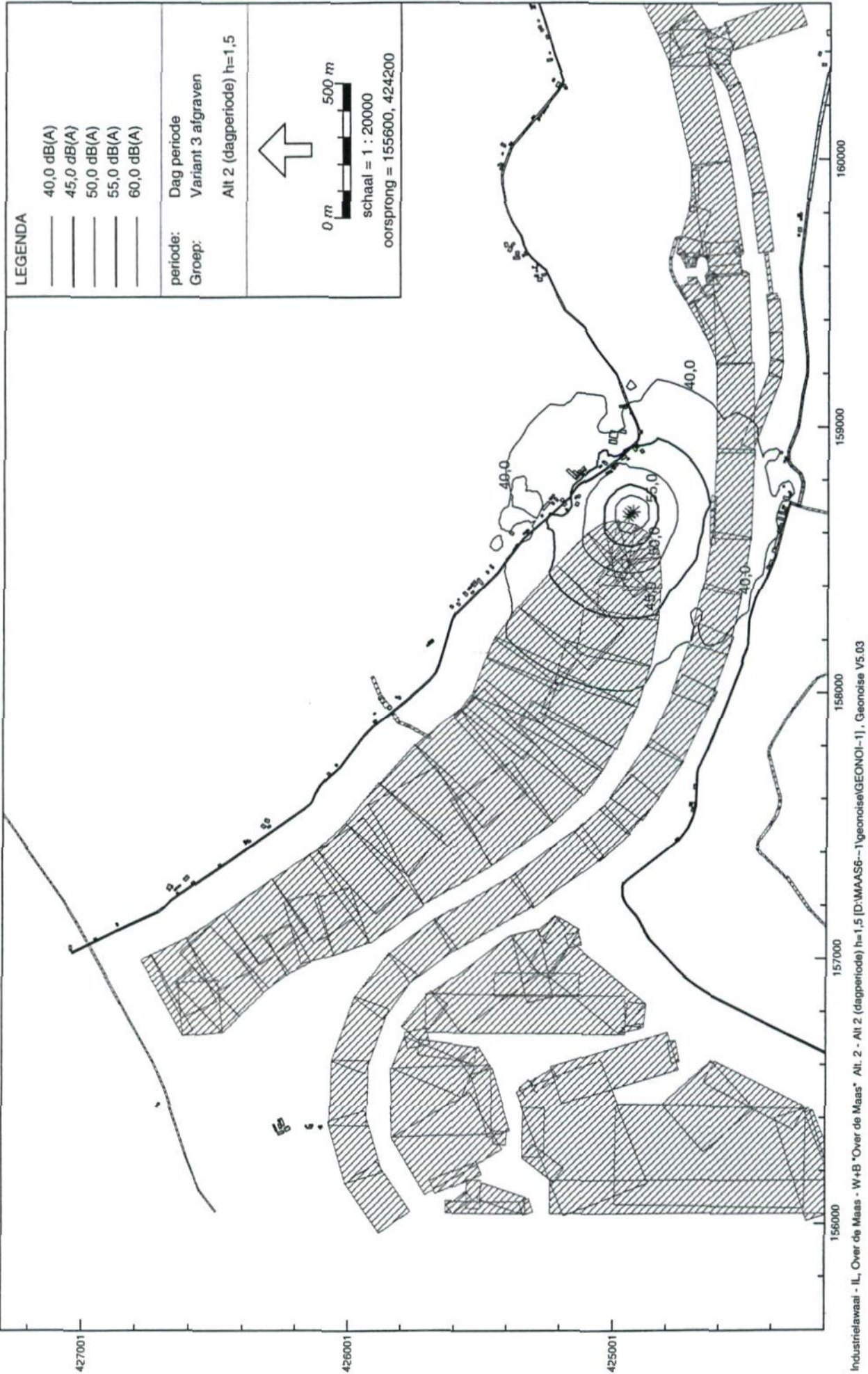
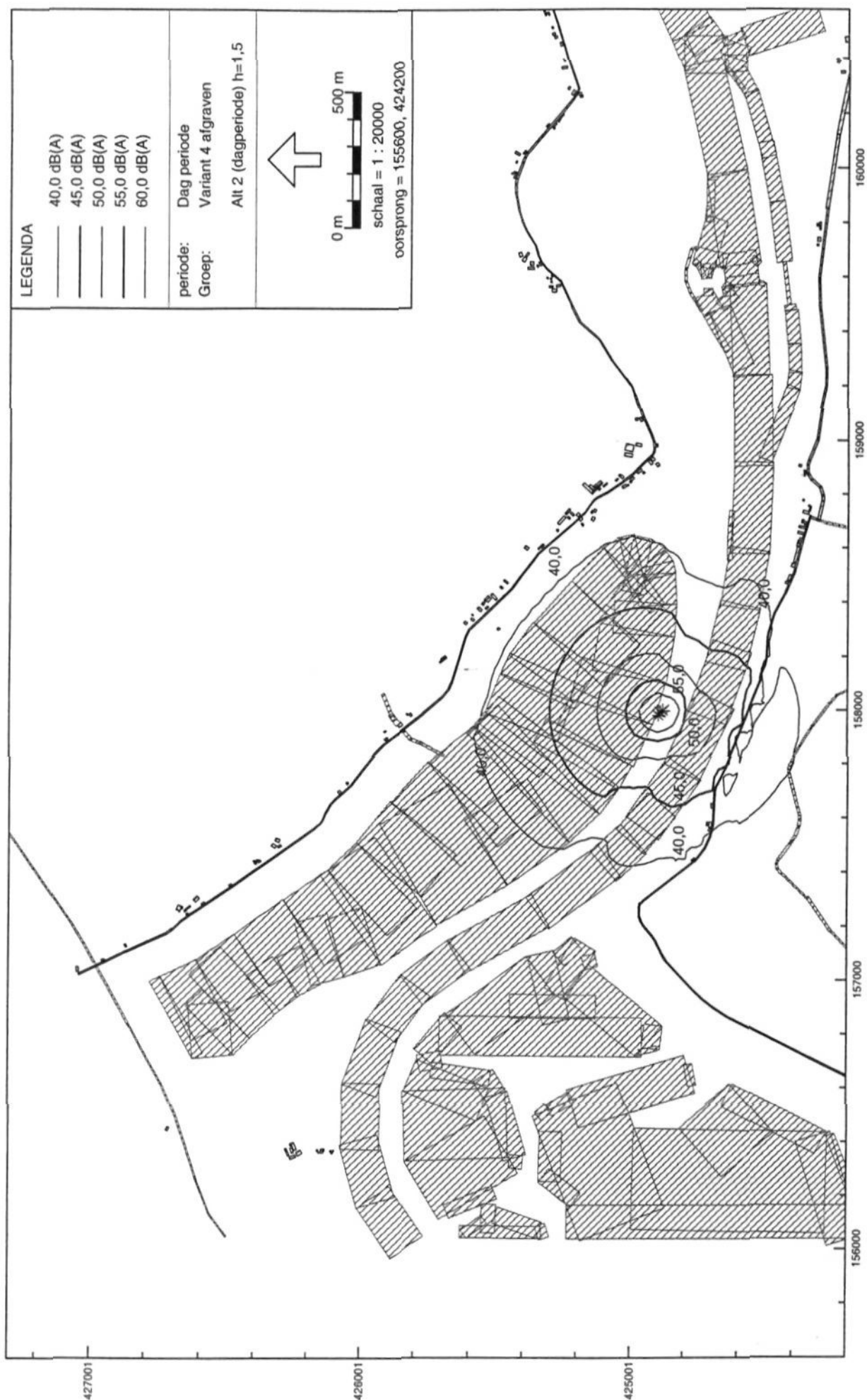
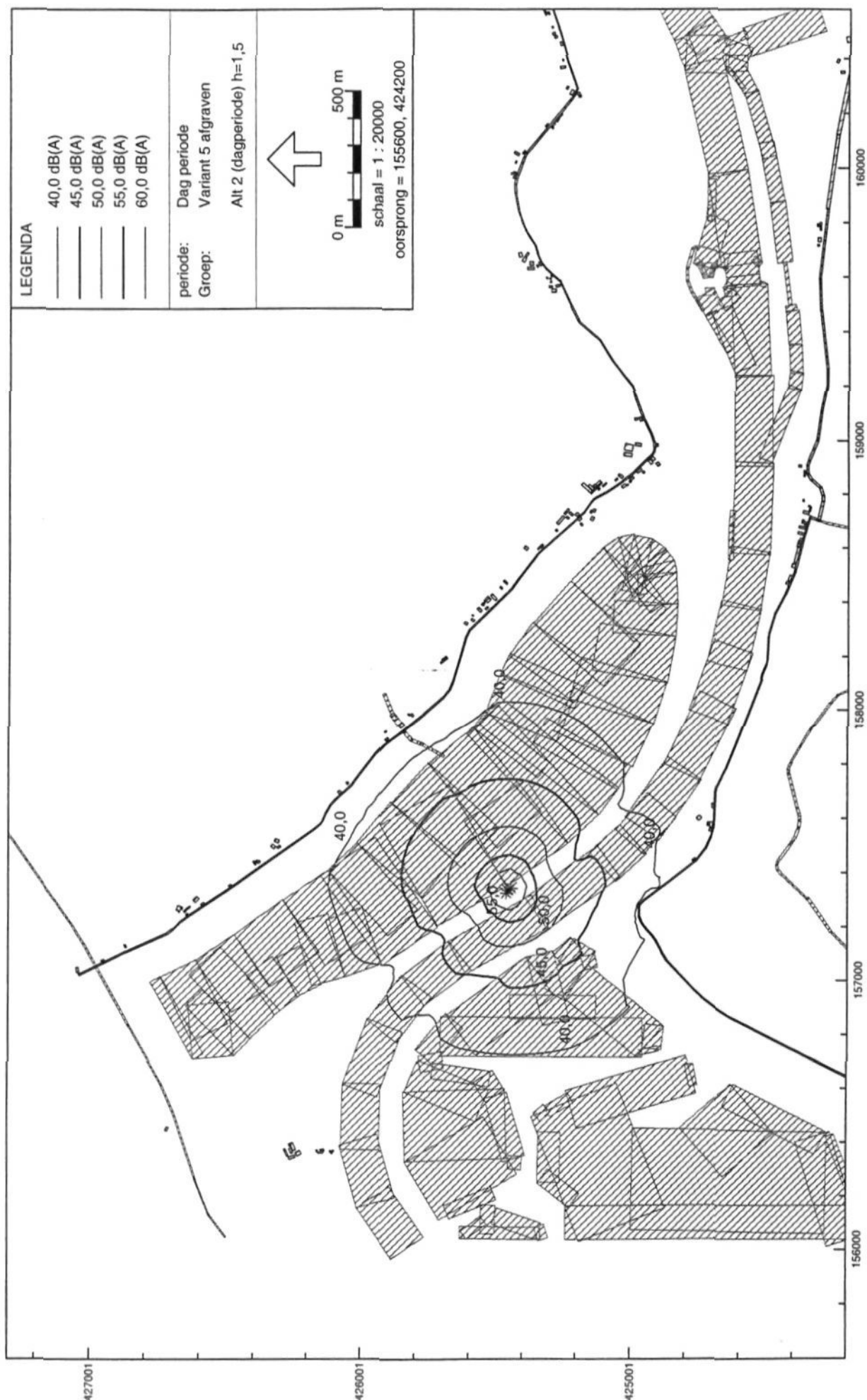
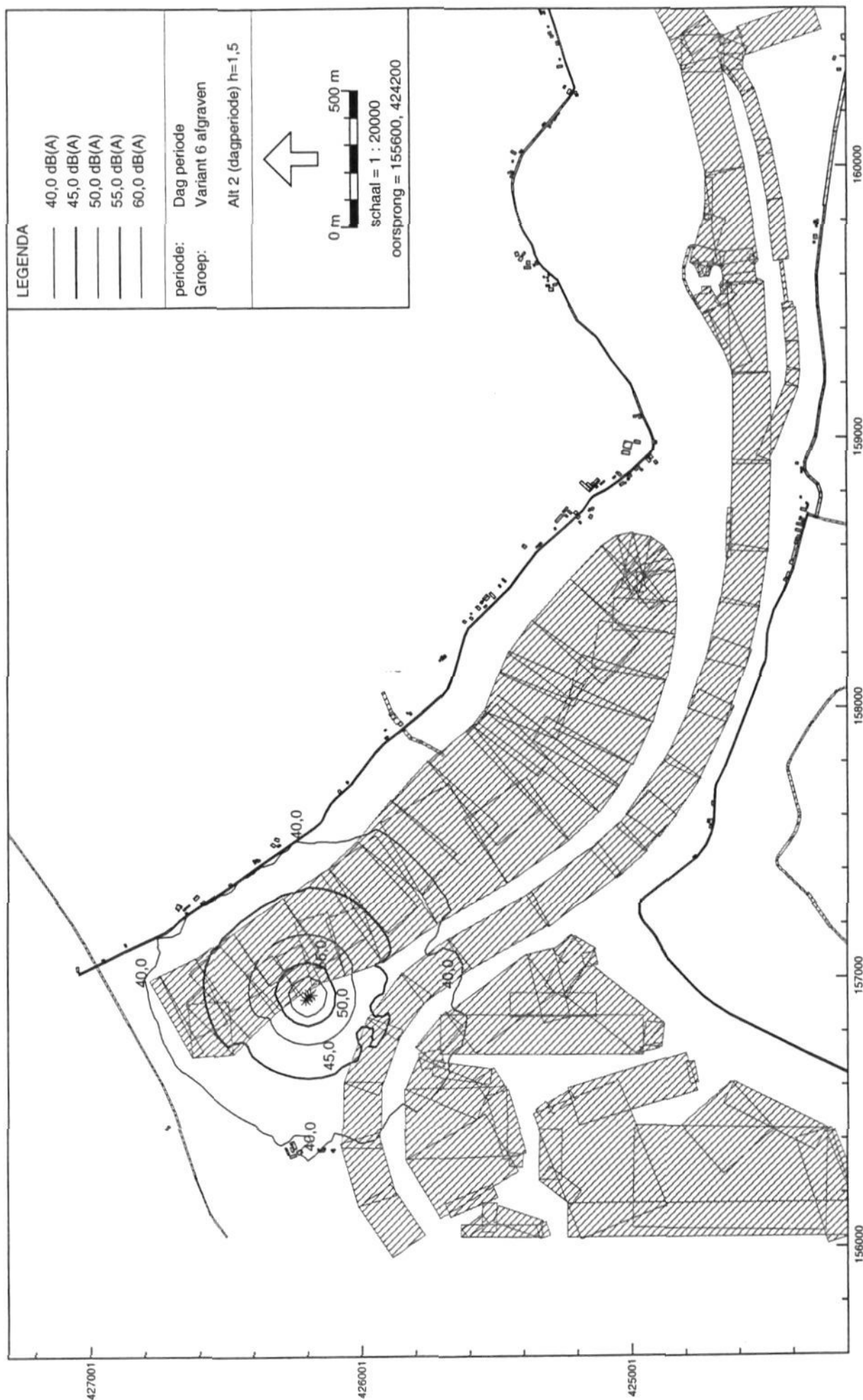
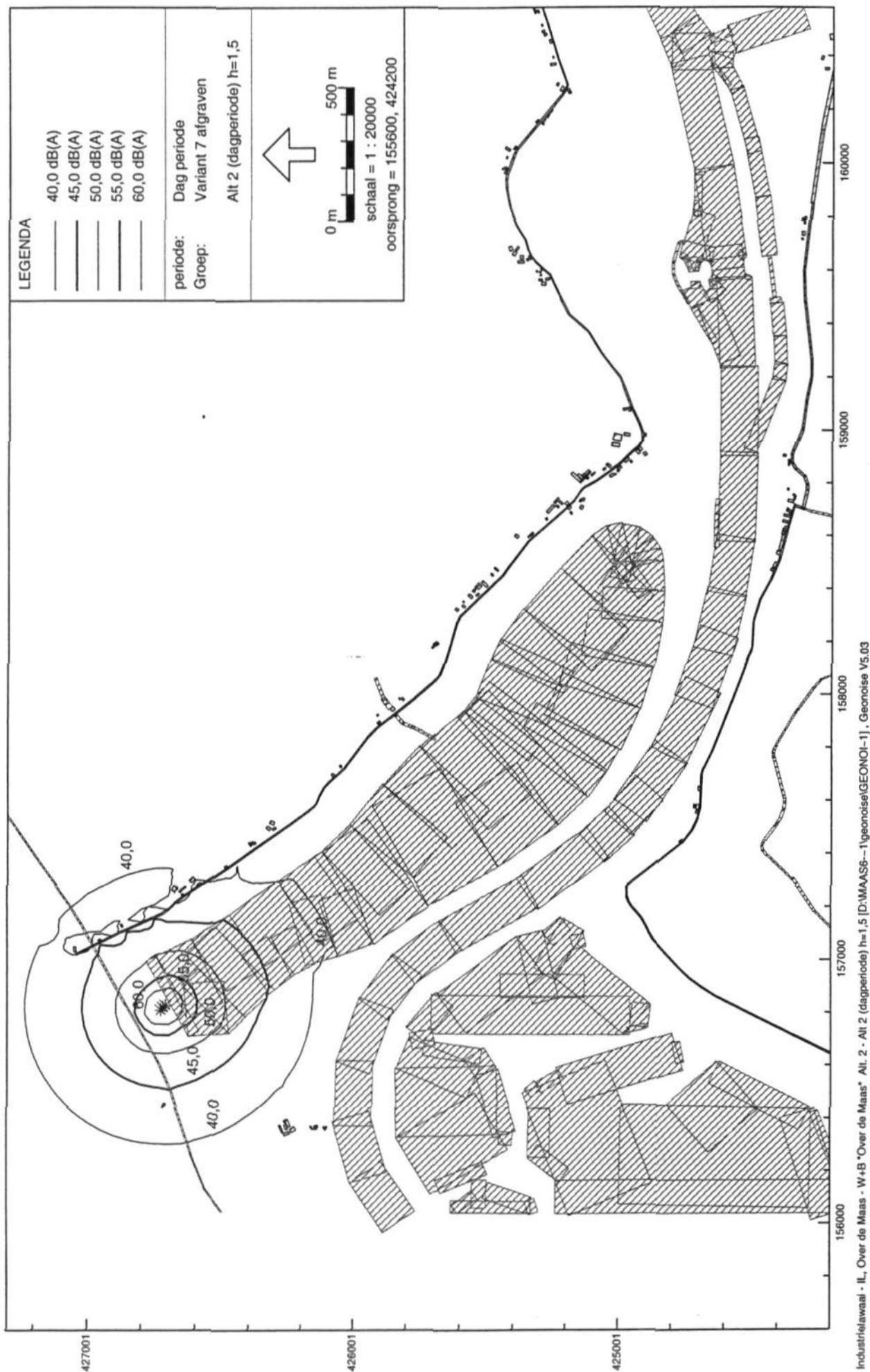


