

Rijkswaterstaat
Dienst Getijdewateren

stormvloedkering Nieuwe Waterweg

seiches-berekeningen, eerste fase: het effect van
een kering op lange golven in het Europoortgebied
en op de Nieuwe Waterweg

H 688 deel I
augustus 1988

verslag onderzoek

AFGEHANDELD



Hobes-1

waterloopkundig laboratorium | WL

stormvloedkering Nieuwe Waterweg

seiches-berekeningen, eerste fase: het effect van
een kering op lange golven in het Europoortgebied
en op de Nieuwe Waterweg

verslag onderzoek

J.J. Veldman

INHOUD

LIJST VAN FIGUREN

	blz.
1. <u>Inleiding</u>	1
2. <u>Doel</u>	2
3. <u>Schematisatie</u>	3
3.1 Begrenzungen.....	3
3.2 Rekengebied.....	3
3.3 Bodemligging.....	3
3.4 Waterstand.....	4
3.5 Bodemruwheid.....	4
3.6 Reflectie- en Transmissie-coëfficiënten.....	4
4. <u>Berekeningen</u>	5
4.1 Opzet.....	5
4.2 Bestaande situatie.....	6
4.3 Stormvloedkering op km 1022.....	8
4.4 Stormvloedkering op km 1026,5.....	11
5. <u>Samenvatting en Conclusies</u>	14

REFERENTIES

FIGUREN

APPENDIX A: Beschrijving Mathematisch Model PHAROS

LIJST VAN FIGUREN

- 1 SVK Nieuwe Waterweg - Bestaande Situatie; Bodemschematisatie
- 2 SVK Nieuwe Waterweg - Posities uitvoerpunten
- 3 Hoek van Holland - Bestaande Situatie - Positie 1, Europahaven
- 4 Hoek van Holland - Bestaande Situatie - Positie 4, Mississippihaven (west)
- 5 Hoek van Holland - Bestaande Situatie - Positie 5, Breeddiep (zuidzijde)
- 6 Hoek van Holland - Bestaande Situatie - Positie 7, Beneluxhaven
- 7 Hoek van Holland - Bestaande Situatie - Positie 10, Overzijde 7^e Petroleumhaven
- 8 Hoek van Holland - Bestaande Situatie - Positie 12, Brittanniëhaven
- 9 Hoek van Holland - Bestaande Situatie - Positie 13, Maasmond
- 10 Hoek van Holland - Bestaande Situatie - Positie 15, Pilot Maas
- 11 Hoek van Holland - Bestaande Situatie - Positie 17, Breeddiep (noordzijde)
- 12 Hoek van Holland - Bestaande Situatie - Positie 18, SVK km 1026,50
- 13 Hoek van Holland - Bestaande Situatie - Positie 20, SVK km 1022,00
- 14 SVK Nieuwe Waterweg - Bestaande Situatie - Uitwijking vrij wateroppervlak;
 $f = 0,00022 \text{ Hz}$
- 15 SVK Nieuwe Waterweg - Bestaande Situatie - Uitwijking vrij wateroppervlak;
 $f = 0,00039 \text{ Hz}$
- 16 SVK Nieuwe Waterweg - Bestaande Situatie - Uitwijking vrij wateroppervlak;
 $f = 0,00069 \text{ Hz}$
- 17 SVK Nieuwe Waterweg - Bestaande Situatie - Uitwijking vrij wateroppervlak;
 $f = 0,00152 \text{ Hz}$
- 18 Stormvloedkering Nieuwe Waterweg -
Kering t.p.v. km 1022,00 (gesloten) - Positie 1, Europahaven
- 19 Stormvloedkering Nieuwe Waterweg -
Kering t.p.v. km 1022,00 (gesloten) - Positie 4, Mississippihaven (west)
- 20 Stormvloedkering Nieuwe Waterweg -
Kering t.p.v. km 1022,00 (gesloten) - Positie 5, Breeddiep (zuidzijde)
- 21 Stormvloedkering Nieuwe Waterweg -
Kering t.p.v. km 1022,00 (gesloten) - Positie 7, Beneluxhaven
- 22 Stormvloedkering Nieuwe Waterweg -
Kering t.p.v. km 1022,00 (gesloten) - Positie 10, Overzijde 7^e Petroleumhaven
- 23 Stormvloedkering Nieuwe Waterweg -
Kering t.p.v. km 1022,00 (gesloten) - Positie 12, Brittanniëhaven

LIJST VAN FIGUREN (vervolg)

- 24 Stormvloedkering Nieuwe Waterweg -
Kering t.p.v. km 1022,00 (gesloten) - Positie 13, Maasmond
- 25 Stormvloedkering Nieuwe Waterweg -
Kering t.p.v. km 1022,00 (gesloten) - Positie 15, Pilot Maas
- 26 Stormvloedkering Nieuwe Waterweg -
Kering t.p.v. km 1022,00 (gesloten) - Positie 17, Breeddiep (noordzijde)
- 27 Stormvloedkering Nieuwe Waterweg -
Kering t.p.v. km 1022,00 (gesloten) - Positie 18, SVK km 1026,50
- 28 Stormvloedkering Nieuwe Waterweg -
Kering t.p.v. km 1022,00 (gesloten) - Positie 20, SVK km 1022,00
- 29 SVK Nieuwe Waterweg - Gesloten op km 1022 - Uitwijking vrij
wateroppervlak; $f = 0,00032 \text{ Hz}$
- 30 SVK Nieuwe Waterweg - Gesloten op km 1022 - Uitwijking vrij
wateroppervlak; $f = 0,00068 \text{ Hz}$
- 31 SVK Nieuwe Waterweg - Gesloten op km 1022 - Uitwijking vrij
wateroppervlak; $f = 0,00152 \text{ Hz}$
- 32 Stormvloedkering Nieuwe Waterweg -
Kering t.p.v. km 1026,50 (gesloten) - Positie 1, Europahaven
- 33 Stormvloedkering Nieuwe Waterweg -
Kering t.p.v. km 1026,50 (gesloten) - Positie 4, Mississippihaven
- 34 Stormvloedkering Nieuwe Waterweg -
Kering t.p.v. km 1026,50 (gesloten) - Positie 5, Breeddiep (zuidzijde)
- 35 Stormvloedkering Nieuwe Waterweg -
Kering t.p.v. km 1026,50 (gesloten) - Positie 7, Beneluxhaven
- 36 Stormvloedkering Nieuwe Waterweg -
Kering t.p.v. km 1026,50 (gesloten) - Positie 10, Overzijde 7^e Petroleumhaven
- 37 Stormvloedkering Nieuwe Waterweg -
Kering t.p.v. km 1026,50 (gesloten) - Positie 12, Brittanniëhaven
- 38 Stormvloedkering Nieuwe Waterweg -
Kering t.p.v. km 1026,50 (gesloten) - Positie 13, Maasmond
- 39 Stormvloedkering Nieuwe Waterweg -
Kering t.p.v. km 1026,50 (gesloten) - Positie 15, Pilot Maas
- 40 Stormvloedkering Nieuwe Waterweg -
Kering t.p.v. km 1026,50 (gesloten) - Positie 17, Breeddiep (noordzijde)

LIJST VAN FIGUREN (vervolg)

- 41 Stormvloedkering Nieuwe Waterweg -
Kering t.p.v. km 1026,50 (gesloten) - Positie 18, SVK km 1026,50
- 42 SVK Nieuwe Waterweg - Gesloten op km 1026,5 - Uitwijking vrij
wateroppervlak; $f = 0,00058 \text{ Hz}$
- 43 SVK Nieuwe Waterweg - Gesloten op km 1026,5 - Uitwijking vrij
wateroppervlak; $f = 0,00093 \text{ Hz}$
- 44 SVK Nieuwe Waterweg - Gesloten op km 1026,5 - Uitwijking vrij
wateroppervlak; $f = 0,00152 \text{ Hz}$

1. Inleiding

Sedert april 1987 bestudeert Rijkswaterstaat de mogelijkheid van een Stormvloedkering in de Nieuwe Waterweg als alternatief voor noodzakelijke dijkverhogingen in het Rijnmondgebied. Als deelproject van het project "Studie Stormvloedkering Nieuwe Waterweg" (SVKW) heeft RWS in haar brief van 22-09-87 (kenmerk: RFB/9140) aan het Waterloopkundig Laboratorium opdracht verleend seiches-berekeningen uit te voeren. Deze werkzaamheden zijn uitgevoerd zoals vermeld in het onderzoeksvoorstel van 13-08-87 (Kenmerk: HK 3624/H688.95/JKK). De eerste fase van de werkzaamheden omvat een studie naar de respons van de havens in het Europoortgebied op inkomende lange golven, en een inventarisatie van de seiches-problematiek bij een gesloten kering. De tweede fase heeft tot doel mogelijkheden te onderzoeken die de resonantie-gevoeligheid van het gebied beperken. De studie is uitgevoerd door ir. J.J. Veldman en dhr. J. Vis, onder begeleiding van ir. J.K. Kostense. Van de zijde van RWS-Dienst Getijdewateren is de studie begeleid door drs. J.A. Vogel. De resultaten van de eerste fase van de studie zijn in verkorte vorm reeds weergegeven in [1] door drs. J.A. Vogel en ir. E.C. Bouwmeester. Deel I van dit rapport, dat is opgesteld door ir. J.J. Veldman, omvat de uitgebreidere en meer gedetailleerde resultaten. De resultaten van de tweede fase worden gepresenteerd in Deel II.

2. Doel

In de afweging tussen dijkverhogingen langs de rivieren in het Rijnmond gebied, en de bouw van een Stormvloedkering in de Nieuwe Waterweg, onderzoekt RWS de effecten van een stormvloedkering in het projekt "Studie Stormvloedkering Nieuwe Waterweg". In een deelprojekt worden de gevolgen van een kering voor het opslingeren van lang-periodieke golven bestudeerd. De effecten van seiches kunnen zich onder andere uiten in:

- een verhoging van de maatgevende stormvloedstanden voor de hoogwaterkeringen,
- een grotere kans op het onderlopen van haventerreinen bij extreem hoogwater,
- het bij laagwater stoten van schepen op de havenbodem,
- het door de relatief snel wisselende stroomsnelheden veroorzaakte halen van de schepen.

In de eerste fase van deze studie wordt voor de bestaande situatie de resonantie-gevoeligheid van de havenbekkens in het Europoortgebied onderzocht. Daarnaast wordt het effect van een gesloten kering bestudeerd. Hiertoe worden in het mathematische model PHAROS (Program for computation of HARBour OScillations) de resonantie-frequenties en amplificatiefactoren bepaald. Voor een beschrijving van PHAROS wordt verwezen naar Appendix A van dit rapport. Er zijn drie situaties doorgerekend;

- de bestaande situatie,
- een gesloten kering t.p.v. kilometerraai 1022 en
- een gesloten kering t.p.v. kilometerraai 1026,5.

Uit een vergelijking van de resultaten voor deze drie situaties kan het effect van een gesloten kering op de resonantie-gevoeligheid van de havens in het Europoortgebied worden bepaald.

De tweede fase van deze studie (Deel II van dit rapport) heeft tot doel de mogelijkheden te onderzoeken om de negatieve effecten van een gesloten kering op de resonantie-gevoeligheid van de havens terug te brengen tot een aanvaardbaar niveau.

3. Schematisatie

3.1 Begrenzungen

Het geschematiseerde gebied omvat de Nieuwe Waterweg vanaf km 1022,0 tot en met de Maasmond, alsmede het Calandkanaal, het Beerkanaal en aanliggende havens. Bij het opzetten van de schematisatie is rekening gehouden met vier mogelijke lokaties voor een stormvloedkering, te weten: km 1022 (ten westen van Maassluis) km 1024,75, km 1026,5 en km 1030,5 (bij Hoek van Holland). De contour van de haven is overgenomen van de zeekaart "Nieuwe Waterweg en Europoort" [2].

3.2 Rekengebied

Voor de PHAROS berekeningen wordt een eindig-elementenrooster gebruikt. Hiertoe is het gebied geschematiseerd op een grid van ca. 2000 knooppunten. Bij het ontwerp van het grid is uitgegaan van minimaal 40 knooppunten per golflengte en van een minimum golfperiode van 10 minuten, hetgeen resulteert in een maximale knooppuntsafstand van ca. 200 m. In dwarsrichting is, afhankelijk van de breedte en van de bodemvariatie, de knooppuntsafstand kleiner gekozen. Het minimum aantal knooppunten over een dwarsdoorsnede bedraagt afhankelijk van de breedte steeds 4 à 6, zodat de aan de knooppunten toegekende bodemhoogtes het dwarsprofiel goed weergeven.

3.3 Bodemligging

De bodemligging in de Nieuwe Waterweg en de Maasmond is overgenomen van recente lodingen zoals die door Rijkswaterstaat zijn verstrekt op 15-05-1987. De bodemligging in het Caland- en Beerkanaal met aanliggende havens is overgenomen van recente lodingen (januari-april 1987), zoals die door Gemeentewerken Rotterdam zijn verstrekt. Ter aanvulling is voor enkele deelgebieden (o.a. het zeegebied ten noorden van de Noorderpier), gebruik gemaakt van peilwaarden op de zeekaart "Nieuwe Waterweg en Europoort" [2]. De bodemligging in het geschematiseerde gebied is gegeven in Figuur 1.

3.4 Waterstand

De berekeningen zijn uitgevoerd bij een waterstand van NAP +2,5 m. Bij deze waterstand zal de kering waarschijnlijk gesloten worden.

3.5 Bodemruwheid

In een aantal berekeningen is het effect van bodemwrijving meegenomen. De bodem bestaat ter plaatse uit fijn zand en zand met slib. In de havens is de bodem plaatselijk bedekt met een laagje slib. Daarnaast is een deel van de bodem van de Nieuwe Waterweg en het Breddiep bestort met grof grind. In overleg met Rijkswaterstaat is de equivalente Nikuradse-bodemruwheid bepaald op: $k_N = 0,010$ m, wat overeenkomt met een Chézy-waarde van $C \approx 80 \text{ m}^{1/2}/\text{s}$.

3.6 Reflectie- en Transmissie-coëfficiënten

De golfsteilheid van seiches is zeer gering, vele malen kleiner dan de helling van de oever. Dientengevolge worden de lange golven door een (niet overstroomde) oever, zelfs als dit een strand is, volledig gereflecteerd. Voor het geschematiseerde gebied geldt, dat bij de waterstand NAP +2,5 m alleen de Noorderpier wordt overstroomd. De reflectie coëfficiënt voor de oevers in het geschematiseerde gebied is dan ook gesteld op $R = 100\%$.

De opbouw van de Noorderpier is zodanig dat deze de lang-periodieke golven volledig doorlaat. Bovendien is de kruin van de Noorderpier bij de waterstand NAP +2,5 m ca. 0,5 m overstroomd. Om deze twee redenen zijn de reflectie- en transmissiecoëfficiënten voor deze constructie gesteld op: $R = 0\%$ en $T = 100\%$.

Ter plaatse van de noordelijke open zeerland bedraagt de reflectie op de rand van het gebied $R = 0\%$. Aan het oosteinde van het geschematiseerde deel van de Nieuwe Waterweg bedraagt de reflectie in de bestaande situatie: $R = 0\%$. In een situatie met een stormvloedkering bedraagt de reflectie van de gesloten kering: $R = 100\%$.

4. Berekeningen

4.1 Opzet

Voor drie situaties zijn berekeningen uitgevoerd, nl. de bestaande situatie, een situatie met een gesloten kering in de Nieuwe Waterweg t.p.v. km 1022 en tenslotte een situatie met een gesloten kering t.p.v. km 1026,5.

De berekeningen volgen steeds hetzelfde stramien; eerst worden uit lineair berekende amplificatiefactoren de resonantie-frequentie bepaald, waarbij het effect van de bodemwrijving dus niet in rekening wordt gebracht. Daarna wordt voor een aantal resonantie-frequenties het effect van bodemwrijving bepaald. Een overzicht van de voor elke situatie uitgevoerde berekeningen wordt gegeven in Tabel 1.

Situatie	Waterstand boven NAP (m)	Inkomende golf H (m)	Bodemruwheid k_N (m)	Berekende freq.** f ($\cdot 10^{-3}$ Hz)
Bestaande Situatie	2,5	-	0	0,02-1,60 $\Delta f = 0,02$ 0,21 0,22* 0,23 0,39 0,69 1,41 1,53
	2,5	0,30	0,01	0,39* 0,40 0,69* 1,52* 1,53
SVK 1022	2,5	-	0	0,02-1,60 $\Delta f = 0,02$ 0,21 0,41 0,83 1,51
	2,5	0,30	0,01	0,32* 0,68* 1,51 1,52*
SVK 1026,5	2,5	-	0	0,02-1,60 $\Delta f = 0,02$ 0,21 0,37 0,39 0,41 0,57 0,59 0,83 0,93 1,43 1,51
	2,5	0,30	0,01	0,58* 0,93* 1,52*

* oscillatievorm gepresenteerd (Fig. 14 t/m 17, Fig. 29 t/m 31 en Fig. 42 t/m 44)

** gepresenteerd voor ca. 10 posities (Fig. 3 t/m 13, Fig. 18 t/m 28 en Fig. 32 t/m 41) zie Figuur 2 voor ligging van de posities

Tabel 1 Overzicht seiches berekeningen

De lineaire berekeningen zijn uitgevoerd voor perioden groter dan ca. 10 minuten ($f < 1,60 \cdot 10^{-3}$ Hz). Met een frequentiestap van $\Delta f = 0,02 \cdot 10^{-3}$ Hz wordt het frequentie-gebied van $f = 0,02 \cdot 10^{-3} - 1,60 \cdot 10^{-3}$ Hz doorgerekend. Daarna wordt in de buurt van scherpe resonantie-pieken met een frequentiestap $\Delta f = 0,01 \cdot 10^{-3}$ Hz de amplificatiefactoren voor een aantal extra frequenties berekend. Zodoende kunnen de resonantie-frequenties nauwkeurig worden bepaald.

Voor een aantal van deze resonantie-frequenties zijn de amplificatiefactoren en de oscillatievormen bepaald in iteratieve berekeningen, waarin het effect van de bodemwrijving wordt meegenomen. In de iteratieve berekeningen bedraagt de inkomende golfhoogte $H = 0,30$ m en de Nikuradse-bodemruwheid $k_N = 0,01$ m. De inkomende golfhoogte is geschat uit metingen t.p.v. Hoek van Holland en de Brittanniëhaven bij de Rozenburgsesluis.

De resultaten van de lineaire en de iteratieve berekeningen zijn voor een tiental posities in het gebied (zie Fig. 2) weergegeven in de figuren 3 t/m 13, 18 t/m 28 en 32 t/m 41. Deze figuren tonen de amplificatiefactor als functie van de frequentie.

De oscillatievormen worden gepresenteerd als de waterspiegelverheffing op een bepaald tijdstip. Hiervoor wordt de fase gekozen waarbij de waterspiegelverheffing maximaal is op de plaats met de grootste amplificatie. De oscillatievormen worden gepresenteerd in de figuren 14 t/m 17, 29 t/m 31 en 42 t/m 44. De figuren tonen het buiken- en knopenpatroon bij de betreffende resonantiefrequentie. Terplaatse van de buiken, vaak achter in de havenbekkens, zijn de waterspiegel-variaties groot, en de horizontale stroomsnelheden gering. Terplaatse van de knopen, zijn de horizontale stroomsnelheden groot, en de waterspiegel-variaties gering.

4.2 Bestaande Situatie

Uit de berekeningen voor de bestaande situatie (Fig. 3 t/m 13) blijkt dat de resonantiepieken vrij breed zijn. Dit betekent dat het bekken over een vrij breed frequentiegebied kan worden aangeslingerd. Bij brede pieken met lagere amplificaties is het effect van bodemwrijving over het algemeen vrij klein. Dit wordt bevestigd door de berekeningen.

Bij een inkomende golfhoogte van $H = 0,30$ m treden amplificatiefactoren van maximaal 4 à 6,5 op. De grootste amplificaties treden achter in de havens op. Daar de Nieuwe Waterweg in oostelijke richting open is, treden hier voornamelijk lopende golven op en zijn de amplificaties steeds klein. In Tabel 2 wordt een overzicht gegeven van belangrijke resonantie-frequenties en de bijbehorende amplificatiefactoren.

Bestaande Situatie			Kering op 1022			Kering op 1026,5		
$f [\cdot 10^{-3} \text{ Hz}]$			$f [\cdot 10^{-3} \text{ Hz}]$			$f [\cdot 10^{-3} \text{ Hz}]$		
T [min]			T [min]			T [min]		
Positie Ampl.			Positie Ampl.			Positie Ampl.		
0,22*	76	Britth 6 à 6,5	0,21*	79	Britth 8 à 8,5 SVK 6	0,22*	76	Britth 9 SVK 4
			0,32	52	SVK 11 Britth 7 à 8			
0,39	43	Europah 4 Missh 4 Britth 4	0,41*	41	Europah 6 à 7 Missh 6 à 7 Britth 4 à 5 SVK 4 à 5	0,38*	44	Britth 6 à 7 Europah 5 Missh 5 SVK 3
						0,58	29	SVK 10 Europah 4 à 5 Missh 4 à 5 Britth 4 à 5
0,69	24	Britth 4 Benelh 1,5 Europah 1 Missh 1	0,68	25	Britth 13 Benelh 5 Europah 3 Missh 3			
			0,83*	20	Britth 12 SVK 5 à 6 Pilot M 4			
						0,93	18	Britth 13 Benelh 8 SVK 6
						1,42*	12	Benelh 8 Pilot M 7
1,52	11	Missh 5,5 à 6 Europah 4 Benelh 4	1,52	11	Missh 7 Europah 5 à 6 Benelh 5 à 6	1,52	11	Missh 10 Europah 7 à 8 Benelh 6 à 7

* zonder effect bodemwrijving

Tabel 2 Resonantie-frequenties met belangrijke amplificatiefactoren

De grootste amplificatiefactor treedt op bij de resonantie-frequentie $f = 0,22 \cdot 10^{-3}$ Hz (≈ 76 min). Bij deze frequentie bedraagt de lineair, d.w.z. zonder bodemwrijving, berekende amplificatiefactor voor de Brittanniëhaven 6 à 6,5. Bij deze frequentie behoort een oscillatievorm overeenkomend met $1/4$ golflengte in de lengterichting van het Calandkanaal tussen Brittanniëhaven (buik) en de Maasmond (knoop), zie ook Fig. 14.

Bij een tweede resonantie-frequentie $f = 0,39 \cdot 10^{-3}$ Hz (≈ 43 min), bedragen de iteratief, d.w.z. met bodemwrijving, berekende amplificatiefactoren in de Europa- en Mississippihaven en in de Brittanniëhaven ca. 4. De buiken in Europa- en Mississippihaven zijn in tegenfase met de buik in de Brittanniëhaven (Fig. 15). Bij deze frequentie behoort een oscillatievorm overeenkomend met $1/2$ golflengte op het traject Europa-/Mississippihaven-Calandkanaal-Brittanniëhaven.

Bij een derde resonantie-frequentie $f = 0,69 \cdot 10^{-3}$ Hz (≈ 24 min), bedraagt de iteratief (met bodemwrijving) berekende amplificatiefactor voor de Brittanniëhaven eveneens ca. 4. Bij deze frequentie zijn er buiken in de Brittanniëhaven en in de 4^e Petroleumhaven. Deze buiken zijn met elkaar in tegenfase. Er zijn knopen in de 7^e Petroleumhaven en in de Maasmond (Fig. 16). Bij deze frequentie past er een oscillatievorm met $3/4$ golflengte op het traject Maasmond-Calandkanaal-Brittanniëhaven.

Bij de frequentie $f = 1,52 \cdot 10^{-3}$ Hz (≈ 11 min), bedraagt de iteratief (met bodemwrijving) berekende amplificatiefactor voor de Mississippihaven 5,5 à 6 en voor de Europa- en Beneluxhaven ca. 4. Bij deze frequentie zijn er buiken in de Europa- en Beneluxhaven, die in tegenfase zijn met een buik in het Beerkanaal (Fig. 17). Bij deze frequentie past één golflengte op het traject Europa-/Mississippihaven-Beerkanaal-Beneluxhaven.

4.3 Stormvloedkering op km 1022

Tabel 1 geeft een overzicht van alle voor deze situatie doorgerekende frequenties. De resultaten van deze berekeningen zijn voor elf posities in het gebied weergegeven in frequentie/amplificatie grafieken (Fig. 18 t/m 28). Voor drie resonantie-frequenties zijn de bijbehorende oscillatievormen weergegeven in de figuren 29 t/m 31.

Uit de berekeningen met een gesloten kering op km 1022 blijkt dat er bij de resonantie-frequenties brede, maar ook een aantal t.o.v. de bestaande situatie nieuwe hoge en scherpe amplificatiepieken zijn. De reductie van de amplificatiefactoren door het effect van de bodemwrijving uit zich vooral bij resonantie-frequenties met smalle hoge pieken, waarbij ter plaatse van de knopen hoge stroomsnelheden optreden.

Voor een aantal geselecteerde resonantie-frequenties met een golfhoogte $H = 0,30$ m (met effect van bodemwrijving) bedragen de berekende amplificatiefactoren ca. 5 à 13. De grootste amplificatiefactoren (8 à 13) treden op bij de gesloten kering en in de Brittanniëhaven. In de Europa-, Mississippi- en Beneluxhaven bedragen de grootste amplificatiefactoren 5 à 7. De grootste amplificatiefactoren voor de Nieuwe Waterweg nemen in westelijke richting af, 3 à 5 bij het Breeddiep, 2 à 4 bij Pilot Maas, en ca. 1 in de Maasmond. In Tabel 2 wordt een overzicht gegeven van belangrijke resonantie-frequenties en bijbehorende amplificatiefactoren.

Bij de resonantie-frequentie $f = 0,21 \cdot 10^{-3}$ Hz (≈ 79 min) bedraagt de lineair (zonder bodemwrijving) berekende amplificatiefactor voor de Brittanniëhaven 8 à 8,5 en voor de gesloten kering ca. 6. De buiken in de Brittanniëhaven en bij de kering zijn met elkaar in fase. Bij de Maasmond is er een knoop. Bij deze frequentie past zowel in de Nieuwe Waterweg (van kering tot Maasmond) als in het Calandkanaal (van Brittanniëhaven tot Maasmond) ongeveer $1/4$ golflengte. In de bestaande situatie treedt in het Calandkanaal dezelfde oscillatievorm op bij een iets hogere frequentie ($f = 0,22 \cdot 10^{-3}$ Hz). Een gesloten stormvloedkering heeft een negatief effect op de amplificatie in de Brittanniëhaven (ca. 30% groter).

Bij een tweede resonantie-frequentie $f = 0,32 \cdot 10^{-3}$ Hz (≈ 52 min) bedraagt de iteratief (met bodemwrijving) berekende amplificatiefactor bij de gesloten stormvloedkering ca. 11 en in de Brittanniëhaven 7 à 8. De buiken bij de kering en in de Brittanniëhaven zijn met elkaar in tegenfase. Knopen zijn er bij Breeddiep (zuidzijde) en in de Maasmond (Fig. 29). Bij deze frequentie past op de Nieuwe Waterweg tussen de kering en Pilot Maas $1/4$ golflengte. Daarnaast past in het Calandkanaal van Breeddiep tot Brittanniëhaven ook $1/4$ golflengte. Deze resonantie-frequentie met een hoge en scherpe amplificatiepiek wordt veroorzaakt door de gesloten kering. Door het effect van de bodemwrijving

reduceren de grote amplificatiefactoren tot minder dan de helft bij deze nieuwe oscillatievorm met grote verhangen en stroomsnelheden in het Breeddiep.

Bij de resonantie-frequentie $f = 0,41 \cdot 10^{-3}$ Hz (ca. 41 min) bedraagt de lineair (zonder bodemwrijving) berekende amplificatiefactor 6 à 7 in de Europa- en Mississippihaven, en 4 à 5 bij de gesloten kering en in de Brittanniëhaven. De buiken in de Europa- en Mississippihaven zijn in tegenfase met die bij de kering en in de Brittanniëhaven. In het Breeddiep en de Beneluxhaven zijn de amplificaties klein door het optreden van een knoop. Bij deze frequentie past een oscillatievorm met zowel op het traject Europa-/Mississippihaven-stormvloedkering als op het traject Europa-/Mississippihaven-Calandkanaal-Brittanniëhaven $1/2$ golflengte. In de bestaande situatie treedt er in het Calandkanaal eenzelfde oscillatievorm op bij een iets lagere frequentie $f = 0,39 \cdot 10^{-3}$ Hz. De gesloten kering vergroot de amplificaties in de Europa- en Mississippihaven met een factor 1,5 ten opzichte van de bestaande situatie.

In de situatie met een gesloten stormvloedkering op km 1022 wordt de grootste amplificatie gevonden bij de frequentie $f = 0,68 \cdot 10^{-3}$ Hz (≈ 25 min). De iteratief (met bodemwrijving) berekende amplificatiefactor bedraagt voor de Brittanniëhaven ca. 13, voor de Beneluxhaven ca. 5 en voor de Europa- en Mississippihaven ca. 3. Bij deze frequentie kunnen er buiken onderscheiden worden in de Europa-, Mississippi-, Brittanniëhaven en bij de kering, die in tegenfase zijn met de buiken in de Beneluxhaven, bij de 4^e Petroleumhaven en bij het Breeddiep (noordzijde). Knopen zijn er bij de 7^e Petroleumhaven, in de mond van het Beerkanaal, en in de Nieuwe Waterweg t.p.v. km 1026 (Fig. 30). Bij deze frequentie past zowel in de Nieuwe Waterweg (van kering tot Maasmond) als in het Calandkanaal (van Brittanniëhaven tot Maasmond) ongeveer $3/4$ golflengte. Daarnaast past op het traject Europa-/Mississippihaven-mond Beerkanaal $1/4$ golflengte. In de bestaande situatie treedt er in het Calandkanaal eenzelfde oscillatievorm op bij een iets hogere frequentie: $f = 0,69 \cdot 10^{-3}$ Hz. De gesloten kering vergroot amplificaties in het Beer- en Calandkanaal met aanliggende havens, met een factor 3 ten opzichte van de bestaande situatie.

Bij de frequentie $f = 0,83 \cdot 10^{-3}$ Hz (≈ 20 min) bedraagt de lineair (zonder bodemwrijving) berekende amplificatiefactor voor de Brittanniëhaven ca. 12, bij de stormvloedkering ca. 5 à 6 en bij Pilot Maas ca. 4. De buiken in de Brittanniëhaven en aan de noordzijde van de Splitsingsdam zijn in tegenfase

met de buiken bij de kering en een in het Calandkanaal (tussen 5^e en 7^e Petroleumhaven). Deze resonantie-frequentie met een scherpe amplificatiepiek wordt veroorzaakt door de gesloten stormvloedkering. Bij deze nieuwe oscillatievorm zullen de stroomsnelheden in het Breeddiep, door de grote verhangen, tamelijk groot zijn.

Bij de resonantie-frequentie $f = 1,52 \cdot 10^{-3}$ Hz (≈ 11 min) bedragen de iteratief (met bodemwrijving) berekende amplificatiefactoren ca. 7 in de Mississippi-haven en ca. 5 à 6 in de Europa- en Beneluxhaven. De buiken in de Europa-, Mississippi- en Beneluxhaven zijn in tegenfase met de buik in het Beerkanaal (Fig. 31). Op het traject Europa-/Mississippihaven-Beerkanaal-Beneluxhaven past bij deze frequentie één golflengte. In de bestaande situatie treedt in het Beerkanaal dezelfde oscillatievorm op bij deze frequentie. De gesloten stormvloedkering veroorzaakt bij deze frequentie een staande golf op de Nieuwe Waterweg, met een buik bij het Breeddiep. Tevens worden de amplificatiefactoren voor de Europa-, Mississippi- en Beneluxhaven ca. 25% groter ten opzichte van de bestaande situatie.

4.4 Stormvloedkering op km 1026,5

Tabel 1 geeft een overzicht van alle voor deze situatie met een gesloten stormvloedkering doorgerekende frequenties. De resultaten van deze berekeningen zijn voor tien posities in het gebied weergegeven in frequentie/amplificatie-grafieken (Fig. 32 t/m 41). Voor drie resonantie-frequenties zijn de bijbehorende oscillatievormen weergegeven in overall plots van het rekengebied (Fig. 42 t/m 44).

Uit de berekeningen met een gesloten stormvloedkering op km 1026,5 blijkt dat er bij de resonantie-frequenties brede, maar ook een aantal nieuwe hoge en scherpe amplificatiepieken zijn. De reductie van de amplificatiefactoren door het effect van de bodemwrijving is relatief groter bij resonantie-frequenties met smalle hoge en minder bij de brede lage pieken. De grotere stroomsnelheden en dus grotere bodemdissipatie bij de hoge pieken zijn de belangrijkste oorzaak hiervoor.

Voor enkele geselecteerde resonantie-frequenties met een golfhoogte van $H = 0,30$ m (met effect van bodemwrijving) bedragen de berekende amplificatie-

factoren ca. 6 à 13. De grootste amplificatiefactoren worden gevonden in de Brittanniëhaven (ca. 13) en in de Mississippihaven en bij de gesloten kering (ca. 10). In de Europa- en Beneluxhaven bedragen de amplificaties ca. 6 à 9. De grootste amplificaties op de Nieuwe Waterweg, nemen in westelijke richting af, ca. 5 bij het Breddiep, ca. 3 à 4 bij de Pilot Maas, en ca. 1 in de Maasmond. In Tabel 2 wordt een overzicht gegeven van belangrijke resonantie-frequenties en de bijbehorende amplificatiefactoren.

