/2006 21:50





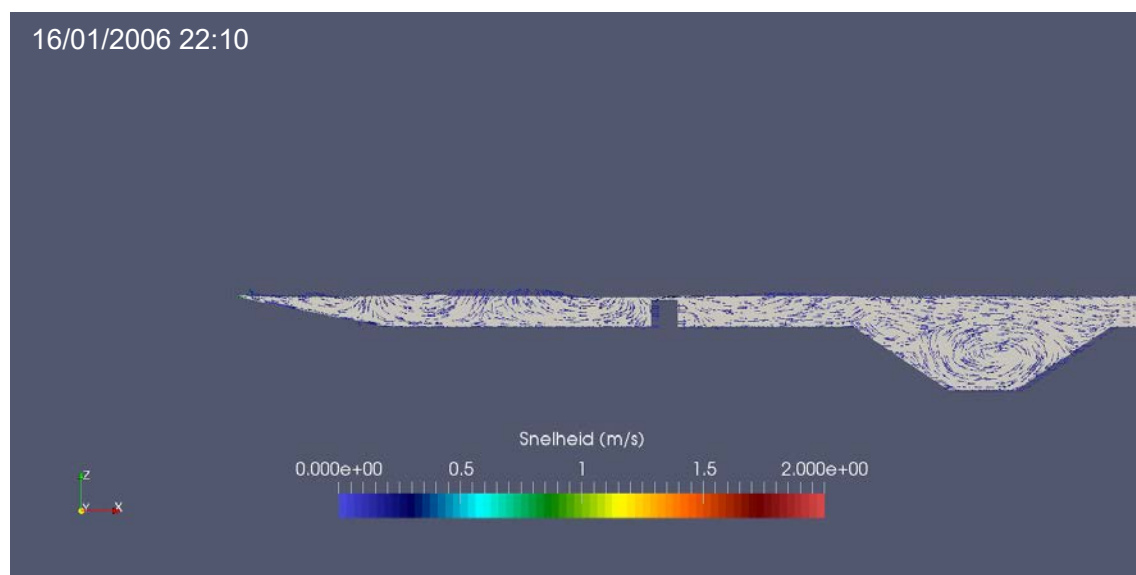
A.3 Niet-stationaire case 3

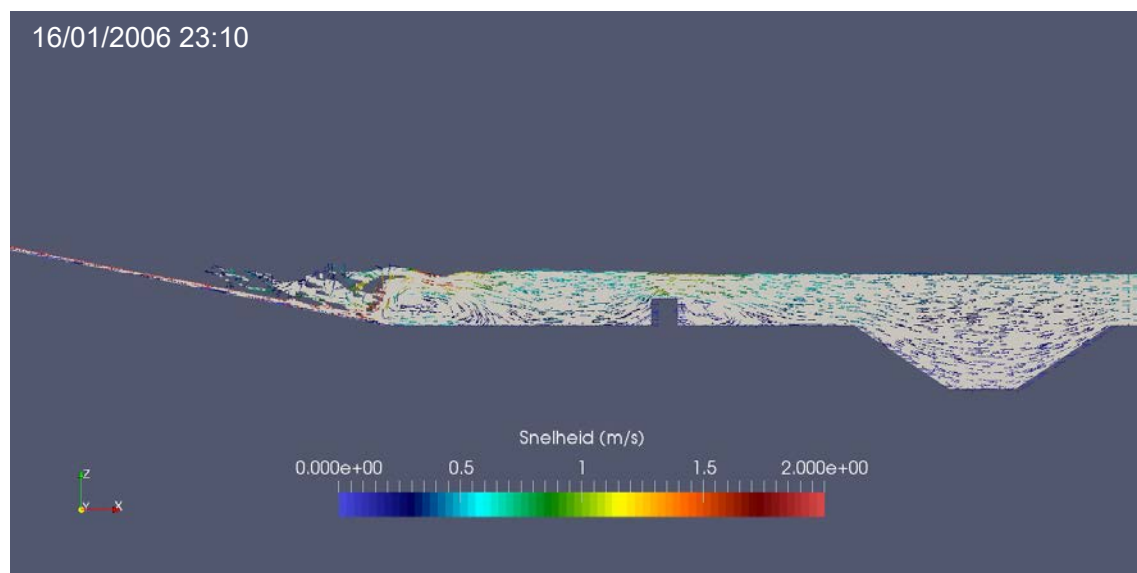