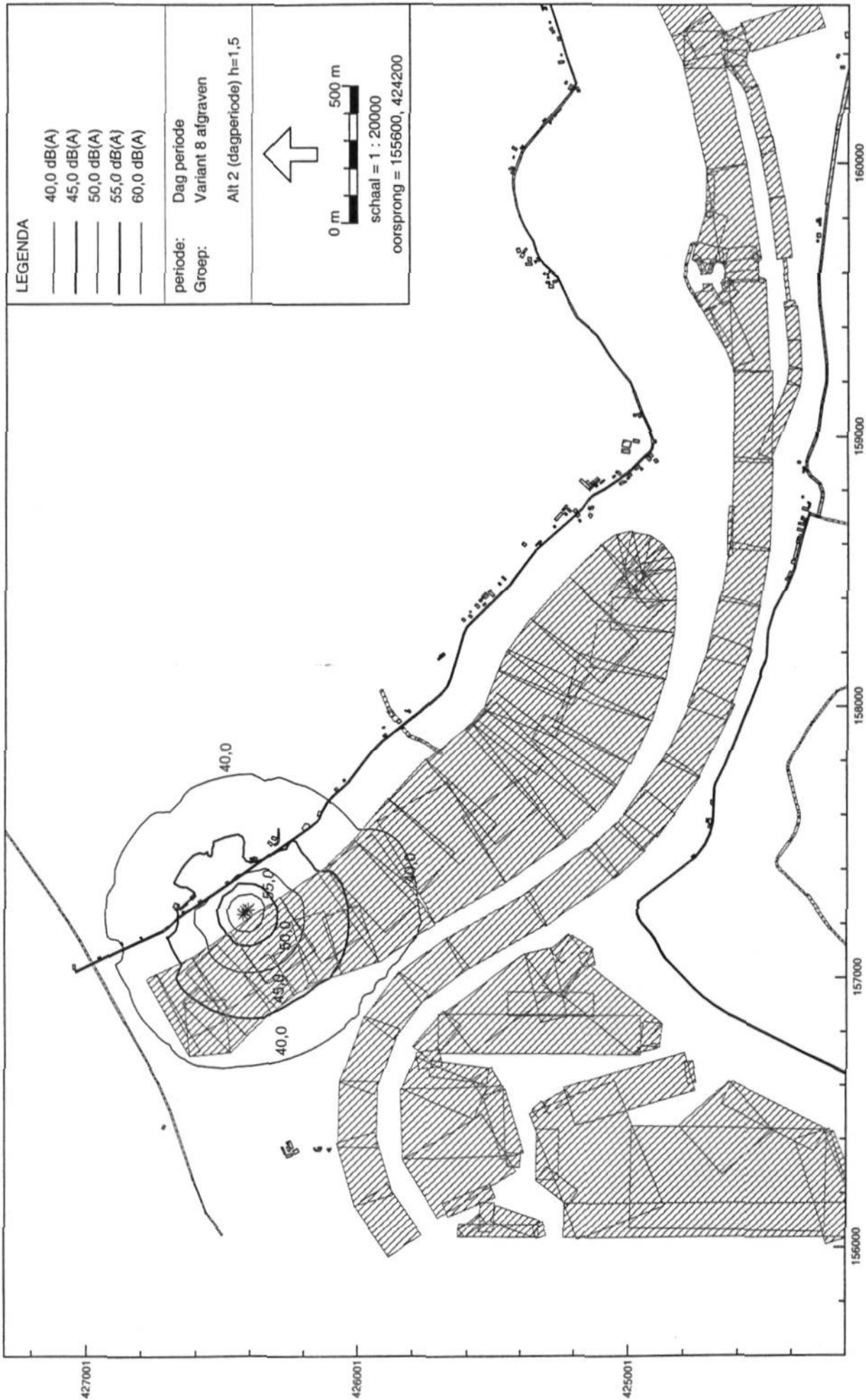


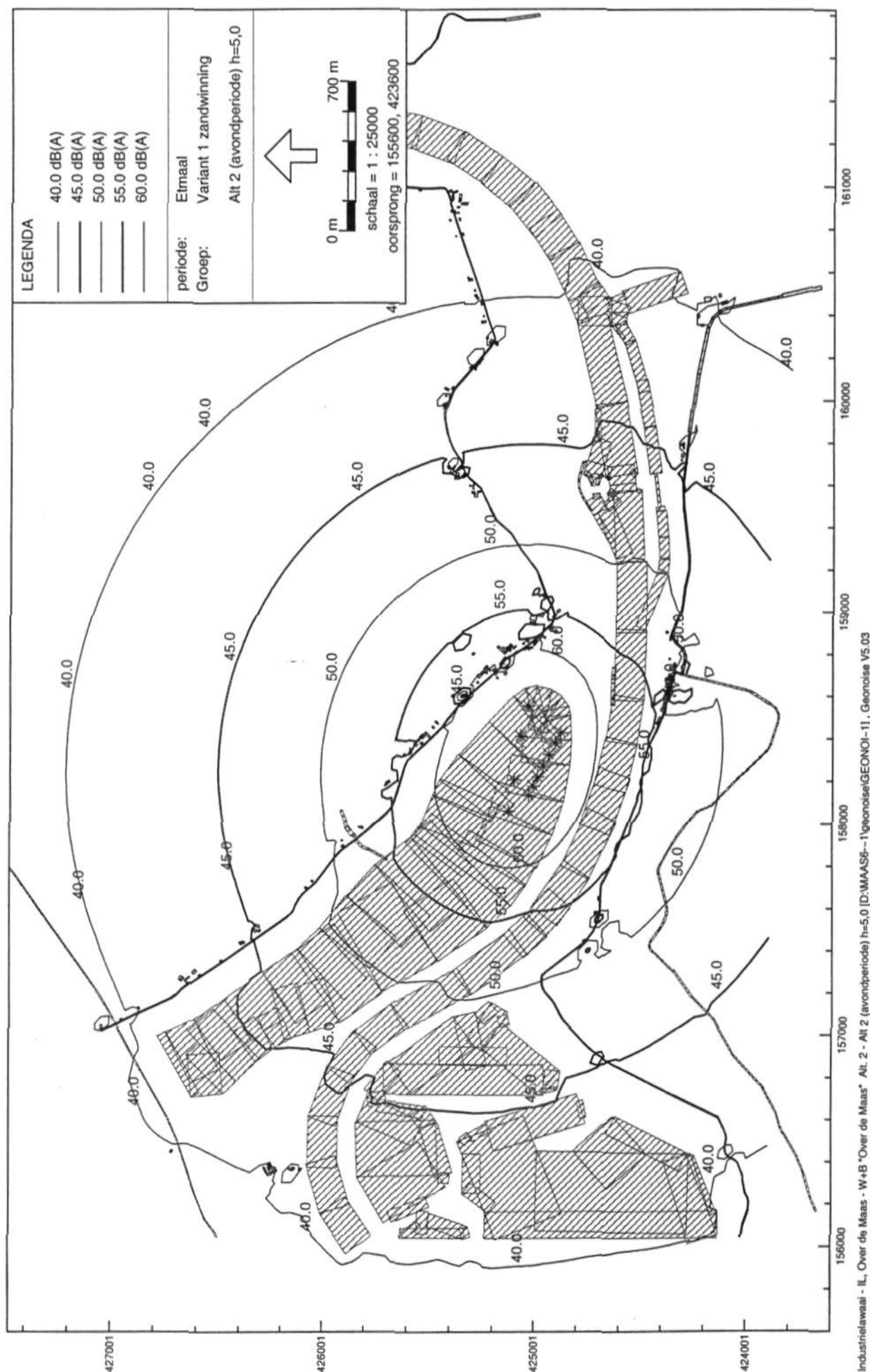


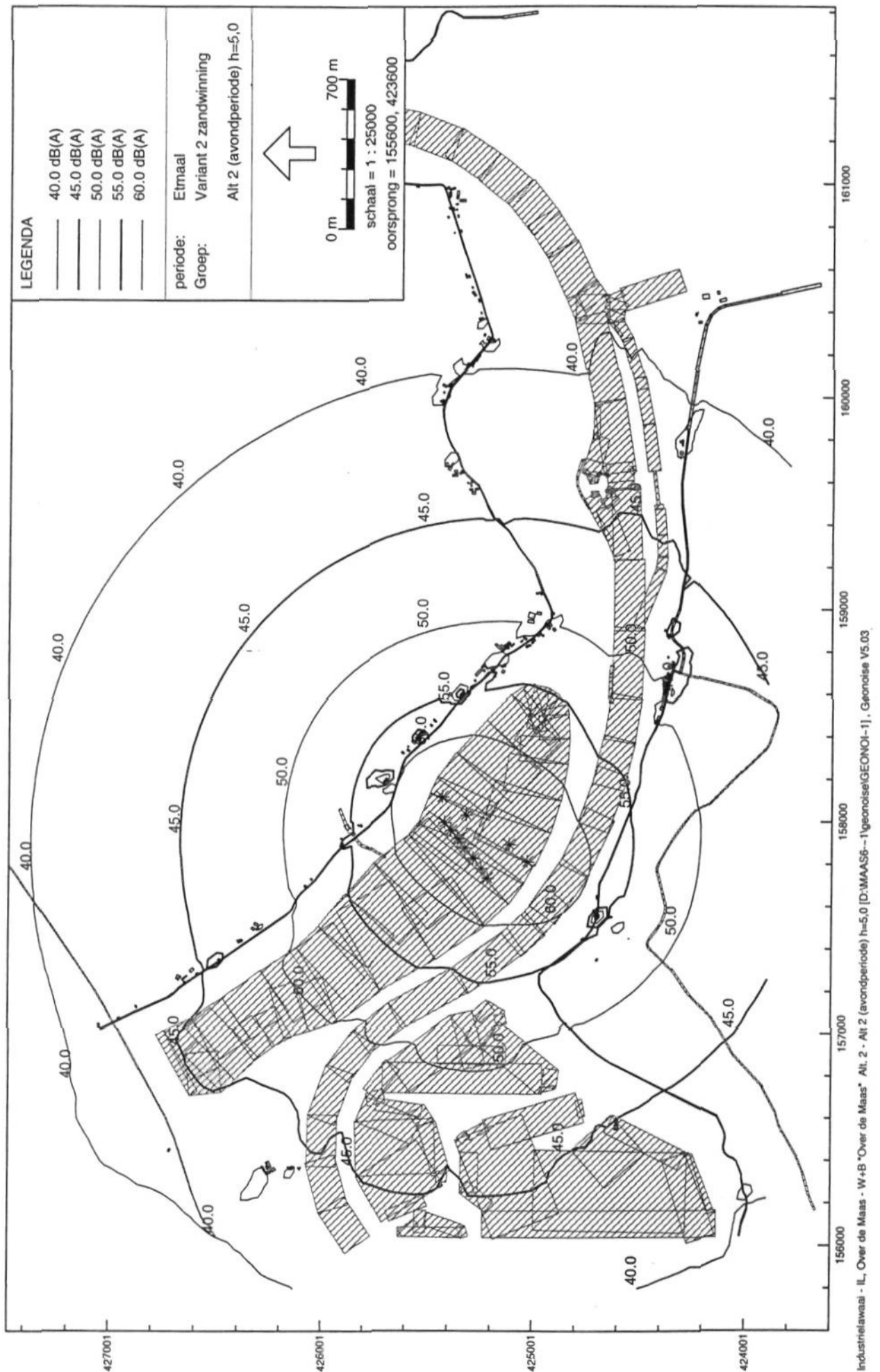


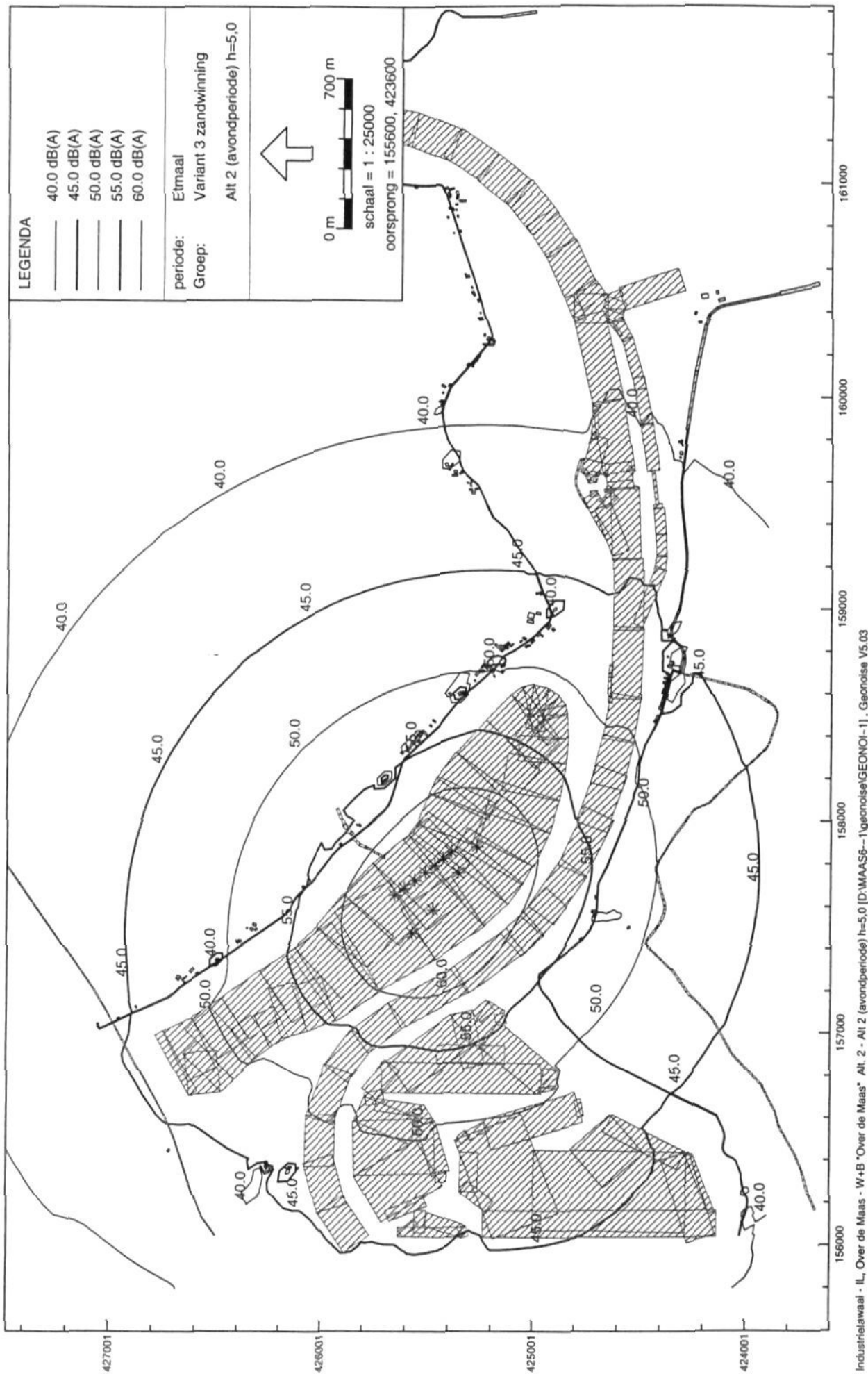


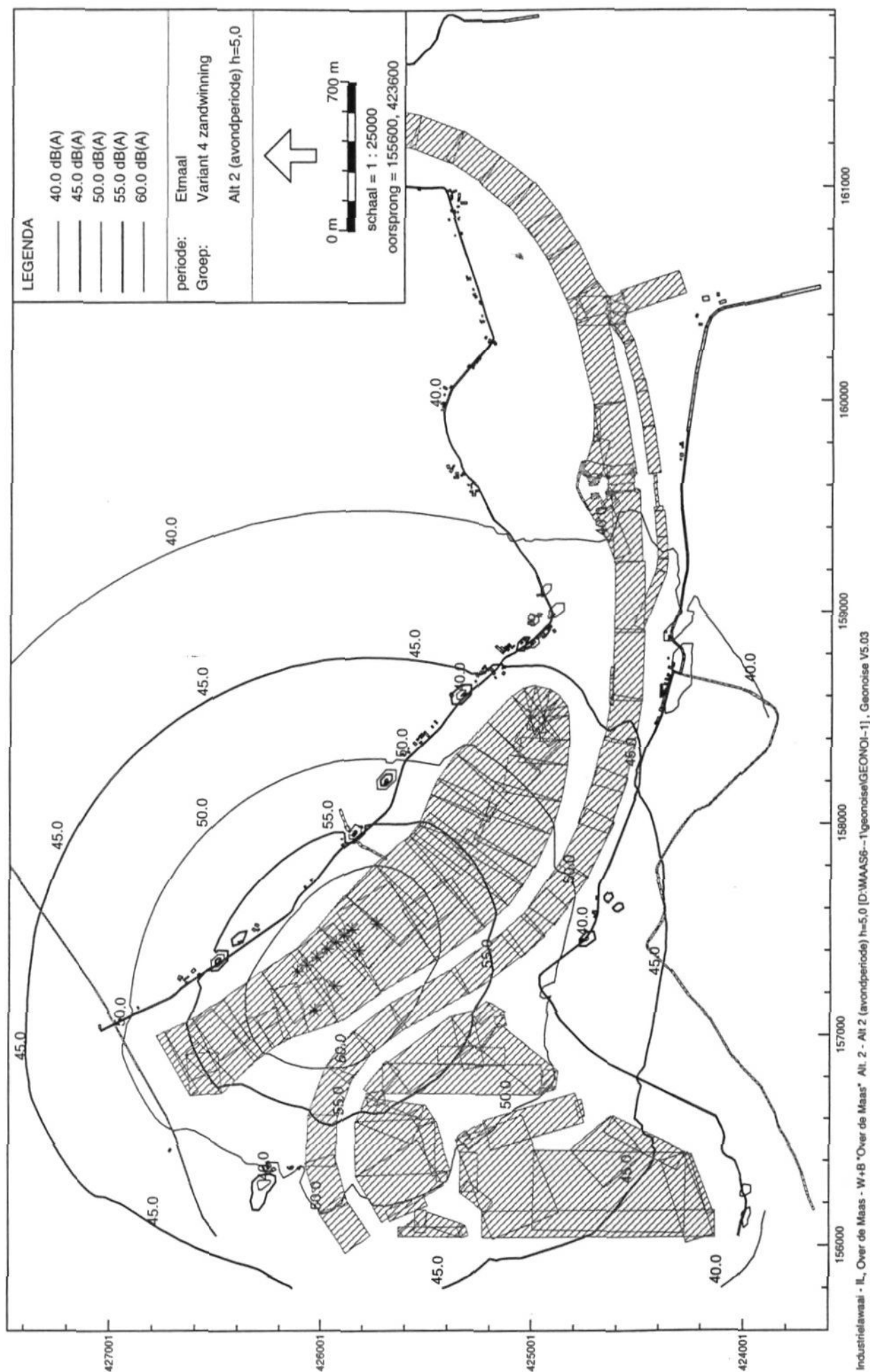


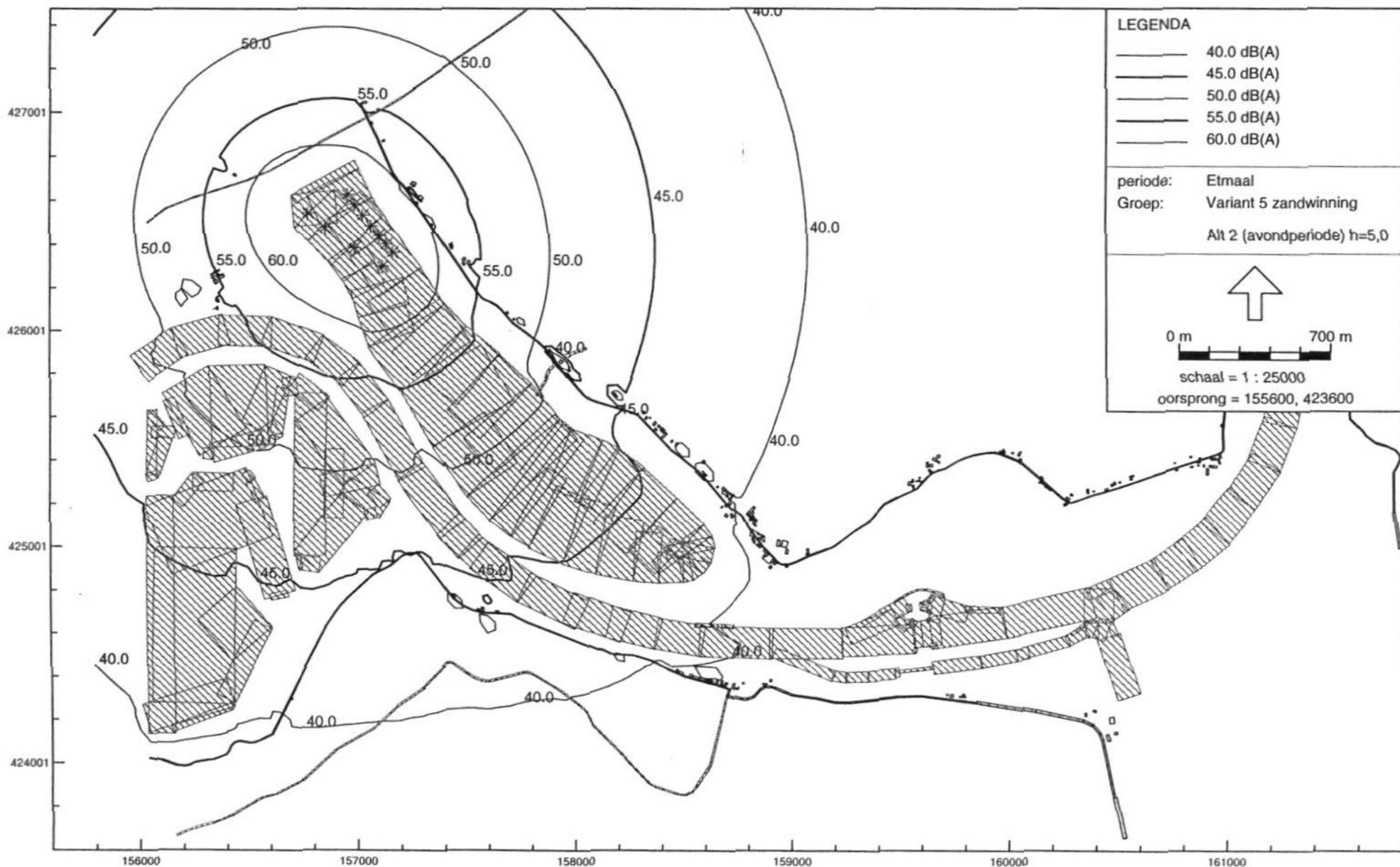












Industrielaai - IL, Over de Maas - W+B "Over de Maas" Alt. 2 - Alt 2 (avondperiode) h=5,0 [D:\MAAS6--1\geonoi\GEONOI-1], Geonoi V5.03

BIJLAGE XV Notitie Geotechnische aspecten



onderwerp	Geotechnische aspecten
project	Zandwin- en natuurontwikkelingsplan Over de Maas
opdrachtgever	provincie Gelderland
projectcode	Maas6-5
referentie	
opgemaakt door	ir. E.H. Rob
goedgekeurd door	ing. J.M. Faber
status	definitief
datum opmaak	21 december 2004
bijlagen	5

paraaf

De tekst van deze notitie is een kopie van het rapport Geotechnische aspecten, projectnr. Maas6-2, rapportnr. r-beet2-715, Witteveen+Bos, 24 april 2004, in opdracht van Watergoed c.v..

1. INLEIDING

1.1. Algemeen

Watergoed CV heeft aan Landschapspartners b.v. en Witteveen+Bos Raadgevende ingenieurs b.v. opdracht gegeven een zandwinnings- en herinrichtingsplan op te stellen. Een dergelijk plan bestrijkt verschillende disciplines. Eén hiervan is de geotechniek. Dit rapport bevat een weergave van de beschouwde geotechnische aspecten welke deel uitmaken van het ontwerp. Hierbij is uitgegaan van het Schetsplan Over de Maas dat door Witteveen+Bos en Landschapspartners is opgesteld (ref.[14]).

De aanleg van zandwinplassen leidt mogelijk tot beïnvloeding van de stabiliteit van de nabijgelegen Maasbandijk. De mogelijke invloed wordt veroorzaakt door de verandering van de stijghoogten ter plaatse van de dijk, als gevolg van de ingrepen in het voorland. Buiten de invloed op de waterkering dient de ontgraving zelf ook stabiel te zijn. Hierbij worden aspecten als macrostabiliteit (afglijden langs cirkelvormige glijvlakken) en zettingvloeiing geanalyseerd.