Bij de resonantie-frequentie $f = 0,22 \cdot 10^{-3}$ Hz (≈ 76 min), bedraagt de lineair (zonder bodemwrijving) berekende amplificatiefactor voor de Brittanniëhaven ca. 9. De buik in de Brittanniëhaven is in fase met de rest van het gebied. In de Maasmond is een knoop. Bij deze frequentie past in het Calandkanaal (van Brittanniëhaven tot Maasmond) $1/4$ golflengte. In de bestaande situatie treedt in het Calandkanaal bij dezelfde frequentie eenzelfde oscillatievorm op. Door de gesloten kering zijn de amplificaties in het Beer- en Calandkanaal met aanliggende havens ca. 1,5 maal groter.

Bij de frequentie $f = 0,38 \cdot 10^{-3}$ Hz (≈ 44 min), bedraagt de lineair (zonder bodemwrijving) berekende amplificatiefactor voor de Brittanniëhaven ca. 6 à 7 en voor de Europa- en Mississippihaven ca. 5. De buik in de Brittanniëhaven is in tegenfase met die in de Europa- en Mississippihaven. In de 4^e Petroleumhaven is een knoop. Bij deze frequentie behoort een oscillatievorm met op het traject Europa-/Mississippihaven-Calandkanaal-Brittanniëhaven $1/2$ golflengte. In de bestaande situatie treedt in het Calandkanaal bij een iets hogere frequentie dezelfde oscillatievorm op. Het effect van de gesloten kering uit zich in ca. 1,5 maal grotere amplificaties in het Beer- en Calandkanaal met aanliggende havens.

Ter plaatse van de kering treedt de grootste amplificatie op bij de frequentie $f = 0,58 \cdot 10^{-3}$ Hz (≈ 29 min). De bij deze resonantie-frequentie iteratief (met bodemwrijving) berekende amplificatiefactoren bedragen ca. 10 bij de stormvloedkering en ca. 4 à 5 in de Europa-, Mississippi- en Brittanniëhaven. De buiken bij de kering en in de Beneluxhaven zijn in tegenfase met die in de Europa-, Mississippi- en Brittanniëhaven. Knopen zijn er in het Calandkanaal (tussen 4^e en 7^e Petroleumhaven) in de mond van het Beerkanaal, en in de Maasmond (Fig. 42). Deze resonantie met een scherpe amplificatiepiek wordt veroorzaakt door de gesloten kering. Door het effect van de bodemwrijving

worden de amplificaties ongeveer gehalveerd. Bij deze oscillatievorm zijn de verhangen en dus ook de stroomsnelheden in het Breeddiep tamelijk groot.

In de situatie met een gesloten stormvloedkering op km 1026,5 worden de grootste amplificaties gevonden bij de frequentie $f = 0,93 \cdot 10^{-3}$ Hz (≈ 18 min). De bij deze resonantie-frequentie met bodemwrijving berekende amplificatiefactoren bedragen ca. 13 in de Brittanniëhaven, ca. 8 in de Beneluxhaven en ca. 6 bij de kering. Bij deze frequentie zijn de buiken in de Brittannië- en Beneluxhaven in tegenfase met die in de 7^e Petroleumhaven en die bij de kering (Fig. 43). Bij deze frequenties behoort een oscillatievorm met op het traject stormvloedkering-Breeddiep-Beneluxhaven $1/2$ golflengte. Daarnaast past in het Calandkanaal vanaf het Breeddiep tot de Brittanniëhaven $5/4$ golflengte. Deze resonantie met een hoge en scherpe amplificatiepiek wordt veroorzaakt door de gesloten kering. Door het effect van de bodemwrijving worden de amplificatiefactoren met ca. 40% gereduceerd.

Bij de resonantie-frequentie $f = 1,42 \cdot 10^{-3}$ Hz (≈ 12 min), bedraagt de lineair berekende (zonder bodemwrijving) amplificatiefactor in de Beneluxhaven ca. 8 en bij de Pilot Maas ca. 7. De buik in de Beneluxhaven is in tegenfase met die bij Pilot Maas. In het Breeddiep is een knoop, waardoor er in het Breeddiep grote verhangen en stroomsnelheden op zullen treden. Door het effect van de bodemwrijving zal de amplificatiefactor worden gereduceerd. Bij deze resonantie-frequentie worden de amplificaties op het Calandkanaal en aanliggende havens ca. 2 à 2,5 maal groter in vergelijking tot de bestaande situatie.

Bij de resonantie-frequentie $f = 1,52 \cdot 10^{-3}$ Hz (≈ 11 min) bedragen de iteratief (met bodemwrijving) berekende amplificatiefactoren ca. 10 in de Mississippihaven, ca. 7 à 8 in de Europahaven en ca. 6 à 7 in de Beneluxhaven. De buiken in de Europa-, Mississippi- en Beneluxhaven zijn in tegenfase met een buik in het Beerkanaal (Fig. 44). Bij deze frequenties behoort een oscillatievorm met op het traject Europa-/Mississippihaven-Beerkanaal-Beneluxhaven één golflengte. In de bestaande situatie treedt in het Beerkanaal bij deze frequentie eenzelfde oscillatievorm op. De gesloten kering veroorzaakt bij deze frequentie een staande golf op de Nieuwe Waterweg met een buik bij het Breeddiep. Door de gesloten stormvloedkering worden de amplificatiefactoren in de Europa-, Mississippi- en Beneluxhaven 1,5 à 2 maal groter.

5. Samenvatting en Conclusies

De studie is uitgevoerd in het kader van een onderzoek naar de effecten van een stormvloedkering in de Nieuwe Waterweg. Met het model PHAROS is de gevoeligheid voor seiches van de havens in het Europoortgebied onderzocht. Er zijn drie situaties bestudeerd, de bestaande situatie, een situatie met een gesloten kering in de Nieuwe Waterweg ter plaatse van kilometerraai 1022 en een situatie met een gesloten kering bij km 1026,5.

In de bestaande situatie zijn de amplificatiefactoren het grootste in de Brittanniëhaven (6 à 6,5 bij $T \approx 75$ à 80 min) en de Mississippihaven (5,5 à 6 bij $T \approx 11$ min). Voor andere perioden, waarbij het havengebied aangeslingerd wordt, en/of voor andere locaties in het havengebied kunnen amplificatiefactoren tot ca. 4 optreden.

In een situatie met een gesloten kering op km 1022 is de amplificatiefactor het grootst voor de Brittanniëhaven (ca. 13 bij $T \approx 25$ min), dat is ca. 3 maal hoger dan bij dezelfde periode in de bestaande situatie. Bij de stormvloedkering bedraagt de grootste amplificatie ca. 11 bij $T \approx 52$ min, overeenkomend met 1/4 golflengte tussen de Maasmond en de kering en in de Mississippihaven ca. 7 bij $T \approx 11$ min overeenkomend met één golflengte tussen Mississippihaven en Beneluxhaven. Bij andere perioden en/of locaties bedragen de grootste amplificaties ca. 5 à 9. Het effect van de kering uit zich in twee nieuwe resonantie-perioden (ca. 52 en 20 min) en in een verhoging van de amplificatiefactoren voor al bestaande resonantie-perioden met een factor 1,5 à 3.

In de situatie met een gesloten kering op km 1026,5 is de amplificatiefactor het grootst voor de Brittanniëhaven (ca. 13 bij $T \approx 18$ min). Andere grote amplificatiefactoren zijn gevonden voor de kering (ca. 10 bij $T \approx 29$ min), overeenkomend met 1/4 golflengte tussen Maasmond en kering en in de Mississippihaven (ca. 10 bij $T \approx 11$ min). Bij andere perioden en/of locaties bedragen de grootste amplificaties 5 à 9. Het effect van de gesloten stormvloedkering uit zich in twee nieuwe resonantie-perioden (ca. 29 en 18 min) en in een verhoging van de amplificatiefactoren voor de al bestaande resonantie-perioden met een factor 1,5 à 2.

Er kan worden gesteld dat het havengebied in Europoort in de huidige situatie gevoelig is voor opslingeren door lange golven, waarbij de amplificatiefactoren het grootst zijn voor de Brittanniëhaven en de Mississippihaven. In een situatie met een gesloten kering wordt het gebied nog gevoeliger voor seiches, de amplificatiefactoren worden aanzienlijk, en het aantal perioden waarbij het havenbekken in opslinging komt neemt toe. Hierbij wordt opgemerkt dat het hier een vergelijkende situatie betreft naar de resonantie-gevoeligheid van de verschillende situaties. Het werkelijke optreden van havenoscillaties is afhankelijk van het aanbod van lange golven op zee. In Deel II van dit rapport worden de resultaten gepresenteerd van een onderzoek naar een aantal maatregelen waarmee de gevoeligheid van het gebied voor seiches wordt verminderd.

REFERENTIES

- [1] "Korte golven en seiches bij een kering"; Vogel, J.A., Bouwmeester, E.C.;
Rijkswaterstaat Dienst Getijdewateren, notitie GWA0-87.340; juli 1987.
- [2] Internationale Kaartserie, Kaart nr. 1540.
"Nieuwe Waterweg en Europoort, Hoek van Holland tot Vlaardingen".
Uitgave dec. 1981, Chef der Hydrografie, 's Gravenhage.

SUK NIEUWE WATERWEG - Bestaande Situatie
 Bodemschematisatie; Bodemligging t.o.v nap

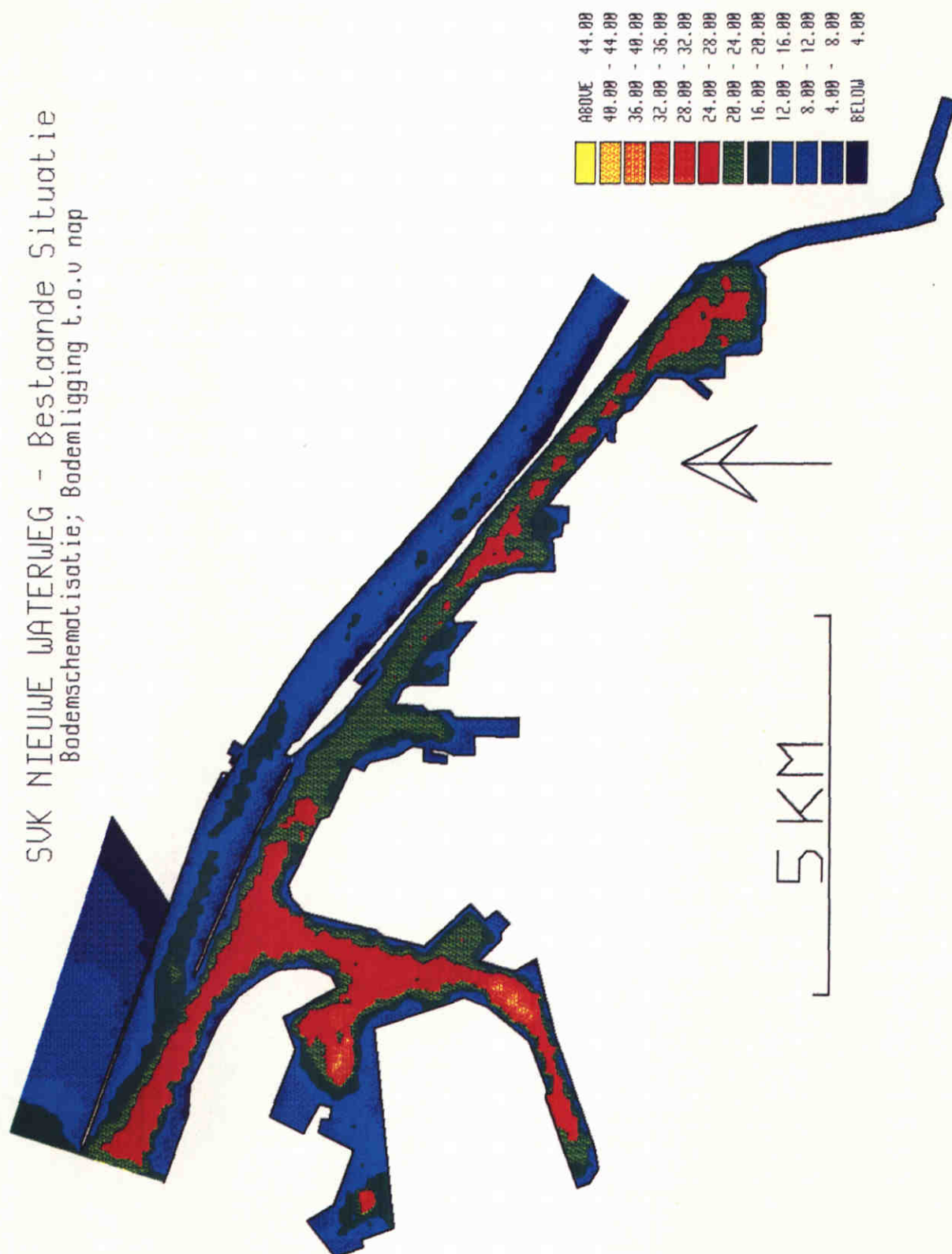
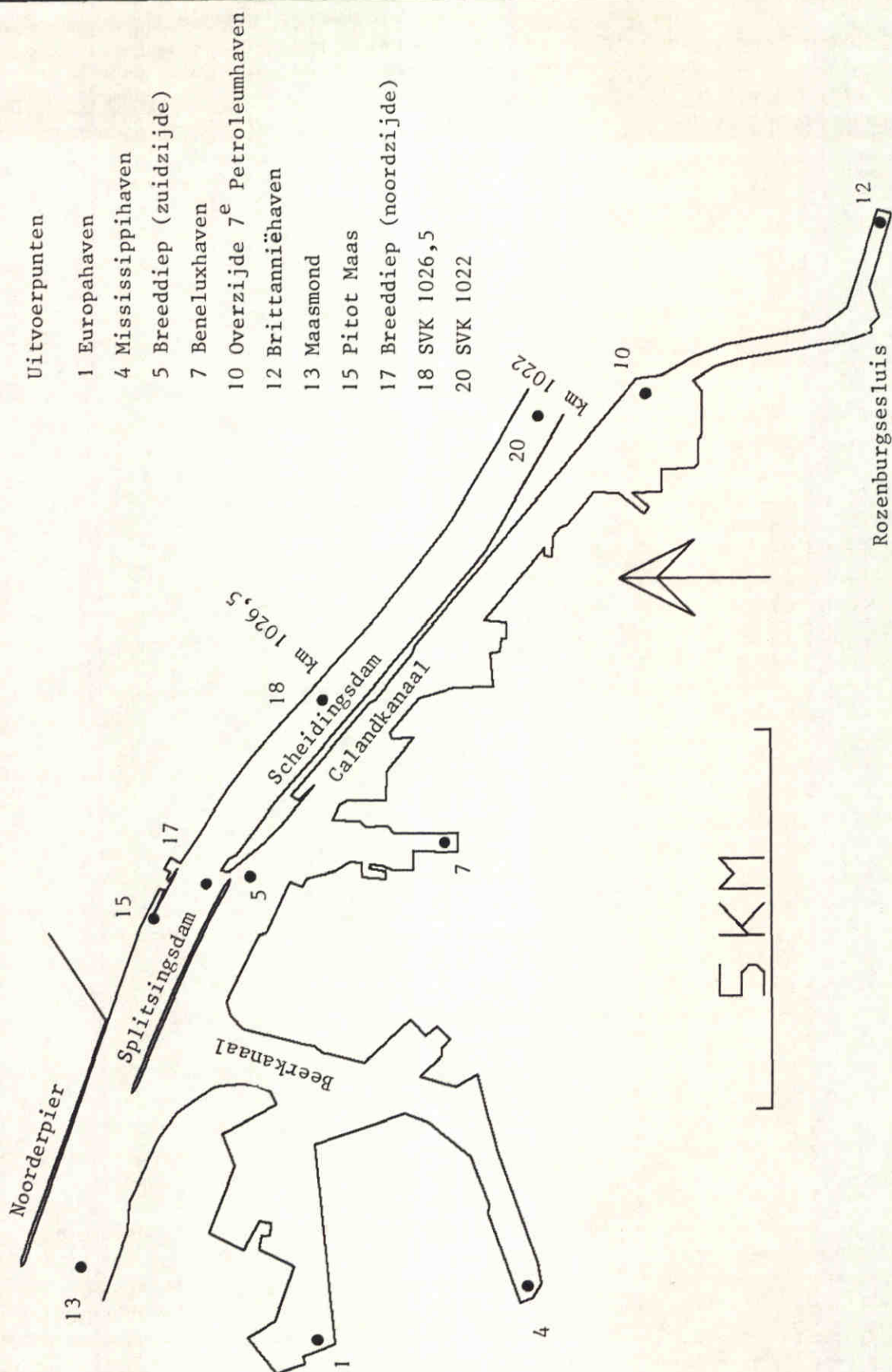


FIG. 1

SVK NIEUWE WATERWEG - Bestaande Situatie

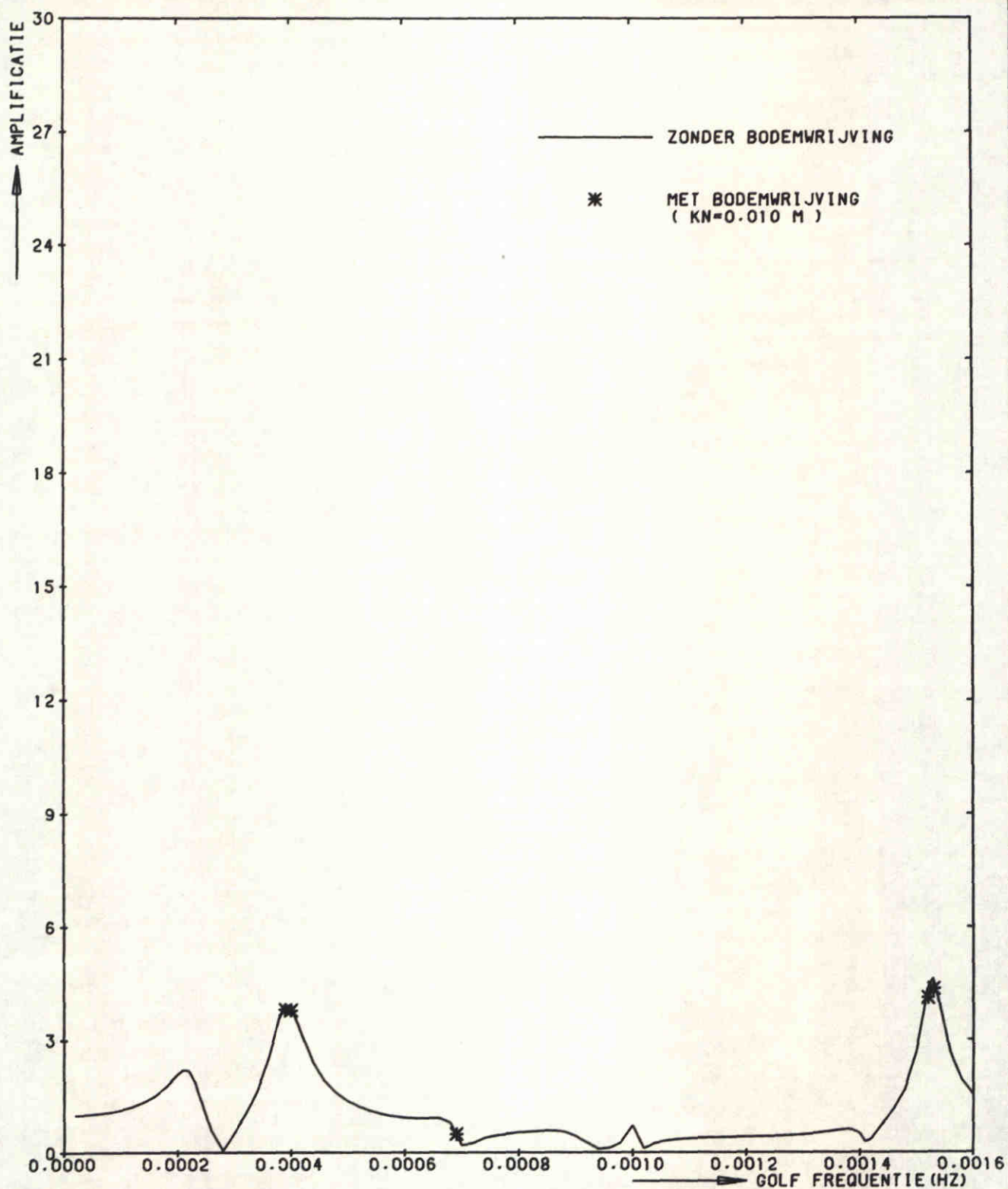


SVK NIEUWE WATERWEG
POSITIES UITVOERPUNTEN

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

H 0688

FIG. 2



HOEK.V.HOLLAND
BESTAANDE SITUATIE.N.A.P.+2.5 M

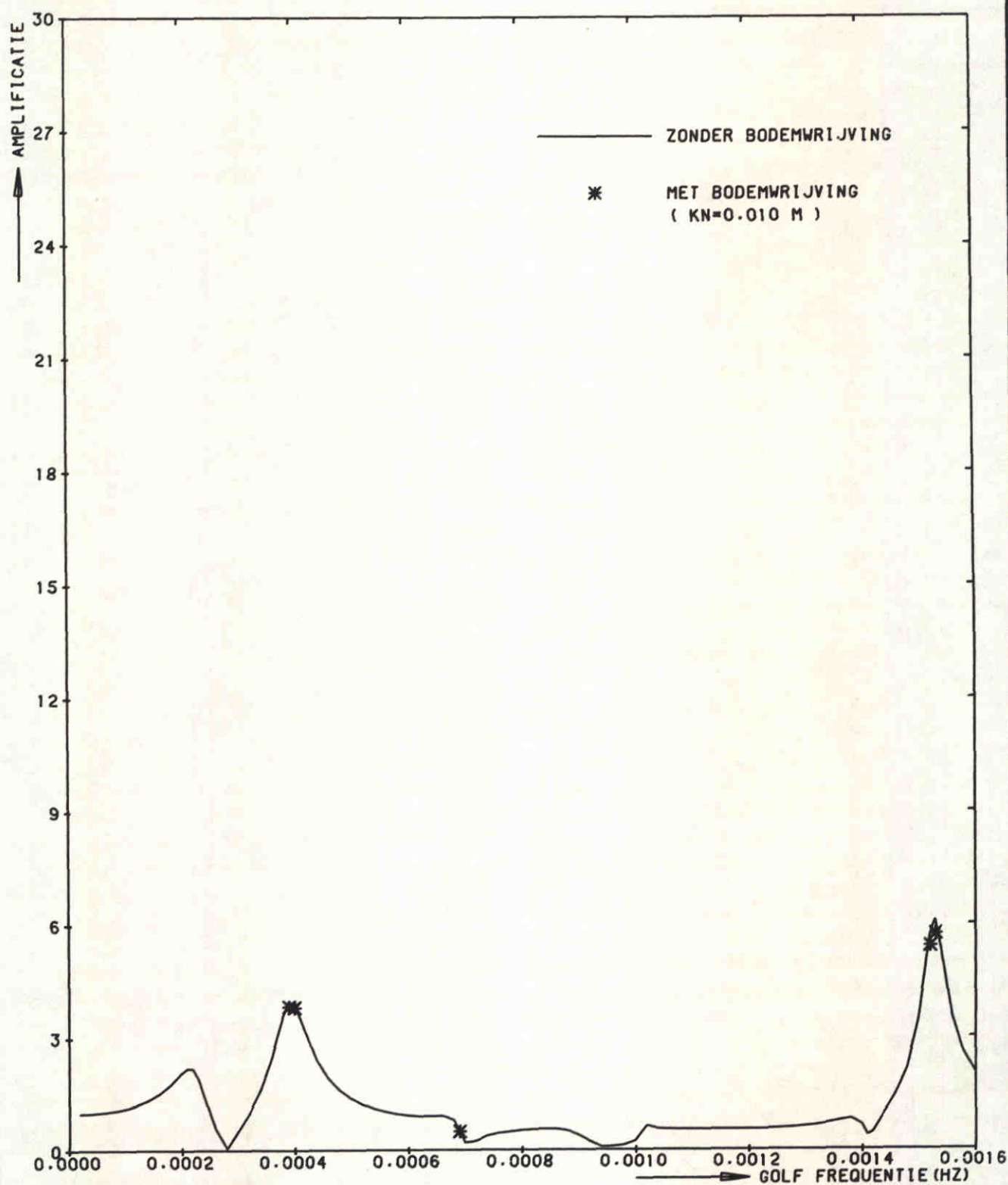
H=0.3 M

POSITIE 1
EUROPA HAVEN.

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

H0688

FIG.3



HOEK.V.HOLLAND
BESTAANDE SITUATIE,N.A.P.+2.5 M

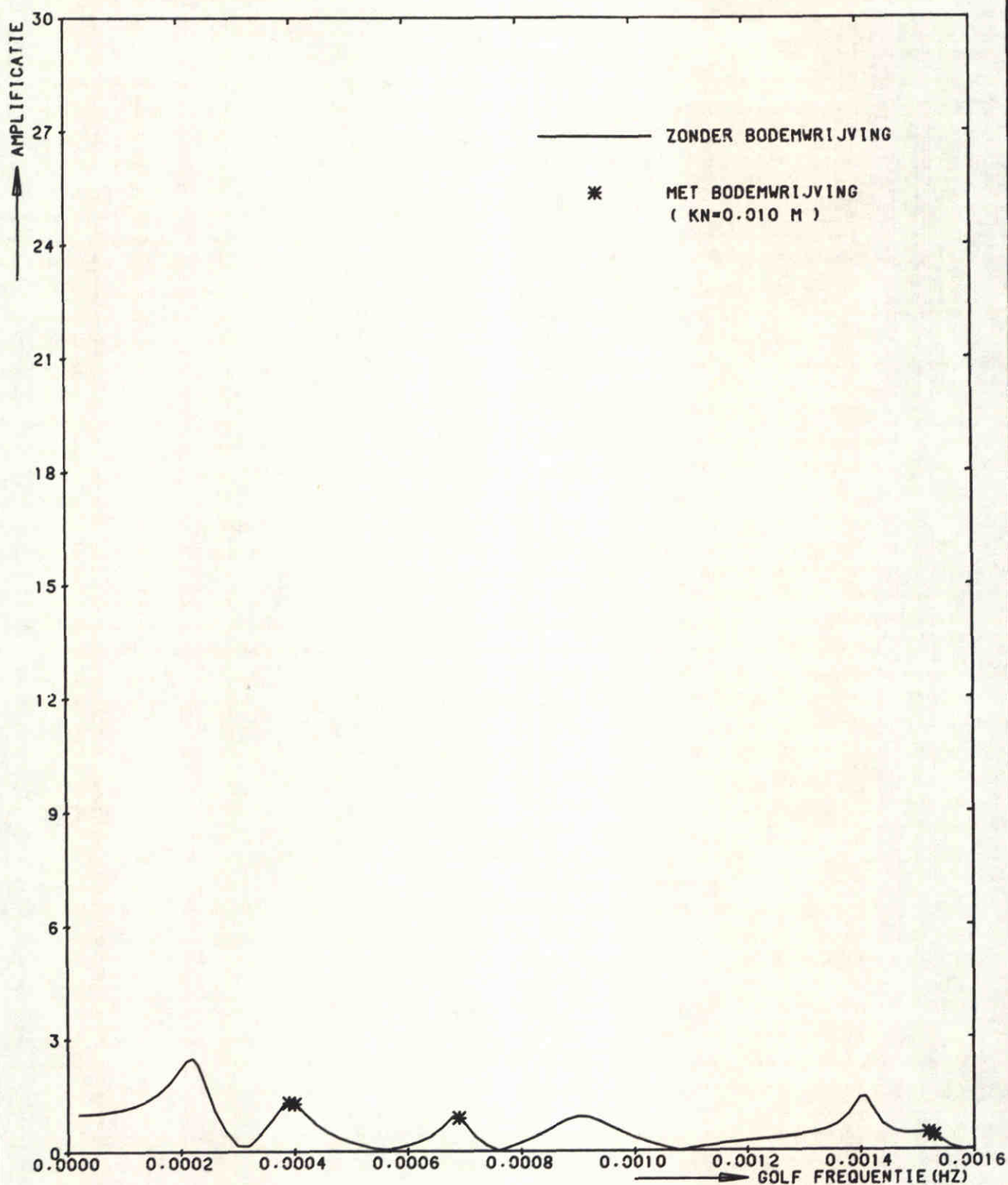
H=0.3 M

POSITIE 4
MISSISSIPPI HAVEN (WEST)

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

H0688

FIG.4



HOEK.V.HOLLAND
BESTAANDE SITUATIE.N.A.P.+2.5 M

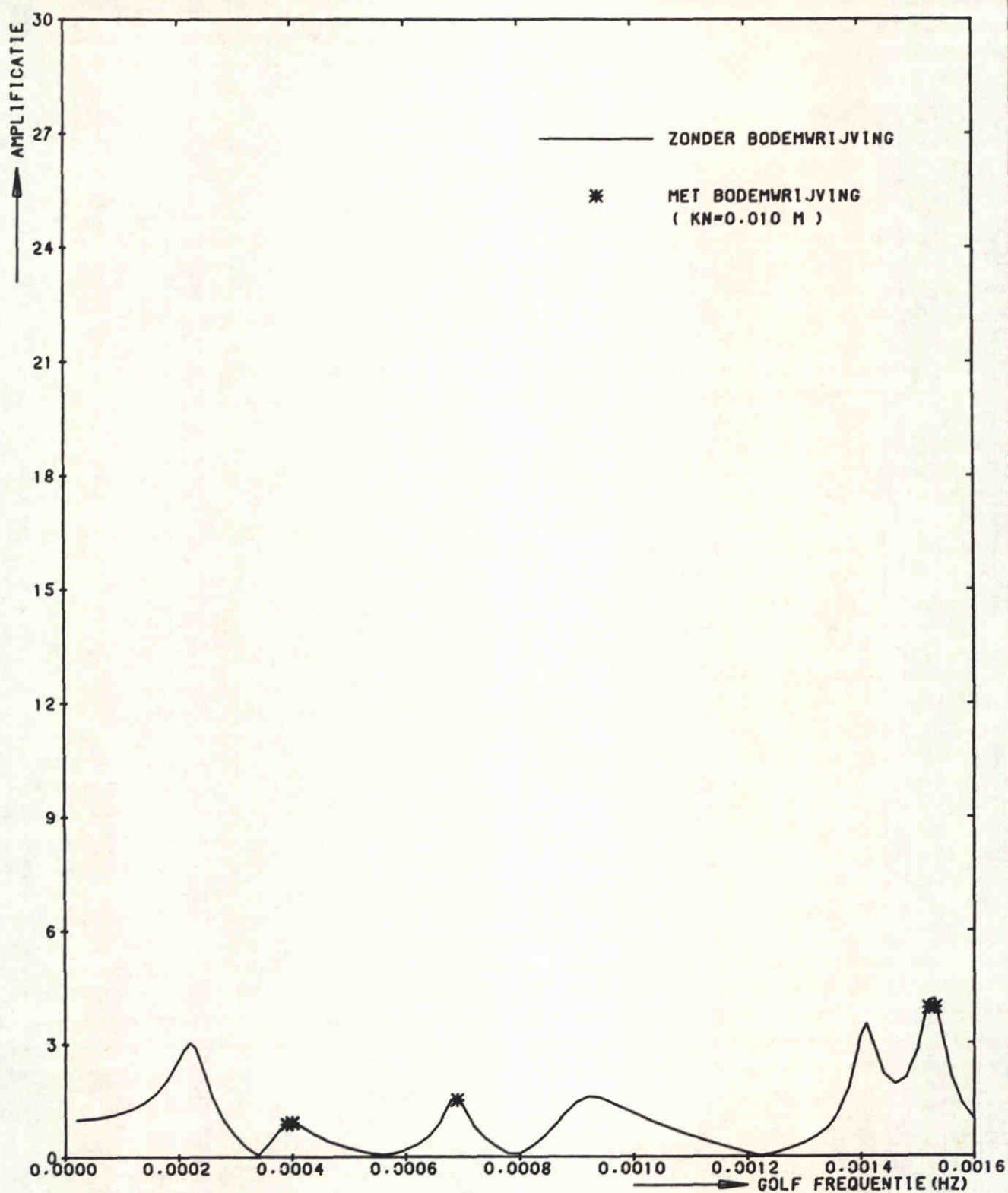
H=0.3 M

POSITIE 5
BREEDTIEP (ZUIDZIJDE)

