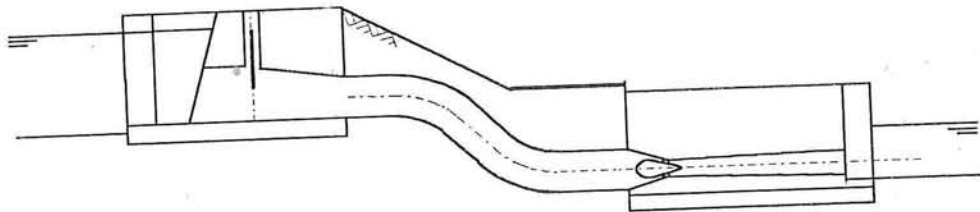


A
WK-ENO 3290
Visser 1995

Waterkracht uit het Julianakanaal

Februari 1995

Afstudeerverslag door C.W. Visser



Waterkracht uit het Julianakanaal

Afstudeerverslag door C.W. Visser

Begeleiders: prof. ir. R. Brouwer
ir. H.E.J. Berger
ir. K.G. Bezuyen
ir. J. van Duivendijk

**Technische Universiteit Delft
Faculteit der Civiele Techniek**

Toelichting bij conclusie

In hoofdstuk 11 (conclusie en aanbevelingen) wordt geconcludeerd:

De opbrengst van de waterkrachtcentrale bij Maasbracht bij continue energiewinning is Mf 1,67. Dit is niet voldoende om de aanleg van de waterkrachtcentrale te kunnen bekostigen.

In deze toelichting wordt bovenstaande conclusie gemotiveerd.

Bij de bepaling van de huidige waarde van de opbrengst van de centrale bij Maasbracht over de totale levensduur is het volgende aangenomen:

- levensduur 40 jaar
- rente voet 4%

De gemiddelde jaarlijkse opbrengst van de waterkrachtcentrale bij continue energiewinning is Mf 1,67.

De jaarlijkse opbrengst die over een aantal jaren wordt ontvangen heeft een huidige waarde zoals bepaald volgens onderstaande vergelijking:

$$W_h = \frac{O}{(1+r)^n}$$

- met W_h = huidige contante waarde
 O = gemiddelde jaaropbrengst centrale = Mf 1,67
 r = rente voet = 4%
 n = looptijd in jaren = 1..40

De jaarlijkse opbrengst wordt voor elk jaar van de gehele levensduur van de waterkrachtcentrale omgerekend naar de huidige waarde. De totale opbrengst over de gehele levensduur heeft dan een huidige waarde van Mf 33.

De waterkrachtcentrale bij Maasbracht is alleen dan rendabel als de grootte van de investeringskosten kleiner is dan de huidige waarde van de totale opbrengst.

De investeringskosten bestaan uit bouwkosten die gemaakt worden bij de aanleg van de centrale en onderhoudskosten die jaarlijks gemaakt moeten worden na aanleg van de centrale.

Voor de onderhoudskosten is aangenomen dat deze jaarlijks 1% van de investeringskosten bedragen. Indien aangenomen wordt dat de investeringskosten van de centrale bij Maasbracht gelijk zijn aan de huidige waarde van de opbrengst, Mf 33, dan zijn de onderhoudskosten jaarlijks Mf 0,33.

De huidige waarde van de onderhoudskosten over de gehele levensduur bij een rente voet van 4% en een levensduur van 40 jaar is Mf 7.

Indien de waterkrachtcentrale bij Maasbracht rendabel is moeten de bouwkosten exclusief bouwrente kleiner zijn dan Mf 26.

Om een indicatie te krijgen van de rentabiliteit van de centrale bij Maasbracht wordt voor enkele kostenaspecten een globale vergelijking gemaakt met de waterkrachtcentrale bij Linne. De waterkrachtcentrale bij Linne ligt enkele kilometers benedenstrooms van Maasbracht en is in bedrijf gesteld in 1989.

De begrootte bouwkosten van de centrale bij Linne zijn Mf 71 (zie tabel 1). Voor de vergelijking van de centrales bij Maasbracht en bij Linne wordt

verwezen naar tabel 2.

Enkele verschillen tussen de centrale bij Maasbracht en de centrale bij Linne zijn gekwantificeerd. Indien de bouwkosten van de centrale bij Linne verrekend worden met deze verschillen volgt voor de bouwkosten van de centrale bij Maasbracht dat deze ongeveer gelijk zijn aan Mf 69.

De bouwkosten van de centrale Maasbracht worden bovendien nog verminderd doordat:

- het aantal turbines en de diameter van de turbines bij de centrale Maasbracht kleiner zijn

- bij de centrale bij Maasbracht geen vistrappen aangelegd worden

De vermindering van de bouwkosten ten gevolge van deze twee factoren zal echter niet zodanig groot zijn dat de bouwkosten van de centrale nog eens verminderd kunnen worden met Mf 43 tot Mf 26.

De bouwkosten van de centrale bij Maasbracht zullen dus groter zijn dan Mf 26, zodat geconcludeerd kan worden dat de waterkrachtcentrale bij Maasbracht niet rendabel zal zijn.

Tabel 1 Bouwkosten en jaarlijkse energie-opbrengst van waterkrachtcentrales bij Linne, Maurik en Lith

	Gemiddelde jaaropbrengst (GWh)	Bouwkosten
Linne (1989)	52	Mf 71 ⁽¹⁾
Maurik (1988)	32	Mf 58 ⁽²⁾
Lith (1990)	57	Mf 65 ⁽³⁾
⁽¹⁾ Bouwkosten volgens begroting, exclusief bouwrente.		
⁽²⁾ Werkelijke bouwkosten, inclusief bouwrente.		
⁽³⁾ Bouwkosten volgens begroting, inclusief bouwrente.		

Tabel 2 Globale vergelijking van de bestaande waterkrachtcentrale bij Linne met de waterkrachtcentrale bij Maasbracht

	Linne	Maasbracht	Vergelijking
Volume beton ⁽¹⁾	7.960 m ³	4.500 m ³	-Mf 5,2
Turbines ⁽²⁾			-
aantal	4	3	
diameter	4,0 m	1,6 m	
type	Kaplan bulb	Kaplan bulb	
Waterdichte bekleding ⁽³⁾	geen	14.650 m ²	Mf 3
Ontgraving ⁽⁴⁾	420.000 m ³	410.000 m ³	0
Vistrappen ⁽⁵⁾	+	geen	-

(1) Het volume beton in de waterkrachtcentrale bij Linne is 7.960 m³ ^(a). De benodigde hoeveelheid beton voor de inlaatconstructie en het turbinegebouw van de waterkrachtcentrale Maasbracht is 4.500 m³. Voor de kostprijs van 1 m³ beton (inclusief BTW, uitvoeringskosten, enz.) is f 1500,- ^(b) genomen. De kosten van het beton zullen voor de waterkrachtcentrale Maasbracht Mf 5,2 lager zijn in vergelijking met de kosten bij de centrale bij Linne.

(2) In vergelijking met de centrale bij Linne zullen de kosten van de turbines lager zijn. Bij de waterkrachtcentrale bij Maasbracht is het aantal turbines kleiner en ook de diameter van de turbines is kleiner. De grootte van het verschil in kosten is niet bekend.

(3) Bij de waterkrachtcentrale bij Maasbracht wordt een waterdichte bekleding aangebracht in de afvoerleiding en bovenstreams van de inlaatconstructie. Het oppervlak van de waterdichte bekleding zal ongeveer 14.650 m² zijn. Voor de kostprijs van 1 m² waterdichte asfaltbekleding (inclusief BTW, uitvoeringskosten, enz.) is f 200,- ^(b) genomen. De kosten van de waterdichte bekleding bedragen dan ongeveer Mf 3.

(4) De ontgraving bij de waterkrachtcentrale Linne is geschat op ongeveer 420.000 m³ ^(a). De ontgraving bij de waterkrachtcentrale Maasbracht voor de inlaatconstructie, de aanvoerleiding, het turbinegebouw en de afvoerleiding zal ongeveer 410.000 m³ zijn. De benodigde ontgraving voor beide centrales is ongeveer gelijk.

(5) De waterkrachtcentrale bij Linne heeft een vistrap. Bij de waterkrachtcentrale bij Maasbracht wordt geen vistrap aangelegd. In vergelijking met de totale bouwkosten van de centrale Linne zal deze factor een afname van de bouwkosten voor de centrale bij Maasbracht veroorzaken.

^(a) De bij deze bepaling gebruikte gegevens betreffende de waterkrachtcentrale bij Linne zijn overgenomen uit artikelen over de bouw van de waterkrachtcentrale verschenen in het bedrijfsblad van de MEGA "Stem der PLEM"

^(b) De aannamen die gedaan zijn over de kosten van 1 m³ beton en 1 m² waterdichte asfaltbekleding zijn gedaan in overleg met Bezuyen

Inhoudsopgave

	Samenvatting	9
1	Inleiding	13
2	Gebiedsbeschrijving	15
	2.1 Maas vanaf Luik	15
	2.1.1 Inleiding	
	2.1.2 Stuwen	
	2.1.3 Beschrijving stroomgebied vanaf Luik	
	2.2 Julianakanaal	21
	2.2.1 Inleiding	
	2.2.2 Kanaalindeling	
	2.2.3 Dwarsprofiel	
	2.2.4 Waterdoorvoer	
3	Probleembeschrijving	27
	3.1 Inleiding	27
	3.2 Probleemstelling	27
	3.3 Doelstelling	27
	3.4 Randvoorwaarden bij het onderzoek	27
	3.5 Uitgangspunten	29
4	Toelaatbaar debiet	33
	4.1 Inleiding	33
	4.2 Berekening	33
	4.3 Criteria	35
	4.4 Conclusie	37
5	Keuze lokatie	39
	5.1 Beschrijving alternatieven	39
	5.1.1 Inleiding	
	5.1.2 Alternatief 1 Urmond	
	5.1.3 Alternatief 2 Obbicht	
	5.1.4 Alternatief 3 Born	
	5.1.5 Alternatief 4 Ten zuiden van Roosteren	
	5.1.6 Alternatief 5 Ten noorden van Roosteren	
	5.1.7 Alternatief 6 Maasbracht	
	5.2 Criteria	50
	5.3 Afweging alternatieven	51
	5.3.1 Energie-opbrengst	
	5.3.2 Variatie in valhoogte	
	5.3.3 Invloed op scheepvaart	
	5.3.4 Ruimte	
	5.3.5 Combinatiemogelijkheden	
	5.4 Conclusie	63
6	Piekcentrale	67
	6.1 Inleiding	67
	6.2 Vraag en waarde van electriciteit	67
	6.2.1 Vraag naar electriciteit	
	6.2.2 Waarde van electriciteit	
	6.3 Lokatie bekken	71
	6.3.1 Inleiding	

6.3.2	Lokatie A	
6.3.3	Lokatie B	
6.3.4	Lokatie C	
6.3.5	Conclusie	
6.4	Waterbeheer bekken	79
6.4.1	Grootte piekdebiet	
6.4.2	Uitgangspunten voor waterbeheer bekken	
6.4.3	Opbrengst	
6.4.4	Conclusie	
6.5	Gevolgen voor waterkrachtcentrale bij Linne	87
6.5.1	Inleiding	
6.5.2	Waterbeheer bij waterkrachtcentrale Linne	
6.5.3	Opbrengst waterkrachtcentrale Linne	
6.6	Conclusie	89
7	Inlaatpunt	91
7.1	Inleiding	91
7.2	Plaatsbepaling	91
7.2.1	Inleiding	
7.2.2	Hinder voor scheepvaart	
7.2.3	Lengte aan- en afvoerleidingen	
7.2.4	Grondverzet	
7.2.5	Sedimentdoorvoer	
7.2.6	Conclusie	
7.3	Criteria	95
7.4	Keuze inlaatconstructie	97
7.4.1	Inleiding	
7.4.2	Overlaat	
7.4.3	Onderspuier	
7.4.4	Ottrekking aan de bodem	
7.4.5	Conclusie	
7.5	Inlaatconstructie	101
7.5.1	Inleiding	
7.5.2	Afmetingen inlaatconstructie	
8	Aan- en afvoerleiding	107
8.1	Inleiding	107
8.2	Traject aan- en afvoerleidingen	107
8.3	Criteria	107
8.3.1	Open en gesloten leiding	
8.3.2	Open leiding	
8.3.3	Gesloten leiding	
8.4	Bepaling afmetingen	111
8.4.1	Open aan- en afvoerleiding	
8.4.2	Gesloten aanvoerleiding	
8.5	Afweging gesloten/open aanvoerleiding	119
8.6	Translatiegolven	119
8.6.1	Inleiding	
8.6.2	Bepaling grootte translatiegolven	
8.6.3	Bepaling grootte drukgolf	
8.7	Dijklichamen	123
8.7.1	Inleiding	
8.7.2	Criteria	
8.7.3	Dijkprofiel	
8.8	Constructie aan/afvoerleiding	124
8.8.1	Ligging maaiveld	

- 8.8.2 Verankeringen
- 8.8.3 Afsluitmiddelen
- 8.8.4 Bouwwijze

9	Turbinegebouw	127
9.1	Inleiding	127
9.2	Keuze turbinetype	127
9.3	Aantal turbines	127
9.4	Bepaling diameter en toerental	128
9.5	Bepaling diepteligging	129
9.6	Afmetingen turbinegebouw	131
9.7	Uitlaatopeningen	133
10	Noodoverlaat	135
11	Conclusie	137

Bijlagen

Lijst van figuren

Figuur 1.1	Waterkrachtcentrales in Nederland	12
Figuur 2.1	Stroomgebied Maas	14
Figuur 2.2	Verloop van het debiet van de Maas in 1974, gemeten te Borgharen	16
Figuur 2.3	Overzicht stuwen in de Maas	17
Figuur 2.4	Schematische weergave van de waterwegen tussen Luik en Roermond (niet op schaal)	18
Figuur 2.5	Dwarsprofiel Julianakanaal: Kanaaldeel Limmel-Born, kmr 1,400	24
Figuur 2.6	Dwarsprofiel Julianakanaal: Bocht bij Elsloo, kmr 10,000-11,550	24
Figuur 2.7	Dwarsprofiel Julianakanaal: Kanaaldeel Born-Roosteren, kmr 25,900	25
Figuur 2.8	Dwarsprofiel Julianakanaal: Kanaaldeel Roosteren-Maasbracht, kmr 31,600	25
Figuur 3.1	Vergelijking afvoerduurlijn 1971-1980 met veeljarig gemiddelde, gemeten te Borgharen	26
Figuur 3.2	Onderschrijdingsfrequentie per maand van de 8h afvoeren te Borgharen, 1911-1980	28
Figuur 3.3	Grondboringen bij Maasbracht	31
Figuur 4.1	Schematische weergave dwarsprofiel	32
Figuur 4.2	Gevoeligheid van het verval voor de Chézy-coëfficiënt op het traject Limmel-Born	36
Figuur 5.1	Overzichtskaart alternatieven	38
Figuur 5.2	Winterbed Maas	41
Figuur 5.3	Plattegrond alternatief 1, schaal 1:25.000	42
Figuur 5.4	Plattegrond alternatief 2, schaal 1:25.000	44
Figuur 5.5	Plattegrond alternatief 3, schaal 1:25.000	44
Figuur 5.6	Plattegrond alternatief 4, schaal 1:25.000	46
Figuur 5.7	Plattegrond alternatief 5, schaal 1:25.000	48
Figuur 5.8	Plattegrond alternatief 6, schaal 1:25.000	48
Figuur 5.9	Berekening energie-opbrengst	52
Figuur 5.10	Duurlijnen en vermogendiagram voor alternatief 6	64
Figuur 5.11	Verdeling van de energie-opbrengst over het jaar en percentage van de tijd dat de centrale per maand in werking is	64
Figuur 6.1	Dagbelastingdiagram van een dag met een grote piekbelasting in het voorzieningsgebied van MEGA-Limburg, 24-11-1993	66
Figuur 6.2	Weekmaxima van de belasting van de openbare electriciteitsvoorziening in 1984 en 1983	66
Figuur 6.3	Overzichtskaart lokatie waterkrachtcentrale Maasbracht in huidige situatie, schaal 1:25.000	70
Figuur 6.4	Overzichtskaart lokatie A, schaal 1:25.000	72
Figuur 6.5	Overzichtskaart lokatie B, schaal 1:25.000	73
Figuur 6.6	Overzichtskaart lokatie C, schaal 1:25.000	74
Figuur 6.7	Vermogendiagram voor waterkrachtcentrale bij Maasbracht, Q_0 is 230 m ³ /s en inhoud bekken is 540.000 m ³ (Ochtendscenario)	82
Figuur 7.1	Overzichtskaart lokatie waterkrachtcentrale bij Maasbracht	90
Figuur 7.2	Inlaatpunt van waterkrachtcentrale in Julianakanaal	94
Figuur 7.3	Stroming door een onderspuier	96

Figuur 7.4	Stroming over een volkomen overlaat	96
Figuur 7.5	Invloed van de hoek Ψ op de stroomsnelheid bij het inlaatpunt	98
Figuur 7.6	Invloed van de hoek Ψ op de benodigde grootte van de doorstroomopeningen	98
Figuur 7.7	Onttrekking door middel van opening in bodem	100
Figuur 7.8	Wielen en afdichtingen bij een verticale wielschuif	102
Figuur 8.1	Dwarsprofiel van een open aan- of afvoer kanaal	106
Figuur 8.2	Vervalverliezen en oppervlakte dwarsprofiel als functie van de snelheid bij een open aan- en afvoerleiding	108
Figuur 8.3	Langsdoorsnede over de gesloten aanvoerleiding (niet op schaal)	110
Figuur 8.4	Waarden van de coëfficiënt voor vervalverliezen bij knik K_b voor Reynolds-getal gelijk aan 10^6	112
Figuur 8.5	Totale vervalverliezen in de aan- en afvoerleidingen als functie van de lengte van de gesloten leiding voor verschillende waarden van ϵ	116
Figuur 8.6	Translatiegolven in de aan- en afvoerleiding ten gevolge van een plotselinge verandering in debiet door de turbines	118
Figuur 8.7	Profiel van het dijklichaam	122
Figuur 9.1	Langsdoorsnede van een Kaplan bulb turbine	126
Figuur 9.2	Afmetingen van een Kaplan bulb turbine	132

Lijst van tabellen

Tabel 2.1	Gegevens over debieten bij Borgharen	16
Tabel 2.2	De stuwen in de Maas vanaf Luik	20
Tabel 2.3	Gegevens sluizencomplexen Born en Maasbracht	20
Tabel 2.4	Overzicht constructies in het Julianakanaal	22
Tabel 3.1	Waterstanden bij meetpunten in Maas, in m+NAP volgens 1981.0	30
Tabel 4.1	Afmetingen geschematiseerde dwarsprofiel	32
Tabel 4.2	Waarden voor Manning-coëfficiënt	34
Tabel 5.1	Waterstanden bij meetpunten in Maas in m+NAP, afgeleid uit tabel 3.1	40
Tabel 5.2	Waterstanden bij uitlaatpunten van alternatieven in Maas, afgeleid uit tabel 5.1	40
Tabel 5.3	Energie-opbrengst van een gemiddeld jaar	52
Tabel 5.4	Variatie in valhoogte	54
Tabel 5.5	Vaartijden voor klasse V schip met vaarsnelheid 9 km/uur	54
Tabel 5.6	Hinder voor scheepvaart bij aftap- en uitlaatpunt	56
Tabel 5.7	Ligging van de alternatieven ten opzichte van het winterbed van de Maas	56
Tabel 5.8	Jaarlijkse energie-opbrengst bij combinatie van alternatief 3 met alternatief 4, 5 of 6	58
Tabel 5.9	Looptijden over afstand van Borgharen-Dorp tot aan stuw bij Linne voor verschillende debieten	58
Tabel 5.10	Looptijden voor golf over afstand van uitlaatpunt waterkrachtcentrale tot aan waterkrachtcentrale Linne	60
Tabel 5.11	Looptijden voor golf afgelaten door waterkrachtcentrale bij Born (alternatief 3) tot aan waterkrachtcentrale bij Linne (bij continue energiewinning)	61
Tabel 5.12	Vergelijking van alternatieven	62
Tabel 6.1	Landelijk Basis Tarief per kwartaal in 1993 en 1994 in ct/kWh	68
Tabel 6.2	Vergoedingen bij optie 1, 2 en 3 in ct/kWh	68
Tabel 6.3	Afweging van lokatie	76
Tabel 6.4	Maximale piekdebiet dat bij een gegeven afvoer van de Maas in de ochtend- of avonduren afgelaten kan worden	78
Tabel 6.5	Jaaropbrengst (in gulden en GWh) van waterkrachtcentrale bij Maasbracht	84
Tabel 6.6	Vermogen dat geleverd wordt door waterkrachtcentrale bij Linne	86
Tabel 6.7	Jaaropbrengst (in gulden en GWh) van waterkrachtcentrale Linne	88
Tabel 7.1	Grondverzet voor aan- en afvoerleiding bij ligging maai- veld op NAP+23,50m en NAP+27,50m	94
Tabel 8.1	Waarden van de vernauwingscoëfficiënt C_c	112
Tabel 8.2	Aanbevolen waarden voor de ruwheidscoëfficiënt ϵ voor een gesloten leiding	114
Tabel 9.1	Debiet door één turbine Q_{tur} voor variërend toerental n	130

Samenvatting

In dit rapport is een onderzoek gedaan naar de mogelijkheden van het opwekken van energie met waterkracht in de omgeving van het Julianakanaal en de Grensmaas (Zuid-Limburg).

Het Julianakanaal is een scheepvaartkanaal dat water onttrekt aan de Maas benedenstrooms van Maastricht. Het huidige debiet door het Julianakanaal, ter grootte van $15 \text{ m}^3/\text{s}$, wordt gebruikt voor het schutten van schepen bij de sluizencomplexen bij Born en Maasbracht. Het gebruikte schutwater stroomt bij Maasbracht weer naar de Maas.

Op veel plaatsen bestaat een aanzienlijk verschil in waterniveau tussen het Julianakanaal en de Grensmaas. In het Julianakanaal zelf is een verschil in waterniveau aanwezig bij de sluizencomplexen van Born en Maasbracht.

Het doel van dit onderzoek is het bepalen van een geschikte lokatie voor een waterkrachtcentrale, het bepalen van het vermogen van deze centrale en het maken van een globaal ontwerp van de benodigde kunstwerken.

Om in het Julianakanaal energie te kunnen winnen met behulp van een waterkrachtcentrale zal een groter debiet door het kanaal moeten worden geleid.

Het toelaatbaar debiet wordt beperkt door de problemen die veroorzaakt worden door een verandering van de waterstanden in het Julianakanaal en de Maas. Door de toename van het verhang ontstaat een groter verval en daardoor verandert de waterstand. Na afweging van de verschillende belangen is bepaald dat het toelaatbaar debiet door het Julianakanaal $45 \text{ m}^3/\text{s}$ is. Het debiet door de sluizencomplexen bij Born en Maasbracht is gemiddeld over de week $15 \text{ m}^3/\text{s}$, zodat gemiddeld $30 \text{ m}^3/\text{s}$ beschikbaar is voor de waterkrachtcentrale.

Er zijn zes veelbelovend lijkende alternatieven gekozen en deze zes alternatieven zijn beoordeeld op een aantal criteria.

Vijf alternatieven maken gebruik van een niveauverschil tussen de waterstand in het Julianakanaal en de Maas. De waterkrachtcentrale onttrekt water aan het Julianakanaal en laat het water weer af op de Maas.

Eén van de zes alternatieven maakt echter gebruik van het niveauverschil bij het sluizencomplex Born. Door de waterkrachtcentrale wordt bovenstrooms van het sluizencomplex water onttrokken aan het Julianakanaal en dit water stroomt benedenstrooms van het sluizencomplex weer naar het Julianakanaal.

De criteria waarop de alternatieven zijn beoordeeld zijn: energie-opbrengst, variatie in valhoogte, invloed op de scheepvaart, ruimtegebruik en combinatiemogelijkheden.

De waterkrachtcentrale bij Maasbracht is het meest geschikte alternatief. Door de waterkrachtcentrale wordt bovenstrooms van het sluizencomplex Maasbracht water onttrokken aan het Julianakanaal. Het water stroomt door de waterkrachtcentrale uit in een grindplas en via deze grindplas naar de Maas. De jaarlijkse energie-opbrengst van de waterkrachtcentrale is 21,6 GWh.

Een combinatie van deze waterkrachtcentrale met een waterkrachtcentrale bij het sluizencomplex Born leidt tot een hogere energie-opbrengst. Beide alternatieven kunnen tegelijkertijd gerealiseerd worden, maar het is ook mogelijk de centrale bij Born op een later tijdstip te realiseren.

In dit rapport is de uitwerking beperkt tot de waterkrachtcentrale bij Maasbracht.

Indien water opgeslagen kan worden in een bekken, kan gedurende een paar uren op de dag een groter debiet door de waterkrachtcentrale geleid worden. Hierdoor wordt het mogelijk om tijdens de pieken van de electriciteitsvraag meer electriciteit op te wekken. In de uren dat de vraag naar electriciteit laag is kan het bekken opnieuw worden gevuld.

Onderzocht is wat de invloed van een bekken is op de jaarlijkse energie-opbrengst en op de geldelijke jaaropbrengst.

De jaarlijkse energie-opbrengst verkleint door de variatie van de waterstand in het bekken. De geldelijke jaaropbrengst is echter bij wateropslag in een bekken groter.

Door de aanleg van een bekken bij Maasbracht verandert ook de opbrengst van de enkele kilometers benedenstrooms gelegen waterkrachtcentrale bij Linne. Veranderingen in debiet door de waterkrachtcentrale bij Maasbracht zullen korte tijd later het debiet bij Linne veranderen. Het wordt dan mogelijk om ook piekdebieten door de waterkrachtcentrale bij Linne te leiden.

Het blijkt echter dat indien piekdebieten door de waterkrachtcentrale bij Maasbracht worden geleid de opbrengst van de waterkrachtcentrale Linne afneemt.

De waterkrachtcentrale bij Linne wordt bij grote debieten door de Maas stilgelegd. Tijdens de piekuren wordt een groter debiet door de waterkrachtcentrale bij Maasbracht geleid en daardoor is het debiet bij Linne tijdens de piekuren groter. De waterkrachtcentrale bij Linne wordt dan bij grote debieten door de Maas tijdens de piekuren stilgelegd, waardoor de opbrengst afneemt.

De aanleg van een bekken verhoogt de geldelijke opbrengst van de waterkrachtcentrale Maasbracht, maar niet voldoende om de aanleg en het onderhoud van het bekken te bekostigen.

Daarnaast is het bekken een obstakel in het landschap en in het winterbed van de Maas. Bij hoogwater gaat het ruimtebeslag van het bekken ten koste van het bergend en stroomvoerend oppervlak van de Maas. Het piekbeheer zorgt voor grote variaties in het debiet van de Maas. Deze debietvariaties zijn niet gewenst in verband met de ecologie en de bediening van de stuwen. Bij het constructieve ontwerp van de waterkrachtcentrale is daarom de mogelijkheid van een bekken buiten beschouwing gelaten.

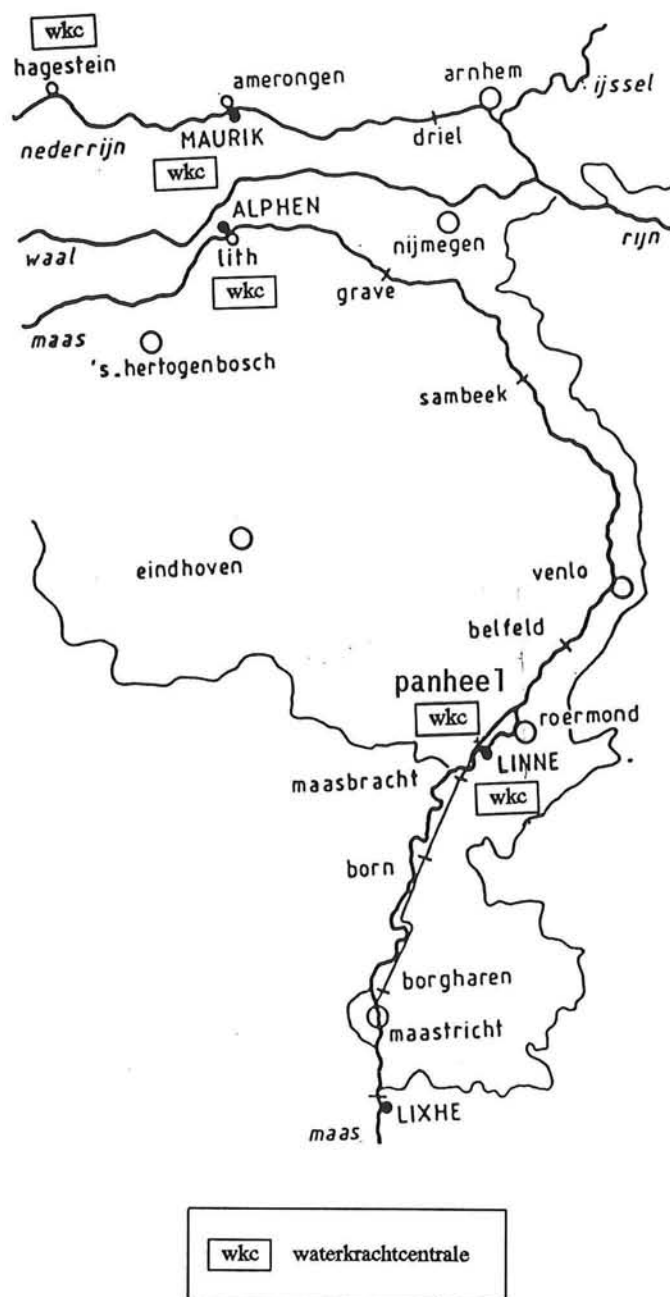
De ligging en oriëntatie van het inlaatpunt van de waterkrachtcentrale wordt bepaald door de toelaatbare stroomsnelheid voor de scheepvaart ten gevolge van dwarsstroom en de ligging van het maaiveld. Naar aanleiding van deze overwegingen is het inlaatpunt van de waterkrachtcentrale ongeveer 1000 m bovenstrooms van het sluizencomplex Maasbracht gekozen.

Het water wordt ingelaten door drie ondergedompelde inlaatopeningen die afgesloten kunnen worden met verticale wielschuiven.

Het water stroomt door drie gesloten aanvoerleidingen, met een lengte van 25 m, naar de turbinegebouwen. In de turbinegebouwen bevinden zich drie Kaplan bulb turbines met een diameter van 1,6 m.

De variatie in debiet kan het beste worden gevolgd met drie gelijke turbines. Het debiet door iedere turbine is $15 \text{ m}^3/\text{s}$.

Het water stroomt door de open afvoerleiding, met een lengte van 340 m, via de grindplas naar de Maas.



Figuur 1.1 Waterkrachtcentrales in Nederland

Met het toenemen van de energievraag in de Westerse landen en het schaarser worden van fossiele brandstoffen neemt de belangstelling voor alternatieve energiebronnen toe.

Waterkracht is één van de alternatieve energiebronnen die opnieuw in de belangstelling is komen te staan. Het benutten van waterkracht is niet nieuw in ons land. Sinds de middeleeuwen zijn er in Nederland honderden watermolens gebouwd in riviertjes in beken. De opgewekte energie werd ter plaatse gebruikt voor bijvoorbeeld het malen van graan en het zagen van hout. Waterkracht is in ons land tot nu toe vrij weinig gebruikt voor het opwekken van electriciteit.

Het voordeel in vergelijking met thermische centrales is dat waterkrachtcentrales geen luchtverontreiniging en geluidsoverlast veroorzaken. Er zijn geen schaarse brandstoffen nodig als kolen, olie of gas. Waterkrachtcentrales hebben echter wel andere negatieve effecten op de omgeving. Het zuurstofgehalte in het water kan afnemen doordat er minder water over een nabijgelegen stuw stroomt. De visstand verslechtert doordat er vissen worden vernalen in de turbines.

Een waterkrachtcentrale heeft relatief lage exploitatiekosten en de centrale kan in korte tijd opgestart worden en tot vollast belast worden.

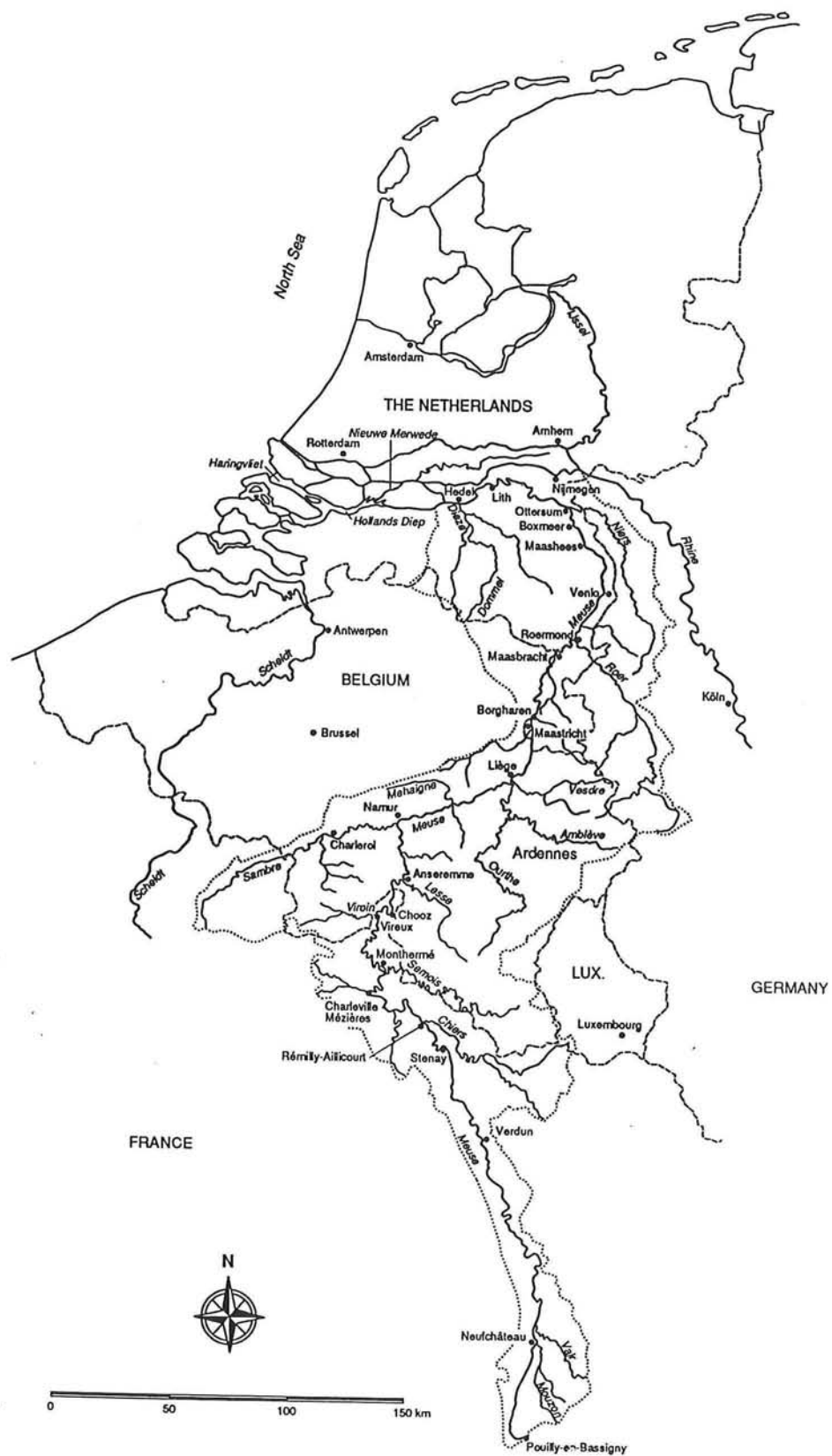
Het grootste deel van Nederland is vrij vlak en daarom is er dus weinig valhoogte beschikbaar voor de opwekking van energie. In Nederland zijn tot nu toe vier centrales van enige omvang gebouwd (zie figuur 1.1):

- bij Hagestein in de Lek (1,8 MW)
- bij Maurik in de Nederrijn (10 MW)
- bij Linne in de Maas (11,5 MW)
- bij Alphen in de Maas (14 MW)

Deze centrales maken alle gebruik van het kunstmatig verval bij stuw- en sluizencomplexen.

Ter hoogte van het Julianakanaal heeft de Maas een groot verhang. Bovendien bevinden zich in het Julianakanaal enkele kunstwerken die op een gunstige manier voor waterkracht gebruikt kunnen worden.

In dit rapport wordt de mogelijkheid onderzocht om energie te winnen uit het Julianakanaal en er wordt een begin gemaakt met het ontwerpen en dimensioneren van de benodigde constructies.



Figuur 2.1 Stroomgebied Maas (Berger, [2])

2.1 Maas vanaf Luik

2.1.1 Inleiding

De Maas heeft een lengte van 874 km vanaf de bron in Frankrijk tot aan de uitmonding in het Hollands Diep (figuur 2.1). De grootte van het stroomgebied is 33.000 km². In bijlage A, tabel 2.1 en in de figuren 3.1 en 3.2 worden enkele gegevens verstrekt over de debieten door de Maas bij Borgharen.

De Maas is een regenrivier en heeft daarom een grote variatie in debiet. Dit is duidelijk te zien aan het verloop van het debiet door de Maas in het jaar 1974 (figuur 2.2). Door de droge zomer in dit jaar is er een groot verschil tussen het debiet in de winter en in de zomer.

De zijrivieren in de Ardennen reageren snel op grote neerslag, wat als resultaat heeft dat het waterniveau snel kan stijgen. Dit levert vooral problemen op in de gebieden waar de Maas verhoudingsgewijs een klein dwarsprofiel heeft. Wateroverlast is dan ook niet zeldzaam.

In een droge periode bestaat de kans dat de Maas niet aan alle waterbehoeften kan voldoen. Er wordt water aan de Maas onttrokken ten behoeve van de scheepvaart (Julianakanaal), landbouw, industrie en drinkwatervoorziening. Ten behoeve van de ecologie dient er minimaal 10 m³/s door de Grensmaas (figuur 2.4) te stromen.

2.1.2 Stuwen

In een groot gedeelte van de Maas worden de waterstanden kunstmatig verhoogd met behulp van stuwen (figuur 2.3). De stuwen zijn aangelegd om de rivier beter bevaarbaar te maken voor de scheepvaart. De stuwen reguleren het waterpeil bovenstrooms van de stuw. Er kan een vrijwel constant waterpeil worden gehandhaafd waardoor de Maas vrijwel het hele jaar toegankelijk is voor schepen met een grotere diepgang.

De regulering van het waterpeil kan bovendien voordelig werken bij het onttrekken van water en bij de winning van energie door middel van waterkracht. Door de aanleg van de stuw kan in het bovenstrooms gelegen stuwpond water worden opgeslagen ten behoeve van drinkwatervoorziening en industriële watervoorziening. Nadelen van een stuw kunnen zijn dat zij een obstakel vormen voor de scheepvaart en dat door de verhoging van het bovenstroomse waterpeil de grondwaterstand verandert en de oeververdedigingen aan het nieuwe peil dienen te worden aangepast. Bovendien verandert de bodemligging.

In tabel 2.2 wordt een overzicht gegeven van de stuwen benedenstrooms van Luik.

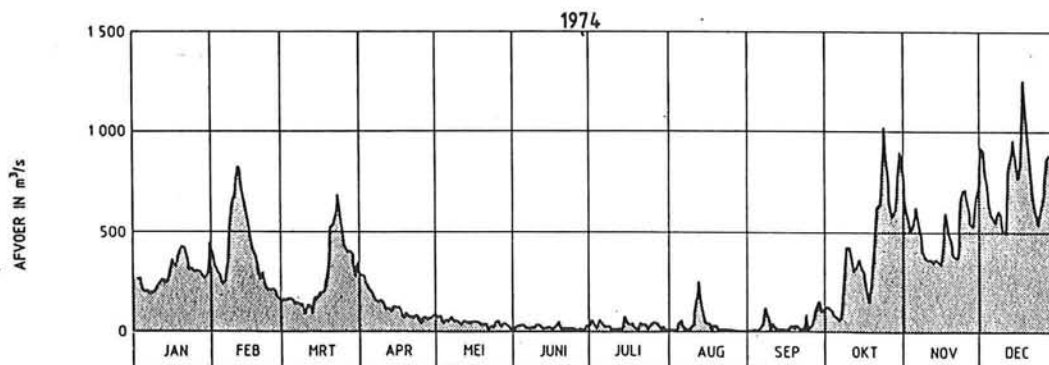
In een droge periode worden de stuwen gesloten om het streefpeil zoveel mogelijk te kunnen handhaven. Er zal echter altijd water door de stuwen lekken. De stuw bij Borgharen blijft zo lang mogelijk enigszins geopend om water door te laten naar de Grensmaas zodat de ecologie zo min mogelijk schade toegebracht wordt. De stuw bij Borgharen wordt zelden helemaal gesloten. Het handhaven van het stuwpeil om de Maas bovenstrooms van de stuw bevaarbaar te houden heeft echter een grotere prioriteit dan het doorlaten van 10 m³/s om de ecologie in de Grensmaas te sparen.

Tabel 2.1 Gegevens over debieten bij Borgharen (Tienjarig overzicht der waterhoogten 1971-1980, [22])

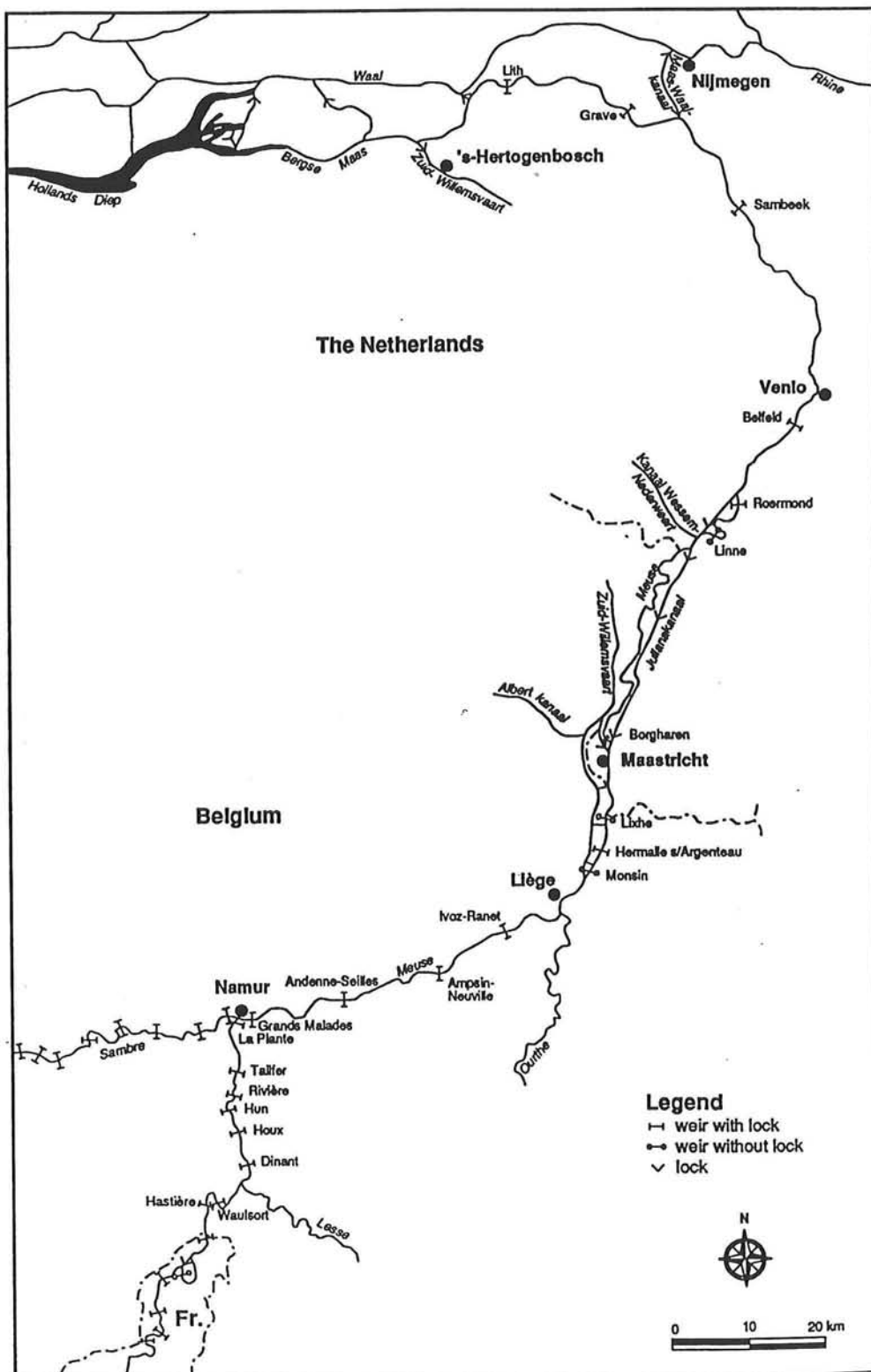
algemene gegevens	
afvoer Borgharen	
gemiddelde overschrijdings- frequentie in toppen per jaar (periode 1911-1985), c.q. ken- merkende afvoeren	afvoer in m ³ /s
8.10 ⁻⁴ maatgevende waarde	3650
hoogste bekende afvoer 1 jan 26	3000
10 ⁻²	2800
10 ⁻¹	2000
5.10 ⁻¹ grensafvoer	1450
1	1200
gem. afvoer	230
gem. zomerafvoer	110
laagste bekende afvoer	0

Een bespreking van de maatgevende waarde (= afvoer) en de overschrijdings-
frequentielijn (1911-1985) van afvoertoppen Borgharen (zie ook Afd. IV), is
gegeven in de Toelichting (Afd. T).
Hoogste bekende ijsvrije afvoer, gemeten bij dit peilmeetstation, 3000 m³/s op
1 jan 1926.