1.2. Inhoud rapportage

De onderhavige rapportage omvat de volgende onderdelen:

- In hoofdstuk 2 wordt ingegaan op de geologie van het plangebied om zo een beeld te schetsen van (de ontstaanswijze van) de aanwezige grondslag.
- Vervolgens wordt in hoofdstuk 3 het uitgevoerde grondonderzoek beschreven en de resultaten daarvan besproken en vergeleken met de geologische informatie.
- In hoofdstuk 4 wordt de stabiliteit van de dijk beoordeeld, in relatie met de huidige situatie. Vervolgens wordt op basis van de schetsontwerpen van de zandwinning en herinrichting nagegaan welke invloed de plannen hebben op de bestaande dijk, zoals veranderde stijghoogten.
- Buiten de beïnvloeding van de dijk dient de stabiliteit van de ontgravingen voldoende te zijn. Hiertoe zijn in hoofdstuk 5 de relevante mechanismen geanalyseerd. Op basis van de bevindingen wordt een ontgravingsprofiel gepresenteerd.
- In hoofdstuk 6 ten slotte zijn samenvattende conclusies en aanbevelingen weergegeven.

Een groot deel van figuren, schema's en berekeningsresultaten zijn in de bijlagen opgenomen.

2. GEOLOGIE

2.1. Algemeen

Het plangebied is gesitueerd in de uiterwaarden van de Maas tussen Alphen en Voorne en wordt globaal begrensd door de rivier de Maas, Fort Nassau, de Van Heemstraweg en de Maasdijk. Lokaal staat het gebied bekend als 'Over de Maas' (zie Bijlage I en Afbeelding 2.1).

De ondergrond van het plangebied wordt gekenmerkt door Maasafzettingen. Veel Maasafzettingen zijn rijk aan fijn en grof grind en stenen tot blokgruote. Het maaiveld in het plangebied ligt gemiddeld rond NAP +5 m. De geologische beschrijving is gebaseerd op ref. [1] en ref. [2].

Afbeelding 2.1. Plangebied 'Over de Maas'



2.2. Geologische formaties

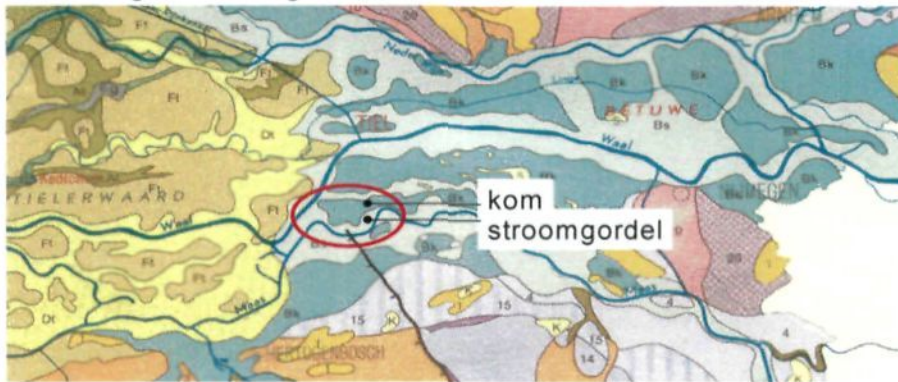
Betuweformatie

De Betuweformatie (Holoceen) omvat de fluviatiele sedimenten die in het gebied van de grote rivieren (Rijn en Maas) zijn ontstaan. De formatie bestaat uit een afwisseling van zand en klei met incidenteel voorkomen van veen. De Betuweformatie kan worden verdeeld in twee genetische hoofdcomponenten, de stroomgordelafzettingen en de komafzettingen (zie Afbeelding 2.2). De stroomgordelafzettingen bestaan voornamelijk uit zand of kleig zand en de komafzettingen vooral uit klei. Tenslotte varieert de dikte van de formatie van minder dan 1 m tot circa 10 m. De formatie is dagzomend (bovenkant op maaiveldniveau). De dikte van deze formatie in het plangebied bedraagt circa 5 m.

Formatie van Kreftenheye

De formatie van Kreftenheye (Pleistoceen) bestaat overwegend uit grofzandige afzettingen. Aan de bovenkant van de formatie is lokaal een zavel-, klei- of veenlaag aanwezig uit het Laat-Glaciaal of Vroeg-Holoceen aanwezig. De sedimentatie begon tijdens en na de maximale uitbereiding van het landijs van het Saalien en duurde tot aan het begin van de Betuweformatie. De dikte van de formatie varieert tussen circa 10 en 25 m en de diepte van de bovenkant van de formatie varieert van dagzomend tot meer dan 25 m onder maaiveld. In het plangebied ligt de onderzijde van deze formatie rond NAP -15 m.

Afbeelding 2.2. Geologische kaart



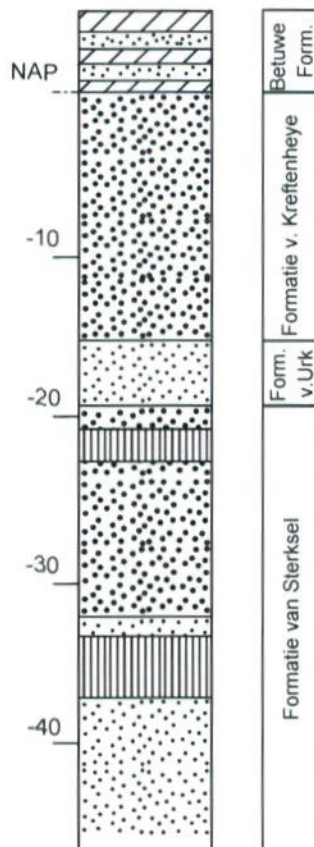
Formatie van Urk

Onder de formatie van Kreftenheye komt de formatie van Urk voor. Deze formatie bestaat uit overwegend grove zanden, lokaal lagen fijn zand en klei- en veenlagen. De dikte van deze formatie bedraagt in het plangebied enkele meters. Aan de onderzijde van de formatie van Urk ligt de formatie van Sterksel, bestaande uit overwegend grove, grindhoudende zanden, met lokaal leemlagen.

2.3. Geologisch profiel

De bodemopbouw in formaties (lithologie) is als volgt geschematiseerd (zie Afbeelding 2.3).

Afbeelding 2.3. Lithologie



3. GRONDONDERZOEK

algemeen

De resultaten van het grondonderzoek worden voor verschillende doeleinden aangewend:

- geotechniek;
- geohydrologie;
- milieukunde;
- winbare (zand)hoeveelheden.

In dit rapport wordt slechts aandacht geschonken aan de geotechnische aspecten.

3.1. Beschrijving onderzoek

In dit hoofdstuk worden de geotechnische eigenschappen van de ondergrond geanalyseerd. Het grondonderzoek, gerapporteerd in ref. [3], bestaat uit veldwerk en laboratoriumwerk.

veldwerk

Het veldwerk bestaat uit:

- 15 sonderingen tot 45 meter diepte;
- 3 boringen tot 45 meter diepte;
- 1 boring tot 20 meter diepte.

Ter plaatse van verschoven boorlocaties zijn aanvullende sonderingen uitgevoerd om de boorprofielen te kunnen vergelijken met de sonderingen ter plaatse. Drie sonderingen zijn uitgevoerd met meting van de waterspanning. Tevens zijn hierbij drie dissipatietests uitgevoerd per sondering. De drie diepe boringen zijn uitgevoerd ter plaatse van de (geprojecteerde) winplassen. De ondiepere boring is uitgevoerd in het noordwestelijke deel van het plangebied. In Afbeelding 3.1 is een schets weergegeven van de boor- en sondeerlocaties.

Afbeelding 3.1. Locaties grondonderzoekspunten



Uit de diepe boringen zijn per halve meter dubbele zandmonsters genomen. De helft van de monsters wordt gebruikt voor laboratoriumonderzoek en de andere helft wordt opgeslagen door Watergoed CV. In de boorgaten zijn peilbuizen geplaatst, welke worden aangewend voor bemonstering van de grondwaterkwaliteit en monitoring van de grondwaterstanden.

laboratoriumwerk

Het laboratoriumwerk omvat:

- classificatie van klei- en zandmonsters (als aanvulling op de boorstaten);
- bepaling van de korrelverdeling van de zandmonsters;
- bepaling van het in situ volumegewicht van enkele zandmonsters en de bepaling van de minimale en maximale dichtheid van deze monsters;
- van één monster wordt de aanwezigheid van Alkali-silica reactieve stoffen, chloride gehalte en de aanwezigheid van vlekken veroorzakende Fe- en V-verbindingen vastgesteld.

3.2. Bodemopbouw

Op basis van de sonderingen en boringen is de bodemopbouw beschreven. In het hele studiegebied is een deklaag aanwezig, welke overwegend uit klei bestaat. De dikte van de deklaag bedraagt gemiddeld ruim 3 m en varieert tussen 0,5 m en bijna 8 m. Er is binnen het gebied geen ruimtelijke trend in de dikte van de deklaag. Wel zijn duidelijk variaties in dikte terug te vinden als gevolg van oude stroomgeulen en kleiwinning.

Onder de deklaag komt zand voor, variërend in grofheid en pakking. Binnen het zandpakket komen lokaal stoorlaagjes voor met een siltig karakter. De dikte van deze laagjes is veelal beperkt tot maximaal 1 meter. De korrelgrootte van het zand, uitgedrukt in D_{50} , varieert tussen 180 μm en 900 μm .

Op grotere diepte wordt in tweederde van de sonderingen een leemlaag aangetroffen. De diepte waarop deze laag wordt aangetroffen, varieert globaal tussen NAP-25 m en NAP-40 m. De leemlaag wordt lokaal doorbroken door een zandlaag. De dikte is niet goed vast te stellen op basis van het grondonderzoek. Naar verwachting bedraagt de dikte enkele meters.

3.3. Geotechnische parameters

Voor de geotechnische eigenschappen wordt onderscheid gemaakt naar het type berekening. Voor de stabiliteitsanalyse van de bestaande dijk wordt grotendeels gebruik gemaakt van de parameterset in ref. [4]. De bodemopbouw wordt vereenvoudigd tot vier verschillende grondsoorten (Tabel 3.1). Voor de analyse van de taludstabiliteit worden andere lagen gebruikt (Tabel 3.2). Voor de analyse van de taludstabiliteit zijn de pakking van het zand, alsmede de mogelijke aanwezigheid van stoorlaagjes relevanter dan bij de stabiliteitsanalyse van de dijk. Deze eigenschappen zijn gebaseerd op ref. [4] in combinatie met NEN 6740 (ref.[5]). De tabellen bevatten rekenwaarden van de schuifsterkte parameters.

Tabel 3.1. Geotechnische parameters - stabiliteit dijk

laag / grondsoort		volumegewicht		inw. wrijving	cohesie
		γ_d [kN/m ³]	$\gamma_{d,sat}$ [kN/m ³]	Φ'_d [°]	c'_d [kPa]
dijklichaam	klei, zandig/siltig	20	20	22,5	2,5
deklaag onder dijk	klei, zandig/siltig	17	17,5	20	2,5
deklaag naast dijk	klei, zandig/siltig	16	16,5	18	2,5
watervoerend pakket	zand, zwak/matig siltig (grindig)	18	20	30	0

Tabel 3.2. Geotechnische parameters - taludstabiliteit

laag / grondsoort	volumegewicht		inw. wrijving	cohesie
	γ_d [kN/m ³]	$\gamma_{d,sat}$ [kN/m ³]	Φ'_d [°]	c'_d [kPa]
deklaag naast dijk	16	16,5	18	2,5
zand, los gepakt	17	19	25	0
zand, matig gepakt	18	20	27	0
zand, vast gepakt	19	21	29	0
stoorlaag (klei, zandig) (als deklaag)	16	16,5	18	2,5

Aangezien de berekeningen worden uitgevoerd met rekenwaarden, dient de stabiliteitsfactor 1,0 voor de taluds en 1,1 voor de dijk te bedragen.

4. STABILITEIT MAASBANDDIJK

algemeen

In het advies ten behoeve van de verzwaring van de Maasdijk is door DHV (zie ref.[4]) een aantal mechanismen geanalyseerd. Een aantal hiervan wordt (mogelijk) beïnvloed door de aanleg van de zandwinplassen. DHV heeft in het advies reeds rekening gehouden met ontwikkelingen als herinrichting of zandwinning in het voorland. Daarom is destijds uitgegaan van de – voor piping – minimaal benodigde voorlandlengte. In het ontwerp van de zandwinplassen wordt de afstand van de buitenteen en de in-steek van de plassen op ten minste 100 m gehouden.

4.1. Beschouwde mechanismen

Feitelijk worden alle mechanismen (opbarsten achterland, piping, macrostabiliteit) niet ongunstig beïnvloed ten opzichte van het ontwerp. Om enig inzicht te krijgen in de beïnvloeding van de macrostabiliteit, is een analyse uitgevoerd voor drie doorsneden. Hierbij zijn drie situaties geschematiseerd: bestaande situatie (voorlandlengte ca. 500 m), de situatie met plassen (voorlandlengte ca. 100 m) en de situatie als door DHV is aangehouden (voorlandlengte ca. 40 m).

Voor opdrukken van deklagen in het achterland zijn geen aanvullende analyses uitgevoerd. Bij het ontwerp van de pipingbermen is uitgegaan van het korte voorland. 'Verlenging' van het voorland leidt slechts tot een verkorting van de benodigde berm. Bij het mechanisme piping heeft DHV de minimaal benodigde voorlandlengte bepaald. Bij 'verlenging' van het voorland wordt slechts ruimer voldaan aan het criterium.

De geometrie van de dwarsprofielen is gebaseerd op tekeningen van DHV ten behoeve van de dijkverzwaring (ref.[A – D]). De bodemopbouw ter plaatse van de profielen is gebaseerd op ref. [4].

4.2. Gegevens en uitgangspunten

4.2.1. Freatische lijn en stijghoogte

Het verloop van de freatische lijn wordt gemodelleerd conform de aanbeveling in de Leidraad Toetsen op Veiligheid (ref.[6]). De stijghoogte in het watervoerende pakket wordt deels gebaseerd op de verkennende geohydrologische studie (ref.[7]) en deels op het advies van DHV (ref.[4]). Voor de stabiliteit van het binnentalud is de situatie met hoogwater maatgevend en voor de stabiliteit van het buitentalud is de situatie kort na een hoogwater maatgevend.

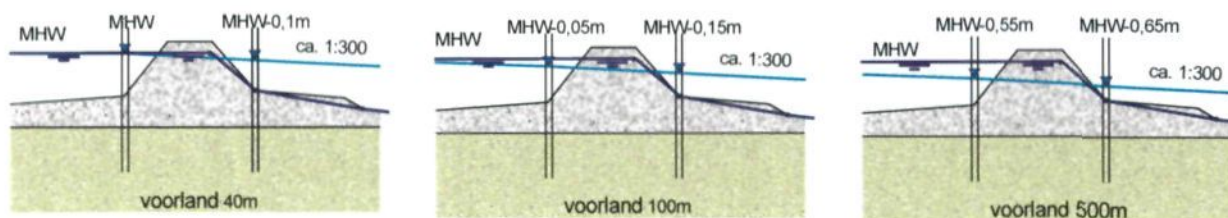
hoogwatersituatie

In een hoogwatersituatie wordt de freatische lijn verondersteld horizontaal in de dijk aanwezig te zijn tot en met de binnenkruinlijn. Vanaf hier verloopt de freatische lijn naar de binnenteen en volgt de knikpunten van een eventuele berm tot het maaiveld. De stijghoogte is afhankelijk van de lengte van het voorland.

In het geval van een kort voorland is de stijghoogte ter plaatse van de buitenteen aangehouden op MHW. Het verhang van de stijghoogte is aangehouden op 1:300, waarmee de stijghoogte ter plaatse van de binnenteen circa 0,1 m lager ligt.

In de huidige situatie is sprake van voorlandlengtes van circa 300 m tot 1000 m. Ter vergelijking is de stijghoogte ook bij een lengte van 500 m bepaald, evenals bij een voorlandlengte van 100 m.

Afbeelding 4.1. Stijghoogte bij MHW

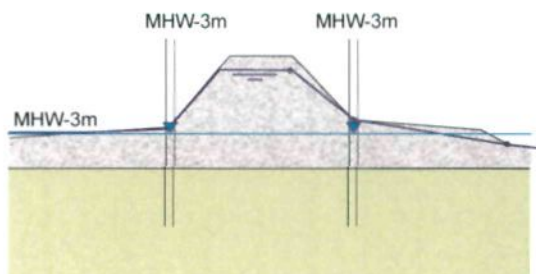


Uit de geohydrologische studie volgt dat de aanleg van de zandwinplassen leidt tot een toename van de stijghoogte ter plaatse van de dijk van 0,3 m tot 0,5 m. Op basis van de combinatie voorlandlengte - stijghoogte toename, is een schatting gemaakt van de stijghoogte die behoort bij de korte voorlandlengte welke door DHV is gehanteerd (Afbeelding 4.1).

situatie na hoogwater

Conform ref. [4] wordt de freatische lijn na een val van het buitenwater als volgt geschematiseerd. In de dijk heeft nog geen aanpassing plaatsgevonden. De freatische lijn loopt langs het buitentalud tot een niveau van MHW -3 m. De buitenwaterstand wordt op MHW -3 m aangehouden. De stijghoogte in het watervoerende pakket wordt (constant in de doorsnede) eveneens aangenomen op MHW -3 m (Afbeelding 4.2).

Afbeelding 4.2. Stijghoogte en freatische lijn na MHW



In Tabel 4.1 zijn de gehanteerde stijghoogten samengevat, zowel voor de hoogwatersituatie (binnentalud) als voor de situatie na hoogwater (buitentalud).

Tabel 4.1. Stijghoogten

profiel	MHW [m+ NAP]	voorlandlengte	stijghoogte buitenteen [m+ NAP]			stijghoogte binnenteen [m+ NAP]		
			40 m	100 m	500 m	40 m	100 m	500 m
I (456)	7,59	binnentalud	7,59	7,54	7,04	7,49	7,44	6,94
		buitentalud	4,59	4,59	4,59	4,59	4,59	4,59
II (440)	7,79	binnentalud	7,79	7,74	7,24	7,69	7,64	7,14
		buitentalud	4,79	4,79	4,79	4,79	4,79	4,79
III (415)	8,18	binnentalud	8,18	8,13	7,63	8,08	8,03	7,53
		buitentalud	5,18	5,18	5,18	5,18	5,18	5,18

polderpeil

De polderpeilen variëren enigszins tussen de beschouwde doorsneden. De polderpeilen zijn weergegeven in Tabel 4.2.

Tabel 4.2. Polderpeilen

profiel (hm)	polderpeil [m+ NAP]
I (456)	3,0
II (440)	3,2
III (415)	3,2

externe belasting

Overeenkomstig de Handreiking Constructief ontwerpen (ref.[8]) is bij de stabiliteitsbeschouwing van de taluds uitgegaan van een statische bovenbelasting op de dijk. Deze belasting bedraagt 13 kN/m^2 en is aanwezig op het wegdek aan de binnenzijde van de kruin, over een breedte van 2,5 m. Deze belasting komt overeen met een rij zandauto's. Zodoende is tijdens MHW transport van materieel/ materiaal over de dijk vanuit stabiliteitsoverwegingen mogelijk. De aanpassing van de korrelspanningen is in de niet cohesieve lagen op 0% aangehouden.

4.3. Opbarsten en piping

De veiligheid tegen zandmeevoerende wellen wordt bepaald door twee mechanismen: de veiligheid tegen opbarsten en de weerstand tegen piping.

grondbreuk

In het ontwerp van de dijkversterking is bepaald dat over een groot deel van het traject gevaar bestond voor grondbreuk (opdrukken achterland). Hierop is in het ontwerp geanticipeerd door pipingbermen achter de dijk aan te leggen. In deze analyse wordt zoals onderbouwd in paragraaf 4.1, niet nader ingegaan op grondbreuk.

piping

Bij toetsing op piping kan voor een eenvoudige beoordeling de formule van Lane worden gehanteerd:

$$L > 18 * h$$

waarin:

L	kwelweglengte (horizontaal + verticaal)	[m]
h	verval tussen buiten- en binnenwater	[m]
18	coëfficiënt voor fijn zand (meest ongunstig)	[-]

Als de lengte van het voorland wordt betrokken in de kwelweglengte (conform ref.[9]) is bij een kwelweg van 100 m het maximale verval 5,6 m. Langs het gehele traject is het verschil tussen MHW en polderpeil $< 5 \text{ m}$.

4.4. Macrostabiliteit

beschrijving mechanisme

Voor drie dwarsdoorsneden is de macrostabiliteit van het binnen- en buitentalud van het dijklichaam berekend (I: DP456, II: DP440, III: DP415, zie Afbeelding 4.3). De doorsneden zijn zodanig gekozen dat, in de toekomstige situatie, de voorlandlengte minimaal is. De macrostabiliteit is berekend met verschillende voorlandlengten (40 m, 100 m en 500 m), deze zijn vergeleken met de resultaten van DHV.

Afbeelding 4.3. Locaties dwarsdoorsneden stabiliteitsberekening (ingetekend in schetsplan)



resultaten

In Tabel 4.3 zijn de resultaten van de stabiliteitsberekeningen voor de verschillende doorsneden weergegeven. De weergegeven resultaten zijn berekend met behulp van de stijghoogten als vermeld in Tabel 4.1. Verder zijn ter vergelijking ook de resultaten van DHV (ref.[4]) weergegeven.

Tabel 4.3. Resultaten stabiliteitsanalyse

profiel (hm)	voorlandlengte	stabiliteitsfactor [resultaten DHV]	stabiliteitsfactor [berekend]		
		circa 40 m	40 m	100 m	500 m
I (456)	binnentalud	> 1,18	1,19	1,19	1,19
	buitentalud	n.b.	1,05		
II (440)	binnentalud	> 1,13	1,18	1,18	1,18
	buitentalud	> 1,0	1,03		
III (415)	binnentalud	> 1,13	1,10	1,10	1,11
	buitentalud	> 1,0	1,02		

Uit Tabel 4.3 kan worden geconcludeerd dat de voorlandlengte een zeer geringe invloed op de macrostabiliteit heeft. De reden hiervan is dat de kritieke glijcirkels relatief ondiep liggen. Verder komen de resultaten van DHV goed overeen met de berekende waarden. In Bijlage III zijn afbeeldingen van de meest kritische glijcirkels opgenomen.