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

H0688

FIG.5



HOEK.V.HOLLAND
BESTAANDE SITUATIE.N.A.P.+2.5 M

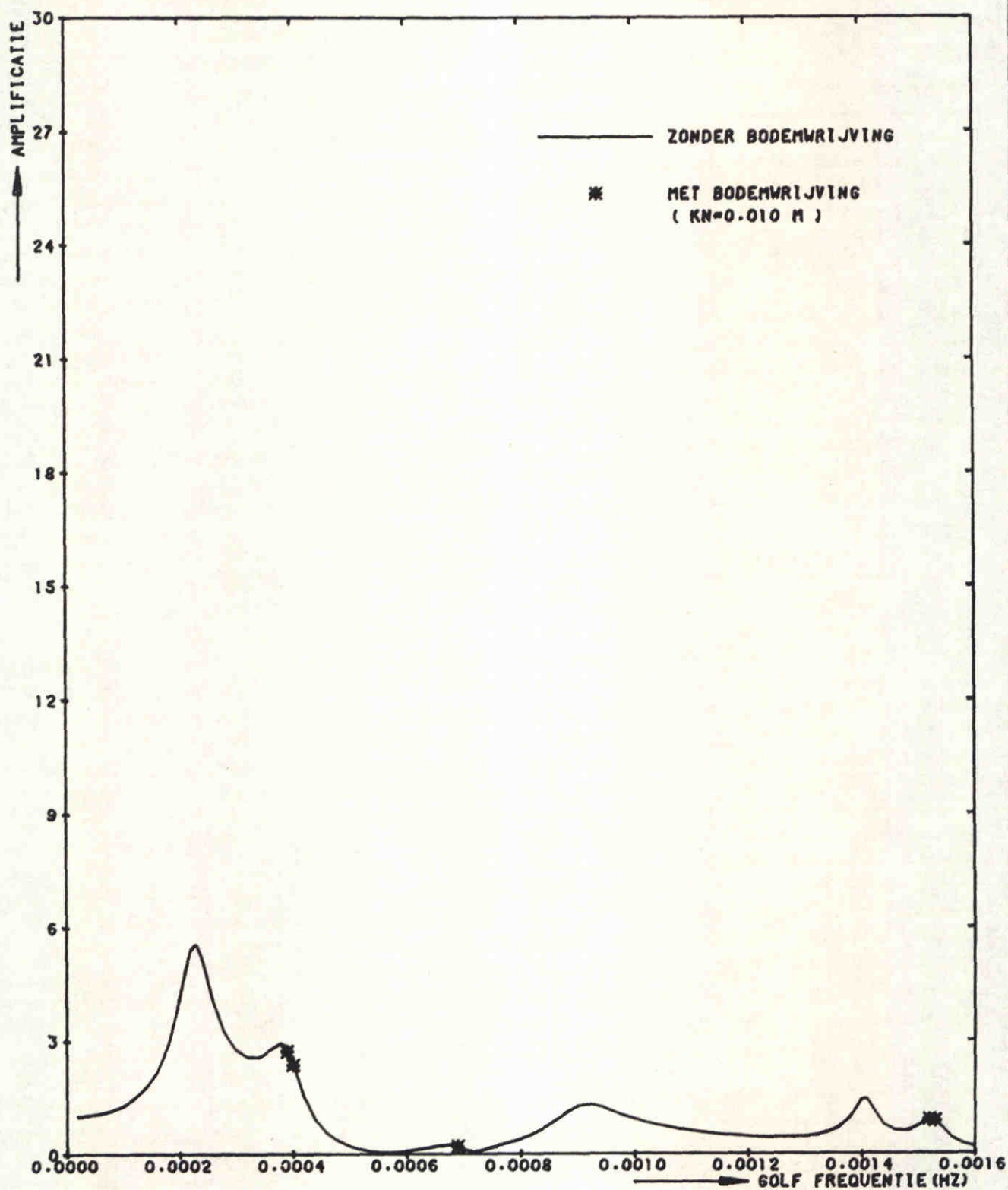
H=0.3 M

POSITIE 7
BENELUX HAVEN

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

H0688

FIG. 6



HOEK.V.HOLLAND
BESTAANDE SITUATIE.N.A.P.+2.5 M

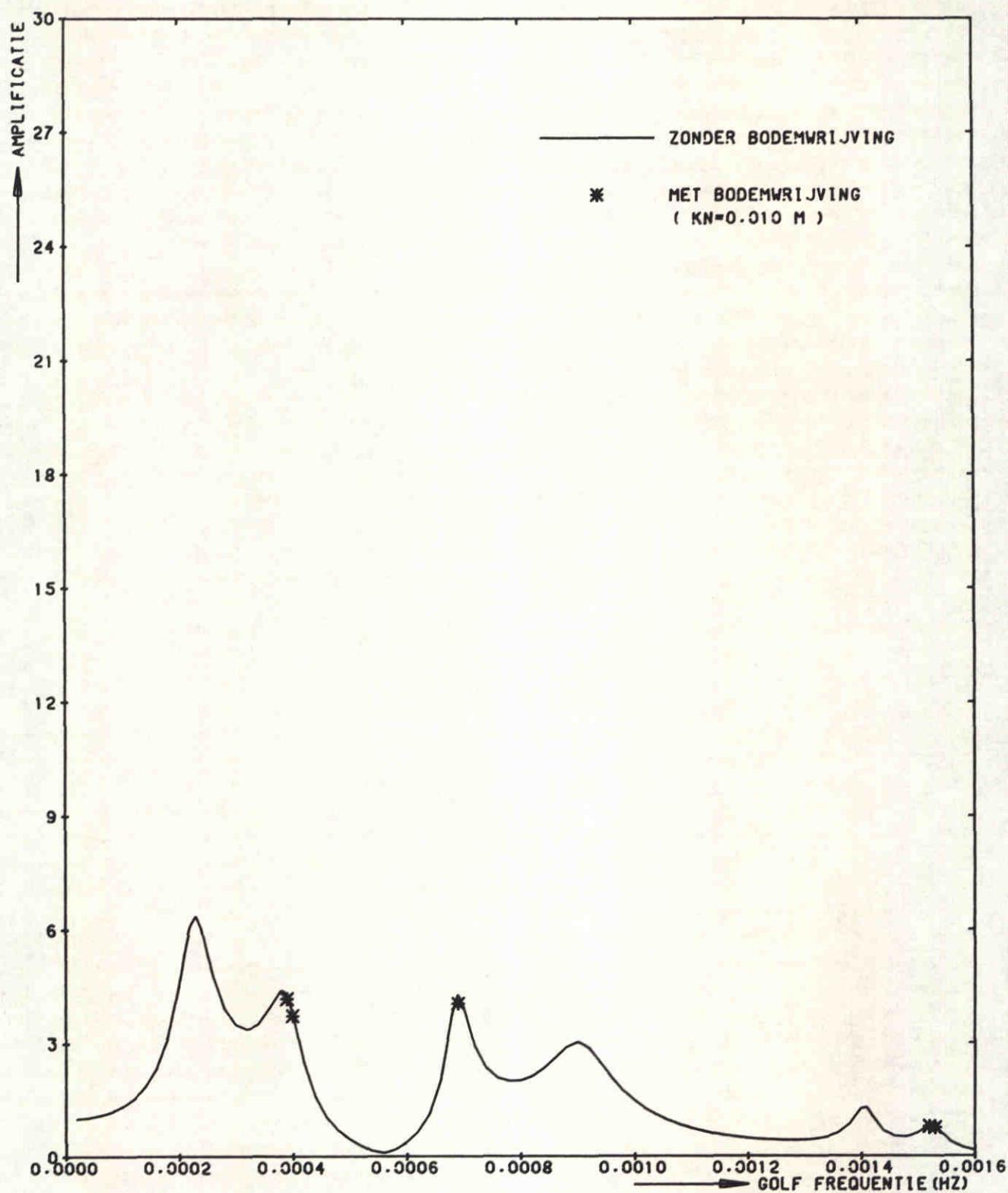
H=0.3 M

POSITIE 10
O.ZIJDE 7E PETROLEUM H.V.

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

H0688

FIG.7



HOEK.V.HOLLAND
BESTAANDE SITUATIE.N.A.P.+2.5 M

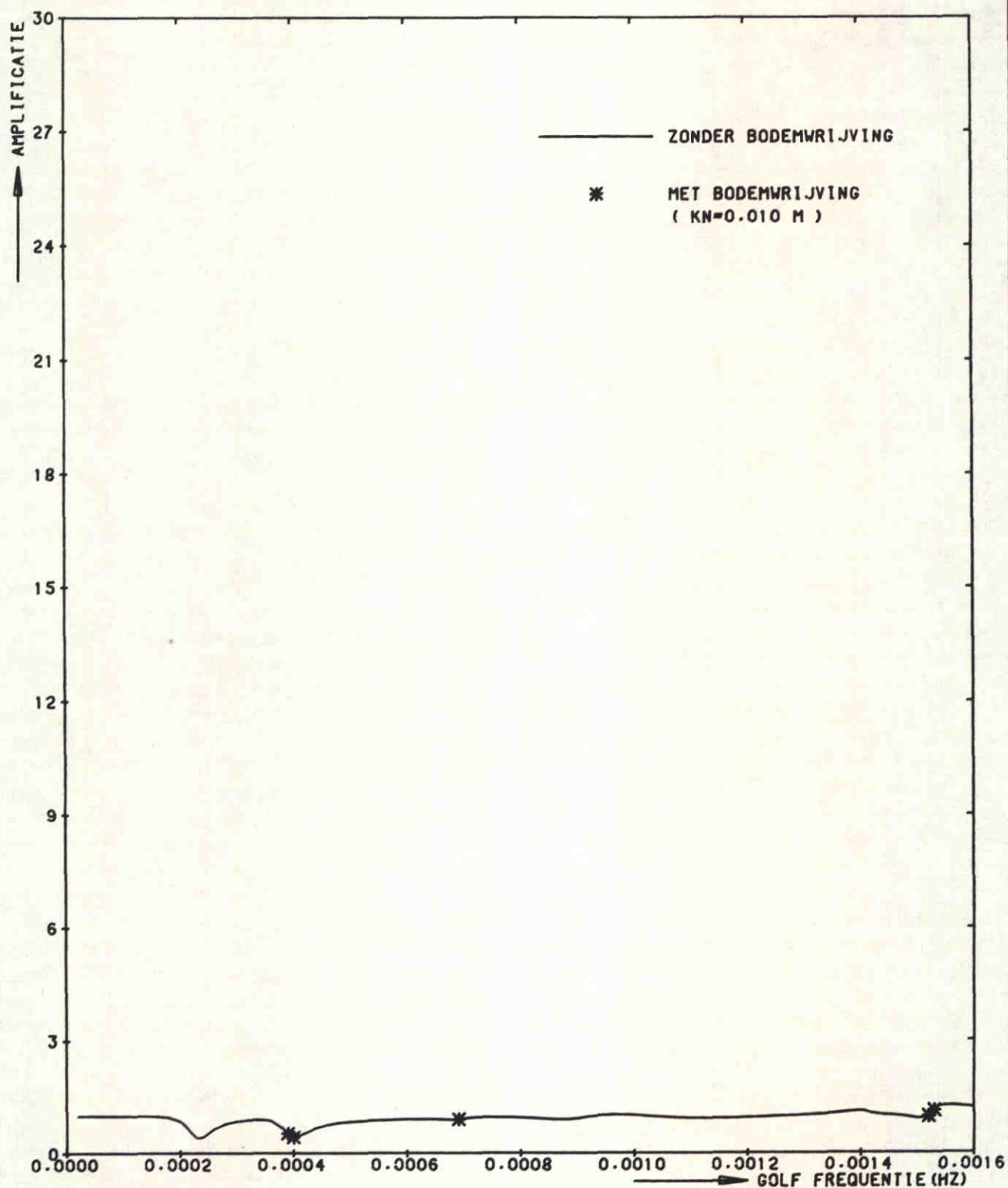
H=0.3 M

POSITIE 12
BRITTANNIË HAVEN

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

H0688

FIG.8



HOEK.V.HOLLAND
BESTAANDE SITUATIE.N.A.P.+2.5 M

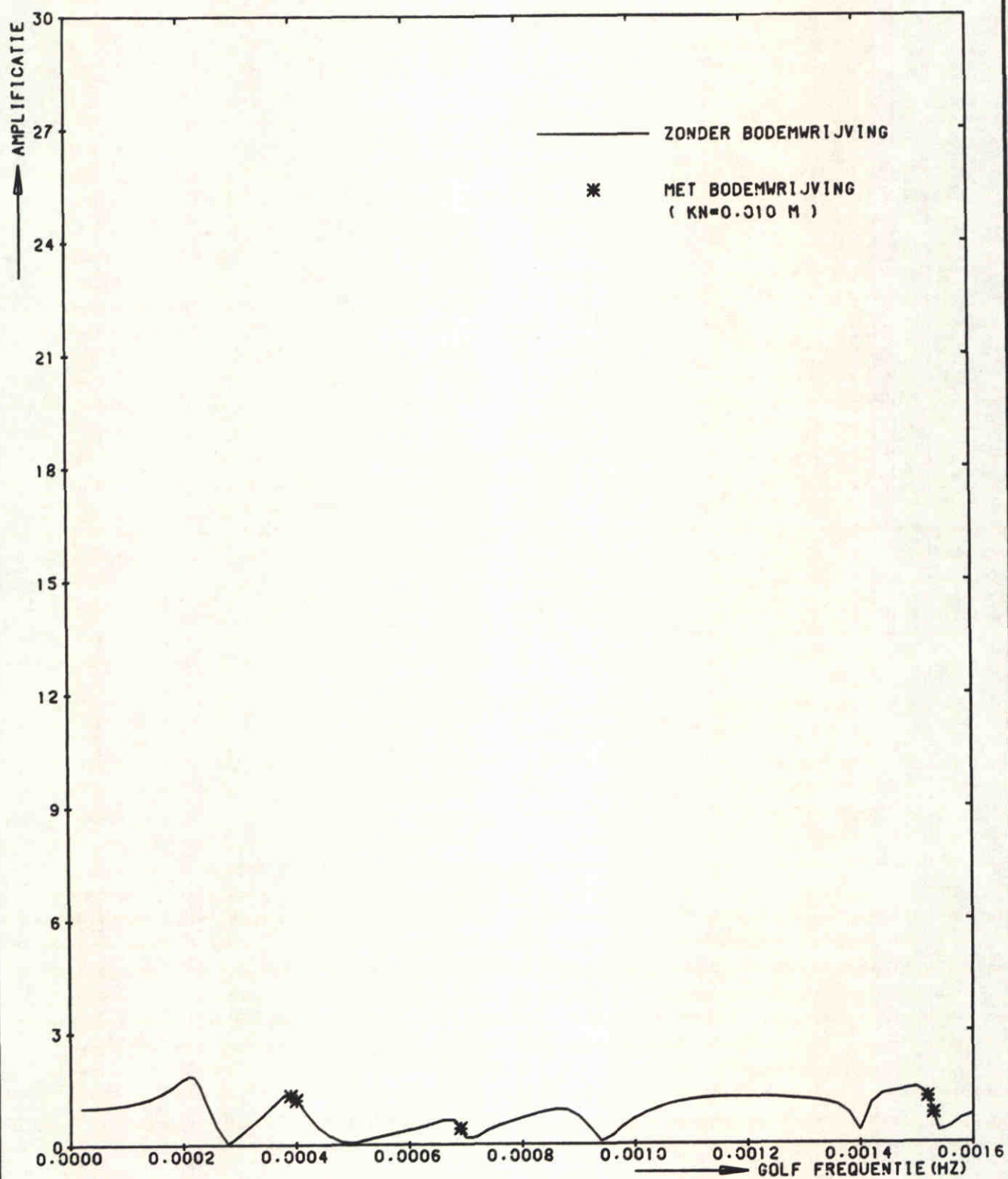
H=0.3 M

POSITIE 13
MAASMOND

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

H0688

FIG.9



HOEK.V.HOLLAND
BESTAANDE SITUATIE,N.A.P.+2.5 M

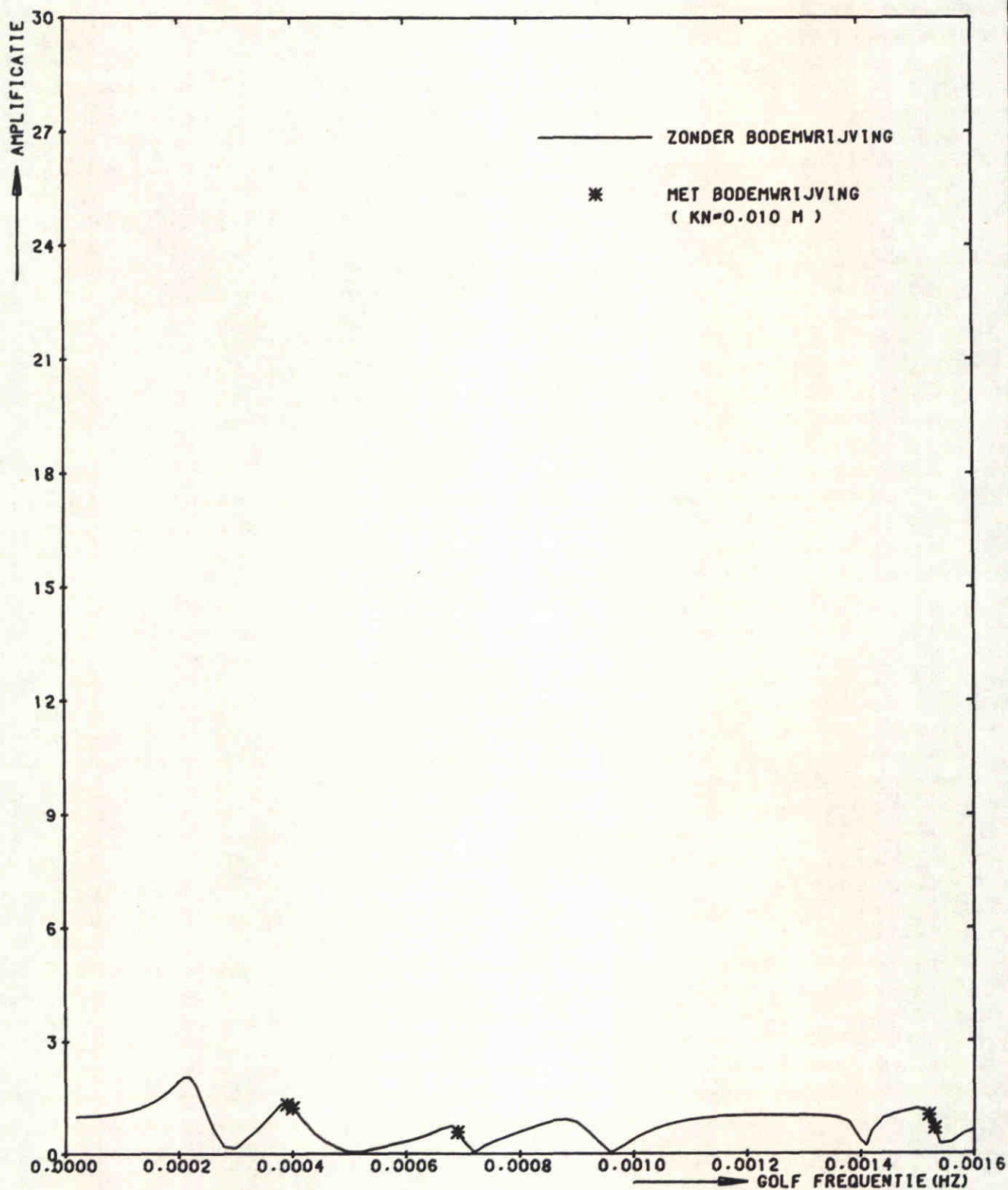
H=0.3 M

POSITIE 15
PILOT MAAS

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

H0688

FIG.10



HOEK.V.HOLLAND
BESTAANDE SITUATIE.N.A.P.+2.5 M

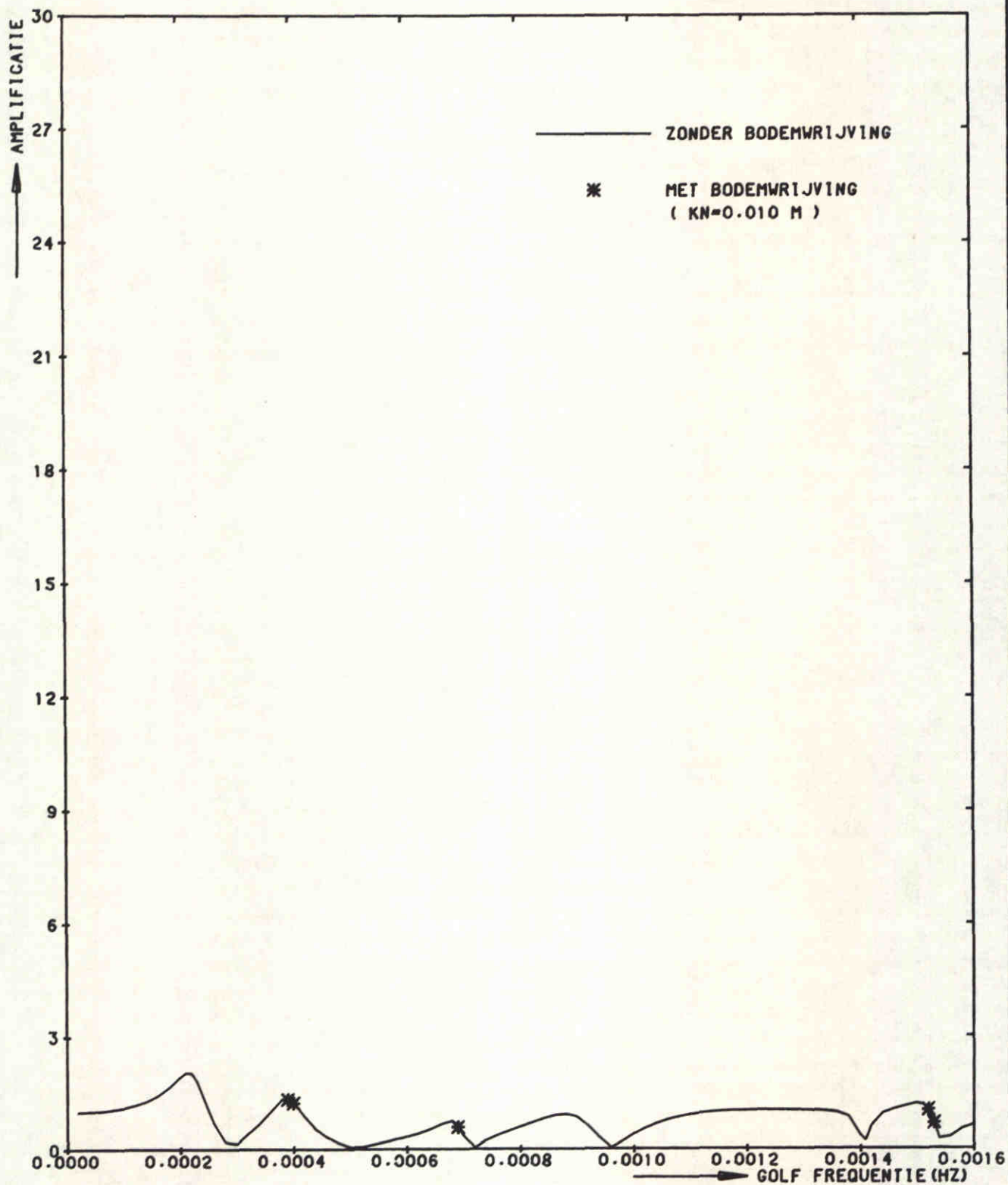
H=0.3 M

POSITIE 17
BREEDDIEP (NOORDZIJDE)

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

H0688

FIG.11



HOEK.V.HOLLAND
BESTAANDE SITUATIE.N.A.P.+2.5 M

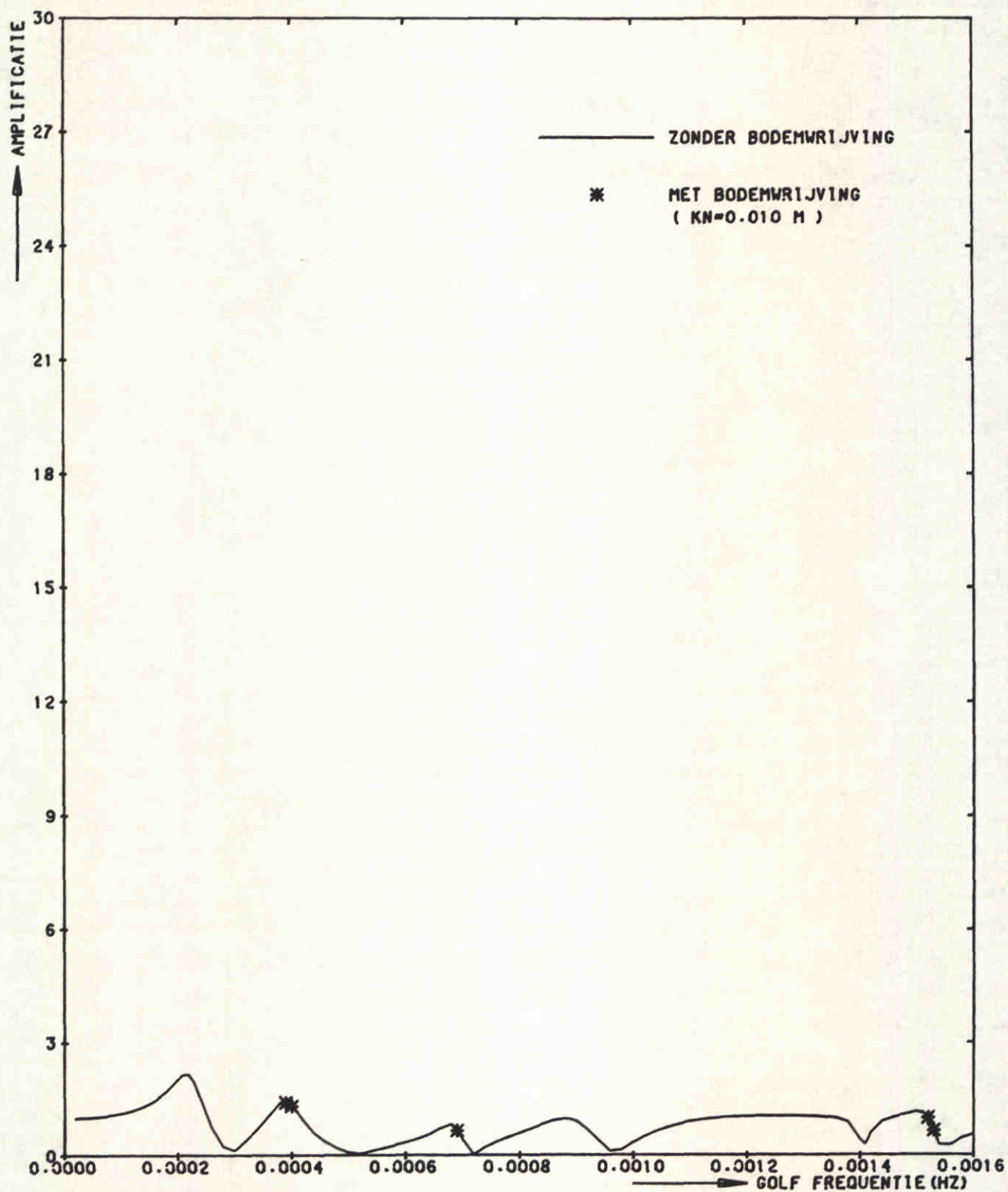
H=0.3 M

POSITIE 18
S.V.K. KM 1026.50

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

H0688

FIG.12



HOEK.V.HOLLAND
BESTAANDE SITUATIE.N.A.P.+2.5 M

H=0.3 M

POSITIE 20
S.V.K. KM 1022.00

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

H0688

FIG.13

SUK NIEUWE WATERWEG - Bestaande Situatie
 Uitwijking vrij wateroppervlak in m; $f = 0.00022 \text{ Hz}$
 $H = 0.30 \text{ m}$; $kN = 0.000 \text{ m}$; wst $2.50 \text{ m} + \text{NAP}$

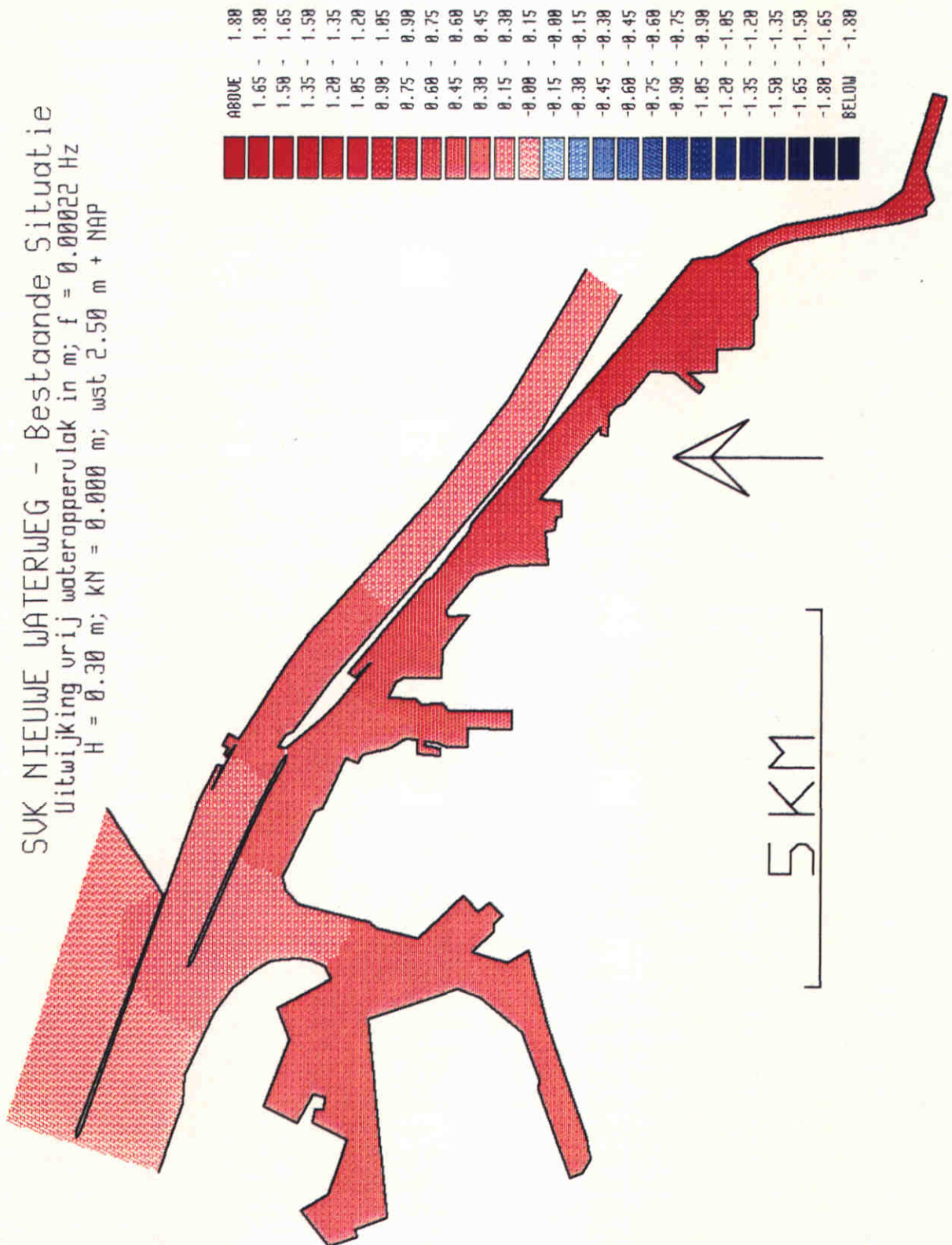


FIG. 14

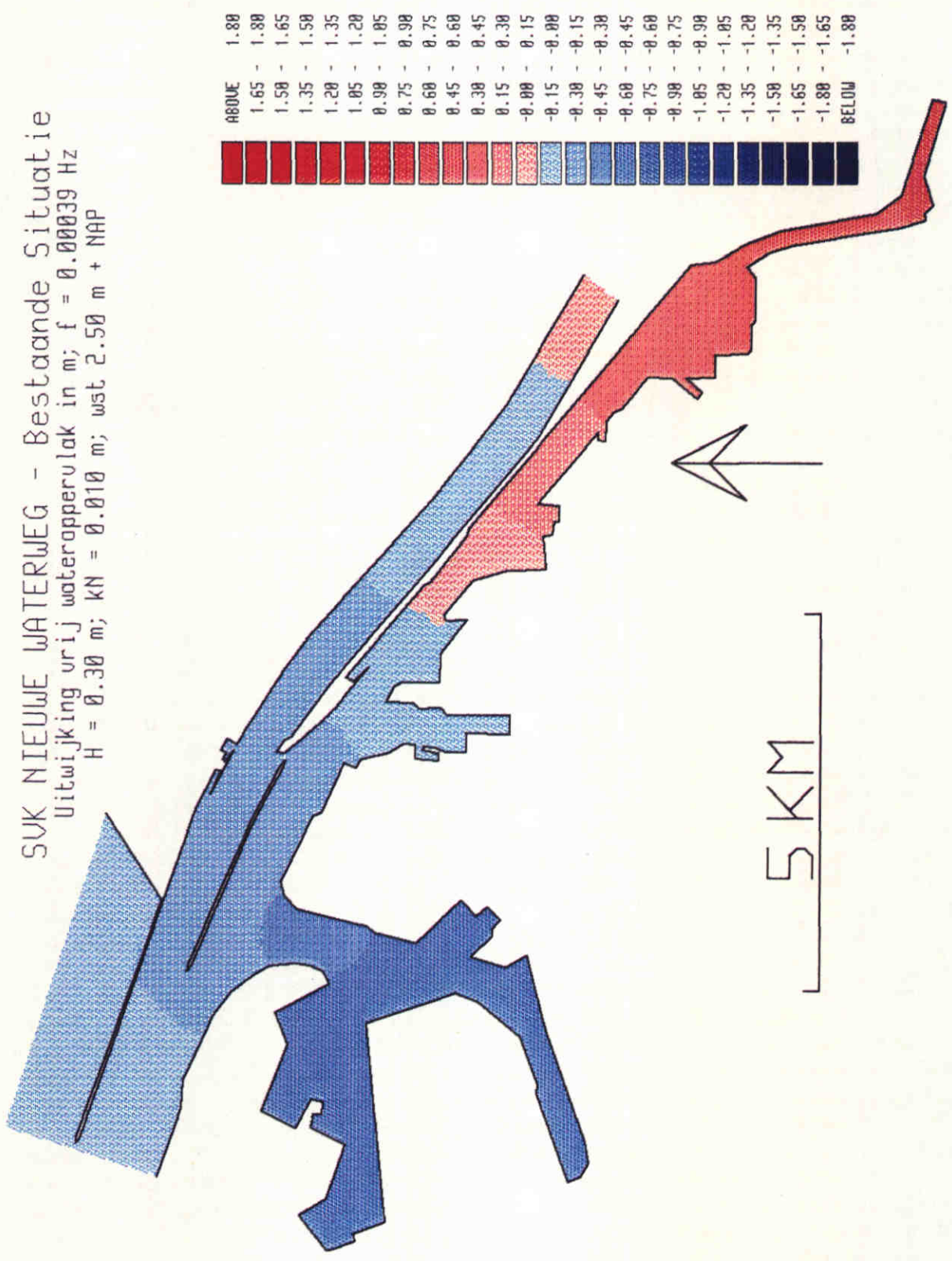


FIG. 15

SUK NIEUWE WATERWEG - Bestaande Situatie
 Uitwijking vrij wateroppervlak in m; $f = 0.00069 \text{ Hz}$
 $H = 0.30 \text{ m}$; $kN = 0.010 \text{ m}$; wst $2.50 \text{ m} + \text{NAP}$