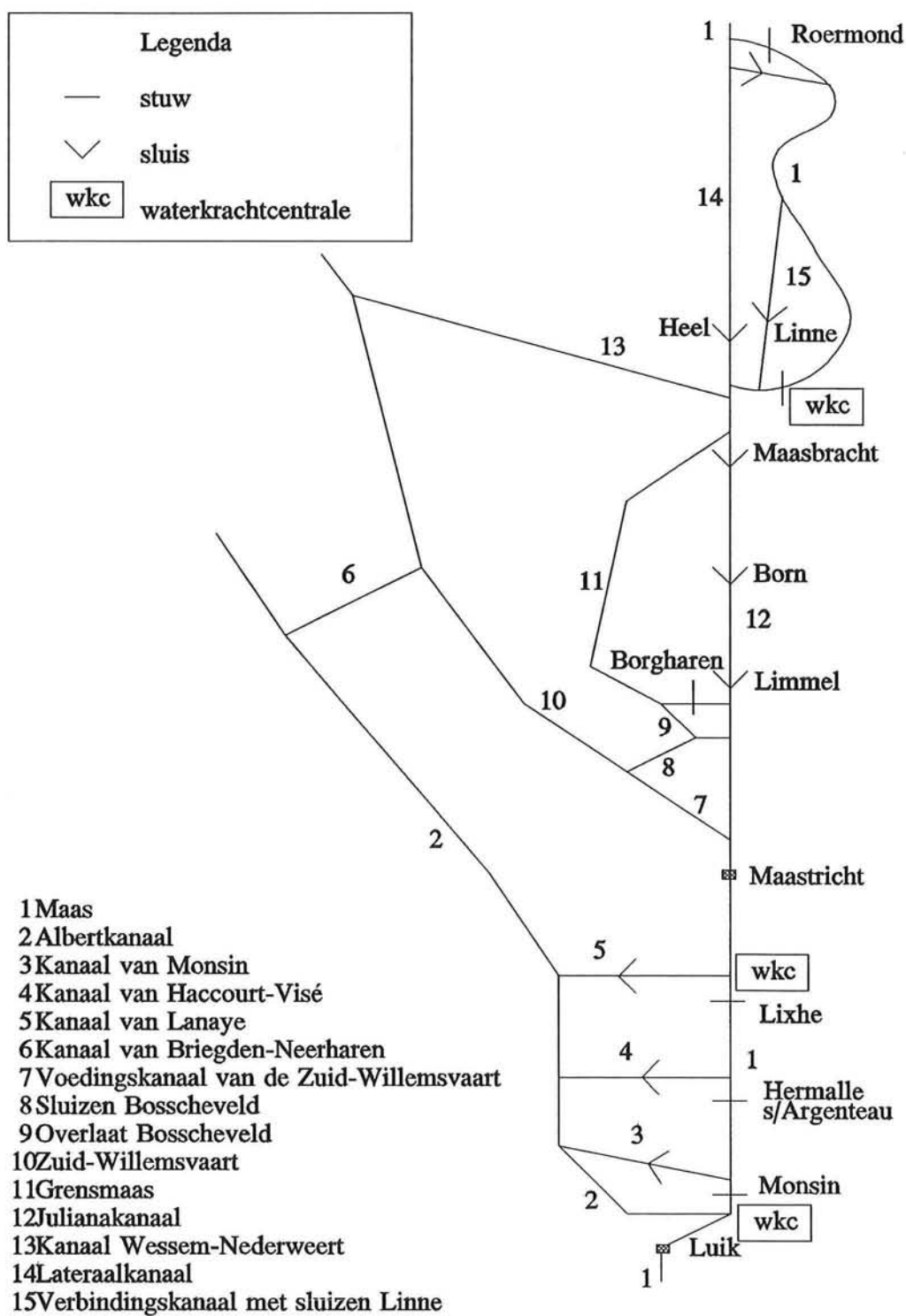
welke
afvoer is?



Figuur 2.2 Verloop van het debiet van de Maas in 1974, gemeten te Borgharen (Tienjarig overzicht der waterhoogten 1971-1980, [22])



Figuur 2.3 Overzicht stuwen in de Maas (Berger, [2])



Figuur 2.4 Schematische weergave van de waterwegen tussen Luik en Roermond (niet op schaal)

2.1.3 Beschrijving stroomgebied vanaf Luik

In deze paragraaf wordt voornamelijk aandacht besteed aan het stroomgebied van de Maas in de omgeving van het Julianakanaal en aan de aspecten die van belang zijn voor een waterkrachtcentrale.

Benedenstrooms van Luik wordt er door het Albertkanaal water onttrokken aan de Maas (figuur 2.4).

Om te beoordelen of de Maas aan de waterbehoeften kan voldoen wordt meestal uitgegaan van het debiet bij Monsin. Bovenstrooms van het meetpunt Borgharen-Dorp (bij Borgharen) wordt op diverse plaatsen water onttrokken aan de Maas. De Maas bij Borgharen-Dorp ontvangt dus maar een deel van het debiet bij Monsin. Als het debiet bij Monsin groter is dan $50 \text{ m}^3/\text{s}$ stroomt er ongeveer $20 \text{ m}^3/\text{s}$ van de Maas, bovenstrooms van Monsin, naar het Albertkanaal. Een deel hiervan stroomt via een aantal kanalen nog bovenstrooms van Maastricht weer terug naar de Maas. Als het debiet bij Monsin lager is dan $50 \text{ m}^3/\text{s}$ kan er niet aan alle waterbehoeften worden voldaan (scheepvaart, landbouw, industrie, drinkwatervoorziening en ecologie).

De Maas en het Albertkanaal worden tot aan Maastricht door drie scheepvaartkanalen met elkaar verbonden: het kanaal van Monsin, het kanaal van Haccourt-Visé en het kanaal van Lanaye. Het water dat door deze kanalen stroomt is benodigd voor het schutten van de schepen.

Het Albertkanaal is verder stroomafwaarts verbonden met de Zuid-Willemsvaart door het kanaal van Briegden-Neerharen.

Tussen Luik en Maastricht wordt de Maas gevoed door de zijrivieren de Berwinne, de Voer en de Jeker.

Bovenstrooms van Maastricht, in het Belgische deel van de Maas, bevindt zich bij Lixhe een waterkrachtcentrale die benedenstrooms een duidelijke merkbare invloed op de waterstanden en de debieten heeft. Een turbine in deze centrale staat aan of uit en het is niet mogelijk om het debiet door de turbines buiten deze twee standen te regelen. Dit heeft tot gevolg dat als deze centrale in werking is het debiet door de waterkrachtcentrale bij Lixhe een veelvoud is van het debiet door één turbine. De centrale bij Lixhe heeft vier turbines met ieder een capaciteit van ongeveer $90 \text{ m}^3/\text{s}$. Bij grotere debieten door de Maas of indien de centrale niet in werking is stroomt het water over de nabij gelegen stuw.

Benedenstrooms van Maastricht wordt het water verdeeld over vier waterwegen (figuur 2.4).

- Het voedingskanaal van de Zuid-Willemsvaart. Door een verdrag met België is Nederland verplicht $14 \text{ m}^3/\text{s}$ naar de Zuid-Willemsvaart af te laten.
- Het kanaal met de sluizen Bosscheveld. Dit kanaal vormt de scheepvaartverbinding tussen de Maas en de Zuid-Willemsvaart. Bij grote debieten door de Maas wordt een deel van het debiet via de overlaat Bosscheveld naar de Grensmaas geleid.
- Het Julianakanaal. Er stroomt ongeveer $15 \text{ m}^3/\text{s}$ door het Julianakanaal. Bij Maasbracht stroomt het water van het Julianakanaal weer uit in de Maas.
- De Maas. Het overige water stroomt over de stuw bij Borgharen door de Maas. Benedenstrooms van Borgharen vormt de Maas de grens tussen België en Nederland en wordt daar dan ook de Grensmaas genoemd. In de Grensmaas bevinden zich geen stuwen. De stroomsnelheid kan in dit deel van de Maas vrij hoog zijn door het grote verhang ($4 \cdot 10^{-4}$). Tussen Borgharen en Maasbracht wordt de Grensmaas gevoed door een aantal kleine zijrivieren: de Geul, de Geleenbeek, de Bosbeek, de Itterbeek en de Abeek.

Het verhang neemt benedenstrooms van Maasbracht af tot $1 \cdot 10^{-4}$. Benedenstrooms van Maasbracht bevindt zich het kanaal Wessem-Nederweert (figuur 2.4), dat een verbinding vormt tussen de Zuid-Willemsvaart en de Maas. Voor

Tabel 2.2 De stuwen in de Maas vanaf Luik (Berger, [2])

kmr ⁽¹⁾	Stuw	Q _{wkc} ⁽²⁾	Q _{str} ⁽³⁾	H _{stuw} ⁽⁴⁾
603	Monsin	450		
610	Hermalle s/Argenteau	-		
617	Lixhe	360		
630	Borgharen	-	1200	NAP+44,05m
684	Linne	400	1100-1200	NAP+20,90m
697	Roermond	-	800	NAP+16,85m
714	Belfeld	-	700	NAP+14,10m
760	Sambeek	-	800-1000	NAP+10,75m
787	Grave	-	1000	NAP+7,60m
812	Lith	450	1000	NAP+4,90m

⁽¹⁾ Afstand in kilometers vanaf de bron.
⁽²⁾ Maximaal debiet door waterkrachtcentrale (m³/s).
⁽³⁾ Debiet waarbij stuw gestreken wordt (m³/s).
⁽⁴⁾ Stuwpeil dat bij stuw gehandhaafd wordt.

Tabel 2.3 Gegevens sluizencomplexen Born en Maasbracht (Rijkswaterstaat Limburg)

Sluizencomplex	Born	Maasbracht
Aantal sluizen	2	3
Lengte (m)	142	142
Breedte (m)	16	16
Niveau benedenstroomse drempel	NAP+28,65m	NAP+16,80m
Niveau bovenstroomse drempel	NAP+40,00m	NAP+24,75m
Bovenstrooms peil	NAP+44,05m	NAP+32,65m
Benedenstrooms peil	NAP+32,65m	NAP+20,90m
Verval (m)	11,40	11,75
Inhoud kolkbeweging (m ³)	25.900	26.700
Vul/leegtijd (minuten)	10	10

het grootste deel van het jaar wordt er door dit kanaal 1 m³/s op de Maas afgelaten. In droge perioden kan dit echter een onttrekking worden van 2 m³/s.

Verder stroomafwaarts wordt het water verdeeld over twee vaarwegen, het Lateraalkanaal met de sluizen bij Heel en een kanaal met de sluizen bij Linne, en de Maas zelf. Bij Linne bevindt zich in de Maas een stuw met een waterkrachtcentrale.

In Roermond stroomt het water van de Roer uit in de Maas. Stroomafwaarts van de stuw bij Roermond komt het Lateraalkanaal weer uit in de Maas.

In de verdere loop van de Maas bevinden zich nog stuwen bij Belfeld, Sambeek, Grave en Lith (figuur 2.3). De stuw bij Lith is gecombineerd met een waterkrachtcentrale.

Vervolgens stroomt het water van de Maas uit in het Hollands Diep.

2.2 Julianakanaal

2.2.1 Inleiding

Het Julianakanaal (bijlage B) werd voltooid in 1935.

Bij Elsloo doorsnijdt het kanaal een hoger gelegen gebied en ligt het kanaal in ingraving. Het kanaal ligt verder grotendeels in ophoging.

Doel van de aanleg van dit kanaal was een goede verbinding voor de scheepvaart te realiseren met de steenkoolmijnen in Zuid-Limburg. Na het sluiten van de steenkoolmijnen wordt er vooral zand en grind getransporteerd.

Sinds de ingebruikstelling van het Julianakanaal is de omvang van de scheepvaart in de Grensmaas aanzienlijk verminderd.

Het Julianakanaal is een vaarweg die geschikt is voor klasse V schepen. De afmetingen van een klasse V schip zijn (Bouwmeester, [5]):

- lengte 95,00 m
- breedte 11,50 m
- diepgang 2,70 m
- hoogte ledig 6,70 m
- laadvermogen 2000 ton

2.2.2 Kanaalindeling

In het Julianakanaal bevinden zich drie sluizencomplexen: bij Limmel, bij Born en bij Maasbracht.

De sluizen bij Limmel staan bijna het gehele jaar open. Slechts bij hoge waterstanden in de Maas worden de sluizen gesloten. Deze situatie komt gemiddeld 3 à 4 dagen per jaar voor. Het kanaalpand bovenstrooms van Born staat dus in normale omstandigheden in open verbinding met de gekanaliseerde Maas bij Maastricht. Indien de sluizen bij Limmel geopend zijn wordt de waterstand bovenstrooms van het sluizencomplex Born dus gereguleerd door de stuw bij Borgharen. Bij Borgharen wordt een stuwpeil gehandhaafd van NAP+44,05m.

Bovenstrooms van het sluizencomplex Maasbracht is het kanaalpeil NAP+32,65m. De waterstand varieert in de praktijk tussen NAP+32,40m en NAP+32,85m. De waterstand benedenstrooms van de sluizen bij Maasbracht wordt gereguleerd door de stuw bij Linne. Bij Linne wordt een stuwpeil gehandhaafd van NAP+20,90m.

Aanvaardbare afwijkingen van de stuwpeilen bij Borgharen en Linne zijn een verhoging van de waterstand van 0,10 m en een verlaging van de waterstand van 0,15 m. De stuwpeilen van de stuwen bij Borgharen en Linne kunnen

Tabel 2.4 *Overzicht constructies in het Julianakanaal (Wegwijzer voor de binnenscheepvaart, [23])*

km ⁽¹⁾	Constructie
0	Voorhaven van de schutsluizen te Limmel
0,8	Schutsluizen te Limmel
1,1	Aanlegplaats
2,1	Haven (particulieren)
2,6	Beatrixhaven (gemeente Maastricht)
2,9	Vaste brug bij Itteren, hoogte NAP + 51,35m
3,6	Duiker
4,7	Vaste brug bij Bunde, hoogte NAP + 51,33m
7,0	Vaste brug bij Geulle, hoogte NAP + 51,70m
7,1	Duiker
9,9	Duiker
10,4	Vaste brug bij Elsloo, hoogte NAP + 51,70m
11,4	Vaste brug in RW A76 nabij Elsloo, hoogte NAP + 51,29m
12,9	Vaste brug bij Stein, hoogte NAP + 51,46m
13,3	Haven te Stein (particulieren)
13,7	Overlaadhaven (particulieren)
14,9	Duiker
15,4	Haven
15,5	Vaste brug bij Urmond, hoogte NAP + 51,65m
16,3	Hoogspanningslijn, hoogte NAP + 62,20m
17,0	Vaste brug bij Berg, hoogte NAP + 51,71m
18,9	Vaste brug bij Obbicht, hoogte NAP + 51,45m
20,0	Hoogspanningslijn, doorvaartheogte NAP + 69m
20,8	Sluizencomplex te Born, over benedenhoofd vaste brug met hoogte NAP + 40,11m, over benedenhoofd oude sluis vaste brug met hoogte NAP + 39,60m, diepte bovendrempel NAP + 40,00m
22,0	Berghaven te Schipperskerk
22,8	Overlaadhaven te Born (NS),
23,2	Franciscushaven (gemeente Born)
23,4	Vaste brug bij Illikhoven, hoogte NAP + 39,97m
26,1	Vaste brug bij Roosteren, hoogte NAP + 40,06m
28,0	Duiker
29,4	Zwaaiplaats $\varnothing$ 150 m
29,6	Vaste brug bij Echt, hoogte NAP + 39,88m
29,7	Haven (gemeente Echt)
30,9	Duiker
32,1	Hoogspanningslijn, doorvaartheogte NAP + 57,50m
32,2	Hoogspanningslijn, doorvaartheogte NAP + 57,65m
33,6	Voorhaven drielingsluis te Maasbracht
33,9	Drielingsluis te Maasbracht, vaste brug over het benedenhoofd met hoogte NAP + 30,65m, diepte bovendrempel NAP + 24,75m, diepte benedendrempel NAP + 16,80m
34,1	Voorhaven
34,7	Wachthaven
35,3	Industriehaven (gemeente Maasbracht)
35,6	Lighaven
36,2	Vaste brug in de rijksweg A2 Eindhoven-Maastricht
36,5	Ontgrinding Molengriend, afgesloten door pontonbrug
36,8	Einde Julianakanaal

⁽¹⁾ aantal kilometer vanaf begin Julianakanaal

echter aanzienlijk onderschreden worden als de stuwen in verband met ijsgang gestreken worden. Bij hoogwater kunnen de stuwpeilen aanzienlijk overschreden worden.

De sluizen bij Born en Maasbracht worden 24 uur per dag bediend. De afmetingen van de sluizen zijn gegeven in tabel 2.3.

Voor een overzicht van de constructies die zich in het Julianakanaal bevinden wordt verwezen naar tabel 2.4.

2.2.3 Dwarsprofiel

Het dwarsprofiel varieert over de lengte van het kanaal. Voor gegevens over de dwarsprofielen wordt verwezen naar de figuren 2.5 t/m 2.8.

Het Julianakanaal is op goed waterdoorlatende grond gelegen en daarom is over de gehele lengte van het kanaal een waterdichte laag aangebracht. Over het algemeen bestaat deze laag uit vette klei van 0,60 à 0,80 m dikte. Hierover bevindt zich een grindlaag van ongeveer 0,40 m dikte ter bescherming van de kleilaag. Bij latere verbredingswerkzaamheden en oeververhogingen is een asfaltlaag van ongeveer 0,12 m dikte toegepast.

Tussen Limmel en Born variëren de dijkhoogten ongeveer van NAP+45,50 m tot NAP+47,90m. De dijkhoogten tussen Born en Maasbracht variëren ongeveer van NAP+33,80m tot NAP+34,50m.

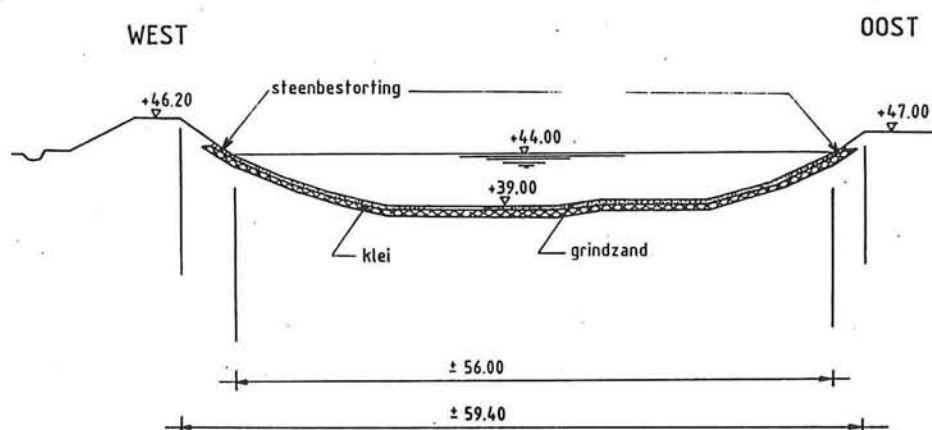
2.2.4 Waterdoorvoer

Momenteel is het debiet in het Julianakanaal gemiddeld $15 \text{ m}^3/\text{s}$. Het debiet in het Julianakanaal wordt gemeten met behulp van de akoestische debietmeter bij Bunde. Het huidige debiet door het Julianakanaal is benodigd voor het schutten van schepen door de sluizencomplexen bij Born en Maasbracht. Bij het legen van één van de twee schutkolken van het sluizencomplex Born stroomt er 25.900 m^3 water naar het benedenstroomse kanaalpand in een tijdsduur van 10 minuten. Dit veroorzaakt een gemiddeld debiet van ongeveer $45 \text{ m}^3/\text{s}$ en een stroomsnelheid van ongeveer $0,14 \text{ m/s}$ in het kanaaldeel Born-Roosteren. In het kanaaldeel Limmel-Born veroorzaakt dit een stroomsnelheid van ongeveer $0,21 \text{ m/s}$.

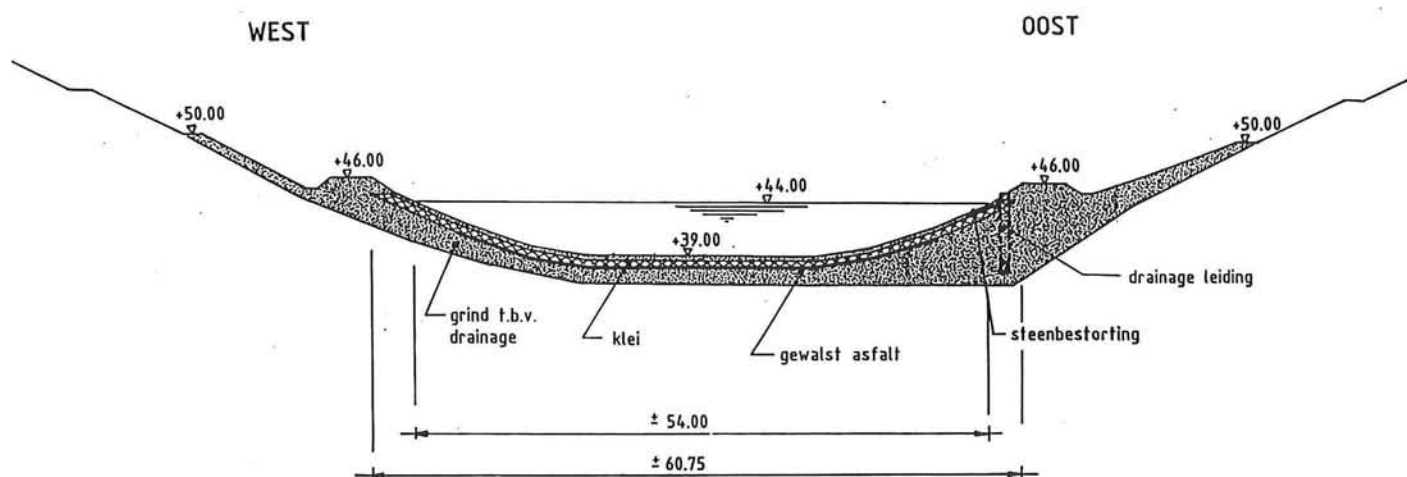
Er wordt $1,5 \text{ m}^3/\text{s}$ aan het Julianakanaal onttrokken door de DSM-fabriek gelegen tussen Sittard en Geleen. Dit water wordt weer geloosd in de Grensmaas via de Ur.

Tijdens een droge periode kan soms niet aan de waterbehoefte van het Julianakanaal voldaan worden. Er worden dan bij Born en Maasbracht pompen in werking gesteld die het water vanuit het lager gelegen naar het hoger gelegen kanaalpand pompen. Bovendien wordt het benodigd debiet voor de sluizen zoveel mogelijk beperkt door sparend te schutten.

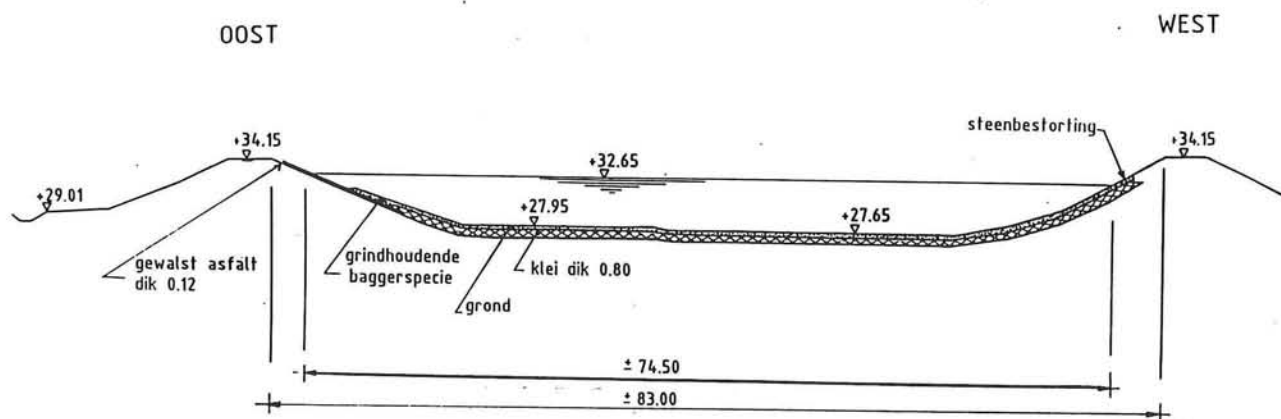
Om energie te kunnen winnen met behulp van een waterkrachtcentrale moet er een groter debiet door het Julianakanaal worden geleid. In hoofdstuk 4 wordt bepaald hoe groot het toelaatbaar debiet is dat door het Julianakanaal geleid kan worden.



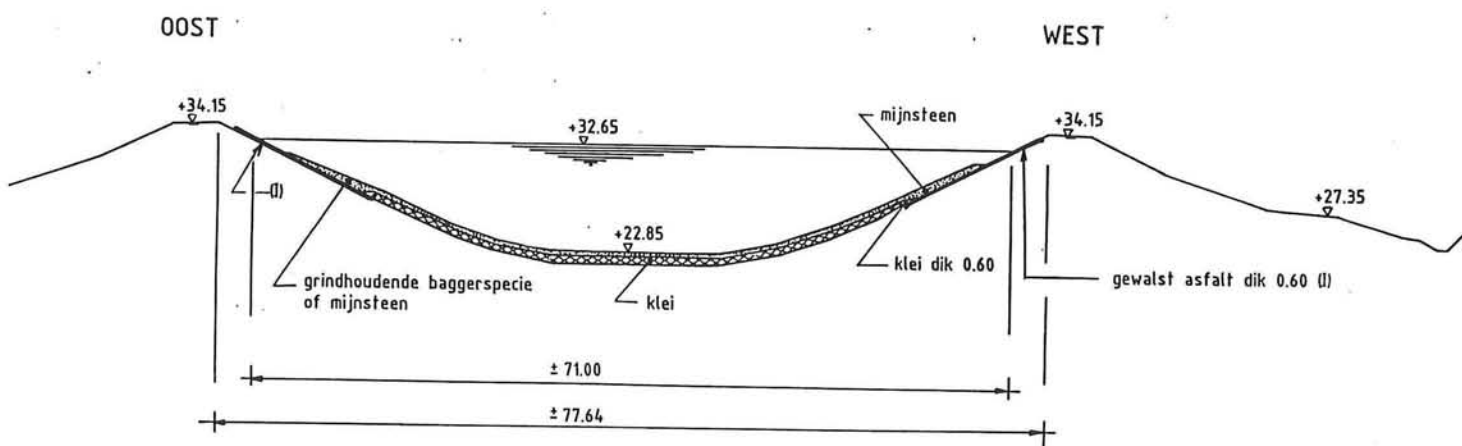
Figuur 2.5 Dwarsprofiel Julianakanaal: Kanaaldeel Limmel-Born, kmr 1,400 (Rijkswaterstaat Limburg)



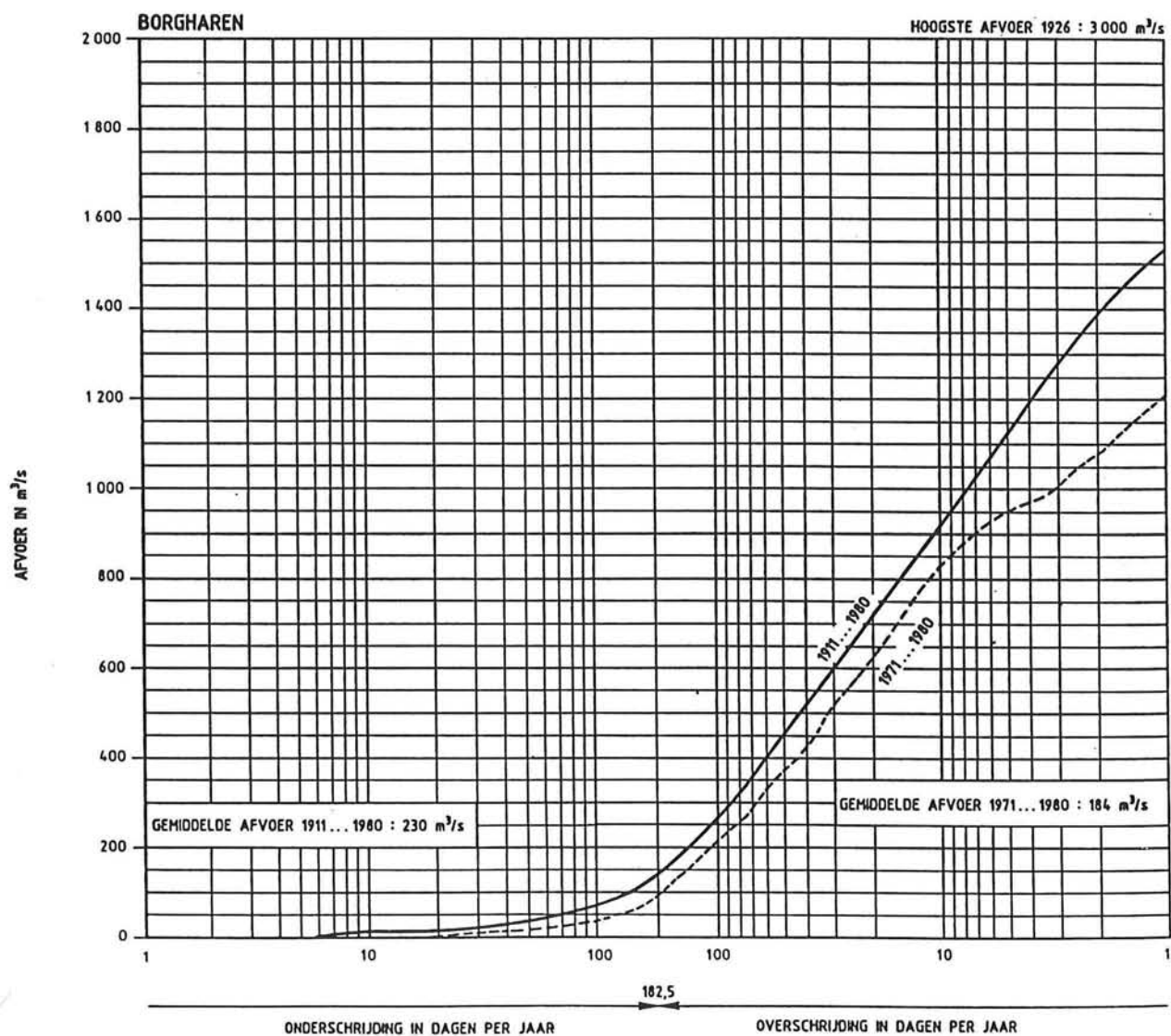
Figuur 2.6 Dwarsprofiel Julianakanaal: Bocht bij Elslloo, kmr 10,000-11,550 (Rijkswaterstaat Limburg)



Figuur 2.7 Dwarsprofiel Julianakanaal: Kanaaldeel Born-Roosteren, kmr 25,900 (Rijkswaterstaat Limburg)



Figuur 2.8 Dwarsprofiel Julianakanaal: Kanaaldeel Roosteren-Maasbracht, kmr 31,600 (Rijkswaterstaat Limburg)



raw gekleurd

Figuur 3.1 Vergelijking afvoerduurlijn 1971-1980 met veeljarig gemiddelde, gemeten te Borgharen (Tienjarig overzicht der waterhoogten 1971-1980, [22])

3.1 Inleiding

Een mogelijke lokatie om energie te winnen uit de Maas bevindt zich in de omgeving van de Grensmaas en het Julianakanaal. In het Julianakanaal bevinden zich twee sluizencomplexen, bij Born en bij Maasbracht, die een verschil in waterniveau van respectievelijk 11,40 m en 11,75 m voor de scheepvaart overbruggen. Ook is er op sommige plaatsen een aanzienlijk verschil in waterniveau tussen het Julianakanaal en de Grensmaas (zie bijlage C).

3.2 Probleemstelling

Op wat voor manier kunnen de verschillen in waterniveau gebruikt worden voor het opwekken van energie?

3.3 Doelstelling

Het bepalen van een geschikte lokatie voor een waterkrachtcentrale, het bepalen van het vermogen van deze centrale en het maken van een globaal ontwerp van de kunstwerken die nodig zijn voor de energiewinning.

3.4 Randvoorwaarden bij het onderzoek

- Debieten

In de figuren 3.1 en 3.2 en in bijlage A worden gegevens verstrekt over de debieten bij Borgharen.

In figuur 3.1 wordt aangegeven hoeveel dagen per jaar een debiet bij Borgharen wordt onder- of overschreden.

In figuur 3.2 wordt per kalendermaand aangegeven welk percentage van de tijd het debiet wordt onderschreden.

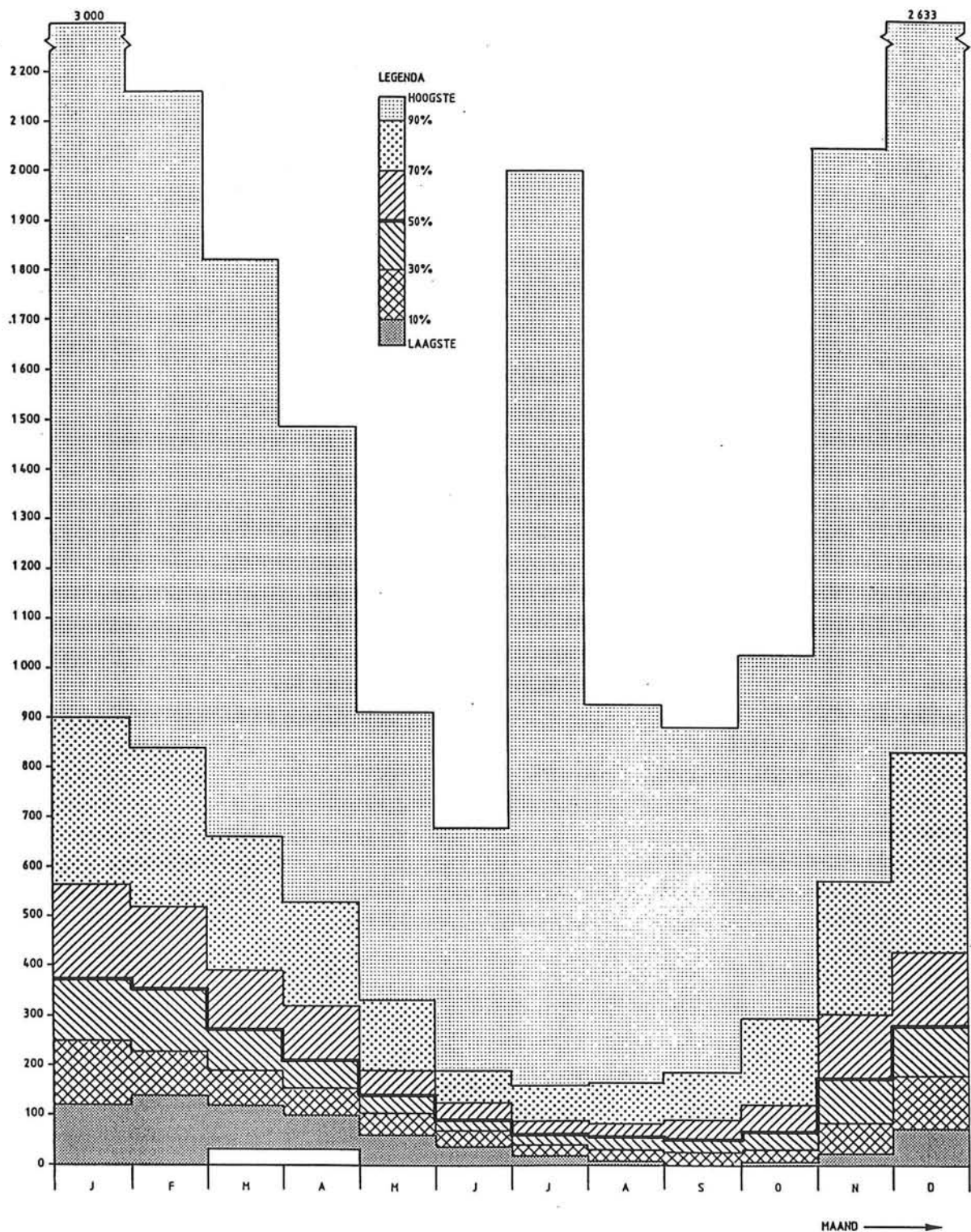
In bijlage A wordt per kalendermaand het gemiddeld aantal dagen gegeven dat het debiet wordt overschreden.

- Waterstanden (zie bijlage C)

In tabel 3.1 is een overzicht gegeven van de waterstanden gemeten bij enkele meetpunten in de Grensmaas. De kilometeraanduiding geeft de afstand aan vanaf de voormalige stuw bij Visé. Bij kmr 68,6 gaat de tot daar toe gevolgde zuidelijke kilometrering over in de noordelijke kilometrering. Bij dit punt begint de noordelijke kilometrering met kmr 67,0, waardoor een verschil tussen de noordelijke en de zuidelijke kilometrering optreedt van 1,6 km.

Bij de meting van de waterstanden in tabel 3.1 werd bij Linne een stuwpeil gehandhaafd van NAP+20,80m. Het huidige stuwpeil is NAP+20,90m. Bij grote debieten en bij meetpunten ver bovenstrooms van de stuw bij Linne heeft deze wijziging van het stuwpeil geen invloed. De wijziging heeft wel invloed op enkele waterstanden aangegeven in tabel 3.1. Deze waterstanden dienen met 0,10 m verhoogd te worden tot NAP+20,90m.

Het deel van het Julianakanaal bovenstrooms van het sluizencomplex Born



Figuur 3.2 Onderschrijdingsfrequentie per maand van de 8h afvoeren te Borgharen, 1911-1980 (Tienjarig overzicht der waterhoogten 1971-1980, [22])

Wat zijn 8h afvoeren?

staat vrijwel het grootste deel van het jaar in open verbinding met de Maas. De waterstand in dit deel van het Julianakanaal wordt bepaald door de waterstand in de Maas aan het begin van het Julianakanaal. Alleen bij extreem hoge waterstanden, gemiddeld 3 à 4 dagen per jaar, worden de sluizen bij Limmel gesloten en wordt de waterstand in het kanaalpand Limmel-Born niet beïnvloed door de waterstand in de Maas. Het begin van het Julianakanaal ligt 200 m bovenstrooms van de stuw bij Borgharen waar een stuwpeil gehandhaafd wordt van NAP+44,05m. Aan het begin van het Julianakanaal is de waterstand dus ongeveer NAP+44,05m. Het kanaalpeil in het kanaalpand Born-Maasbracht is NAP+32,65m. De waterstand varieert van NAP+32,40m tot NAP+32,85m. (Rijkswaterstaat, mondeling overleg met Berger).

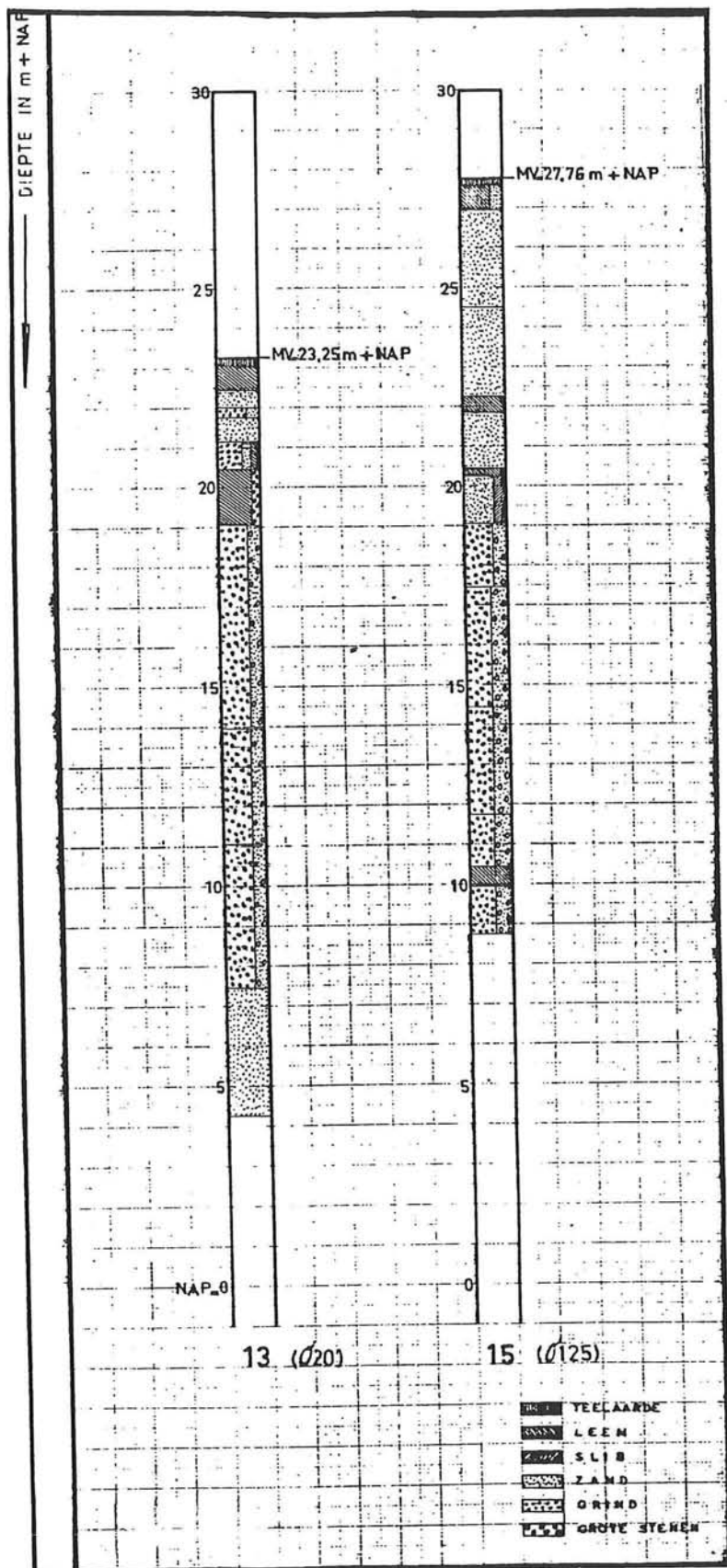
- Grondgegevens omgeving Born en Maasbracht
Aan de oppervlakte bevinden zich op sommige plaatsen fijne, slibhoudende zanden en op andere plaatsen jonge rivierafzettingen (zeer fijn kleiig zand). Hieronder bevinden zich overwegend middelkorrelige tot grove zanden met grind en keien. Plaatselijk verschijnt deze laag aan de oppervlakte. (Geologische kaart, [27])
In figuur 3.3 is aan een grondboring te zien wat voor grondsoorten zich bevinden in de omgeving van Maasbracht.
- Schutverliezen
De hoeveelheid water die door de sluizen van Born en Maasbracht afgelaten wordt varieert gedurende de week. Gemiddeld over een week bedraagt het schutverlies van de sluizen 15 m³/s (Rijkswaterstaat, mondeling overleg met Berger).