4.5. Conclusies stabiliteit Maasbandijk

Op basis van Tabel 4.3 kunnen de volgende conclusies worden getrokken ten aanzien van de stabiliteit van de Maasbandijk, indien de zandwinplassen worden gerealiseerd:

- de stijghoogte in het eerste watervoerende pakket heeft een geringe invloed op de macrostabiliteit van het dijklichaam;
- de stabiliteit van het binnen- en buitentalud van het dijkvak is voldoende;
- de weerstand tegen piping wordt, op basis van een eenvoudige analyse, voldoende geacht.

5. STABILITEIT ONTGRAVINGSTALUDS

5.1. Verweking door aardbevingen

De locatie 'Over de Maas' is gelegen in een gebied waar met enige regelmaat geringe aardbevingen worden waargenomen. Door Grondmechanica Delft is het zettingsvloeiingsrisico onderzocht voor 'Plan Watergoed'. De locatie hiervan is gelegen circa 10 km ten oosten van het plangebied (ref.[10]). In de onderhavige analyse worden dezelfde aannamen gedaan met betrekking tot verwerkingskansen door aardbevingen.

5.2. Afschuiven langs cirkelvormig glijvlak

5.2.1. Beschrijving mechanisme

Voor de toetsing van de stabiliteit van de onderwatertaluds van de zandwinlocatie zijn glijvlakberekeningen uitgevoerd. Het uitvoeren van deze berekeningen geeft inzicht in de veiligheid die aanwezig is tegen het afschuiven van grote moten grond ter plaatse van het talud. De berekeningen zijn uitgevoerd met behulp van het computerprogramma MSTAB. De stabiliteit van de ontgravingstaluds is geanalyseerd voor taludhellingen van 1:3 en 1:4.

5.2.2. Uitgangspunten

Bij de analyse van de stabiliteit van de taluds is van het volgende uitgegaan:

- Bij de berekening van de stabiliteit van het talud op maaiveld wordt een bovenbelasting van 10 kPa ingevoerd over een breedte van 10 meter.
- In de berekeningen wordt uitgegaan van een grondwaterstand gelijk aan het maaiveld en een waterstand van NAP + 1 m. Er wordt aangenomen dat het waterspanningsverloop hydrostatisch is.
- De berekeningen zijn uitgevoerd met rekenwaarden voor de grondparameters, zie Tabel 3.2.
- Het KNMI heeft het seismisch risico in Nederland in kaart gebracht. In ref. [11] zijn de te verwachten maximale horizontale versnellingen conform de Europese bouwcode (Eurocode 8) gegeven. Voor het betreffende gebied is dat $a_{hor} = 0,5 \text{ m/s}^2$ (circa 0,05 g).
- De bodemopbouw, voor de analyse van de taludstabiliteit, is weergegeven in Tabel 5.1. Hierbij zijn stoorlagen van 1 m dikte in het zandpakket aangenomen, overeenkomend met de ongunstigste sonderingen.

Tabel 5.1. Bodemopbouw - taludstabiliteit

laag / grondsoort	bovenkant laag [t.o.v. m+ NAP]
deklaag naast dijk	3,5
zand, matig gepakt	2,5
stoorklaag (klei, zandig)	-14,0
zand, los gepakt	-15,0
stoorklaag (klei, zandig)	-20,0
zand, matig gepakt	-21,0

5.2.3. Analyse afschuiven

In Tabel 5.2. zijn de kleinste veiligheidsfactoren voor verschillende ontgravingstaluds weergegeven. In bijlage 4 bevinden zich afbeeldingen van de meest kritische glijcirkels.

Tabel 5.2. Stabiliteit (onderwater)talud

taludhelling	stabiliteitsfactor
1:3	1,08
1:4	1,29
1:4 (oever)	1,57

In de berekening wordt gewerkt met rekenwaarden voor de grondparameters. Voor de vereiste minimale stabiliteitsfactor geldt dat deze $\geq 1,0$ moet zijn. De taludhelling 1:3 voldoet juist aan dit criterium. Vanwege lokale wateroverspanningen, die in de modellering niet in rekening zijn gebracht, verdient een talud van 1:4 de voorkeur.

5.2.4. Conclusies afschuiven

Ten aanzien van de toetsing van de taluds op afschuiving, wordt het volgende geconcludeerd:

- Het gevaar voor het optreden van instabiliteit tijdens het ontzanden wordt gering geacht, mits de maximale helling van het onderwatertalud van 1:4 wordt gerespecteerd.
- Bij de berekening inzake de stabiliteit van het talud (1:4), wordt voor de maatgevende situatie een veiligheidsfactor van 1,29 gevonden. Derhalve kan worden geconcludeerd dat het talud voldoende stabiel is.

- Er wordt aanbevolen, tijdens het ontzanden, niet te bressen nabij de taluds. Nabij de taluds dient bij het zuigen de nodige voorzichtigheid in acht te worden genomen.

5.3. Zettingsvloeiing

5.3.1. Beschrijving mechanisme

Een zettingsvloeiing kan worden omschreven als een instabiliteit welke kan optreden in taludhellingen onder water die bestaan uit losgepakt zand. Schijnbaar zonder aanleiding kan in een deel van de geometrie verweking ontstaan (er ontstaat een soort drijfzand) waardoor de weerstand tegen afschuiven en wegvloeien vermindert. Indien dit in een voldoende groot deel van de ondergrond het geval is, dan vormt zich een zand-watermengsel dat zijdelings wegvloeit, en dat pas onder een zeer flauwe helling weer tot rust komt.

Omdat dit verschijnsel zich waarschijnlijk het eerst voordoet aan de teen van het talud, kan zich een terugschrijdend proces ontwikkelen. Daarbij doet zich steeds hoger op het talud verweking en vloeiing voor en tenslotte verdwijnt er grond van de top van de vooroever in de diepte. Een dergelijk proces van verweking en terugschrijding wordt zettingsvloeiing genoemd.

Zettingsvloeiingen, in Zeeland ook wel bekend onder de namen oeverval, dijkval of plaatval, kunnen zich voordoen in taluds met een dusdanig flauwe helling dat er nog geen gevaar bestaat voor een gewone afschuiving. Het is daarom des te opmerkelijker, en gevaarlijker, dat zich in deze hellingen instabiliteiten kunnen ontwikkelen met een aanzienlijk grotere schade en grondverplaatsing dan doorgaans bij afschuivingen het geval is.

5.3.2. Voorwaarden optreden zettingsvloeiing

Op basis van wetenschappelijk onderzoek, maar veelal op basis van praktijkervaring, mag worden geconcludeerd dat zettingvloeiingen in principe in elk met water gevuld, niet cohesief materiaal kunnen optreden. Om zettingsvloeiing mogelijk te maken, moet er een verstoring aanwezig zijn om in het zandpakket een volumeverandering te veroorzaken. Tijdens het ontzanden zijn zuigwerkzaamheden verstoringen.

Een hoeveelheid klei in het zandpakket zorgt voor cohesie, zodat er weinig kans is op zettingsvloeiing bij zanden met een kleipercantage groter dan 5%. Uit het grondonderzoek blijkt dat ter plaatse van het zandwingebied 'Over de Maas' de grond bestaat uit zand met een kleipercantage kleiner dan 5 %. Naast de twee voorwaarden voor het optreden van een zettingsvloeiing, dient het zand(pakket) op een vijftal eigenschappen te worden getoetst. Deze eigenschappen vergroten de kans op het optreden van zettingsvloeiing.

De eigenschappen waarop het zand dient te worden getoetst luiden:

1. Zand met een relatieve dichtheid kleiner dan de kritische dichtheid (los gepakt zand).
2. Relatief fijn zand.
3. Een uniforme korrelverdeling.
4. Laagdikten van kritische zand met een zekere dikte en afmeting.
5. Rond- en bolvormige korrelvorm van het zand.

De eigenschappen zijn in volgorde van belangrijkheid weergegeven. Dat wil zeggen dat eigenschap 1 meer noodzakelijk is voor het optreden van een zettingvloeiing dan eigenschap 5.

- ad 1 De relatieve dichtheid van het zand wordt, op basis van de sonderingen, bepaald met de analytische formule van Baldi (ref.[12]).

$$D_r = \frac{1}{C_2} * \ln\left(\frac{q_c}{C_0(\sigma_v')^{C_1}}\right)$$

waarin:

D_r	relatieve dichtheid	[-]
q_c	conusweerstand	[kPa]
σ_v'	verticale korrelspanning	[kPa]
C_0	coëfficiënt = 157	[-]
C_1	coëfficiënt = 0,55	[-]
C_2	coëfficiënt = 2,41	[-]

Globaal geldt voor zand de onderstaande klasse-indeling op basis van de relatieve dichtheid:

- los gepakt zand: $D_r < 33\%$
- matig gepakt zand: $33\% < D_r < 67\%$
- vast gepakt zand: $D_r > 67\%$

- ad 2 De fijnheid van het zand kan o.a. worden uitgedrukt in een D_{50} cijfer, de mediaandiameter waarbij 50% procent (m/m) van de korrels groter is en 50% (m/m) kleiner. Zand wordt als fijn gedefinieerd als de D_{50} kleiner is dan 200 μm .

- ad 3 Als zand een uniforme korrelverdeling heeft, zijn er weinig kleinere korrels die zich tussen de grotere korrels bevinden. Dit komt tot uitdrukking in een steil verloop van de korreldiagrammen. De uniformiteit wordt uitgedrukt in de gelijkmatigheidscoëfficiënt D_{60} / D_{10} .

Karakterisering op basis van spreiding is als volgt:

- zeer kleine spreiding : $D_{60}/D_{10} < 1,8$
- matig kleine spreiding : $1,8 \leq D_{60}/D_{10} < 2,2$
- matig grote spreiding : $2,2 \leq D_{60}/D_{10} < 3,0$
- zeer grote spreiding : $3,0 \leq D_{60}/D_{10}$

- ad 4 Lagen die gevoelig zijn voor zettingsvloeiing dienen minimaal 3,0 a 5,0 meter dik te zijn en tevens een horizontale spreiding te hebben.

- ad 5 Rond- en bolvormig zand is gevoeliger voor zettingsvloeiing dan andere vormen van zand. Voornamelijk Holocene zandlagen hebben ronde korrelvormen. Pleistocene zandlagen bestaan uit korrels met scherpe vormen die minder gevoelig zijn voor zettingsvloeiing.

5.3.3. Analyse zettingvloeiingsgevoeligheid

In het plangebied wordt een aantal zandlagen gecontroleerd op de gevoeligheid voor zettingsvloeiing. De analyse is uitgevoerd op basis van sonderingen en bijbehorende boringen. Uit de boringen zijn monsters gestoken waarop zevingen zijn uitgevoerd. In Bijlage II bevindt zich een kaart met daarop de locaties van zowel de sonderingen als de boringen. Met behulp van de formule van Baldi is de dichtheid van de verschillende zandlagen berekend voor alle beschikbare sonderingen. Aan de hand hiervan is vastgesteld in welke mate zandlagen een losse dan wel een vaste pakking hebben. Vier zandlagen met een relatief losse pakking zijn geselecteerd voor nadere analyse (Bijlage V).

Voor de gevoeligheid van zandlagen voor zettingsvloeiing zijn de volgende zandlagen nader geanalyseerd:

1. in sondering DZKM4 zandlaag van NAP -22 m tot NAP -29 m;
2. in sondering DZKM10 zandlaag van NAP -12 m tot NAP -14 m;
3. in sondering DZKMP12 zandlaag van NAP -12 m tot NAP -22 m;
4. in sondering DZKM13 zandlaag van NAP -21 m tot NAP -28 m.

1 - in sondering DZKM 4

De analyse voor locatie 1 is gebaseerd op een losse pakking van een zandlaag die zich bevindt tussen NAP -22 m en NAP -29 m. Deze zandlaag heeft een relatieve dichtheid van circa 30%. Op de aangegeven diepte bezit het zand een D_{50} variërend van circa 320 μm tot circa 350 μm . De gemiddelde waarde van D_{60}/D_{10} in deze zandlaag bedraagt circa 2,3 (boring 1). Het zand wordt als volgt gekwalificeerd: losgepakt, middelgrof en een matig kleine mate van uniformiteit (matig grote spreiding).

2 - in sondering DZKM10

De analyse voor locatie 2 is gebaseerd op een losse pakking van een zandlaag (met kleilaagjes) die zich bevindt tussen NAP -12 m en NAP -14 m. Deze laag heeft een relatieve dichtheid van circa 30%. Op de aangegeven diepte bezit het zand een D_{50} variërend van circa 320 μm tot circa 420 μm . De gemiddelde waarde van D_{60}/D_{10} in deze zandlaag bedraagt circa 2,4 (boring 2). Het zand wordt als volgt gekwalificeerd: losgepakt, middelgrof, geringe laagdikte en een matig kleine mate van uniformiteit (matig grote spreiding).

3 - in sondering DZKMP12

De analyse voor locatie 3 is gebaseerd op een losse pakking van een zandlaag (met kleilaagjes) die zich bevindt tussen NAP -12 m en NAP -22 m. Deze laag heeft een relatieve dichtheid van circa 35%. De dichtstbijzijnde boring ligt op een afstand van circa 800 m. De fijnheid (D_{50} waarde) en de uniformiteit (D_{60}/D_{10} waarde) zijn niet vast te stellen vanwege de relatief grote afstand tot de boringen. Aangenomen mag worden dat de eigenschappen niet significant afwijken van de eigenschappen van de laag.

4 - in sondering DZKM13

De analyse voor locatie 4 is gebaseerd op een losse pakking van een zandlaag (met kleilaagjes) die zich bevindt op circa NAP -21 m tot circa NAP -28 m. Deze laag heeft een relatieve dichtheid van circa 30%. De dichtstbijzijnde boring ligt op een afstand van circa 300 m (boring 3). Op de aangegeven diepte bezit het zand een D_{50} variërend van circa 320 μm tot circa 420 μm . De gemiddelde waarde D_{60}/D_{10} varieert in deze zandlaag tussen circa 1,8 en circa 2,4. Het zand wordt als volgt gekwalificeerd: losgepakt, middelgrof en een matig grote uniformiteit (matig kleine spreiding).

resumé resultaten

Ter plaatse van alle locaties betreft het Pleistocene zandlagen. Deze korrels bestaan voornamelijk uit scherpe vormen die minder gevoelig zijn voor zettingsvloeiing in vergelijking met Holocene zandlagen zandkorrel (ronde korrelvorm). In Tabel 5.3 wordt een overzicht van de resultaten weergegeven.

Tabel 5.3. Overzicht resultaten analyse ter plaatse van locaties

locatie	sondering	bovenkant	onderkant	dichtheid	fijnheid	spreiding
		[m+ NAP]	[m+ NAP]	D_r	D_{50}	D_{60}/D_{10}
1	DKZM4	-22	-29	ca. 30 %	320-350 μm	2,3
2	DKZM10	-12	-14	ca. 30 %	320-420 μm	2,4
3	DKZMP12	-12	-22	ca. 35 %	-	-
4	DKZM13	-21	-28	ca. 30 %	320-601 μm	1,8-2,8

5.3.4. Bepaling dichtheden - laboratorium

Ter verificatie zijn bij het grondonderzoek twee bepalingen van de in situ dichtheid uitgevoerd, samen met een min-max dichtheid bepaling. Hiermee kan de werkelijke relatieve dichtheid worden berekend en worden vergeleken met de benadering op basis van de sonderingen. De bepaling is uitgevoerd op twee monsters uit boring 1, op een diepte van NAP -22,15 m en NAP -24,95 m. De meetresultaten en de berekening van de relatieve dichtheid zijn in Tabel 5.4. samengevat.

De relatieve dichtheid is berekend met de volgende betrekking:

$$D_r = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \cdot 100\%$$

Tabel 5.4. Relatieve dichtheid

monster	diepte	in situ γ droog	e	minimale γ droog	e_{max}	maximale γ droog	e_{min}	rel. dichtheid Dr
	m+ NAP	kN/m ³	-	kN/m ³	-	kN/m ³	-	%
1	-22,15	17,5	0,49	14,1	0,88	18,1	0,46	94
2	-24,95	16,5	0,57	13,3	0,99	17,3	0,53	91

De bepaalde waarden van de relatieve dichtheid zijn aanzienlijk hoger dan op basis van de sonderingen is geschat - circa 90% tegenover circa 30%.

In ref. [13] wordt vermeld dat de proef voor de bepaling van de minimale dichtheid niet geschikt is voor zandmonsters met meer dan 10% materiaal < 63 μ m en korrels > 2 mm. De monsters waarop de tests zijn uitgevoerd bevatten beide enkele procenten korrels groter dan 2 mm. Uit ref. [13] volgt tevens dat, bij gelijke bolvormige korrels, $e_{min} = 0,35$ (n = 26%) en $e_{max} = 0,91$ (n = 48%). Vanwege de gradering en de niet-ronde korrelvorm kunnen zowel hogere als lagere poriëngetallen voorkomen.

Beide aspecten geven te weinig aangrijpingspunten om het grote verschil te verklaren. Waarschijnlijker is dat tijdens het nemen of beproeven van de monsters verstoring is opgetreden, waardoor de meetresultaten niet voldoende betrouwbaar zijn. Om aan de veilige kant te blijven, wordt uitgegaan van de dichtheden zoals deze op basis van de sonderingen zijn bepaald.

5.3.5. Conclusies zettingsvloeiing

Ten aanzien van de analyse van de zettingvloeiingsgevoeligheid, van de aanwezige zandlagen op de locatie Over de Maas, wordt het volgende geconcludeerd:

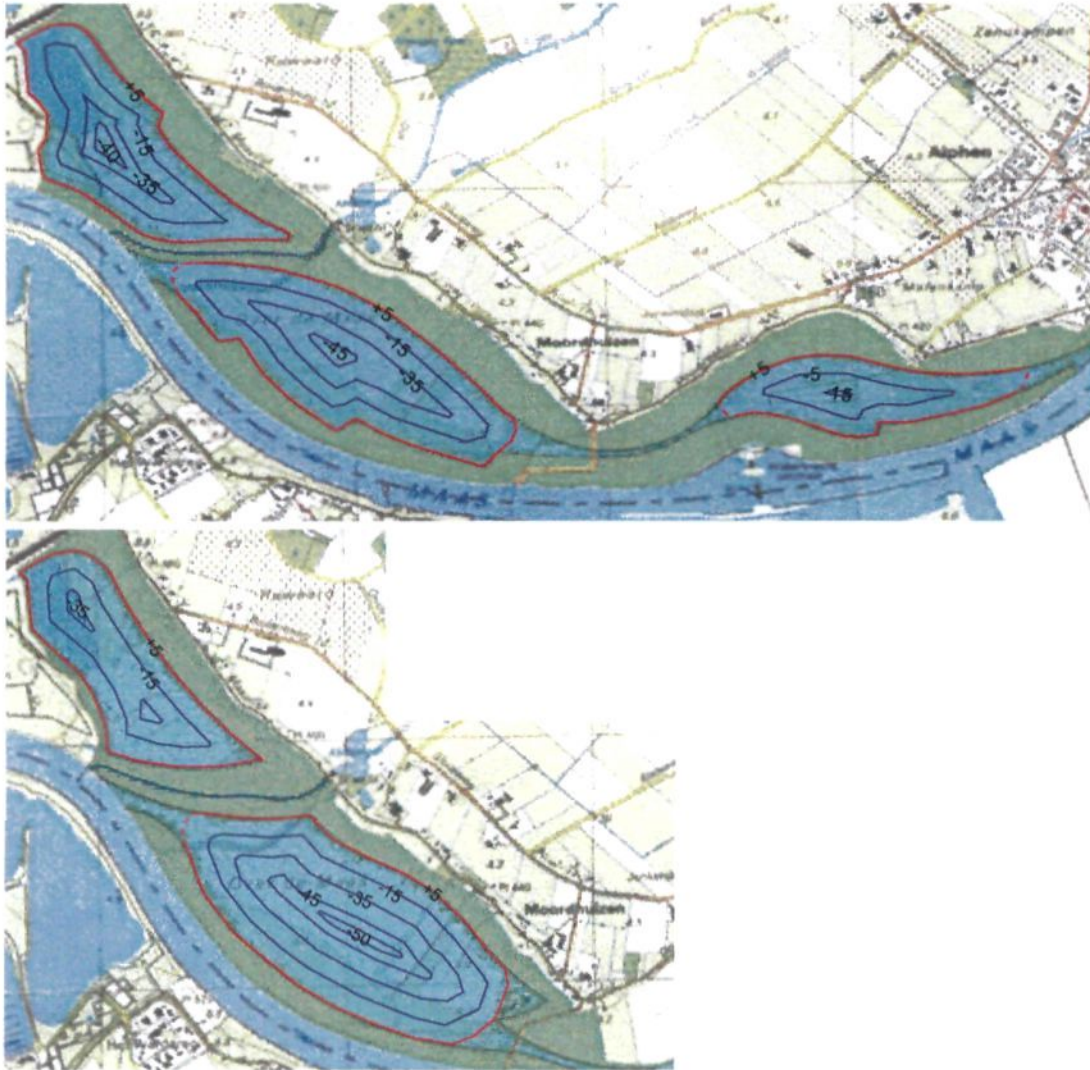
- De zandlaag bij locatie 1 is losgepakt met een laagdikte van circa 7 meter. Echter door de kleine mate van uniformiteit en omdat het middelgrof zand betreft, wordt de gevoeligheid voor zettingsvloeiing gering geacht.
- De zandlaag bij locatie 2 is losgepakt, maar vanwege de kleine mate van uniformiteit, de geringe laagdikte en omdat het middelgrof zand betreft, wordt de gevoeligheid voor zettingsvloeiing uiterst gering geacht.
- De zandlaag bij locatie 3 is losgepakt. Er is te weinig informatie beschikbaar om een volledig onderbouwde uitspraak te doen omtrent de vraag of deze zandlaag gevoelig is voor zettingsvloeiing. Verondersteld wordt echter dat de eigenschappen, en met name de korrelgrootte, vergelijkbaar zijn met die van de geanalyseerde laag in sondering 10, aangezien het afzettingen op dezelfde diepte betreft. Op basis hiervan wordt gevoeligheid voor zettingsvloeiing gering verondersteld.
- De zandlaag bij locatie 4 is losgepakt. Uit de boring, die op enige afstand is gestoken, blijkt dat de mate van uniformiteit varieert van grote tot kleine mate van uniformiteit. Ook de D_{50} waarde van de zandlaag varieert over de diepte, het betreft middelgrof tot uiterst grof zand. Op basis van de sondering DZKM13 en boring 3 wordt de gevoeligheid voor zettingsvloeiing gering geacht.