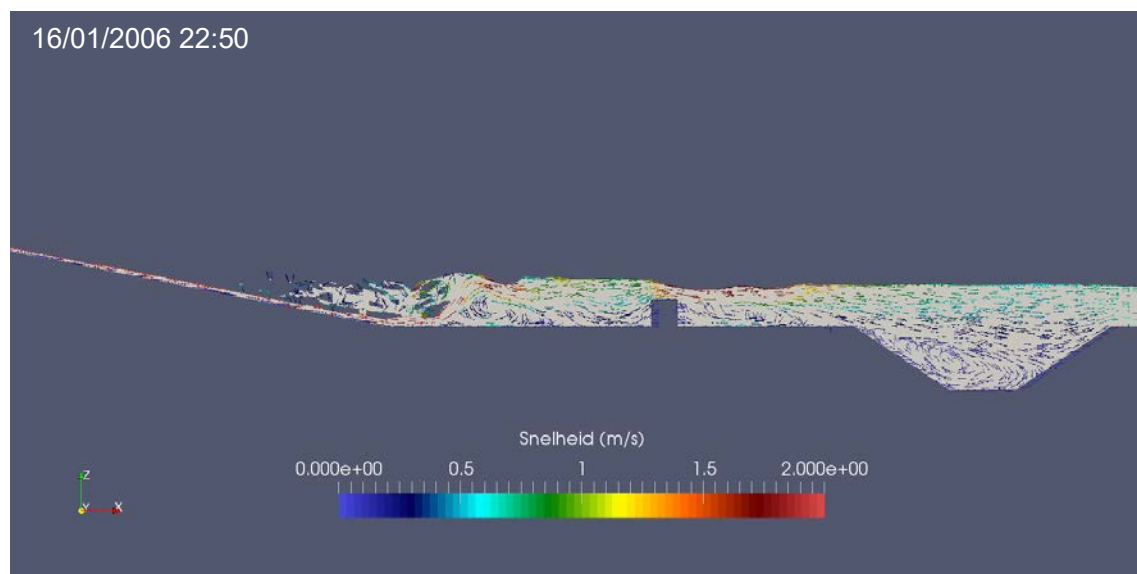
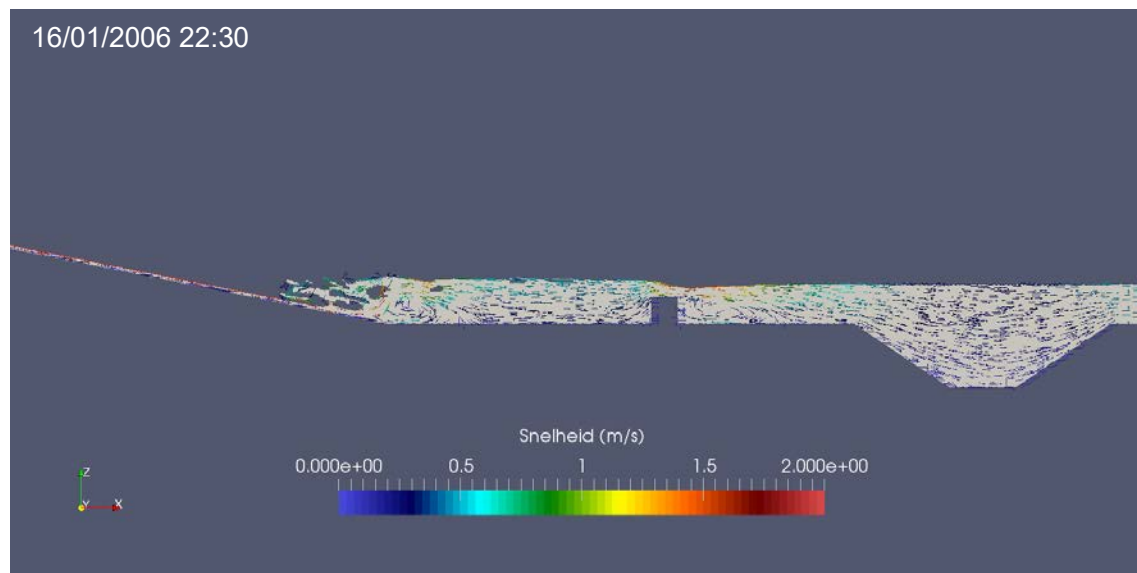
A.3.1 Taludhelling van 20:4