3.5 Uitgangspunten

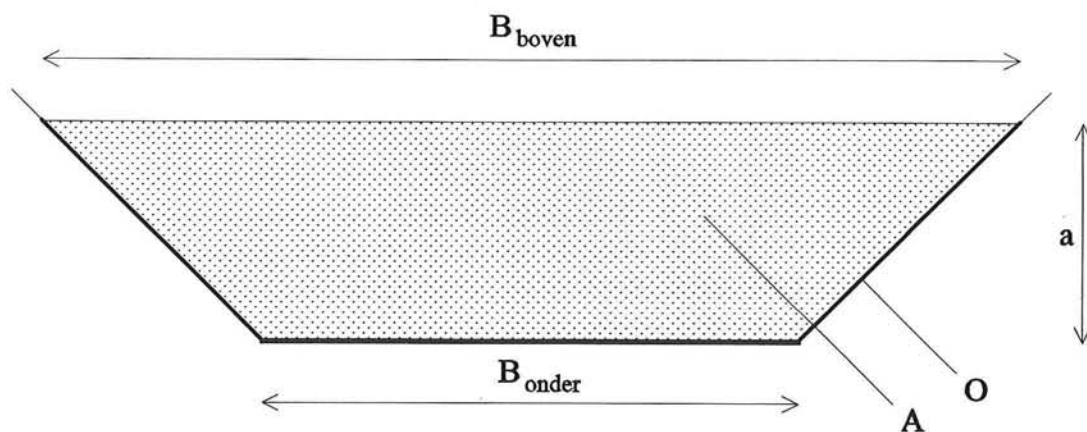
- Er moet zoveel mogelijk rekening gehouden worden met de ecologische situatie en de toekomstige natuurontwikkeling in de Grensmaas. Om de ecologie zo min mogelijk te schaden wordt van het volgende waterbeheer uitgegaan:
 - variaties in debiet in de Grensmaas dienen hooguit 25% per uur te bedragen (Rijkswaterstaat, notities aan NOVEM, [19])
 - het debiet door de Grensmaas bij Borgharen moet minimaal 10 m³/s zijn (Rijkswaterstaat, mondeling overleg met Berger)
- De scheepvaart dient zo min mogelijk gehinderd te worden. Dit leidt tot de volgende uitgangspunten:
 - momenteel is het grootste toegestane schip op het Julianakanaal een klasse V schip met een diepgang van 2,70 m. In de toekomst veranderen de eisen van de scheepvaart en moet rekening worden gehouden met een diepgang van 3,50 m. (Rijkswaterstaat, notities aan NOVEM, [19]).
 - de stroomsnelheid in het Julianakanaal, veroorzaakt door het schut-debiet en het debiet van de waterkrachtcentrale, mag niet meer bedragen dan 0,5 m/s in de richting van de kanaalas (Rijkswaterstaat, notities aan NOVEM, [19]).
 - in verband met diepgang en brughogten worden variaties in de waterstand van 0,10 m boven en 0,15 m onder het streefpeil aanvaardbaar geacht (Rijkswaterstaat, mondeling overleg met Berger).
- De stroomsnelheid, veroorzaakt door het debiet in het kanaal en de retourstroom, mag niet tot beschadigingen van de oeverbekleding leiden.

Tabel 3.1 Waterstanden bij meetpunten in Maas, in m+NAP volgens 1981.0 (Tienjarig overzicht der waterhoogten 1971-1980, [22])

Meetpunt	Elsloo	Grevenbicht	Maaseik	Heel-boven
kmr	29,330	44,945	52,720	67,340N ⁽¹⁾
Q=0 m ³ /s	32,70	25,35	20,80 ⁽²⁾	20,80 ⁽²⁾
Q=110 m ³ /s	33,70	26,20	21,65	20,80 ⁽²⁾
Q=230 m ³ /s	34,40	27,05	22,45	20,80 ⁽²⁾
Q=1200 m ³ /s	37,70	30,80	26,25	21,00
Q=1450 m ³ /s	38,30	31,40	26,80	21,30
Q=2000 m ³ /s	39,30	32,25	27,90	22,00
Q=2800 m ³ /s	40,35	33,05	29,15	22,85
Q=3000 m ³ /s	40,60	33,20	29,40	23,05
⁽¹⁾ N geeft aan dat het hier niet, zoals bij de andere meetpunten om de zuidelijke, maar om de noordelijke kilometrering gaat				
⁽²⁾ Deze waterstanden dienen aangepast te worden aan het nieuwe stuwpeil van NAP+20,90m				



Figuur 3.3 Grondboringen bij Maasbracht (Laboratorium voor Grondmechanica te Delft)



Figuur 4.1 Schematische weergave dwarsprofiel

Tabel 4.1 Afmetingen geschematiseerde dwarsprofiel

Kanaaldeel	Limmel-Born	Born-Roosteren	Roosteren-Maasbracht
Beginpunt ⁽¹⁾	kmr 0,0	kmr 20,8	kmr 26,0
Eindpunt ⁽¹⁾	kmr 20,8	kmr 26,0	kmr 33,9
Lengte (m)	20.800	5.200	7.900
B _{boven} (m)	56,0	74,5	71,0
B _{onder} (m)	30,0	45,0	15,0
a (m)	5,05	5,00	9,80
A (m ²)	215	299	421
O (m)	57,9	76,2	74,3
R (m)	3,8	3,9	5,7
⁽¹⁾ Aangegeven wordt de afstand vanaf het begin van het Juliana-kanaal. met A = oppervlakte natte kanaalprofiel O = omtrek natte kanaalprofiel R = hydraulische straal = A/O			

4.1 Inleiding

In dit hoofdstuk wordt bepaald hoe groot het toelaatbaar debiet is dat door het Julianakanaal geleid kan worden. Het huidige debiet in het Juliana-kanaal is niet toereikend om energie uit te winnen. Het water dat momenteel door het Julianakanaal stroomt wordt gebruikt voor het schutten van de schepen bij de sluizencomplexen Born en Maasbracht.

Bij een toename van het debiet neemt de stroomsnelheid toe. Een grotere stroomsnelheid kan problemen opleveren voor de scheepvaart in de vorm van een tijdverlies en een groter brandstofverbruik.

Ook het verhang wordt groter bij een groter debiet. Wordt de waterstand aan de benedenstroomse zijde van het kanaalpand hetzelfde gehouden dan zullen de waterstanden bovenstrooms stijgen. De doorvaarthoogte onder de bruggen kan dan zodanig afnemen dat de schepen niet meer kunnen passeren. Bovendien kan op lager gelegen plaatsen langs het kanaal wateroverlast ontstaan. Wordt de waterstand aan de bovenstroomse zijde van het kanaalpand hetzelfde gehouden dan daalt de benedenstroomse waterstand waardoor de waterdiepte onvoldoende kan worden voor de scheepvaart.

4.2 Berekening

In bijlage D is berekend wat de gevolgen zijn voor de stroomsnelheid en het verhang in het Julianakanaal bij doorvoer van een groter debiet.

Voor de berekening is het Julianakanaal verdeeld in drie delen met een constant dwarsprofiel. Dit dwarsprofiel is afgeleid van de dwarsprofielen in de figuren 2.5, 2.7 en 2.8. Voor gegevens over de schematisering van het Julianakanaal wordt verwezen naar figuur 4.1 en tabel 4.1.

De weerstandscoefficiënt van het kanaal wordt voornamelijk bepaald door de bekleding. Voor de Manning-coëfficiënt n wordt voor een kanaal waarvan de bodem bestaat uit grind en de oevers bestort zijn met stortsteen een waarde aangehouden van 0,033 (zie tabel 4.2, e.3: "Gravel bottom with sides of dry rubble or rip-rap"). Voor de drie verschillende dwarsprofielen kan deze coëfficiënt met vergelijking (4.1) omgerekend worden naar de Chézy-coëfficiënt C .

$$C = \frac{1}{n} * R^{\frac{1}{6}} \quad (4.1)$$

met C = Chézy-coëfficiënt ($m^{1/2}/s$)
 n = Manning-coëfficiënt ($s/m^{1/3}$)
 R = hydraulische straal (m)

Voor de kanaaldelen Limmel-Born, Born-Roosteren en Roosteren-Maasbracht heeft de Chézy-coëfficiënt waarden van respectievelijk $38 m^{1/2}/s$, $38 m^{1/2}/s$ en $41 m^{1/2}/s$. Op basis van deze waarden is in de berekening aangenomen dat de Chézy-coëfficiënt voor het gehele kanaal $40 m^{1/2}/s$ bedraagt.

Om de gevoeligheid van het verval voor de Chézy-coëfficiënt te onderzoeken is het verval over het traject Limmel-Born berekend met Chézy-coëfficiënten gelijk aan $40 m^{1/2}/s$, $50 m^{1/2}/s$ en $60 m^{1/2}/s$ (figuur 4.2). De verschillen in verval blijken aanzienlijk te zijn voor verschillende Chézy-coëfficiënten. Ondanks deze grote verschillen wordt bij deze afstudeerstudie de conser-

Tabel 4.2 Waarden voor Manning-coëfficiënt (Chow, [7])

Type of channel and description	Minimum	Normal	Maximum
B. LINED OR BUILT-UP CHANNELS			
B-1. Metal			
a. Smooth steel surface			
1. Unpainted	0.011	0.012	0.014
2. Painted	0.012	0.013	0.017
b. Corrugated	0.021	0.025	0.030
B-2. Nonmetal			
a. Cement			
1. Neat, surface	0.010	0.011	0.013
2. Mortar	0.011	0.013	0.015
b. Wood			
1. Planed, untreated	0.010	0.012	0.014
2. Planed, creosoted	0.011	0.012	0.015
3. Unplaned	0.011	0.013	0.015
4. Plank with battens	0.012	0.015	0.018
5. Lined with roofing paper	0.010	0.014	0.017
c. Concrete			
1. Trowel finish	0.011	0.013	0.015
2. Float finish	0.013	0.015	0.016
3. Finished, with gravel on bottom	0.015	0.017	0.020
4. Unfinished	0.014	0.017	0.020
5. Gunite, good section	0.016	0.019	0.023
6. Gunite, wavy section	0.018	0.022	0.025
7. On good excavated rock	0.017	0.020	
8. On irregular excavated rock	0.022	0.027	
d. Concrete bottom float finished with sides of			
1. Dressed stone in mortar	0.015	0.017	0.020
2. Random stone in mortar	0.017	0.020	0.024
3. Cement rubble masonry, plastered	0.016	0.020	0.024
4. Cement rubble masonry	0.020	0.025	0.030
5. Dry rubble or riprap	0.020	0.030	0.035
e. Gravel bottom with sides of			
1. Formed concrete	0.017	0.020	0.025
2. Random stone in mortar	0.020	0.023	0.026
3. Dry rubble or riprap	0.023	0.033	0.036
f. Brick			
1. Glazed	0.011	0.013	0.015
2. In cement mortar	0.012	0.015	0.018
g. Masonry			
1. Cemented rubble	0.017	0.025	0.030
2. Dry rubble	0.023	0.032	0.035
h. Dressed ashlar	0.013	0.015	0.017
i. Asphalt			
1. Smooth	0.013	0.013	
2. Rough	0.016	0.016	
j. Vegetal lining	0.030		0.500

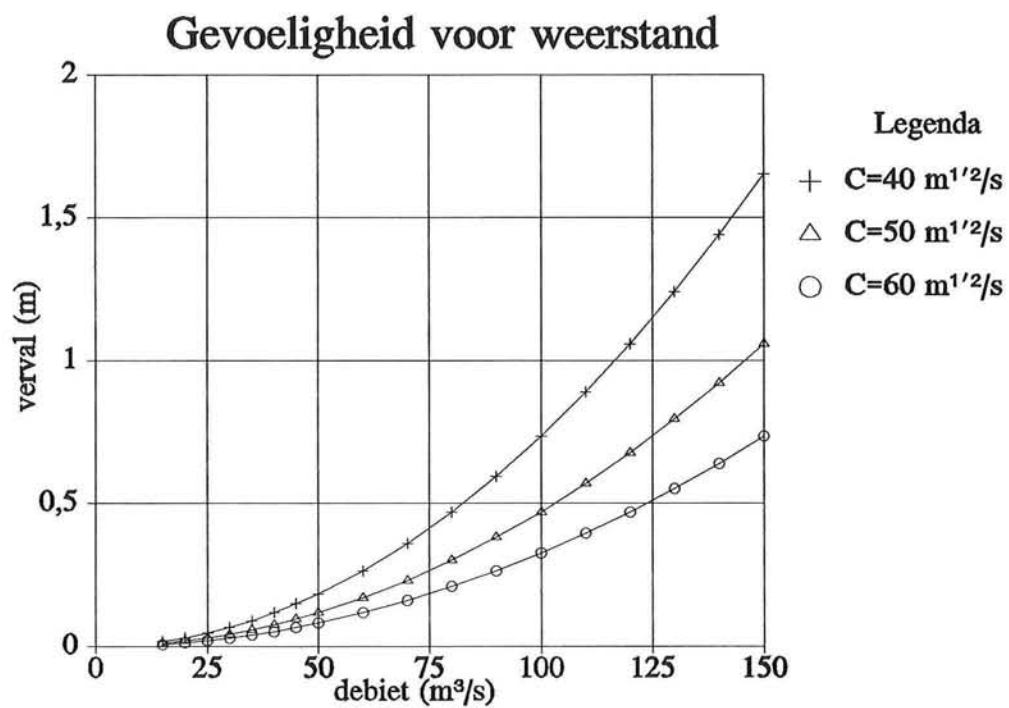
→ Waarom
moet je dit
conserveren?

vatieve aanname gedaan dat de Chézy-coëfficiënt $40 \text{ m}^{1/2}/\text{s}$ is. Er wordt verder gewerkt met de verhanglijn die met behulp van deze Chézy-coëfficiënt is berekend (bijlage D).

4.3 Criteria

Het toelaatbaar debiet van het Julianakanaal wordt bepaald door de volgende factoren:

- Toelaatbare langsstroom scheepvaart
Bij een te grote stroomsnelheid worden de schepen moeilijk te besturen. De stroomsnelheid in het kanaal, veroorzaakt door het schutdebiet en het debiet van de waterkrachtcentrale, mag daarom niet groter zijn dan $0,5 \text{ m/s}$ (zie §3.4). De natte doorsnede is het kleinst in het kanaaldeel Limmel-Born en de stroomsnelheid zal hier dan ook het grootst zijn. In bijlage D is te zien dat bij een debiet ter grootte van $100 \text{ m}^3/\text{s}$ de stroomsnelheid in dit kanaaldeel $0,46 \text{ m/s}$ is.
Aan de hand van deze eis volgt dat voor het toelaatbaar debiet uitgegaan mag worden van $100 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Verval over het kanaaldeel Limmel-Born
Bij het doorlaten van een groter debiet neemt het verhang toe. Dit houdt in dat bovenstrooms de waterstand stijgt en/of benedenstrooms de waterstand daalt.
 - Een stijging van de waterstand heeft tot gevolg dat de doorvaarthoogte onder de bruggen afneemt en dat er bij verschillende plaatsen langs het Julianakanaal wateroverlast kan ontstaan.
Om de negatieve effecten van een stijging van de waterstand bij Borgharen te voorkomen zijn de volgende maatregelen nodig:
 - verhoging van een aantal bruggen
 - aanpassingen van voorzieningen voor scheepvaart (steigers en jachthavens)
 - verhoging en versterking van de stuw bij BorgharenEen ruwe schatting van Rijkswaterstaat is dat dit vele tientallen miljoenen guldens gaat kosten (Rijkswaterstaat, notities aan NOVEM, [19]).
- Een daling van de waterstand bij Born heeft tot gevolg dat de beschikbare waterdiepte voor de scheepvaart afneemt.
De benodigde waterdiepte van een schip boven de bodem en de drempels van de sluis is in principe $0,70 \text{ m}$ (Rijkswaterstaat, mondeling overleg met Berger). De benodigde waterdiepte boven de drempel is dan $4,20 \text{ m}$. De bovendrempel bij het sluizencomplex van Born bevindt zich op NAP+40,00m. Bij het huidige kanaalpeil geeft dit dus al problemen.
De benodigde waterdiepte voor een schip ten opzichte van de kanaalbodem is gelijk aan de diepgang plus een veiligheidsmarge van 40%. Voor een schip met een diepgang van $3,50 \text{ m}$ wordt de benodigde waterdiepte $4,90 \text{ m}$. De bodem van het dwarsprofiel tussen Limmel en Born bevindt zich op NAP+39,00m. Bij een kanaalpeil van NAP+43,90m is er net voldoende waterdiepte voor de scheepvaart, namelijk $4,90 \text{ m}$. Het stuwpeil bij Borgharen bedraagt NAP+44,05m. Wordt het stuwpeil bij Borgharen niet gewijzigd dan is een verval van $0,15 \text{ m}$ toegestaan. Dit verval treedt al op bij een debiet van $45 \text{ m}^3/\text{s}$ (zie bijlage D). Bij een kanaalpeil bovenstrooms van het sluizencomplex Born van NAP+43,90m is de beschikbare waterdiepte boven de drempel gelijk aan $3,90 \text{ m}$.
- De problemen kunnen verminderd worden door het dwarsprofiel te ver-



Figuur 4.2 Gevoeligheid van het verval voor de Chézy-coëfficiënt op het traject Limmel-Born

groten. Bij een groter dwarsprofiel neemt bij hetzelfde debiet het verhang af (en dus ook het verval). Bij hetzelfde verval kan een groter debiet door het kanaal geleid worden. Bij deze afstudeerstudie is de mogelijkheid van een kanaalverbreding buiten beschouwing gelaten.

- Verval over het kanaaldeel Born-Maasbracht

De afmetingen van het dwarsprofiel zijn in dit deel van het kanaal groter en dit heeft tot gevolg dat het verval aanzienlijk kleiner is. Bij een debiet van $45 \text{ m}^3/\text{s}$ is het verval over dit kanaaldeel $0,03 \text{ m}$ (zie bijlage D).

Een verhoging of verlaging van het kanaalpeil met $0,03 \text{ m}$, bij respectievelijk Born of Maasbracht, zal geen problemen opleveren.

- Stroomsnelheid langs oevers

De stroomsnelheid van het water langs de oevers kan de stabiliteit van de oeverbekleding aantasten. Momenteel is er al een vrij sterke retourstroom bij de grote schepen die op dit krappe profiel varen. De extra snelheid ten gevolge van het debiet voor een eventuele waterkrachtcentrale dient hierop gesuperponeerd te worden, hetgeen zou kunnen betekenen dat de oeverbekleding hier niet tegen bestand is. Voor een eventuele aanpassing van de oeverbekleding dient rekening gehouden te worden met kosten van 50 à 100 miljoen gulden (Rijkswaterstaat, notities aan NOVEM, [19]). Voordat een waterkrachtcentrale in het kanaal gerealiseerd wordt, dient overwogen te worden hier een nadere studie naar te doen.

miljk?

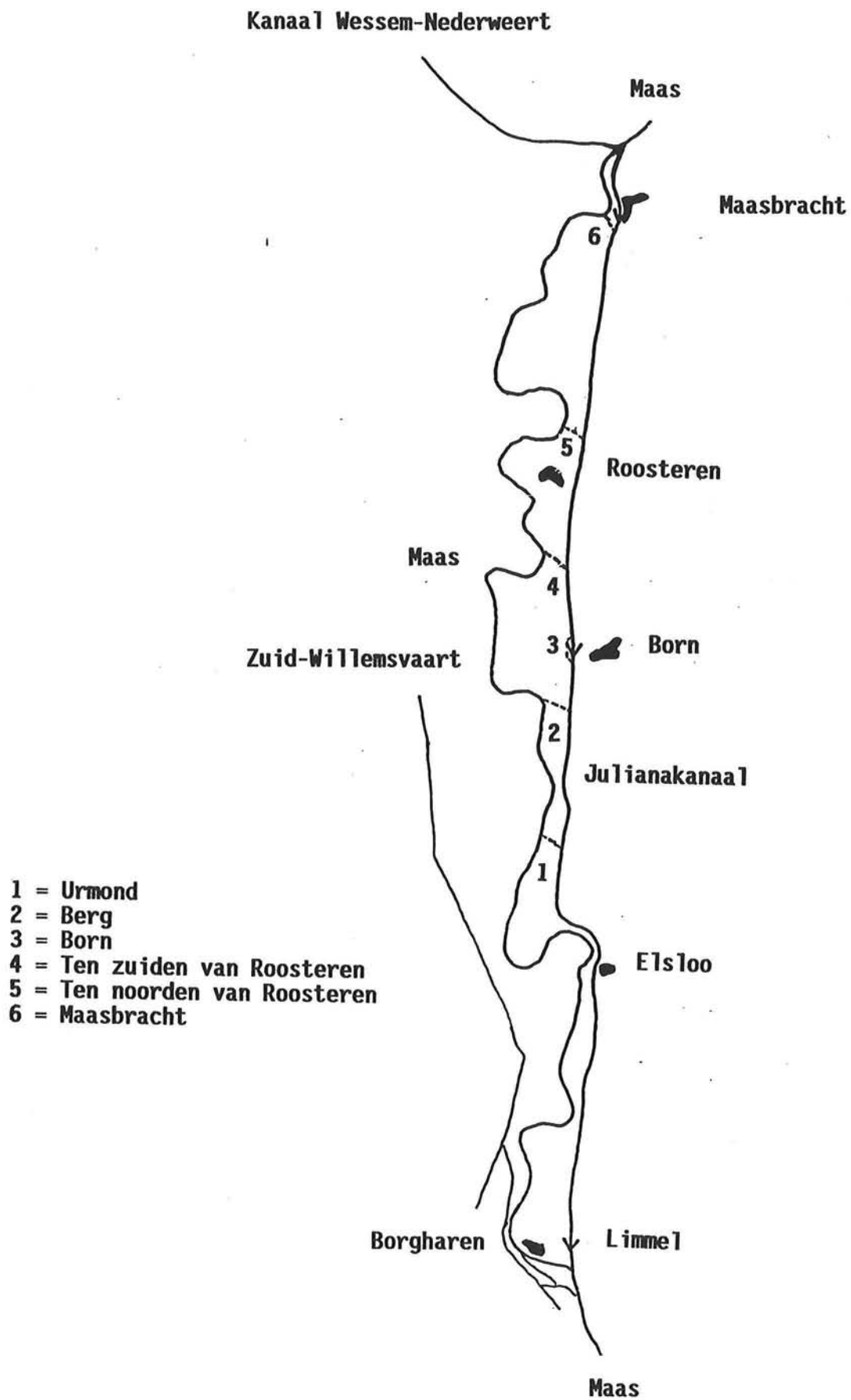
4.4 Conclusie

Bij het vergroten van het debiet door het Julianakanaal liggen de problemen in het kanaaldeel Limmel-Born. Een geringe verhoging van de waterstand bij Borgharen heeft grotere kosten tot gevolg dan een geringe verlaging van de waterstand bij Born.

Er is gekozen voor een geringe verlaging van de waterstand bij Born. Indien nodig moet de bovenstroomse drempel van het sluizencomplex Born verlaagd worden. De kosten voor een drempelverlaging van de sluis van Born worden door Rijkswaterstaat geschat op 15 miljoen gulden. De waterstand aan de bovenstroomse zijde van het sluizencomplex Born kan dan verlaagd worden met $0,15 \text{ m}$ tot $\text{NAP}+43,90\text{m}$. Het debiet bij dit verval is $45 \text{ m}^3/\text{s}$.

Gemiddeld over een week stroomt er $15 \text{ m}^3/\text{s}$ door de sluizen van Born en Maasbracht (zie §3.4), zodat gemiddeld $30 \text{ m}^3/\text{s}$ ter beschikking komt voor de waterkrachtcentrale. In werkelijkheid varieert het debiet door de sluizen tussen 0 en $45 \text{ m}^3/\text{s}$ (zie §2.2.4). Het debiet door de waterkrachtcentrale zal dus ook variëren tussen 0 en $45 \text{ m}^3/\text{s}$.

In deze studie wordt aangenomen dat het debiet door de sluizencomplexen Born en Maasbracht continu $15 \text{ m}^3/\text{s}$ is en dat er continu $30 \text{ m}^3/\text{s}$ beschikbaar is voor de waterkrachtcentrale. De variatie van deze $30 \text{ m}^3/\text{s}$ over de week is in deze studie niet verder onderzocht.



Figuur 5.1 Overzichtskaart alternatieven

5.1 Beschrijving alternatieven

5.1.1 Inleiding

In de omgeving van het Julianakanaal zijn een beperkt aantal gunstige lijkende lokaties gekozen voor een waterkrachtcentrale en deze worden in het kort in deze paragraaf beschreven.

Voor de lokaties van de alternatieven wordt verwezen naar figuur 5.1 en bijlage B.

Bij het ontwikkelen van de alternatieven spelen een aantal overwegingen een rol. De belangrijkste overwegingen zijn:

- De grootte van het vermogen van een centrale wordt bepaald door de grootte van de beschikbare valhoogte en die van het debiet. Wordt één van beide nul dan kan geen vermogen en dus geen energie opgewekt worden. De bruto valhoogte is het verschil tussen de waterstand bovenstrooms van de centrale en de waterstand benedenstrooms van de centrale. Bij alle alternatieven die beschreven worden is de bovenstroomse waterstand gelijk aan het kanaalpeil in het Julianakanaal en is de benedenstroomse waterstand gelijk aan de waterstand in de Grensmaas of aan het kanaalpeil in het Julianakanaal.
In bijlage C is het verloop van de waterstanden in het Julianakanaal en de Grensmaas weergegeven (voor gegevens zie de tabellen 5.1 en 5.2). Direct bovenstrooms van het sluizencomplex Born is er een groot verschil in waterniveau tussen de Grensmaas en het Julianakanaal. Benedenstrooms van Born is het verschil in waterniveau tussen de Grensmaas en het Julianakanaal aanzienlijk kleiner. Het verschil neemt stroomafwaarts van het sluizencomplex Born weer toe tot aan het sluizencomplex Maasbracht (bijlage C en tabellen 5.1 en 5.2). In het Julianakanaal zelf is een verschil in waterniveau aanwezig bij de sluizencomplexen van Born en Maasbracht.
- Een groot debiet vergroot het vermogen dat door een centrale opgewekt kan worden. Het toelaatbaar debiet in het Julianakanaal wordt beperkt door het toelaatbaar verval over het kanaaldeel Limmel-Born. Het toelaatbaar verval over dit kanaaldeel is 0,15 m. Stroomt het water voor de waterkrachtcentrale door het hele kanaalpand Limmel-Born dan is het toelaatbaar debiet 45 m³/s (zie bijlage D). Het beschikbaar debiet voor de waterkrachtcentrale kan vergroot worden door het aftappunt van de waterkrachtcentrale verder bovenstrooms in het kanaalpand Limmel-Born te kiezen. Het debiet voor de waterkrachtcentrale wordt over een kortere afstand door het kanaal geleid en daardoor neemt het verval dat door het debiet veroorzaakt wordt af ($\Delta H = i \cdot L$). Bij hetzelfde verval kan een groter debiet door het kanaal geleid worden.
- Er dient zo min mogelijk hinder veroorzaakt te worden voor de scheepvaart. Dwarsstromen ten gevolge van het onttrekken van water of het afdalen van water maken de schepen moeilijker bestuurbaar. Voornamelijk voor langzaam varende schepen zijn sterke dwars- en langsstromen hinderlijk. Bij een breed dwarsprofiel wordt minder hinder voor de scheepvaart veroorzaakt dan bij een smal dwarsprofiel.
De punten waar door de waterkrachtcentrale water onttrokken en afgelaten

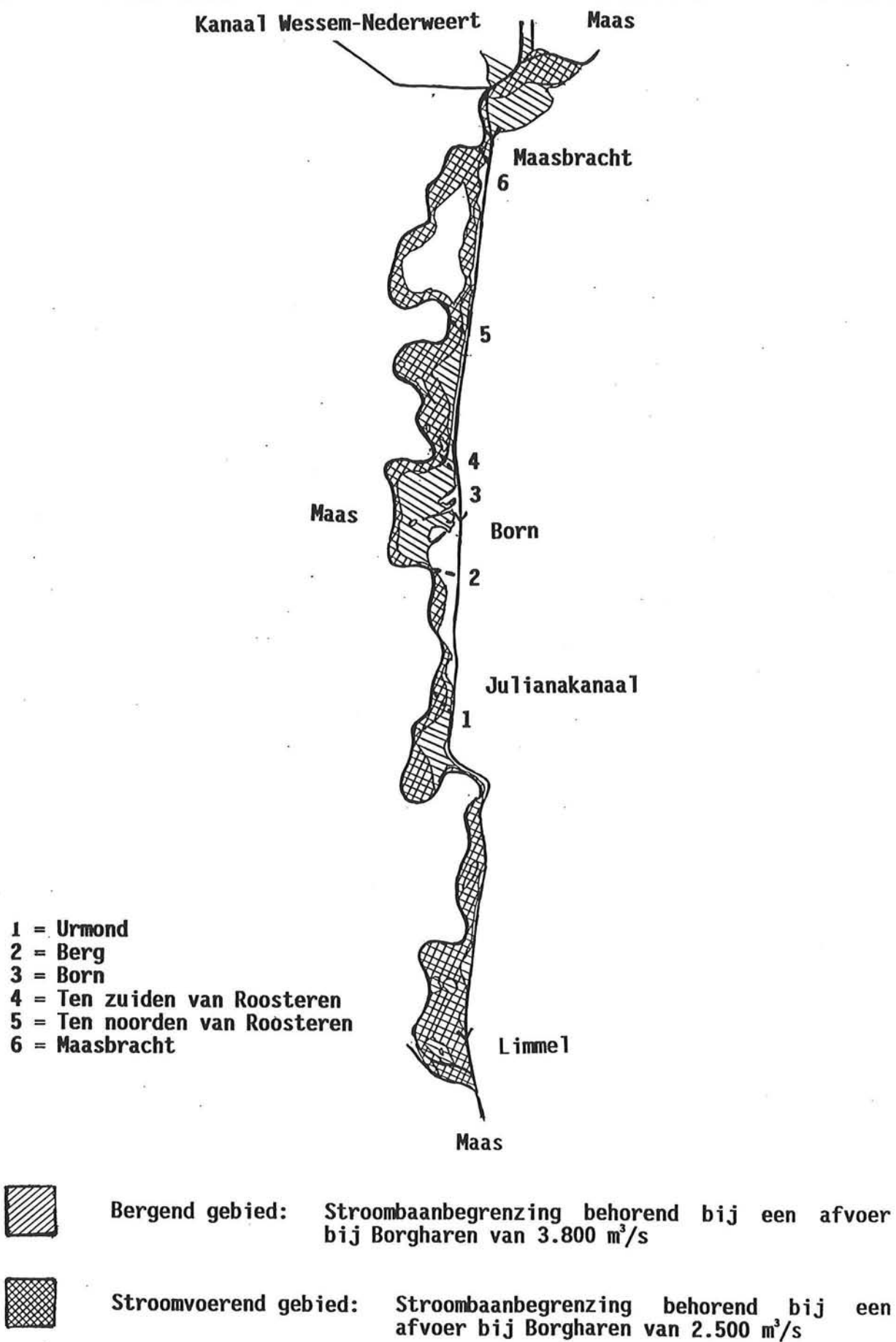
Tabel 5.1 Waterstanden bij meetpunten in Maas in m+NAP, afgeleid uit tabel 3.1

Meetpunt	Elsloo	Grevenbicht	Maaseik	Heel-boven
kmr	29,330	44,945	52,720	67,340N ⁽¹⁾
Q=0 m ³ /s	32,70	25,35	20,90	20,90
Q=110 m ³ /s	33,70	26,20	21,65	20,90
Q=230 m ³ /s	34,40	27,05	22,45	20,90
Q=1200 m ³ /s	37,70	30,80	26,25	21,00
Q=1450 m ³ /s	38,30	31,40	26,80	21,30
Q=2000 m ³ /s	39,30	32,25	27,90	22,00
Q=2800 m ³ /s	40,35	33,05	29,15	22,85
Q=3000 m ³ /s	40,60	33,20	29,40	23,05

⁽¹⁾ N geeft aan dat het hier niet, zoals bij de andere meetpunten om de zuidelijke, maar om de noordelijke kilometrering gaat.

Tabel 5.2 Waterstanden bij uitlaatpunten van alternatieven in Maas, afgeleid uit tabel 5.1

Alternatief	1	2	4	5	6
kmr	36,0	41,0	48,0	55,0	65,0
Q=0 m ³ /s	29,56	27,21	23,60	20,90	20,90
Q=110 m ³ /s	30,50	28,09	24,41	21,54	21,08
Q=230 m ³ /s	31,26	28,91	25,24	22,23	21,28
Q=1200 m ³ /s	34,75	32,54	29,01	25,51	22,28
Q=1450 m ³ /s	35,35	33,14	29,59	26,03	22,64
Q=2000 m ³ /s	36,29	34,03	30,54	27,07	23,43
Q=2800 m ³ /s	37,23	34,89	31,52	28,26	24,38
Q=3000 m ³ /s	37,44	35,07	31,71	28,51	24,59



Figuur 5.2 Winterbed Maas (Streekplan van Zuid-Limburg, [20])

wordt, zijn op plaatsen gekozen waar dwarsstromen zo min mogelijk hinder opleveren voor de scheepvaart.

- De lengte van de aan- en afvoerleidingen die de waterkrachtcentrale verbinden met respectievelijk het aftappunt in het Julianakanaal en het uitlaatpunt, dienen niet te lang te zijn. Lange aan- en afvoerleidingen hebben grotere aanleg- en onderhoudskosten tot gevolg en grotere stromingsverliezen (vervalverliezen).
- Er moet voldoende ruimte zijn voor een waterkrachtcentrale met bijbehorende constructies. Indien voor een piekcentrale wordt gekozen is een bekken nodig om het water in op te slaan (zie hoofdstuk 6). De voorkeur gaat uit naar een lokatie waar de aanleg van een waterkrachtcentrale zo min mogelijk ten koste gaat van andere bestemmingen zoals bebouwing, natuurwaarden, landbouw en recreatie. Ook dient rekening gehouden te worden met de infrastructuur die gekruist wordt. Indien een weg gekruist wordt zal een constructie nodig zijn om deze weg te kruisen of de weg zal moeten worden omgelegd of verdwijnen.

De kilometeraanduidingen die gebruikt worden voor het Julianakanaal geven de afstand aan tot het punt waar het kanaal afsplitst van de Maas.

In de volgende subparagrafen worden de ontwikkelde alternatieven globaal beschreven. Aan het eind van dit hoofdstuk wordt een alternatief gekozen, waarna in de volgende hoofdstukken een globaal ontwerp wordt gemaakt van de waterkrachtcentrale en de benodigde kunstwerken.

5.1.2 Alternatief 1 Urmond

De lokatie van alternatief 1 bevindt zich vlakbij de plaats Urmond (zie de figuren 5.1 en 5.3). Urmond ligt aan het begin van het Julianakanaal. Het water wordt aan het Julianakanaal onttrokken ter plaatse van kmr 14,0. Dit is een gunstige lokatie omdat het water voor de waterkrachtcentrale over een korte afstand door het Julianakanaal geleid wordt. Zoals verklaard in §5.1.1 kan hierdoor bij een gelijk blijvend verval over het kanaaldeel Limmel-Born een groter debiet door het kanaal geleid worden (voor de berekening zie bijlage E). Er blijkt dat bij een toelaatbaar verval van 0,15 m over het kanaalpand Limmel-Born een debiet toegestaan is van 50 m³/s. Benedenstrooms van kmr 14,0 is het debiet door het Julianakanaal 15 m³/s. Het kanaalpeil in het Julianakanaal wordt benedenstrooms van kmr 14,0 verlaagd tot NAP+43,90m. Het water wordt afgelaten in de Grensmaas ter plaatse van kmr 36,0.

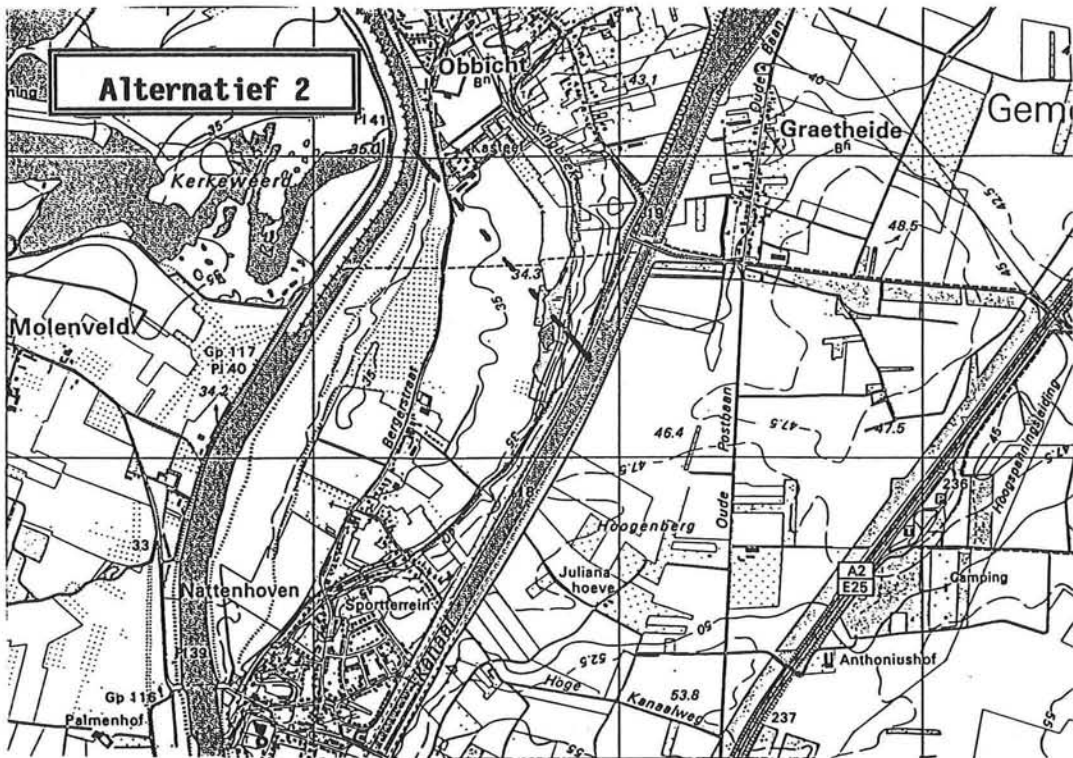
Het kanaaldeel Limmel-Born is smal in verhouding tot de andere kanaaldelen. De overlast voor de scheepvaart bij het onttrekken van een debiet ten behoeve van waterkracht zal daardoor groter zijn dan bij een grotere kanaalbreedte.

De afstand tussen het Julianakanaal en de Grensmaas is hier vrij klein namelijk ongeveer 650 m. De benodigde aan- en afvoerleidingen zijn dus niet lang.

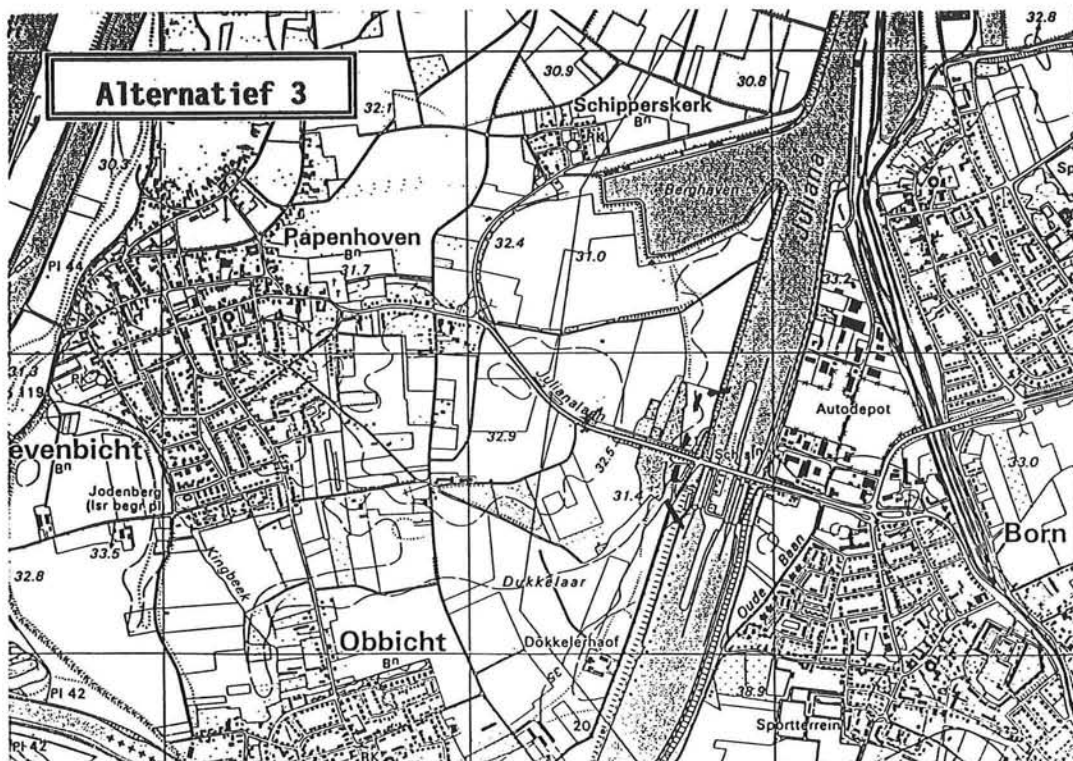
In de directe omgeving van de lokatie bevindt zich weinig bebouwing. De lokatie bevindt zich echter vrij dicht bij het plaatsje Urmond zodat er onvoldoende ruimte voor een bekken is. Ook aan de andere zijde van het Julianakanaal is weinig ruimte aanwezig. De aan- en afvoerleidingen kruisen één weg.

In het streekplan van Zuid-Limburg [20] wordt dit gebied als volgt beschreven:

?
Zijn er meer
benedenstrooms
mogelijkheden?



Figuur 5.4 Plattegrond alternatief 2, schaal 1:25.000 (Topografische kaart van Nederland, [29])



Figuur 5.5 Plattegrond alternatief 3, schaal 1:25.000 (Topografische kaart van Nederland, [29])

De dijk van het Julianakanaal is een belangrijk onderdeel van de ecologische infrastructuur in noord-zuid-richting. Natuurwaarden in dit gebied zijn gebonden aan de dijklichamen. Behalve een enkele voorziening voor recreatief fietsen en sportvisserij is in deze regio geen sprake van recreatieve inrichting.