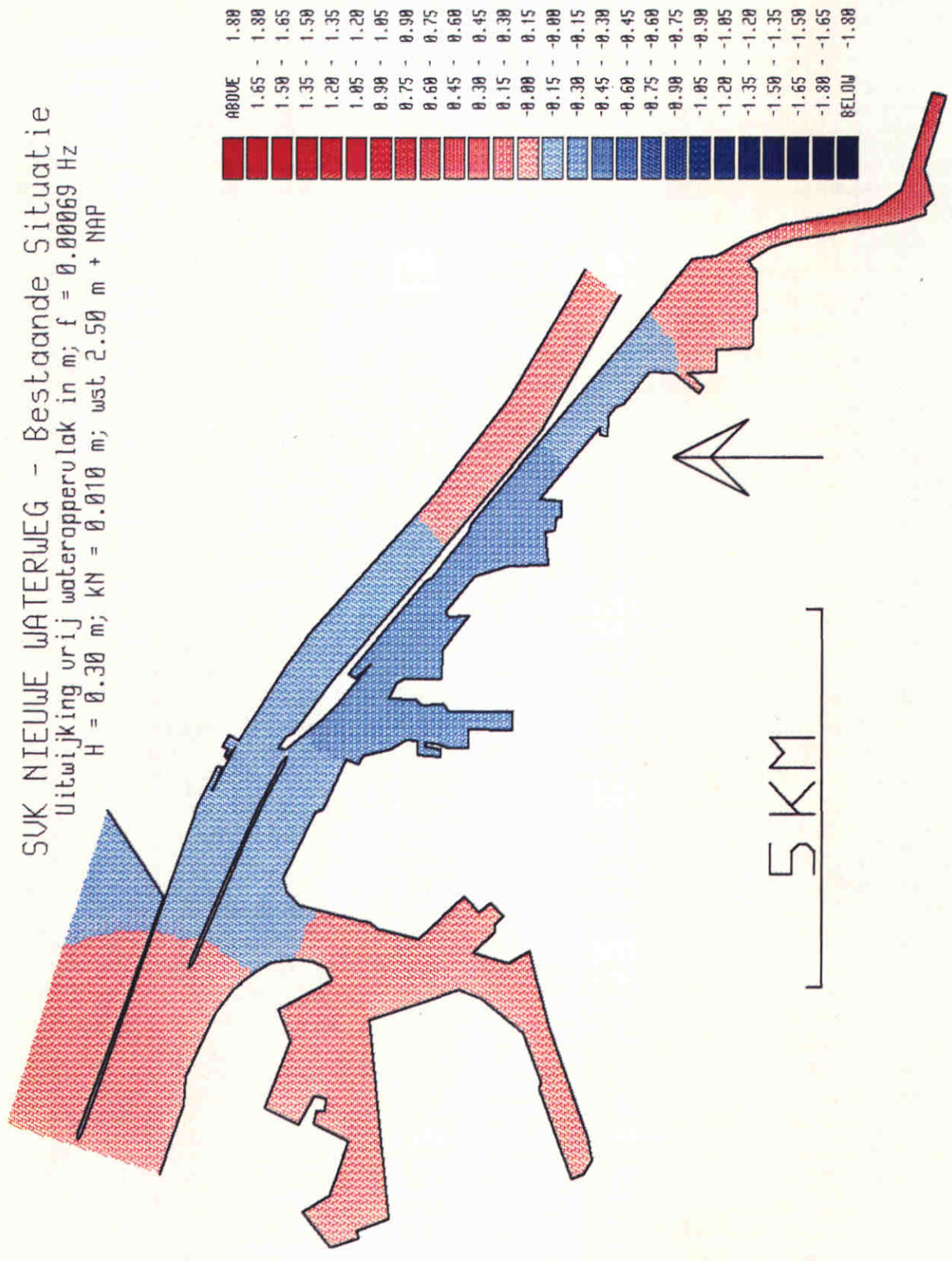


FIG. 16

SVK NIEUWE WATERWEG - Bestaande Situatie

Uitwijking vrij wateroppervlak in m; $f = 0.00152 \text{ Hz}$

$H = 0.30 \text{ m}$; $KN = 0.010 \text{ m}$; wst $2.50 \text{ m} + \text{NAP}$

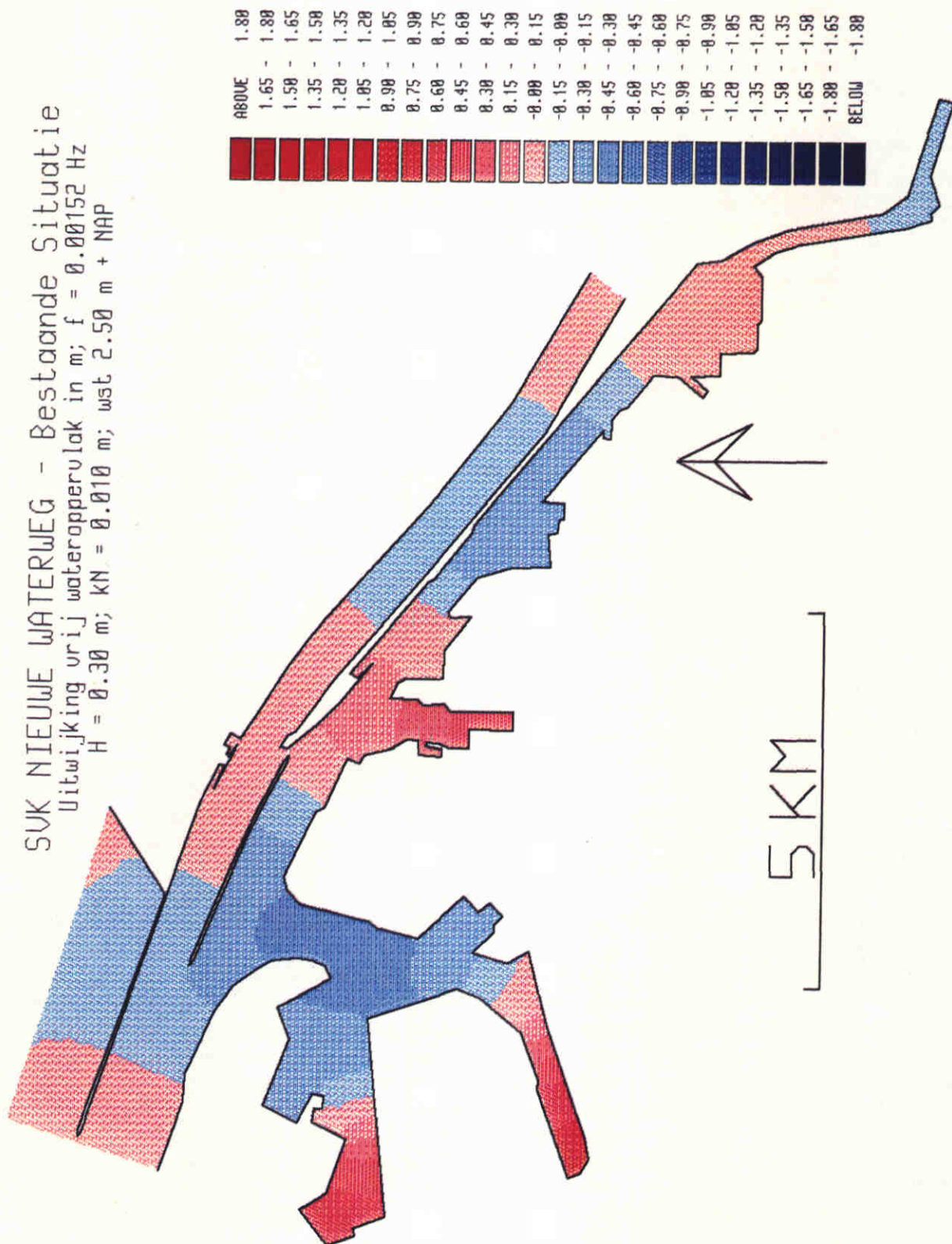
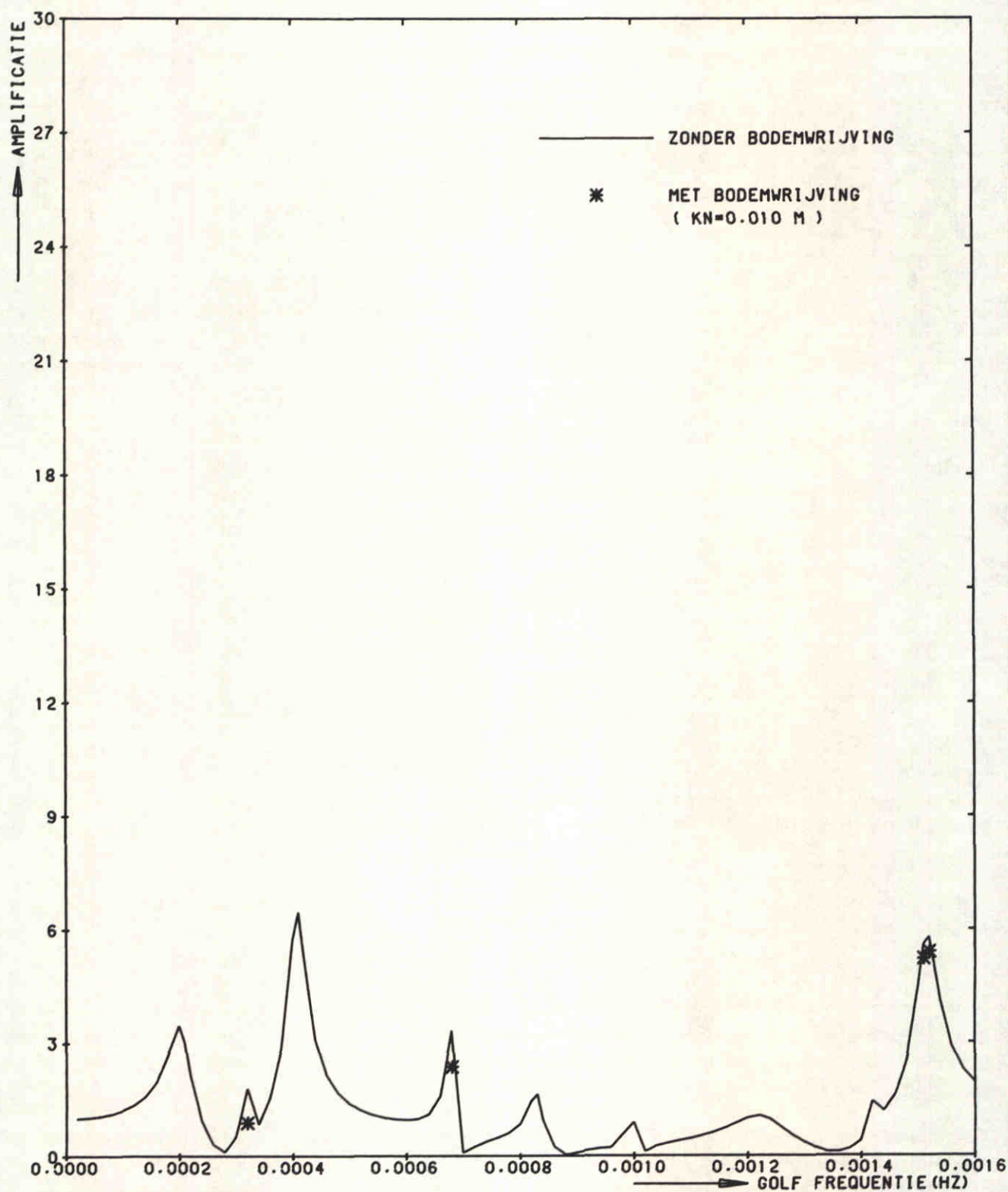


FIG. 17



STORMVLOEDKERING N - WATERWEG
KERING T.P.V.KM 1022.00 (GESLOTEN)

H=0.3 M

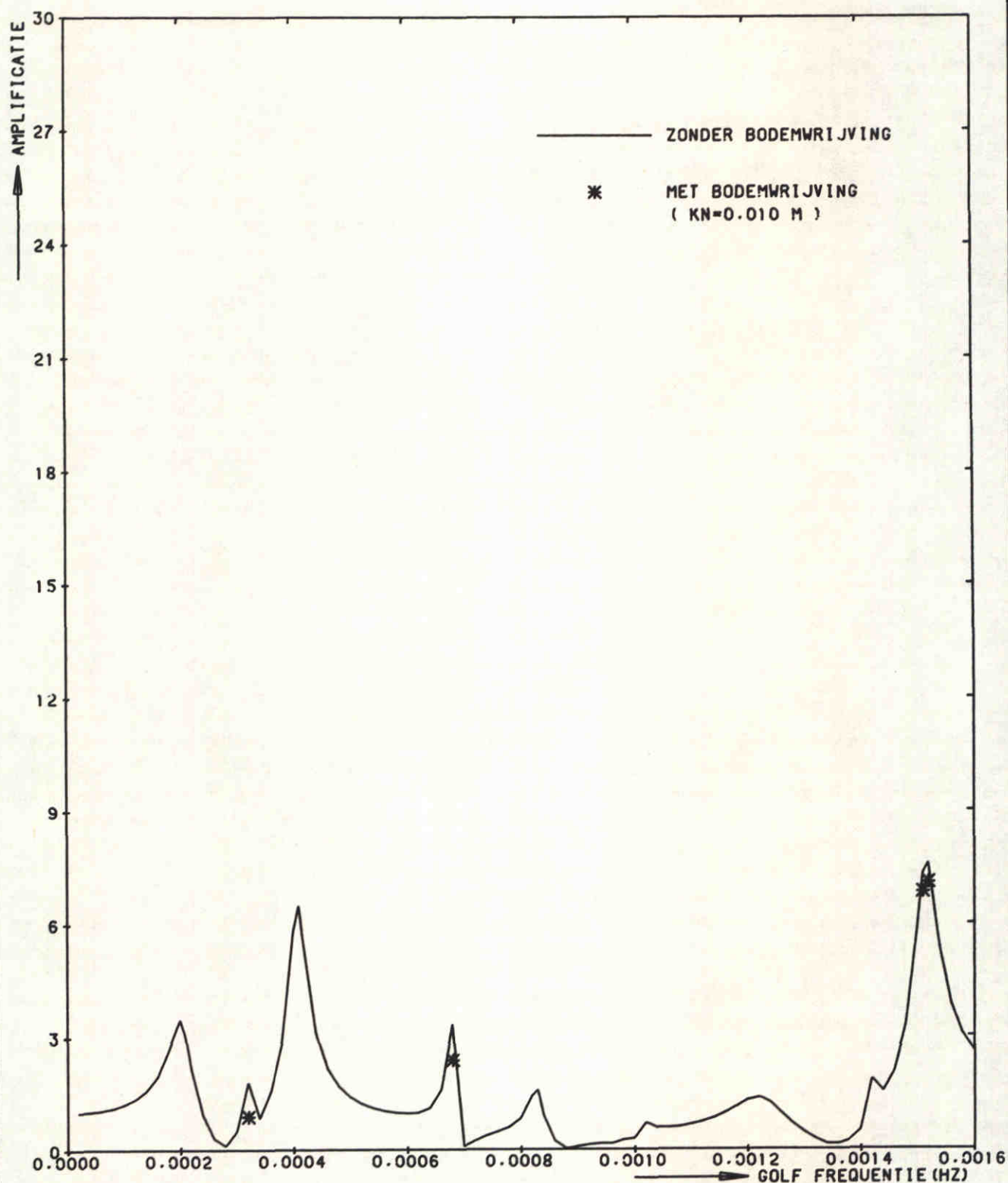
N.A.P.+2.5

POSITIE 1
EUROPA HAVEN.

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

H0688

FIG.18



STORMVLOEDKERING N - WATERWEG
KERING T.P.V.KM 1022.00 (GESLOTEN)

H=0.3 M

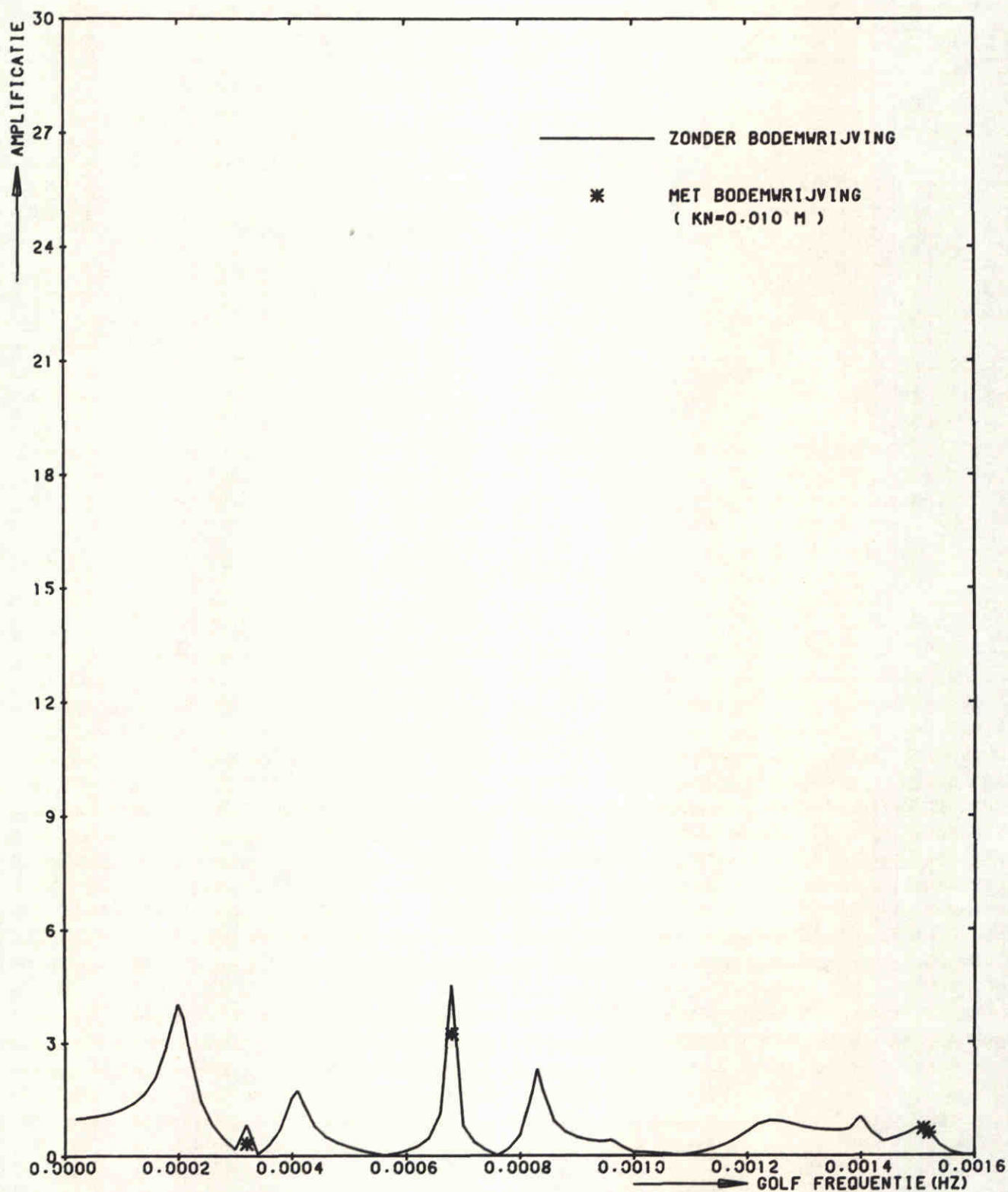
N.A.P.+2.5

POSITIE 4
MISSISSIPPI HAVEN (WEST)

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

H0688

FIG.19



STORMVLOEDKERING N - WATERWEG
KERING T.P.V. KM 1022.00 (GESLOTEN)

H=0.3 M

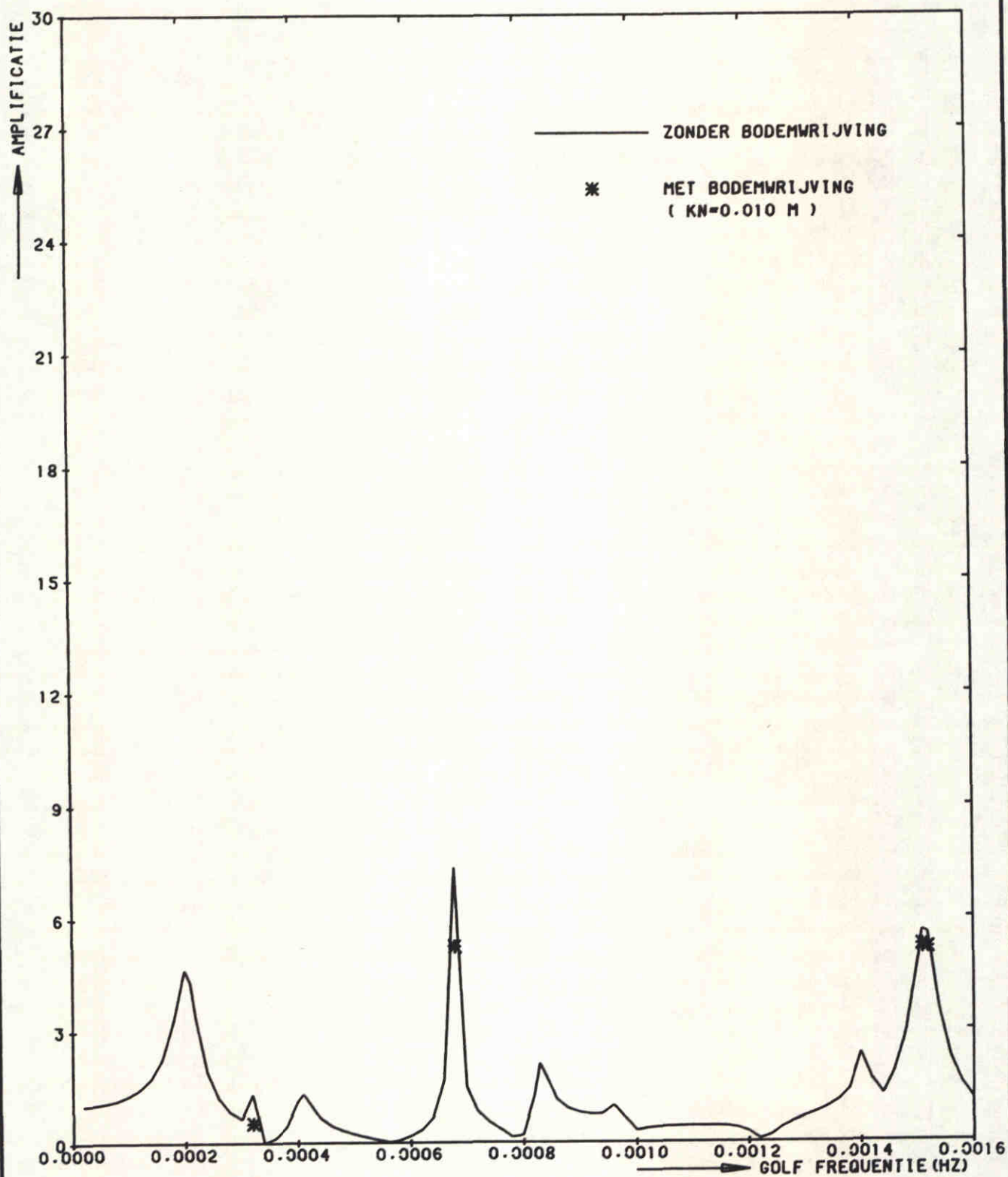
N.A.P.+2.5

POSITIE 5
BREEDTIEP (ZUIDZIJDE)

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

H0688

FIG.20



STORMVLOEDKERING N - WATERWEG
KERING T.P.V.KM 1022.00 (GESLOTEN)

H=0.3 M

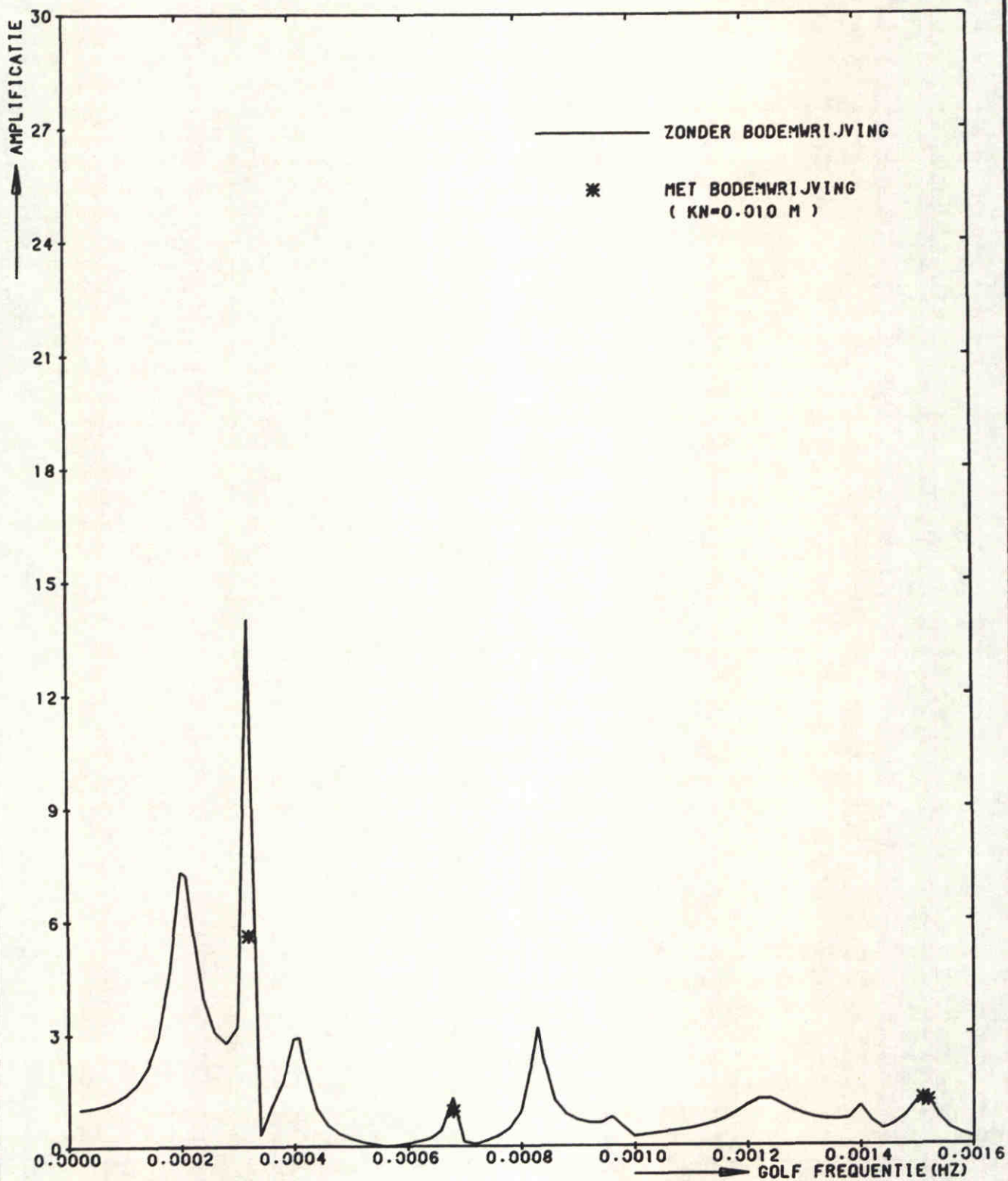
N.A.P.+2.5

POSITIE 7
BENELUX HAVEN

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

H0688

FIG.21



STORMVLOEDKERING N - WATERWEG
KERING T.P.V.KM 1022.00 (GESLOTEN)

H=0.3 M

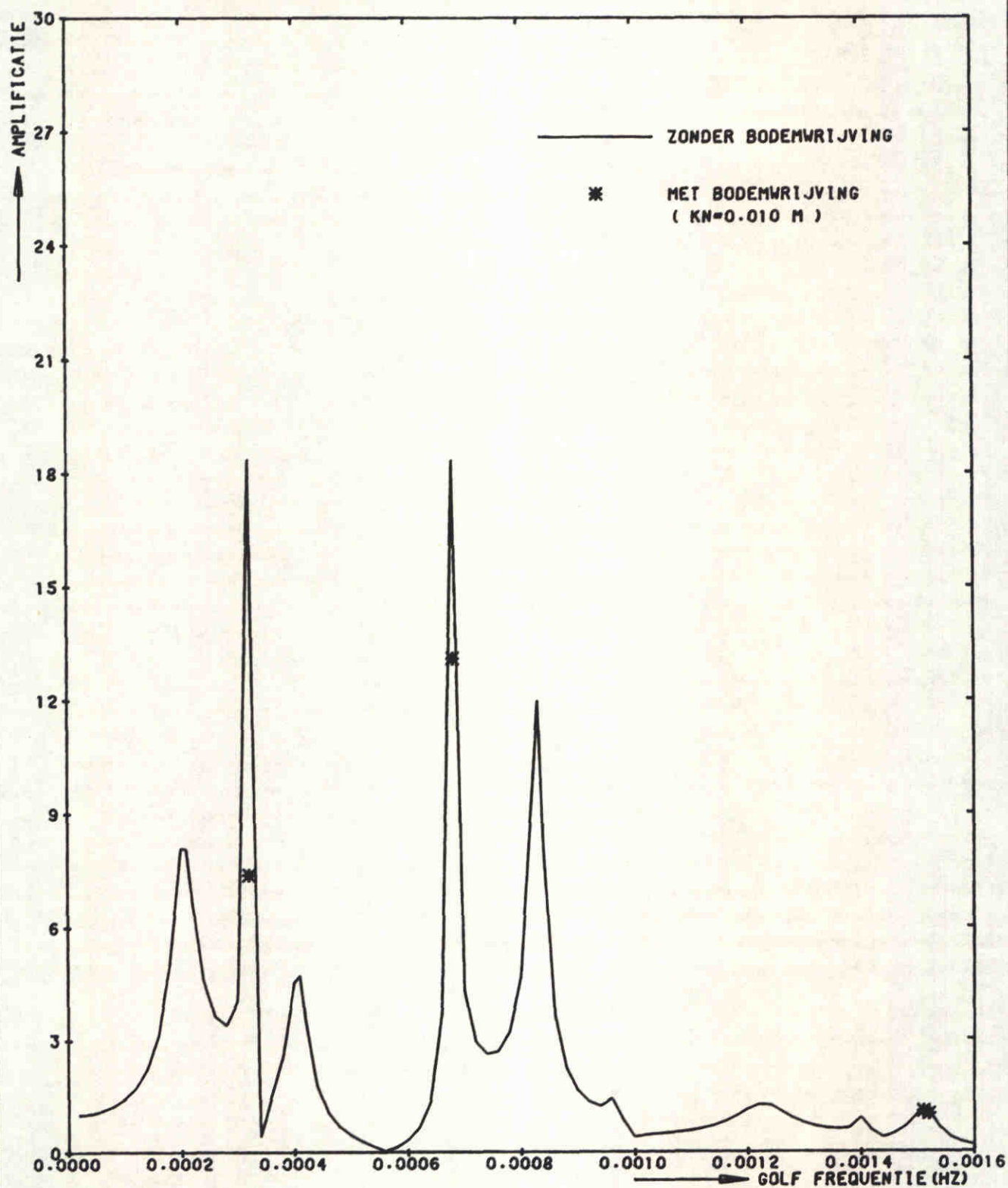
N.A.P.+2.5

POSITIE 10
O.ZIJDE 7E PETROLEUM H.V.