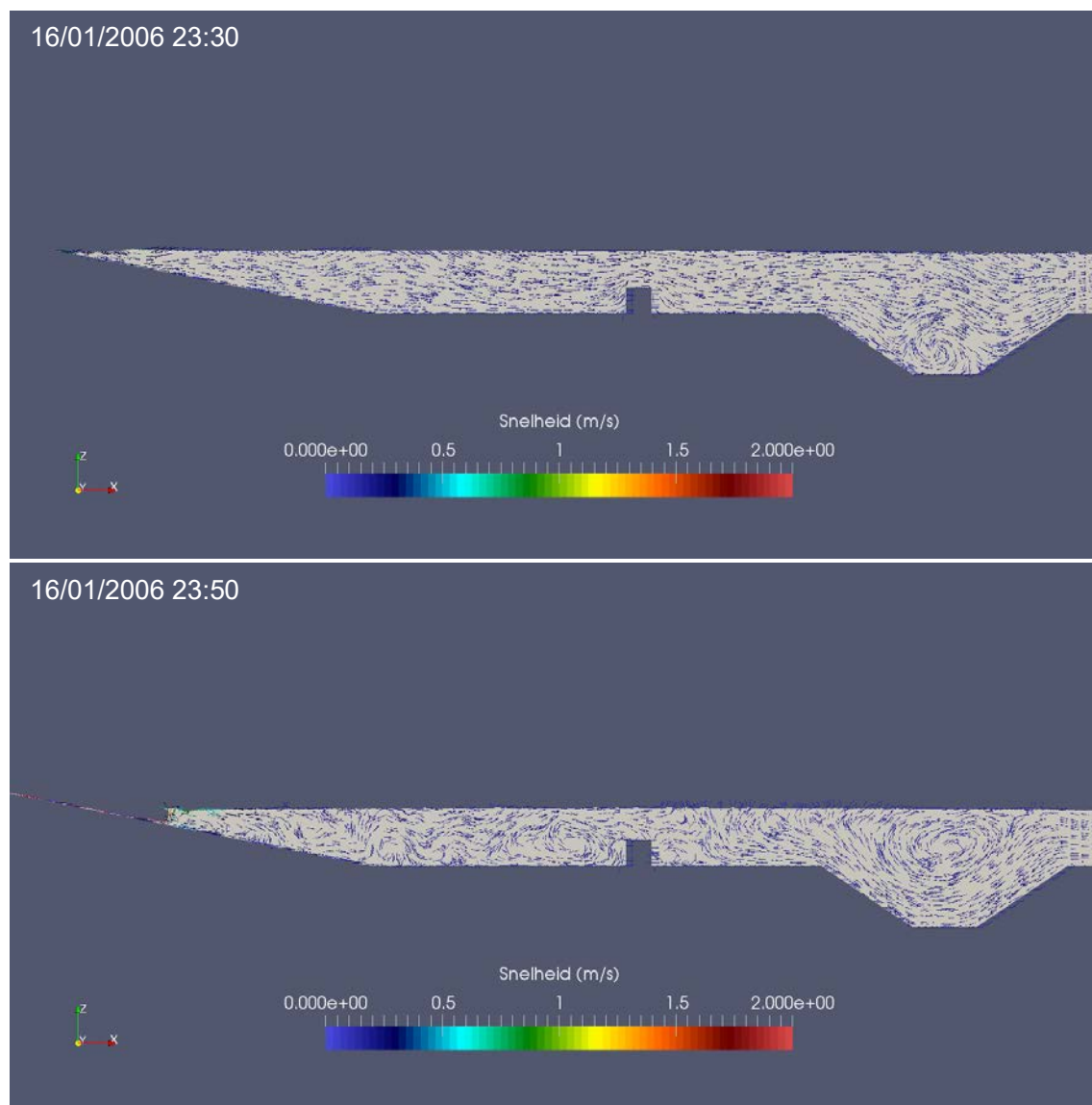
In deze appendix worden de waterstanden en snelheden getoond voor de niet-stationaire case 2, met een taludhelling van 20:4, steeds na een berekening van 105 s.