Voor de ligging van het alternatief ten opzichte van het winterbed van de Maas wordt verwezen naar figuur 5.2.

5.1.3 Alternatief 2 Obbicht

De lokatie van alternatief 2 bevindt zich vlakbij de plaats Obbicht (zie de figuren 5.1 en 5.4). Deze lokatie bevindt zich niet al te ver bovenstrooms van het sluizencomplex Born. Direct bovenstrooms van het sluizencomplex Born is er een groot verschil tussen de waterstanden in het Julianakanaal en de Grensmaas. Er is een grote beschikbare valhoogte voor een waterkrachtcentrale.

De lokatie is zodanig gekozen dat de aan- en afvoerleidingen van de waterkrachtcentrale niet al te lang worden, namelijk ongeveer 850 m.

Er wordt water aan het Julianakanaal onttrokken ter hoogte van kmr 18,5. Het water benodigd voor de waterkrachtcentrale stroomt niet door het gehele kanaalpand Limmel-Born. Vanaf kmr 18,5 tot aan kmr 20,8 is het debiet door het Julianakanaal 15 m³/s. Bovenstrooms van kmr 18,5 is het toelaatbaar debiet 45 m³/s (voor de berekening zie bijlage E). Het uitlaatpunt bevindt zich in de Grensmaas bij kmr 41,0.

Het water voor de waterkrachtcentrale wordt evenals bij alternatief 1 onttrokken aan het kanaaldeel Limmel-Born. De hinder voor de scheepvaart is van dezelfde orde als de hinder voor de scheepvaart die veroorzaakt wordt bij alternatief 1.

De aan- en afvoerleidingen van de waterkrachtcentrale kruisen twee wegen. Er is niet veel bebouwing aanwezig in de directe omgeving. Er is onvoldoende ruimte voor een bekken doordat er weinig ruimte is tussen het Julianakanaal en de Grensmaas. Bovendien ligt de lokatie vrij dicht bij het plaatsje Obbicht. Ook aan de andere zijde van het Julianakanaal is onvoldoende ruimte aanwezig.

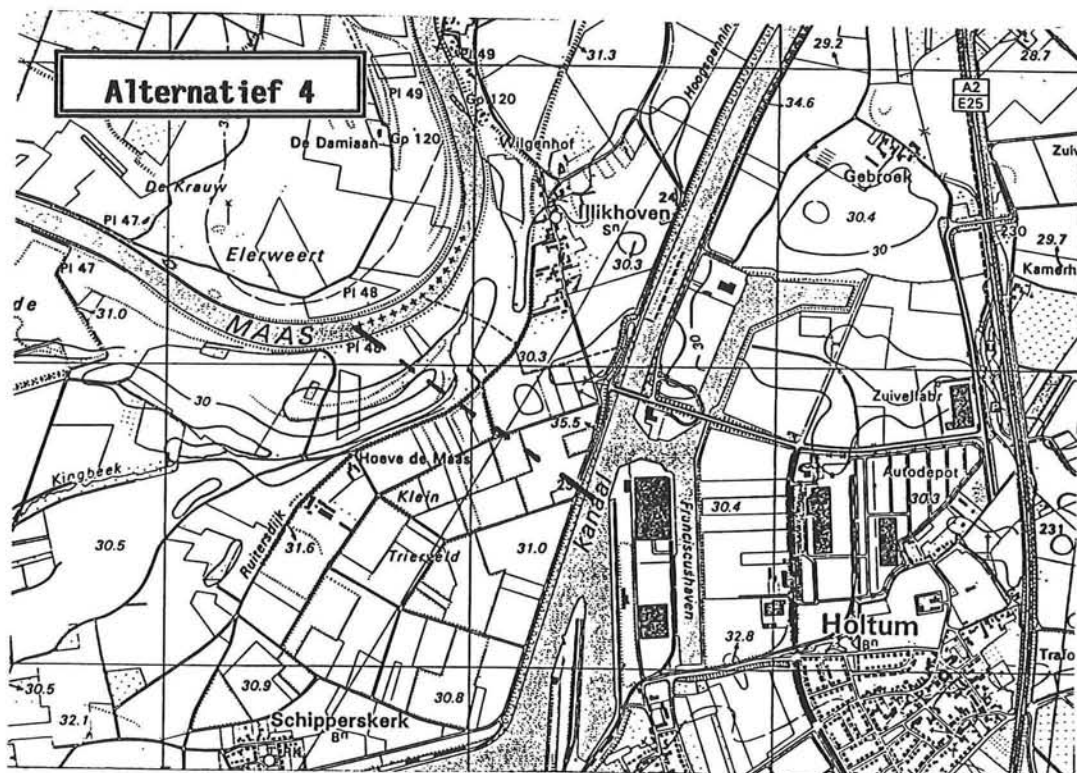
In het streekplan Zuid-Limburg [20] wordt dit gebied als volgt beschreven:

De dijk van het Julianakanaal is een belangrijk onderdeel van de ecologische infrastructuur in noord-zuid-richting. De natuurwaarden zijn gebonden aan de dijklichamen in dit gebied. In het dal van de Kingbeek komt bijzondere vegetatie voor. In deze regio is geen sprake van recreatieve inrichting met uitzondering van een enkele voorziening voor recreatief fietsen en sportvisserij.

Voor de ligging van het alternatief ten opzichte van het winterbed van de Maas wordt verwezen naar figuur 5.2.

5.1.4 Alternatief 3 Born

De lokatie van alternatief 3 bevindt zich bij het sluizencomplex Born (zie de figuren 5.1 en 5.5). Het aftappunt en het uitlaatpunt bevinden zich beide in het Julianakanaal. Bij dit alternatief bevindt de waterkrachtcentrale zich parallel aan het sluizencomplex Born. Dit is een gunstige lokatie vanwege de vrijwel constante valhoogte die aanwezig is bij het sluizencomplex. De beschikbare valhoogte voor de waterkrachtcentrale is vrijwel continu 11,25 m.



Figuur 5.6 Plattegrond alternatief 4, schaal 1:25.000 (Topografische kaart van Nederland, [29])

Het aftappunt bevindt zich in het Julianakanaal direct bovenstrooms van het sluizencomplex Born. Het water voor de waterkrachtcentrale stroomt door het gehele kanaalpand Limmel-Born. Het toelaatbaar debiet in dit kanaaldeel is $45 \text{ m}^3/\text{s}$ (voor de berekening zie bijlage E). Bovenstrooms van het sluizencomplex wordt het kanaalpeil verlaagd tot NAP+43,90m. Het uitlaatpunt van de waterkrachtcentrale bevindt zich direct benedenstrooms van het sluizencomplex bij Born. Het kanaalpeil benedenstrooms van het sluizencomplex is NAP+32,65m. Ook in het kanaalpand benedenstrooms van Born is het debiet $45 \text{ m}^3/\text{s}$. Het verval dat dit debiet veroorzaakt over het kanaalpand Born-Maasbracht is verwaarloosbaar. Gemiddeld over de week stroomt er $15 \text{ m}^3/\text{s}$ uit het kanaalpand Born-Maasbracht door de sluizen van Maasbracht. Indien een waterkrachtcentrale gemaakt wordt bij het sluizencomplex Born is de instroom in het kanaalpand Born-Maasbracht echter gemiddeld $45 \text{ m}^3/\text{s}$. Er moet een voorziening gemaakt worden om de resterende $30 \text{ m}^3/\text{s}$ van dit kanaalpand naar de Maas te laten stromen. Deze voorziening kan bestaan uit een constructie die het water langs de sluizen van Maasbracht leidt. Het is echter ook mogelijk de waterkrachtcentrale bij Born te combineren met een waterkrachtcentrale bij Maasbracht. De resterende $30 \text{ m}^3/\text{s}$ kan dan door deze waterkrachtcentrale geleid worden.

Het aftappunt van de waterkrachtcentrale bij Born bevindt zich bij de bovenhaven van het sluizencomplex Born. Het kanaalprofiel is hier een stuk breder dan het kanaalprofiel van het overige kanaaldeel Limmel-Born. Een nadeel is echter dat de schepen dicht bij de sluizen een lage vaarsnelheid hebben en daardoor moeilijker te besturen zijn. Een sterke dwarsstroom ten gevolge van het onttrekken van een debiet voor waterkracht zou problemen kunnen leveren. Het aftappunt is, mede uit oogpunt van de beschikbare ruimte, gekozen aan de zijde van de oude sluis. Deze sluis wordt niet meer bediend en de afstand van het aftappunt tot de vaarlijn van de schepen is hier groter. Het uitlaatpunt bevindt zich in de benedenhaven van het sluizencomplex Born. Voor de hinder die veroorzaakt wordt voor de scheepvaart geldt hetzelfde als voor het aftappunt. De lengte van de aan- en afvoerleidingen bedraagt ongeveer 750 m.

In de directe omgeving van de sluizen is weinig bebouwing. Er is echter onvoldoende ruimte aanwezig voor een bekken. Er worden twee wegen gekruist door de aan- en afvoerleidingen.

In het streekplan Zuid-Limburg [20] wordt dit gebied als volgt beschreven:

De natuurwaarden zijn in dit gebied grotendeels beperkt tot de aanwezige bossen en dijklichamen. Er zijn weinig recreatieve voorzieningen aanwezig. De landschappelijke aantrekkelijkheid voor recreatie is onvoldoende onder andere ten gevolge van een tekort aan recreatiebos.

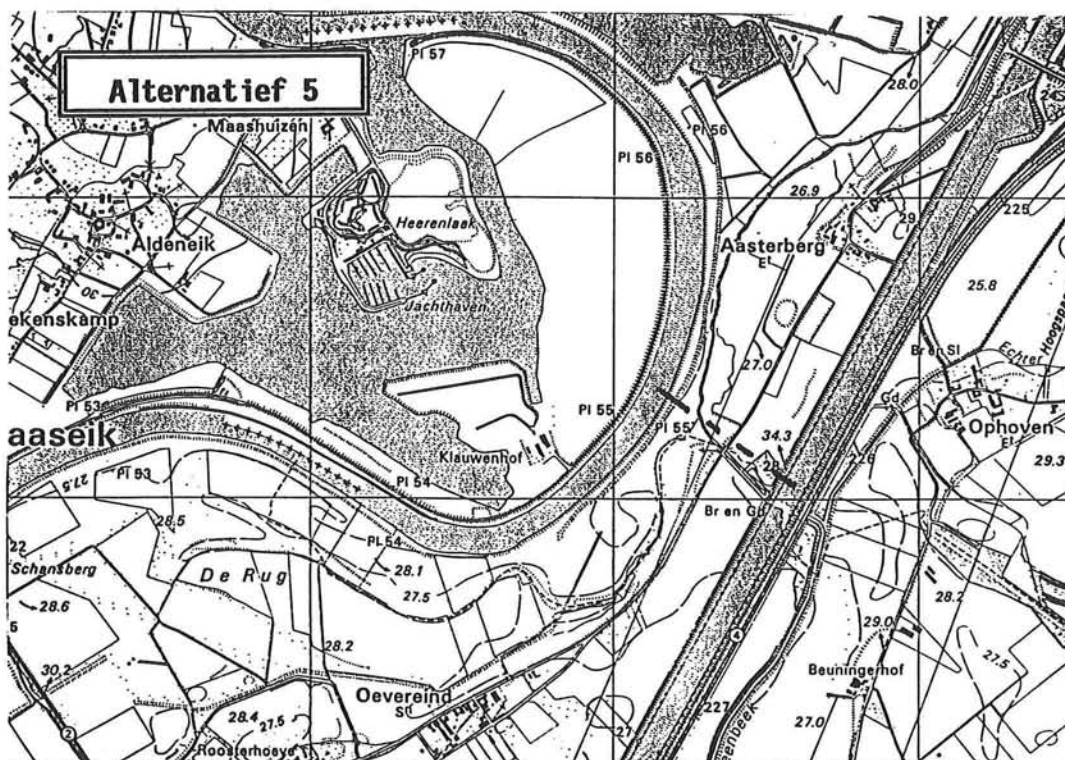
De waterkrachtcentrale ligt in zijn geheel buiten het winterbed van de Maas (zie figuur 5.2).

5.1.5 Alternatief 4 Ten zuiden van Roosteren

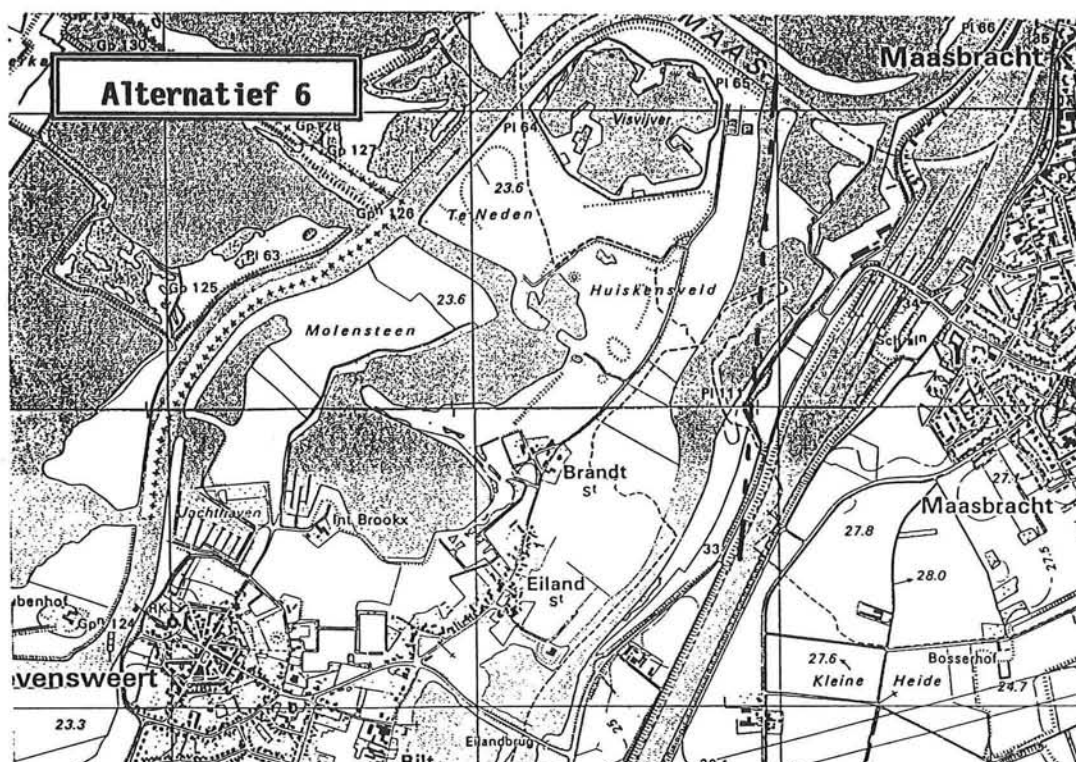
De lokatie van alternatief 4 bevindt zich ten zuiden van de plaats Roosteren (zie de figuren 5.1 en 5.6).

Het aftappunt bevindt zich in Julianakanaal bij kmr 23,0. Het water voor de waterkrachtcentrale stroomt door het kanaalpand Limmel-Born, langs het sluizencomplex. Het water passeert het sluizencomplex Born met behulp van de oude sluis of door combinatie met een waterkrachtcentrale bij Born.

Het debiet dat door het kanaal geleid kan worden ten behoeve van waterkracht wordt beperkt door het toelaatbaar verval in het kanaaldeel Limmel-Born. Het toelaatbaar debiet bedraagt $45 \text{ m}^3/\text{s}$ (voor de berekening



Figuur 5.7 Plattegrond alternatief 5, schaal 1:25.000 (Topografische kaart van Nederland, [29])



Figuur 5.8 Plattegrond alternatief 6, schaal 1:25.000 (Topografische kaart van Nederland, [29])

zie bijlage E). Vanaf het sluizencomplex Born tot aan kmr 23,0 is het debiet door het kanaal 45 m³/s. Benedenstrooms van kmr 23,0 tot aan het einde van het Julianakanaal is het debiet 15 m³/s. Het verval over het kanaaldeel Born-Maasbracht dat veroorzaakt wordt door deze debieten is verwaarloosbaar. Het kanaalpeil in het kanaaldeel Born-Maasbracht is NAP+32,65m. Het uitlaatpunt bevindt zich in de Grensmaas bij kmr 48,0. Het Julianakanaal is in het kanaaldeel Born-Roosteren breder dan in het kanaaldeel Limmel-Born. Aan de andere oever van het Julianakanaal (tegenover het aftappunt) bevinden zich twee havens: de overlaadhaven van Born (kmr 22,8) en de Franciscushaven (kmr 23,2). Het onttrekken van water aan het Julianakanaal ten behoeve van waterkracht zal overlast veroorzaken voor de schepen die deze haven willen invaren of uitvaren. De afstand tussen het Julianakanaal en de Grensmaas is niet al te groot, namelijk ongeveer 800 m. Er is onvoldoende ruimte aanwezig voor een bekken. De aan- en afvoerleidingen kruisen twee wegen. In het streekplan Zuid-Limburg [20] wordt dit gebied als volgt beschreven:

De aanwezige natuurwaarden zijn gekoppeld aan de dijklichamen. De regio heeft slechts enkele voorzieningen voor wandelen, fietsen en sportvisserij. De landschappelijke aantrekkelijkheid voor recreatie is onvoldoende.

Voor de ligging van het alternatief ten opzichte van het winterbed van de Maas wordt verwezen naar figuur 5.2.

5.1.6 Alternatief 5 Ten noorden van Roosteren

De lokatie van alternatief 5 bevindt zich ten noorden van Roosteren (zie de figuren 5.1 en 5.7).

Het aftappunt bevindt zich in het Julianakanaal bij kmr 28,0. Om het water het sluizencomplex Born te laten passeren moet hier een voorziening gemaakt worden. Dit kan een aanpassing zijn van de oude sluis bij Born of een combinatie met een waterkrachtcentrale bij Born.

Het toelaatbaar debiet wordt ook bij dit alternatief bepaald door het toelaatbaar verval over het kanaaldeel Limmel-Born. Voor de berekening van het toelaatbaar debiet wordt verwezen naar bijlage E.

Vanaf het sluizencomplex Born tot aan kmr 28,0 is het debiet door het kanaal 45 m³/s. Benedenstrooms van kmr 28,0 tot aan het einde van het Julianakanaal is het debiet 15 m³/s. Het verval veroorzaakt door deze debieten is verwaarloosbaar. Het kanaalpeil bij kmr 28,0 is NAP+32,65m. Het uitlaatpunt bevindt zich in de Grensmaas bij kmr 55,0.

De breedte van het kanaalprofiel is hier groter dan in het kanaaldeel Limmel-Born. Het onttrekken van water aan het kanaal zal hier minder overlast voor de scheepvaart veroorzaken dan bij de alternatieven 1 en 2.

De lengte van de aan- en afvoerleidingen is ongeveer 400 m. Er is aan de zijde van de waterkrachtcentrale onvoldoende ruimte aanwezig voor een bekken. Aan de andere zijde van het Julianakanaal is ruimte voor een klein bekken. Er wordt één weg gekruist.

In het streekplan Zuid-Limburg [20] wordt dit gebied als volgt beschreven:

De aanwezige natuurwaarden zijn gekoppeld aan de dijklichamen. De regio heeft slechts enkele voorzieningen voor wandelen, fietsen en sportvisserij. De landschappelijke aantrekkelijkheid voor recreatie is onvoldoende.

Voor de ligging van het alternatief ten opzichte van het winterbed van de

Maas wordt verwezen naar figuur 5.2.

5.1.7 Alternatief 6 Maasbracht

De lokatie van alternatief 6 bevindt zich bij het sluizencomplex Maasbracht (zie de figuren 5.1 en 5.8).

Het aftappunt bevindt zich in het Julianakanaal bij kmr 33,0. Het water moet het sluizencomplex Born passeren. Dit kan met behulp van de oude sluis bij Born of door combinatie met een waterkrachtcentrale bij Born. Het toelaatbaar debiet wordt beperkt door het toelaatbaar verval over het kanaaldeel Limmel-Born en bedraagt $45 \text{ m}^3/\text{s}$ (voor de berekening zie bijlage E).

Het aftappunt is ongeveer 900 m bovenstrooms van de sluizen gekozen om de scheepvaart bij de sluizen zo min mogelijk te hinderen. Ter plaatse van het aftappunt is de vaarsnelheid van de schepen groter dan direct stroomopwaarts van het sluizencomplex. Door het aftappunt verder stroomopwaarts van de sluizen te kiezen ontstaan er bovendien meer mogelijkheden voor de lokatie van een bekken voor een eventuele piekcentrale. Het uitlaatpunt is in de Grensmaas gekozen om de scheepvaart bij de sluizen zo min mogelijk te hinderen. Het uitlaatpunt bevindt zich in de Maas bij kmr 65,0.

De aan- en afvoerleidingen doorsnijden een gebied met enkele grindplassen. In de vlakbij de lokatie gelegen grindplas mondt de Geleenbeek uit. In enkele andere grindplassen in de omgeving bevinden zich jachthavens.

Er moeten twee wegen gekruist worden. Er bevindt zich niet veel bebouwing in de omgeving van de lokatie en er is voldoende ruimte voor een bekken.

Voor de ligging van het alternatief ten opzichte van het winterbed van de Maas wordt verwezen naar figuur 5.2.

5.2 Criteria

Volgens de doelstelling van deze studie (§3.3) wordt een geschikte lokatie gekozen voor de waterkrachtcentrale. De beoordeling van de alternatieven gebeurt aan de hand van de volgende criteria:

- **Energie-opbrengst**
Voor elk alternatief is het vermogen bepaald voor een continu werkende centrale. Hierbij zijn de vervalverliezen over de aan- en afvoerleidingen en andere constructies buiten beschouwing gelaten. Bij de constructieve uitwerking van de waterkrachtcentrale in hoofdstuk 7 en verder worden deze vervalverliezen niet meer verwaarloosd. Voor elke waterkrachtcentrale is de gemiddelde jaarlijkse energie-opbrengst berekend. Zie §5.3.1.
- **Variatie in valhoogte**
Een grote variatie in valhoogte gaat ten koste van het rendement van de turbines. Zie §5.3.2.
- **Invloed op scheepvaart**
Door een grotere stroomsnelheid in het kanaal neemt de vaartijd voor stroomopwaarts varende schepen toe. Dwarsstromen ten gevolge van het onttrekken van water of het afdalen van water maken de schepen moeilijker bestuurbaar. Met name voor langzaam varende schepen zijn sterke dwars- en langsstromen hinderlijk. Zie §5.3.3.

- Ruimte
Er moet voldoende ruimte zijn voor de waterkrachtcentrale, de aan- en afvoerleidingen en eventueel voor een bekken. Er moet rekening gehouden worden met de andere bestemmingen in de omgeving, zoals natuurwaarden, landschap, recreatie, hoogwaterafvoer. Het aantal wegen en waterwegen dat gekruist wordt, moet zo klein mogelijk zijn. Zie §5.3.4.
- Combinatiemogelijkheden
Het is mogelijk een aantal alternatieven te combineren waardoor meer energie opgewekt kan worden.
Indien er bij een centrale in het Julianakanaal water opgeslagen wordt in een bekken kan gedurende de piekuren van de electriciteitsbehoefte een groter vermogen opgewekt worden. Het debiet dat tijdens de piekuren door de centrale afgelaten wordt kan gebruikt worden om ook bij de benedenstrooms gelegen waterkrachtcentrale van Linne een groter vermogen op te wekken tijdens de piekuren. Zie §5.3.5.
- Kosten
Eén van de belangrijkste criteria bij de keuze van de lokatie zijn de kosten. Bij dit globale onderzoek naar een lokatie zijn de alternatieven onvoldoende ver uitgewerkt om de kosten te kunnen bepalen. Dit criterium wordt daarom bij de beoordeling van de alternatieven buiten beschouwing gelaten. Er wordt een alternatief gekozen dat heel geschikt lijkt voor de lokatie van een waterkrachtcentrale. Bij een verder onderzoek naar waterkracht kan blijken dat één van de andere alternatieven een lagere kosten-baten verhouding heeft.

5.3 Afweging alternatieven

5.3.1 Energie-opbrengst

Het vermogen van de waterkrachtcentrale is voor elk alternatief berekend met de benaderingsformule (5.1). In deze formule is een benaderende waarde voor het rendementsverlies van de turbines opgenomen.

$$P = 8 * Q_{wkc} * H \quad (5.1)$$

met P = vermogen (kW)
 Q_{wkc} = debiet (m³/s)
 H_n = netto valhoogte (m)

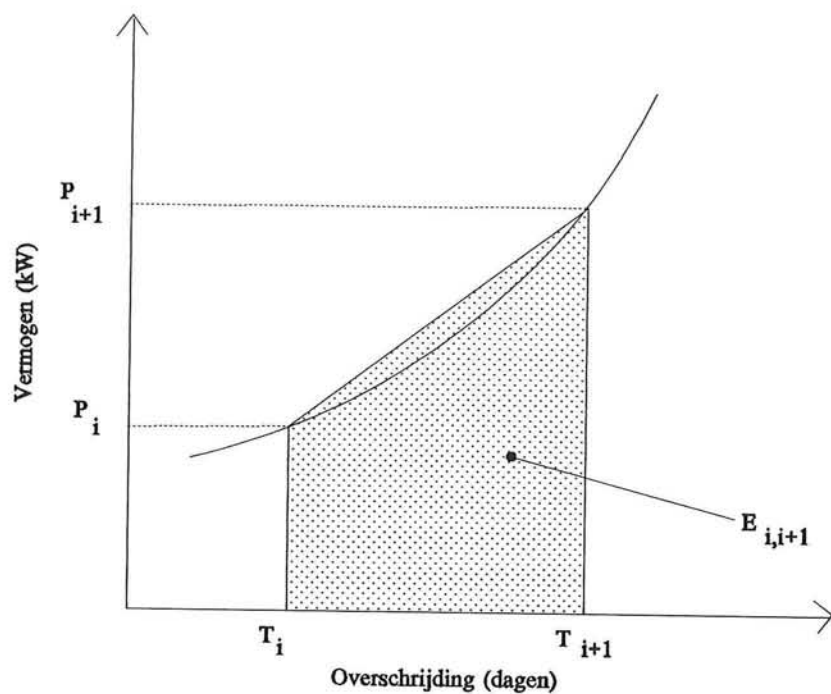
Het debiet Q_{wkc} dat beschikbaar is voor de centrale wordt bepaald door de volgende factoren:

- Het toelaatbaar debiet door het Julianakanaal.
Van het debiet dat door het kanaal geleid wordt is 15 m³/s benodigd voor het schutten van de schepen.

$$Q_{wkc} \leq Q_{max} - Q_{schut} \quad (5.2)$$

met Q_{wkc} = beschikbaar debiet voor waterkrachtcentrale (m³/s)
 Q_{max} = toelaatbaar debiet in Julianakanaal (m³/s)
 Q_{schut} = gemiddeld debiet benodigd voor sluizen (m³/s) = 15 m³/s

- Het minimaal benodigd debiet voor de Grensmaas.



Figuur 5.9 Berekening energie-opbrengst

Tabel 5.3 Energie-opbrengst van een gemiddeld jaar

	Energie-opbrengst (GWh)
Alternatief 1	28,3
Alternatief 2	28,9
Alternatief 3	21,2
Alternatief 4	14,6
Alternatief 5	20,1
Alternatief 6	21,6

Om de ecologie in de Grensmaas zo min mogelijk te schaden moet er minimaal 10 m³/s door de Maas bij Borgharen stromen.

$$Q_{wkc} \leq Q_0 - Q_{\min} \quad (5.3)$$

met Q_{wkc} = beschikbaar debiet voor waterkrachtcentrale (m³/s)
 Q_0 = debiet door Maas bij Borgharen in de situatie zonder waterkrachtcentrale (m³/s)
 $Q_{\min}$ = minimaal debiet door Maas bij Borgharen (m³/s) = 10 m³/s

De netto valhoogte H_n is het hoogteverschil tussen de waterstand bij het inlaatpunt en de waterstand bij het uitlaatpunt verminderd met de stromingsverliezen. In dit hoofdstuk zijn bij de bepaling van de netto valhoogte de stromingsverliezen verwaarloosd.

De waterstand bovenstrooms van de centrale is voor elk alternatief gelijk aan het kanaalpeil van het Julianakanaal. Alhoewel kleine variaties optreden in deze waterstand (zie §3.4), is aangenomen dat de waterstand niet varieert. Voor de alternatieven 1, 2 en 3 is de bovenstroomse waterstand gelijk aan het kanaalpeil in het kanaaldeel Limmel-Born, namelijk NAP+43,90m (zie §4.4). Voor de alternatieven 4, 5 en 6 is de waterstand bovenstrooms van de centrale gelijk aan het kanaalpeil in het kanaaldeel Born-Maasbracht, namelijk NAP+32,65m.

De waterstand benedenstrooms van de centrale wordt bij alle alternatieven (m.u.v. alternatief 3) bepaald door het debiet door de Grensmaas. De waterstanden op deze lokaties zijn verkregen door interpolatie tussen de waterstanden van de meetpunten in de Grensmaas. Voor de waterstanden bij de meetpunten in de Grensmaas wordt verwezen naar tabel 5.1. Voor de waterstanden bij de uitlaatpunten van de alternatieven wordt verwezen naar tabel 5.2. Bij alternatief 3 is de waterstand benedenstrooms van de centrale NAP+32,65m.

Om de energie-opbrengst van de centrale te berekenen moet het vermogen vermenigvuldigd worden met de tijdsduur dat dit vermogen geleverd kan worden.

$$E = P * t \quad (5.4)$$

met E = energie (kWh)
 P = vermogen (kW)
 t = tijdsduur (uur)

Voor elk alternatief is het vermogen berekend voor een aantal verschillende debieten van de Maas (bijlage F). Uit de afvoerduurlijn kan worden afgeleid hoe vaak een debiet en het bijbehorend vermogen gemiddeld per jaar voorkomt. De opbrengst in een periode is berekend met vergelijking (5.5). In figuur 5.9 is op grafische wijze weergegeven hoe de energie-opbrengst wordt berekend.

$$E_{i,i+1} = \frac{P_i + P_{i+1}}{2} * (T_{i+1} - T_i) * 24 \quad (5.5)$$

met E = energie-opbrengst in periode (kWh)
 P = vermogen (kW)
 T = overschrijding van een debiet (dagen)

De energie-opbrengst van een jaar volgt door sommatie van de bijdragen van

Tabel 5.4 Variatie in valhoogte

	$H_{\max}$ (m)	$H_{\min}$ (m)	$H_{\max} - H_{\min}$ (m)
Alternatief 1	14,25	9,15	5,10
Alternatief 2	16,61	11,34	5,27
Alternatief 3	11,25	11,25	0,00
Alternatief 4	8,97	3,63	5,34
Alternatief 5	11,69	7,13	4,56
Alternatief 6	11,73	10,37	1,36
met $H_{\max}$ = maximum valhoogte (m) bij $Q_0=10 \text{ m}^3/\text{s}$ $H_{\min}$ = minimum valhoogte (m) bij $Q_0=1235 \text{ m}^3/\text{s}$ $H_{\max} - H_{\min}$ = verschil in valhoogte (m) Q_0 = debiet door Maas bij Borgharen in situatie zonder waterkrachtcentrale (m^3/s)			

Tabel 5.5 Vaartijden voor klasse V schip met vaarsnelheid 9 km/uur (ten opzichte van water)

	Stroomopwaarts (uren)	Stroomafwaarts (uren)	Totale reistijd (uren)
Nulsituatie ⁽¹⁾	3,86	3,68	7,54
Alternatief 1	3,95	3,60	7,55
Alternatief 2	3,98	3,58	7,56
Alternatief 3	4,05	3,52	7,57
Alternatief 4	4,01	3,56	7,57
Alternatief 5	4,03	3,54	7,57
Alternatief 6	4,05	3,52	7,57
⁽¹⁾ Met nulsituatie wordt bedoeld de situatie zonder waterkrachtcentrale.			

alle perioden. Voor de berekening van de energie-opbrengst van de alternatieven wordt verwezen naar bijlage F. In tabel 5.3 is voor elk alternatief de berekende energie-opbrengst gegeven.

De sluizen bij Limmel worden gesloten bij extreem hoge waterstanden in de Maas. Deze situatie komt gemiddeld 3 à 4 dagen per jaar voor. Als de sluizen bij Limmel gesloten zijn kan geen water in het Julianakanaal gelaten worden ten behoeve van waterkracht. Er kunnen maatregelen genomen worden om ook bij gesloten sluizen water in Julianakanaal te laten. De vraag is echter of die maatregelen rendabel zijn. Het debiet waarbij de sluizen bij Limmel gesloten worden, wordt ongeveer 1% van het jaar overschreden. Voor alternatief 1 is de energie-opbrengst berekend voor twee situaties:

- Situatie 1 (bijlage F)

Er is een voorziening gemaakt bij de sluizen van Limmel om water in het Julianakanaal te kunnen laten stromen als de sluizen gesloten zijn.

- Situatie 2 (bijlage F)

Als de sluizen bij Limmel vanwege extreem hoge waterstanden in de Maas gesloten worden, kan geen water doorgelaten worden ten behoeve van waterkracht.

In situatie 1 is de opbrengst 28,4 GWh en in situatie 2 is de opbrengst 28,3 GWh. Het verschil in opbrengst is 0,1 GWh. Dit zal niet kostendekkend zijn om een voorziening bij de sluizen van Limmel te maken.

5.3.2 Variatie in valhoogte

Het toerental van een turbine wordt onder andere bepaald door de valhoogte over de turbine. Het toerental van een turbine wordt vastgesteld voor de valhoogte waarbij de energie-opbrengst maximaal is. Indien de werkelijke valhoogte afwijkt van de ontwerpvalhoogte gaat dit ten koste van het rendement.

In tabel 5.4 is voor elk alternatief de variatie in verval gegeven.

5.3.3 Invloed op scheepvaart

Voor een klasse V schip bedraagt de toelaatbare vaarsnelheid op het Julianakanaal momenteel 9 km/uur (Wegwijzer voor de binnenscheepvaart, [23]). Dit is de vaarsnelheid van het schip ten opzicht van het water. Bij een groter debiet door het kanaal wordt de stroomsnelheid van het water groter. Voor de scheepvaart houdt dit in dat bij een groter debiet de stroomopwaartse vaarsnelheid (ten opzichte van de oevers) afneemt. Hier staat tegenover dat bij stroomafwaartse verplaatsing de snelheid ten opzichte van de oevers toeneemt.

Voor elk alternatief zijn de stroomopwaartse, de stroomafwaartse en de totale reistijd berekend (tabel 5.5). Hierbij is geen rekening gehouden met de wachttijden voor de sluizencomplexen bij Born en Maasbracht.

De verschillen in totale vaartijd zijn verwaarloosbaar. Dit criterium is daarom verder niet bij de beoordeling van de alternatieven in aanmerking genomen.

Door het onttrekken en het aflatenvan water in het Julianakanaal ontstaan hinderlijke dwarsstromen. Dwarsstromen in kanaaldelen waar de vaarsnelheid van de schepen klein is bemoeilijken het besturen van de schepen. Dit is het geval bij de sluizencomplexen van Born en Maasbracht en bij de havens in het Julianakanaal. Een dwarsstroom heeft ook hinderlijke gevolgen bij een kleinere breedte van het kanaal.

De alternatieven 1 en 2 onttrekken water aan het Julianakanaal in het kanaaldeel met de kleinste kanaalbreedte. Hier zal de situatie voor de

Tabel 5.6 Hinder voor scheepvaart bij aftap- en uitlaaspunt

	Aftappunt	Uitlaaspunt
Alternatief 1	--	0
Alternatief 2	--	0
Alternatief 3	-	-
Alternatief 4	--	0
Alternatief 5	-	-
Alternatief 6	-	-
-- aanzienlijke hinder voor scheepvaart - beperkte hinder voor scheepvaart 0 verwaarloosbare hinder voor scheepvaart		

Tabel 5.7 Ligging van de alternatieven ten opzichte van het winterbed van de Maas

	Stroombaan tot 2500 m ³ /s	Stroombaan tot 3800 m ³ /s
Alternatief 1	-	--
Alternatief 2	0	-
Alternatief 3	0	0
Alternatief 4	-	--
Alternatief 5	-	--
Alternatief 6	-	--
0 alternatief ligt niet in deze stroombaan - alternatief ligt voor klein deel in deze stroombaan -- alternatief ligt voor groot deel in deze stroombaan		

scheepvaart duidelijk verslechteren.

De uitlaatpunten van de alternatieven 1 en 2 bevinden zich in een deel van de Grensmaas waar vrijwel geen scheepvaart is. Voor de schematisering van het Julianakanaal is aangenomen dat het kanaalprofiel tussen Born en Limmel overal hetzelfde is. Direct bovenstrooms van het sluizencomplex van Born bevindt zich echter de bovenhaven van de sluizen. Het kanaal heeft hier ter hoogte van de waterlijn een breedte van ongeveer 140 m. Het aftap- en uitlaatpunt bevinden zich aan de kanaaloever van de oude, niet meer bediende sluis. De hinder voor de scheepvaart blijft daardoor bij alternatief 3 aanzienlijk beperkt.

Alternatief 4 bevindt zich aan de tegenoverliggende oever van twee havens. Voor de schepen die deze havens willen in- en uitvaren zal aanzienlijke hinder ontstaan door de dwarsstromen. Het uitlaatpunt van alternatief 4 bevindt zich in een deel van de Grensmaas waar vrijwel geen scheepvaart is.

Alternatief 5 onttrekt water aan het Julianakanaal uit een kanaaldeel dat een grote kanaalbreedte heeft. De hinder voor de scheepvaart als gevolg van dwarsstromen zal minder zijn dan bij alternatieven 1 en 2. Bij het uitlaatpunt van dit alternatief in de Grensmaas is de scheepvaart enigszins toegenomen.

Alternatief 6 onttrekt water aan het Julianakanaal bovenstrooms van het sluizencomplex Maasbracht. De afstand tot het sluizencomplex bedraagt ongeveer 900 m, zodat de overlast voor de langzaam varende schepen bij het sluizencomplex Maasbracht beperkt blijft. Het uitlaatpunt van alternatief 6 bevindt zich in de Grensmaas. De hinder voor de scheepvaart is hier van ongeveer dezelfde orde als de hinder veroorzaakt bij het uitlaatpunt van alternatief 5.

Voor een overzicht van de veroorzaakte hinder voor de scheepvaart zie tabel 5.6.

5.3.4 Ruimte

De geschiktheid van een lokatie voor een waterkrachtcentrale wordt ook bepaald door de hoeveelheid beschikbare ruimte.

De meeste ruimte is beschikbaar bij alternatief 6. Er bevindt zich hier weinig bebouwing en er moeten twee wegen gekruist worden.

De in deze omgeving aanwezige grindplassen zouden gebruikt kunnen worden voor de opslag van water. Dit vergt wel enige aanpassingen in verband met de doorlatendheid van de bodem. Indien water opgeslagen wordt in een bekken kan gedurende een paar uur per dag een grotere hoeveelheid water door de centrale geleid worden. Hierdoor kan tijdens de pieken in de elektriciteitsbehoefte een groter vermogen geleverd worden.

Bij alternatief 5 is voldoende ruimte om een klein bekken te maken. Er bevindt zich echter te veel bebouwing en infrastructuur in de directe omgeving van de centrale om een bekken van enige omvang te maken.

Bij de andere alternatieven is te weinig ruimte voor een bekken. Het gebied rondom de waterkrachtcentrale is te dicht bebouwd en er bevindt zich teveel infrastructuur.

De natuurwaarden in de gebieden rondom de alternatieven zijn voornamelijk gebonden aan de dijk van het Julianakanaal en de beken.

De recreatie in het gebied is voornamelijk beperkt tot sportvisserij, fietsen en wandelen en pleziervaart op de Maas.

Met uitzondering van alternatief 3 liggen alle alternatieven gedeeltelijk of geheel in het winterbed van de Maas (zie figuur 5.2 en tabel 5.7). De waterkrachtcentrale, de constructies en dijken langs de aan- en afvoertleidingen en een eventueel bekken vormen een obstakel in het winterbed waardoor het bergend en stroomvoerend oppervlak van het winterbed afneemt.

Tabel 5.8 Jaarlijkse energie-opbrengst bij combinatie van alternatief 3 met alternatief 4, 5 of 6

Combinatie van alternatief 3 met:	Energie-opbrengst (GWh)
Alternatief 4	35,8
Alternatief 5	41,3
Alternatief 6	42,8

Tabel 5.9 Looptijden over afstand van Borgharen-Dorp tot aan stuw bij Linne voor verschillende debieten (persoonlijke mededeling L. Terwel, maart 1994)

Debiet door Maas bij Borgharen-Dorp (in m ³ /s)	Looptijd (in minuten) ⁽¹⁾	Voortplantings-snelheid (in m/s) ⁽²⁾
0<Q<30	660	1,4
30<Q<60	590	1,5
60<Q<130	500	1,8
130<Q<220	470	1,9
220<Q<400	370	2,4
400<Q	250	3,6
⁽¹⁾ Dit is de looptijd van de golf over de afstand van Borgharen-Dorp tot de stuw bij Linne. Deze afstand bedraagt 54,15 km. ⁽²⁾ De voortplantingssnelheid van de golf is berekend door de looptijd van de golf te delen door de afstand van Borgharen-Dorp tot de stuw bij Linne. Er is aangenomen dat deze gemiddelde voortplantingssnelheid toegepast kan worden over het gehele rivierdeel van Borgharen-Dorp tot aan Linne. In werkelijkheid is dit niet het geval en is de voortplantingssnelheid van de golf over bepaalde delen groter of kleiner.		

5.3.5 Combinatiemogelijkheden

Er kan een combinatie gemaakt worden van een aantal hiervoor beschreven alternatieven. Bij de alternatieven 4, 5 en 6 moet het water het sluizencomplex van Born passeren. Het debiet door de sluizen is gemiddeld $15 \text{ m}^3/\text{s}$. Het toelaatbaar debiet door het Julianakanaal is $45 \text{ m}^3/\text{s}$. Er moet dus een voorziening gemaakt worden om gemiddeld $30 \text{ m}^3/\text{s}$ het sluizencomplex te laten passeren. Dit zou kunnen gebeuren met behulp van de oude sluis bij Born. Het is ook mogelijk één van deze alternatieven te combineren met alternatief 3, een waterkrachtcentrale bij Born. Voor de energie-opbrengsten van deze combinaties wordt verwezen naar tabel 5.8.

Een andere mogelijkheid is een centrale in het Julianakanaal te combineren met de al bestaande centrale bij Linne. In het geval van continue energiewinning heeft een centrale bovenstrooms van Linne geen enkele invloed op het debiet door de waterkrachtcentrale bij Linne. Er is geen verandering in het debiet bij Linne ten opzichte van de oorspronkelijke situatie. Een verandering in debiet is er alleen in het deel van de Grensmaas benedenstrooms van de aftakking van het Julianakanaal, tot aan het uitlaatpunt van de waterkrachtcentrale. Als bij de waterkrachtcentrale bij het Julianakanaal water verzameld wordt in een bekken en afgelaten wordt tijdens een aantal uren per dag verandert deze situatie. In de perioden dat water in het bekken verzameld wordt, wordt het aangevoerde debiet bij de centrale bij Linne verminderd met het debiet voor de waterkrachtcentrale in het Julianakanaal. In de perioden dat door de waterkrachtcentrale in het Julianakanaal een debiet groter dan $30 \text{ m}^3/\text{s}$ afgelaten wordt, neemt het aangevoerde debiet voor de waterkrachtcentrale bij Linne toe. Er kan dan ook bij de centrale bij Linne tijdens de piekuren van de electriciteitsbehoefte een groter vermogen opgewekt worden. Een nadeel is dat indien het piekdebet door de centrale bij Linne geleid wordt ook benedenstrooms van de waterkrachtcentrale bij Linne, in het stuwpannd Roermond, grote variaties in het debiet optreden en deze zijn niet gewenst.