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

H0688

FIG. 22



STORMVLOEDKERING N - WATERWEG
KERING T.P.V. KM 1022.00 (GESLOTEN)

H=0.3 M

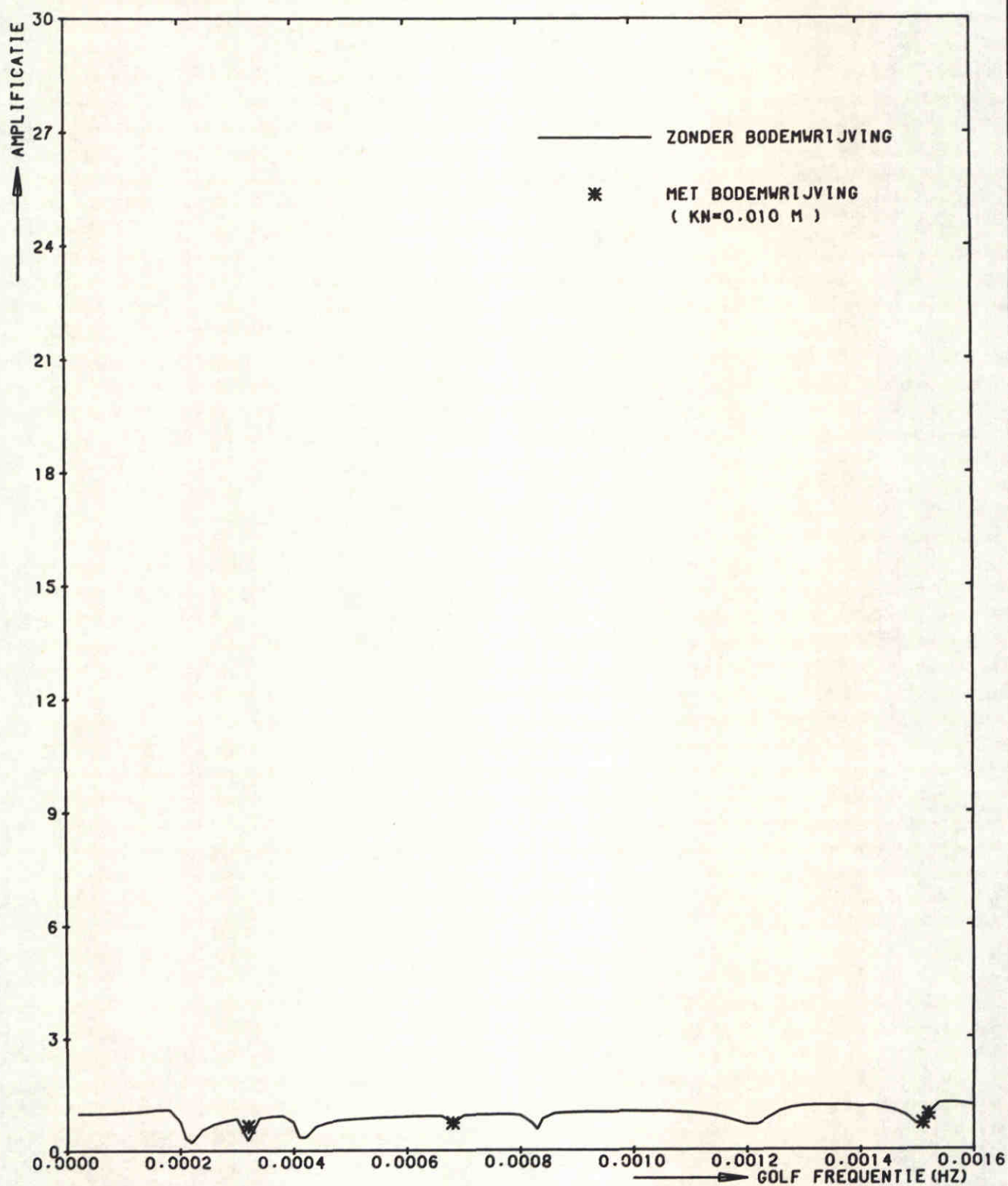
N.A.P. +2.5

POSITIE 12
BRITANNIË HAVEN

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

H0688

FIG. 23



STORMVLOEDKERING N - WATERWEG
KERING T.P.V.KM 1022.00 (GESLOTEN)

H=0.3 M

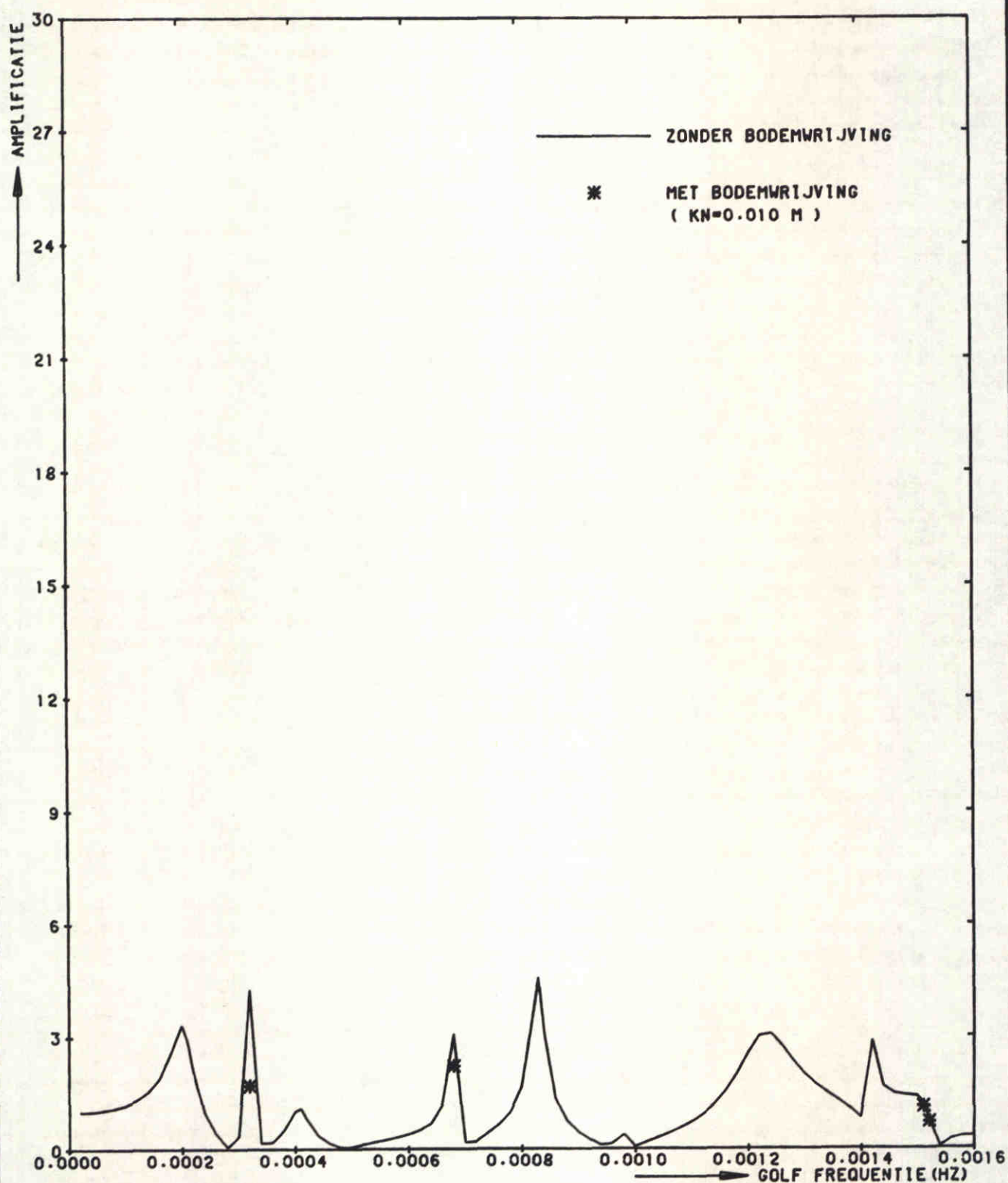
N.A.P.+2.5

POSITIE 13
MAASMOND

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

H0688

FIG. 24



STORMVLOEDKERING N - WATERWEG
KERING T.P.V.KM 1022.00 (GESLOTEN)

H=0.3 M

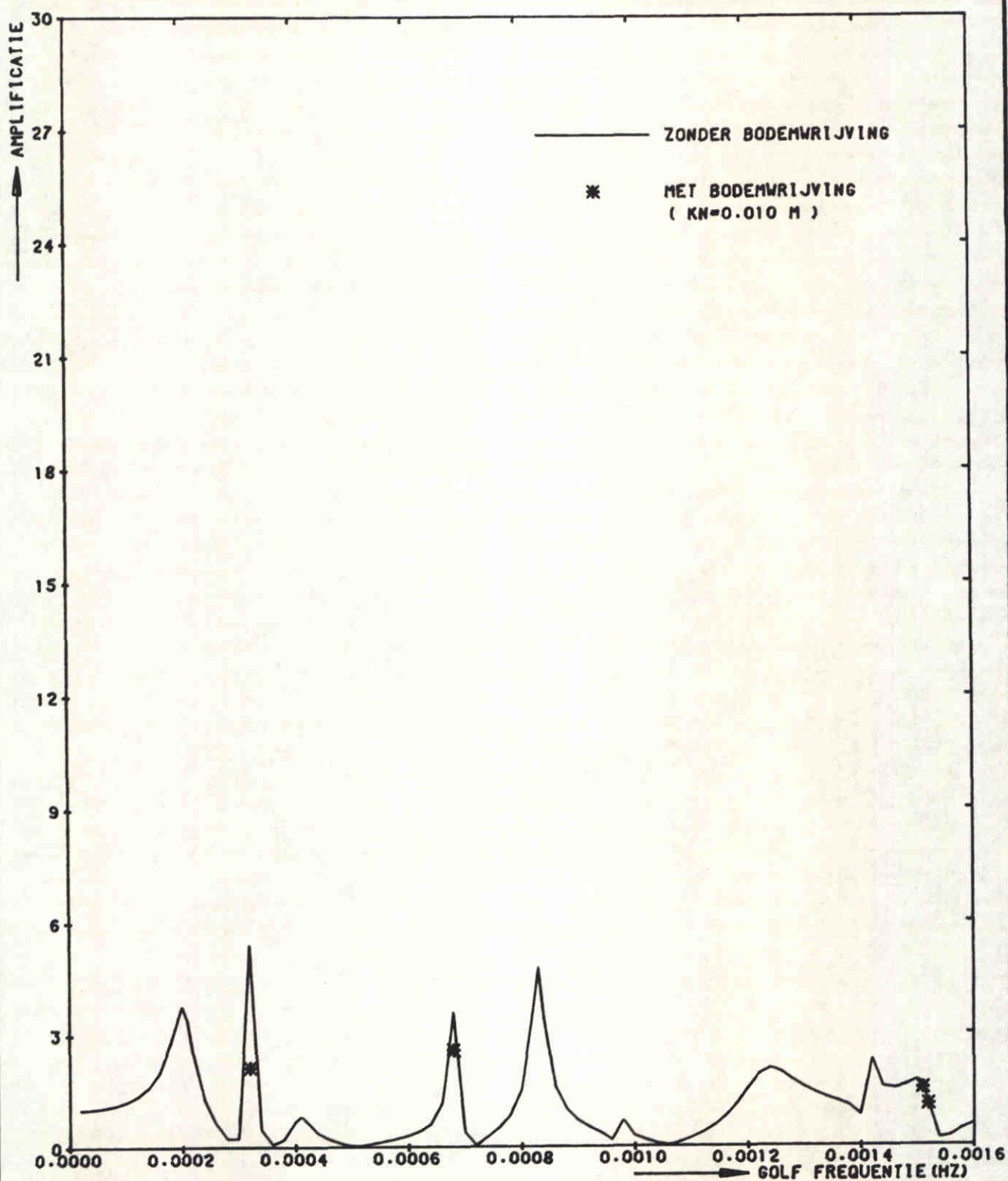
N.A.P.+2.5

POSITIE 15
PILOT MAAS

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

H0688

FIG. 25



STORMVLOEDKERING N - WATERWEG
KERING T.P.V. KM 1022.00 (GESLOTEN)

H=0.3 M

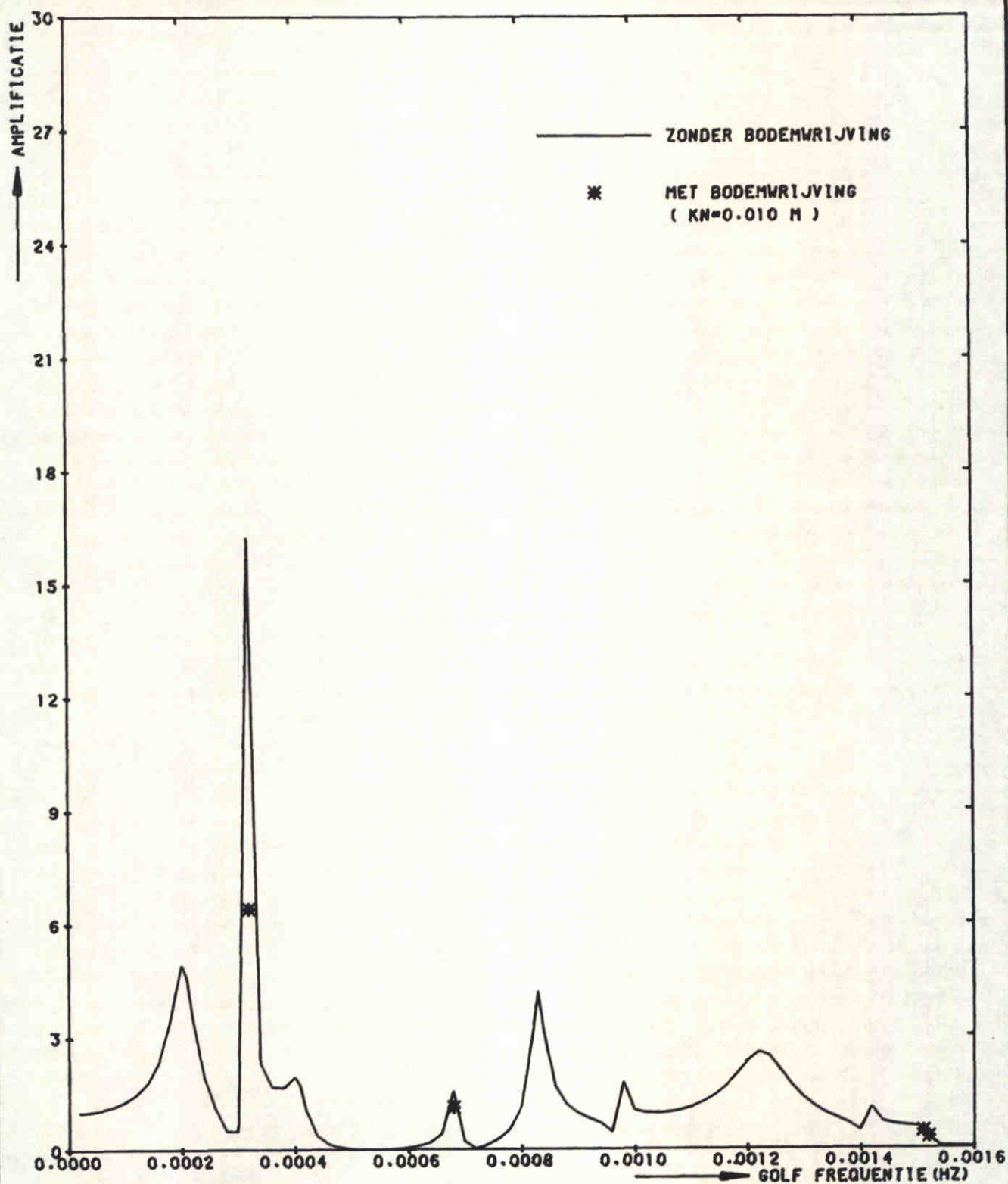
N.A.P. +2.5

POSITIE 17
BREEDTIEP (NOORDZIJDE)

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

H0688

FIG.26



STORMVLOEDKERING N - WATERWEG
KERING T.P.V. KM 1022.00 (GESLOTEN)

H=0.3 M

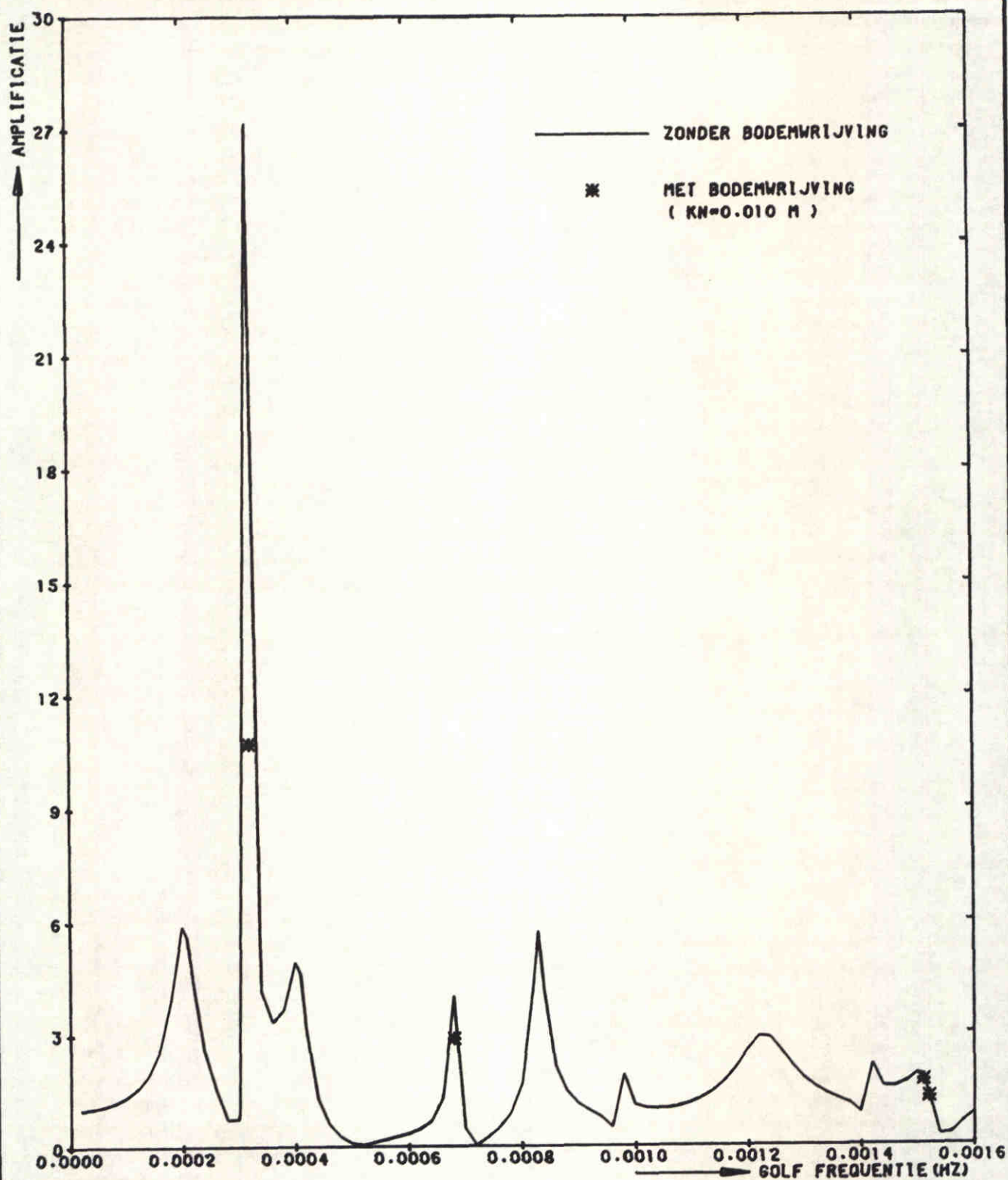
N.A.P. +2.5

POSITIE 18
S.V.K KM 1026.50

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

H0688

FIG. 27



STORMVLOEDKERING N - WATERWEG
KERING T.P.V. KM 1022.00 (GESLOTEN)

H=0.3 M

N.A.P. +2.5

POSITIE 20
S.V.K KM 1022.00

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

H0688

FIG.28

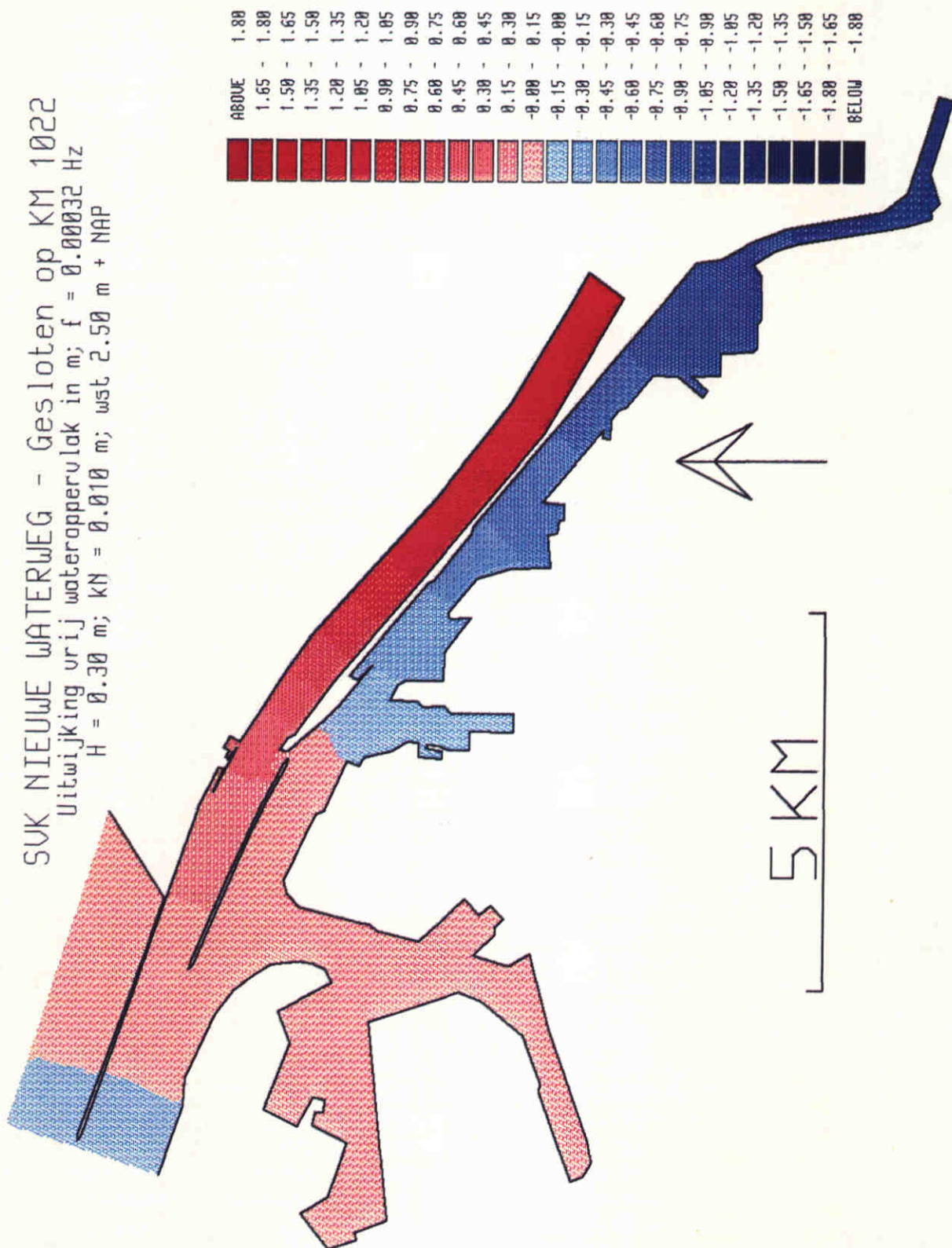


FIG. 29

SUK NIEUWE WATERWEG - Gesloten op KM 1022

Uitwijking vrij wateroppervlak in m; $f = 0.00068 \text{ Hz}$
 $H = 0.30 \text{ m}$; $kN = 0.010 \text{ m}$; wst 2.50 m + NAP

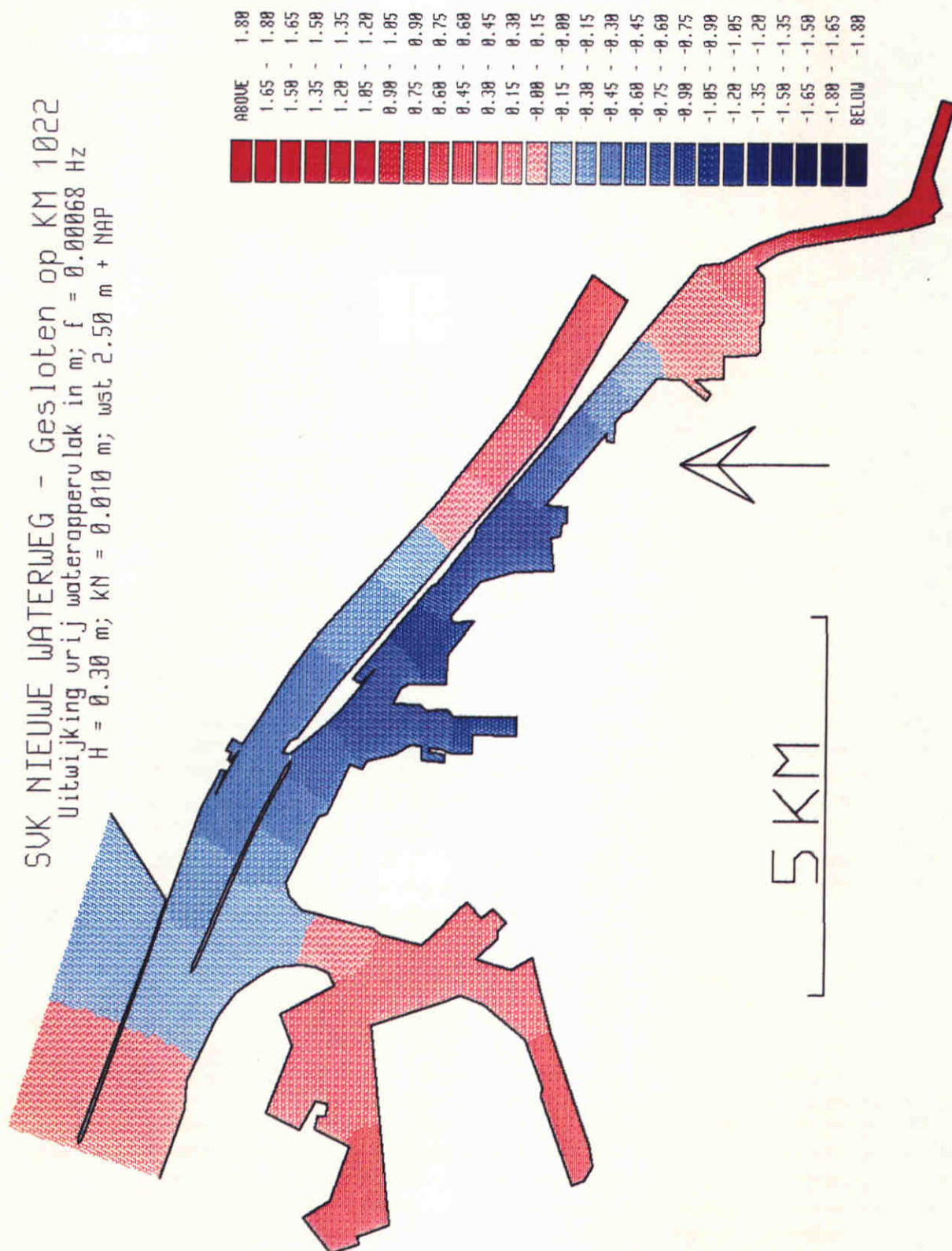


FIG. 30

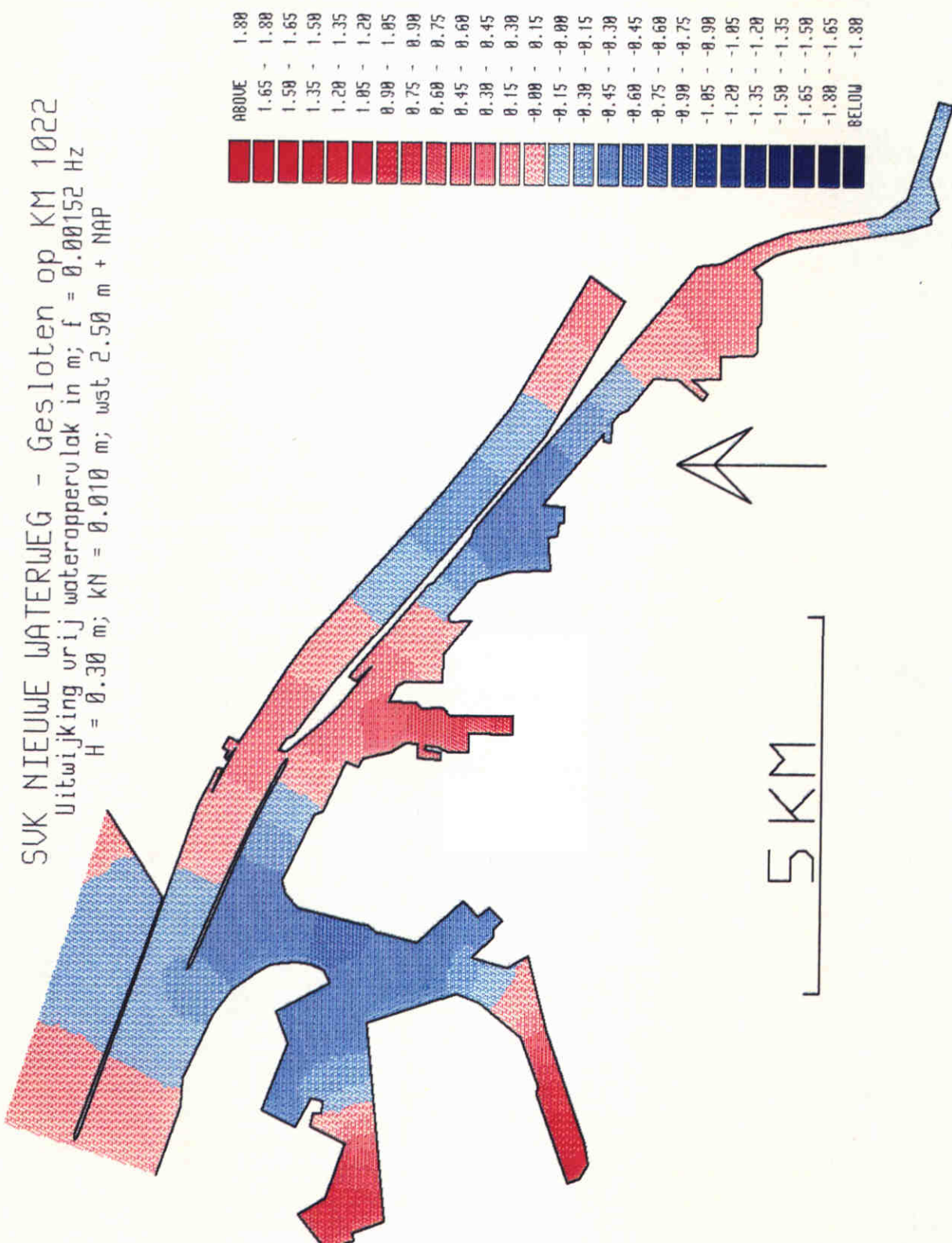
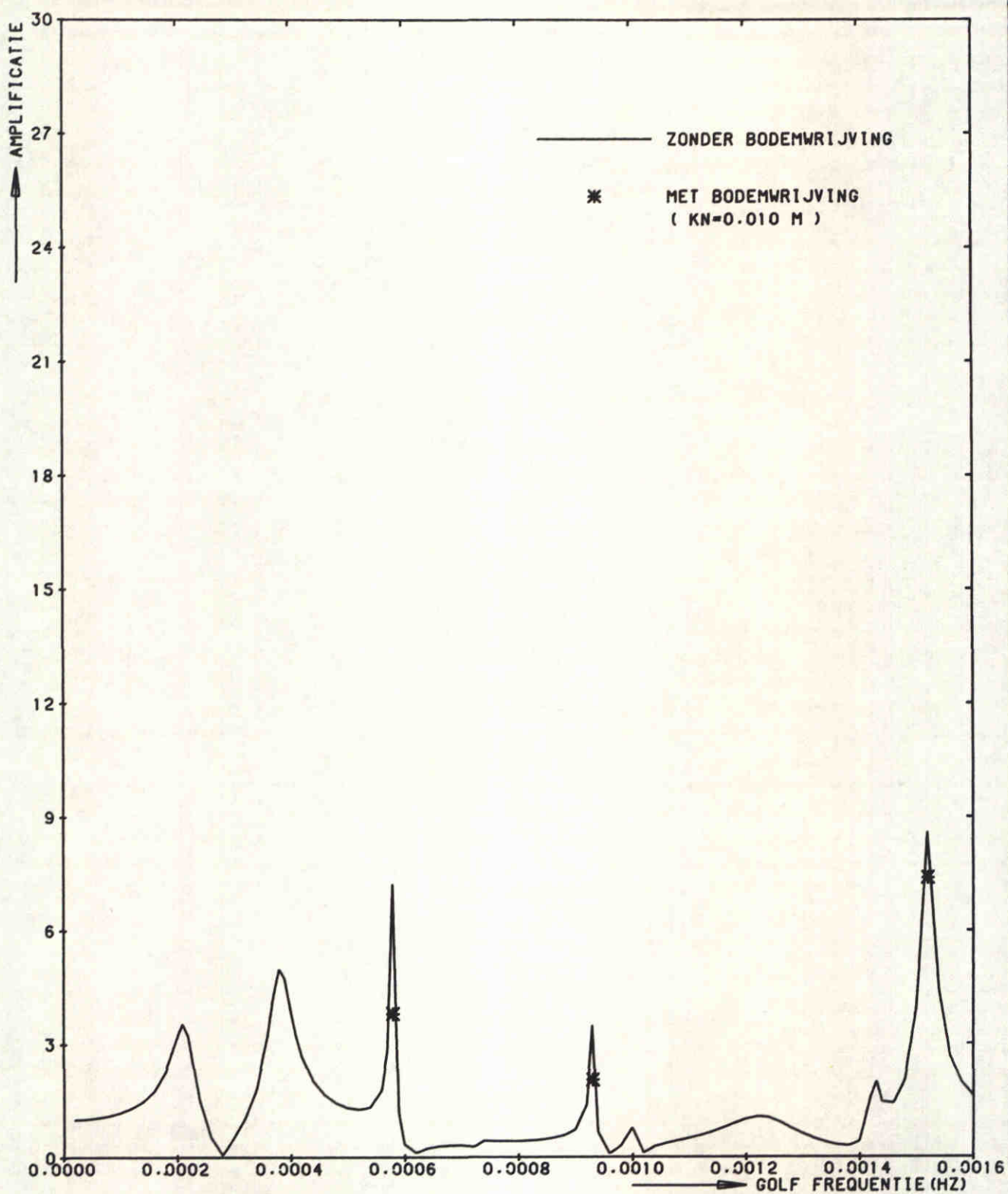