De volgende tijdstippen worden getoond:

- 16/01/2006 22:10
- 16/01/2006 22:30
- 16/01/2006 22:50
- 16/01/2006 23:10
- 16/01/2006 23:30
- 16/01/2006 23:50







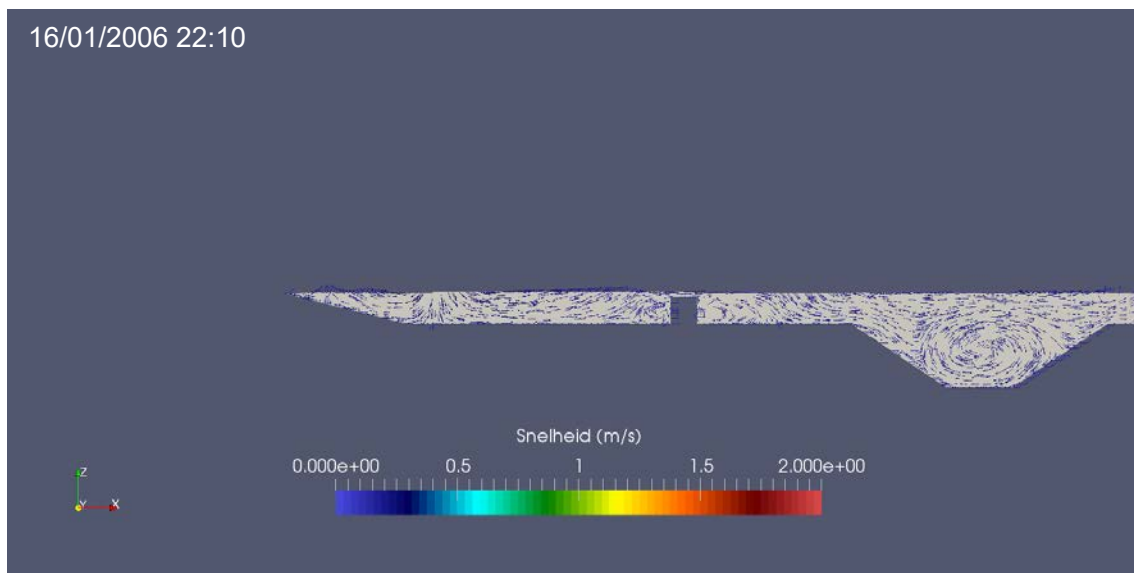
A.3.2 Taludhelling van 16:4

In deze appendix worden de waterstanden en snelheden getoond voor de niet-stationaire case 2, met een taludhelling van 16:4, steeds na een berekening van 105 s.

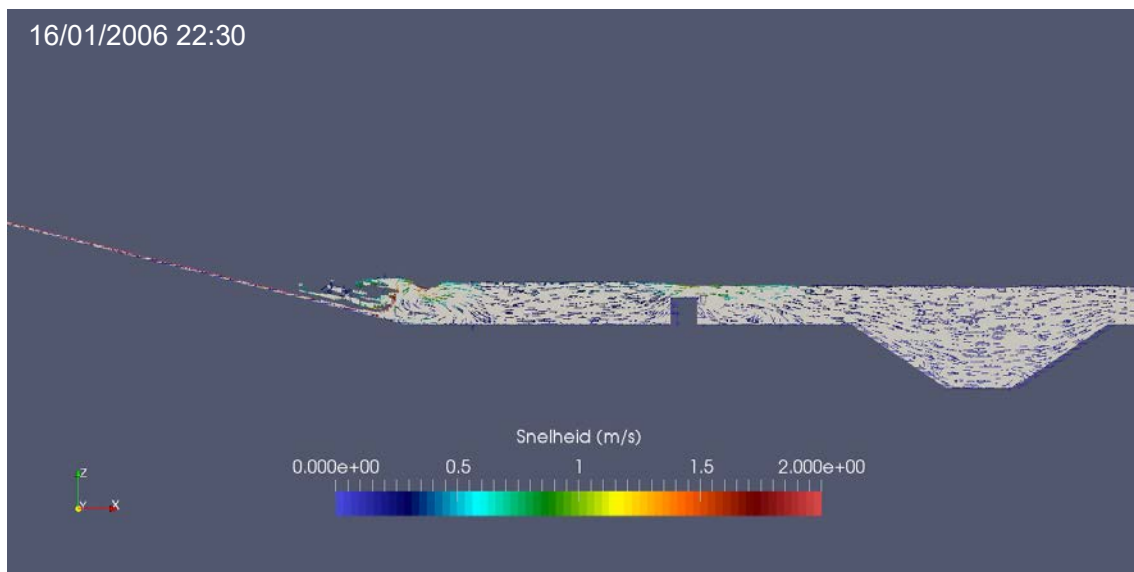
De volgende tijdstippen worden getoond:

- 16/01/2006 22:10
- 16/01/2006 22:30
- 16/01/2006 22:50
- 16/01/2006 23:10
- 16/01/2006 23:30
- 16/01/2006 23:50