Bij een kleine afstand tussen het uitlaatpunt van de waterkrachtcentrale bij het Julianakanaal en de waterkrachtcentrale bij Linne wordt de looptijd van de golf kleiner. Er kan dan korte tijd nadat een piekdebet afgelaten wordt door centrale bij het Julianakanaal ook door de centrale bij Linne een groter vermogen geleverd worden. Als de looptijd van de golf groter wordt kan de centrale bij Linne pas op een later tijdstip een groter vermogen gaan leveren. De periode dat de centrale bij Linne een piekvermogen levert is dan niet gelijktijdig met de piekuren van de electriciteitsbehoefte.

De centrale bij Linne bevindt zich in de Maas bij kmr 68,550N (zie figuur 2.4 en bijlage B).

De looptijden van de golven die afgelaten worden door de waterkrachtcentrales bij de verschillende alternatieven zijn berekend voor het debiet dat continu door de waterkrachtcentrale stroomt. Het debiet dat tijdens de piekuren afgelaten wordt zal echter groter zijn dan het debiet dat continu door de centrale stroomt. Bij een groter debiet neemt de voortplantingssnelheid toe en wordt de looptijd van de golf kleiner. Bij een groter debiet wordt de situatie voor het piekbeheer dus gunstiger. In tabel 5.9 is de gemiddelde voortplantingssnelheid berekend voor een golf die loopt van Borgharen-Dorp tot aan de stuw bij Linne. De looptijd van de golf afgelaten door de waterkrachtcentrales is berekend door de afstand van het uitlaatpunt van de waterkrachtcentrale tot aan de waterkrachtcentrale bij Linne te delen door de gemiddelde voortplantingssnelheid.

Tabel 5.10 Looptijden voor golf over afstand van uitlaatpunt waterkrachtcentrale tot aan waterkrachtcentrale Linne (bij continue energiewinning)

	Afstand vanaf uitlaatpunt in Maas tot aan wkc Linne (in km)	Looptijd bij gemiddeld debiet (in uren) ⁽¹⁾	Looptijd bij gemiddeld zomerdebiet (in uren) ⁽²⁾
Alternatief 1	34,15	4,0	5,3
Alternatief 2	29,15	3,4	4,5
Alternatief 4	22,15	2,6	3,4
Alternatief 5	15,15	1,8	2,3
Alternatief 6	5,15	0,6	0,8

⁽¹⁾ Het gemiddeld debiet in de Maas bij Borgharen in de situatie zonder waterkrachtcentrale is 230 m³/s. Benedenstrooms van het uitlaatpunt van de waterkrachtcentrale blijft het gemiddeld debiet 230 m³/s. Bij dit debiet is de voortplantingssnelheid ongeveer 2,4 m/s (zie tabel 5.9). De looptijd over de afstand van het uitlaatpunt van de waterkrachtcentrale tot aan de waterkrachtcentrale bij Linne is bepaald door deze afstand te delen door de voortplantingssnelheid.

⁽²⁾ Het gemiddeld zomerdebiet in de Maas bij Borgharen in de situatie zonder waterkrachtcentrale is 110 m³/s. Benedenstrooms van het uitlaatpunt van de waterkrachtcentrale blijft het gemiddeld zomerdebiet 110 m³/s. Bij dit debiet is de voortplantingssnelheid ongeveer 1,8 m/s (zie tabel 5.9). De looptijd over de afstand van het uitlaatpunt van de waterkrachtcentrale tot aan de waterkrachtcentrale bij Linne is bepaald door deze afstand te delen door de voortplantingssnelheid.

Tabel 5.11 Looptijden voor golf afgelaten door waterkrachtcentrale bij Born (alternatief 3) tot aan waterkrachtcentrale bij Linne (bij continue energiewinning)

Combinatie van alternatief 3 met:	$L_{jk}^{(1)}$ (km)	$L_{Maas}^{(2)}$ (km)	$T_{jk}^{(3)}$ (uur)	$T_{Maas}^{(4)}$ (uur)	$T_{totaal}^{(5)}$ (uur)
Geen wkc ⁽⁶⁾	16,0 (5,2/10,8)	2,25	0,6 (0,2/0,4)	0,3/0,3	0,9/0,9
Alternatief 4 ⁽⁷⁾	2,2 (2,2/0,0)	22,15	0,1 (0,1/0,0)	2,6/3,4	2,7/3,5
Alternatief 5 ⁽⁷⁾	7,2 (5,2/2,0)	15,15	0,3 (0,2/0,1)	1,8/2,3	2,1/2,6
Alternatief 6 ⁽⁷⁾	12,2 (5,2/7,0)	5,15	0,5 (0,2/0,3)	0,6/0,8	1,1/1,3

(1) Afstand die de golf afgelaten door de waterkrachtcentrale bij Born aflegt in het Julianakanaal (afstand in kanaaldeel Born-Roosteren/afstand in kanaaldeel Roosteren-Maasbracht)

(2) Afstand die de golf aflegt in de Maas tot aan de waterkrachtcentrale bij Linne.

(3) Looptijd van de golf in het Julianakanaal (looptijd in kanaaldeel Born-Roosteren/looptijd in kanaaldeel Roosteren-Maasbracht). De voortplantingssnelheid van de golf is berekend voor een debiet van 45 m³/s met de formule $c=v+\sqrt{gh}$ met $h=A/B$ (A =natte doorsnede (m²), B =breedte dwarsprofiel bij waterlijn (m) en v =stroomsnelheid bij 15 m³/s). Voor het kanaaldeel Born-Roosteren geldt $c=6,32$ m/s en voor het kanaaldeel Roosteren-Maas geldt $c=7,67$ m/s.

(4) Looptijd van de golf in de Maas (looptijd bij gemiddeld debiet/looptijd bij gemiddelde zomerdebiet). De looptijd van de golf in de Maas wordt mede bepaald door het debiet door de Maas. De looptijden zijn berekend voor het gemiddeld debiet (230 m³/s) en het gemiddelde zomerdebiet (110 m³/s). Voor de voortplantingssnelheden van de golven zie tabel 5.9.

(5) Totale looptijd van de golf over de afstand vanaf het uitlaatpunt van de waterkrachtcentrale bij Born tot aan de waterkrachtcentrale bij Linne (looptijd bij gemiddeld debiet/looptijd bij gemiddeld zomerdebiet).

(6) De golf die afgelaten wordt door de waterkrachtcentrale bij Born passeert met behulp van een speciale voorziening het sluizencomplex van Maasbracht en stroomt verder door het Julianakanaal. Hierbij is verondersteld dat het kanaalprofiel benedenstrooms van het sluizencomplex Maasbracht gelijk is aan het kanaalprofiel Roosteren-Maasbracht en dat de voortplantingssnelheid van de golf hier dus ook gelijk is aan de voortplantingssnelheid van de golf in het kanaaldeel Roosteren-Maasbracht. Aan het einde van het Julianakanaal stroomt het water uit in de Maas.

(7) De waterkrachtcentrale bij Born wordt gecombineerd met een andere waterkrachtcentrale in het Julianakanaal (alternatief 4, 5 of 6). De golf die afgelaten wordt door de waterkrachtcentrale bij Born stroomt door het Julianakanaal naar één van de andere waterkrachtcentrales. Via één van deze waterkrachtcentrales stroomt het water naar de Maas en door de Maas stroomt het water verder naar de waterkrachtcentrale bij Linne.

Tabel 5.12 Vergelijking van alternatieven

Alternatief	E (GWh) ⁽¹⁾	Variatie in valhoogte (m) ⁽²⁾	Hinder voor scheepvaart ⁽³⁾	Ruimte ⁽⁴⁾	Looptijd tot Linne (uren) ⁽⁵⁾
1	28,3	9,15/14,25	--	-	4,0
2	28,9	11,34/16,61	--	-	3,4
3	21,2	11,25/11,25	-	-	0,9
4	14,6	3,63/ 8,97	--	-	2,6
5	20,1	7,13/11,69	-	0	1,8
6	21,6	10,37/11,73	-	+	0,6
⁽¹⁾ Met E wordt bedoeld de jaarlijkse energie-opbrengst in een gemiddeld jaar. ⁽²⁾ Bij de variatie in valhoogte wordt met de notatie bedoeld: minimaal verval/maximaal verval Voor meer gegevens over de variatie in valhoogte zie tabel 5.4 ⁽³⁾ Hinder voor scheepvaart: -- aanzienlijke hinder voor scheepvaart - beperkte hinder voor scheepvaart ⁽⁴⁾ Ruimte: - weinig ruimte beschikbaar 0 voldoende ruimte voor een klein bekken + voldoende ruimte beschikbaar voor een bekken ⁽⁵⁾ Looptijd vanaf uitlaatpunt waterkrachtcentrale tot waterkrachtcentrale bij Linne bij gemiddeld debiet (230 m³/s)					

$$T = \frac{L}{c * 3,6} \quad (5.6)$$

met T = looptijd golf (uren)
 c = voortplantingssnelheid (m/s)
 L = afgelegde afstand (km)

Voor de looptijden van de golven afgelaten door de waterkrachtcentrales bij alternatieven 1, 2 en 4 t/m 6 wordt verwezen naar tabel 5.10.

Bij alternatief 3 zijn er twee mogelijke manieren waarop het water kan terugstromen naar de Maas. Bij de ene mogelijkheid stroomt het water langs het sluisencomplex Maasbracht en vervolgens aan het einde van het Juliana-kanaal in de Maas. Bij de andere mogelijkheid wordt de waterkrachtcentrale bij Born gecombineerd met één van de drie waterkrachtcentrales benedenstrooms van Born (alternatief 4, 5 of 6). Het water stroomt dan via een andere waterkrachtcentrale uit in de Maas. Voor de looptijden van de golf die afgelaten wordt door de waterkrachtcentrale bij alternatief 3 zie tabel 5.11.

Uit de tabellen 5.10 en 5.11 blijkt dat alleen bij alternatief 6 de mogelijkheid bestaat om ongeveer tegelijkertijd met de waterkrachtcentrale bij Linne een piekbelasting op te vangen. Bij de andere alternatieven is de looptijd van de golf te lang en komt de golf buiten de piekuren aan. De mogelijkheid om water op te slaan in een bekken en energie te winnen tijdens de piekuren van de electriciteitsbehoefte wordt verder uitgewerkt in hoofdstuk 6.

5.4 Conclusie

In tabel 5.12 worden de alternatieven beoordeeld op de in §5.2 gestelde criteria.

Alternatief 2 heeft de grootste energie-opbrengst. Er is hier echter weinig ruimte en er wordt aanzienlijke overlast veroorzaakt voor de scheepvaart.

Alternatief 1 heeft een kleinere opbrengst en heeft dezelfde nadelen.

Alternatief 6 heeft na de twee hiervoor genoemde alternatieven de grootste energie-opbrengst. Bij deze lokatie is er meer ruimte en minder overlast voor de scheepvaart. De variatie in valhoogte is klein. In geval van piekbelasting kan de centrale bij Linne korte tijd na het opstarten van de centrale bij Maasbracht een groter vermogen leveren.

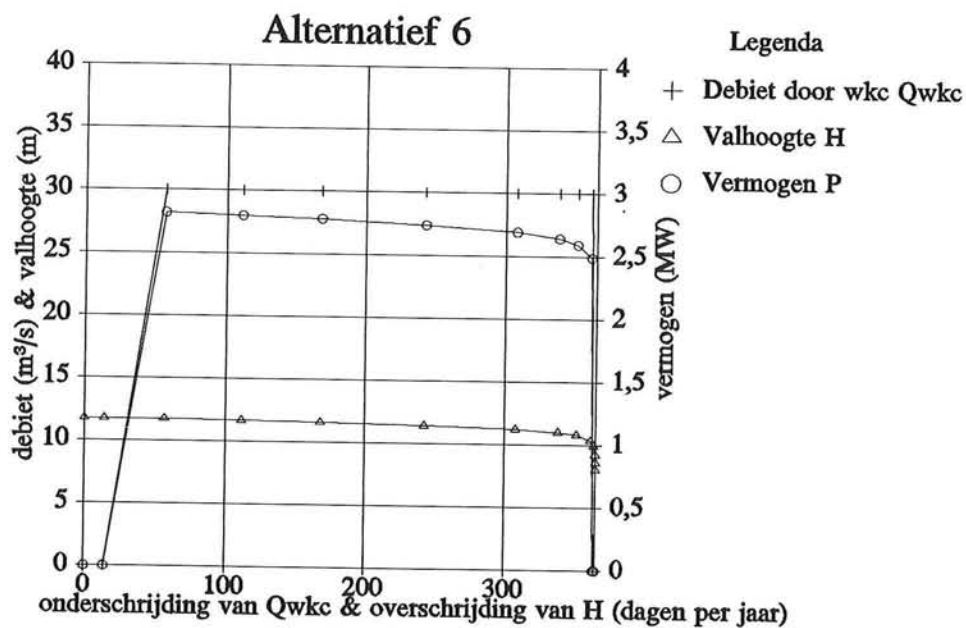
De alternatieven 3, 4 en 5 hebben een lagere energie-opbrengst en er is bovendien minder ruimte.

Alternatief 6 lijkt het meest veelbelovende alternatief. Een combinatie van alternatief 3 en 6 leidt tot een hogere energie-opbrengst (zie tabel 5.8). Beide alternatieven kunnen tegelijkertijd gerealiseerd worden. Het is ook mogelijk de centrale bij Born op een later tijdstip te realiseren.

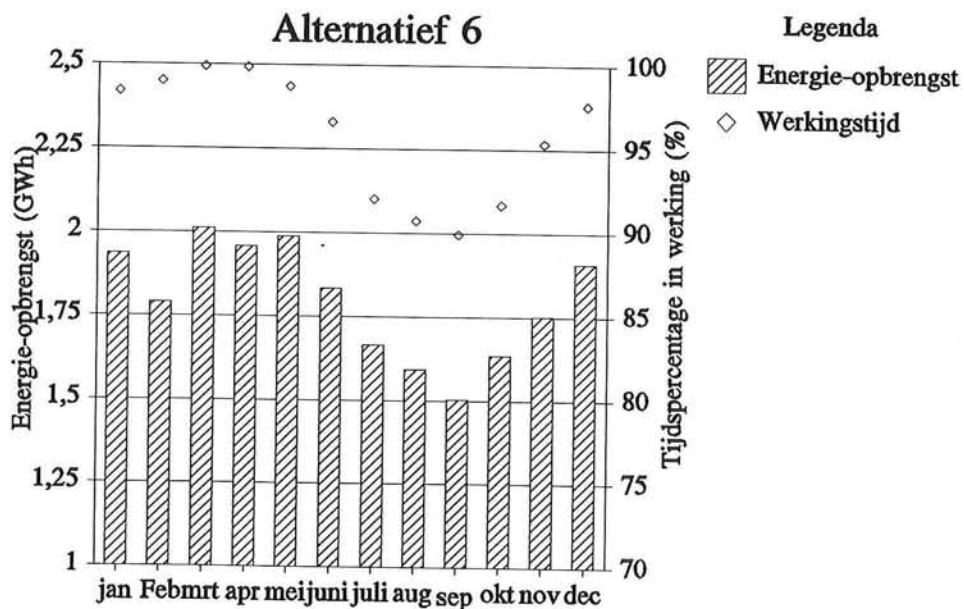
Vanwege de beperkte tijd die ter beschikking staat worden in de volgende hoofdstukken alleen de mogelijkheden van alternatief 6 nader uitgewerkt.

In figuur 5.10 zijn voor alternatief 6 de duurlijnen van het beschikbaar debiet en verval en het vermogendiagram weergegeven.

De productie van electriciteit is dan pas interessant als met een zekere betrouwbaarheid electriciteit geleverd kan worden. Vooral tijdens de maximaal optredende vraag naar electriciteit, in Nederland in de wintermaanden, dient de productie van electriciteit gegarandeerd te kunnen worden. In figuur 5.11 is de verdeling van de opgewekte energie over de



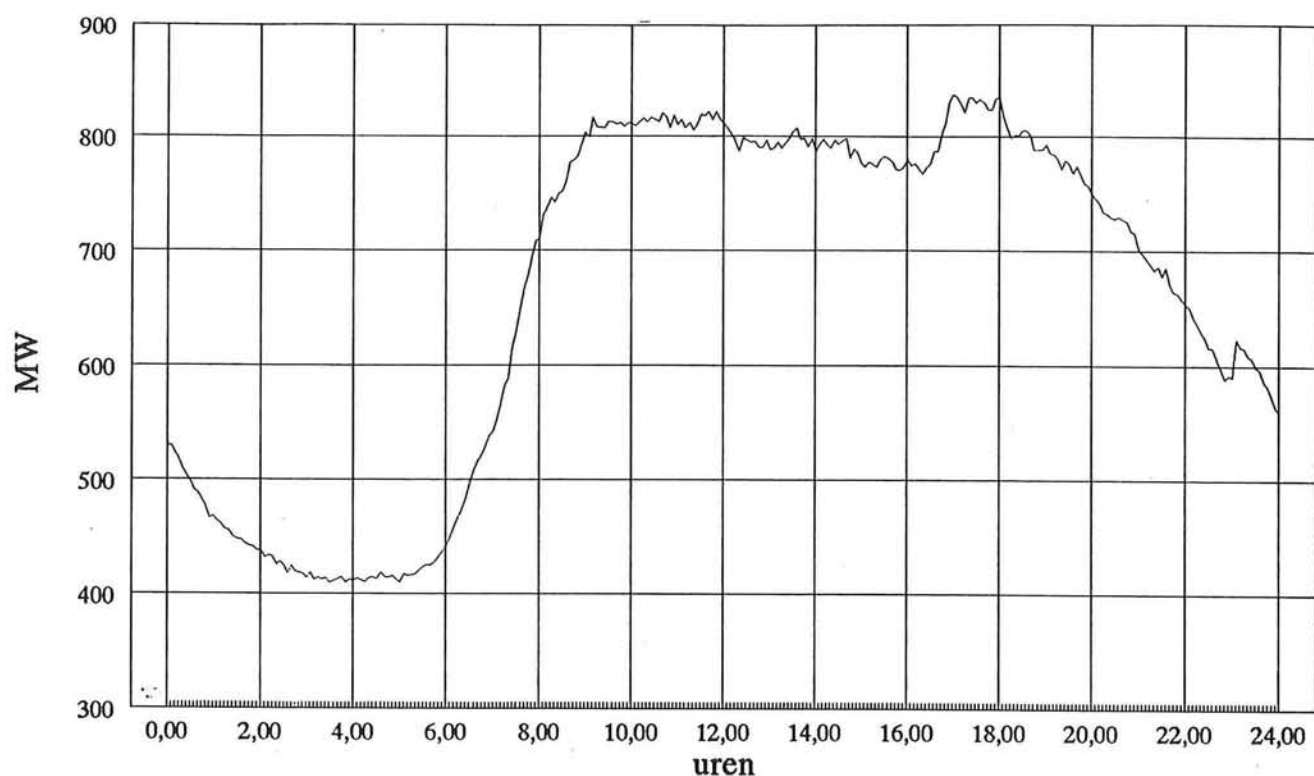
Figuur 5.10 Duurlijnen en vermogendiagram voor alternatief 6



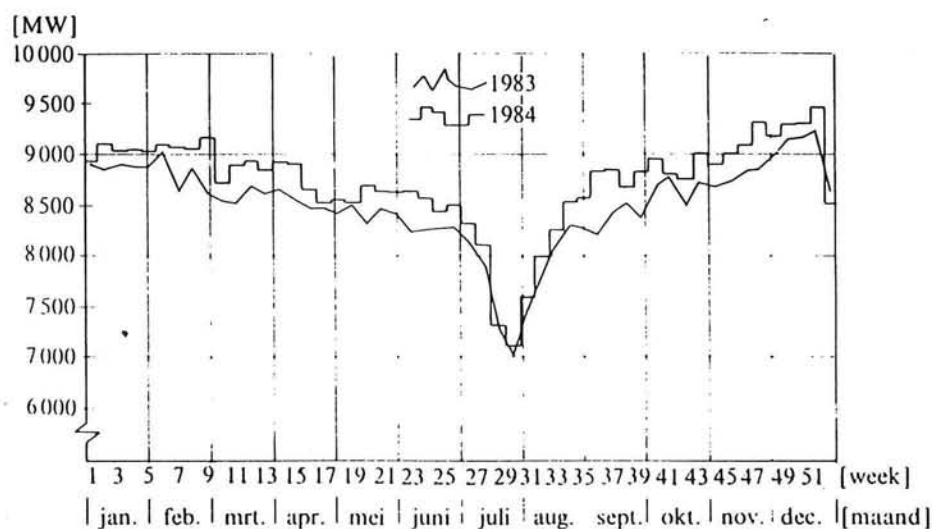
Figuur 5.11 Verdeling van de energie-opbrengst over het jaar en percentage van de tijd dat de centrale per maand in werking is (alternatief 6)

verschillende maanden van een gemiddeld jaar te zien. In deze figuur is bovendien aangegeven hoe groot het percentage van de tijd is dat de centrale in werking is en dat energie opgewekt kan worden.

*hoe in de werking
bepaald?*



Figuur 6.1 Dagbelastingdiagram van een dag met een grote piekbelasting in het voorzieningsgebied van MEGA-Limburg, 24-11-1993 (MEGA-Limburg)



Figuur 6.2 Weekmaxima van de belasting van de openbare elektriciteitsvoorziening in 1984 en 1983 (Gool, [14])

6.1 Inleiding

De vraag naar electriciteit varieert gedurende de dag, gedurende de week en gedurende het jaar. De dagelijkse variatie komt tot uitdrukking in een laag verbruik 's nachts en een hoog verbruik overdag (figuur 6.1). De wekelijkse variatie wordt veroorzaakt door het verschil in belasting op werkdagen (maandag t/m vrijdag) en in het weekend. De variatie in de vraag gedurende het jaar vertoont een duidelijk dal in de zomermaanden en een piek in de wintermaanden (figuur 6.2).

Door het ontbreken van mogelijkheden om electriciteit op te slaan moet er electriciteit geproduceerd kunnen worden op het moment dat er vraag naar is. De electriciteit moet met een zekere betrouwbaarheid geleverd kunnen worden.

Uit figuur 6.1 blijkt dat voor een klein deel van de dag een piekvermogen nodig is. Dit piekvermogen wordt meestal door verbrandingsovens van fossiele brandstofcentrales geleverd. Om het gevraagde vermogen te kunnen leveren kan het nodig zijn dat een extra verbrandingsoven in een fossiele brandstofcentrale opgestart moet worden. Om een nieuwe verbrandingsoven in bedrijf te brengen is een lange tijd nodig (meer dan 10 uur). Het opvoeren van de belasting van een deelbelaste grote eenheid is beperkt tot een bepaald vermogen per tijdseenheid om onaanvaardbare grote temperatuurverschillen en spanningen in de eenheid te voorkomen.

Waterkrachtcentrales zijn zeer geschikt om een bijdrage te leveren aan de opvang van deze pieken. Een waterkrachtcentrale met elektronische besturing kan binnen anderhalve minuut op het net gebracht worden en tot vollast belast worden.

Indien de mogelijkheid bestaat om water op te slaan in een bekken kan tijdens de pieken in de electriciteitsvraag een groter vermogen geleverd worden. In de periode dat de electriciteitsvraag klein is, wordt water verzameld in het bekken. Tijdens de piekuren stroomt het water door de turbines en wordt er tijdelijk een groter vermogen opgewekt.

In dit hoofdstuk wordt de mogelijkheid onderzocht om bij de waterkrachtcentrale van Maasbracht met behulp van een bekken piekdebieten door de waterkrachtcentrale te leiden tijdens de piekuren in de electriciteitsvraag. De centrale bevindt zich tussen het bekken en het uitlaatpunt in de Maas.

6.2 Vraag en waarde van electriciteit

6.2.1 Vraag naar electriciteit

De pieken in de electriciteitsvraag vallen op werkdagen. Naar verluidt vallen de pieken meestal in de ochtenduren tussen 9.00 uur en 10.00 uur en in de avonduren tussen 16.00 uur en 18.00 uur (mondelinge mededeling van dhr. Rutten, MEGA Limburg, maart 1994). Dat is overigens niet het geval voor het diagram van 24-11-1993 dat is afgebeeld in figuur 6.1.

6.2.2 Waarde van electriciteit

De waarde van de electriciteit wordt bepaald door de uren waarop de electriciteit wordt geleverd. Bij dit onderzoek is uitgegaan van de

Tabel 6.1 Landelijk Basis Tarief per kwartaal in 1993 en 1994 in ct/kWh (MEGA Limburg)

	1993				1994		vergoeding ⁽¹⁾
	1	2	3	4	1	2	
plateau-uren ⁽²⁾	5,1	5,1	4,9	5,1	5,0	4,6	5,06
daluren ⁽³⁾	4,8	4,8	4,8	4,6	4,7	4,3	4,75
⁽¹⁾ De vergoeding per kWh is het gemiddelde van de tarieven van 1993 en de eerste twee kwartalen van 1994, gereduceerd met 2% en vermeerderd met het opslagpercentage van 4%, voor teruglevering op 10 kV (Standaardregeling terugleveringen 1994, [11]). ⁽²⁾ Met plateau-uren worden bedoeld de uren tussen 7.00 uur en 23.00 uur. ⁽³⁾ Met daluren worden bedoeld de uren tussen 23.00 uur en 7.00 uur.							

Tabel 6.2 Vergoedingen bij optie 1, 2 en 3 in ct/kWh (EnergieNed, [11])

	Optie 1	Optie 2	Optie 3
werkdagen (winter) ⁽¹⁾			
plateau-uren ⁽²⁾	5,06	13,36	6,56
daluren ⁽³⁾	4,75	4,75	4,75
werkdagen (zomer) ⁽⁴⁾			
plateau-uren ⁽²⁾	5,06	5,06	6,56
daluren ⁽³⁾	4,75	4,75	4,75
weekend			
plateau-uren ⁽²⁾	5,06	5,06	5,06
daluren ⁽³⁾	4,75	4,75	4,75
⁽¹⁾ Met werkdagen (winter) worden bedoeld de werkdagen in de maanden januari, februari, maart, oktober, november en december. ⁽²⁾ Onder plateau-uren worden verstaan de uren tussen 7.00 uur en 23.00 uur. ⁽³⁾ Onder daluren worden verstaan de uren tussen 23.00 uur en 7.00 uur. ⁽⁴⁾ Met werkdagen (zomer) worden bedoeld de werkdagen in de maanden april, mei, juni, juli, augustus en september.			

tarieven voor terugleveraars zoals deze door de electriciteitsmaatschappijen gehanteerd worden (Standaardregeling terugleveringen 1994, [11]). Bij deze tarieven wordt onderscheid gemaakt tussen een vaste vergoeding per geleverde kWh en een additionele vergoeding. Voor de additionele vergoeding kan door het bedrijf uit een aantal opties worden gekozen.

De vaste vergoeding is een vergoeding voor elke geleverde kWh. Hierbij wordt onderscheid gemaakt tussen de plateau-uren (van 7.00 uur tot 23.00 uur) en de daluren (van 23.00 uur tot 7.00 uur).

Het tarief dat bij dit onderzoek voor de vaste vergoeding is aangenomen is gebaseerd op het gemiddeld LBT (Landelijk Basis Tarief) van 1993 en de eerste twee kwartalen van 1994 (zie tabel 6.1).

Indien aangenomen wordt dat, evenals bij de waterkrachtcentrale bij Linne, op een spanningsniveau van 10 kV electriciteit geleverd wordt, dan is de vaste vergoeding per kWh:

- tijdens de plateau-uren 5,06 ct/kWh
- tijdens de daluren 4,75 ct/kWh

De additionele vergoeding kan een vergoeding zijn voor de geleverde kWh's in bepaalde perioden of een vergoeding voor het geleverde vermogen op bepaalde momenten. Een bedrijf kan kiezen uit drie opties:

- Bij optie 1 geldt een tarief voor het geleverde vermogen. De omvang van het geleverde vermogen dat voor vergoeding in aanmerking komt, is het gemiddelde vermogen dat tijdens de verrekenmomenten geleverd is. De verrekenmomenten worden gedefinieerd als de twee hoogste pieken in het voorjaar en de twee hoogste pieken in het najaar, van het landelijk geleverd vermogen. De verrekenmomenten vallen meestal in de maanden januari, februari, november en december op werkdagen in de ochtenduren tussen 9.00 uur en 10.00 uur en in de avonduren tussen 16.00 uur en 18.00 uur.

De vergoeding per kW tijdens de verrekenmomenten wordt bepaald met behulp van de volgende vergelijkingen (Standaardregeling terugleveringen 1994, [11]):

$$V = (RBT_g - O) * C_f \quad (6.1)$$

$$C_f = 60 + (B - 250) * 0,022 \quad (6.2)$$

- met
- V = vergoeding per kW (in guldens)
 - RBT_g = gewogen gemiddelde van Regionale Basis Tarieven = f 249,04
 - O = deel van Landelijk Basis Tarief dat dekking geeft voor de Overheadkosten van de SEP = f 5,69
 - C_f = correctiefactor (%)
 - B = bedrijfstijd, dit is het quotiënt van het aantal geleverde kWh's gedurende de plateau-uren in de wintermaanden (januari, februari, maart, oktober, november en december) en het gemiddeld geleverd vermogen in kW tijdens voornoemde verrekenmomenten, $250 < B < 2043$

- Bij optie 2 geldt een additionele vergoeding voor de geleverde kWh's in de wintermaanden (januari, februari, maart, oktober, november en december) op werkdagen tussen 7.00 uur en 23.00 uur. Indien tussen de terugleveraar en het energiedistributiebedrijf afspraken worden gemaakt over de beschikbaarheid van het opgestelde vermogen is de vergoeding in



Figuur 6.3 Overzichtskaart lokatie waterkrachtcentrale Maasbracht in huidige situatie, schaal 1:25.000 (Topografische kaart van Nederland, [29])

het jaar 1994 8,3 ct/kWh.

- Voor optie 3 geldt een additionele vergoeding voor de geleverde kWh's gedurende het hele jaar op werkdagen tussen 7.00 uur en 23.00 uur. Deze vergoeding is 1,5 ct/kWh.

Voor een overzicht van de vergoedingen bij optie 1, 2 en 3 wordt verwezen naar tabel 6.2. De maximale vergoeding per kWh wordt verkregen bij optie 2 tijdens de plateau-uren in de wintermaanden. In figuur 5.11 is de verdeling van de energie-opbrengst over het jaar weergegeven. Op basis van de vergoedingen zoals gegeven in tabel 6.2 en de verdeling van de energie-opbrengst over het jaar zoals weergegeven in figuur 5.11, kan geconcludeerd worden dat de opbrengst volgens optie 2 groter is dan de opbrengst volgens optie 3. De opbrengst wordt in dit hoofdstuk berekend volgens beide opties zodat het verschil tussen de opbrengsten berekend volgens beide opties duidelijk wordt.

De opbrengsten volgens optie 1 worden voornamelijk bepaald door de grootte van het geleverde vermogen tijdens de verrekenmomenten. De grootte van dit vermogen wordt bepaald door de grootte van het piekdebiet dat tijdens de piekuren door de waterkrachtcentrale geleid wordt (zie §6.4.1).

6.3 Lokatie bekken

6.3.1 Inleiding

Voor de situering van het bekken zijn een aantal lokaties mogelijk in de omgeving van het sluizencomplex Maasbracht (zie de figuren 6.3 t/m 6.6).

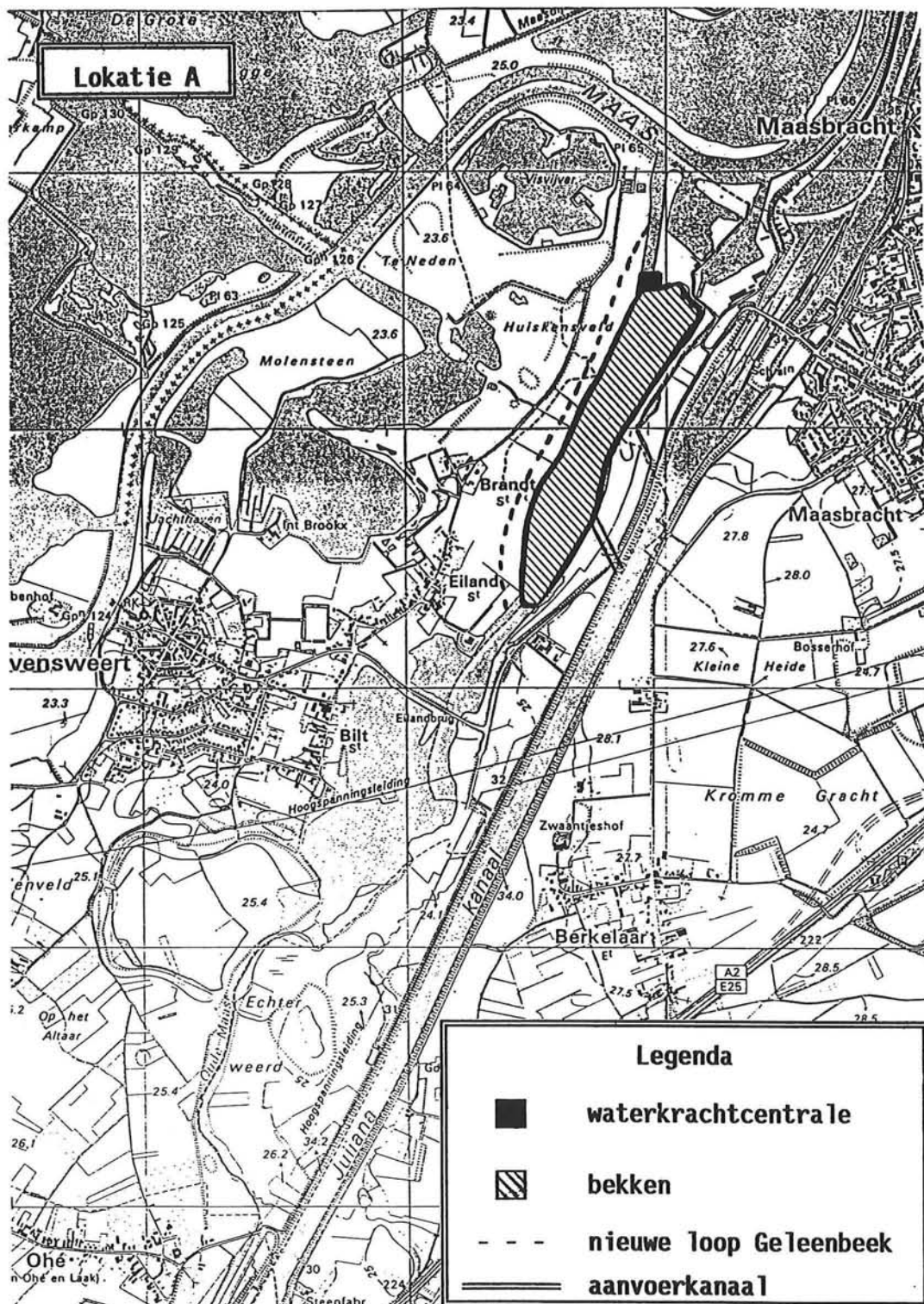
Om een zo groot mogelijke energie-opbrengst te verkrijgen moet het water-niveau in het bekken zo hoog mogelijk gehouden worden, zodat de valhoogte zo groot mogelijk is. Het maximale waterniveau in het bekken wordt gelijk verondersteld aan het kanaalpeil van het Julianakanaal in het kanaalpand Born-Maasbracht, namelijk NAP+32,65m. Het Julianakanaal ligt hier in ophoging en het maaiveld aan beide zijden van het Julianakanaal ligt een stuk lager dan het kanaalpeil van het Julianakanaal. Er zijn hoge dijken nodig om het bekken en langs de aanvoerleidingen.

Indien het bekken op grote afstand van het aftappunt ligt is de lengte van de benodigde dijken langs de aanvoerleidingen groter. Dit leidt tot hogere aanleg- en onderhoudskosten. Bovendien veroorzaken langere aanvoerleidingen grotere vervalverliezen. Het bekken ligt bij alle lokaties vlakbij het Julianakanaal om de aanvoerleiding zo kort mogelijk te houden.

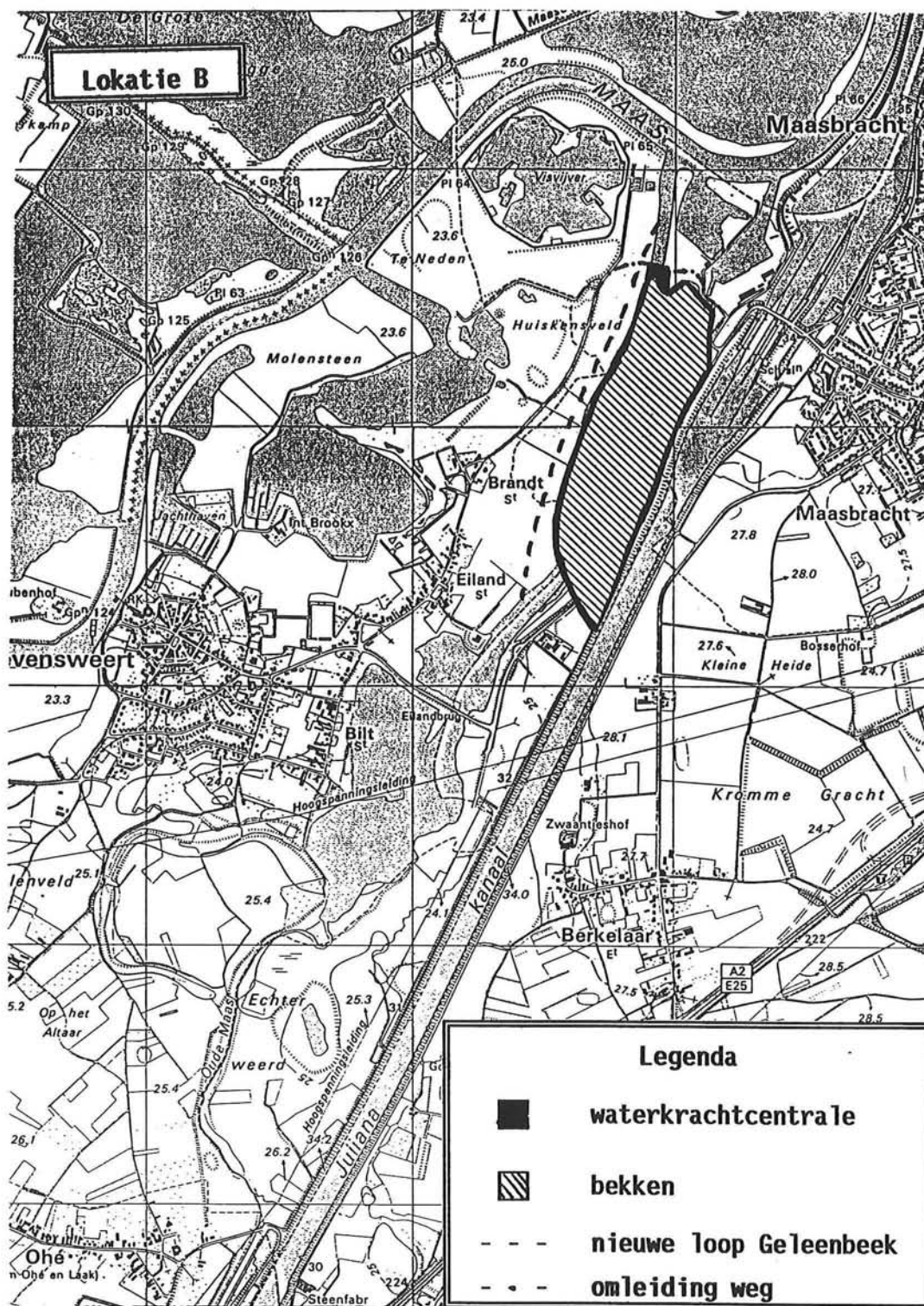
Indien het oppervlak van het bekken groter is kan er meer water in het bekken opgeslagen worden en kan er een groter piekdebiet afgelaten worden of er kan gedurende een langere periode een piekdebiet afgelaten worden. Bij een groter oppervlak van het bekken zijn echter ook de benodigde dijken om het bekken langer.

6.3.2 Lokatie A

Het bekken ligt grotendeels in de grindplas vlakbij het Julianakanaal (zie de figuren 6.3 en 6.4). De grindplas wordt in twee delen gesplitst. Het ene deel van de grindplas gaat deel uitmaken van het bekken en het andere deel van de grindplas blijft onveranderd.



Figuur 6.4 Overzichtskaart lokatie A, schaal 1:25.000 (Topografische kaart van Nederland, [29])



Figuur 6.5 Overzichtskaart lokatie B, schaal 1:25.000 (Topografische kaart van Nederland, [29])

Momenteel stroomt het water van de Geleenbeek⁽¹⁾ in deze plas uit. Het waterniveau in de Geleenbeek is aanzienlijk lager dan het waterniveau in het bekken van de waterkrachtcentrale. De Geleenbeek kan dus niet in het bekken uitstromen. De beek wordt om het bekken geleid en het water stroomt benedenstrooms van de waterkrachtcentrale uit in de afvoerleiding. Hierbij kan aan de nieuwe loop van de beek een natuurlijk karakter gegeven worden. Het verhang in het deel van de Geleenbeek benedenstrooms van de grindplas is momenteel verwaarloosbaar en de waterstand in de grindplas kan gelijk worden verondersteld aan het waterniveau in de Maas. Bij het omleggen van de Geleenbeek zal het debiet van de Geleenbeek door een veel kleiner dwarsprofiel stromen en er zal een verhang ontstaan. De stijging van de waterstand in de grindplas als gevolg van dit verhang zal niet groot zijn. Het voordeel van deze lokatie is dat geen wegen omgelegd hoeven te worden. Wel is een constructie nodig voor een weg om de aanvoerleiding naar het bekken te passeren.

Nadelen van deze lokatie zijn de benodigde omlegging van de Geleenbeek en de grote hoeveelheid grondverzet per meter dijk lengte. Het maaiveld rondom het bekken ligt laag en de omringende dijken van het bekken zullen hoog worden. Deze hoge dijken zullen vooral hinderlijk zijn in het gebied tussen het Julianakanaal en het bekken. Aan beide zijden van dit gebied bevinden zich na aanleg van het bekken dijken met een hoogte van ongeveer NAP+34,00m. Het maaiveld ligt hier echter tussen NAP+23,50m en NAP+27,00m. Het bekken bevindt zich in het winterbed van de Maas (zie figuur 5.2). Bij grote debieten gaat het ruimtebeslag van het bekken ten koste van het bergend en stroomvoerend oppervlak van de Maas. Onderzocht zou kunnen worden of het mogelijk is om bij grote afvoeren het bekken voor de opslag van overtollig water van de Maas te gebruiken.

Het bekken heeft een oppervlakte van ongeveer 30,0 ha. De lengte van de benodigde dijken om het bekken is 2850 m. De aanvoerleiding heeft een lengte van 200 m en de lengte van de dijken langs de aanvoerleiding is 400 m. De totale lengte van de benodigde dijken komt daarmee op 3250 m.

6.3.3 Lokatie B

Het bekken ligt tegen de dijk van het Julianakanaal (zie de figuren 6.3 en 6.5).

Een voordeel van deze lokatie is dat de dijk van het Julianakanaal na enige aanpassingen gebruikt kan worden als dijk om het bekken. Doordat het bekken tegen de dijk van het Julianakanaal aanligt is bovendien de verstoring van de dijklichamen in het landschap kleiner en is er geen aanvoerleiding nodig naar het bekken.

Een nadeel van deze lokatie is dat de weg langs het Julianakanaal omgelegd moet worden. Deze weg kan ter plaatse van de waterkrachtcentrale over de afvoerleiding geleid worden en aangesloten worden op de weg naar Stevensweert.