Naar aanleiding van het onderzoek naar de gevoeligheid voor zettingsvloeiing en op basis van het gegeven dat de zandlagen ter plaatse van locaties 2, 3 en 4 doorsneden worden door dunne kleilaagjes, wordt het volgende geconcludeerd. Op geen van de vier onderzochte locaties bevindt zich zand dat alle genoemde eigenschappen bezit ten aanzien van gevoeligheid voor zettingsvloeiing, zodat geconcludeerd wordt dat het gevaar voor het optreden van zettingsvloeiing tijdens het ontzanden gering is.

5.4. Ontgravingsprofiel

Op basis van de analyses van de afschuifstabiliteit (cirkelvormig glijvlak) en van zettingsvloeiing wordt een ontgravingsprofiel voorgesteld met een taludhelling van 1:4. In Afbeelding 5.1. wordt aan de hand van contourlijnen geïllustreerd wat de maximaal haalbare windieptes zijn bij het ontwerp met drie plassen (alternatief 1) en bij het ontwerp met twee plassen (alternatief 2).

Afbeelding 5.1. Dieptelijnen bij talud 1:4



6. CONCLUSIES EN AANBEVELINGEN

6.1. Conclusies stabiliteit van de Maasbandijk

grondbreuk en piping

In het ontwerp van de dijkverzwaring is rekening gehouden met mogelijke ingrepen in het voorland. Daarom is destijds uitgegaan van de minimaal benodigde lengte van het voorland voor piping. Dit betekent dat in de huidige situatie en in de situatie na realisatie van de zandwinplassen de voorlandlengte groter is dan in het ontwerp van de dijkverzwaring is aangehouden.

Op basis van een eenvoudige analyse van de weerstand tegen piping wordt geconcludeerd dat de weerstand tegen piping voldoende is.

macrostabiliteit

De stijghoogte in het eerste watervoerende pakket blijkt slechts een geringe invloed op de macrostabiliteit van de dijk te hebben. Dit komt doordat de kritieke glijcirkels relatief ondiep zijn, zodat de toename van de stijghoogte nauwelijks invloed heeft op de korrelspanningen langs het glijvlak.

De stabiliteit van zowel het binnen- als het buitentalud van de bestaande dijk is beschouwd, zowel in de bestaande situatie als in de toekomstige situatie. Op basis van de analyse wordt geconcludeerd dat de stabiliteit ruim voldoende is.

Op basis van de uitgevoerde analyses wordt vastgesteld dat voldoende is aangetoond dat de realisatie van de zandwinplassen geen significante invloed heeft op de stabiliteit van de Maasbandijk.

6.2. Conclusies stabiliteit van de ontgravingstaluds

afschuiven

De stabiliteit van de ontgravingstaluds is onder andere geanalyseerd op basis van de weerstand tegen afschuiven via een cirkelvormig glijvlak. Hierbij is rekening gehouden met de aanwezigheid van stoorlagen in het zand. Tevens is een geringe aardbevingsbelasting in de berekeningen in rekening gebracht. Op basis van de analyses wordt geconcludeerd dat een talud helling van 1:3 theoretisch stabiel is, maar vanwege de lokale afwijkingen van het profiel tijdens ontzanding, wordt geadviseerd een taludhelling van 1:4 aan te houden.

zettingsvloeiing

Op basis van de sonderingen is de relatieve dichtheid geschat van verschillende zandlagen. Op basis van deze analyse zijn vier zandlagen (met lage relatieve dichtheden) nader geanalyseerd op de gevoeligheid voor zettingsvloeiing. De korrelverdelingen van de geanalyseerde lagen geven aan dat het nergens fijn zand betreft, zodat de gevoeligheid voor zettingsvloeiing sterk wordt gereduceerd. Op basis van de uitgevoerde analyses wordt het gevaar voor het optreden van zettingsvloeiing tijdens en na het ontzanden gering geacht.

6.3. Aanbevelingen

Er wordt aanbevolen tijdens de ontzanding niet te bressen nabij de taluds. Nabij de taluds dient bij het zuigen de nodige voorzichtigheid in acht te worden genomen. Met betrekking tot de stabiliteit van de ontgravingstaluds wordt aanbevolen om, zodra meer gedetailleerde informatie omtrent de bodemopbouw is verkregen, de stabiliteit op een meer lokaal niveau te beschouwen.

REFERENTIES

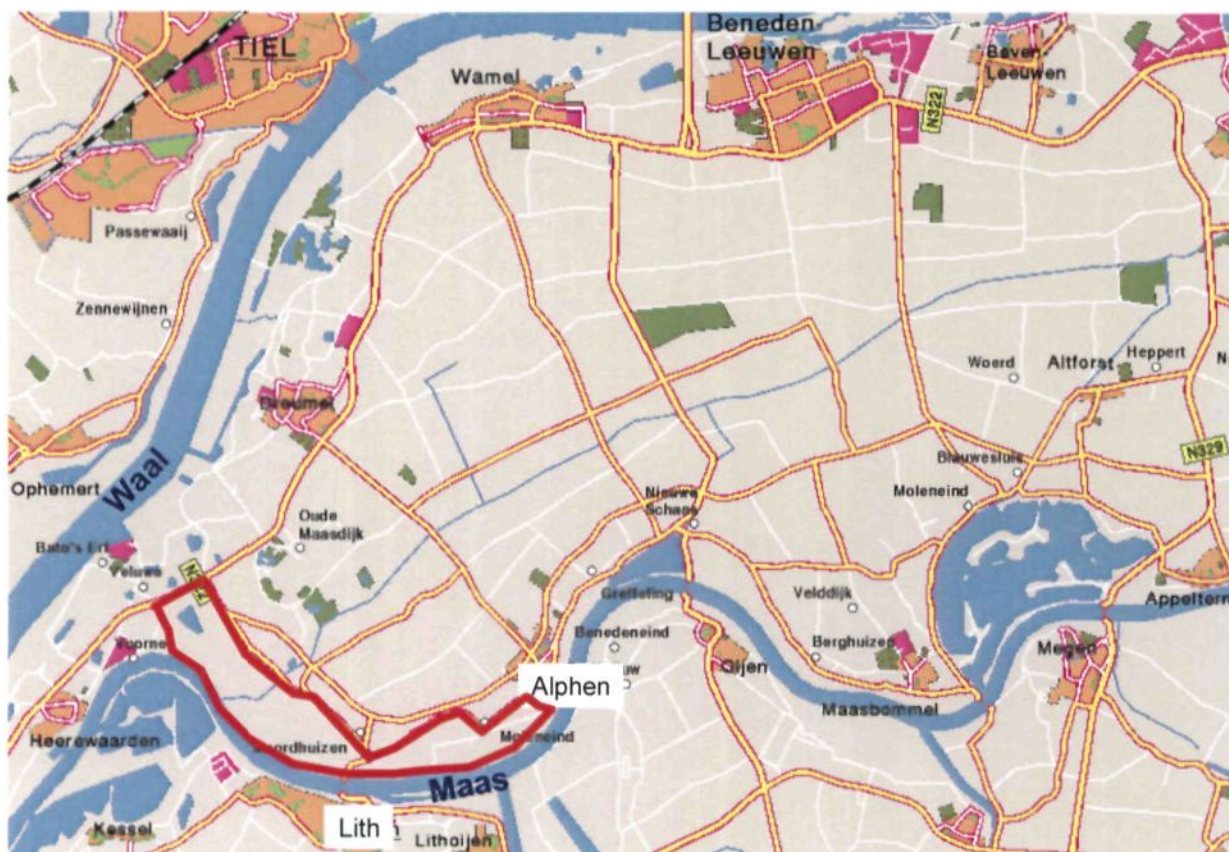
rapporten

- [1] Toelichting bij de geologische overzichtskaarten van Nederland
Redactie: W. H. Zagwijn en C.J. van Staalduinen, Rijks Geologische Dienst, 1975
- [2] Geologie van Nederland - Nederland in het Holoceen
W. H. Zagwijn, Rijks Geologische Dienst, 1991
- [3] Grondonderzoek betreffende Zandwinning Over de Maas te West Maas en Waal
Fugro Ingenieursbureau B.V., Opdrachtnr. R-3933, 10 april 2002
- [4] Dijkverbetering Maasbandijken, traject West Maas en Waal-West - Achtergronddocument Geotechniek
DHV, Dossier k2000.74.003, april 1998
- [5] Geotechniek TGB 1990 - Basiseisen en belastingen (NEN 6740)
Nederlands Normalisatie Instituut, 1993
- [6] Leidraad Toetsen op Veiligheid
Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (TAW), 1999
- [7] Zandwinnings- en Natuurontwikkelingsplan locatie Over de Maas, verkenning Geohydrologische effecten
Witteveen+Bos, april 2002
- [8] Handreiking Constructief ontwerpen
Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (TAW), 1994
- [9] Technisch rapport Zandmeevoerende wellen
Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (TAW), 1999
- [10] Zettingsvloeiingsrisico bij Plan Watergoed
Grondmechanica Delft, Opdrachtnr.- CO-351350/78, mei 1995
- [11] www.knmi.nl
KNMI - Afdeling Seismologie
- [12] Interpretation of CPTs and CPTUs; 2nd part: drained penetration of sands. Proceedings of the fourth International Geotechnical Seminar, Singapore, 143-56. Baldi et al. 1986
- [13] Manual of Soil laboratory testing - Volume 1 - Soil classification and compaction tests
Head K.H., Pentec Press Limited, 1992
- [14] Schetsplan Over de Maas, Zandwin- en Natuurontwikkelingsplan
Witteveen+Bos en Landschapspartners, 3 januari 2002

tekeningen

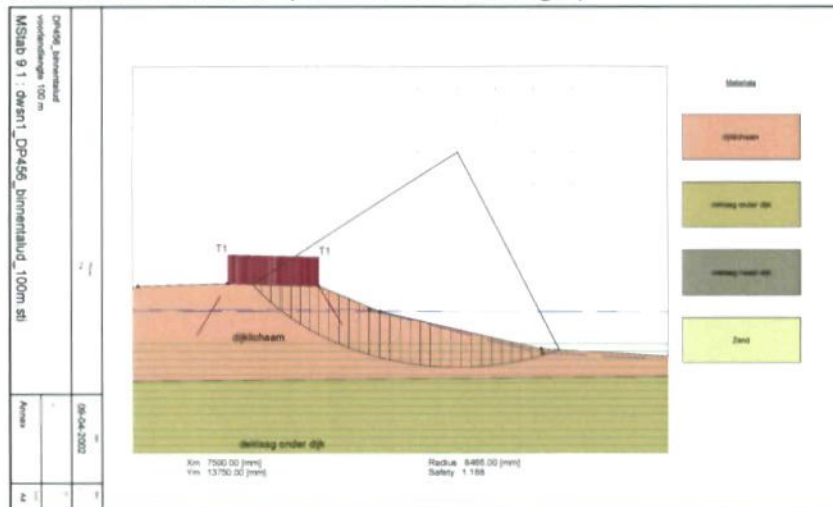
- [A] DHV – Verbetering Maasbandijk, polderdistrict Groot Maas en Waal
Overzichtstekening Dp. 340 - Dp. 472 Bestek. Tek. Nr. B-1-C12. 17-02-98
- [B] DHV – Verbetering Maasbandijk, polderdistrict Groot Maas en Waal
Dwarsprofielen Dp. 419.25 – 430.98 Bestek WMW. Tek. Nr. B-2-C13. 24-02-99
- [C] DHV – Verbetering Maasbandijk, polderdistrict Groot Maas en Waal
Dwarsprofielen Dp. 432.5 – 422 Bestek WMW. Tek. Nr. B-2-C14. 24-02-99
- [D] DHV – Verbetering Maasbandijk, polderdistrict Groot Maas en Waal
Dwarsprofielen Dp. 454 – 461.05 Bestek WMW. Tek. Nr. B-2-C16. 24-02-99

BIJLAGE I Plangebied Over de Maas

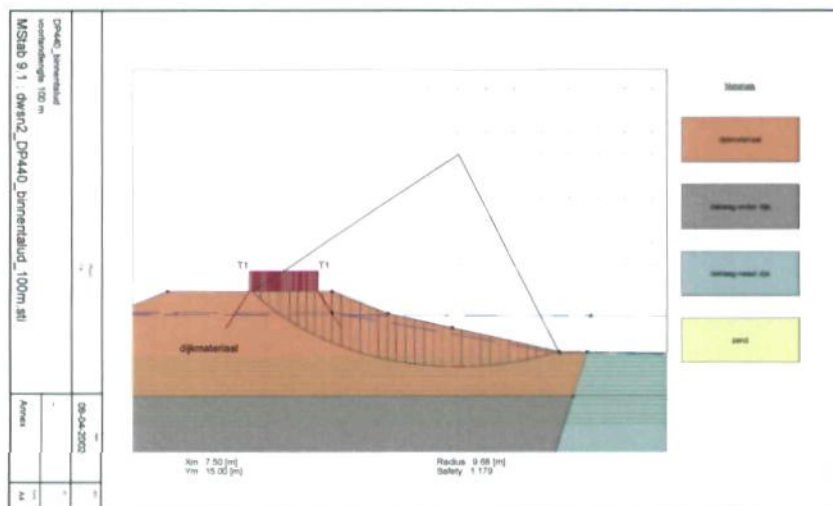


BIJLAGE III Kritieke glijcirkels dijk, MSTAB berekeningen

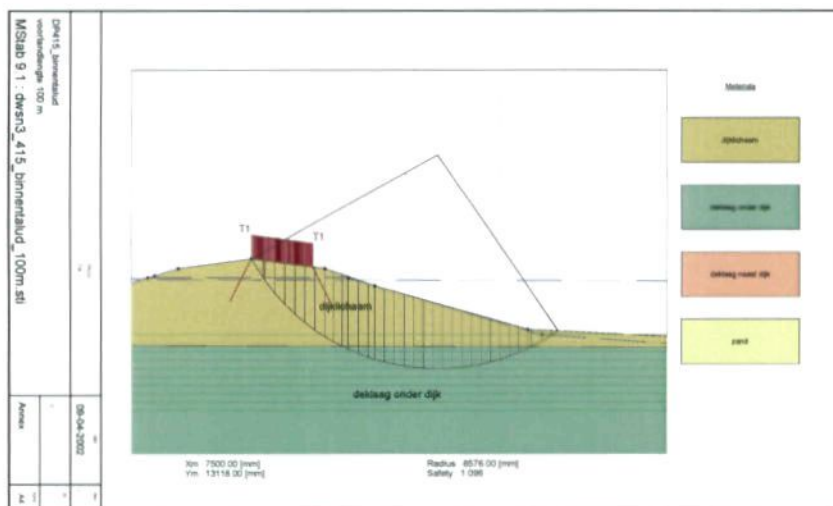
Stabiliteit binnentalud (100 m voorlandlengte)



Profiel
DP 456
SF = 1,19

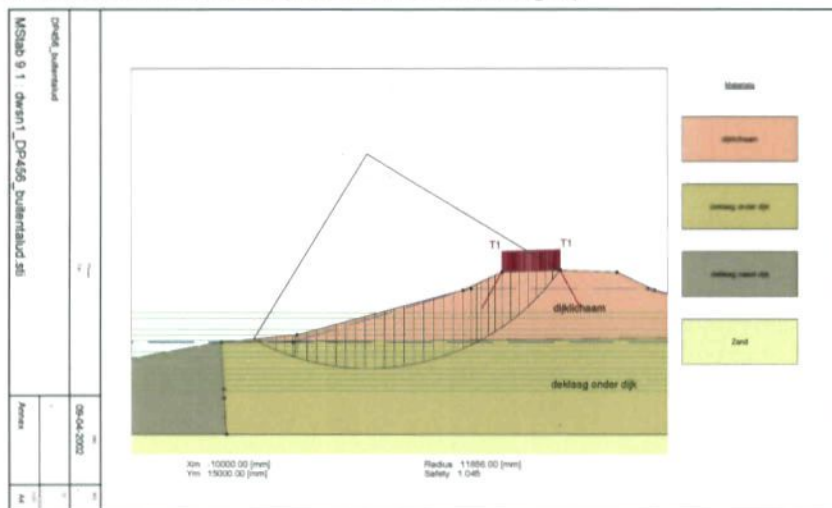


DP 440
SF = 1,18

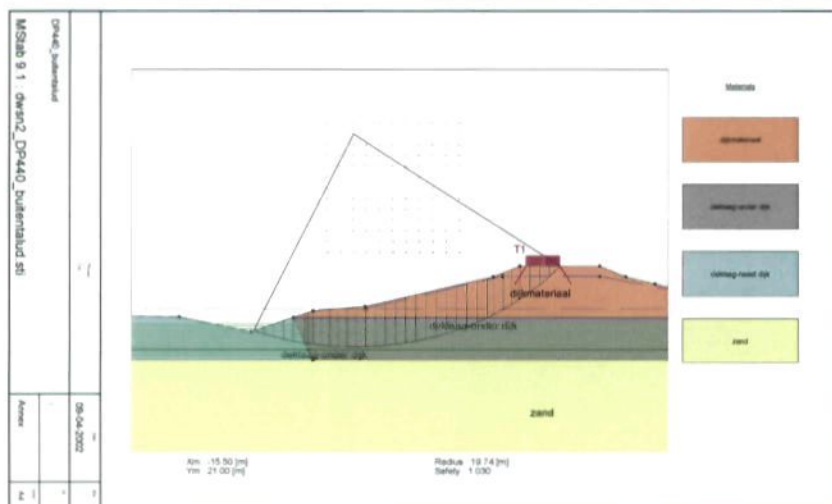


DP 415
SF = 1,10

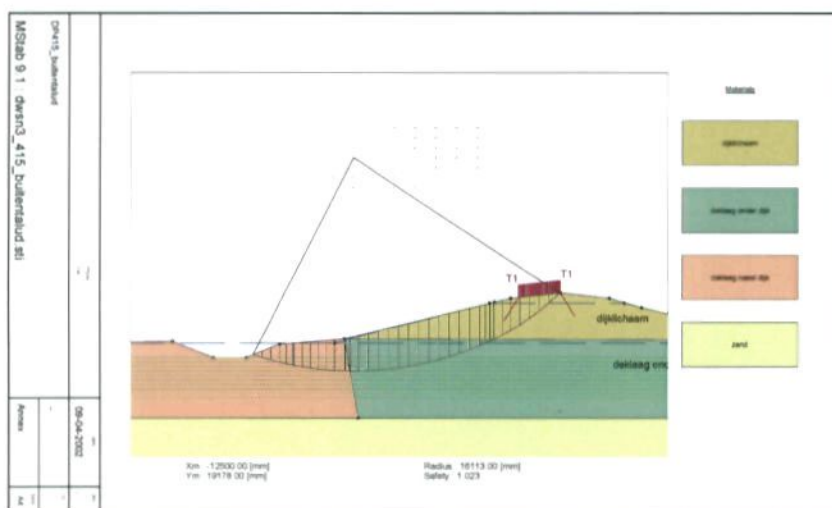
Stabiliteit buitentalud (100 m voorlandlengte)