FIG. 31



STORMVLOEDKERING N - WATERWEG
KERING T.P.V.KM 1026.50 (GESLOTEN)

H=0.3 M

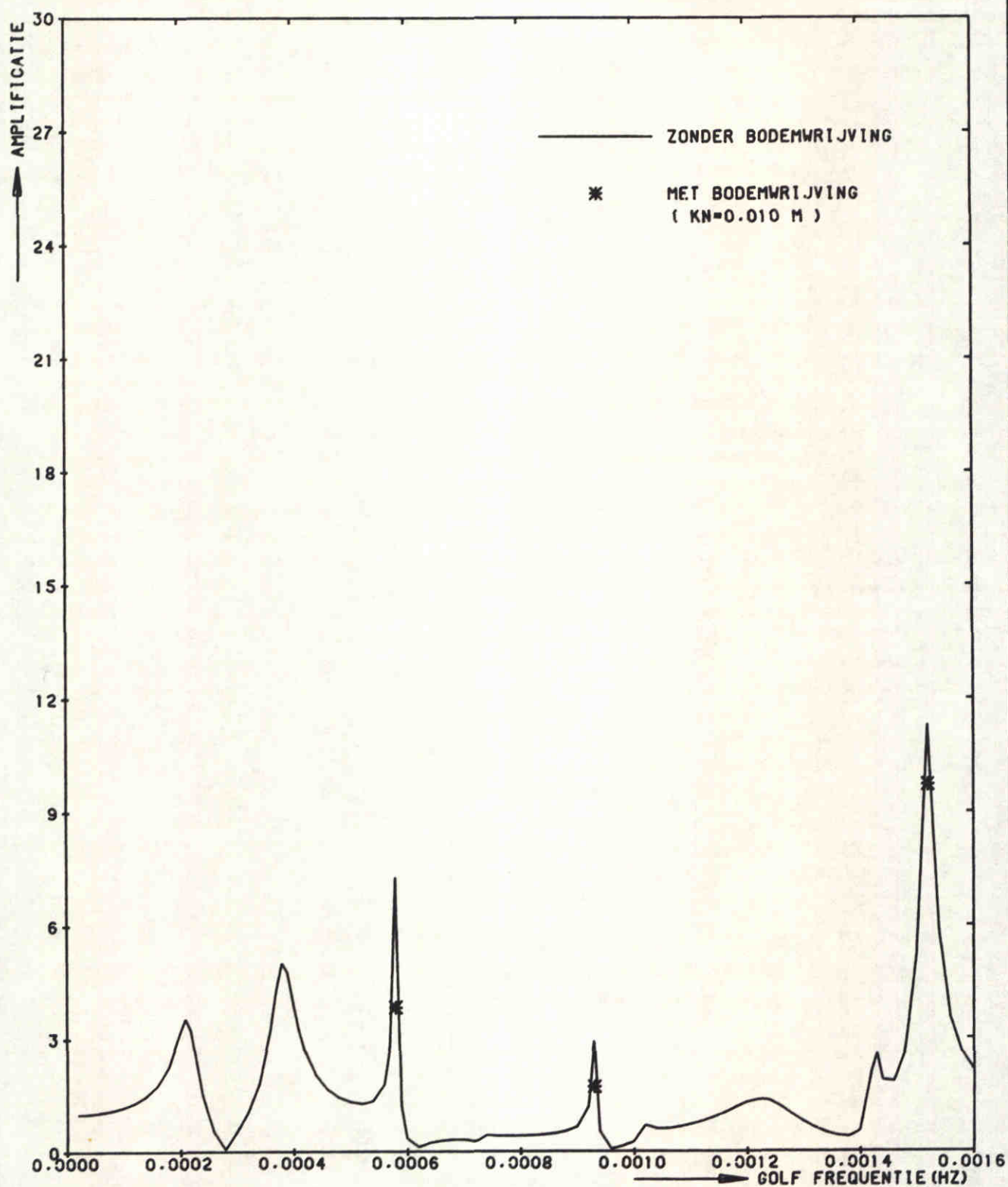
N.A.P.+2.5

POSITIE 1
EUROPA HAVEN.

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

H0688

FIG. 32



STORMVLOEDKERING N - WATERWEG
KERING T.P.V. KM 1026.50 (GESLOTEN)

H=0.3 M

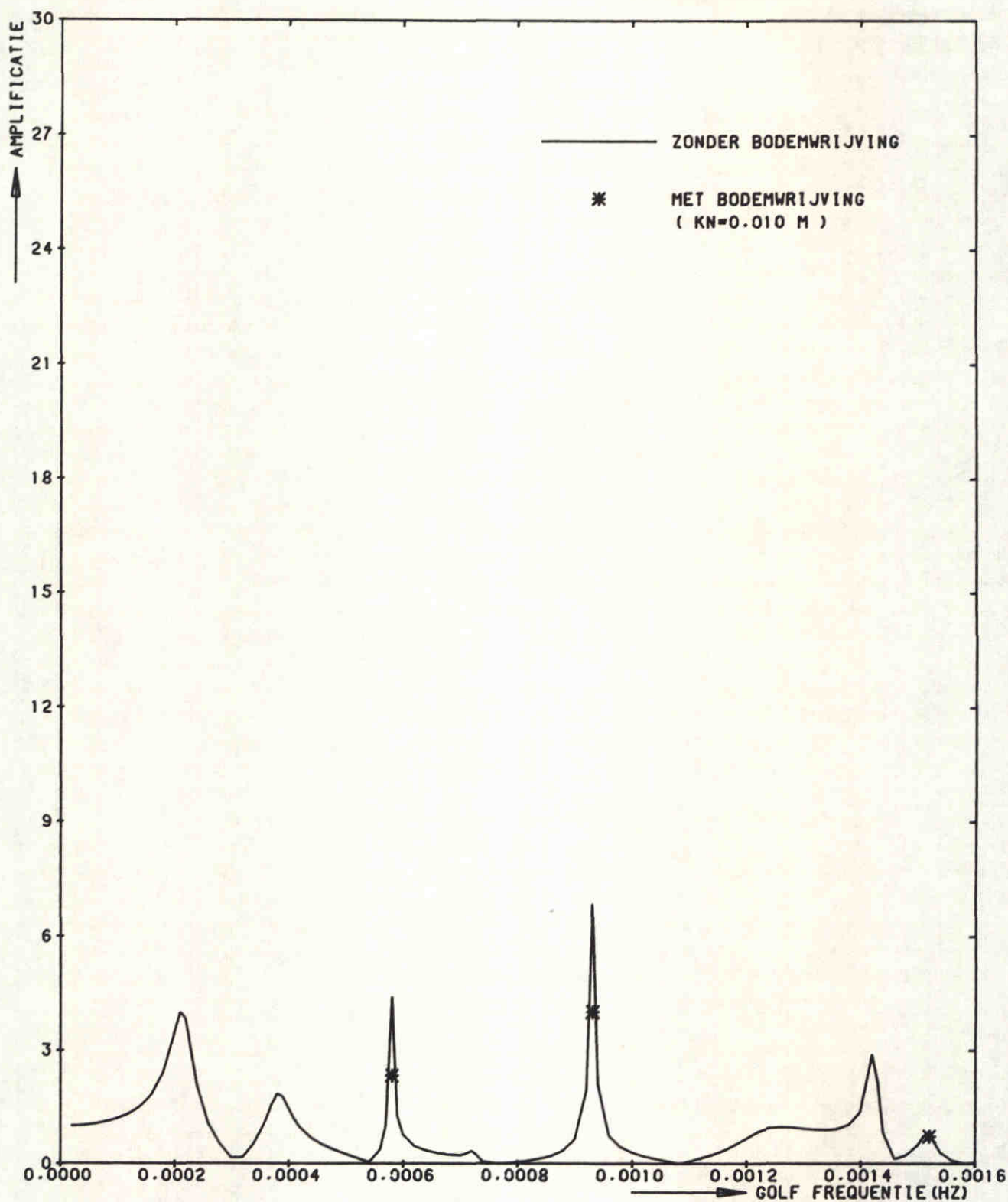
N.A.P. +2.5

POSITIE 4
MISSISSIPPI HAVEN (WEST)

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

H0688

FIG.33



STORMVLOEDKERING N- WATERWEG
KERING T.P.V.KM 1026.50 (GESLOTEN)

H=0.3 M

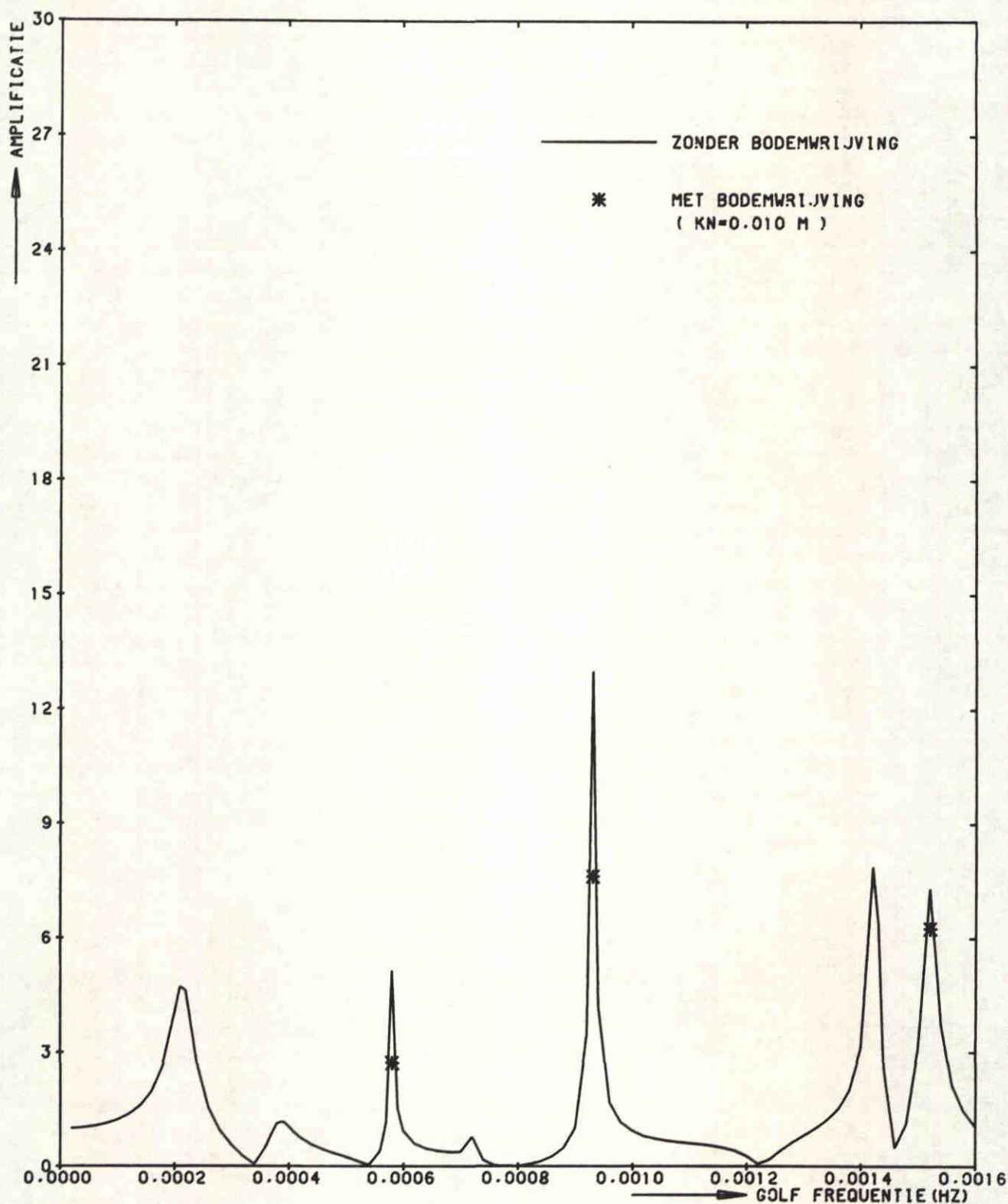
N.A.P.+2.5

POSITIE 5
BREEDDIEP (ZUIDZIJDE)

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

H0688

FIG.34



STORMVLOEDKERING N - WATERWEG
KERING T.P.V.KM 1026.50 (GESLOTEN)

H=0.3 M

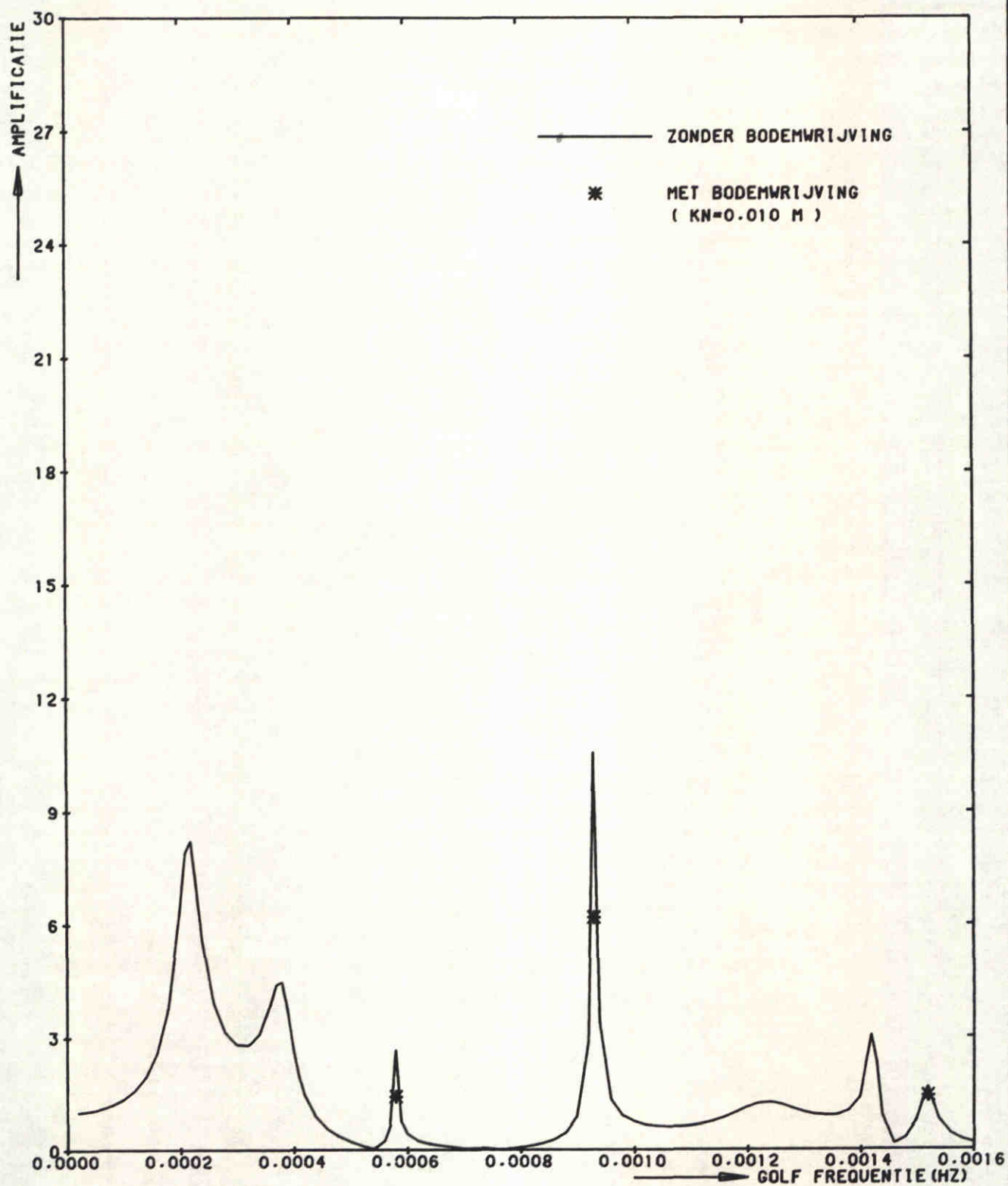
N.A.P.+2.5

POSITIE 7
BENELUX HAVEN

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

H0688

FIG.35



STORMVLOEDKERING N - WATERWEG
KERING T.P.V. KM 1026.50 (GESLOTEN)

H=0.3 M

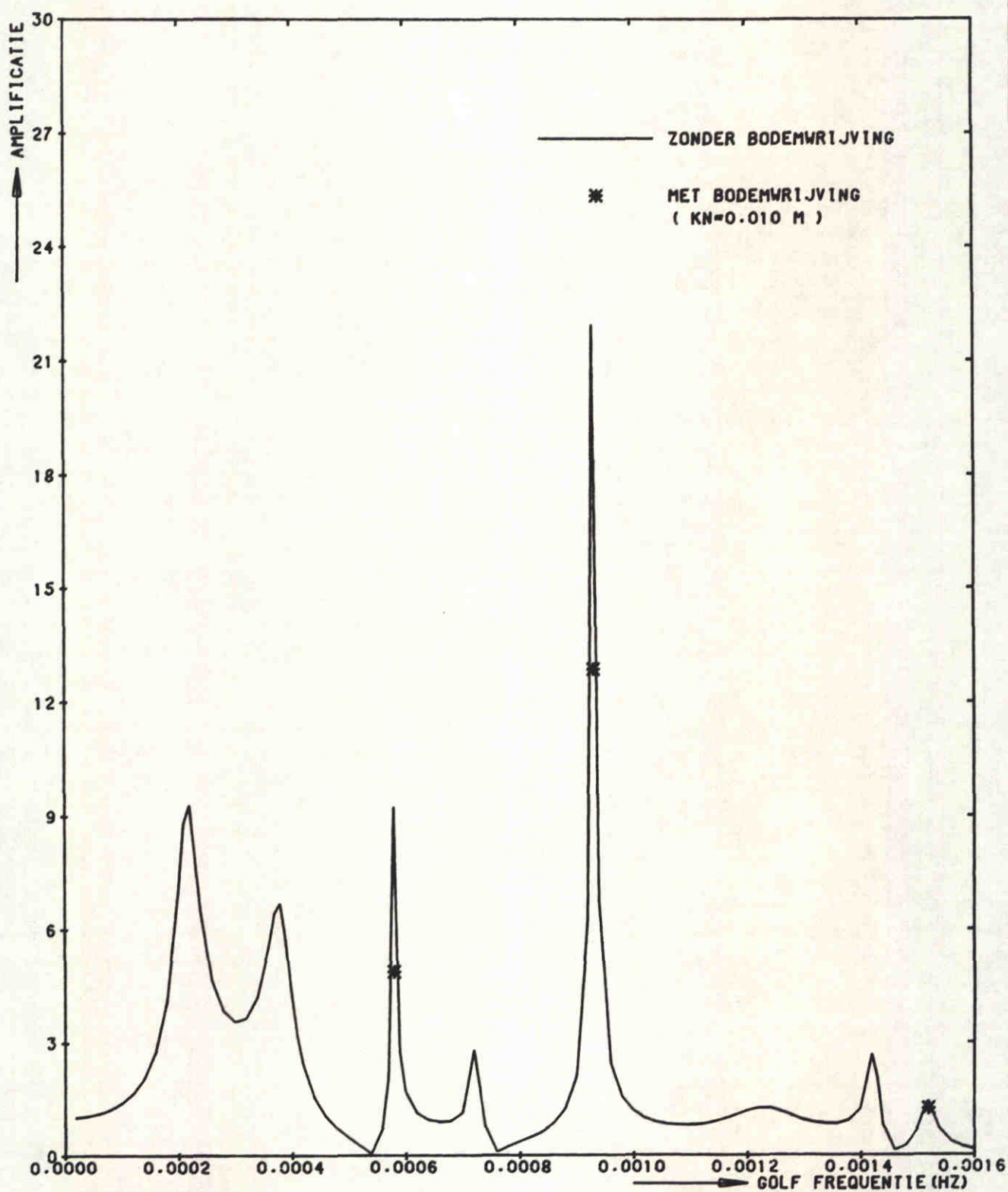
N.A.P. +2.5

POSITIE 10
O.ZIJDE 7E PETROLEUM H.V

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

H0688

FIG.36



STORMVLOEDKERING N- WATERWEG
KERING T.P.V.KM 1026.50 (GESLOTEN)

H=0.3 M

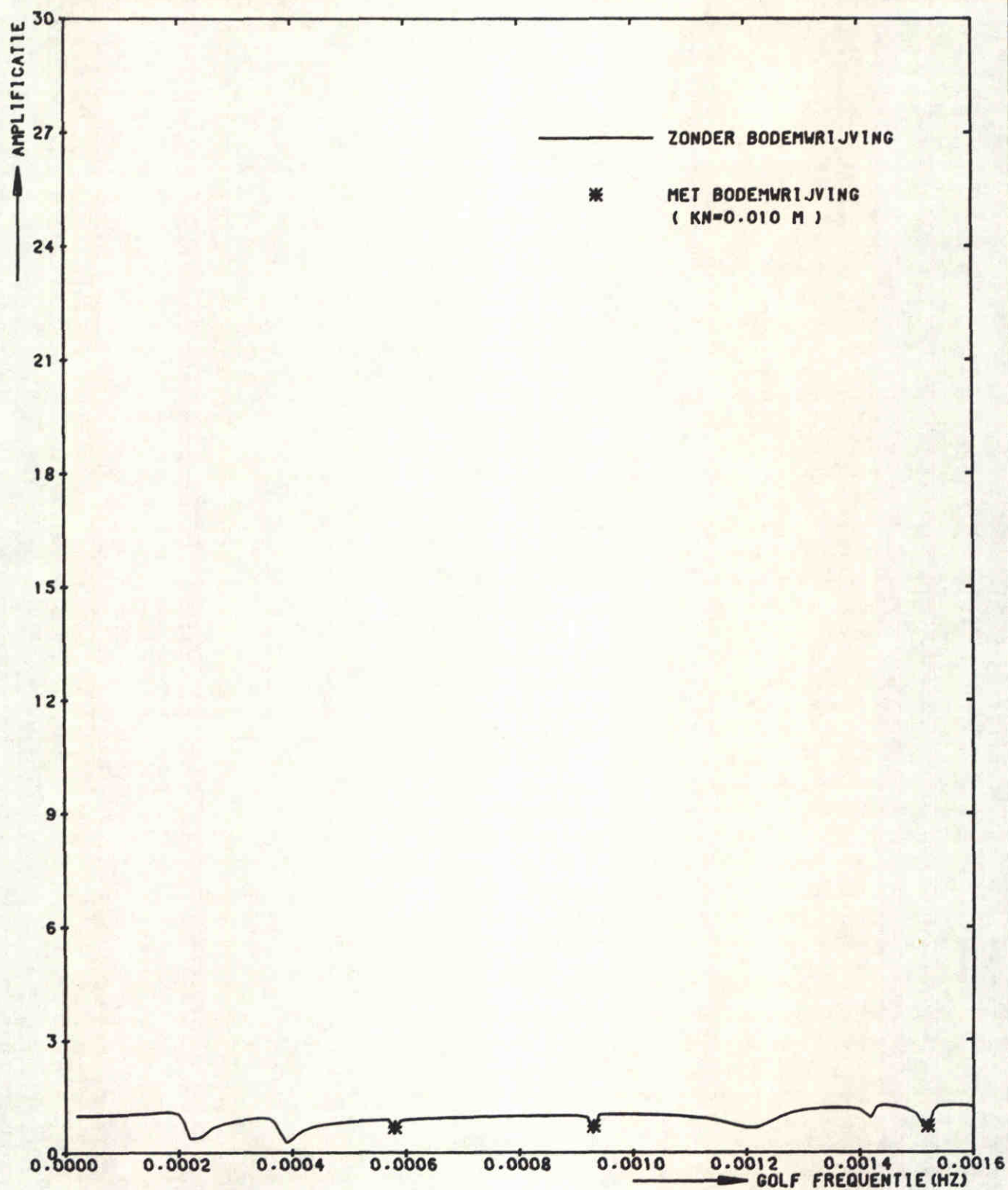
N.A.P.+2.5

POSITIE 12
BRITANNIË HAVEN

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

H0688

FIG. 37



STORMVLOEDKERING N - WATERWEG
KERING T.P.V.KM 1026.50 (GESLOTEN)

H=0.3 M

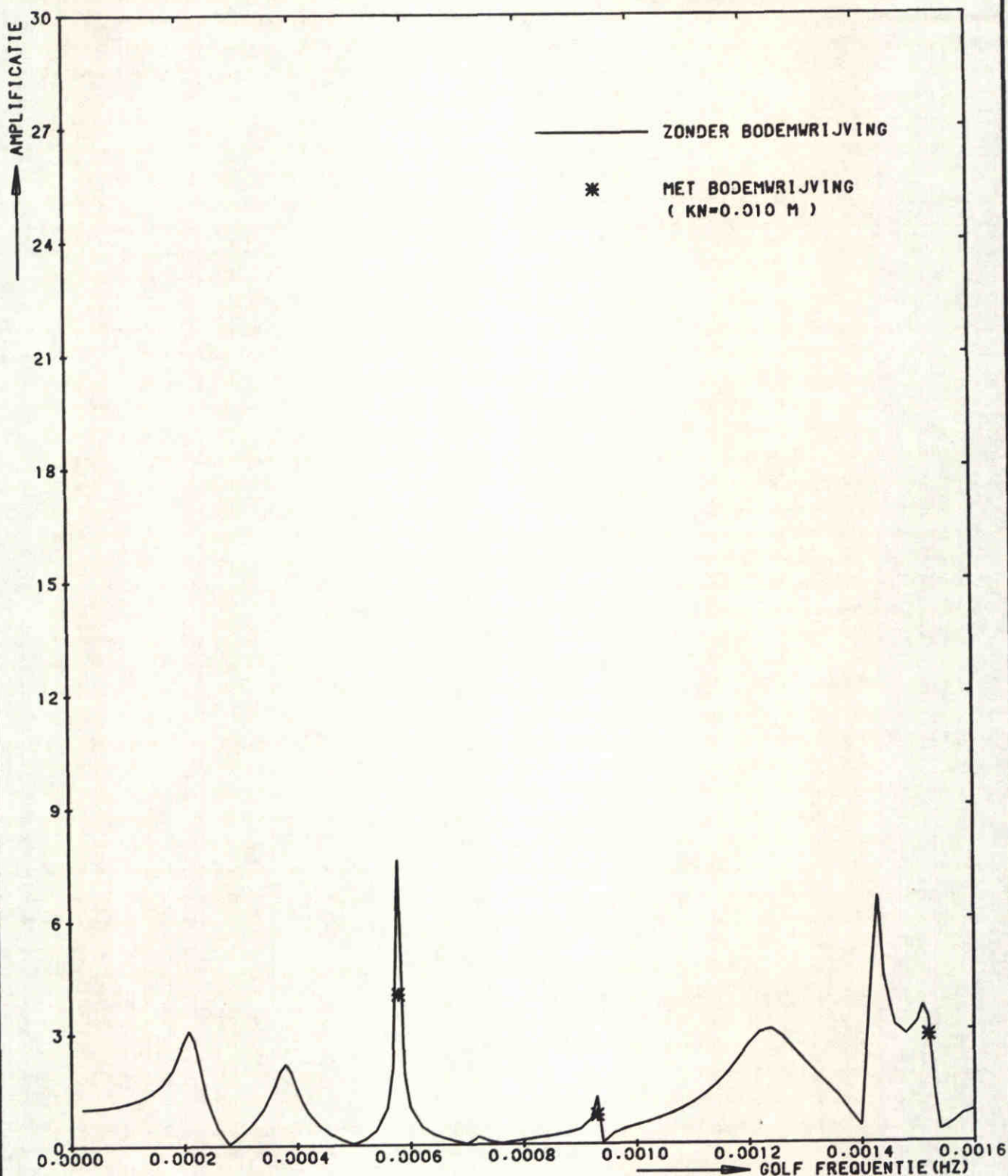
N.A.P.+2.5

POSITIE 13
MAASHOND

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

H0688

FIG.38



STORMVLOEDKERING N - WATERWEG
KERING T.P.V. KM 1026.50 (GESLOTEN)

H=0.3 M

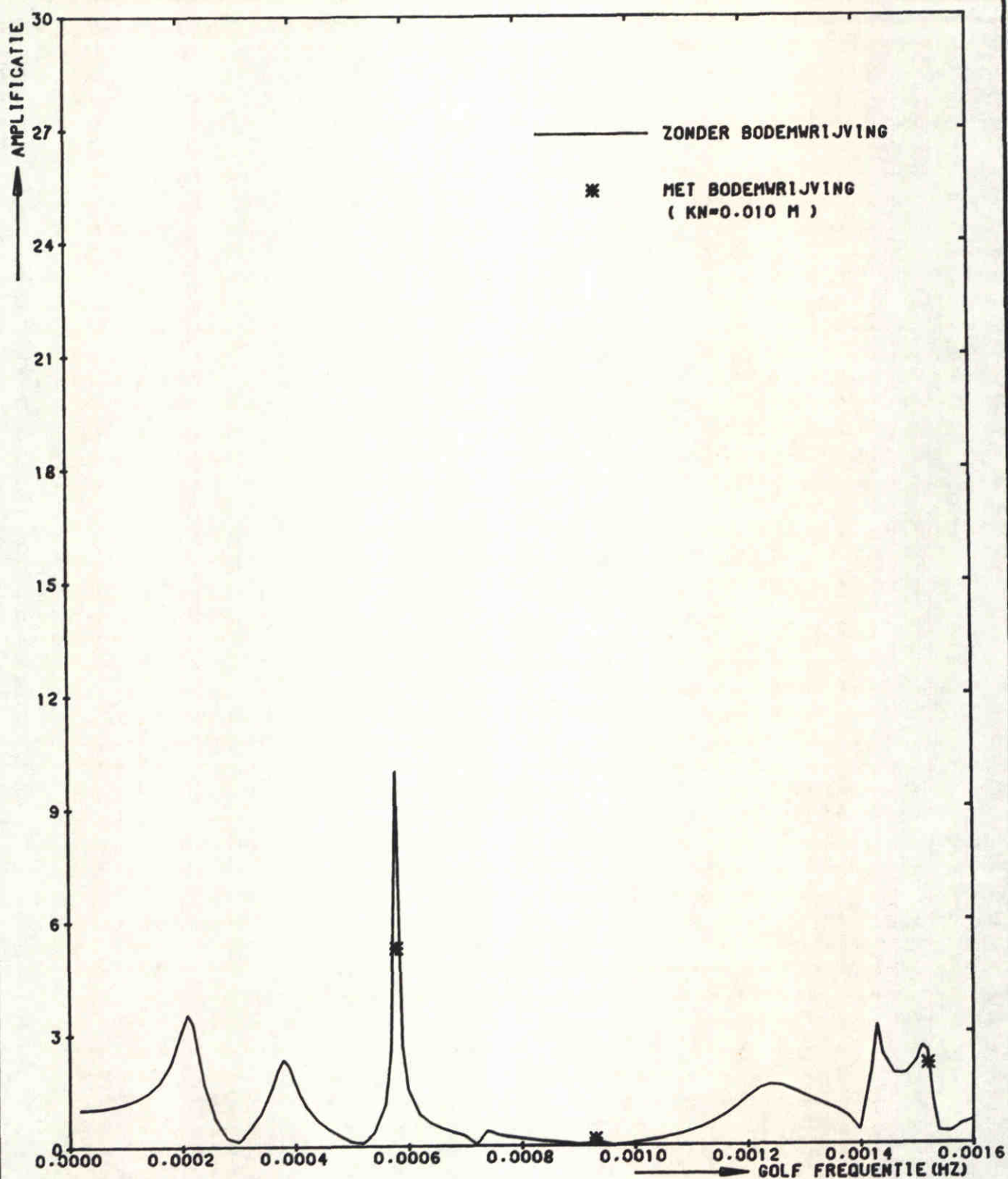
N.A.P.+2.5

POSITIE 15
PILOT MAAS

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

H0688

FIG.39



STORMVLOEDKERING N- WATERWEG
KERING T.P.V.KM 1026.50 (GESLOTEN)