Evenals bij lokatie A moet ook bij deze lokatie de Geleenbeek omgelegd worden. De beek wordt om het bekken geleid en benedenstrooms van de waterkrachtcentrale stroomt het water van de beek uit in de afvoerleiding. Aan de nieuwe loop van de beek kan een natuurlijk karakter gegeven worden. Door de omleiding van de Geleenbeek ontstaat een verhang in de beek. De stijging van het waterniveau in de grindplas door de toename van het verhang zal niet groot zijn.

De aanleg van een bekken op deze lokatie gaat ten koste van het grond-

⁽¹⁾ Op de overzichtskaarten (figuren 6.3 t/m 6.6) wordt de Geleenbeek aangeduid met Oude Maas

Tabel 6.3 Afweging van lokatie

	Lokatie A	Lokatie B	Lokatie C
Horizonvervuiling ⁽¹⁾	---	--	-
Ander grondgebruik ⁽²⁾	-	--	---
Lengte dijken (m)	3250	3125	2750
nieuw (m)	3250	2025	1750
aanpassing (m)	0	1100	1000
Geleenbeek ⁽³⁾	-	-	0
Oppervlakte bekken (ha)	30,0	36,0	26,5
Infrastructuur ⁽⁴⁾	-	--	---
Winterbed ⁽⁵⁾	-	-	0
(1) Met horizonvervuiling wordt bedoeld dat het bekken visueel een verstoring is in het landschap. De mate waarin het bekken visueel een verstoring vormt in het landschap is groter bij een groter aantal - tekens. (2) Het ruimtebeslag van het bekken gaat ten koste van ander grondgebruik zoals bijvoorbeeld landbouwgrond. De mate waarin het bekken ten koste gaat van ander grondgebruik is groter bij een groter aantal - tekens. (3) Door de aanleg van het bekken kan het nodig zijn dat de loop van de Geleenbeek wordt omgelegd. 0 de Geleenbeek wordt niet omgelegd - de Geleenbeek krijgt een nieuwe loop (4) Door de aanleg van het bekken worden aanpassingen in de infrastructuur vereist, zoals het omleiden van wegen. De mate waarin de aanleg van het bekken aanpassingen vereist in de infrastructuur wordt aangegeven door het aantal - tekens. (5) De lokatie van het bekken kan zich in het winterbed van de Maas bevinden, wat ten koste gaat van de berging van de Maas bij hoge afvoeren. 0 het bekken bevindt zich niet in het winterbed van de Maas - het bekken bevindt zich in het winterbed van de Maas			

gebruik rondom de grindplas (voornamelijk landbouw).

Het bekken bevindt zich in het winterbed van de Maas (zie figuur 5.2). Bij grote debieten gaat het ruimtebeslag van het bekken ten koste van het bergend oppervlak van de Maas. Het is mogelijk om bij grote afvoeren het bekken voor de opslag van overtollig Maaswater te gebruiken.

Het bekken heeft een oppervlak van ongeveer 36,0 ha. De lengte van de benodigde dijken om het bekken is 3125 m. Hiervan maakt 1100 m deel uit van de dijk van het Julianakanaal.

6.3.4 Lokatie C

Het bekken ligt aan de oostelijke zijde van het Julianakanaal (zie de figuren 6.3 en 6.6). Het bekken ligt hier niet, zoals bij lokatie A en B, in het winterbed van de Maas.

Voordelen van deze lokatie zijn dat de Geleenbeek⁽¹⁾ niet omgelegd hoeft te worden en dat het maaiveld aan de oostelijke zijde van het Julianakanaal een stuk hoger ligt dan aan de westelijke zijde. De dijken zijn dus minder hoog en minder storend in het landschap en het grondverzet per meter dijk lengte is kleiner. Het bekken ligt tegen de dijk van het Julianakanaal. Deze dijk kan met enige aanpassing gebruikt worden als dijk rondom het bekken.

De situering aan deze zijde van het Julianakanaal gaat echter ten koste van de hier gelegen landbouwgrond. Bovendien zijn verschillende aanpassingen vereist in de infrastructuur.

Er zal een constructie nodig zijn om het water onder het Julianakanaal door naar de waterkrachtcentrale te leiden. De stromingsverliezen zullen hierdoor groter worden, wat ten koste gaat van de energie-opbrengst. Aan de westelijke zijde van het Julianakanaal is een constructie nodig om de weg langs het Julianakanaal de afvoerleiding te laten passeren.

Benedenstrooms van de waterkrachtcentrale wordt het water via de afvoerleiding naar de grindplas geleid. Het debiet door de grindplas wordt groter dan in de situatie zonder waterkrachtcentrale. Hierdoor neemt de stroomsnelheid in de grindplas toe en wordt ook het verhang groter. Door de toename van het verhang stijgt het waterniveau in de grindplas.

Het bekken heeft een oppervlakte van ongeveer 26,5 ha. De lengte van de benodigde dijken om het bekken is 2350 m. Hiervan maakt 1000 m deel uit van de dijk van het Julianakanaal. Aan de westelijke zijde van het Julianakanaal is bovendien nog een leiding nodig die het water naar de grindplas leidt. De lengte van deze leiding is ongeveer 200 m. De dijken langs deze leiding zijn minder hoog dan de dijken langs de aanvoerleiding. De lengte van de dijken langs de afvoerleiding is 400 m. De totaal benodigde lengte van de dijken is 2750 m.

6.3.5 Conclusie

Voor de afweging van de lokaties zie tabel 6.3. Lokatie B is de meest veelbelovende lokatie. De verstorende werking van het bekken en de hierbij behorende dijklichamen is bij lokatie B minder dan bij lokatie A en C. Een nadeel is de benodigde omleiding van de Geleenbeek. Ook de weg langs het Julianakanaal moet omgelegd worden.

In dit rapport is een globale afweging gemaakt voor de keuze van de lokatie van het bekken. Indien de mogelijkheid van een waterkrachtcentrale met een bekken bij Maasbracht serieus overwogen zou worden, dient de keuze van de

⁽¹⁾ Op de overzichtskaarten (figuren 6.3 t/m 6.6) wordt de Geleenbeek aangeduid met Oude Maas

Tabel 6.4 Maximale piekdebiet dat bij een gegeven afvoer van de Maas in de ochtend- of avonduren afgelaten kan worden

Q_0 (m^3/s)	Inhoud bekken 540.000 m^3		Inhoud bekken 900.000 m^3	
	$Q_{ochtend,max}$ (m^3/s)	$Q_{avond,max}$ (m^3/s)	$Q_{ochtend,max}$ (m^3/s)	$Q_{avond,max}$ (m^3/s)
1235	180	105	280	155
830	180	105	260	155
630	180	105	235	155
430	160	105	200	150
230	125	100	160	130
130	105	90	135	115
80	90	80	115	100
40	75	70	95	80
Q_0	debiet door de Maas bij Borgharen in de situatie zonder waterkrachtcentrale bij Maasbracht (m^3/s)			
$Q_{ochtend,max}$	maximale debiet dat tijdens de piekuren in de ochtend afgelaten kan worden bij een bepaalde inhoud van het bekken (m^3/s)			
$Q_{avond,max}$	maximale debiet dat tijdens de piekuren in de avond afgelaten kan worden bij een bepaalde inhoud van het bekken (m^3/s)			

lokatie van het bekken verder onderzocht te worden. Er kan dan voor elke lokatie een schatting gemaakt worden van de kosten (aanlegkosten, onteigeningskosten, onderhoudskosten).

Daarnaast zou onderzocht kunnen worden of het bekken gebruikt kan worden voor de opslag van water bij hoogwater en als buffer voor watervoorziening in droge perioden.

In de volgende paragrafen wordt bepaald wat een mogelijk bekkenbeheer is voor een bekken met een oppervlakte van 36,0 ha.

6.4 Waterbeheer bekken

6.4.1 Grootte piekdebiet

De grootte van het piekdebiet dat afgelaten kan worden tijdens de piekuren wordt bepaald door de volgende factoren:

- Oppervlakte bekken

Hoe groter het oppervlak van het bekken, des te meer water er in het bekken opgeslagen kan worden en des te meer water er tijdens de piekuren afgelaten kan worden. Bij een groter oppervlak van het bekken zijn echter ook langere dijken nodig. In §6.3 is de lokatie bepaald van het bekken. Er is gekozen voor lokatie B, een bekken met een oppervlak van 36,0 ha. De lengte van de dijken om het bekken is 3125 m.

- Waterstandvariatie in bekken

Als water aan het bekken onttrokken wordt daalt de waterstand in het bekken. Er kan meer water in het bekken opgeslagen worden als de variatie van de waterstand in het bekken groter is. Een grote variatie in valhoogte is echter nadelig voor het rendement van de turbines. Bovendien is aan het eind van de piekuren, bij een leeg bekken, de beschikbare valhoogte bij een grote waterstandvariatie kleiner zodat het opgewekte vermogen aan het eind van de piekuren lager is.

Als vuistregel geldt dat bij een variatie van de waterstand die gelijk is aan ongeveer 1/4 van de beschikbare valhoogte een optimale energie-opbrengst geleverd wordt. Bij de waterkrachtcentrale bij Maasbracht zal volgens deze regel de variatie van de waterstand in het bekken dan ongeveer 2,5 m zijn. De waterstand in het bekken varieert bij een waterstandvariatie van 2,5 m tussen NAP+32,65m en NAP+30,15m. De variatie in valhoogte, zoals eerder bepaald in tabel 5.4, wordt 3,38 m (de minimale valhoogte is 8,36 m en de maximale valhoogte is 11,74 m).

Om het verschil in opbrengst te vergelijken is de energie-opbrengst ook berekend met een waterstandvariatie van 1,5 m. De waterstand in het bekken varieert dan tussen NAP+32,65m en NAP+31,15m. De variatie in valhoogte, zoals eerder bepaald in tabel 5.4, wordt 2,38 m (de minimale valhoogte is 9,36 m en de maximale valhoogte is 11,74 m).

Bij een waterstandvariatie van 1,5 m heeft het bekken een nuttige inhoud van 540.000 m³ en bij een waterstandvariatie van 2,5 m heeft het bekken een nuttige inhoud van 900.000 m³.

- Debiet van de Maas

De maximaal toegestane variatie van het debiet in de tijd is voor de Maas 25% per uur. Dit heeft tot gevolg dat het debiet dat door de waterkrachtcentrale op de Maas wordt afgelaten maar beperkt mag variëren. Indien het debiet door de Maas klein is of het debiet door de Maas aan het toe/afnemen is, moet het debiet door de waterkrachtcentrale

geleidelijk vergroot/verkleind worden.

Bijvoorbeeld: Indien het debiet door de Maas direct bovenstrooms van de waterkrachtcentrale $Q_{Maas,i}$ 150 m³/s is en het debiet door de waterkrachtcentrale $Q_{wkc,i}$ is 50 m³/s, dan is het debiet van de Maas benedenstrooms van de waterkrachtcentrale een uur later maximaal 250 m³/s en geldt het volgende:

$$\begin{aligned} Q_{Maas,i+1} &= 150 \text{ m}^3/\text{s} \text{ dan } Q_{wkc,i+1} = 100 \text{ m}^3/\text{s} \\ Q_{Maas,i+1} &= 100 \text{ m}^3/\text{s} \text{ dan } Q_{wkc,i+1} = 150 \text{ m}^3/\text{s} \\ Q_{Maas,i+1} &= 200 \text{ m}^3/\text{s} \text{ dan } Q_{wkc,i+1} = 50 \text{ m}^3/\text{s} \end{aligned}$$

Bij kleine debieten door de Maas of een toename van het debiet van de Maas zelf, kan de waterkrachtcentrale niet in korte tijd opgestart of stilgezet worden. Om er voor te zorgen dat de variatie in de afvoer niet groter is dan 25% moet voor en na de piekuren een groter debiet naar de Maas geleid worden dan dat continu beschikbaar is. Het debiet dat tijdens de piekuren afgelaten kan worden is kleiner doordat ook in de uren voor en na de piekuren water aan het bekken onttrokken wordt om het debiet door de waterkrachtcentrale geleidelijk te vergroten of verkleinen.

Indien het debiet door de Maas afneemt/toeneemt kan het debiet door de waterkrachtcentrale sneller vergroot/verkleind worden.

6.4.2 Uitgangspunten voor waterbeheer bekken

Om de energie-opbrengst van een piekcentrale te bepalen zijn bij een aantal verschillende debieten van de Maas dagscenario's opgesteld (zie bijlage G en tabel 6.4). Hierbij is voor de berekening van de opbrengst uitgegaan van de volgende uitgangspunten:

- De debietvariatie over de dag van de Maas zelf is buiten beschouwing gelaten.

Het debiet van de waterkrachtcentrale mag dus toe- of afnemen met 25% van het debiet dat op dat moment door de Maas stroomt ter plaatse van het uitlaatpunt. De toestroming naar de Maas tussen Borgharen en het uitlaatpunt van de waterkrachtcentrale is buiten beschouwing gelaten. Het debiet ter plaatse van het uitlaatpunt van de waterkrachtcentrale is gelijk aan het debiet bij Borgharen plus het debiet door de waterkrachtcentrale.

$$\begin{aligned} Q_{wkc,i+1} &= 1,25 * Q_{wkc,i} + 0,25 * Q_{Borgharen} & \text{als } Q_{wkc,i+1} > Q_{wkc,i} \\ Q_{wkc,i+1} &= 0,75 * Q_{wkc,i} - 0,25 * Q_{Borgharen} & \text{als } Q_{wkc,i+1} < Q_{wkc,i} \end{aligned} \quad (6.3)$$

met Q_{wkc} = debiet door waterkrachtcentrale (m³/s)
 $Q_{Borgharen}$ = debiet door Maas bij Borgharen indien er bij Maasbracht een waterkrachtcentrale is (m³/s)
i = tijdstip (in gehele uren)

- Het debiet door de waterkrachtcentrale wordt gewijzigd met minimale tussenperioden van één uur. Na een wijziging van het debiet door de waterkrachtcentrale wordt het debiet door de waterkrachtcentrale tijdens het hieropvolgende uur niet meer gewijzigd. Het debiet door de waterkrachtcentrale wordt dus voor de berekening in stappen gewijzigd en niet geleidelijk zoals in de praktijk zal gebeuren.
- Ter vereenvoudiging van de berekening is de minimale wijziging in het debiet door de waterkrachtcentrale 5 m³/s.

- Het maximaal toelaatbaar debiet door het Julianakanaal is $45 \text{ m}^3/\text{s}$ (zie hoofdstuk 4). Het debiet door de sluizen bij Maasbracht is gemiddeld over de week $15 \text{ m}^3/\text{s}$, zodat gemiddeld over de week $30 \text{ m}^3/\text{s}$ beschikbaar is voor de waterkrachtcentrale. Aangenomen is dat indien $Q_0^{(1)}$ groter is dan $40 \text{ m}^3/\text{s}$ en kleiner is dan $1235 \text{ m}^3/\text{s}$ er op elk moment van de dag $30 \text{ m}^3/\text{s}$ voor de waterkrachtcentrale beschikbaar is (vergelijking (6.4)).

$$Q_{in} = 30 \quad \text{als } 40 < Q_0 < 1235 \quad (6.4)$$

met Q_{in} = debiet dat in bekken instroomt (m^3/s)

Q_0 = debiet door Maas bij Borgharen in de situatie zonder waterkrachtcentrale bij Maasbracht (m^3/s)

- Indien Q_0 groter is dan $10 \text{ m}^3/\text{s}$ en kleiner dan $40 \text{ m}^3/\text{s}$ wordt continu energie opgewekt. De reden hiervoor is dat bij debieten door de Maas kleiner dan $40 \text{ m}^3/\text{s}$ de instroom in het Julianakanaal ten behoeve van de waterkrachtcentrale kleiner dan $30 \text{ m}^3/\text{s}$ is. Het kost meer tijd om het bekken te vullen en er is weinig water beschikbaar om piekdebieten af te laten.

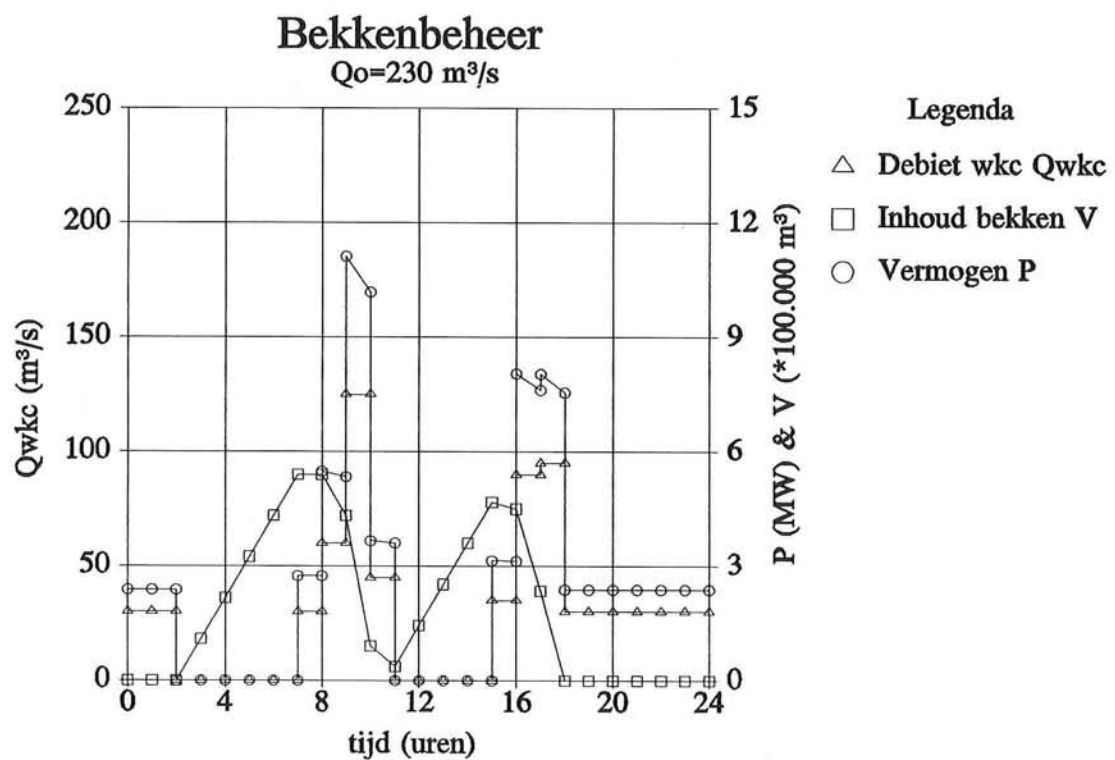
je mag bovendien bijv. niet af laten

- Uitgegaan is van de pieken in de electriciteitsbehoefte zoals vermeld in §6.2.1. Het bekken wordt zoveel mogelijk gevuld tijdens de daluren (van 23.00 uur tot 7.00 uur).

Er zijn twee verschillende scenario's opgesteld:

- Bij het ochtendscenario is het bekken helemaal gevuld voor het debiet vergroot wordt tot ochtendpiekdebet. Er stroomt een piekdebet door de centrale van 9.00 tot 10.00 uur. Na de ochtendpiekuren wordt het debiet door de centrale verkleind. Indien het debiet zodanig verkleind kan worden dat er voldoende tijd is om het bekken opnieuw gedeeltelijk of helemaal te vullen wordt ook tijdens de avondpiekuren (van 16.00 uur tot 18.00 uur) een piekdebet door de centrale gelaten.
- Bij het avondscenario is het bekken helemaal gevuld voordat het debiet vergroot wordt tot het avondpiekdebet. Indien het mogelijk is om tussen de ochtend- en avondpiekuren het bekken weer helemaal te vullen wordt er bovendien een piekdebet afgelaten tijdens de ochtendpiekuren.
- Bij het berekenen van de energie-opbrengst zijn veranderingen in het waterniveau bij het uitlaatpunt van de waterkrachtcentrale ten gevolge van het debiet door de waterkrachtcentrale verwaarloosd. Als er een groter debiet door de waterkrachtcentrale stroomt, wordt ook het debiet door de Maas benedenstrooms van de waterkrachtcentrale groter en stijgt de waterstand direct benedenstrooms van het uitlaatpunt. Er wordt hier echter de waterstand aangehouden die hoort bij Q_0 en niet de waterstand die hoort bij het debiet benedenstrooms van het uitlaatpunt (Q_0 plus het debiet door de waterkrachtcentrale). De beschikbare valhoogte voor de waterkrachtcentrale is dus in werkelijkheid kleiner dan de bij deze berekening bepaalde valhoogte.
- Verondersteld is dat het oppervlak van het bekken gelijk blijft ondanks de waterstandvariatie in het bekken. Indien het waterniveau in het

⁽¹⁾ Q_0 is het debiet dat door de Maas stroomt bij Borgharen in de situatie zonder waterkrachtcentrale bij Maasbracht. In het vervolg wordt dit debiet aangegeven met Q_0 . In de situatie met waterkrachtcentrale bij Maasbracht wordt het debiet door de Maas bij Borgharen verminderd met $30 \text{ m}^3/\text{s}$.



Figuur 6.7 Vermogendiagram voor waterkrachtcentrale bij Maasbracht, Q_0 is $230 \text{ m}^3/\text{s}$ en inhoud bekken is 540.000 m^3 (Ochtendscenario)

bekken zich bevindt tussen NAP+30,15m en NAP+32,65m is het oppervlakte van het bekken 36,0 ha.

- Voor de berekening volgens optie 1 moet het gemiddeld geleverd vermogen tijdens de verrekenmomenten bekend zijn. Door de electriciteitsmaatschappijen wordt 24 uur van tevoren vastgesteld hoe de verschillende leveraars van electriciteit worden ingezet. Er is aangenomen dat de waterkrachtcentrale bij grote pieken in de electriciteitsvraag wordt ingezet en dat de centrale een piekvermogen levert tijdens de verrekenmomenten. Indien het ochtendscenario aangehouden wordt vallen alle vier verrekenmomenten tussen 9.00 uur en 10.00 uur en indien het avondscenario aangehouden wordt vallen alle vier verrekenmomenten tussen 16.00 uur en 18.00 uur.

6.4.3 Opbrengst

Voor een aantal verschillende debieten door de Maas bij Borgharen zijn dagscenario's opgesteld.

De berekening van het vermogen en de energie-opbrengst van een dag is op de volgende wijze gebeurd:

$$V_{i+1} = V_i + (Q_{in,i} - Q_{wkc,i}) * (t_{i+1} - t_i) * 3600 \quad (6.5)$$

$$H_{bekken,i+1} = H_{bekken,i} + \frac{V_{i+1} - V_i}{A} \quad (6.6)$$

$$H_i = H_{bekken,i} - H_{uitlaat,i} \quad (6.7)$$

$$P_i = 8 * Q_{wkc,i} * H_i \quad (6.8)$$

$$E_{i,i+1} = \frac{P_i + P_{i+1}}{2} * (t_{i+1} - t_i) \quad (6.9)$$

met V_i, V_{i+1} = volume in bekken op tijdstip $i, i+1$ (m^3)
 $Q_{in,i}$ = debiet dat instroomt in bekken op tijdstip i (m^3/s)
 $Q_{wkc,i}$ = debiet dat door waterkrachtcentrale stroomt op tijdstip i (m^3/s)
 t_i, t_{i+1} = tijdstip $i, i+1$ (uur)
 $H_{bekken,i}, H_{bekken,i+1}$ = waterniveau in bekken op tijdstip $i, i+1$ (m+NAP)
 A = oppervlakte bekken tussen NAP+30,15m en NAP+32,65m (m^2)
 H_i = valhoogte op tijdstip i (m)
 $H_{uitlaat,i}$ = waterniveau bij uitlaatpunt waterkrachtcentrale in Maas (m+NAP)
 P_i, P_{i+1} = vermogen op tijdstip $i, i+1$ (kW)
 $E_{i,i+1}$ = energie-opbrengst in periode tussen tijdstip $i+1$ en i (kWh)

In figuur 6.7 is het verloop over de dag weergegeven van het debiet door de waterkrachtcentrale Q_{wkc} , de inhoud van het bekken V en het opgewekte vermogen P voor een bekkeninhoud van $540.000 m^3$ bij het ochtendscenario ($Q_0 = 230 m^3/s$).

In bijlage G worden in een aantal figuren dezelfde variabelen weergegeven

Tabel 6.5 Jaaropbrengst (in gulden en GWh) van waterkrachtcentrale bij Maasbracht

Inhoud bekken (m ³)	Optie 1			Optie 2		Optie 3	
	P _{piek} ⁽¹⁾	O ⁽²⁾	E ⁽³⁾	O ⁽²⁾	E ⁽³⁾	O ⁽²⁾	E ⁽³⁾
0	2,49	Mf 1,67	21,5	Mf 1,50	21,5	Mf 1,22	21,5
540.000							
ochtendscenario	6,55	Mf 2,20	19,8	Mf 1,51	19,8	Mf 1,18	19,8
avondscenario	6,09	Mf 2,15	20,0	Mf 1,53	20,0	Mf 1,19	20,0
900.000							
ochtendscenario	7,87	Mf 2,34	18,8	Mf 1,48	18,8	Mf 1,13	18,8
avondscenario	6,77	Mf 2,25	19,5	Mf 1,55	19,5	Mf 1,18	19,5
maximalisatie opbrengst							
540.000	6,55	Mf 2,26	20,9	Mf 1,57	20,9	Mf 1,22	21,5
900.000	7,87	Mf 2,43	20,5	Mf 1,60	20,7	Mf 1,22	21,5
(1) P_{piek} is het vermogen dat gemiddeld geleverd wordt tijdens de ochtend/avondpiekuren (in MW). Er is aangenomen dat dit vermogen geleverd wordt tijdens de verrekenmomenten. Dit vermogen kan in de maanden waarin de verrekenmomenten meestal vallen (januari, februari, november, december) 91% van de dagen tijdens de piekuren geleverd wordt. (2) Met O wordt bedoeld de jaaropbrengst van de waterkrachtcentrale (in miljoen gulden). (3) Met E wordt bedoeld de energie-opbrengst van de waterkrachtcentrale in een jaar (in GWh).							

voor een waterkrachtcentrale met een bekkeninhoud van 540.000 m³ en 900.000 m³ bij het ochtend- en avondscenario ($Q_0 = 230 \text{ m}^3/\text{s}$).

De geldelijke jaaropbrengst is berekend volgens optie 1, 2 en 3 (zie tabel 6.2), voor continue energiewinning, een bekkeninhoud van 540.000 m³ en een bekkeninhoud van 900.000 m³ (zie tabel H.1). Voor een waterkrachtcentrale met bekken is de jaaropbrengst berekend voor het ochtendscenario en het avondscenario.

De berekende jaaropbrengsten zijn gegeven in tabel 6.5. Voor nadere uitleg over de wijze waarop de jaaropbrengsten zijn berekend wordt verwezen naar bijlage H.

Er wordt een grotere jaaropbrengst verkregen indien elke dag zodanig energie opgewekt wordt dat de dagopbrengst maximaal is.

Bijvoorbeeld: Bij een bekkeninhoud van 540.000 m³ wordt volgens optie 2 op een werkdag in de winter de grootste dagopbrengst verkregen bij een waterstandvariatie van 1,5 m en het ochtendscenario (zie bijlage H). Voor een dag in het weekend wordt de grootste dagopbrengst verkregen als de waterstand niet wordt gevarieerd, dus bij continue energiewinning.

De jaaropbrengsten bij maximalisatie van de opbrengst zijn gegeven in tabel 6.5. Voor nadere uitleg over de wijze van berekenen wordt verwezen naar bijlage H.

6.4.4 Conclusie

Bij een grotere variatie van de waterstand in het bekken blijkt de energie-opbrengst kleiner te worden. Een deel van de dag wordt bij een lagere waterstand in het bekken, en dus bij een kleinere valhoogte, energie opgewekt.

Indien de opbrengst gemaximaliseerd wordt blijkt er op de volgende wijze energie opgewekt te worden.

Optie 1

- Op werkdagen in de winter wordt het scenario aangehouden met het maximale piekdebiet. Bij een bekkeninhoud van 540.000 m³ is dit het ochtendscenario met een waterstandvariatie van 1,5 m. Bij een bekkeninhoud van 900.000 m³ is dit het ochtendscenario met een waterstandvariatie van 2,5 m.
- Op de overige dagen wordt continu over de dag energie gewonnen.

Optie 2

- Op werkdagen in de winter wordt bij een bekkeninhoud van 540.000 m³ en 900.000 m³ het avondscenario aangehouden met een waterstand variatie van 1,5 m respectievelijk 2,5 m (alleen bij een bekkeninhoud van 900.000 m³ wordt bij $Q_0=40 \text{ m}^3/\text{s}$ het avondscenario aangehouden met een waterstandvariatie van 1,5 m)
- Op de overige dagen wordt continu over de dag energie gewonnen.

Optie 3

- Op alle dagen wordt continu over de dag energie gewonnen

De grootste geldelijke opbrengst wordt verkregen bij maximalisatie van de opbrengst bij een bekkeninhoud van 900.000 m³ bij het ochtendscenario. De jaaropbrengst is dan volgens optie 1 Mf 2,43. De jaaropbrengst bij continue energiewinning is Mf 1,67 volgens optie 1. Het verschil in jaaropbrengst is Mf 0,76. Dit verschil is niet voldoende om de kosten te dekken van de aanleg en het onderhoud van het bekken.

Tabel 6.6 Vermogen dat geleverd wordt door waterkrachtcentrale bij Linne, bij stuwpeil Linne NAP+20,90m (afstudeeronderzoek P. Gijsbers)

$Q_0^{(1)}$ (m ³ /s)	Vermogen (MW)
100	3,39
150	4,85
200	6,13
300	8,02
350	8,64
⁽¹⁾ Met Q_0 wordt bedoeld het debiet dat bij Borgharen door de Maas stroomt in de situatie zonder waterkrachtcentrale bij Maasbracht.	

6.5 Gevolgen voor waterkrachtcentrale bij Linne

6.5.1 Inleiding

Indien het debiet door de waterkrachtcentrale bij Maasbracht varieert heeft dit gevolgen voor de benedenstrooms gelegen waterkrachtcentrale bij Linne. Als door de centrale bij Maasbracht continu over de dag energie opgewekt wordt blijft het aangevoerde debiet bij Linne onveranderd. Varieert het debiet door de waterkrachtcentrale bij Maasbracht, dan varieert ook het aangevoerde debiet bij Linne. Veranderingen in debiet door de waterkrachtcentrale bij Maasbracht zullen korte tijd later veranderingen veroorzaken in het aangevoerde debiet bij Linne.

Het wordt dan mogelijk om ook piekdebieten door de waterkrachtcentrale bij Linne te leiden. Het voordeel is dat op deze manier ook de centrale bij Linne een groter vermogen kan opwekken tijdens de piekuren. Hier zijn echter ook enkele nadelen aan verbonden. Indien het piekdebet door de centrale bij Linne geleid wordt, worden de debietvariaties doorgegeven aan het stuwpand Roermond. Grote debietvariaties zijn niet gewenst en dienen te worden gedempt in verband met de ecologie en de bediening van de stuwen.

In de volgende paragraaf wordt bepaald wat de gevolgen zijn voor de opbrengst van de waterkrachtcentrale bij Linne indien piekdebieten door de centrale bij Linne geleid worden.

6.5.2 Waterbeheer bij waterkrachtcentrale Linne

De maximale afvoer door de waterkrachtcentrale bij Linne is $450 \text{ m}^3/\text{s}$. Indien het debiet bij Linne tussen 30 en $450 \text{ m}^3/\text{s}$ is, wordt het debiet volledig door de waterkrachtcentrale bij Linne afgevoerd. Boven de $450 \text{ m}^3/\text{s}$ wordt een deel van het water over de stuw afgevoerd.

Als het debiet bij Linne boven de 650 à $750 \text{ m}^3/\text{s}$ komt wordt de waterkrachtcentrale stil gelegd.

De gevolgen voor de waterkrachtcentrale bij Linne zijn onderzocht voor debieten bij Borgharen (Q_0) tussen 40 en $(630) \text{ m}^3/\text{s}$. Hierbij is aangenomen dat:

- het waterniveau direct bovenstrooms van Linne constant gelijk is aan NAP+20,90m
- bij alle debieten de looptijd van de golf afgelaten door de waterkrachtcentrale bij Maasbracht tot aan de waterkrachtcentrale bij Linne 30 minuten is (zie tabel 5.10: "gemiddelde afvoer")
- het debiet door de waterkrachtcentrale niet groter mag zijn dan $450 \text{ m}^3/\text{s}$ (dit komt overeen met Q_0 ongeveer gelijk aan $450 \text{ m}^3/\text{s}$)
- de centrale bij Linne bij een debiet groter dan $700 \text{ m}^3/\text{s}$ niet meer in werking is (dit komt overeen met Q_0 ongeveer gelijk aan $700 \text{ m}^3/\text{s}$)

6.5.3 Opbrengst waterkrachtcentrale Linne

Het vermogen dat opgewekt wordt door de waterkrachtcentrale bij Linne is bepaald door te interpoleren en extrapoleren tussen de waarden gegeven in tabel 6.6. Hier wordt het opgewekte vermogen door de waterkrachtcentrale bij Linne gerelateerd aan het debiet bij Borgharen voor de aanleg van de waterkrachtcentrale bij Maasbracht, Q_0 . Indien door de waterkrachtcentrale bij Maasbracht $30 \text{ m}^3/\text{s}$ stroomt, verandert het debiet door de waterkrachtcentrale bij Linne niet. Indien de waterkrachtcentrale bij Maasbracht een piekdebet aflaait dan wordt voor de waterkrachtcentrale bij Linne het opgewekte vermogen bepaald door te relateren aan Q_0 plus het verschil tussen het piekdebet en het continu debiet ($30 \text{ m}^3/\text{s}$).

Tabel 6.7 Jaaropbrengst (in gulden en GWh) van waterkrachtcentrale Linne

Inhoud bekken (m ³)	Optie 1			Optie 2		Optie 3	
	P _{piek} ⁽¹⁾	O ⁽²⁾	E ⁽³⁾	O ⁽²⁾	E ⁽³⁾	O ⁽²⁾	E ⁽³⁾
0	1,36	Mf 2,32	40,1	Mf 2,93	40,1	Mf 2,27	40,1
540.000							
ochtendscenario	2,63	Mf 2,60	39,6	Mf 2,90	39,6	Mf 2,26	39,6
avondscenario	2,47	Mf 2,56	39,6	Mf 2,90	39,6	Mf 2,26	39,6
900.000							
ochtendscenario	3,21	Mf 2,74	39,6	Mf 2,91	39,6	Mf 2,26	39,6
avondscenario	2,47	Mf 2,56	39,6	Mf 2,91	39,6	Mf 2,26	39,6
maximalisatie opbrengst							
540.000	2,63	Mf 2,61	39,7	Mf 2,90	39,7	Mf 2,27	40,1
900.000	3,21	Mf 2,75	39,7	Mf 2,91	39,7	Mf 2,27	40,1
⁽¹⁾ P_{piek} is het vermogen dat gemiddeld geleverd wordt tijdens de ochtend/avondpiekuren (in MW). Er is aangenomen dat dit vermogen geleverd wordt tijdens de verrekenmomenten. Dit vermogen kan in de maanden waarin de verrekenmomenten meestal vallen (januari, februari, november, december) 91% van de dagen tijdens de piekuren geleverd wordt. ⁽²⁾ Met O wordt bedoeld de jaaropbrengst van de waterkrachtcentrale (in miljoen gulden). ⁽³⁾ Met E wordt bedoeld de energie-opbrengst van de waterkrachtcentrale in een jaar (in GWh).							

Voor het verloop van het opgewekte vermogen over de dag bij Q_0 is $230 \text{ m}^3/\text{s}$ wordt verwezen naar bijlage I.

De opbrengst voor de waterkrachtcentrale bij Linne is op dezelfde manier berekend als voor de waterkrachtcentrale bij Maasbracht. Voor uitleg over de wijze waarop de opbrengsten voor de centrale bij Maasbracht berekend zijn wordt verwezen naar bijlage H. Bij maximalisatie van de opbrengst wordt niet de opbrengst van de waterkrachtcentrale bij Linne gemaximaliseerd, maar wordt dat scenario aangehouden dat een maximale opbrengst oplevert voor de waterkrachtcentrale bij Maasbracht.

Voor de jaaropbrengsten van de waterkrachtcentrale bij Linne zie tabel 6.7. Het blijkt dat de opbrengst bij Linne het grootst is indien de waterkrachtcentrale van Maasbracht continu een debiet van $30 \text{ m}^3/\text{s}$ aflaat (volgens optie 2). Het aflaten van piekdebieten door de waterkrachtcentrale bij Maasbracht veroorzaakt dus een lagere opbrengst bij de waterkrachtcentrale Linne.

De verklaring hiervoor is dat de waterkrachtcentrale bij Linne bij debieten groter dan $700 \text{ m}^3/\text{s}$ stilgelegd wordt. Hierdoor kan bij Q_0 gelijk aan $630 \text{ m}^3/\text{s}$ wel continu energie gewonnen worden, maar wordt de centrale stilgelegd indien een piekdebiet aangevoerd wordt. Het debiet bij Linne wordt dan groter dan $700 \text{ m}^3/\text{s}$ en de centrale wordt stilgelegd.

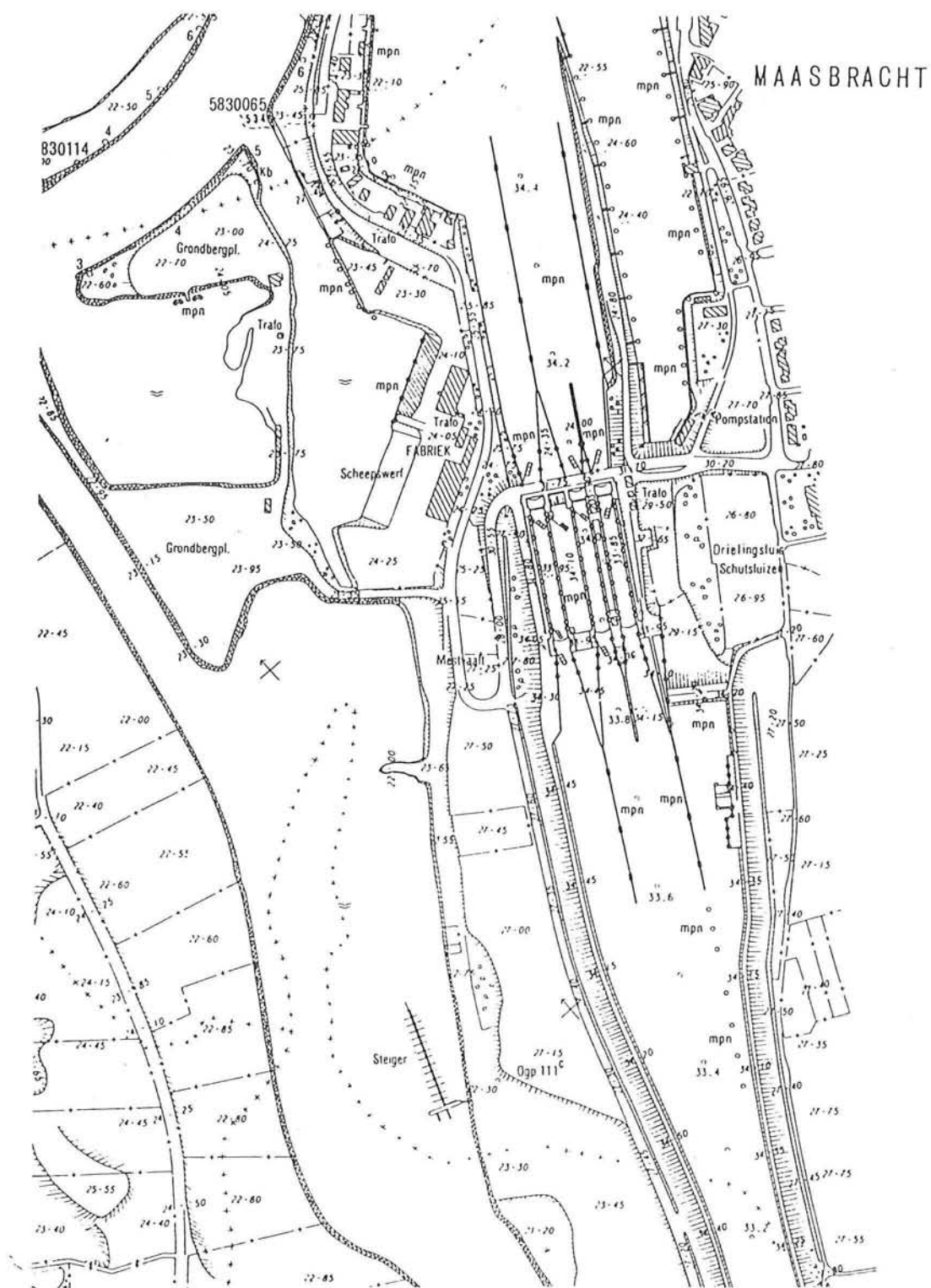
6.6 Conclusie

In §6.4.4 is al geconcludeerd dat de extra opbrengst die verkregen kan worden door het aflaten van piekdebieten niet voldoende zal zijn voor de aanleg en het onderhoud van een bekken. Bovendien blijkt dat de opbrengst bij de waterkrachtcentrale Linne kleiner wordt indien piekdebieten afgelaten worden door de centrale bij Maasbracht.

Naast bovengenoemd nadeel zijn er nog andere nadelen:

- Het bekken is een obstakel in het landschap.
- Het bekken bevindt zich in het winterbed van de Maas. Bij grote debieten gaat het ruimtebeslag van het bekken ten koste van het bergend en stroomvoerend oppervlak van de Maas.
- Het piekbeheer zorgt voor grote variaties in het debiet van de Maas. Deze debietvariaties zijn niet gewenst in verband met de ecologie en de bediening van de stuwen.

Bij de constructieve uitwerking van de waterkrachtcentrale bij Maasbracht wordt de mogelijkheid van een bekken verder buiten beschouwing gelaten.



7.1 Inleiding

In dit hoofdstuk wordt een ontwerp beschreven van het inlaatpunt van de waterkrachtcentrale bij Maasbracht. Bij het maken van dit ontwerp wordt verwezen naar afmetingen van de waterkrachtcentrale en bijbehorende constructies die in volgende hoofdstukken worden bepaald.

Bij het inlaatpunt wordt het debiet ingelaten dat naar de waterkrachtcentrale wordt geleid.

In hoofdstuk 4 is bepaald dat het debiet door de waterkrachtcentrale varieert tussen 0 en 45 m³/s. Het maximale debiet dat bij het inlaatpunt aan het Julianakanaal wordt onttrokken is 45 m³/s.

De gemiddelde waterstand in het Julianakanaal is NAP+32,65m. Deze waterstand kan variëren tussen NAP+32,40m en NAP+32,85m (zie §3.4).

Bij het ontwerp van het inlaatpunt zijn de volgende overwegingen belangrijk:

- In het inlaatpunt moet met behulp van een regelconstructie het in te laten debiet geregeld kunnen worden.
- Er moet voorkomen worden dat er veel sediment meegevoerd wordt door de aanvoerleiding naar de turbines.
- Er moet voorkomen worden dat drijvend vuil van het Julianakanaal meegevoerd wordt naar de aanvoerleiding.
- De hinder voor de scheepvaart ten gevolge van het onttrekken van een debiet aan het Julianakanaal moet zoveel mogelijk beperkt blijven.
- De lengte van de aan- en afvoerleidingen dient zo kort mogelijk te zijn.

7.2 Plaatsbepaling

7.2.1 Inleiding

Allereerst moet de lokatie bij het Julianakanaal bepaald worden die het meest geschikt is voor het inlaatpunt.

De overwegingen die leiden tot de plaatsbepaling van het inlaatpunt (zie figuur 7.1) worden beschreven in de volgende subparagrafen.