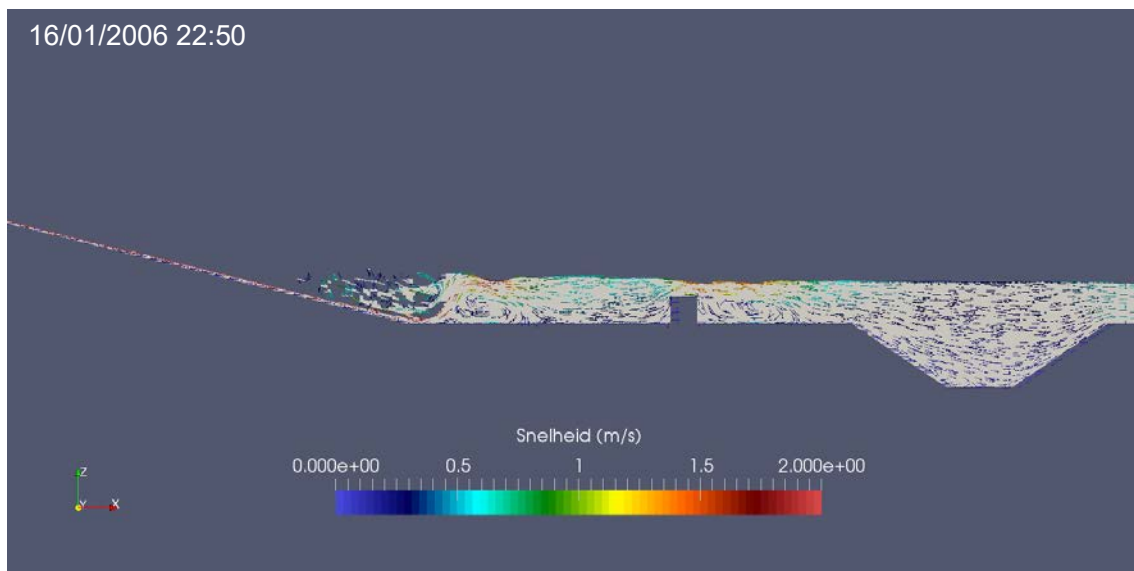
16/01/2006 22:10

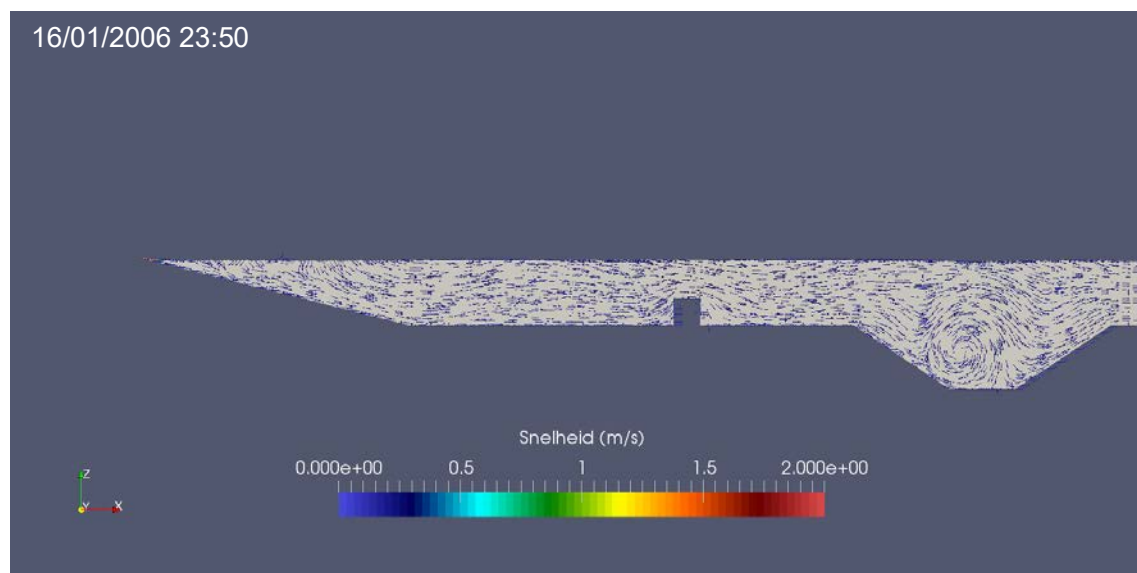
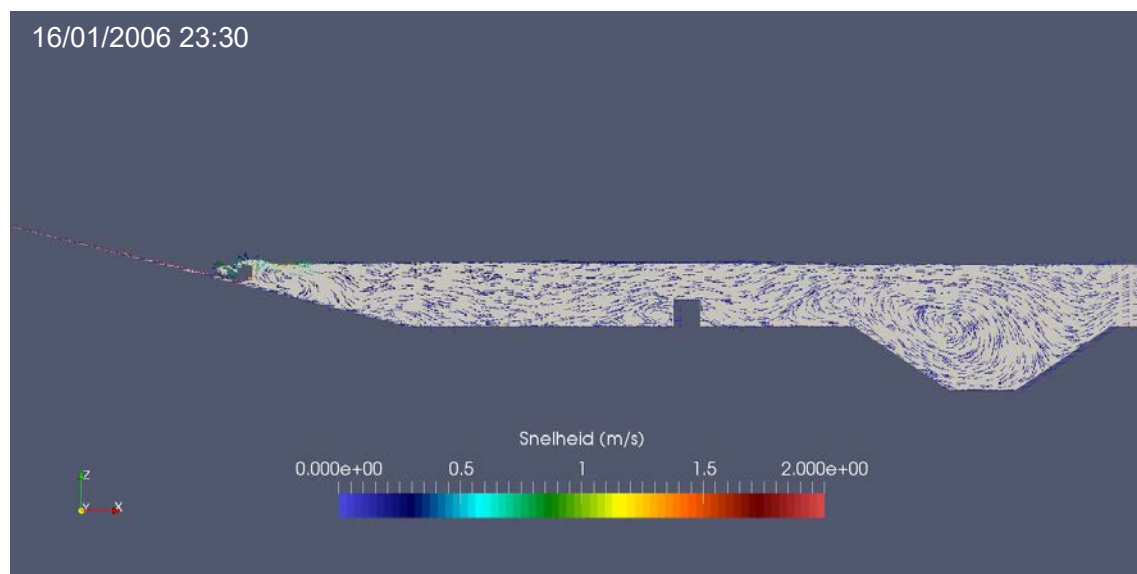
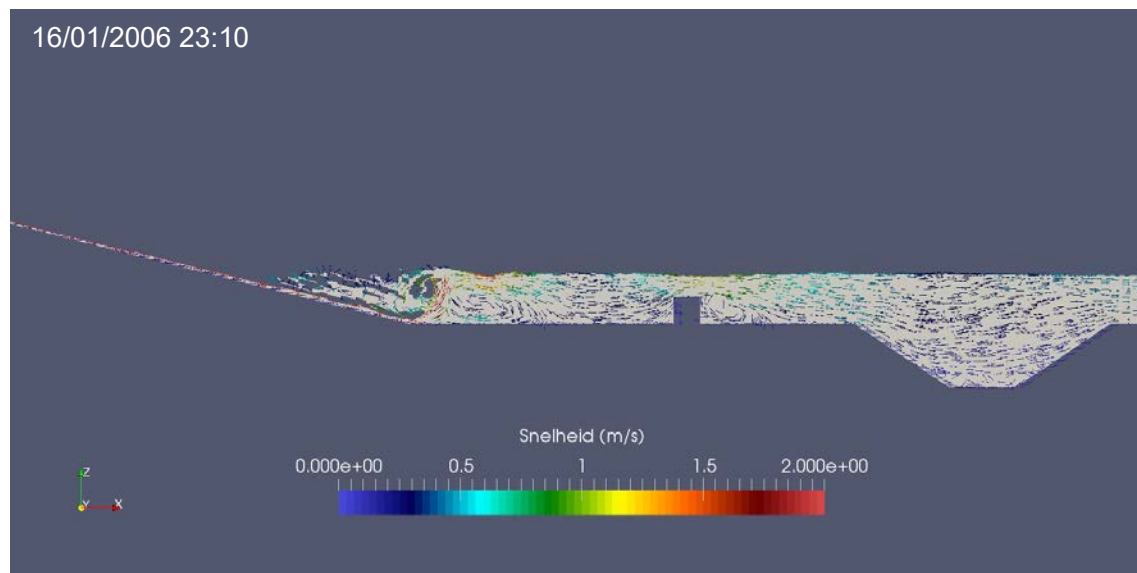


16/01/2006 22:30



16/01/2006 22:50





DEPARTEMENT **MOBILITEIT & OPENBARE WERKEN**
Waterbouwkundig Laboratorium

Berchemlei 115, 2140 Antwerpen

T +32 (0)3 224 60 35

F +32 (0)3 224 60 36

waterbouwkundiglabo@vlaanderen.be

www.waterbouwkundiglaboratorium.be