H=0.3 M

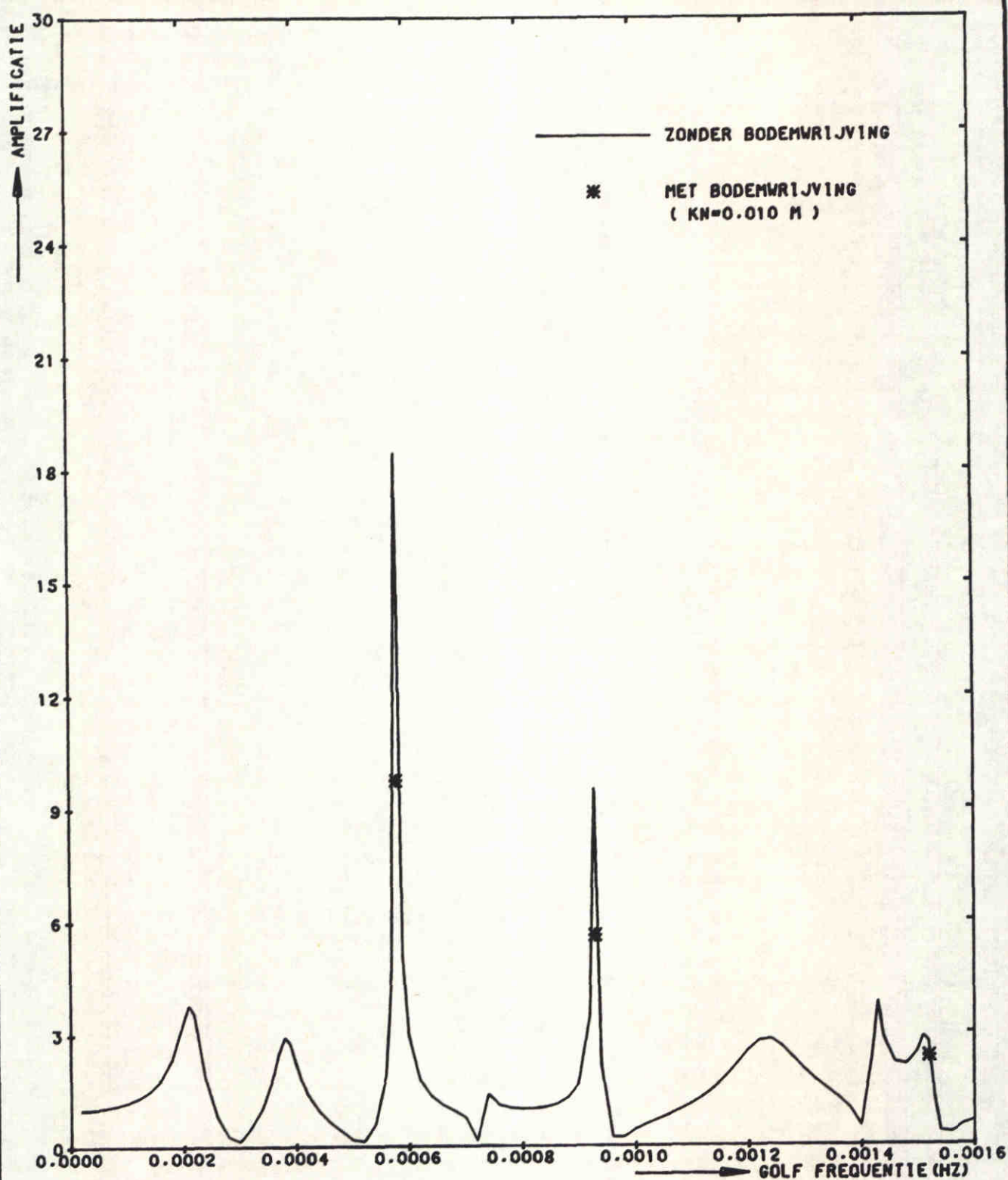
N.A.P.+2.5

POSITIE 17
BREEDDIEP (NOORDZIJDE)

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

H0688

FIG.40



STORMVLOEDKERING N- WATERWEG
KERING T.P.V.KM 1026.50 (GESLOTEN)

H=0.3 M

N.A.P.+2.5

POSITIE 18
S.V.K KM 1026.50

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

H0688

FIG. 41

SUK NIEUWE WATERWEG - Gesloten op KM 1026.5
 Uitwijking vrij wateroppervlak in m; $f = 0.00058 \text{ Hz}$
 $H = 0.30 \text{ m}$; $KN = 0.010 \text{ m}$; wst. $2.50 \text{ m} + \text{NAP}$

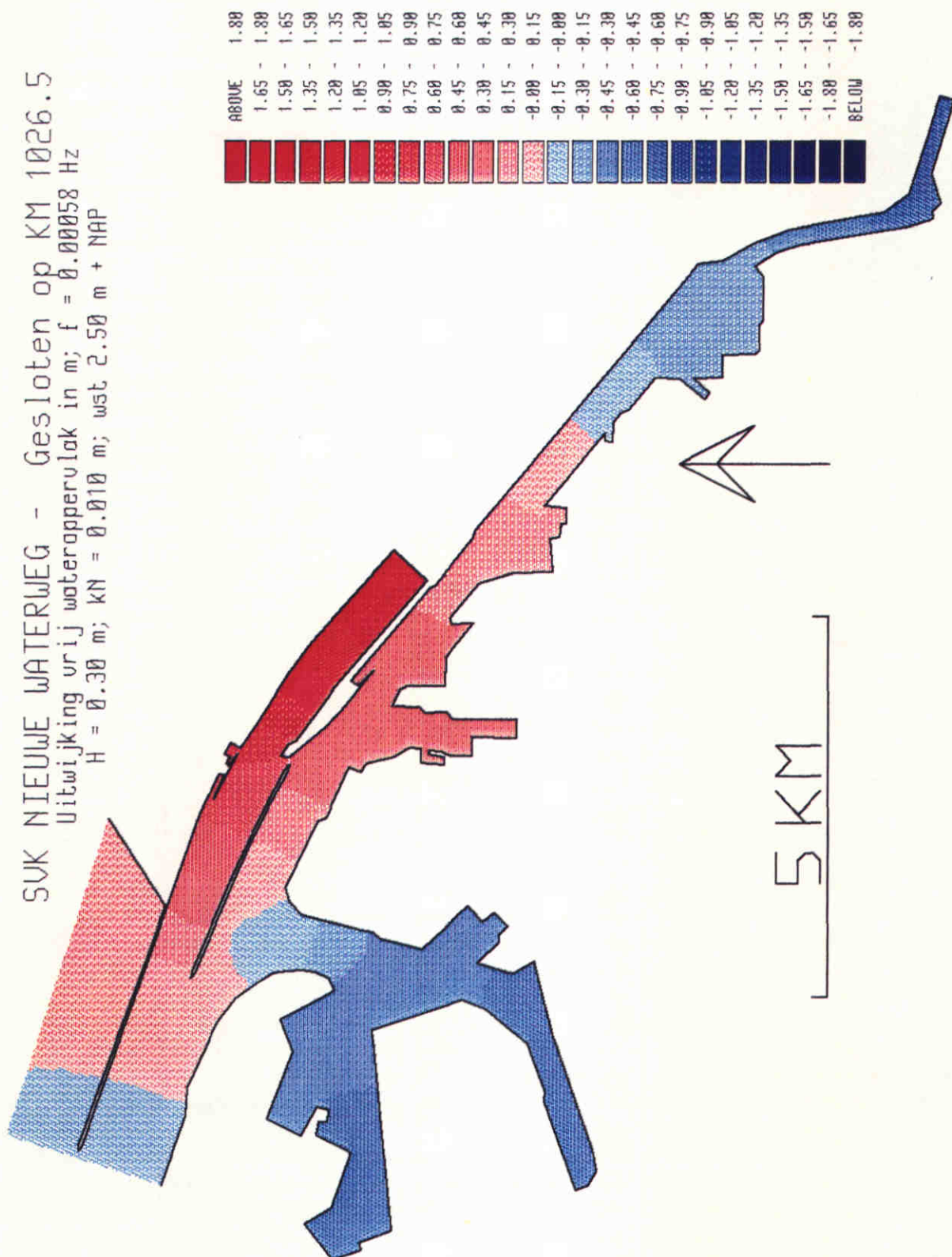


FIG. 42

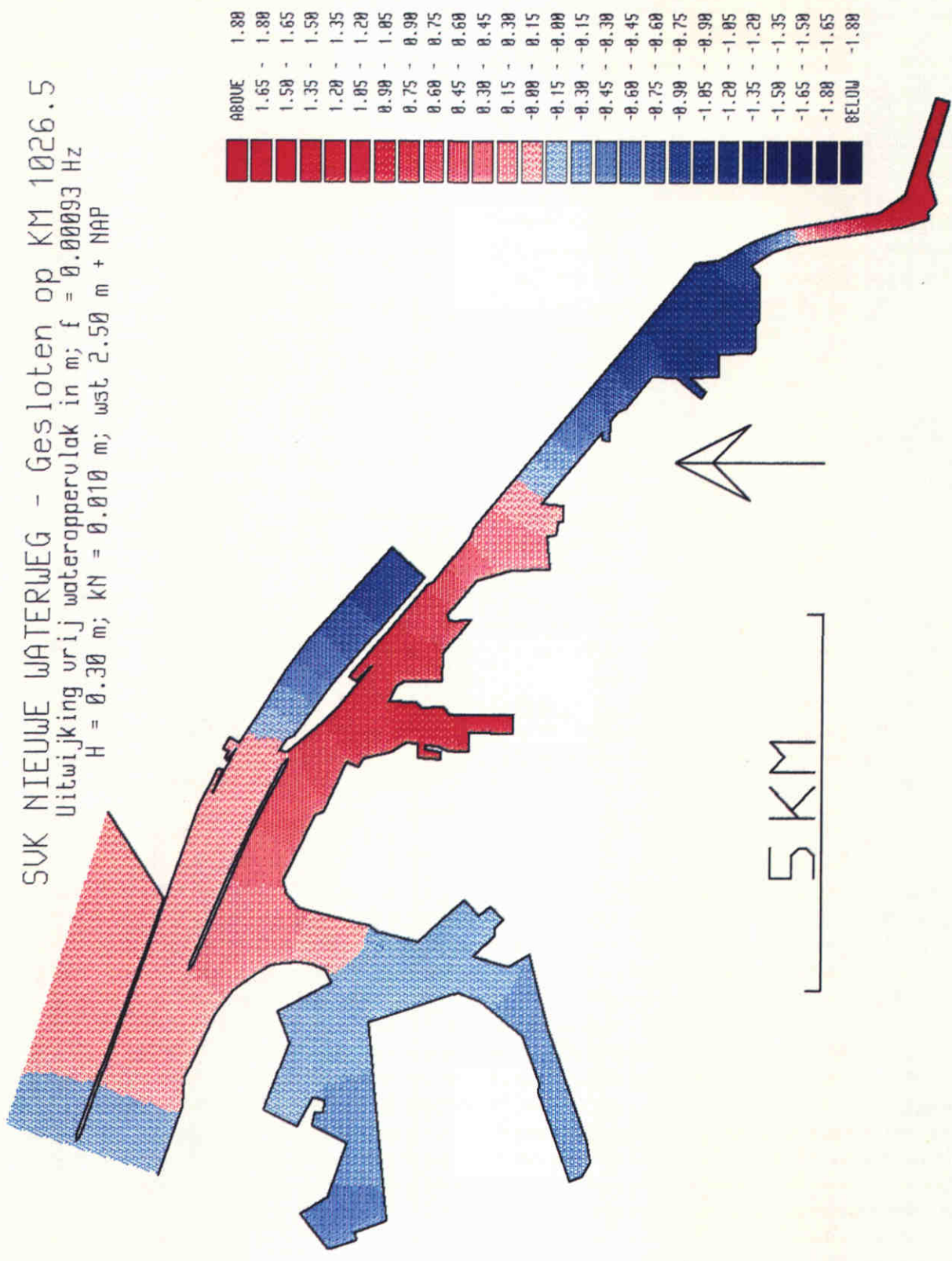


FIG.43

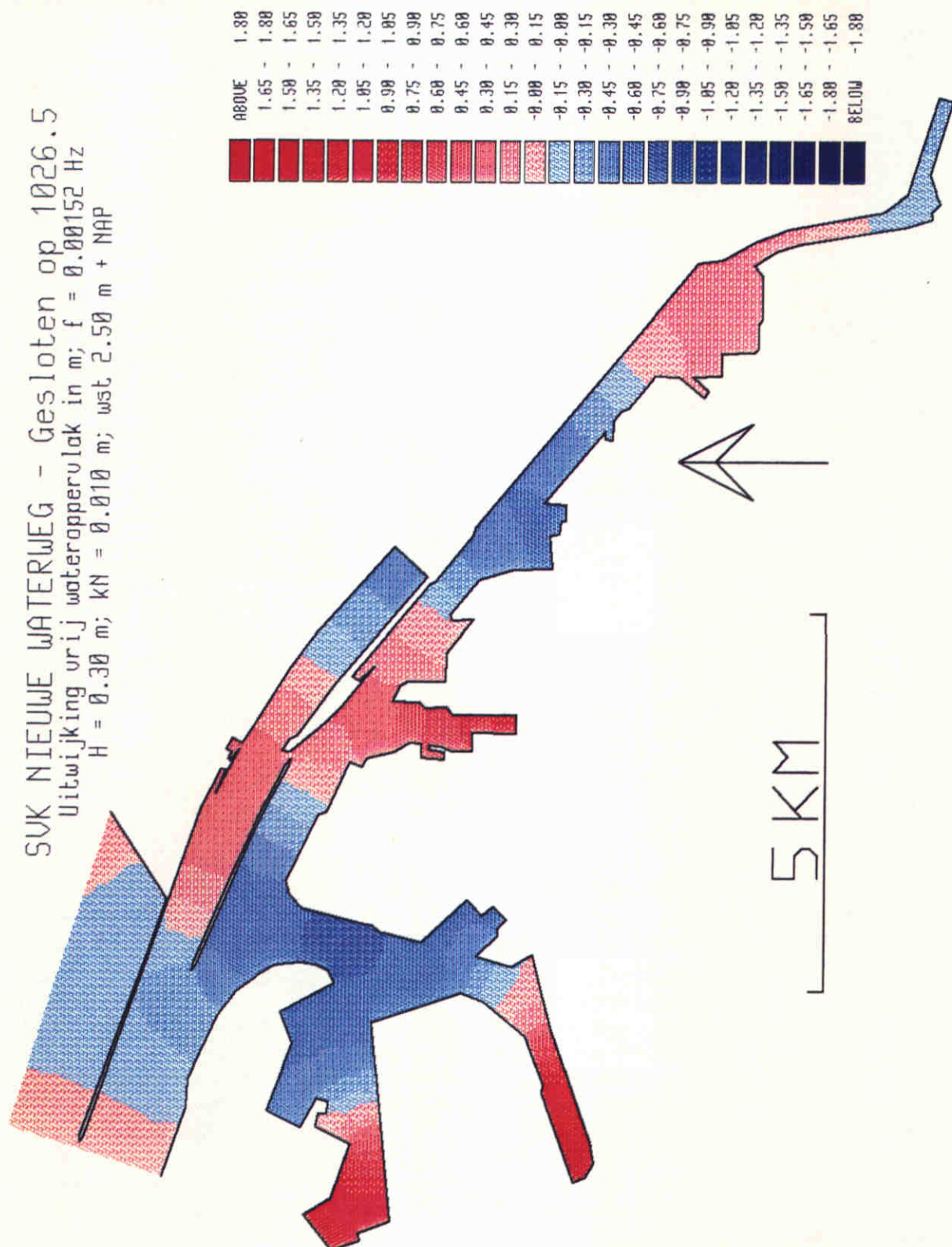


FIG. 44

APPENDIX A

Beschrijving Mathematisch Model PHAROS

MILD-SLOPE MODEL FOR THE WAVE BEHAVIOUR IN AND AROUND HARBOURS AND COASTAL STRUCTURES IN AREAS OF VARIABLE DEPTH AND FLOW CONDITIONS

D.P. Hurdle, J.K. Kostense and P. van den Bosch
Delft Hydraulics, the Netherlands

(To appear in Proceedings 2nd Int. Symp.
Water Mod. and Meas., Harrogate, England).

Summary

The wave behaviour in and around harbours and coastal structures can be modelled in the frequency domain by means of the elliptic mild slope equation. A finite element model has been developed using an extended version of the equation, thus enabling the inclusion of the effects of refraction by ambient currents and energy dissipation due to wave breaking and bottom friction. For the numerical solution either a direct method, using gaussian elimination or an indirect conjugate gradients method can be applied. For problems with large numbers of nodal points the latter method is shown to be more efficient in memory use and computer time. The results of several types of application are presented, including an example of harbour seiching.

1. Introduction

For unidirectional monochromatic linear wave propagation in regions of variable depth, the mild slope equation, as originally derived by Berkhoff (1), gives the most general description since both diffraction and refraction effects are fully accounted for. For wave propagation in coastal areas an efficient method is to apply a parabolic approximation of the mild-slope equation, see e.g. Radder (2). The nature of the parabolic approximation is such that diffraction and reflection are neglected in the main wave propagation direction (the computational direction) while diffraction effects are accounted for in the lateral direction. Therefore, for regions with reflecting and/or diffracting boundaries, such as harbours, it is essential to model the elliptic mild-slope equation. Kostense et al. (3) presented a finite-element model to solve the mild-slope equation which includes boundary conditions for partial reflection and transmission.

In harbour applications there is a tendency to include a part of the coastal region in the computational area if this has a distinct influence on the wave penetration characteristics, for example when an offshore breakwater or an entrance channel is present. In such coastal areas wave dissipation or

refraction by currents are commonly important and thus these effects should also be modelled. Furthermore, wave energy dissipation due to bottom friction can have a significant effect on the resonant response of harbours, see e.g. Kostense et al. (3).

Booij (4) suggested how to extend the mild-slope equation with dissipation, and Kirby (5) gave the correct formulation for the inclusion of current refraction. These extensions have been implemented in the finite element model: for bottom dissipation and current refraction see Kostense et al. (3,6) and for wave breaking see De Giralomo et al. (7). The formulations for these extensions are summarized in section 2.

Boundary conditions are available to model both open boundaries (those through which incident waves pass) and fixed boundaries, where waves are partially reflected or transmitted. These are briefly described in section 3.

For the numerical solution, a finite element method is applied, based on linear triangular surface elements, which involves the solution of a large matrix equation. Until recently this equation has been solved using gaussian elimination to invert the matrix. The program now also includes the possibility of using a conjugate gradients method which can save considerable processor time and memory use for large problems. This method and conditions for improvement are described in section 4.

In section 5, the results of some applications are presented. These examples show the importance of modelling breaking, bottom friction, current refraction and directional spreading in engineering practice. These include an example of seiching response to low frequency waves.

2. Governing equations

The mild-slope equation was originally derived by Berkhoff (1) using the usual assumptions of linear potential theory. This models the wave potential field accounting for the effects of diffraction and refraction over a mildly sloping bottom as:

$$\frac{\partial}{\partial x_1} \left[cc_g \frac{\partial \phi}{\partial x_1} \right] + (cc_g k^2) \phi = 0 \quad 1 = 1, 2 \quad (1)$$

Where c , c_g and k denote the phase velocity, the group velocity and the wave number, respectively. The two dimensional velocity potential $\phi(x,y)$ is related to the total potential $\Phi(x,y,z,t)$ according to:

$$\Phi(x,y,z,t) = f(z,h) \phi(\underline{x}) e^{-i\omega t} \quad (2)$$

where ω denotes the radian wave frequency, h is the local water depth and $\underline{x}$ is a vector representing the horizontal position. The function, f , is given by:

$$f(z,h) = \frac{\cosh[k(h+z)]}{\cosh[kh]} \quad (3)$$

Equation (1) describes the behaviour of a monochromatic wave field in which the wave height is related to the potential by:

$$H = \frac{2k}{\omega} |\phi| \quad (4)$$

In nature the incident wave field is random and has directional spreading. The behaviour of such wave fields can be described by solving equation (1) for a number of frequencies and directions and using linear superposition. In general it is found that for short wave penetration of harbours, frequency spreading has a limited effect. The importance of directional spreading depends on the modelled geometry. For many applications the wave behaviour in the computational area can be adequately represented using unidirectional monochromatic incident waves. In such a case the wave period is taken to be the period of peak spectral energy ($T_p = 1/f_m$) and the wave height to be the significant wave height.

Booij (4) suggested an additional term in the mild-slope equation to represent wave dissipation and Kirby (5) used a variational principle to derive an equation which also accounts for refraction effects due to an ambient current field. The equation used in the numerical model is obtained from the latter equation by assuming that the current is small - neglecting terms of second order in $\underline{U}$ - and by incorporating Booij's energy dissipation term, yielding:

$$\frac{\partial}{\partial x_1} \left[-cc_g \frac{\partial \phi}{\partial x_1} \right] - 2i\omega U_1 \frac{\partial \phi}{\partial x_1} + \left[\omega_r^2 - \omega^2 - k^2 cc_g - i\omega \frac{\partial U_1}{\partial x_1} \right] \phi = i\omega_r W\phi \quad (5)$$

where the relative frequency, ω_r , is given by:

$$\omega_r = \omega - \underline{k} \cdot \underline{U} \quad (6)$$

A full description of the implementation of current effects in the numerical model is given by Kostense et al. (6).

The coefficient W in equation (5) represents the ratio of the rate of energy dissipation per unit area, D , to the local energy intensity, E :

$$W = D/E \quad (7)$$

It is assumed that dissipation due to wave breaking and due to bottom friction can be superposed:

$$W = W_b + W_f \quad (8)$$

The implementation of wave breaking in the numerical model is described by De Girolamo et al. (7), who also show that the simulations with the numerical model are in very good agreement with model experiments. The formulation used to quantify energy dissipation by wave breaking is that given by Battjes and Janssen (8):

$$D_b = \frac{\alpha}{8\pi} \rho g \omega_r Q_b H_{\max}^2 \quad (9)$$

where $H_{\max}$ is an estimate of the maximum height of a wave that does not break, Q_b is an estimate of the proportion of breaking waves, α is a constant usually taken to be 1, ρ is the water density and g is the acceleration due to gravity.

Wave energy dissipation by bottom friction is caused by bottom shear stress:

$$\tau = -\frac{1}{2} f_w \rho |\underline{u}_b| \underline{u}_b \quad (10)$$

where f_w is the wave friction coefficient and $\underline{u}_b$ is the water particle velocity just outside the bottom boundary layer. The appropriate value for f_w depends on the local sea bed roughness and $\underline{u}_b$ as described by Jonsson (9). Putnam and Johnson (10) showed that for regular waves the mean dissipated power per unit area is given by:

$$D_f = \frac{2}{3} \pi^2 \rho f_w \left(\frac{H}{T \sinh(kh)} \right)^3 \quad (11)$$

Using equation (7) and expressing H in terms of the amplitude of the horizontal velocity at $z = 0$, the following expression for W_f is obtained:

$$W_f = \frac{4}{3\pi} f_w \frac{k}{\sinh(kh)} \frac{u_e}{\cosh^2(kh)} \quad (12)$$

where u_e denotes the effective amplitude of the horizontal velocity, as given by Kostense et al. (3). The effective amplitude is equal to the amplitude for unidirectional waves where the horizontal velocity components are in phase. As shown by Kostense et al. (3), equation (12) can be directly derived for shallow water conditions from the linearised continuity and momentum equations. This equation is applicable for computations of the seiche response of harbours to long wave excitation where consideration of monochromatic response is appropriate. Dingemans (11) adapted equation (11) for Rayleigh distributed waves. The corresponding expression for W is:

$$W_f = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} f_w \frac{k}{\sinh(kh)} \frac{u_e}{\cosh^2(kh)} \quad (13)$$

This expression is used to simulate the effect of bottom friction on short period random waves, represented by the significant wave height. In the numerical model f_w is determined at each nodal point from the local velocity and sea bed roughness. This is particularly important for seiche response where the bottom velocities can vary substantially throughout the harbour. Further, both laminar and turbulent boundary layers can be accounted for as described by Kostense et al. (3). This allows comparison with experimental research as well as simulation of full scale effects for a range of conditions.

Thus in equation (5), the magnitude of W is dependent on the local velocity potential and further the value of ω_r is dependent on the local wave direction. As the solution method is linear, solution by iteration is necessary for problems involving dissipation or current effects. Note that the formulations should be treated with caution when both effects are relevant, because of the weakness in the physical understanding of dissipation with combined waves and current.

3. Boundary conditions

There are two basic types of boundary: open boundaries, through which incident waves pass, and fixed boundaries, which partially reflect or transmit waves. The implemented boundary conditions are as follows:

- a radiation condition;
- a wave maker condition;
- a condition for partial reflection;
- a condition for combined reflection and transmission.

The first two conditions are applicable for open boundaries and the last two are applicable for fixed boundaries such as beaches, rubble mounds, and harbour walls. The wave maker condition is included to allow comparison with physical model tests and represents wave generation by a fully reflecting paddle.

The radiation condition matches the wave potential in the computational area to the potential of the incident and scattered waves in the outer area. The potential of scattered waves in the outer area can be found in terms of solutions which satisfy the Sommerfeld condition. This implicitly demands that the water depth and the current field should be uniform in the outer area. The requirement that the potential and its derivative normal to the boundary must be continuous on the boundary is then used to solve the system. Methods implemented to achieve this are the distribution of potential sources along the open boundary, and a series expansion in Hankel functions of the first kind. In the latter case the use of a circular shaped open boundary is required.

For fixed boundaries the first order conditions given by Berkhoff (1) for the partial reflection of normally incident waves are used:

$$\frac{\partial \phi}{\partial n} - ik(1-r)\phi = 0 \quad (14)$$

where n denotes the direction normal to the boundary, and r is a complex coefficient which can be related to the ratio of reflected wave height to incident wave height, R , and the phase shift at the boundary, ρ . For waves normally incident on a boundary this yields:

$$\operatorname{Re}^{i\rho} = \frac{r}{2 - r} \quad (15)$$

A full discussion of reflection coefficients for oblique wave incidence is given by Behrendt (12) and Kostense et al. (3).

For transmitting boundaries Kostense et al. (3) show that the first order boundary condition can be expressed in terms of the potential on either side of the boundary (ϕ_1 and ϕ_2):

$$(1-s^2)\frac{\partial\phi}{\partial n_1} - ik(1-r)((1+st)\phi_1 - (s+t)\phi_2) = 0 \quad (16)$$

$$(1-s^2)\frac{\partial\phi}{\partial n_2} - ik(1-r)((1+st)\phi_2 - (s+t)\phi_1) = 0 \quad (17)$$

with $s = (1-r)t$, where r, s and t are complex coefficients which can be related to the physical reflection and transmission coefficients, R and T , and the related phase shifts, ρ and τ . For normal wave incidence this results in:

$$\operatorname{Re}^{i\rho} = \frac{r}{2 - r} \quad (18)$$

$$\operatorname{Te}^{i\tau} = \frac{2t(1-r)}{2 - r} \quad (19)$$

A full discussion of the reflection and transmission coefficients for oblique wave incidence is given in Kostense et al. (3).

4. Numerical solution

The solution is based on a finite element method using a grid made up of triangular surface elements. The potential is assumed to vary linearly over each element and standard techniques are used to build a system of equations for the unknown potential at each nodal point of the form:

$$A \cdot \underline{\phi} = \underline{\psi} \quad (20)$$

where A is an N by N matrix, $\underline{\phi}$ is a vector of length N containing the potential at each nodal point, $\underline{\psi}$ is a known vector of length N , and N is the number of nodal points. The matrix A is complex, non-symmetric and non-positive definite. In a grid with triangular elements each point has typically 6 neighbours, so each row in A has about 7 non-zero elements. For rows corresponding to the nodal points on an open boundary this number of non-zero

elements is much larger because the values of the potential at all such points are related by the radiation condition.

Two different methods have been implemented to solve the matrix equation:

- a direct method using gaussian elimination;
- an indirect method using a conjugate gradients method.

The implemented gaussian elimination algorithm is based on a profile method. Gaussian elimination has a large storage requirement, which increases rapidly with the number of nodal points, N . Furthermore, the number of nodes along the open boundary has a considerable effect on the average bandwidth of the matrix, A , and therefore on memory requirement. Thus, for large problems, fast secondary memory facilities or even disk storage must be used. This leads to I/O times which may exceed the processor time.

The indirect method used is the conjugate gradients squared algorithm described by Sonneveld (13) and Kaasschieter (14), which can be applied to non-positive definite matrices and, with some adaption, to complex matrices. Although this method is not guaranteed to converge, no problems have yet been encountered in this application. Each iteration involves two matrix multiplications of the form:

$$\underline{y} = A. \underline{x} \quad (21)$$

and also two of the form:

$$\underline{y} = K. \underline{x} \quad (22)$$

where K is an approximation to the inverse of A and $\underline{x}$ is a known vector of length N . The form of this approximation is known as the pre-conditioning. As would be expected, the accuracy of the pre-conditioning determines the number of iterations required. The most efficient pre-conditioning is that which gives the best balance between the increased number of iterations and the reduced complexity. However, for use on supercomputers with vector processors the ability to vectorise the computation also appears to be of major importance.

The operation in equation (21) does not vectorise well because each row of the matrix A has only about 7 elements, whereas long vectors are required for efficient vectorisation. To improve this, six of the non-diagonal elements in

each row of A are stored in six vectors of length N and the remaining non-zero elements of A are stored in a number of variable length vectors. Each vector contains no more than one element from each row of A and if necessary zeros are supplied to elements of the vectors of length N. Index vectors are used to store column numbers and, for the variable length vectors, also the row numbers of the elements of A. The matrix multiplication can then be carried out as a combination of long-vector operations.

Several methods of pre-conditioning were tried and it was found that when using vector processors the most efficient of these was the most simple one. For example, a pre-conditioning of the following form gives a quite accurate estimate of A^{-1} :

$$K = (I + U)^{-1} \cdot D^{-1} \cdot (L + I)^{-1} \quad (23)$$

where I denotes the unit matrix, U is the upper triangle of the matrix A, L is the lower triangle, and D is a diagonal matrix chosen such that elements in the leading diagonal of K.A are unity. Now, equation (22) can be computed from:

$$(L + I) \cdot \underline{z} = \underline{v} \quad (24)$$

$$(U + I) \cdot \underline{y} = D \cdot \underline{z} \quad (25)$$

$\underline{y}$ and $\underline{z}$ can be determined using forward substitution in equation (24) and backward substitution in equation (25). However, these substitutions do not vectorise well as each step involves matrix multiplications in which the number of elements in each row is typically only four. To avoid vectorisation problems, the following pre-conditioning can be used:

$$K = E^{-1} \quad (26)$$

where E is the leading diagonal of A. Because the system of equations (20) is scaled with E, this type of pre-conditioning requires no extra operations and gives a very efficient solution. For example, for a mesh with 70165 nodal points this pre-conditioning required twice the number of iterations required when using the pre-conditioning given in equation (23). However, because of increased simplicity of operations and the ability to vectorize the computation, it is considerably more efficient, requiring less than 25% of the processor time.

The efficiency of the conjugate gradients method, using the simple pre-conditioning defined above was compared with gaussian elimination for a number of problems with different mesh sizes on a Cray XMP. The results, given in table 1, show that gaussian elimination is more efficient for small problems but that for large mesh sizes the indirect method uses less processor time and considerably less I/O time offering a four-fold reduction in the combined processor and I/O time for the mesh with 70165 nodal points. However, the savings are even greater as the indirect method uses less memory and avoids the use of external fast storage facilities. The advantage of the indirect method is even greater when long open boundaries are applied, because of the increase in the average bandwidth of the matrix, A. On the other hand, if gaussian elimination is used the wave field for extra incident wave directions can be computed with little extra overhead, whereas with the method of conjugate gradients a new computation must be performed for each direction.