7.2.2 Hinder voor scheepvaart

De hinder voor de scheepvaart ten gevolge van een dwarsstroom dient zoveel mogelijk beperkt te worden.

De hinder door de dwarsstroom hangt samen met:

- de breedte waarover de dwarsstroom plaatsvindt ten opzichte van de lengte van het schip
- de gemiddelde stroomsnelheid in de oeverlijn
- de diepte van de uitstromende dwarsstroom ten opzichte van de breedte van de vaarweg
- het onttrekken of het lozen van water aan één oever of aan beide oevers
- de afstand van de vaarbaan tot de oeverlijn
- de snelheid van de schepen ten opzichte van de dwarsstroomsnelheid

Voor de bepaling van de lokatie van het inlaatpunt zijn de afstand van de vaarbaan tot de oeverlijn en de vaarsnelheid van de schepen in het Julianakanaal bepalend.

De waterkrachtcentrale bevindt zich bovenstrooms van het sluizencomplex Maasbracht. Bovenstrooms van het sluizencomplex Maasbracht moet er door de stroomafwaarts varende schepen snelheid geminderd worden. Voor een gecontroleerde stop is de stopweglengte van een schip ongeveer 4 maal de scheepslengte. Voor een klasse V schip met een lengte van 95,00 m is de stopweglengte 380 m.

Eén van de uitgangspunten bij dit onderzoek (§3.5) is dat de hinder voor de scheepvaart zoveel mogelijk beperkt moet worden. De hinder voor de scheepvaart ten gevolge van een dwarsstroom wordt aanzienlijk minder bij een grotere vaarsnelheid van de schepen. Naar aanleiding van deze overweging gaat de voorkeur uit naar een inlaatpunt dat minimaal 400 m bovenstrooms van het sluizencomplex Maasbracht ligt. Dat houdt in dat het inlaatpunt bovenstrooms van kmr 33,5 moet komen te liggen.

De verschillen in de afstand van de vaarbaan tot de oeverlijn zijn verwaarloosbaar voor de mogelijke lokaties van het inlaatpunt bovenstrooms van kmr 33,5.

7.2.3 Lengte aan- en afvoerleidingen

De aanvoerleiding leidt het water van het inlaatpunt bij het Julianakanaal naar de waterkrachtcentrale. Via de turbines en de afvoerleiding stroomt het water naar de grindplas die in open verbinding staat met de Maas. Via deze plas stroomt het water uit in de Maas bij kmr 65,0.

Uit kostenoverwegingen dienen de aan- en afvoerleidingen zo kort mogelijk te zijn en zo min mogelijk wegen en waterwegen te kruisen. Bij langere aan- en afvoerleidingen worden bovendien de vervalverliezen groter, wat ten koste gaat van de energie-opbrengst.

De lengte van de aan te leggen aan- en afvoerleidingen is gelijk aan de afstand van het inlaatpunt in het Julianakanaal tot aan de grindplas. Voor inlaatpunten gelegen tussen kmr 32,7 en 33,4 is deze afstand ongeveer gelijk.

Om een benaderende waarde van de vervalverliezen in de grindplas te verkrijgen zijn de volgende aannamen gedaan:

- stroomvoerende breedte in de grindplas is 50 m
- diepte in de grindplas is 4,0 m
- Chézy-coëfficiënt is $40 \text{ m}^{1/2}/\text{s}$

Het maximale debiet door de waterkrachtcentrale is $45 \text{ m}^3/\text{s}$. Uitgaande van een rechthoekig dwarsprofiel volgt dat het doorstroomoppervlak van de grindplas 200 m^2 is en hieruit volgt dat de stroomsnelheid u $0,225 \text{ m/s}$ is. Met behulp van de volgende vergelijking kan het verhang in de grindplas bepaald worden.

$$i = \frac{Q^2}{R * (C * A)^2} \quad (7.1)$$

met i = verhang (-)

Q = debiet = $45 \text{ m}^3/\text{s}$

R = hydraulische straal (m) = A/O

A = oppervlak natte dwarsprofiel = 200 m^2

O = omtrek natte profiel = 58 m

C = Chézy-coëfficiënt = $40 \text{ m}^{1/2}/\text{s}$

Het verhang is ongeveer $9 \cdot 10^{-6}$. Over een lengte van 1000 m is het verval 9 mm. Hieruit mag geconcludeerd worden dat de vervalverliezen in de grindplas zo klein zijn, dat zij geen invloed hebben op de lokatiekeuze van het inlaatpunt. De vervalverliezen over de aan- en afvoerleidingen zijn

ongeveer gelijk voor elke lokatie van het inlaatpunt tussen kmr 32,7 en 33,4. Bovenstrooms van kmr 32,7 wordt de afstand tussen het inlaatpunt en de grindplas groter en wordt dus ook het vervalverlies groter. Bij elke lokatie van het inlaatpunt moeten twee wegen gekruist worden. Het aantal benodigde constructies om wegen te passeren is voor lokaties gelegen tussen kmr 32,7 en 33,5 gelijk.

7.2.4 Grondverzet

De ligging van het maaiveld bepaalt de grootte van het grondverzet. De grootte van de hoeveelheid grond die afgegraven moet worden of benodigd is voor ophoging bepaalt voor een deel de kosten van de aan- en afvoerleiding. Het maaiveld ten westen van het Julianakanaal ligt:

- op ongeveer NAP+27,50m tussen kmr 32,6 en 32,9
- op ongeveer NAP+23,50m tussen kmr 32,9 en 33,4
- op ongeveer NAP+27,00m tussen kmr 33,4 en 33,8

Voor een open aanvoerleiding is het grondverzet het kleinst indien het maaiveld hoog ligt, want de waterstand in de aanvoerleiding is ongeveer NAP+32,65m.

Als de aanvoerleiding een gesloten leiding is, ligt de leiding op de hoogte van de inlaatopeningen van de turbines. Voor de aanleg van de aanvoerleiding moet ontgraven worden. De voorkeur gaat in dat geval uit naar een lokatie waarbij het maaiveld laag ligt.

Aangezien de minimale waterstand in de grindplas ongeveer NAP+20,90m is (dit is het stuwpeil bij Linne), is voor de afvoerleiding een laag gelegen maaiveld gunstig. Bij een hoge ligging van het maaiveld moet bij aanleg van de afvoerleiding een groter aantal meters ontgraven worden.

Om een indicatie te krijgen van de grootte van het grondverzet is de grootte van het grondverzet bepaald voor een ligging van het maaiveld op NAP+23,50m en NAP+27,50m (zie tabel 7.1).

Het is in principe goedkoper om te ontgraven dan om te verhogen. Er moet het minst opgehoogd worden bij een ligging van het maaiveld op NAP+27,50m. Het totaal aantal m³ grond dat verplaatst dient te worden is echter kleiner bij een ligging van het maaiveld op NAP+23,50m, namelijk 61.250 m³. Bij een ligging van het maaiveld op NAP+27,50m is het totaal grondverzet 92.500 m³. Per saldo moet in beide situaties ontgraven worden. Bij een ligging van het maaiveld op NAP+23,50m is dit 12.250 m³ en bij een ligging van het maaiveld op NAP+27,50m is dit 72.000 m³.

Indien de aanvoerleiding een open leiding is zal dan toch de voorkeur uitgaan naar een lokatie waarbij het maaiveld op NAP+23,50m ligt.

7.2.5 Sedimentdoorvoer

Om het binnendringen van sediment en drijvend vuil zo veel mogelijk tegen te gaan wordt de lokatie van het inlaatpunt bij voorkeur even voor het einde van de holle oever van een bocht gekozen. Bovenstrooms van het sluizencomplex Maasbracht bevinden zich geen bochten in het Julianakanaal en deze situatie zou dus alleen kunstmatig gecreëerd kunnen worden.

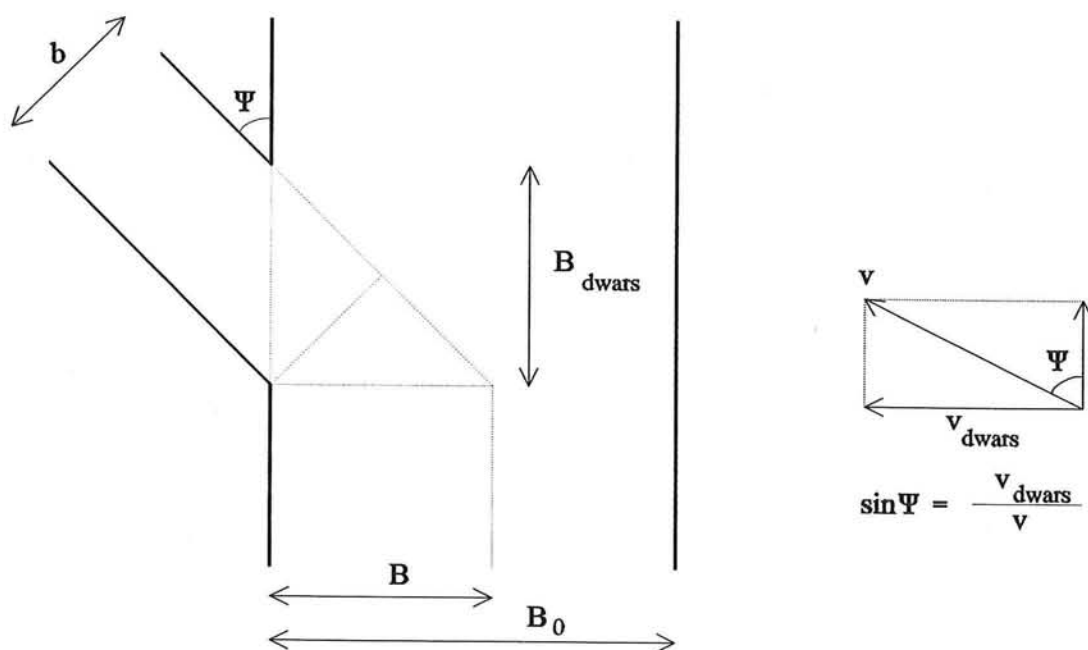
Naar verwachting zullen problemen door het neerslaan van sediment bij het inlaatpunt verwaarloosbaar zijn. Bij de een aantal kilometers benedenstrooms gelegen waterkrachtcentrale Linne is ook geen zandvang aanwezig. De stroomsnelheden in het kanaaldeel Born-Roosteren respectievelijk Roosteren-Maasbracht 0,15 respectievelijk 0,11 m/s bij een debiet van 45 m³/s (zie bijlage D). Vrijwel al het sediment dat meegevoerd zou kunnen zijn door het sluizencomplex bij Born zal bij deze lage stroomsnelheden bezonken zijn.

Tabel 7.1 Grondverzet voor aan- en afvoerleiding bij ligging maaiveld op NAP+23,50m en NAP+27,50m

Ligging maaiveld	Aanvoerleiding ⁽¹⁾	Afvoerleiding ⁽²⁾
NAP+23,50m per m lengte (m ³ /m')	490	105
totaal (m ³)	24.500	36.750
NAP+27,50m per m lengte (m ³ /m')	205	235
totaal (m ³)	10.250	82.250

(1) Voor de aanvoerleiding moet er opgehoogd worden. Er is aangenomen dat de aanvoerleiding een open leiding is en een lengte heeft van 50 m. Het dwarsprofiel van de aanvoerleiding en het dijklichaam zijn als bepaald in §8.4.1 en §8.7.3.

(2) Voor de afvoerleiding moet er ontgraven worden. Er is aangenomen dat de afvoerleiding een open leiding is en een lengte heeft van 350 m. Het dwarsprofiel van de afvoerleiding en het dijklichaam zijn als bepaald in §8.4.1 en §8.7.3.



Figuur 7.2 Inlaatpunt van waterkrachtcentrale in Julianakanaal

Er bestaan ook andere oplossingen om het binnendringen van sediment en drijvend vuil tegen te gaan, zoals een zandvang, een drempel of het aanbrengen van roosters voor de inlaatopeningen. Het kunstmatig creëren van een bocht veroorzaakt hinder voor de scheepvaart in het Julianakanaal en zal niet worden toegepast.

7.2.6 Conclusie

De hinder voor de scheepvaart is het kleinst indien het inlaatpunt bovenstrooms van kmr 33,5 gekozen wordt. Voor lokaties tussen kmr 32,7 en 33,5 zijn de vervolverliezen in de aan- en afvoerleidingen ongeveer gelijk.

Het grondverzet is het kleinst indien wordt gekozen voor een lokatie waarbij het maaiveld zich bevindt op NAP+23,50m.

Het maaiveld bevindt zich op NAP+23,50m tussen kmr 32,9 en 33,4.

De afstand tot het sluizencomplex Maasbracht wordt zo groot mogelijk gehouden om de hinder voor de scheepvaart te beperken. Er wordt gekozen voor een inlaatpunt ter plaatse van kmr 32,9. De afstand tussen het inlaatpunt en het sluizencomplex Maasbracht is ongeveer 1000 m.

7.3 Criteria

De afmetingen en de oriëntatie van het inlaatpunt moeten aan bepaalde eisen voldoen ten aanzien van de scheepvaart en het voorkomen van de doorvoer van sediment en drijvend vuil.

De scheepvaart kan aanzienlijke hinder ondervinden van een dwarsstroom. Bij een normaal dwarsprofiel gelden de volgende richtlijnen om de hinder voor de scheepvaart zoveel mogelijk te beperken:

- de verhouding van de breedte van de dwarsstroom ten opzichte van de lengte van het schip moet kleiner zijn dan 0,75 (Bouwmeester, [5])

$$\frac{B_{dwars}}{l_{schip}} \leq 0.75 \quad (7.2)$$

met B_{dwars} = breedte waarover water onttrokken wordt aan het Julianakanaal (m) (zie figuur 7.2)
 l_{schip} = lengte van het schip (m)

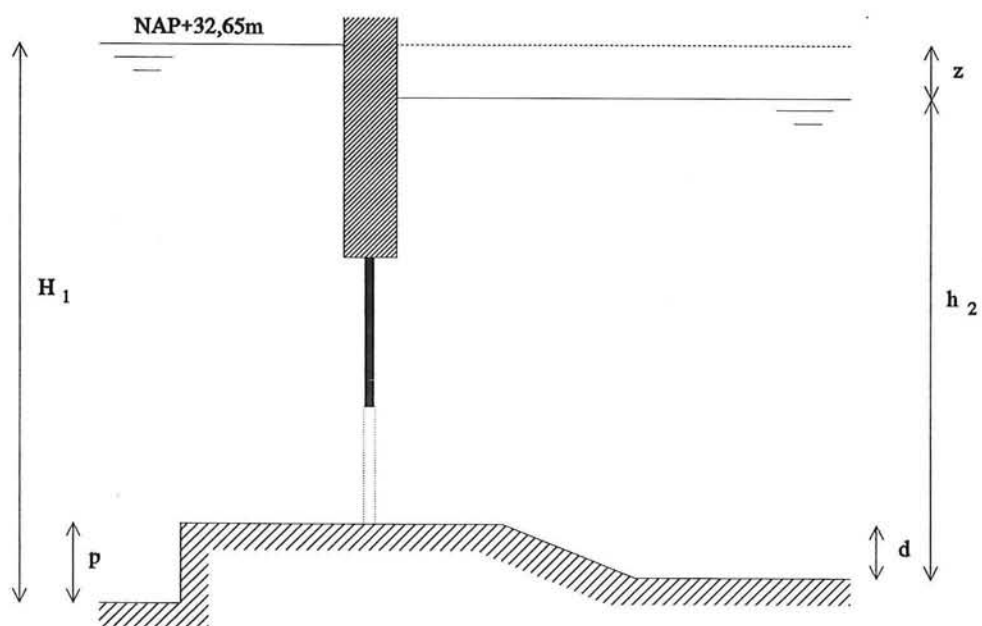
- de dwarsstroomsnelheid in de oeverlijn moet kleiner zijn dan 0,45 m/s (Commissie voor vaarwegbeheerders, [9])

$$v_{dwars} \leq 0,45 \text{ m/s} \quad (7.3)$$

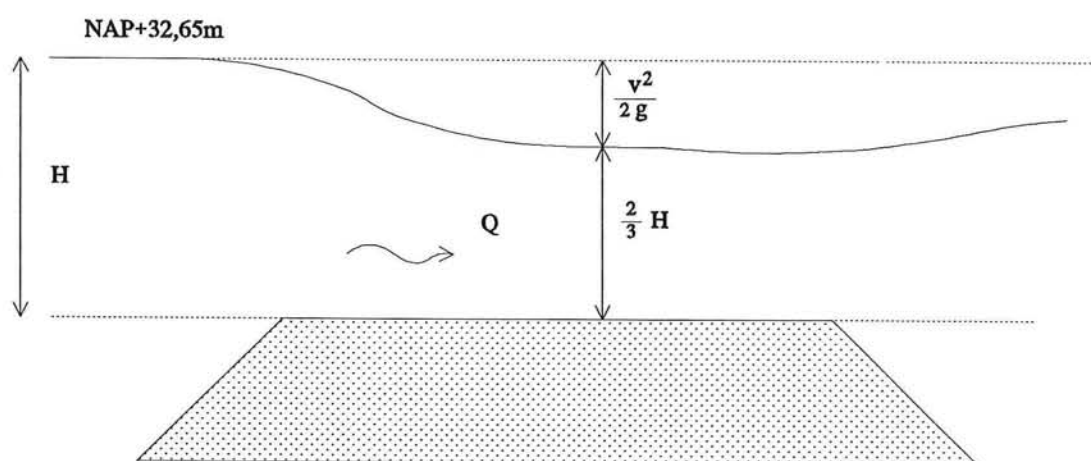
met v_{dwars} = gemiddelde dwarsstroomsnelheid in de oeverlijn (m/s) (zie figuur 7.2)

- indien een debiet onttrokken wordt dat groter is dan 5,0 m³/s is laboratoriumonderzoek vereist (Bouwmeester, [5]). Aangezien bij deze afstudeerstudie geen laboratoriumonderzoek wordt gedaan, worden de afmetingen van het inlaatpunt globaal bepaald. Indien een verder onderzoek wordt gedaan naar de mogelijkheid van een waterkrachtcentrale bij Maasbracht zou de invloed van dwarsstromingen nader onderzocht moeten worden.

Om het binnendringen van eventueel sediment en drijvend vuil zo veel



Figuur 7.3 Strooming door een onderspuier



Figuur 7.4 Strooming over een volkomen overlaat

mogelijk tegen te gaan wordt in het algemeen het volgende geadviseerd:

- De hoogte van de drempel boven de kanaalbodem p (zie figuur 7.3) wordt bepaald door het soort sediment dat meegevoerd wordt.
 - voor slib 0,5 m
 - voor zand en grind 0,75 - 1,0 m
 - voor stenen 1,0 - 1,5 m

Voor het Julianakanaal voldoet een drempelhoogte van 0,75 m

- Ter voorkoming van het binnen komen van drijvend vuil bevinden de openingen zich minimaal 0,5 m onder het minimum kanaalpeil en bevindt zich voor de openingen een grof rooster. (Mosonyi, [18])
- De snelheid direct bovenstrooms van het inlaatpunt is bij voorkeur tussen 0,8 - 1,2 m/s om het neerslaan van sediment te voorkomen (Mosonyi, [18])

7.4 Keuze inlaatconstructie

7.4.1 Inleiding

Er zijn een aantal mogelijke wijzen waarop water aan het Julianakanaal onttrokken kan worden. In deze paragraaf worden de voor- en nadelen van drie mogelijke manieren om water aan het Julianakanaal te onttrekken beschreven.

7.4.2 Overlaat

Het water kan aan het Julianakanaal onttrokken worden met behulp van een overlaat (zie figuur 7.4). De vergelijking voor het debiet over een volkomen overlaat is:

$$Q = m * b * H^{\frac{3}{2}} \quad (7.4)$$

met Q = debiet door zijkanaal (m^3/s)
 m = afvoercoëfficiënt
 b = breedte zijkanaal (m)

Het debiet over de overlaat is evenredig met $H^{3/2}$. Dat wil zeggen dat bij een variatie in de waterstand van 10% het debiet over de overlaat varieert met 15%. Eén van de functies van het inlaatpunt is om het in te laten debiet te regelen. Bij een overlaat zal dus veel meer geregeld moeten worden om het gewenste debiet te verkrijgen dan bij een onderspuier. *me*

Een ander nadeel is dat bij een overlaat al het drijvend vuil met het water de aanvoerleiding instroomt.

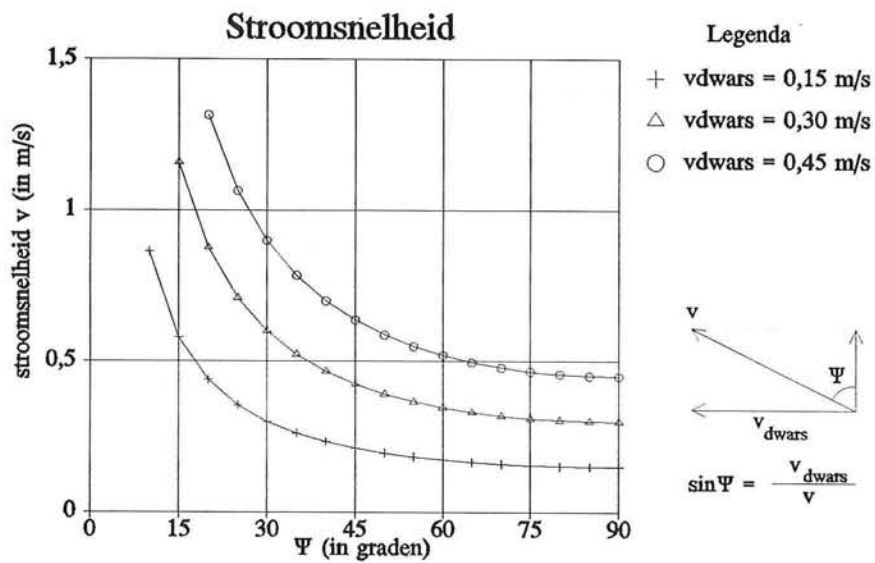
Een overlaat blijkt dus een zeer ongunstige constructie te zijn om het water te onttrekken.

7.4.3 Onderspuier

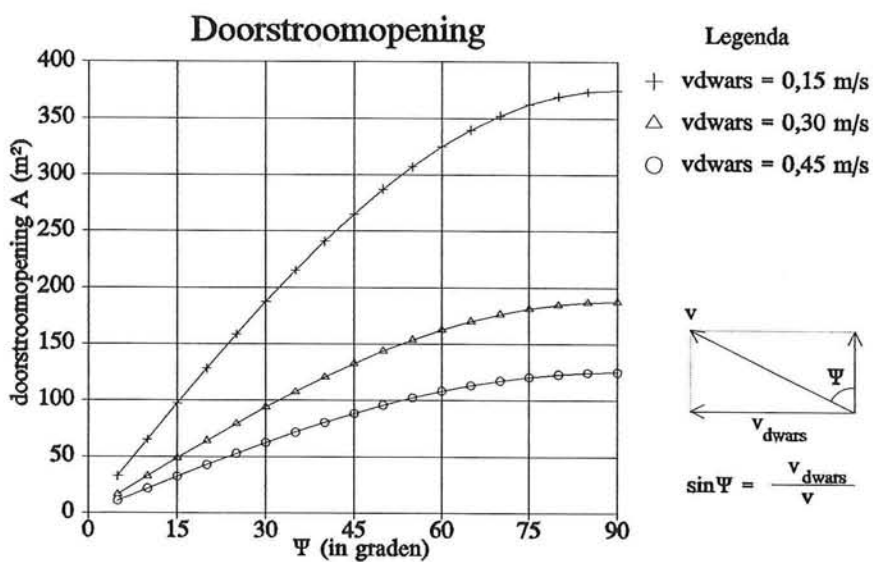
Het water kan ook naar het zijkanaal stromen door inlaatopeningen die zich geheel onder het kanaalpeil bevinden (zie figuur 7.3). De vergelijking voor het debiet door de inlaatopeningen is:

$$Q = C * A * \sqrt{2 * g * (H_1 - h_2)} \quad (7.5)$$

met Q = debiet door inlaatopeningen (m^3/s)



Figuur 7.5 Invloed van de hoek Ψ op de stroomsnelheid bij het inlaatpunt



Figuur 7.6 Invloed van de hoek Ψ op de benodigde grootte van de doorstroomopeningen

- C = afvoercoëfficiënt (-) = 0,8 bij ondergedompelde inlaat
 A = oppervlakte doorstroomopeningen (m^2)
 g = versnelling zwaartekracht = $9,81 \text{ m/s}^2$
 H_1 = waterstand bovenstrooms van inlaatopeningen = NAP+32,65m
 h_2 = waterstand benedenstrooms van inlaatopeningen (m+NAP)

de inlaats-
punten zijn
verkeerd

Het debiet door de inlaatopeningen is evenredig met $H^{1/2}$. Dat wil zeggen dat bij een variatie in de waterstand van 10% het debiet door de openingen varieert met 5%. De variatie van het debiet ten gevolge van een variatie van de waterstand is hier minder dan bij een overlaat.
De stroomsnelheid door de inlaatopeningen is:

$$v_{dwars} = \sqrt{2 * g * (H_1 - h_2)} \leq 0,45 \text{ m/s} \quad (7.6)$$

- met H_1 = waterstand bovenstrooms van inlaatopeningen = NAP+32,65m
 h_2 = waterstand benedenstrooms van inlaatopeningen (m+NAP)
 g = versnelling zwaartekracht = $9,81 \text{ m/s}^2$

De stroomsnelheid door de openingen wordt bepaald door het verschil tussen de waterstand bovenstrooms van de inlaatopeningen en de waterstand benedenstrooms van de inlaatopeningen, $H_1 - h_2$. Voor een toelaatbare dwarsstroom van $0,45 \text{ m/s}$ volgt dat het benedenstrooms waterniveau h_2 gelijk is aan NAP+32,64m.

Bij een dwarsstroomsnelheid van $0,45 \text{ m/s}$ en een debiet door de instroomopeningen ter grootte van $45 \text{ m}^3/\text{s}$ is het minimaal benodigde oppervlak van de doorstroomopeningen ongeveer 125 m^2 (zie figuur 7.6). Het debiet door de openingen kan worden geregeld met behulp van schuiven die het oppervlak van de doorstroomopeningen verkleinen.

me

Het zijkanaal kan onder een hoek Ψ van het Julianakanaal afbuigen (zie figuur 7.2).

Hierdoor kan:

- de dwarsstroomsnelheid v_{dwars} verkleind worden bij gelijkblijvende stroomsnelheid door de inlaatopeningen
- bij gelijke dwarsstroomsnelheid v_{dwars} de stroomsnelheid door de inlaatopeningen vergroot worden, zodat het oppervlak van de inlaatopeningen verkleind kan worden en er bovendien minder sediment neerslaat voor de inlaatconstructie

In de figuren 7.5 en 7.6 is in een grafiek te zien hoe groot de invloed van de hoek Ψ is op de stroomsnelheid door de inlaatopeningen en op de grootte van de inlaatopeningen.

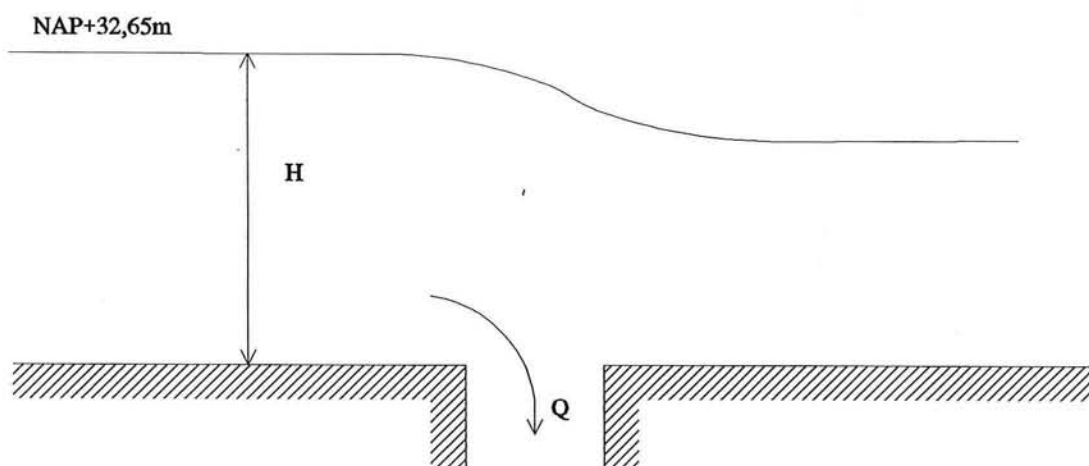
7.4.4 Onttrekking aan de bodem

Het is ook mogelijk het debiet voor de waterkrachtcentrale met behulp van een opening in de bodem van het Julianakanaal te onttrekken (zie figuur 7.7).

Voor het debiet door een opening in de bodem geldt (French, [12]):

$$Q = \epsilon * C_D * A * \sqrt{2 * g * H} \quad (7.7)$$

- met Q = debiet door inlaatopeningen = $45 \text{ m}^3/\text{s}$
 ϵ = quotiënt van het doorstroomoppervlak van het rooster en het totale oppervlak van de opening (-)
 C_D = afvoercoëfficiënt (-)
 A = oppervlakte opening (m^2)



Figuur 7.7 Onttrekking door middel van opening in bodem

g = versnelling zwaartekracht = $9,81 \text{ m/s}^2$
 H = hoogte van de waterspiegel in het Julianakanaal ten opzichte van de bodem = $9,8 \text{ m}$

De quotiënt ϵ wordt bepaald door de grofheid van het rooster. Bij deze berekening is voor ϵ de waarde $0,8$ aangenomen. De afvoercoëfficiënt C_0 varieert afhankelijk van de helling van de bodem van het kanaal. Hier is aangenomen dat de waarde van de afvoercoëfficiënt $0,45$ is.

Het benodigde oppervlak van de inlaatopening is volgens (7.7) bij een debiet van $45 \text{ m}^3/\text{s}$ gelijk aan 9 m^2 .

De snelheid door de inlaatopeningen is 5 m/s . Deze stroomsnelheid veroorzaakt een sterke verticale stroming in het kanaal, wat hinderlijk is voor de scheepvaart. Het zal bovendien moeilijk zijn om het binnendringen van sediment tegen te gaan. De aanvoerleiding gaat met behulp van een knik over naar een horizontale leiding. Door de weerstand van deze knik zal een vervalverlies optreden.

7.4.5 Conclusie

Er is voor gekozen om het water aan het Julianakanaal te onttrekken met behulp van een onderspuier.

De hoek Ψ wordt 30° genomen. Er geldt dan bij een dwarsstroomsnelheid van $0,45 \text{ m/s}$ het volgende:

$$v = 0,9 \text{ m/s}$$

$$A = 62,5 \text{ m}^2 \text{ (zie figuur 7.6)}$$

Ter plaatse van de inlaatconstructie vindt een vervalverlies plaats over de inlaatopeningen en door contractie. De grootte van dit vervalverlies is:

$$\Delta h = (1 + \zeta) * \frac{v^2}{2 * g} \quad (7.8)$$

met Δh = vervalverlies bij inlaatopeningen (m)

ζ = $0,05 - 0,15$ zonder drempel
 $0,10 - 0,20$ met drempel

v = stroomsnelheid direct voor inlaatopeningen = $0,9 \text{ m/s}$

g = versnelling zwaartekracht = $9,81 \text{ m/s}^2$

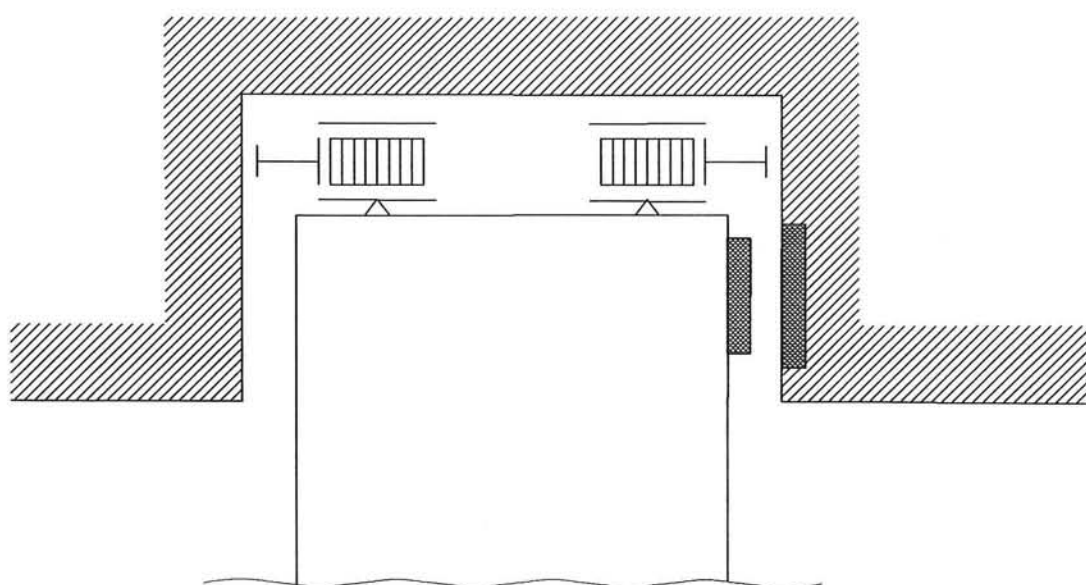
Als voor ζ de waarde $0,20$ aangehouden wordt is de grootte van het vervalverlies bij de inlaatopeningen ongeveer $0,05 \text{ m}$.

7.5 Inlaatconstructie

7.5.1 Inleiding

Over het algemeen maken de volgende elementen deel uit van de inlaatconstructie:

- Een regelconstructie om het in te laten debiet te regelen. *me*
 Voor het regelen van het debiet wordt gebruik gemaakt van een wielschuif. De wielschuif is een vlakke schuif voorzien van wielen om het heffen en neerlaten te vergemakkelijken.
 De vorm van de onderkant van de schuif en van de schuifspooningen, alsmede de beluchting zijn van groot belang bij het voorkomen van trillingen. Modelproeven worden aanbevolen om het gedrag bij plotselinge sluiting te onderzoeken. 



Figuur 7.8 Wielen en afdichtingen bij een verticale wielschuif

Indien de wielen zijn ingetrokken verplaatst de deur zich als gevolg van de waterdruk horizontaal tegen een rubberprofiel bevestigd aan de aanslag, zodat geen water langs de aanslag lekt (zie figuur 7.8). Tijdens het openen en sluiten worden de wielen tegen de rails geduwd. In gesloten toestand wordt de wielschuif door het eigen gewicht tegen de onderaanslag gedrukt. Ook op de onderaanslag bevindt zich een rubberprofiel zodat geen water langs de onderaanslag lekt. Om het vermogen van de bewegingsinstallatie te beperken worden contragewichten toegepast.

- Een noodafsluitmiddel bij de inlaatopening om ervoor te zorgen dat de constructies in de aanvoerleiding drooggezet en gerepareerd kunnen worden.

Deze voorziening moet tevens de inlaatopening kunnen afsluiten indien de regelschuif defect is. Het inlaten van water door de turbines kan ook verhinderd worden door de leidschoepen van de turbines (zie figuur 9.1) te sluiten. Er kunnen echter aanzienlijke hoeveelheden water door de gesloten leidschoepen lekken en bovendien kunnen de inlaatconstructie en de aanvoerleiding niet drooggezet worden in het geval van benodigde reparaties.

Bij dit ontwerp is gekozen voor het gebruik van schotbalken. Deze schotbalken worden voor het rooster geplaatst (zie bijlage N) met behulp van een portaalkraan, zodat ook het rooster drooggezet kan worden voor reparaties.

- Een grof rooster voor de inlaatopeningen om te voorkomen dat door het water vuil naar de aanvoerleiding en de turbines wordt gevoerd.

Het grof rooster bevindt zich tussen het noodafsluitmiddel en de regelconstructie (zie bijlage N). De roosters worden onder een hoek geplaatst om het schoonmaken te vergemakkelijken. Het met de hand schoonmaken van de roosters is alleen mogelijk bij kleine waterkrachtcentrales wanneer de hoeveelheid drijvend vuil klein is. Het gebruik van machines is economisch bij debieten groter dan $10 \text{ m}^3/\text{s}$ (Bouvard, [4]). Het met de hand reinigen van de roosters wordt praktisch niet toegepast indien de hoogte van het rooster groter is dan 2 à 3 m. De hoogte van de inlaatopeningen en dus van de roosters is 5,3 m (zie §7.5.2) en het lijkt dus aannemelijk dat de roosters mechanisch gereinigd moeten worden. Er zijn geen gegevens bekend over de hoeveelheid drijvend vuil in het Julianakanaal. Aangezien het Julianakanaal een scheepvaartkanaal is, wordt niet verwacht dat deze hoeveelheden groot zullen zijn en kan het misschien ondanks de grootte en de diepte van de inlaatopeningen mogelijk zijn om de roosters met de hand te reinigen. Bij dit ontwerp wordt er vanuit gegaan dat het wel nodig is om de roosters mechanisch te reinigen.

Mechanisch schoongemaakte roosters worden in het algemeen onder een hoek van 70° tot 80° geplaatst (Mosonyi, [18]). Bij dit ontwerp is ervoor gekozen om de roosters onder een hoek van 75° te plaatsen.

De onderlinge afstand tussen de roosterstaven wordt bepaald door de toelaatbare grootte van het materiaal dat de turbines mag passeren. De dimensionering van de roosters wordt bij deze afstudeerstudie verder buiten beschouwing gelaten.

Het drijvend vuil dat zich voor de roosters bevindt vergroot het vervalverlies over het rooster. Het schoonmaken van de roosters moet daarom regelmatig gebeuren.

- Een drempel om te voorkomen dat veel sediment de aanvoerleiding binnendringt.

Voor de inlaatopeningen bevindt zich een drempel met een hoogte van 0,75 m (zie §7.3).

- Een constructie ter hoogte van de waterspiegel in het Julianakanaal om het drijvend vuil tegen te houden.
Deze constructie bestaat uit een wand ter hoogte van de waterspiegel. De onderzijde bevindt zich minimaal 0,5 m onder het minimaal kanaalpeil.
- Een bodemconstructie die als functies heeft:
 - fundering van de inlaatconstructie
 - voorkomen van het lekken van water naar de ondergrond
 - bescherming ondergrond tegen erosie
 - draagvlak voor wielschuiven in gesloten toestand

7.5.2 Afmetingen inlaatconstructie

- Ligging bodem Julianakanaal
De bodem van het Julianakanaal bevindt zich ter plaatse van kmr 31,6 op NAP+22,85m en de breedte van het dwarsprofiel ter hoogte van NAP+32,65m is ongeveer 70 m (zie figuur 2.8).
Ter plaatse van kmr 33,65, in de bovenhaven van het sluizencomplex, bevindt de bodem van het Julianakanaal zich op NAP+23,55m. De breedte van het dwarsprofiel ter hoogte van NAP+32,65m is hier ongeveer 180 m.
Ter plaatse van het inlaatpunt, bij kmr 32,9 (zie §7.2.6), heeft het Julianakanaal een breedte van ongeveer 70 m. Dit komt overeen met het dwarsprofiel bij kmr 31,6.
Er is aangenomen dat het dwarsprofiel bij kmr 32,9 gelijk is aan het dwarsprofiel bij kmr 31,6.
- Breedte inlaatconstructie
De breedte van de inlaatconstructie wordt bepaald door de toelaatbare breedte van de dwarsstroom (zie vergelijking (7.2)).
Voor de lengte van het schip l_{schip} wordt uitgegaan van een klasse II schip met een lengte van 50 m. De toelaatbare breedte van de dwarsstroom B_{dwars} wordt dan 37,5 m. De breedte van de inlaatconstructie b wordt dan 18,8 m.
In hoofdstuk 8 blijkt dat er gekozen wordt voor drie aanvoerleidingen. Er wordt daarom ook gekozen voor drie inlaatopeningen.
Tussen de drie inlaatopeningen bevinden zich pijlers die de krachten van de afsluitmiddelen opnemen en overdragen aan de fundering. De pijlers hebben aan de bovenstroomse zijde een afgeronde neus om de laterale contractie te verminderen. Indien de dikte van de pijlers 1,75 m is, is het gewicht van de inlaatconstructie voldoende om afschuiving ten gevolge van de horizontale waterdruk te voorkomen (voor de berekening zie bijlage J).
Bij een breedte van de inlaatconstructie van 18,8 m en een pijlerbreedte van 1,75 m wordt de breedte van één inlaatopening 3,9 m.
De pijler moet dik genoeg zijn om de krachten van de afsluitmiddelen op te kunnen nemen. Door de sponningen in de pijler wordt de breedte van de pijler verminderd. De kracht die het afsluitmiddel overbrengt aan de pijler wordt opgenomen in een hoek en het beton wordt daardoor op schuif belast wat een ongunstige belastingsituatie is. De wielen van de regelconstructie brengen de belasting tijdens het heffen en neerlaten via een geconcentreerde puntlast over naar de rails. Deze krachtsoverbredingen vereisen een gedetailleerde analyse waarop in dit afstudeeronderzoek niet verder wordt ingegaan.

- Hoogte inlaatconstructie

De bodem van het Julianakanaal bevindt zich op NAP+22,85m. De hoogte van de drempel boven de bodem van het Julianakanaal is 0,75 m, zodat de onderzijde van de inlaatopeningen op NAP+23,60m komt te liggen.

Het totale doorstroomoppervlak van de inlaatopeningen bedraagt 62,5 m² (zie §7.4.5). De breedte van één inlaatopening is 3,9 m, zodat de benodigde hoogte van de inlaatopeningen 5,3 m wordt. De bovenzijde van de inlaatopeningen komt op NAP+28,90m.

De bovenzijde van de inlaatconstructie moet zich op een voldoende hoog niveau bevinden om te voorkomen dat het platform met de portaalkranen en hefconstructies overstroomd bij hoge waterstanden. De bovenzijde van de inlaatconstructie ligt op hetzelfde niveau als de hoogte van de aanliggende dijken, namelijk NAP+34,30m.

- Lengte inlaatconstructie

De lengte wordt bepaald door de verschillende onderdelen van de inlaatconstructie en de afstand hiertussen.

Voor de ruimte tussen de afgeronde pijlers en het noodafsluitmiddel wordt 2,5 m genomen.

Benedenstrooms van het afsluitmiddel bevinden zich de roosters. Ter hoogte van de drempel bevindt zich tussen het noodafsluitmiddel en het rooster ongeveer 3 m. Deze ruimte is benodigd als werkruimte voor reparaties aan bijvoorbeeld rooster of vloer. Bovenop de inlaatconstructie bevindt zich een platform met de portaalkranen die de schotbalken plaatsen en verwijderen.

Het rooster bevindt zich onder een helling van 75°. Tussen het rooster en de afsluitmiddelen moet voldoende ruimte zijn voor de schoonmaakmachines van de roosters en de hefconstructie van de wielschuiven. Aan de bovenzijde van de inlaatconstructie bevindt zich tussen het rooster en het afsluitmiddel ongeveer 3 m ruimte voor de schoonmaakmachine van de roosters. Ter hoogte van de vloer bevindt zich tussen het rooster en het afsluitmiddel 5,9 m ruimte voor het uitvoeren van reparaties.

Benedenstrooms van de regelconstructie gaat het rechthoekig dwarsprofiel van de inlaatopeningen over naar het cirkelvormig profiel van de aanvoerleiding. De lengte van deze overgang is 8,0 m.

De totale lengte van de inlaatconstructie is dan 19,4 m.