Profiel
DP 456
SF = 1,05

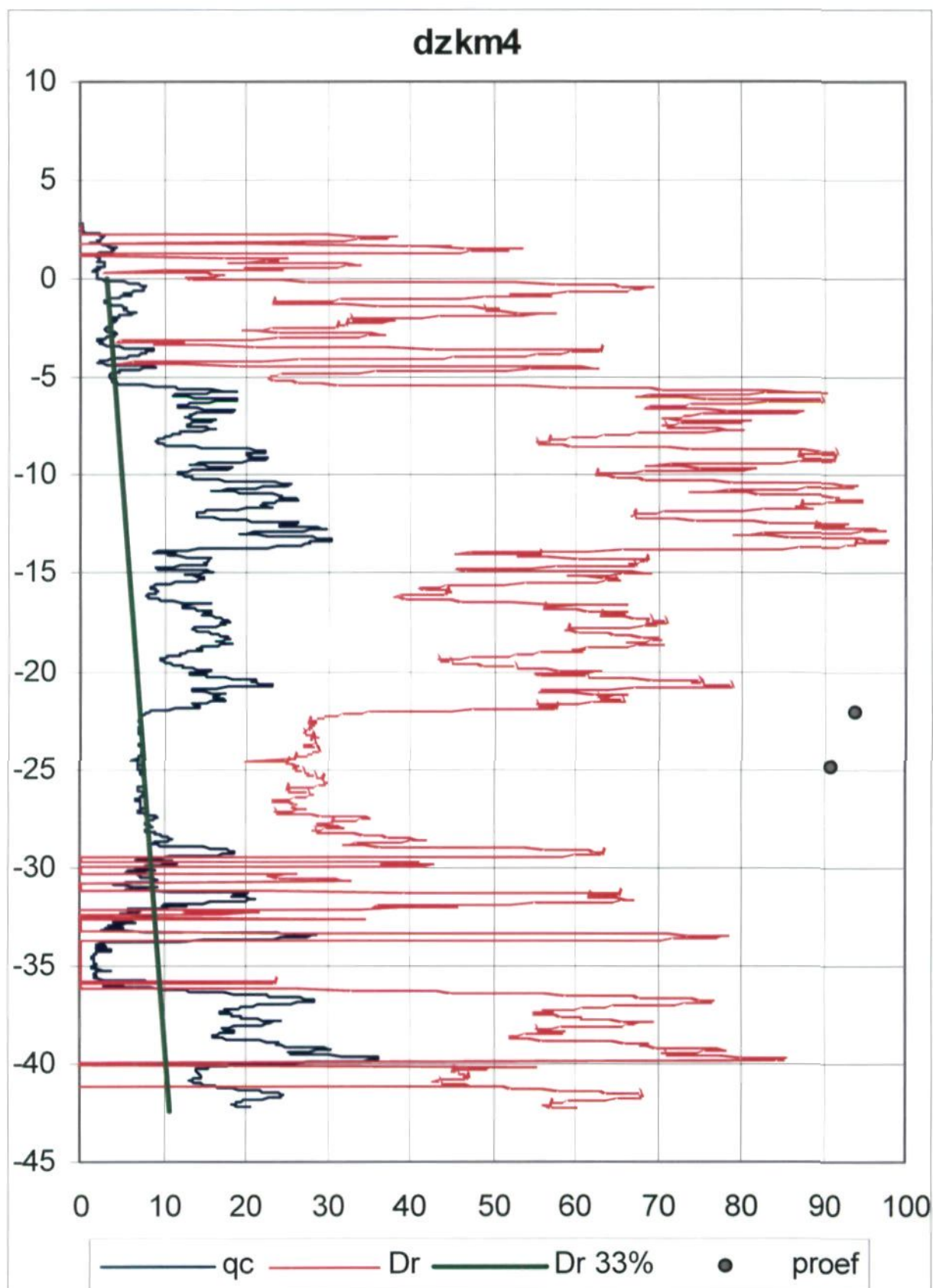


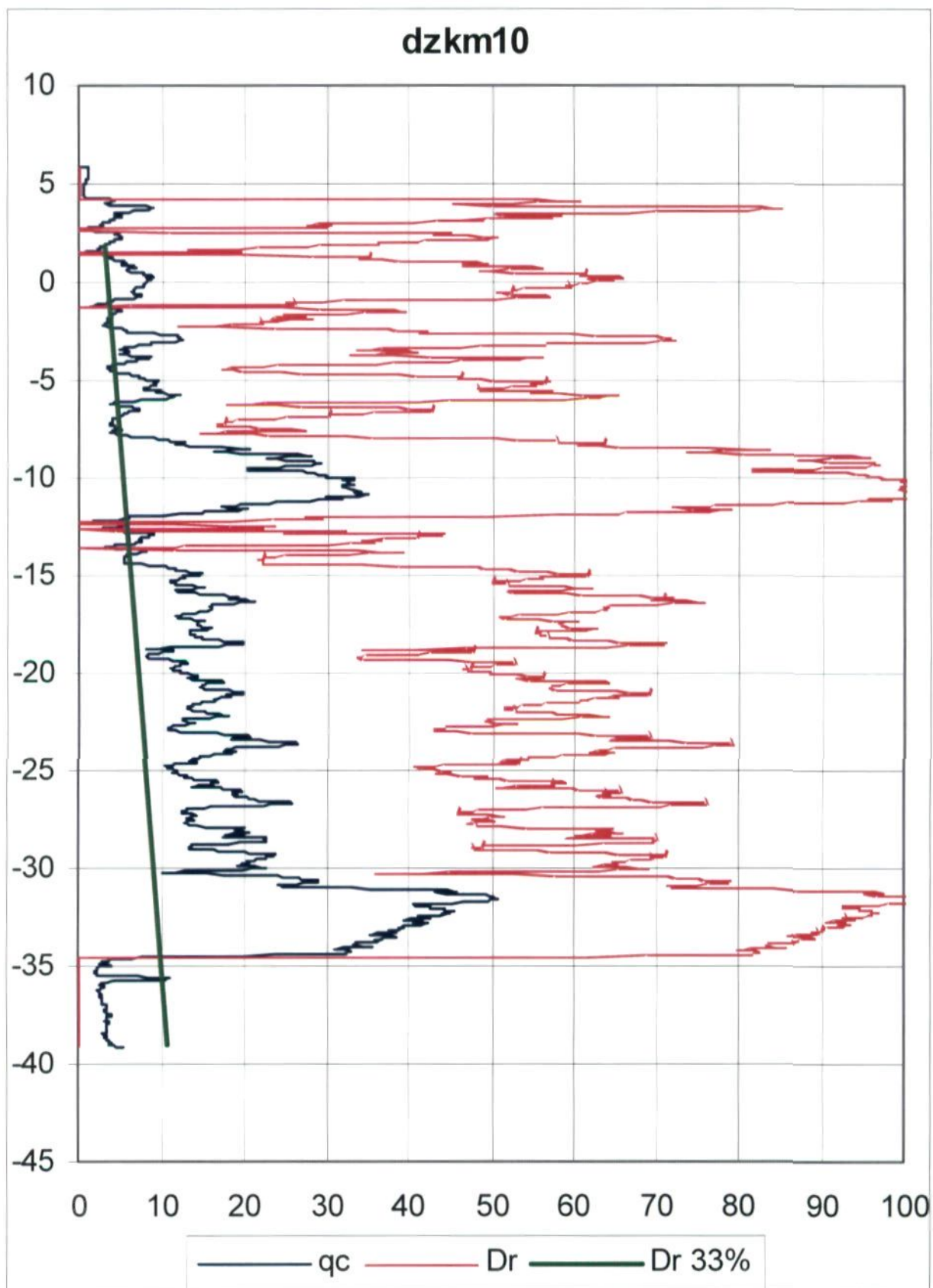
DP 440
SF = 1,03

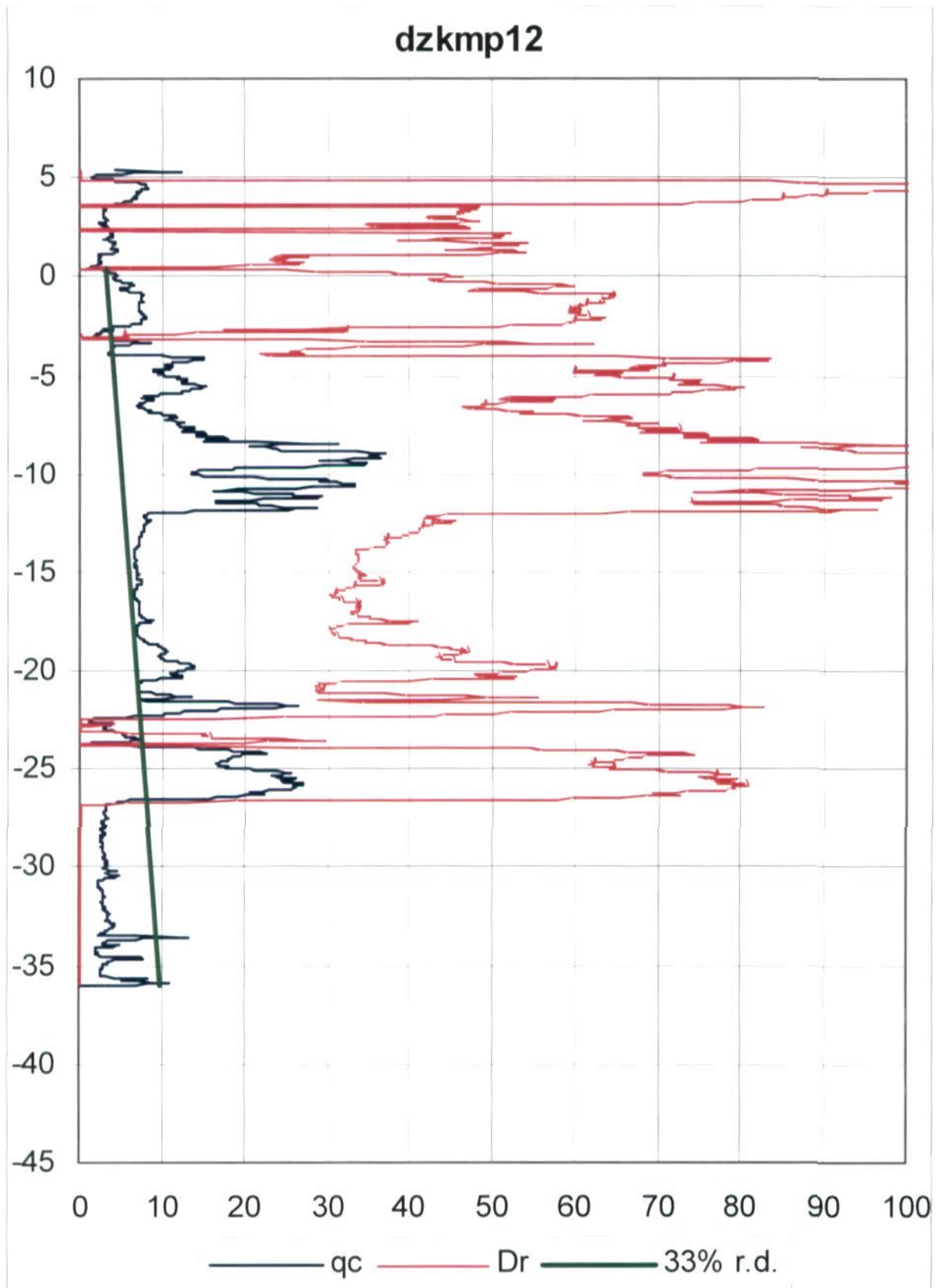


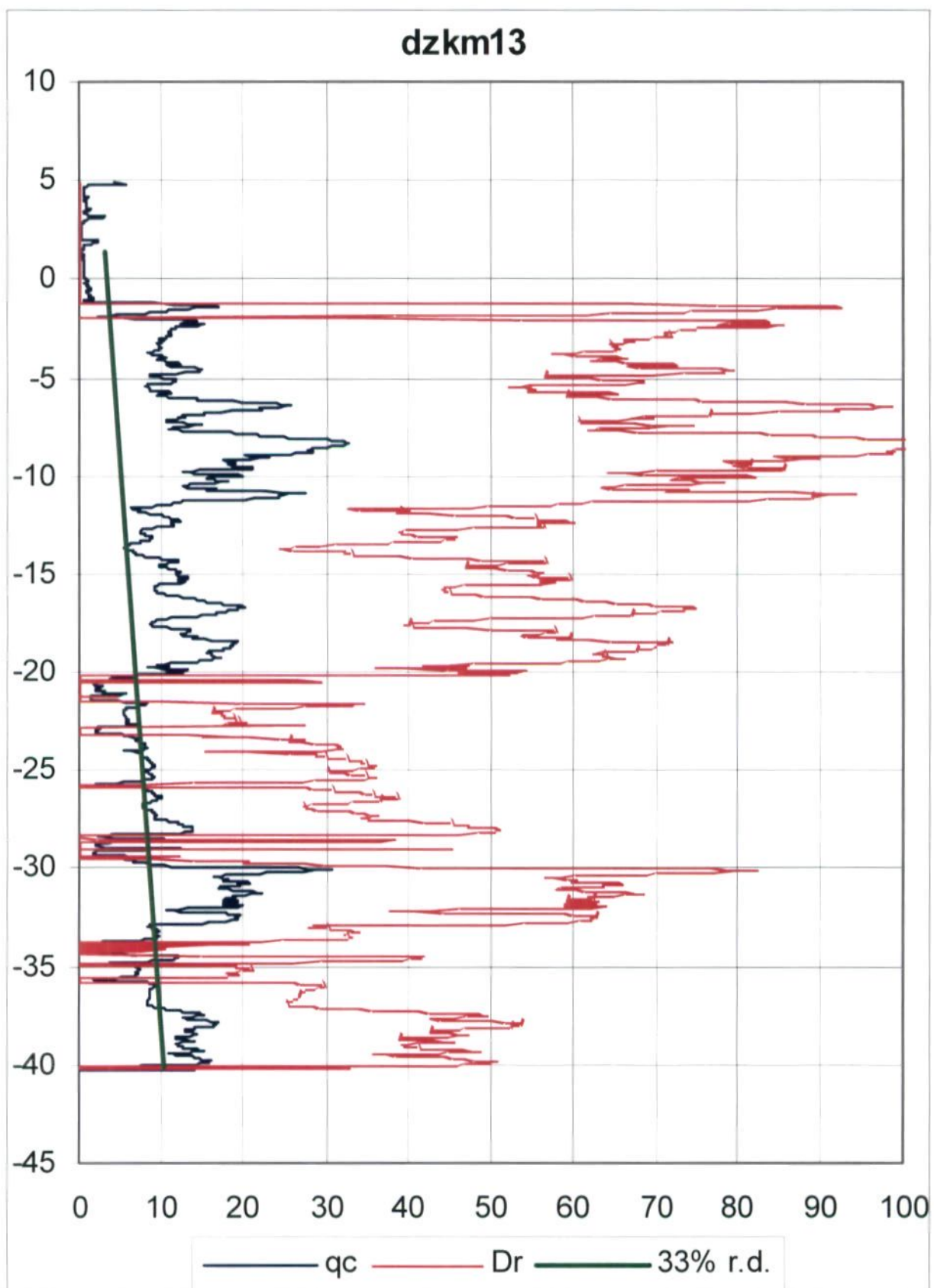
DP 415
SF = 1,02

BIJLAGE V Sonderingen met relatieve dichtheid









BIJLAGE XVI Notitie Rivierkundige berekeningen

water
infrastructuur
milieu
bouw

Witteveen+Bos
Haarlandsingel 319
postbus 2397
3000 CJ Rotterdam
telefoon 010 244 28 00
telefax 010 244 28 88

onderwerp	Rivierkundige berekeningen
project	Zandwin- en natuurontwikkelingsplan Over de Maas
opdrachtgever	provincie Gelderland
projectcode	Maas6-5
referentie	
opgesteld door	mw. dr. M.M. Busnelli
goedgekeurd door	ing. J.M. Faber
status	definitief
datum opmaak	27 juni 2005
bijlagen	afbeeldingen

paraaf

1. INLEIDING

1.1. Algemeen

De recente hoogwaters van Maas en Rijn van 1993 en 1995, de ongunstige verwachtingen over klimaatveranderingen en zeespiegelrijzing, maken dat een duurzame bescherming tegen hoogwater, zowel nu als in de toekomst, hoge prioriteit heeft. Op allerlei manieren wordt gewerkt aan die betere bescherming. Het gaat vooral om maatregelen die de rivier meer ruimte te geven zodat hogere waterafvoeren in de toekomst beter verwerkt kunnen worden. Natuurontwikkeling langs de rivier brengt vaak met zich mee dat delen van de uiterwaarden worden uitgegraven, in de vorm van uiterwaardverlaging, nevengeulen en natuurvriendelijke oevers. Hiermee ontstaat niet alleen ruimte voor de rivier, maar ook ruimte voor de beoogde natuurlijke begroeiing. Daarbij geldt als eis dat er een evenwicht moet worden gevonden tussen het belang van de voorgestelde natuurontwikkeling en het belang van minimalisering van de waterstandsverhoging en waar mogelijk maximalisering van de waterstandsverlaging. Rijkswaterstaat beoordeelt of de afvoercapaciteit door de ingreep niet vermindert. De ingreep moet tenminste 'waterstandneutraal' zijn.

Ingrepen in uiterwaarden worden getoetst in het kader van de Wet Beheer Rijkswaterstaat Werken (Wbr). De richtlijn voor deze toetsing (toetsingskader) is de Beleidslijn Ruimte voor de Rivier (1997). De doelstelling van de beleidslijn is: meer ruimte voor de rivier, de duurzame bescherming van mens en dier tegen overstroming bij hoogwater en het beperken van materiële schade. Rijkswaterstaat is het Bevoegd Gezag inzake de Wbr.

Ontgrondingen vallen niet onder de Wbr, maar onder de Ontgrondingenwet. De Staatssecretaris Rijkswaterstaat is bevoegd gezag over ontgrondingen in het zomerbed. De provincie is het bevoegd gezag in het overige deel van het rivierbed. Vergunningaanvragen in het winterbed worden door de Provincie altijd aan Rijkswaterstaat voorgelegd ter beoordeling. Een handleiding toetsing ontgrondingsvergunningaanvragen was ten tijde van dit rapport bij Rijkswaterstaat beschikbaar (RWS 2004).

1.2. Beoordelingsaspecten

De zandwinningsalternatieven zijn beoordeeld op:

- hun effecten op de maatgevende hoogwaterstanden;
- hun effecten op de waterbeweging bij niet-extreem hoogwater;
- hun effecten op de morfologie.

De eerste twee aspecten zijn met behulp van numerieke simulaties beoordeeld. De morfologische effecten zijn kwalitatief bepaald.

effecten op de maatgevende hoogwaterstanden

Natuurontwikkeling is toegestaan als aan de onderstaande voorwaarden wordt voldaan:

situering en uitvoering

In het regeringsvoornemen staat aangegeven dat veiligheid en natuurontwikkeling in elkaars verlengde liggen, met veiligheid als randvoorwaarde. Zorgvuldige inpassing van oobossen en ruigten is noodzakelijk om vergroting van de hydraulische weerstand te voorkomen. Deze voorwaarde eist dat een evenwicht wordt gevonden tussen het belang van de voorgestelde natuurontwikkeling en het belang van minimalisering van de waterstandsverhoging en waar mogelijk de maximalisering van de waterstandsverlaging. Netto moet het saldo waterstandsverlagend zijn. Vaak kan een plan dusdanig worden vormgegeven, dat verruwing door bijvoorbeeld een oobos wordt opgeheven door (extra) verruimende maatregelen elders binnen hetzelfde plan, of door een zo gunstig mogelijke situering van de begroeiing.

zaagtandenbenedering

Wanneer er sprake is van netto waterstandsverlaging (bijvoorbeeld wanneer de gewonnen ruimte na afgraving niet geheel wordt ingenomen door begroeiing) is er direct benedenstrooms van de verruiming, waar de stroom weer samenkomt in het oorspronkelijke profiel, veelal sprake van enige waterstandsverhoging door contractie van de stroming. Er ontstaat een 'zaagtand' in de waterstand. Indien de verhoging niet leidt tot de schending van belangen van derden, het ontwerp is geoptimaliseerd (dat wil zeggen dat de waterstandsverhoging zo laag mogelijk is), en er sprake is van een ruime netto waterstandsverlaging, kan in voorkomende gevallen toch vergunning worden verleend (RWS 2001). Onder een ruime netto waterstandsverlaging wordt verstaan dat het oppervlak van de verhogingsdriehoek vele malen kleiner is dan de verlagingsdriehoek. Daarnaast moet de maximale verhoging fors kleiner zijn dan de maximale verlaging.

effecten op de waterberging bij niet-extreem hoogwater

Niet-extreem hoogwater zijn alle hoge rivierafvoeren, vanaf het moment van onderlopen van uiterwaarden tot aan de minder voorkomende hoogwaterstanden. Met deze waterstanden hebben bewoners en gebruikers vaker te maken dan met het extreem hoge MHW. Een stationaire afvoer van 2465 m³/s wordt representatief geacht voor deze omstandigheden. Deze afvoer heeft een frequentie van 1/25. Aangegeven wordt wat het effect van de ingreep is op de waterstand, de stroomsnelheid en de afvoer-verdeling in zomer- en winterbed.

effecten op de morfologie

De zandwinning zal een verandering van stromingspatroon veroorzaken. Daardoor zullen morfologische veranderingen van het rivierbed optreden, zoals sedimentatie en erosie van het zomerbed, sedimentatie en erosie van het winterbed en oevererosie. Deze effecten kunnen nadelig zijn voor veiligheid tegen overstroming of voor de scheepvaart. Er gaat meer water door het winterbed van het plangebied, waardoor de stroomsnelheden in het zomerbed afnemen en sedimentatie optreedt. Daarom mag er niet teveel afvoer worden onttrokken. Voorwaarde is dat er geen hinder voor scheepvaart optreedt. Bij gemiddelde tot en met zomerbedvullende afvoer (orde van 1000 m³/s) mag maximaal 3% van de afvoer uit het zomerbed onttrokken worden conform richtlijn bij Rijkswaterstaat. De sedimentlast benedenstrooms van het plangebied neemt af waardoor het zomerbed erodeert. Er mag niet te veel sediment worden onttrokken aan het systeem door de zandwinning.

Door verlaging van het winterbed of begroeiing kunnen plaatselijk stroomluwten ontstaan. Op die plaatsen kan slib of zand neerslaan en zich ophopen. In gegraven nevengeulen kunnen ook aanzandigen ontstaan doordat er stroomvertraging optreedt. Er mag niet teveel stroomvertraging in nevengeulen optreden. Er mogen geen stroomluwe laagtes en hoeken ontstaan waar rivierwater kan stagneren. De oevers van de Maas en de zandwinning en het winterbedoppervlak mogen niet meer gaan eroderen als gevolg van de activiteiten.

2. BEREKENINGSWIJZE

De effecten op de waterstanden en de stroomsnelheden zijn bepaald met het twee-dimensionaal waterbewegingsmodel WAQUA van Rijkswaterstaat. De simulaties zijn uitgevoerd met WAQUA, versie Simona export 2003-01. Deze versie is bij Witteveen en Bos operationeel onder Linux. Het model berekent voor het hele winterbed de waterstanden, de stroomsnelheden en de stroomrichtingen. Rijkswaterstaat Directie Limburg heeft een afgeregelde WAQUA schematisatie van de Maas aangeleverd, alsmede een BASELINE-schematisatie beschikbaar gesteld. Dat laatste is een GIS-schematisatie van de Maas. Voor het onderhavige project is het gedeelte van km 181 tot km 212 als relevant deel geselecteerd. Randvoorwaarden, bodemgegevens en ruwheden in de huidige situatie zijn door Rijkswaterstaat Directie Limburg aangeleverd. Het model wordt de Referentiesituatie genoemd.

Drie van de vier alternatieven (alternatief 1A, 1B en 2) zijn in WAQUA geschematiseerd door verandering van de invoerfiles van de Referentiesituatie. Bodem, ruwheden, droge punten en overlaten zijn met behulp van BASELINE aangepast.

De volgende afvoersituaties zijn berekend:

1. Stationaire maatgevende afvoer van 3639 m³/s (frequentie 1:1250) bij (km 181)

Hierbij zijn de volgende beoordelingsaspecten onderscheiden:

- het waterstandsverschil van het nieuwe ontwerp met de uitgangssituatie in de as van de rivier;
- de lokale verhoging in de uiterwaarden. Verhoging van het MHW-gerelateerde vlak langs de bandijk kan van belang zijn voor het waterkeringsbeheer.