Table 2 shows the effect of increasing the number of nodal points on the computer time and efficiency for the indirect method. These computations were performed on a NEC SX/2 supercomputer.

5. Applications

The effect of directional spreading

The effect of modelling directional spreading in the incident wave field can be seen in a computation for the harbour of IJmuiden in the Netherlands. The modelled configuration and the bottom topography are shown in figure 1. Results with and without directional spreading are shown in figures 2 and 3 for a main wave direction from 270°N . The distribution of energy over direction was taken to be of the form $\cos^4(\theta - \theta_0)$ (where θ is direction and θ_0 is the main wave direction ($|\theta - \theta_0| < 90^\circ$)). The qualitative pattern of wave height seen in both cases is similar but the predicted wave height is considerably lower at the eastern side of the harbour when the wave field is modelled with directional spreading.

The effect of bottom friction on seiching response

The effect of bottom friction on seiching response was established for the Rotterdam Europoort complex in the Netherlands. The modelled configuration and the bottom topography are shown in figure 4. The computations were commissioned to examine the effect of a storm surge defence system on the low frequency response in the area. Such a response can be excited by incidence of waves of very long period or by non-linear interactions in random incident

wave trains. For long waves, schematisations with a relatively small number of nodal points can be used but computations must be made at small frequency intervals to ensure that all the important resonant effects are found. The computations are then repeated at the resonant frequencies but including the effects of bottom friction. The amplitude ratio is shown plotted against frequency with and without bottom friction in figure 5 for one specific position. In the cases with bottom friction the initial wave height was taken to be 0.3 m and the Nikuradse roughness parameter was taken to be $k_N = 0.01$ m. Figure 5 shows that the effect of friction differs, depending on the oscillation mode. An instantaneous view of the water surface elevation for one of the resonant frequencies is shown in figure 6. Transmission through a boundary can also have considerable effect on the resonant response (see Kostense et al (3)).

The effect of an ambient current field

An example from engineering practice of the effect of an ambient current is the wave penetration of the Malamocco inlet to the Venice Lagoon, which was computed as part of the project to develop a flood defence system for Venice. The schematisation of the inlet and the bottom topography are shown in figure 7 and the ebb current field is illustrated in figure 8. The wave field was computed for an incident wave from a bearing of 137°N , with height 1.8 m and period 8 s. The results without current are shown in figure 9. The expected focussing of energy along the south side of the entrance channel is clearly shown. This results in a reduction of the wave height in the channel. Figure 10 shows the effect of including current in the computation. There is a significant increase in penetration of the inlet resulting from the effects of current refraction, which offset the effects of bottom refraction on the south slope of the channel.

The effect of wave breaking

An example of the effect of wave breaking was computed for the Chioggia inlet to the Venice Lagoon, also computed as part of the Venice project. The schematisation of the inlet and the bottom topography is shown in figure 11. The wave field was computed for an incident wave coming from a bearing of 104°N with a significant height of 5.0 m and a period $T = 14$ s. The results of the computation including breaking are shown in figure 12. The effects of breaking can clearly be recognized on the area of shallow water to the South of the inlet where because of its shape it would normally be expected to see the concentration of energy by bottom refraction. However, the wave height is instead considerably reduced because of breaking, see also De Girolamo et al. (7).

6. References

1. Berkhoff, J.C.W.: "Computation of combined refraction-diffraction". In Proc. 13th Int. Conf. Coastal Engineering (Vancouver: 1972), pp 471-490.
2. Radder, A.C.: "On the parabolic equation method for water-wave propagation". Journal Fluid Mechanics 95, 1, Nov. 1979, pp. 159-176.
3. Kostense, J.K.; Meijer K.L.; Dingemans M.W.; Mynett A.E. and van den Bosch P.: "Wave energy dissipation in arbitrarily shaped harbours of variable depth". In Proc. 20th Int. Conf. Coastal Engineering (Taipei: 1986), pp. 2002-2016.
4. Booij, N.: "Gravity waves on water with non-uniform depth and current". Thesis, Delft Univ. of Technology, May 1981.
5. Kirby, J.T.: "A note on linear surface wave current interaction over slowly varying topography". J. Geophysical Res., 89:C1, 1984, pp. 745-747.
6. Kostense, J.K.; Dingemans, M.W. and van den Bosch, P.: "Wave-current interaction in harbours". Proc. 21st Int. Conf. Coastal Eng. (Malaga: 1988).
7. De Girolamo, P., Kostense, J.K. and Dingemans M.W.: "Inclusion of wave breaking in mild-slope wave propagation model". In Proc. Int. Conf. Computer Modelling in Ocean Engineering (Venice, Italy: 1988).
8. Battjes, J.A. and Janssen, J.P.F.M.: "Energy loss and set-up due to breaking of random waves". In Proc. 16th Int. Conf. Coastal Engineering (Hamburg, Germany: 1978), pp 569-587.
9. Jonsson, I.G.: "A new approach to oscillatory rough turbulent boundary layers". Inst. of Hydrodyn. and Hydraulic Engng., Techn. Univ. Denmark, Series Paper No. 17, 1978.
10. Putnam, J.A. and Johnson, J.W.: "The dissipation of wave energy by bottom friction". Trans. Am. Geophysics Union, 30, 1, 1949, pp. 67-74.
11. Dingemans, M.W.: "Verification of numerical wave propagation models with field measurements - CREDIZ verification Haringvliet". Delft Hydraulics, report W 488 part 1, Dec 1983.
12. Behrendt, L.: "A finite element model for water wave diffraction including boundary absorption and bottom friction". Inst. of Hydrodynamics and Hydraulic Engng., Techn. Univ. Denmark, Series Paper No. 37, June 1985.
13. Sonneveld, P.: "CGS, a fast Lanczos-type solver for nonsymmetric linear systems". Delft Univ. of Technology, Report 84-16, 1984.
14. Kaasschieter, E.F.: "The solution of non-symmetric linear systems by bi-conjugate gradients squared". Delft Univ. of Techn., Report 86-21, 1986.

Number of nodal points	gaussian elimination			conjugate gradients		
	C P (sec)	I/O (sec)	operatn. rate (Mflops)	C P (sec)	I/O (sec)	operatn. rate (Mflops)
2787	1	2	30	3	1	35
24965	50	35	45	48	28	87
70165	396	598	71	210	22	95

Mflop = million floating point operations per second

C P = processor time

I/O = input and output time

Table 1. Comparison between efficiency of gaussian elimination and conjugate gradients method on the Cray XMP.

Number of nodal points	Number of iter- ations	Processor time (s)	Operation rate (Mflops) *
70165	1429	88	241
109120	2546	194	255
148793	1368	166	265
249088	3468	657	249

Table 2. Performance of the conjugate gradients method for various mesh sizes on a NEC SX/2

- Figure 1 Configuration and bottom topography of the harbour of IJmuiden, The Netherlands
- Figure 2 Percentage ratio of wave height to incident height, unidirectional incident waves, $T = 10$ s.
- Figure 3 Percentage ratio of wave height to incident height, directional spreading $\cos^4(\theta - \theta_0)$, $T = 10$ s
- Figure 4 Configuration and bottom topography of the Rotterdam Europoort area
- Figure 5 Computed response amplitude ratio at Mississippi harbour with and without wave friction, $H = 0.3$ m, $k_N = 0.01$ m
- Figure 6 Computed instantaneous free surface elevation in the Rotterdam Europoort area, $f = 0.00058$ Hz, $H = 0.3$ m, $k_N = 0.01$ m
- Figure 7 Configuration and bottom topography for the Malamocco inlet to the Venice lagoon
- Figure 8 Applied current field
- Figure 9 Computed waveheight for the Malamocco inlet without current, $T = 8$ s
- Figure 10 Computed waveheight for the Malamocco inlet with current, $T = 8$ s
- Figure 11 Configuration and bottom topography for Chioggia inlet to the Venice Lagoon
- Figure 12 Computed wave height including breaking effects, $T = 14$ s

Water depth (m)

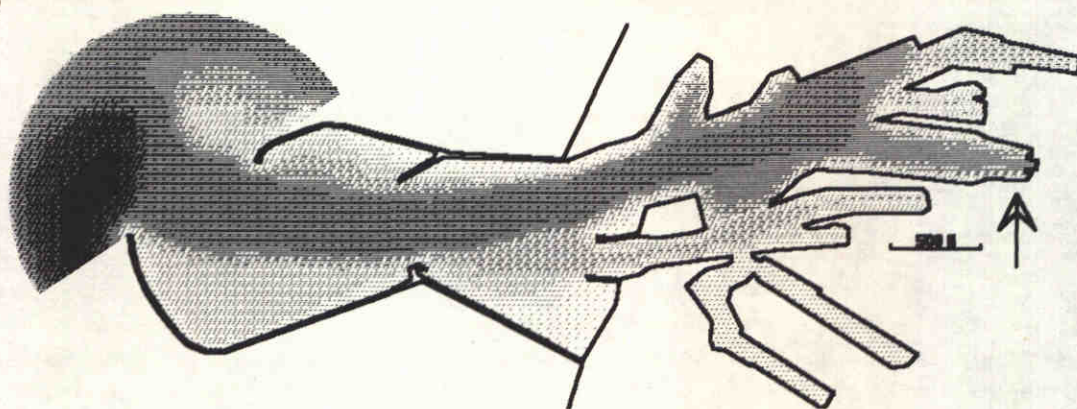
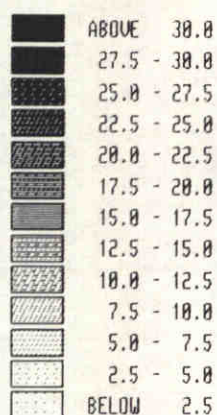


Figure 1 Configuration and bottom topography of the harbour of IJmuiden, The Netherlands

Wave height (%)

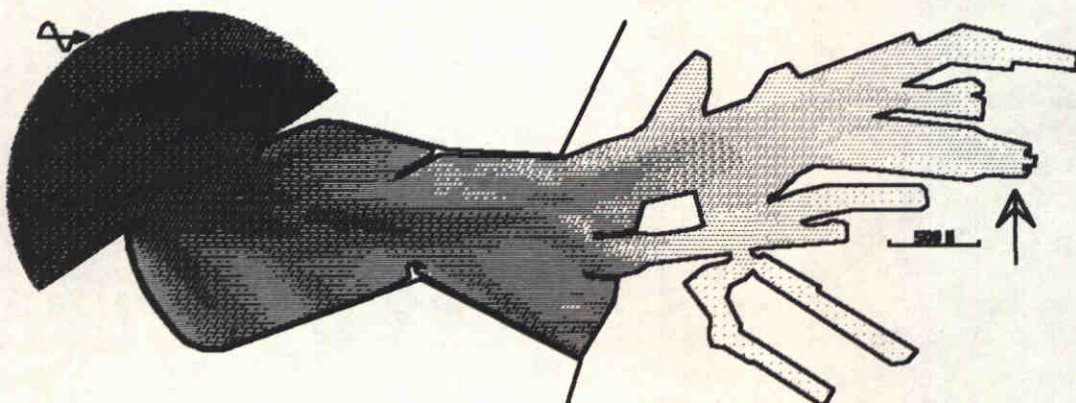
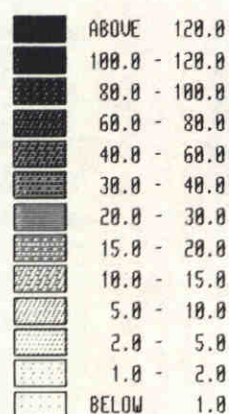


Figure 2 Percentage ratio of wave height to incident height, unidirectional incident waves, $T = 10$ s.

Wave height (%)

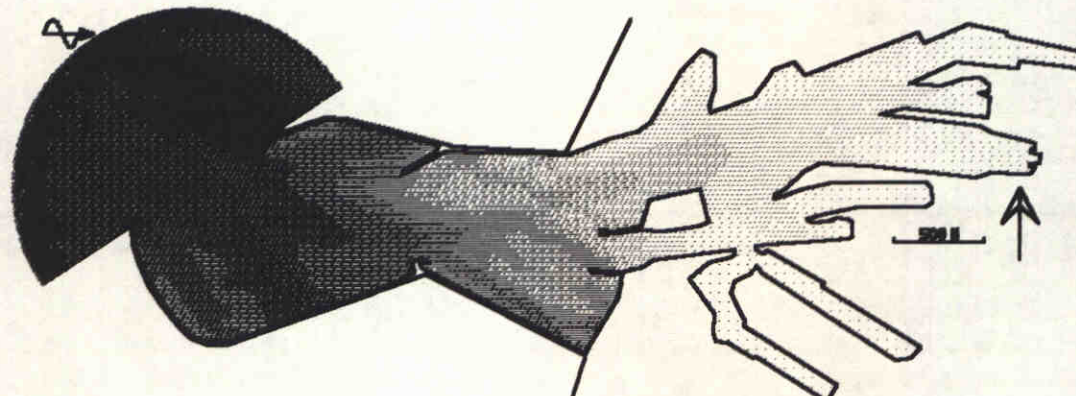
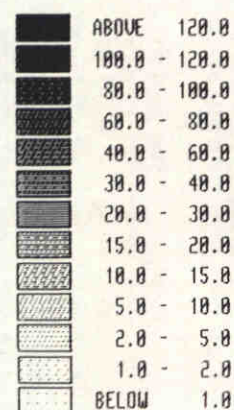


Figure 3 Percentage ratio of wave height to incident height, directional spreading $\cos^4(\theta - \theta_0)$, $T = 10$ s

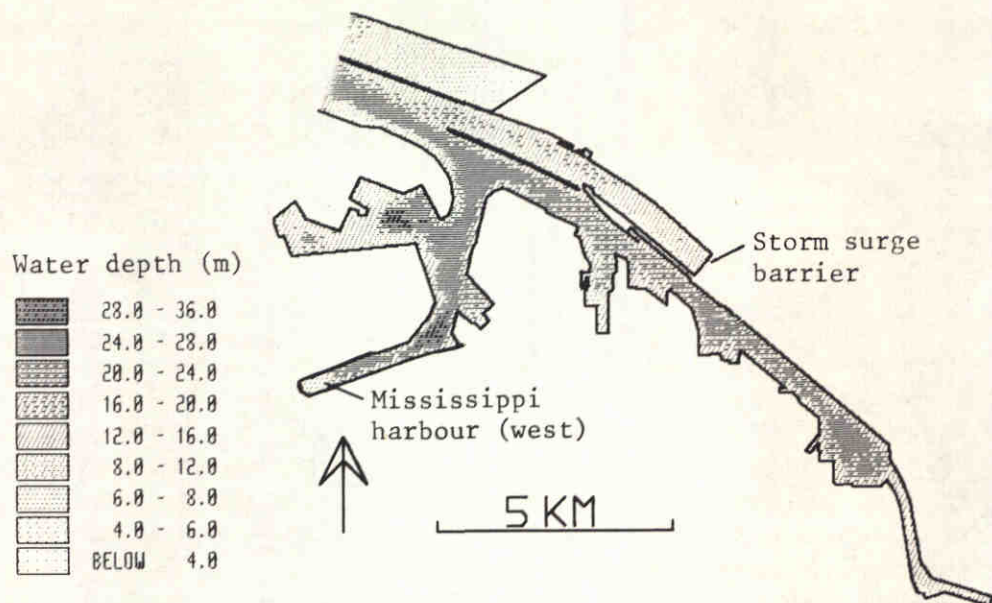


Figure 4 Configuration and bottom topography of the Rotterdam Europoort area

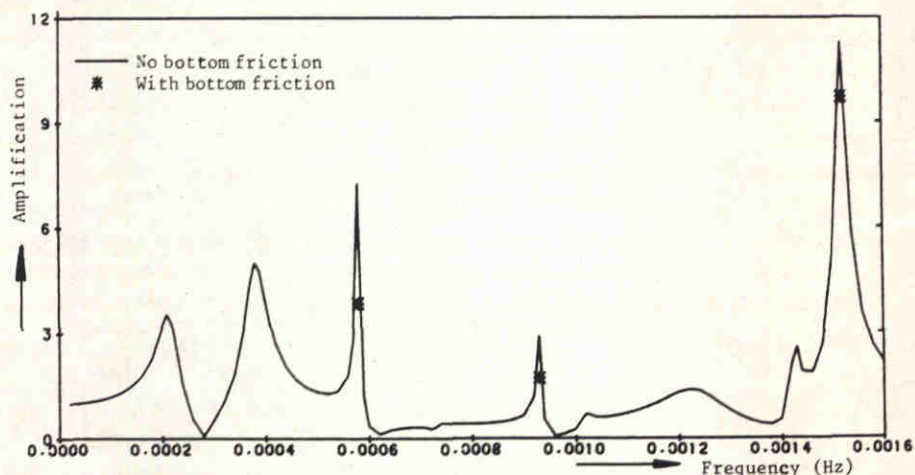


Figure 5 Computed response amplitude ratio at Mississippi harbour with and without wave friction, $H = 0.3$ m, $k_N = 0.01$ m

Elevation (m)

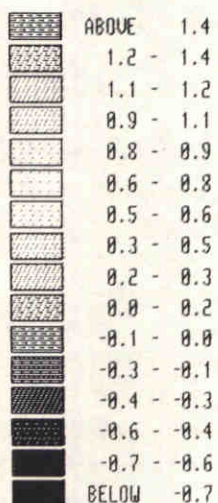


Figure 6 Computed instantaneous free surface elevation in the Rotterdam Europoort area, $f = 0.00058$ Hz, $H = 0.3$ m, $k_N = 0.01$ m

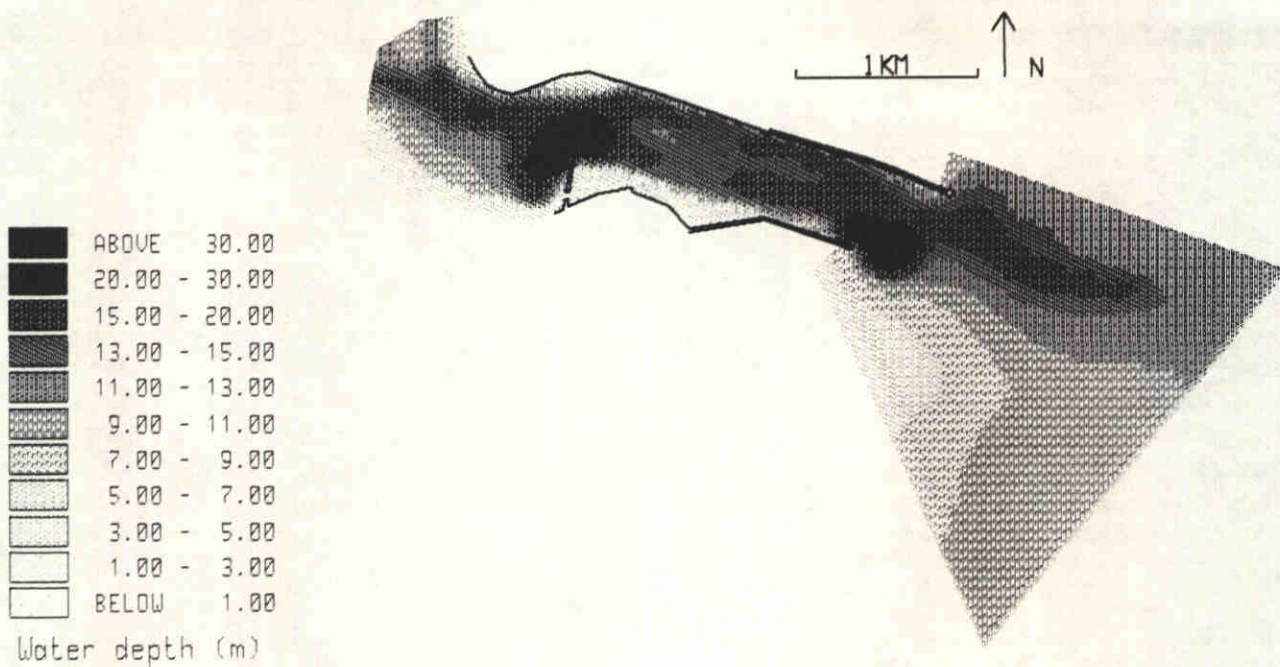


Figure 7 Configuration and bottom topography for the Malamocco inlet to the Venice lagoon

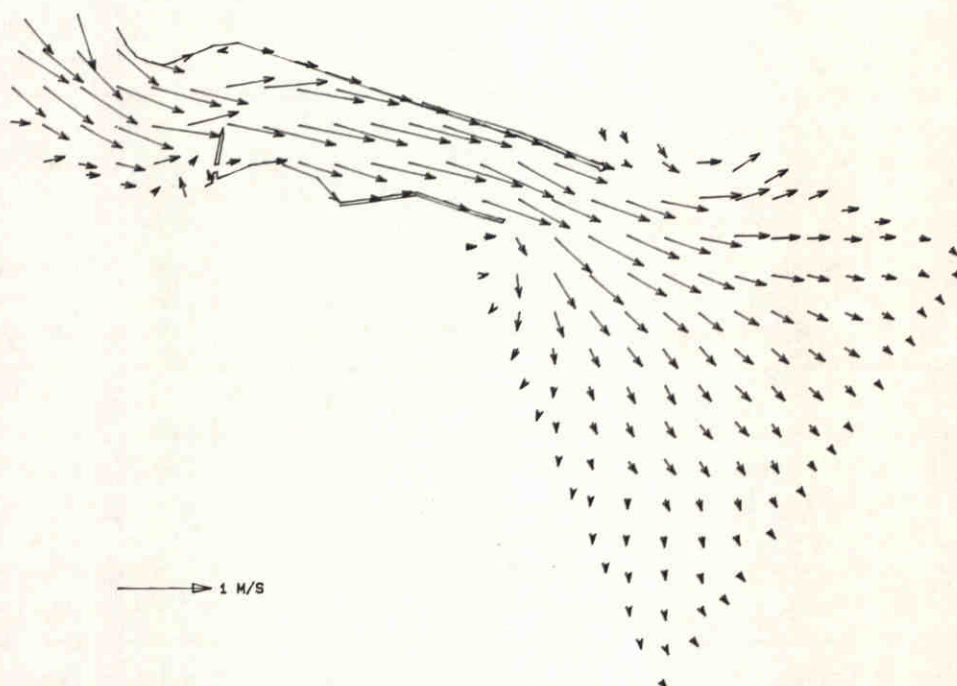


Figure 8 Applied current field

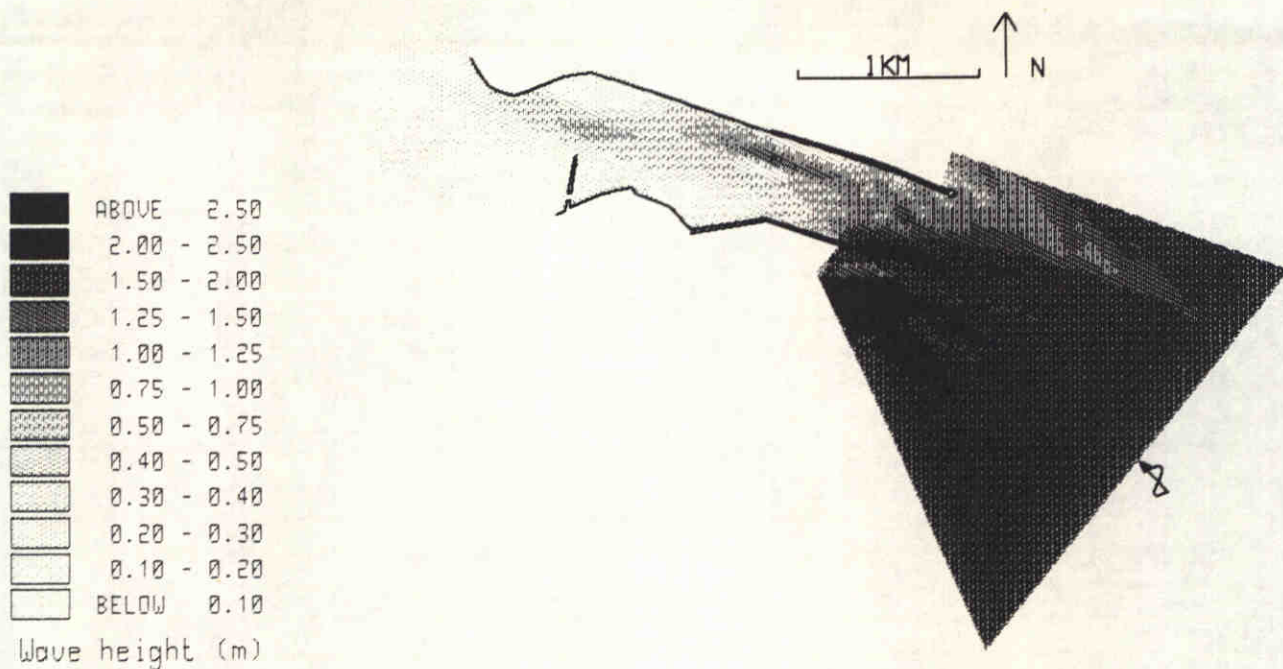


Figure 9 Computed waveheight for the Malamocco inlet without current, $T = 8$ s

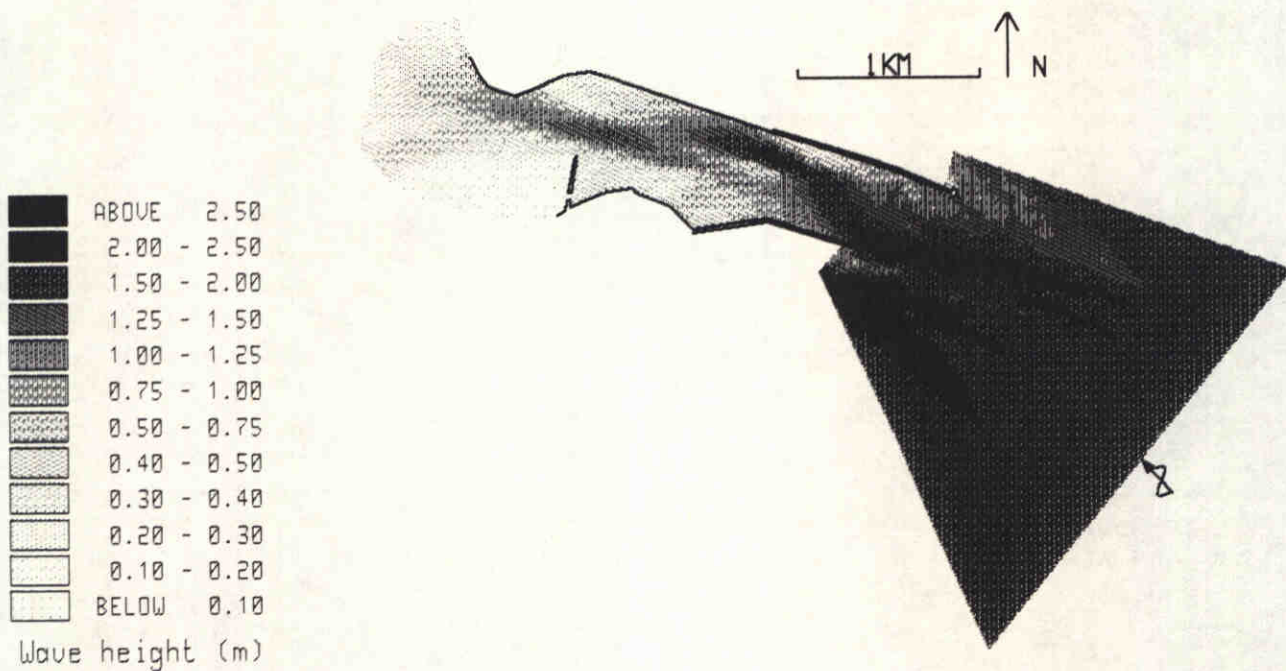
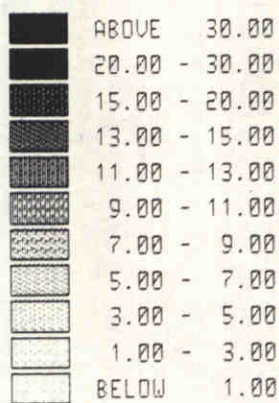


Figure 10 Computed waveheight for the Malamocco inlet with current, $T = 8$ s



Water depth (m)

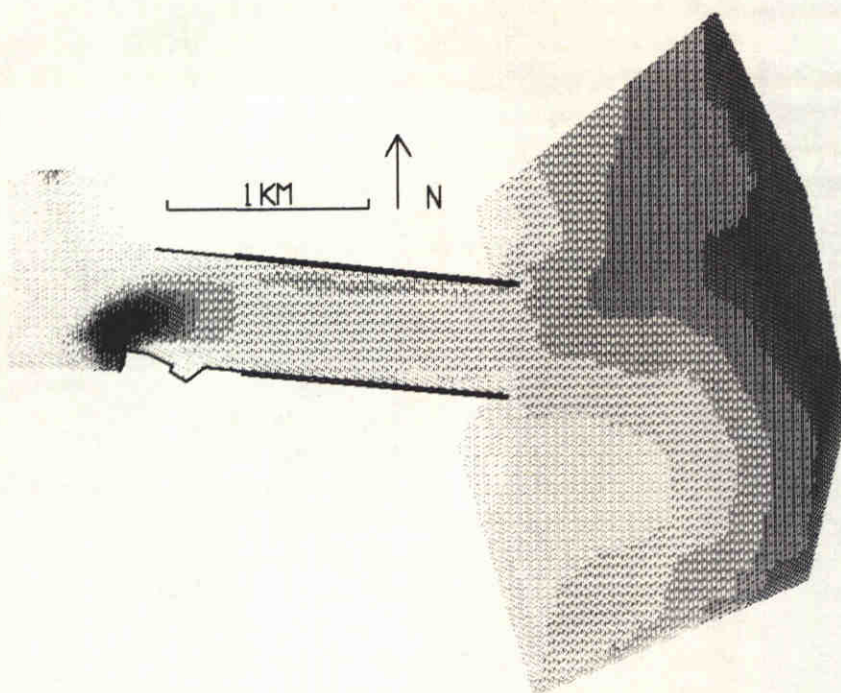
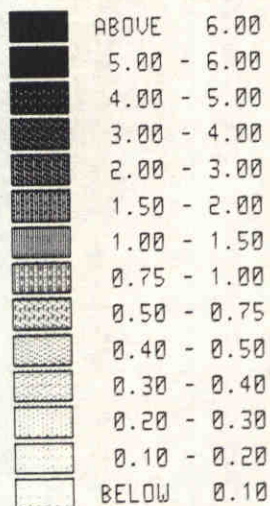


Figure 11 Configuration and bottom topography for Chioggia inlet to the Venice Lagoon



Wave height (m)

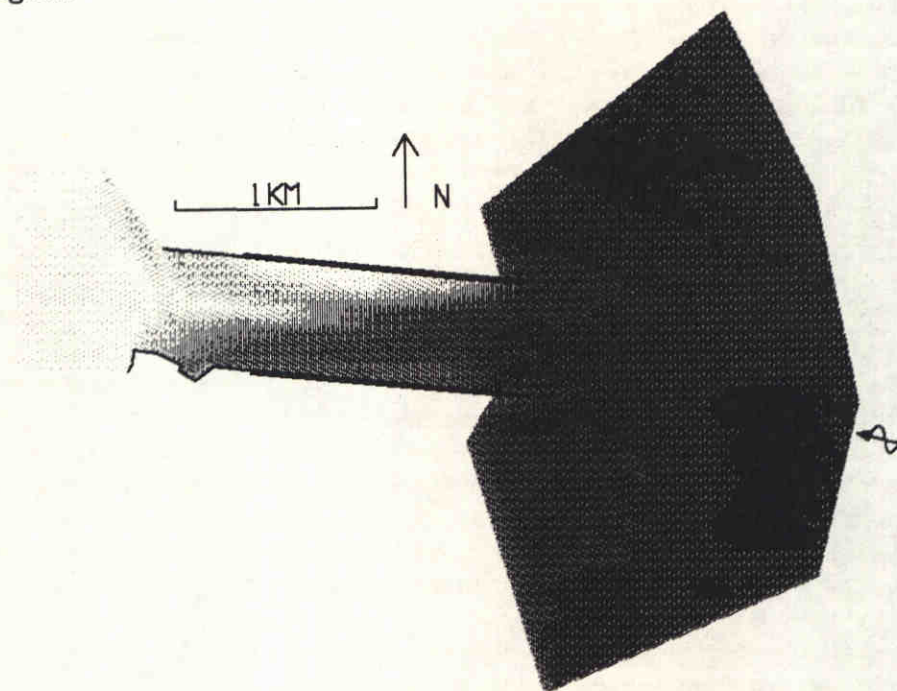


Figure 12 Computed wave height including breaking effects, $T = 14$ s



amsterdam ■



■ locatie de voorst
voorsterweg 28
marknesse

postbus 152
8300 ad emmeloord

telefoon (0 52 74) 29 22
telex 42290 hylvo-nl
telefax (0 52 74) 35 73

■ hoofdkantoor
rotterdamseweg 185
delft

postbus 177
2600 mh delft

telefoon (0 15) 56 93 53
telex 38176 hydel-nl
telefax (0 15) 61 96 74

waterloopkundig laboratorium | WL
advisering & research