Benedenstrooms (km 212) is een waterstand van 6,78 m (frequentie 1:1250) gegeven.

De waterstanden na de ingreep langs de rivieras over de hele lengte van het projectgebied moeten op of onder de referentie liggen. Is dat niet het geval, dan moet het ontwerp zodanig aangepast worden dat wel aan deze eis wordt voldaan. Een plan kan dusdanig worden vormgegeven dat verruiming door bijvoorbeeld oobos wordt opgegeven door (extra) verruimende maatregelen elders binnen hetzelfde plan, of door een zo gunstig mogelijke situering van de begroeiing. De zaagtandbenadering zoals beschreven in paragraaf 1.2 wordt toegepast.

2. Stationaire afvoer van 2465 m³/s (niet-extreem hoogwater)

Met niet-extreem hoogwater hebben bewoners en gebruikers vaker te maken dan met het extreem hoge MHW. Een stationaire afvoer van 2465 m³/s wordt representatief geacht voor deze omstandigheden. Deze afvoer heeft een frequentie van 1 x per 25 jaar. Benedenstrooms (km 212) is een waterstand van 4,80 m gegeven. Deze afvoersituatie wordt in WAQUA gemodelleerd. Aangegeven wordt wat het effect van de ingreep is op de waterstanden, de stroomsnelheden en de afvoerverdelingen in zomer- en winterbed.

De berekeningen van de tweede situatie zullen uitgevoerd moeten worden wanneer aan de eisen voor waterstanden voor de maatgevende hoogafvoer wordt tegemoet gekomen.

3. Niet-stationaire afvoer in een hoogwatergolf situatie

De afvoergolf op km 181 word geïnterpoleerd met de beschikbare afvoergolven op km 177 (Grave beneden) en km 190.75 (Megen). Deze afvoeren en de waterstanden op km 212 zijn door Rijkswaterstaat aangeleverd. Het effect van de ingreep op de voortplanting golf wordt bepaald. Bovendien worden de waterstanden per km raai als input voor de grondwaterstudie gebruikt.

3. BEREKENINGSRESULTATEN

3.1. Stationaire afvoeren

De tabellen 3.1 en 3.2 geven een samenvatting van de afbeeldingen die de berekeningresultaten vertonen.

Tabel 3.1. Afbeeldingen maatgevende hoogwatersituatie

Maatgevende hoogwatersituatie				
Parameters	Referentie	Alternatief 1A	Alternatief 1B	Alternatief 2
Bodemdiepte	Afbeelding 3.1	Afbeelding 3.6	Afbeelding 3.13	Afbeelding 3.19
Ruwheidscode	Afbeelding 3.2	Afbeelding 3.5	Afbeelding 3.12	Afbeelding 3.20
Waterstanden	Afbeelding 3.3	Afbeelding 3.8	Afbeelding 3.15	Afbeelding 3.22
Snelheden	Afbeelding 3.4	Afbeelding 3.9	Afbeelding 3.16	Afbeelding 3.23
Bodemdiepteverschil	-	Afbeelding 3.7	Afbeelding 3.14	Afbeelding 3.21
Waterstandverschil	-	Afbeelding 3.10	Afbeelding 3.17	Afbeelding 3.24
Snelheidverschil	-	Afbeelding 3.11	Afbeelding 3.18	Afbeelding 3.25
WS langs banddijken	-	Afbeelding 3.26	Afbeelding 3.27	Afbeelding 3.28

Tabel 3.2. Afbeeldingen niet-extreme hoogwatersituatie

Niet extreme hoogwatersituatie				
Parameters	Referentie	Alternatief 1A	Alternatief 1B	Alternatief 2
Waterstanden	Afbeelding 3.29	Afbeelding 3.31	Afbeelding 3.35	Afbeelding 3.39
Snelheden	Afbeelding 3.30	Afbeelding 3.32	Afbeelding 3.36	Afbeelding 3.40
Waterstandverschil	-	Afbeelding 3.33	Afbeelding 3.37	Afbeelding 3.41
Snelheidverschil	-	Afbeelding 3.34	Afbeelding 3.38	Afbeelding 3.42

3.2. Niet-stationaire afvoeren in een hoogwatergolfsituatie

Afbeelding 3.43 en 3.44 laten de randvoorwaarden van het model zien. Afbeelding 3.45 en 3.46 laten de waterstanden voor de Referentiesituatie, Alternatief 1A, Alternatief 1B en Alternatief 2 op km 202 en 204 zien.

4. ANALYSE RIVIERKUNDIGE EFFECTEN

4.1. Effecten op de maatgevende hoogwaterstanden

Bij de beoordeling van de optredende waterstanden is de zaagtandbenadering toegepast (zie par. 1.2). Afbeelding 3.47 laat het verschil zien tussen de waterstanden in de as van het zomerbed van de rivier voor de Referentiesituatie, Alternatief 1A, 1B en 2 voor de maatgevende hoogwaterafvoer.

De oppervlakte van uiterwaardverlaging is bij Alternatief 1A en 1B groter dan bij Alternatief 2, waarin de uiterwaardverlaging wordt geconcentreerd. Bovendien heeft Alternatief 1A een nevengeulachtige structuur. Deze twee aspecten, oppervlakte uiterwaardverlaging en nevengeulachtige structuur, hebben een positief effect op de verlaging van waterstanden. Alternatief 1A levert een maximum waterstandsverlaging van 10,1 cm en een lokale waterstandsverhoging van 1,2 cm benedenstrooms. De waterstandsverlaging bij Alternatief 1A plant zich ongeveer 30 km bovenstrooms van de bovenrand (km 181) voort. Alternatief 1B levert een maximum waterstandsverlaging van 9,3 cm en een lokale waterstandsverhoging van 1,3 cm benedenstrooms. Alternatief 2 levert een maximum waterstandsverlaging van 6,3 cm en een lokale waterstandsverhoging van 1,0 cm benedenstrooms.

Afbeelding 3.47 laat onregelmatigheden zien in de waterstandsverschil-curve. Voor Alternatief 1A neemt het waterstandsverschil van bovenstrooms tot km 200 zichtbaar toe en op km 201 neemt lokaal af. Daarna neemt de waterstandsverlaging tot km 202 toe en neemt deze geleidelijk af tot km 203. Een lokale reductie van de waterstandsverlaging ontstaat dus op km 201. Deze lokale reductie is ook zichtbaar bij Alternatief 1B. Dit is te verklaren door de vernauwing van de zandwinningsplaats en door de overgang naar de nevengeul die de plaatsen verbindt.

Alternatief 1C wordt tweezijdig met de hoofdgeul aangetakt. Alternatief 1C is ten tijde van deze studie nog niet geoptimaliseerd. Geen opvallende waterstandsverlaging maar zelfs opstuwing kan worden verwacht met het toenmalige ontwerp, daardoor is Alternatief 1C niet gemodelleerd. De overgangen zijn abrupt, hetgeen rivierkundig zeer ongunstig is o.a. waar de plas begint en bij de Moleneindsche Waard. Alternatief 1C heeft veel aanpassingen nodig om rivierkundig positief te scoren, o.a. bredere doorgang watergang direct westelijk van veerweg en een geleidelijke overgang tussen de plassen en de hoofdgeul. Wanneer Alternatief 1C zodanig aangepast is dat, een gunstige rivierkundige vormgeving ontstaat, zou dit alternatief ook een netto waterstandsverlaging kunnen opleveren, die vergelijkbaar is met die van Alternatief 2.

Een maximale lokale waterstandsverhoging in de uiterwaarden van ongeveer 2 cm treedt op voor Alternatieven 1A en 1B en van ongeveer 1 cm voor Alternatief 2. De plekken langs de banddijken, waarin een waterstandsverhoging optreedt, zijn van belang om een relatie met de lokale kruinhoogtes van de dijk te bepalen. Deze plekken zijn te identificeren vanuit Afbeeldingen 3.10, 3.17 en 3.24. Afbeeldingen 3.26, 3.27 en 3.28 tonen de waterstanden en het verschil met de Referentiesituatie langs de banddijken voor Alternatief 1A, 1B en 2. De waterstanden langs de dijken kunnen uit deze figuren direct getrokken worden. Tabel 4.1 geeft de kruinhoogtes weer van de dijk voor de Gelderse kant alsook de waterstand en het verschil met de Referentiesituatie.

Tabel 4.1. Kruinhoogte van de dijken en MHW en verschil langs de banddijken per Alternatief.

	Kruinhoogte	MHW 1A/Verschil	MHW 1B/Verschil	MHW 2/Verschil
km 203	8,85m+NAP	7,25m+NAP / 7mm	7,26m+NAP / 9mm	7,25m+NAP / 2mm
km 204	8,75m+NAP	7,26m+NAP / 13mm	7,26m+NAP / 13mm	7,25m+NAP / 8mm
km 205	7,90m+NAP	7,22m+NAP / -2mm	7,25m+NAP / -3mm	7,22m+NAP / -2mm

Uit afbeeldingen 3.26, 3.27 en 3.28 valt op te maken, dat een waterstandsverhoging langs de bandijken vanaf km 203 t/m km 205 ontstaat. De maximale waterstandsverhoging is bij km 204, 13 mm voor Alternatieven 1A en 1B en 8 mm voor Alternatief 2.

De piek in de waterstanden in de rivieras bij MHW is waarschijnlijk wel toelaatbaar omdat deze veel kleiner is dan de winst. Dit betekent wel dat RWS hiervoor moet afwijken van het beleid. Hierbij is het van belang dat de dijkbeheerder akkoord gaat met deze plaatselijke waterstandsverhoging (zie tabel 4.1). Bovendien mag door de waterstandsverhoging in de uiterwaarden geen schade aan derden ontstaan. Dit kan met name een probleem opleveren indien de piek meer dan 1 cm is. Bij MHW is er waar de waterstandsverhoging optreedt geen sprake van schade aan derden.

4.2. Effecten op waterstanden en stroomsnelheden bij niet-extreem hoogwater

Afbeelding 3.48 laat het verschil zien tussen de waterstanden in de as van het zomerbed van de rivier voor de Referentiesituatie, Alternatief 1A, 1B en 2 voor de niet-extreme hoogwaterafvoer. Er is een duidelijk verschil met de maatgevende hoogwatersituatie. De waterstanden voor Alternatief 2 resulteert in een netto opstuwing. De opstuwing benedenstrooms is hoger dan voor de maatgevende hoogwatersituatie voor Alternatieven 1A (2cm) en 1B (3cm).

Afbeelding 3.48 laat onregelmatigheden zien in de waterstandsverschil-curve voor Alternatief 1A, zoals die van de MHW situatie. Deze ontstaan niet voor Alternatief 1B. Dit is te verklaren door de vernauwing van de zandwinningplaats en de overgang naar de nevengeul die de plaatsen verbindt. Voor Alternatief 1A is het effect van de vernauwing van de zandwinning ter plaatse van km 201 ook opvallend voor de niet-extreem hoogwatersituatie. Dit komt door de nevengeul bovenstrooms die de uiterwaard met de hoofdgeul verbindt en waardoor meer water naar de uiterwaarden stroomt dan voor Alternatief 1B.

Het is belangrijk dat ter plaatse van het optreden van waterstandsverhoging geen schade aan derden ontstaat. Bebouwingen zijn hiervoor in kaart gebracht met behulp van ACN (Adres Coördinaten Nederland) van oktober 2004. Bebouwingen en waterstandsverschil zijn in Afbeeldingen 3.33, 3.37 en 3.41 te zien. Bebouwingen vallen net buiten het gebied van waterstandsverhoging voor alle alternatieven. Het is opmerkelijk dat rondom twee bebouwingen bij alle alternatieven, bij km 202 langs de banddijk, waterstandsverhoging optreedt, waar voorheen (Referentiesituatie) geen waterstand ontstond.

De afvoer door het zomerbed voor de hoge, niet extreme afvoersituatie wordt voor Alternatief 1A en 1B meer dan 10% gereduceerd (12% en 17%) in vergelijking met de referentiesituatie. De snelheidsveranderingen zijn voor Alternatief 2 (ordegrootte ± 0.3 m/s) minder dan voor Alternatief 1A en 1B (ordegrootte ± 0.8 m/s).

De stroomsnelheden in de as van het zomerbed van de rivier in het betreffende riviergedeelte nemen af. Bovenstrooms van het betreffende riviergedeelte nemen de stroomsnelheden toe. Door de afname van de stroomsnelheden in de as van de hoofdgeul van de rivier in het betreffende riviergedeelte, is bodemverhoging tijdens hoogwater te verwachten. Bovenstrooms van het betreffende riviergedeelte nemen de stroomsnelheden toe en daardoor zal erosie van het zomerbed optreden. De opbouw van de bodemverhoging in de hoofdgeul zal relatief snel plaatsvinden. Het tijdens hoge afvoer gesedimenteerde volume plant zich als een bodemgolf in benedenstrooms richting voort.

De stroomsnelheden in het winterbed nemen lokaal toe. Die hogere stroomsnelheden moeten in het ontwerp van constructies worden meegenomen.

4.3. Effect op de hoogwatergolf situatie

Afbeelding 3.45 laat een waterstandsverlaging zien bij km 202 van maximaal 12 cm voor Alternatief 1B en van 9 cm voor Alternatief 1A voor een afvoer van $3375 \text{ m}^3/\text{s}$. Dit vindt plaats voordat de piekafvoer bereikt is. Voor Alternatief 2 is de maximale waterstandsverlaging 5 cm voor de piekafvoer van $3639 \text{ m}^3/\text{s}$.

Afbeelding 3.46 laat een waterstandsverhoging zien bij km 204 van maximaal 3 cm voor Alternatief 1B en van 2 cm voor Alternatief 1A. Dit vindt plaats voor afvoeren lager dan de piekafvoer van $3639 \text{ m}^3/\text{s}$.

Voor Alternatief 2 is de maximale waterstandsverhoging maximaal 1 cm en dit geldt voor afvoeren lager dan de piekafvoer. Voor de piekafvoer is deze waterstandsverhoging ruim 1 cm voor alle alternatieven.

De waterstandsverlaging hangt af van de afvoer. Hoe minder de afvoer hoe minder waterstandsverlaging. De waterstandsverhoging is minder afhankelijk van de afvoer, voor afvoeren lager dan de piekafvoer blijft deze gelijk maar is deze groter dan die van de piekafvoer.

4.4. Morfologische effecten

4.4.1. Effecten in het zomerbed door nevengeulen

De morfologische effecten in het zomerbed als gevolg van de zandwinning worden in deze notitie in globale zin geschat. Er zijn geen numerieke modelberekeningen uitgevoerd.

Herinrichtingen in de uiterwaarden hebben, afhankelijk van het afvoerniveau, invloed op de afvoerverdeling tussen het zomerbed en de uiterwaarden. Deze verandering in afvoerverdeling heeft consequenties voor de bodem ligging in het zomerbed. Een afnemende afvoer door het zomerbed leidt tot minder sedimenttransporterend vermogen in de hoofdgeul, hetgeen resulteert in lokale sedimentatie en erosie.

Morfologische consequenties voor het zomerbed zijn met name afhankelijk van de mate waarin de afvoerverdeling tussen zomerbed en uiterwaard wordt beïnvloed en de tijdsduur en lengteschaal waarover zich een daadwerkelijke beïnvloeding van de afvoerverdeling voordoet.

De frequentie van de afvoerverandering op het zomerbed van Alternatief 1B is klein. Daarom heeft Alternatief 1B een verwaarloosbare invloed op de morfologie op het zomerbed. Alternatieven 1A, 1C en 2 worden gekenmerkt door nevengeulen. Het is de bedoeling dat de nevengeulen permanent stromen. De nevengeulen beïnvloeden de afvoerverdeling tussen uiterwaard en zomerbed tijdens het hele jaar (hoge frequentie).

De omvang van de aanzanding in de hoofdgeul wordt gerelateerd aan de nevengeulafvoer. De belangrijkste principes en veronderstellingen die zijn gebruikt om tot een vereenvoudigd, analytisch model van morfologische veranderingen in de hoofdgeul te komen zijn beschreven door Sieben (1998). Voor de theoretische analyse wordt onderscheid gemaakt in de nevengeul met afvoer ΔQ en een hoofdgeul met afvoer Q . Benedenstroomse condities (waterstanden) worden onveranderd aangenomen, hetgeen impliceert dat het jaarlijks onttrokken volume water en sediment terugkeert in de rivier. Lange termijn ontwikkelingen in de nevengeul zijn niet beschouwd.

De statische evenwichtshoogte van de drempel kan eenvoudig worden geschreven als:

$$\Delta z = h \frac{\Delta Q}{Q} \quad (4.1)$$

waarin h is de benedemstrooms waterdiepte.

Verwaarlozing van het naijlgedrag van veranderingen in de bodem leidt tot de volgende expliciete relatie voor de jaargemiddelde drempelhoogte:

$$\overline{\Delta z} = \frac{1}{T} \int \Delta z \, dt \quad (4.2)$$

De bovenstaande benadering maakt ook een snelle schatting van de maximale nevengeulafvoer mogelijk. Het verband tussen de maximale bodemverhoging in de hoofdgeul en de maximale nevengeulafvoer kan worden geschreven als:

$$\frac{\Delta Q_{\max}}{Q} = \frac{\Delta z_{\max}}{h} \quad (4.3)$$

De bodemverhoging in de hoofdgeul kan worden gerelateerd aan de relatieve nevengeulafvoer. Een nevengeul mag in beginsel tijdens gemiddelde afvoer hooguit 3% van de afvoer aan het zomerbed onttrekken [Sieben 1998, RWS 2004]. Deze vuistregel is afgeleid uit analytische model voor bodemlengteprofielen en een maximaal toelaatbare verhoging van de gemiddelde bodemligging in het zomerbed. Verondersteld wordt dat het effect van sedimentonttrekking aan de hoofdgeul nihil is (Sieben 1998). Voor wat betreft de bodemverhoging in de hoofdgeul levert dit een veilige benadering op. Voor kleine en hogere afvoer, met lage frequentie, zou deze verhouding vergroot kunnen worden.

De toegestane afleiding van water vanuit het zomerbed volgens RWS 2004 is samengevat in Tabel 4.2. Bij de aangegeven afvoerverdeling is het effect op de waterkrachtcentrale niet genomen.

Tabel 4.2. Toegestane afvoer naar de nevengeul volgens RWS 2004.

Maasafvoer [m ³ /s]					
Uitzonderingssituaties <30	0-200	200-500	500-ca.1000	1000-ca.2000	> 2000
beperkte afvoer of nul	<10 m ³ /s	< 5%	< 3%	< 3% - 10%	< 10%

Vanuit waterkwaliteit zijn 310000-385000 m³/dag door de nevengeul nodig, d.w.z. 3.59-4.46 m³/s. Voor afvoeren tussen 30 en 200 m³/s is altijd mogelijk de voor waterkwaliteit vereiste afvoer naar de nevengeul af te leiden. Voor afvoeren beneden ca. 30 m³/s bestaat de kans dat geen afvoer door de nevengeul is toegestaan. Het aantal dagen per jaar dat een afvoer van 30 m³/s bij Lith wordt onderschreden is 3.65 dagen/jaar. Tussen 200 en 500 m³/s is de waterkwaliteit vereiste afvoer voldaan met 2.2% van de zomerbedafvoer voor 200 m³/s en met 0.90% voor 500 m³/s. Vanaf 500 tot ca. 1000 m³/s is 0.90% van de zomerbedafvoer vanuit waterkwaliteit nodig voor een afvoer van 500 m³/s en 0.45% voor 1000 m³/s. Tussen 1000 en 2000 m³/s is 0.45% vanuit waterkwaliteit nodig voor een afvoer van 1000 m³/s en 0.22% voor 2000 m³/s.

Bij afvoeren waarbij aanzienlijke morfologische veranderingen kunnen optreden, tussen 500 tot ca. 1000 m³/s bedraagt het benodigde percentage afvoer door de nevengeul minder dan 1% van de zomerbedafvoer. De maximale aanzanding is dan 0.10 m bij afvoeren tussen 500 tot ca. 1000m³/s (vgl. 4.3).

4.4.2. Morfologische ontwikkeling van nevengeulen en mitigerende maatregelen

Om het onderhoud van nevengeulen te beperken is een minimaal aanbod van sediment naar de nevengeul gewenst. Het ontwerp van de nevengeulinlaat speelt daarbij een belangrijke rol. Bovendien zou de afvoer door de nevengeul, tijdens lage en gemiddelde afvoer, beperkt moeten worden om ongewenste sedimentatie van het zomerbed te voorkomen. De voor de waterkwaliteit vereiste afvoer zou naar de nevengeul afgeleid moeten worden. Deze afvoer bedraagt maximaal 1% van het zomerbedafvoer gemiddelde afvoer (zie par. 4.4.1).

Met behulp van een inlaatconstructie zal de afvoer naar de nevengeul gereguleerd kunnen worden zodat alleen maar de voor waterkwaliteit benodigde afvoer afgeleid wordt.

Aandacht zou daardoor besteed moeten worden aan de nevengeulinlaat. Locatie en oriëntatie van de intake spelen een belangrijke rol in het sediment die naar de nevengeul afgeleid wordt en in de sedimentatie van de nevengeulen. Bovendien is het belangrijk om de nevengeulen zodanig te ontwerpen dat het water en sediment getransporteerd kunnen worden.

De nevengeulinlaat zou geoptimaliseerd moeten worden zodat een minimale sediment aanbod naar de nevengeul wordt gehandhaafd. De locatie van de nevengeulinlaat is voor alle Alternatieven (1A, 1C en D) van het zandwinningplan ongunstig. De nevengeulinlaat ligt in de binnen zijde van de rivierbocht waarin sedimentatie plaats vindt. De beste aanbevolen locatie is juist de buiten zijde van de rivierbocht waar erosie plaats vindt. Maatregelen zullen genomen moeten worden om het sedimenttransport naar de nevengeul te minimaliseren. Te noemen vallen voorkomende maatregelen zoals zandvangen en baggeren (Raudkivi 1993, Ghimire 2003).

De oriëntatie van de nevengeulinlaat is ook bepalend voor het sedimenttransport naar de nevengeul. Door Vanoni (1975) is een hoek van 30 tot 40° aanbevolen. Voor alle alternatieven is deze 90° en heeft daardoor een ongunstige invloed op het sedimenttransport naar de nevengeul.

Het ontwerp van nevengeulinlaat en nevengeul moet robuust en flexibel zijn, waardoor men de morfologische processen kan sturen en aanpassen. Het systeem d.w.z., zomerbed, kaden, oevers, begroeiing, nevengeulinlaat en nevengeulen zal gemonitord moeten worden. Mogelijke nadelige effecten van onzekerheden in de voorspelling van morfologische effecten kunnen dan binnen het vigerend onderhoudsplan van de vaarweg / nevengeul worden meegenomen.

4.4.3. Erosie risicogebieden en mitigerende maatregelen

Aanpak

Voor het bepalen van de risicogebieden is de kritische bodemschuifspanning volgens de volgende formule bepaald:

$$\tau_c = \psi_c \Delta \rho g D_{50} \quad (4.4)$$

waarin,

τ_c = kritische bodemschuifspanning [N/m²]

ψ_c = kritische Shields-parameter [-]

Δ = specifieke dichtheid bodemmateriaal = 1.65 [-]

ρ = dichtheid water = 1000 [kg/m³]

g = zwaartekrachtsversnelling = 9.81 [m/s²]

D_{50} = korreldiameter bodemmateriaal die door 50 (volume)% van de korrels wordt onderschreden [m]

Traject km 168-225 van de Maas wordt gekarakteriseerd door overwegend zand met $D_{50}=0,4-0,7$ mm en $D_{90}=0,8-20,0$ mm. Voor D_{50} is een waarde van 0.55 mm aangehouden. De kritische Shields-parameter ψ_c hangt af van de dimensieloze diameter D_* zoals in de volgende formule is gedefinieerd:

$$D_* = D_{50} \left(\frac{\Delta g}{\nu^2} \right)^{1/3} \quad (4.5)$$

waarin,

ν = kinematic viscositeit = 10^{-6} [m²/s]

Voor $D_* = 14$ hoort een kritische Shields-parameter $\psi_c = 0.03$. De kritische bodemschuifspanning is daarmee 0.27 N/m².

De actuele bodemschuifspanning wordt bepaald als:

$$\tau = \rho g \left(\frac{u}{C_{90}} \right)^2 \quad (4.6)$$

waarin,

τ = actuele schuifspanning [N/m²]

u = lokale verticaalgemiddelde stroomsnelheid [m/s]

C_{90} = Chezy-ruwheids coëfficiënt, gerelateerd aan de D_{90} [$m^{0.5}/s$]

C_{90} is gedefinieerd als:

$$C_{90} = 18 \log \left(\frac{12h}{3D_{90}} \right) \quad (4.7)$$

waarin,

h = lokale waterdiepte

D_{90} = korreldiameter bodemmateriaal die door 90 (volume)% van de korrels wordt onderschreden [m]

Voor D_{90} is een waarde van 10 mm aangehouden.

Op basis van de WAQUA berekeningen wordt de actuele bodemschuifspanning bepaald. De actuele bodemschuifspanning wordt vergeleken met de kritische bodemschuifspanning om de boven-kritische bodemschuifspanning in kaart te brengen. De locaties waar maatregelen nodig zijn om erosie te voorkomen kunnen daardoor aangeduid worden.

Bovendien mogen de oevers van de Maas niet gaan eroderen. De oevers langs de Maas (km 196-207) zijn verdedigd met stortstenen van 10-60 kg (Tönjes 2005). De kritieke stroomsnelheid bij de oevers wordt in deze studie geschat met een stabiliteitformule die gebaseerd is op vgl. 4.4 van Shields. Omgekeerd kan bij een bepaalde stroomsnelheid die groter is dan de kritieke stroomsnelheid de benodigde bodemverdediging en oeververdediging worden berekend.

De dimensioneringsformule is verkregen door vergelijking 4.4 en 4.6 aan elkaar gelijk te stellen:

$$\Delta D_n = \frac{u_c^2}{K_{\text{helling}} \psi_c C_{90}^2} K_{\text{marge}} \quad (4.8)$$

waarin,

u_c = kritische stroomsnelheid [m/s]

D_n = nominale steendiameter [m]

K_{helling} = coëfficiënt die de helling van het talud in aanmerking neemt [-]

K_{marge} = coëfficiënt om een veiligheidsmarge in rekening te brengen [-]

De nominale steendiameter D_n is de steendiameter die wordt bepaald uit de gemiddelde massa van de steensortering als:

$$D_n = \sqrt[3]{\frac{M}{\rho_s}} \quad (4.9)$$

waarin,

M = massa steen [kg]

ρ_s = dichtheid steen [kg/m^3]

K_{helling} wordt bepaald als volgt:

$$K_{\text{helling}} = \sqrt{1 - \frac{\sin^2 \alpha}{\sin^2 \phi}} \quad (4.10)$$

waarin,

α = zij hoek [-]

ϕ = interne hoek van wrijving [-]

Voor een talud 1:2,5 en een interne hoek van wrijving van 40° heeft $K_{helling}$ een waarde van 0,81. Voor de K_{marge} wordt een toeslag van 20 % aangehouden, hetgeen inhoudt dat $K_{marge}=1,2$.

Bij toepassing van vgl. 4.8 wordt voor de oevers, verdedigd met stortstenen van 10-60 kg ($D_n=0,24$ m), een kritische snelheid van 3 m/s berekend. Een waarde van $C_{90}=35 \text{ m}^{0.5}/\text{s}$ en $\psi_c=0.03$ wordt aangehouden.

De maatgevende stroomsnelheid is bepaald uit de niet-extreem hoogwatersituatie 1/25 jaar afvoer, overeenkomend met $2465 \text{ m}^3/\text{s}$. Ten eerste is vastgesteld waar stroomsnelheden de kritische stroomsnelheid overschrijden. Boven deze snelheid dient een bescherming te worden aangebracht.

Analyse

De gebieden bij elk alternatief waar de actuele schuifspanning (bij 1/25 jr afvoer) de kritische schuifspanning overschrijdt, zijn bepaald vanuit de WAQUA waterstanden en snelheidsberekeningen (vgl. 4.6). Gebieden die onder de kritische schuifspanning (vgl. 4.4) liggen worden niet meegenomen. Hierna zijn de gebieden waar sprake is van een verandering van significante schuifspanning tussen de alternatieven en de referentiesituatie weergegeven in afbeeldingen 4.1, 4.3 en 4.5. Tussen -0,05 en +0,05 N/m² wordt de verandering als marginaal beschouwd. Plus betekent toename van τ_{alt} , d.w.z. $(\tau_{alt} - \tau_{ref}) > 0$ en min betekent afname van τ_{alt} , d.w.z. $(\tau_{alt} - \tau_{ref}) < 0$.

Voor alle alternatieven is er sprake van zowel toe- als afname van de morfodynamiek. Voor Alternatief 2 is de verandering van de schuifspanning marginaal en zal ook de verandering in morfodynamiek marginaal zijn.

Voor Alternatieven 1A en 1B is er bovenstrooms sprake van toename. Hierdoor ontstaat erosierisico. Binnen het zomerbed van het plangebied is er voor Alternatieven 1A en 1B een afname en daardoor kan aanzanding van het zomerbed optreden. De reden hiervoor is dat door de zandwinning meer water zal stromen in het winterbed, waardoor de stroomsnelheden in het zomerbed zullen afnemen. Voor Alternatief 1A zal sedimentatie optreden vanaf km 199 tot km 204 en voor Alternatief 1B vanaf km 202 tot km 204.

De erosierisico-gebieden en bijbehorende snelheden zijn bepaald door selectie van de schuifspanning. Alleen de toename $((\tau_{alt} - \tau_{ref}) > 0)$ wordt beschouwd. Bovendien wordt een snelheidverschil tussen de alternatieven en de referentiesituatie kleiner dan 0.10 m/s niet beschouwd. Snelheden zijn van belang om te bepalen of de oeversterkte wordt overschreden. De actuele stroomsnelheid wordt vergeleken met de kritieke stroomsnelheid bij de oevers. Omgekeerd kan bij een bepaalde stroomsnelheid die groter is dan de kritieke stroomsnelheid de benodigde bodemverdediging en oeververdediging worden berekend (vgl. 4.8). Opgemerkt wordt dat in deze aanpak alleen erosiegebieden die door de zandwiningalternatieven zouden kunnen optreden worden beschouwd. Locaties waarin de actuele stroomsnelheid voor de Referentiesituatie groter is dan de kritieke stroomsnelheid maar een snelheidverschil kleiner is dan 0.10 m/s zijn niet opgenomen. Dit betekent dat ten opzichte van de Referentiesituatie geen noemenswaardige verhoging van de stroomsnelheden optreedt en er is dus geen merkbaar effect van de zandwiningalternatieven ten opzichte van de Referentiesituatie.

Afbeeldingen 4.2 en 4.4 laten de snelheden voor erosierisico gebieden voor Alternatieven 1A en 1B zien. Alternatief 2 kent geen erosierisico gebieden. Bij Alternatief 1B zijn de erosierisico gebieden langs de verdedigde kaden en zijn de snelheden kleiner dan de kritische snelheid van 3 m/s. Daarom zijn bij Alternatief 1B geen maatregelen nodig. Bij Alternatief 1A maatregelen zouden genomen moeten worden aan de instroomopening. Een steendiameter van 0,10 m zal gebruikt moeten worden voor bodem- en oeverbescherming.

Bovenstrooms het plangebied van de Alternatieven is het snelheidsverschil minder dan 0.10 m/s en daardoor zijn er geen extra maatregelen nodig om de oevers langs de Maas te beschermen.

De op deze wijze bepaalde beschermingsmaatregelen zijn een indicatie. Gedetailleerd ontwerp vereist meer nauwkeurige stroomsnelheidsinformatie, lokale bodem- en oeversamenstelling, hoedanigheid huidige oeververdediging, etcetera.

5. CONCLUSIES

Uit de uitgevoerde rivierkundige studie blijkt dat de onderzochte alternatieven zandwinnings- en natuurontwikkelingsplanen leiden tot verlaging van de maatgevende hoogwaterstanden. Een winst van maximaal circa 10 cm treedt op. Het voorgestelde zandwinnings- en natuurontwikkelingsplan is daardoor geen belemmering voor toekomstige vergroting van de afvoercapaciteit en zal een belangrijke bijdrage leveren aan het verminderen van de toekomstige hoogwaterproblematiek.

Tabel 5.1 samenvat de rivierkundige beoordeling van de alternatieven. De effecten van de alternatieven zijn weergegeven in kwalitatieve scores (==zeer negatief, -=negatief, 0=neutraal, +=positief en ++=zeer positief).

Alternatief 1A en 1B leveren de grootste waterstandsverlaging ruim 10 cm (waardering '++'), gevolg door alternatieven 2 en 1C. Alternatief 1C is ten tijde van deze studie nog niet geoptimaliseerd. Geen opvallende waterstandsverlaging maar zelfs opstuwing kan worden verwacht met het toenmalige ontwerp, daardoor is Alternatief 1C niet gemodelleerd. Alternatief 1C heeft veel aanpassingen nodig om rivierkundig positief te scoren, o.a. bredere doorgang watergang direct westelijk van veerweg en een geleidelijke overgang tussen de plassen en de hoofdgeul. Wanneer Alternatief 1C zodanig aangepast is dat, een gunstige rivierkundige vormgeving ontstaat, zou dit alternatief ook een netto waterstandsverlaging kunnen opleveren, die vergelijkbaar is met die van Alternatief 2.

Tabel 5.1. Beoordeling alternatieven

beoordelingscriterium	alternatief 1A	alternatief 1B	alternatief 1C	alternatief 2
maatgevende hoogwaterstanden				
waterstandsverlaging	++	++	0	+
waterstandsverhoging langs banddijken	0	0	0	0
niet-extreme hoogwatersituatie				
waterstandsverlaging	++	++	0	-
waterstandsverhoging gevoelige objecten	0	0	0	0
morfologische effecten				
sedimentatie zomerbed	-	0	-	-
erosie van oevers	0	0	0	0

Extra waterstandsverlaging winst (bovenop 10 cm) zal leiden tot een hogere afvoer door het winterbed en een verdere reductie van de zomerbedafvoer (vergroting van meer dan 10 % van de zomerbedafvoer). Een verdere reductie van de zomerbedafvoer zou ontoelaatbare sedimentatie in het zomerbed kunnen veroorzaken.

Benedenstrooms het plangebied ontstaat een piek in de waterstanden. Deze waterstandsverhoging bedraagt ruim 1cm bij maatgevend hoogwater en tot 3 cm bij niet-extreem hoogwater. Door het zandwinningsplan aan te passen, met name ter hoogte van de uitstroomopening kan deze piek geminimaliseerd worden.

Een lokale waterstandsverhoging in de uiterwaarden van maximaal 1,3 cm treedt op langs de banddijken op km 204 bij maatgevende hoogwatersituatie. Verhogingen van het MHW-gerelateerde vlak langs de banddijk zijn van belang voor de waterkeringsbeheerder en worden derhalve gesignaleerd. In onderling overleg kan dan bekeken worden of er voldoende overhoogte is, of dat planaanpassing nodig is. Alle alternatieven worden dus voor dit criterium neutraal beoordeeld.

De waterstanden bij niet-extreem hoogwater voor Alternatief 2 resulteert in een netto opstuwing (waardering '-'). De opstuwing benedenstrooms is hoger dan voor de maatgevende hoogwatersituatie voor Alternatieven 1A (2cm) en 1B (3cm). Ter plaatse van het optreden van waterstandsverhoging ontstaat geen schade aan derden. Alle alternatieven worden dus voor dit criterium neutraal beoordeeld.

De hoogwatervluchtplaats in Alternatief 1B is mogelijk een belemmering voor toekomstige verdere rivierverruiming. De mogelijke noodzaak om de hoogwatervluchtplaats in de toekomst weer af te graven indien extra waterstandsverlaging nodig is, is niet uitgesloten. Daarom moet de mogelijkheid van het afgraven van de vluchtplaats op lange termijn open gehouden worden.

Bij afvoeren waarbij aanzienlijke morfologische veranderingen kunnen optreden, tussen 500 tot ca. 1000 m³/s bedraagt het benodigde percentage afvoer door de nevengeul minder dan 1% van de zomerbedafvoer. De maximale aanzanding is dan 0.10 m bij afvoeren tussen 500 tot ca. 1000m³/s.

De oevers langs de Maas (km 196-207) zijn verdedigd met stortstenen van 10-60 kg (Tönjes 2005). Er zijn geen extra maatregelen nodig om de oevers langs de Maas te beschermen.

Lage en gemiddelde afvoeren zijn in deze studie niet gemodelleerd. Vanuit deze berekeningen zouden de afvoerverdeling, waterstanden en snelheden bepaald kunnen worden. De lage en gemiddelde afvoersituaties voor Alternatief 1B, zonder nevengeulen, is gelijk aan die van de Referentiesituatie en daarom al bekend. Wanneer de afvoer naar de nevengeul door middel van een inlaatconstructie wordt gereguleerd, zou de afvoerverdeling al bepaald kunnen worden. Deze situaties zouden gemodelleerd worden wanneer het zandwinningsplan zodanig aangepast is dat een maximale waterstandsverlaging en een minimale waterstandsverhoging benedenstrooms ontstaan.

Om de dynamische bodemontwikkeling van het zomerbed voor het geoptimaliseerd alternatief te bepalen zijn er 1D morfologische modelberekeningen voor gemiddelde afvoeren nodig. Een 1D model zou tevens beschouwd kunnen worden voor de berekeningen van waterstanden en snelheden voor lage en gemiddelde afvoeren.

In het ontwerp zou aandacht besteed moet worden aan de nevengeulinlaat. De inlaatconstructie zou zodanig geoptimaliseerd moet worden dat een minimale sedimenttransport naar de nevengeul wordt gehandhaafd. Het ontwerp moet robuust en flexibel zijn, waardoor men de morfologische processen kan sturen en aanpassen. Een goed beheer, monitoring en onderhoud van het inlaatwerk, nevengeulen en begroeiing is van belang om het systeem effectief te kunnen werken. Mogelijke nadelige effecten van onzekerheden in de voorspelling van de morfologische effecten kunnen dan binnen het vigerend onderhoudsplan van de vaarweg / nevengeul worden meegenomen.

6. REFERENTIES

Beleidslijn Ruimte voor de Rivier (1997). VROM en V&W, April 1997.

Ghimire, B. (2003). 'No-regret solutions for intakes for secondary channels.' M.Sc. Thesis HE 143. June 2003.

Mosselman E., Barneveld H. en De Vriend H. (2001). 'Morfologie en herinrichting.' November 2001. Q2748 WL|Delft Hydraulics.

Raudviki, A.J. (1993). 'Sedimentation Exclusion and removal of sediment from diverted water', IAHR, Hydraulic Structures Design Manual, A.A. Balkema, Rotterdam, The Netherlands.

RWS (2001). 'Het blauwe boekje.' Handleiding Beleidslijn 'Ruimte voor de Rivier'. Mei 2001. Versie 2.0.

RWS (2004). 'Handleiding toetsing vergunningsaanvragen ontgrondingenwet'. Maart 2004. Concept 6.2.

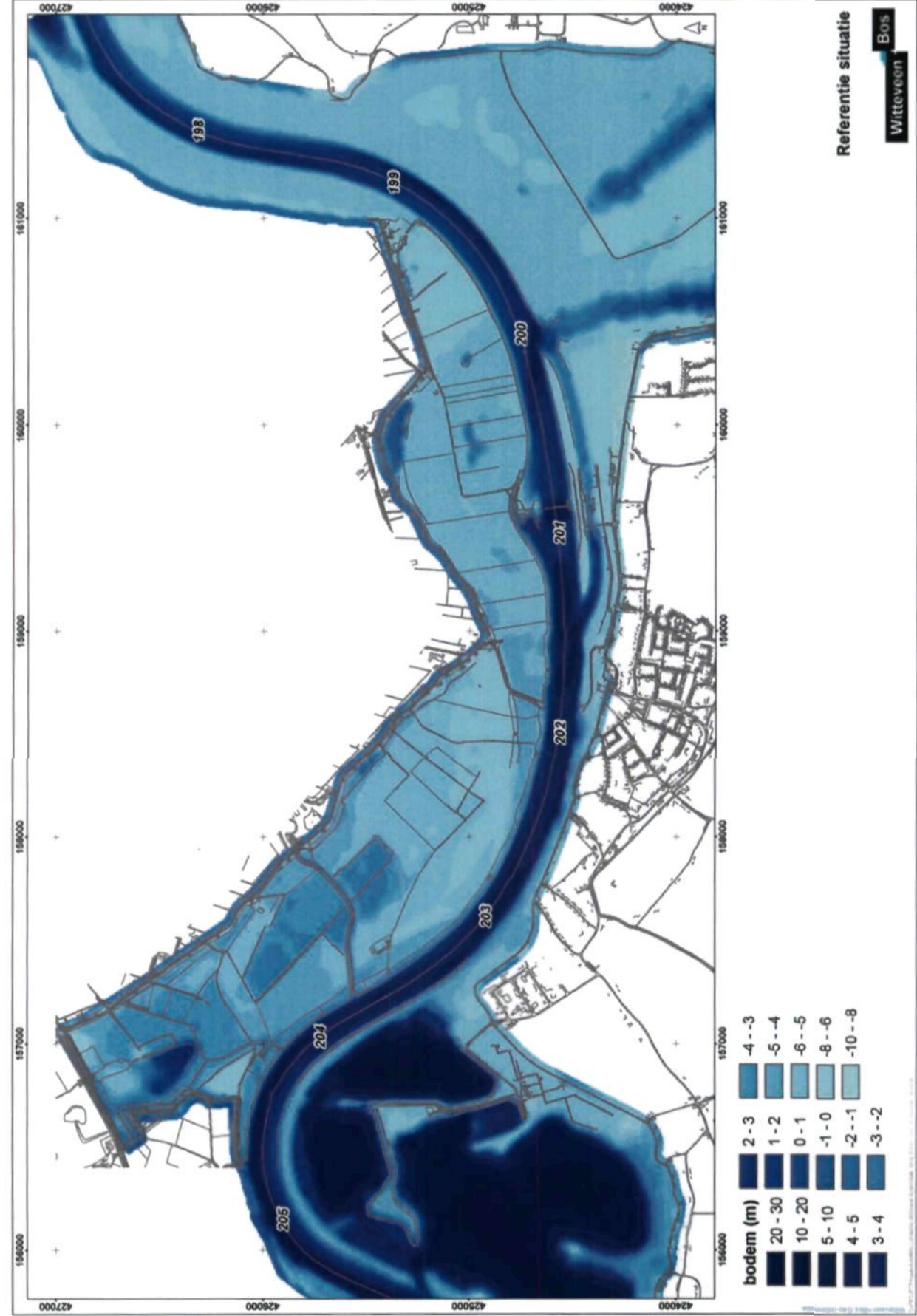
Sieben J. (1998). 'Geulen in de Gamerensche uiterwaard.' Aanvullende analyse van morfologische effecten. RIZA rapport 98.032. ISBN 90-3695-1836.

Tönjes J. (2005). Schriftelijke communicatie. Dienstkring Nijmegen Maas, RWS.

Vanoni A. (1975). Sedimentation Engineering. American Society of Civil Engineers, New York.

BIJLAGE I | Afbeeldingen

Afbeelding 3.1. Bodemdiepte plangebied. Referentiesituatie.



Afbeelding 3.2. Ruwheidscode in WAQUA, BASELINE schematisatie, plangebied. Referentiesituatie. 0 0.20m, 1 gebouw, 11 plassen, 21 gladgraslandd, 36 open ruigte (winter), 327 akker, 424 Zandmaas VI, 425 Zandmaas VII, 706 normaal bos, 716 struwelen, 901, bomenlaan (vlak).