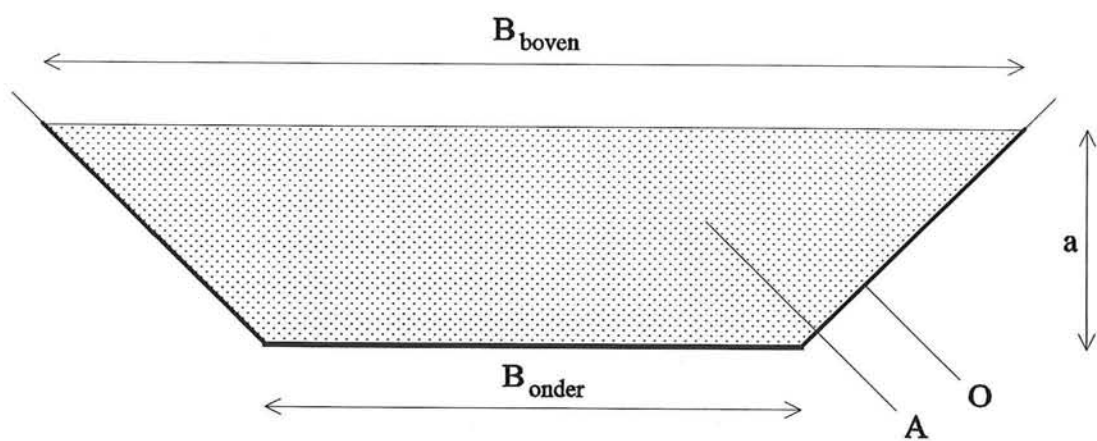
- Aansluitingen

Indien de aansluitingen van de inlaatconstructie op het dijklichaam en de bodembekleding van het Julianakanaal niet waterdicht zijn zal er water onder en langs het kunstwerk lekken. Hierdoor kan ontgroning plaatsvinden, waardoor het kunstwerk uiteindelijk kan bezwijken.

Het lekken van water onder het kunstwerk kan verhinderd worden door de waterdichte bekleding van het Julianakanaal aan te sluiten op de inlaatconstructie. De waterdichte bekleding van het Julianakanaal bestaat uit een laag vette klei van 0,60 à 0,80 m dikte. Bij latere verbredingswerkzaamheden en oeververhogingen is een asfaltlaag van ongeveer 0,12 m toegepast.

Ook aan de zijkanten van de inlaatconstructie sluit de waterdichte bekleding aan op de inlaatconstructie om te voorkomen dat er water langs het kunstwerk lekt.

Aan beide zijden van de inlaatconstructie bevinden zich vleugelmuren die de grond van het aanliggende dijklichaam tegenhouden.



Figuur 8.1 Dwarsprofiel van een open aan- of afvoerkanaal

8.1 Inleiding

De aanvoerleiding leidt het water van het inlaatpunt naar de turbines en de afvoerleiding leidt het water van de turbines naar het uitlaatpunt.

Het waterniveau in de aanvoerleiding ligt een aantal meters boven het maaiveld. Daarom wordt voor de aanvoerleiding een afweging gemaakt tussen een open en een gesloten leiding (zie §8.3 t/m §8.5). Aan het einde van dit hoofdstuk wordt een keuze gemaakt.

Lang de afvoerleiding worden geen dijken aangelegd. Er is geen grondverzet voor de dijken en de benodigde ontgraving voor de aanleg van de leiding is niet groot. Voor de afvoerleiding wordt daarom voor een open dwarsprofiel gekozen.

Aangezien de ondergrond doorlatend is moeten de aan- en afvoerleidingen bekleed worden om te voorkomen dat het water naar de ondergrond lekt.

Langs de open aanvoerleiding bevinden zich dijken die het water moeten keren. De grootte van het grondverzet voor de aanvoerleiding is groter dan de grootte van het grondverzet voor de afvoerleiding (zie tabel 7.1). Om de grootte van het grondverzet te beperken is het beter de afvoerleiding langer dan de aanvoerleiding te maken.

In het geval van een gesloten aanvoerleiding zijn de vervalverliezen in de aanvoerleiding groter dan die in de afvoerleiding. Ook in deze situatie is het voordeliger om de aanvoerleiding zo kort mogelijk te houden.

8.2 Traject aan- en afvoerleidingen

De hoek waaronder de aanvoerleiding afsplitst van het Julianakanaal is 30° (zie §7.4.5).

Om de wrijvingsverliezen zoveel mogelijk te beperken worden de aan- en afvoerleidingen recht, zonder bochten, gehouden. De lengte van de aan- en afvoerleidingen samen is ongeveer 400 m.

8.3 Criteria

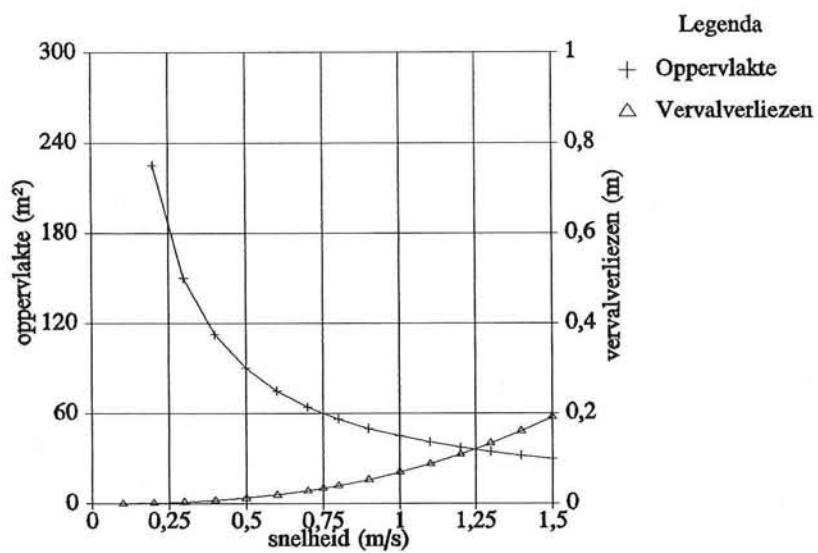
8.3.1 Open en gesloten leiding

Bij het vaststellen van de afmetingen van de aan- en afvoerleidingen geldt het volgende:

- Het debiet door de waterkrachtcentrale varieert tussen 0 en $45 \text{ m}^3/\text{s}$ (zie hoofdstuk 4). Het maximaal debiet door de aan- en afvoerleidingen is dus $45 \text{ m}^3/\text{s}$.
- De gemiddelde waterstand in het Julianakanaal is NAP+32,65m. Deze waterstand kan variëren tussen NAP+32,40m en NAP+32,85m (zie §3.4). De laagste waterstand in de Maas waarbij energie wordt gewonnen is NAP+20,92m. De hoogste waterstand in de Maas waarbij energie wordt gewonnen is NAP+22,28m (zie tabel F.7).

8.3.2 Open leiding

- Er is gekozen voor een trapeziumvormig dwarsprofiel (zie figuur 8.1). De natte omtrek en het oppervlak van het dwarsprofiel worden zo klein



Figuur 8.2 Vervalverliezen en oppervlakte dwarsprofiel als functie van de snelheid bij een open aan- en afvoerleiding

mogelijk gehouden om de kosten van het grondverzet en de bekleding zo laag mogelijk te houden.

Het maaiveld ten westen van het Julianakanaal ligt lager dan het kanaalpeil. De aanvoerleiding komt dus in ophoging te liggen. Bij een steil talud aan de zijde van de aanvoerleiding wordt het volume van de dijklichamen kleiner en dus ook de omvang van het grondverzet. Bij een verdedigd grondtalud ligt de helling van het talud meestal tussen 1:1,5 en 1:2,5. Er is gekozen voor een talud 1:1,5.

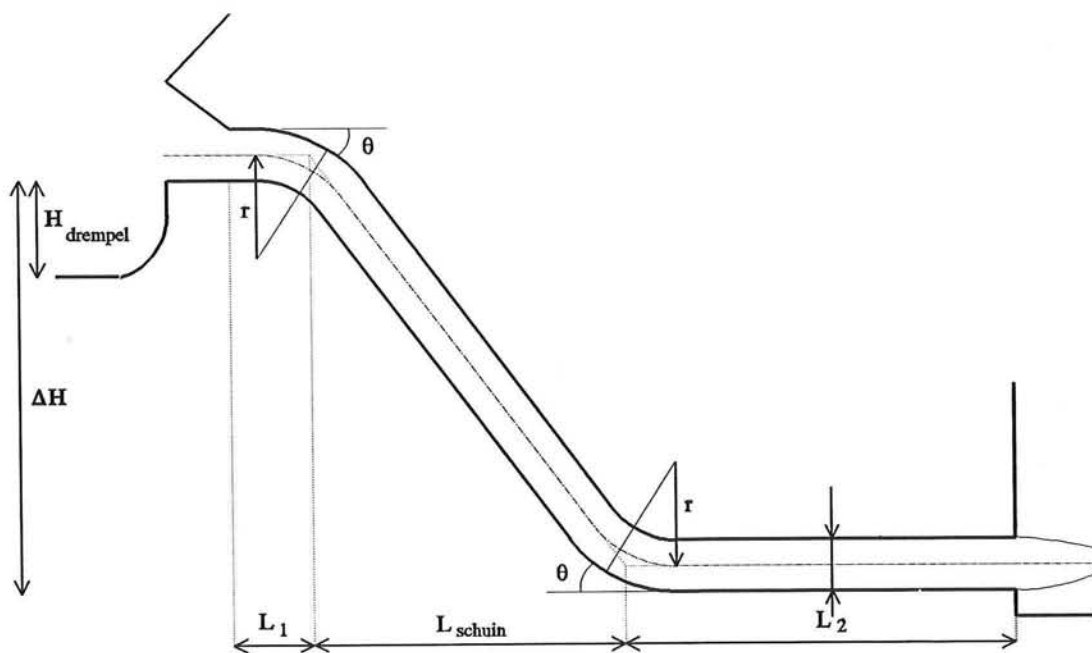
De bodem van het kanaal moet voldoende breed zijn om het kanaal toegankelijk te maken voor het bij de aanleg benodigd materieel. Voor de bodembreedte wordt daarom minimaal 4,0 m genomen.

Het dwarsprofiel van de aan- en afvoerleiding zijn gelijk.

- De Chézy-coëfficiënt is $50 \text{ m}^{1/2}/\text{s}$. Dit is een vrij veel voorkomende waarde van de Chézy-coëfficiënt. De Chézy-coëfficiënt wordt bepaald door de ruwheid van de bekleding. Indien een gladde bekleding wordt aangelegd kan de Chézy-coëfficiënt groter zijn.
 - De stroomsnelheid in de leidingen wordt door een aantal factoren beïnvloed:
 - Voorkomen dient te worden dat sediment gaat neerslaan in de leiding en dat plantengroei ontstaat. De minimale stroomsnelheid om plantengroei te voorkomen is $0,75 \text{ m/s}$ (Duivendijk, [10]).
 - De stroomsnelheid mag niet te groot worden in verband met erosie.
 - Bij een grote stroomsnelheid worden de vervalverliezen in de aan- en afvoerleiding groter en wordt de beschikbare valhoogte voor het opwekken van energie kleiner.
 - Om economische redenen wordt er naar gestreefd om het oppervlak en de natte omtrek van de leiding zo klein mogelijk te houden. De kosten van de bekleding worden dan tot een minimum beperkt. Het dwarsprofiel wordt kleiner bij een grotere stroomsnelheid door de leiding.
- De invloed van de stroomsnelheid op de grootte van het dwarsprofiel en de vervalverliezen is te zien in figuur 8.2. De stroomsnelheid in de leiding is $0,9 \text{ m/s}$ genomen.

8.3.3 Gesloten leiding

- De dwarsdoorsnede van de leiding is cirkelvormig. Een cirkelvormig dwarsprofiel heeft een grote hydraulische straal R . Bij een gegeven oppervlak A is de omtrek O minimaal ($R = A/O$). Dit leidt tot lagere materiaalkosten en kleinere vervalverliezen ($\Delta h = (Q \cdot C \cdot A)^2 / R$). Een cirkelvormige dwarsdoorsnede is het meest geschikt om de druk van het water op te nemen.
- Het aantal aanvoerleidingen is gelijk aan het aantal turbines. Er zijn dan geen aftakkingen nodig om het debiet naar de drie turbines te leiden. Aftakkingen leiden tot vervalverliezen waardoor de energieopbrengst kleiner wordt. Bovendien kunnen de aanvoerleidingen afgesloten worden door middel van de afsluitmiddelen in de inlaatconstructie en zijn geen afsluitmiddelen in de aanvoerleiding zelf nodig. In hoofdstuk 9 wordt gekozen voor drie turbines.
- Het oppervlak van de leiding is gelijk aan het oppervlak van de inlaatopeningen van de turbines als bepaald in §9.6. Hierdoor vermindert de turbulentie direct bovenstrooms van de turbines en wordt de aanstroming van de turbines beter.



Figuur 8.3 Langsdoorsnede over de gesloten aanvoerleiding (niet op schaal)

Het oppervlak van de inlaatopeningen van de turbines is $11,9 \text{ m}^2$. De diameter die met dit oppervlak overeen komt is $3,9 \text{ m}$.

- Om de hinder voor de scheepvaart zoveel mogelijk te beperken wordt het water zo dicht mogelijk bij de bodem van het Julianakanaal onttrokken. De onderzijde van de inlaatopeningen bevindt zich op NAP+23,60m (zie §7.5.2). De aanvoerleiding heeft een diameter van $3,9 \text{ m}$ en de as van de gesloten aanvoerleiding bevindt zich dus direct benedenstrooms van de inlaatconstructie op NAP+25,55m.
- In de leiding bevinden zich twee knikken waarbij de leiding overgaat van horizontaal naar schuin en andersom (zie figuur 8.3). Indien voor θ een grote waarde genomen wordt is de lengte van de aanvoerleiding kleiner en zullen ook de vervalverliezen ten gevolge van wrijving kleiner zijn. Door de grotere weerstand in de bocht zijn echter de vervalverliezen ten gevolge van de knik groter. De knikhoek θ wordt 45° genomen. Ook de waarde r/d heeft invloed op het vervalverlies door knik (zie figuur 8.4⁽¹⁾). Bij een knikhoek van 45° wordt de laagste coëfficiënt K_b gevonden bij r/d ongeveer gelijk aan 2. De waarde van r/d wordt daarom gelijk genomen aan 2.

8.4 Bepaling afmetingen

8.4.1 Open aan- en afvoerleiding

Indien de stroomsnelheid $0,9 \text{ m/s}$ is en het debiet door de leiding $45 \text{ m}^3/\text{s}$ wordt het oppervlak van het dwarsprofiel 50 m^2 . Het talud heeft een helling van 1:1,5.

Bij minimalisatie van de natte omtrek van het dwarsprofiel worden de afmetingen van het dwarsprofiel als volgt:

$$\begin{aligned} B_{\text{boven}} &= 17,5 \text{ m} \\ B_{\text{onder}} &= 2,8 \text{ m} \\ a &= 4,9 \text{ m} \\ O &= 20,5 \text{ m} \end{aligned}$$

De bodembreedte B_{onder} is kleiner dan de hiervoor gestelde waarde van $4,0 \text{ m}$ die minimaal benodigd is om het kanaal toegankelijk te maken voor het bij de aanleg benodigd materieel. Indien de bodembreedte $4,0 \text{ m}$ is krijgt het dwarsprofiel de volgende afmetingen:

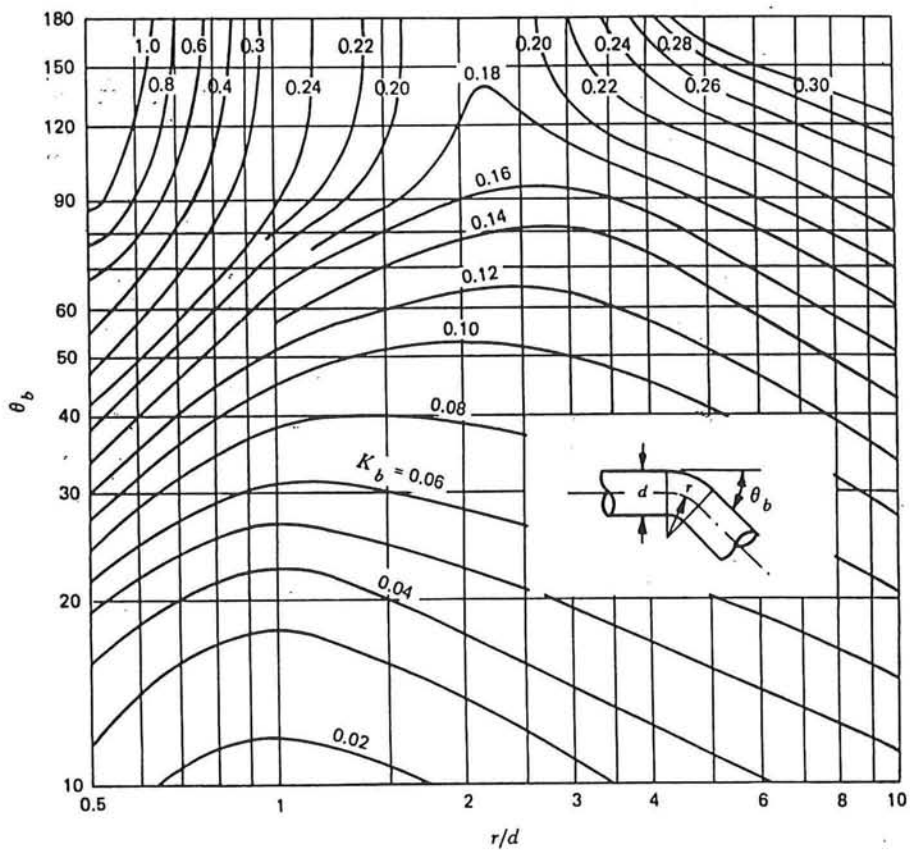
$$\begin{aligned} B_{\text{boven}} &= 17,8 \text{ m} \\ B_{\text{onder}} &= 4,0 \text{ m} \\ a &= 4,6 \text{ m} \\ O &= 20,6 \text{ m} \end{aligned}$$

Het verhang in de aan- en afvoerleiding is bepaald met de volgende vergelijking:

⁽¹⁾ De waarden in deze figuur gelden voor een Reynolds-getal van 10^6 . Indien het Reynolds-getal groter is dan $2 \cdot 10^5$ en $r/D \leq 2$ (met r is straal van de buiging en D is de diameter) is de correctie-coëfficiënt voor het Reynolds-getal 1. Het Reynolds-getal is gelijk aan $v \cdot D/\nu$.

Tabel 8.1 Waarden van de vernauwingscoëfficiënt C_c (Gulliver, [15])

A_2/A_1	0,1	0,1	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
C_c	0,624	0,632	0,643	0,659	0,681	0,712	0,755	0,813	0,892	1,00
meT A_2 = doorsnede benedenstrooms van vernauwing (m^2) A_1 = doorsnede bovenstrooms van vernauwing (m^2)										



Figuur 8.4 Waarden van de coëfficiënt voor vervalverliezen bij knik K_b voor Reynolds-getal gelijk aan 10^6 (Gulliver, [15])

$$i = \frac{Q^2}{R * (C * A)^2} \quad (8.1)$$

met i = verhang (-)
 Q = debiet = $45 \text{ m}^3/\text{s}$
 R = hydraulische straal (m) = A/O
 A = oppervlak natte dwarsprofiel = 50 m^2
 O = omtrek natte profiel (m)
 C = Chézy-coëfficiënt = $50 \text{ m}^{1/2}/\text{s}$

Het verhang is ongeveer $1,3 \cdot 10^{-4}$ en de vervalverliezen door wrijving over de aan- en afvoerleidingen zijn dan in totaal ongeveer 0,05 m.

Voor de bepaling van de ligging van het bodemniveau wordt uitgegaan van de minimale waterstand.

Het minimale kanaalpeil in het Julianakanaal is NAP+32,40m. Het vervalverlies over de inlaatopeningen is ongeveer 0,05 m (zie §7.4.5). In de aanvoerleiding is de minimale waterstand dan NAP+32,35m. De bodem komt te liggen op NAP+27,75m.

Bij het maximale kanaalpeil in het Julianakanaal (NAP+32,85m) wordt de waterstand in de aanvoerleiding NAP+32,80m. De waterdiepte in de leiding is dan 5,05 m en de stroomsnelheid in de leiding is dan ongeveer 0,8 m/s.

In de afvoerleiding is de minimale waterstand gelijk aan de laagste waterstand waarbij energie wordt opgewekt, namelijk ongeveer NAP+20,90m. De bodem van de afvoerleiding komt te liggen op NAP+16,30m. Bij de maximale waterstand in de Maas waarbij energie wordt gewonnen, ongeveer NAP+22,30m, wordt de diepte in de afvoerleiding 6,0 m. De stroomsnelheid in de afvoerleiding is dan 0,6 m/s. Deze stroomsnelheid is lager dan de stroomsnelheid waarbij plantengroei wordt voorkomen. De situatie waarbij deze stroomsnelheid optreedt zal echter niet langdurig optreden. Deze stroomsnelheid in de leiding wordt 361,6 dagen per jaar overschreden.

8.4.2 Gesloten aanvoerleiding

Er zijn drie aanvoerleidingen en het debiet door één leiding is $15 \text{ m}^3/\text{s}$.

Bij een oppervlakte van $11,9 \text{ m}^2$ wordt de stroomsnelheid in de leiding 1,25 m/s.

De as van de gesloten aanvoerleiding bevindt zich bij de inlaatconstructie op NAP+25,55m. Bij de inlaatopeningen van de turbines ligt de as van de aanvoerleiding op NAP+18,00m (zie §9.6). Het verschil tussen deze twee niveaus is 7,55 m. Bij een knikhoek van 45° is de lengte van het schuine deel L_{schuin} ongeveer 8,0 m.

Het horizontale deel van de leiding tot aan de inlaatconstructie L_1 wordt ongeveer 5 m genomen. Het horizontale deel van de leiding tot aan het turbinegebouw L_2 wordt ongeveer 10 m genomen. De totale lengte van de gesloten aanvoerleiding wordt dan ongeveer 25 m.

Het vervalverlies in de leiding wordt veroorzaakt door een aantal factoren:

- Benedenstrooms van de inlaatopeningen vindt een vernauwing plaats. Eén inlaatopening heeft een oppervlakte van 21 m^2 (zie §7.4.5). Het oppervlak van één aanvoerleiding is $11,9 \text{ m}^2$.

Het vervalverlies ten gevolge van deze vernauwing is bepaald met verge-

Tabel 8.2 Aanbevolen waarden voor de ruwheidscoëfficiënt ϵ voor een gesloten leiding (Gulliver. [151])

Classification (assumed clean and new unless otherwise stated)	Suitable values of ϵ mm*		
	Good	Normal	Poor
Smooth Materials			
Drawn nonferrous pipes of aluminum, brass, copper, lead, etc., and nonmetallic pipes of Alkathene, glass, perspex, etc.	NA	0.003	NA
Asbestos-cement	0.015	0.03	NA
Metal			
Spun bitumen or concrete lines	NA	0.03	NA
Wrought iron	0.03	0.06	0.15
Rusty wrought iron	0.15	0.6	3.0
Uncoated steel	0.015	0.03	0.06
Coated steel	0.03	0.06	0.15
Galvanized iron, coated cast iron	0.06	0.15	0.3
Uncoated cast iron	0.15	0.3	0.6
Tate relined pipes	0.15	0.3	0.6
Wood			
Wood stave pipes, planed plank conduits	0.3	0.6	1.5
Concrete			
Precast concrete pipes with O-ring joints	0.06	0.15	0.6
Spun precast concrete pipes with O-ring joints	0.06	0.15	0.3
Monolithic construction against steel forms	0.3	0.6	1.5
Monolithic construction against rough forms	0.6	1.5	NA
Fiber Composites			
Pitch fiber (lower value refers to full bore flow)	0.003	0.03	NA
Glass fiber	NA	0.06	NA
uPVC			
With chemically cemented joints	NA	0.03	NA
With spigot and socket joints, O-ring seals at 6- to 9-m intervals	NA	0.06	NA
Brickwork			
Glazed	0.06	1.5	3.0
Well pointed	1.5	3.0	6.0
Old, in need of pointing	NA	15	30
Unlined rock tunnels			
Granite and other homogeneous rocks	60	150	300
Diagonally bedded slates	NA	300	600
(values to be used with design diameter)			
Earth channels			
Straight uniform artificial channels	15	60	150
Straight natural channels, free from shoals, boulders and weeds	150	300	600

*1 mm = 0.04 in.

lijking (8.2).

$$\Delta H_v = \left(\frac{1}{C_c} - 1 \right) * \frac{v_2^2}{2 * g} \quad (8.2)$$

met ΔH_v = vervalverlies ten gevolge van vernauwing (m)
 C_c = vernauwingscoëfficiënt (tabel 8.1)
 v_2 = stroomsnelheid in vernauwde doorsnede = 1,25 m/s
 g = versnelling zwaartekracht = 9,81 m/s²

De vernauwingscoëfficiënt C_c wordt bepaald door de verhouding van de oppervlakten. In dit geval is A_2/A_1 gelijk aan 0,57. De vernauwingscoëfficiënt wordt dan verkregen door interpolatie tussen de waarden in tabel 8.1 en is 0,691.

Het vervalverlies ten gevolge van de vernauwing ΔH_v is ongeveer 0,04 m.

- Een ander vervalverlies wordt veroorzaakt door een knik in de leiding. Het vervalverlies ten gevolge van de knik in de leiding is bepaald met vergelijking (8.3).

$$\Delta H_k = K_b * \frac{v_2^2}{2 * g} \quad (8.3)$$

met ΔH_k = vervalverlies ten gevolge van knik (m)
 K_b = coëfficiënt voor vervalverlies ten gevolge van knik (zie figuur 8.4)
 v_2 = stroomsnelheid in leiding = 1,25 m/s
 g = versnelling zwaartekracht = 9,81 m/s²

De coëfficiënt voor een vervalverlies ten gevolge van knik K_b kan worden afgelezen in figuur 8.4.

De knikhoek θ is 45° en r/D is 2. Het Reynolds-getal heeft de waarde $4,88 * 10^6$. De waarde van K_b is dan ongeveer 0,09.

Met behulp van vergelijking (8.3) volgt dat het vervalverlies ten gevolge van de knik ongeveer 0,01 m is. Er bevinden zich twee knikken in de leiding en het totale vervalverlies door de knikken wordt dan ongeveer 0,02 m.

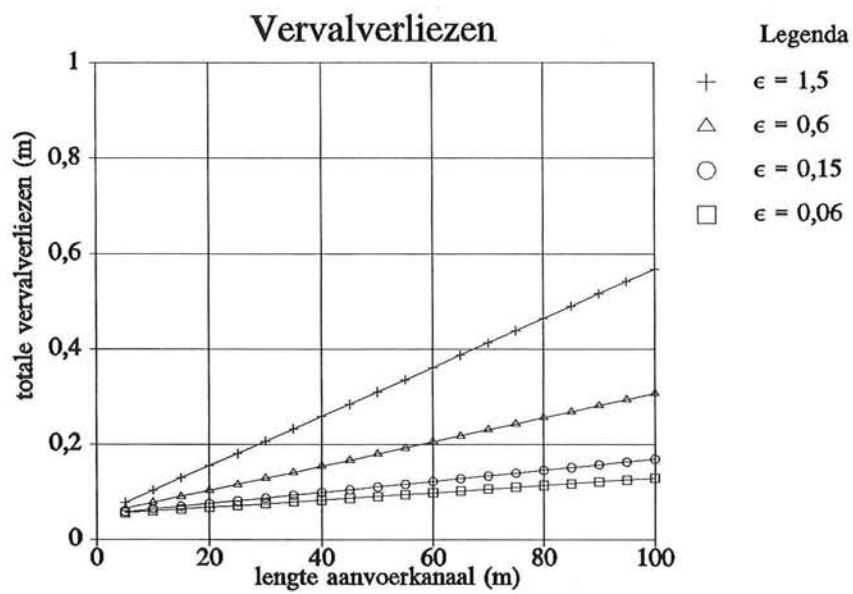
- Er wordt ook een vervalverlies veroorzaakt door de wrijving in de leiding.

De vervalverliezen in de gesloten leiding ten gevolge van wrijving zijn als volgt berekend:

$$\Delta H_f = f * \frac{L * v^2}{2 * D * g} \quad (8.4)$$

met ΔH_f = vervalverlies ten gevolge van wrijving (m)
 f = wrijvingsfactor van Darcy-Weisbach
 L = lengte van de leiding (m)
 v = stroomsnelheid door leiding = 1,25 m/s
 D = diameter = 3,9 m
 g = versnelling zwaartekracht = 9,81 m/s²

De wrijvingsfactor is berekend met de vergelijking van Colebrook.



Figuur 8.5 Totale vervalverliezen in de aan- en afvoerleidingen als functie van de lengte van de gesloten leiding voor verschillende waarden van ϵ

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -0,869 * \ln \left[\frac{\epsilon/D}{3,7} + \frac{2,523}{Re * \sqrt{f}} \right] \quad (8.5)$$

met f = wrijvingsfactor van Darcy-Weisbach (-)
 ϵ = ruwheidscoëfficiënt (m)
 D = diameter van leiding = 3,9 m
 Re = Reynolds-getal = vD/ν
 v = stroomsnelheid = 1,25 m/s
 ν = kinematische viscositeit = 10^{-6} m²/s

De wrijvingsverliezen zijn berekend voor een aantal verschillende waarden van ϵ . De waarden van ϵ zijn afgelezen uit tabel 8.2.

De vervalverliezen ten gevolge van wrijving zijn bepaald voor:

- Een stalen leiding (tabel 8.2 "Metal: coated steel") met ϵ gelijk aan 0,06 ($f = 0,0441$).
- Een betonnen leiding met cirkelvormige ondersteuning (tabel 8.2 "Concrete: Precast concrete pipes with O-ring joints") met ϵ gelijk aan 0,15 ($f = 0,0635$).
- Een betonnen, monolitische leiding verhard in een stalen bekisting (tabel 8.2 "Concrete: Monolithic construction against steel forms") met ϵ gelijk aan 0,6 ($f = 0,1308$).
- Een betonnen, monolitische leiding verhard in een ruwe bekisting (tabel 8.2 "Concrete: Monolithic construction against rough forms") met ϵ gelijk aan 1,5 ($f = 0,2581$).

De totale vervalverliezen over de aan- en afvoerleidingen zijn in figuur 8.5 te zien als functie van de lengte van de aanvoerleiding.

Het vervalverlies over de afvoerleiding is bepaald voor het eerder bepaalde dwarsprofiel van een open leiding. De lengte van de afvoerleiding is gelijk aan de totale lengte, 400 m, verminderd met de lengte van de aanvoerleiding.

De totale vervalverliezen over de aan- en afvoerleidingen nemen toe met de lengte van de aanvoerleiding. Het is dus voordeliger om de aanvoerleiding zo kort mogelijk te houden. Ook de ruwheidscoëfficiënt ϵ heeft grote invloed op de vervalverliezen.

Er wordt gekozen voor een "coated" stalen leiding met een ruwheidscoëfficiënt ϵ van 0,06.

Het vervalverlies in de leiding door wrijving ΔH_f bedraagt dan ongeveer 0,02 m.

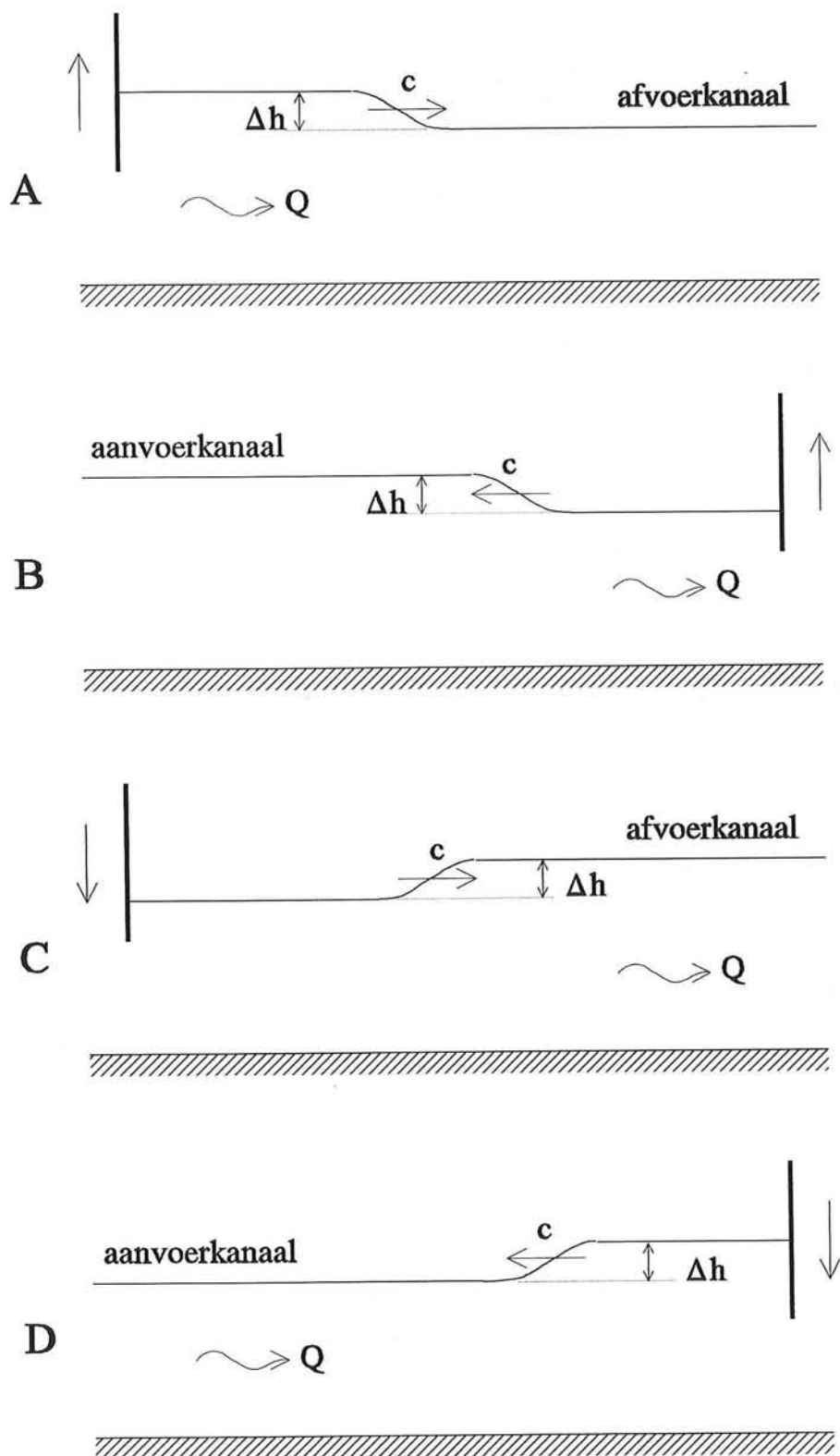
Het totale vervalverlies over de aan- en afvoerleidingen is gelijk aan:

$$\Delta H_{tot} = \Delta H_v + \Delta H_k + \Delta H_f \quad (8.6)$$

met ΔH_{tot} = totale vervalverlies over gesloten leiding (m)
 ΔH_v = vervalverlies door vernauwing = 0,04 m
 ΔH_k = vervalverlies door knik = 0,02 m
 ΔH_f = vervalverlies door wrijving = 0,02 m

Hieruit volgt dat het totale vervalverlies ongeveer gelijk is aan 0,08 m.

De totale lengte van de aan- en afvoerleidingen is ongeveer 400 m. De lengte van de inlaatconstructie is ongeveer 20 m (zie §7.5.2). Het turbinegebouw heeft in de stroomrichting een lengte van ongeveer 14 m (zie §9.6) en de lengte van de aanvoerleiding is ongeveer 25 m. De lengte van de afvoerleiding is dan ongeveer 340 m. Het verhang in de afvoerleiding is



Figuur 8.6 Translatiegolven in de aan- en afvoerleiding ten gevolge van een plotselinge verandering in debiet door de turbines

$1,3 \cdot 10^{-4}$ (zie §8.4.1) en het vervalverlies over de afvoerleiding is dus ongeveer 0,04 m.

Het vervalverlies over de aan- en afvoerleiding samen is ongeveer 0,12 m.

8.5 Afweging gesloten/open aanvoerleiding

Er wordt gekozen voor een gesloten aanvoerleiding. Een nadeel van een gesloten aanvoerleiding is dat het vervalverlies groter is dan bij een open leiding. Bij een open aanvoerleiding is het vervalverlies 0,05 m en bij een gesloten aanvoerleiding is het vervalverlies 0,12 m.

In §9.4 is de jaarlijkse energie-opbrengst bepaald voor verschillende grootten van het vervalverlies. De energie-opbrengst blijkt van dezelfde orde van grootte te zijn.

Een voordeel van de gesloten aanvoerleiding is dat de grootte van het grondverzet kleiner is. Het grondverzet bij een gesloten leiding bestaat uit ontgraving voor de afvoerleiding ter grootte van 35.700 m^3 . De aanvoerleidingen worden in een sleuf gelegd en weer bedekt met grond. Bij een open aanvoerleiding moet voor de aanvoerleiding 24.500 m^3 opgehoogd worden en voor de afvoerleiding moet 36.750 m^3 ontgraven worden.

Bovendien zouden de dijklichamen die benodigd zijn langs een open aanvoerleiding verstorend werken in het landschap.

8.6 Translatiegolven

8.6.1 Inleiding

Bij een plotselinge verandering in het debiet door de waterkrachtcentrale ontstaat een translatiegolf. De grootste translatiegolven ontstaan bij plotseling in werking treden van alle turbines of plotseling sluiten van alle turbines.

Bij het vergroten van het debiet door de waterkrachtcentrale van 0 naar $45 \text{ m}^3/\text{s}$ ontstaat:

- benedenstrooms een positieve⁽¹⁾ translatiegolf (zie figuur 8.6.a) die een stijging van het waterniveau veroorzaakt
- bovenstrooms een negatieve⁽¹⁾ translatiegolf (zie figuur 8.6.b) die een daling van het waterniveau veroorzaakt

Bij het plotseling verminderen van het debiet door de waterkrachtcentrale van $45 \text{ m}^3/\text{s}$ ontstaat:

- benedenstrooms een negatieve translatiegolf (zie figuur 8.6.c) die een daling in het waterniveau veroorzaakt
- bovenstrooms een positieve translatiegolf (zie figuur 8.6.d) die een stijging van het waterniveau veroorzaakt

De translatiegolven die een stijging van het waterpeil veroorzaken zijn belangrijk voor de bepaling van de dijkhoogten.

De translatiegolven die een daling van het waterniveau veroorzaken zijn belangrijk voor de stabiliteit van de bekleding en de vaardiepte voor de scheepvaart.

In de gesloten aanvoerleiding kan geen verhoging of verlaging van de waterstand optreden ten gevolge van een verandering in debiet en er zal een drukgolf ontstaan. Bij een afname van het debiet kan deze drukgolf zo groot

⁽¹⁾ Met een positieve translatiegolf wordt bedoeld een golf met een voortplantingssnelheid in de positieve richting. Een negatieve translatiegolf is een golf met een voortplantingssnelheid in de negatieve richting.

zijn dat beschadigingen aan de leiding veroorzaakt worden. De drukstoot kan worden beperkt door toepassing van drukschachten en drukregulateurs.

8.6.2 Bepaling grootte translatiegolven

De grootte van de positieve translatiegolf in de afvoerleiding ten gevolge van het plotseling vergroten van het debiet door de waterkrachtcentrale van 0 naar 45 m³/s is berekend met vergelijking (8.7).

$$\Delta h = \frac{Q_1 - Q}{(v + \sqrt{g * h * b})} \quad (8.7)$$

met Δh = grootte translatiegolf (m)
 Q_1 = debiet door de waterkrachtcentrale na wijziging = 45 m³/s
 Q = debiet door de waterkrachtcentrale voorafgaand aan de wijziging = 0 m³/s
 v = stroomsnelheid door de leiding bij debiet $Q = 0$ m/s
 g = versnelling zwaartekracht = 9,81 m/s²
 h = gemiddelde diepte leiding (m). Voor een trapeziumvormig profiel geldt $h=A/b$ met A het oppervlak van de leiding en b de breedte van de leiding ter hoogte van de waterspiegel.

De grootte van deze translatiegolf is berekend voor de hoogste waterstand in de afvoerleiding. De hoogste waterstand in de Maas waarbij energie wordt opgewekt is NAP+22,28m. De waterstand in de afvoerleiding, direct benedenstrooms van de turbinegebouwen, is deze waterstand vermeerderd met het vervalverlies over de afvoerleiding (0,12 m), namelijk NAP+22,40m. De grootte van de translatiegolf is 0,34 m, zodat de waterstand direct na het passeren van de translatiegolf ongeveer NAP+22,75m is.

Indien voor een open aanvoerleiding gekozen zou zijn, zou ook in deze leiding een translatiegolf ontstaan. Ondanks dat voor een gesloten aanvoerleiding is gekozen wordt de grootte van deze translatiegolf toch berekend om de benodigde dijkhoogte te kunnen bepalen en het benodigd grondverzet. Het grondverzet is één van de criteria bij de lokatiekeuze van het inlaatpunt (zie §7.2.4).

De grootte van de negatieve translatiegolf ten gevolge van het plotseling sluiten van de turbines is berekend met vergelijking (8.8).

$$\Delta h = \frac{v^2}{2 * g} + \sqrt{\left(\frac{v^2}{2 * g}\right)^2 + 2 * \frac{v^2}{2 * g} * h} \quad (8.8)$$

met Δh = grootte translatiegolf (m)
 v = stroomsnelheid voorafgaand aan de wijziging in debiet (m/s)
 g = versnelling zwaartekracht = 9,81 m/s²
 h = gemiddelde diepte leiding (m). Voor een trapeziumvormig profiel geldt $h=A/b$ met A het oppervlak van de leiding en b de breedte bij de waterspiegel.

De grootte van deze translatiegolf is berekend voor de hoogste waterstand in de aanvoerleiding. De hoogste waterstand in het Julianakanaal is NAP+32,85m. In deze situatie wordt water ingelaten door de inlaatopeningen. Het vervalverlies door de inlaatopeningen is ongeveer 0,05 m, zodat de hoogste waterstand in de aanvoerleiding gelijk is aan NAP+32,80m. De grootte van de translatiegolf is 0,46 m, zodat de waterstand direct na het

passeren van de translatiegolf ongeveer NAP+33,25m is.

Ook in het Julianakanaal ontstaan translatiegolven. In het Julianakanaal ontstaat een negatieve translatiegolf die een verhoging van de waterstand veroorzaakt als gevolg van het verminderen van het debiet door de waterkrachtcentrale van 45 naar 0 m³/s (zie figuur 8.6.d). De grootte van deze translatiegolf is berekend met vergelijking (8.8). Hierbij is uitgegaan van de maximale waterstand in het Julianakanaal, NAP+32,85m en het dwarsprofiel zoals dit is geschematiseerd in hoofdstuk 4.

De grootte van de translatiegolf in het Julianakanaal is 0,08 m. De waterstand in het Julianakanaal direct na het passeren van de translatiegolf is NAP+32,93m.

De grootte van de daling van de waterstand ten gevolge van translatiegolven is niet bepaald. De daling van het waterniveau is belangrijk voor de stabiliteit van de bekleding en de vaardiepte voor de scheepvaart. De waterdiepte in het Julianakanaal bij de minimale waterstand is 9,55 m. Een daling van de waterstand door een translatiegolf zal dus geen problemen veroorzaken voor de scheepvaart.

De gevolgen voor de stabiliteit van de bekleding ten gevolge van een plotselinge waterstands daling in het Julianakanaal zijn bij dit afstudeeronderzoek niet onderzocht.

8.6.3 Bepaling grootte drukgolf

Voor de bepaling van de minimaal toelaatbare sluitingstijd is de volgende vergelijking gebruikt (Mosonyi,[18]):

$$T_c \geq \frac{2 * v * L}{g * h_{\max}} \quad (8.9)$$

met T_c = sluitingstijd (m/s)
 v = stroomsnelheid in leiding voor sluiten = 1,25 m/s
 L = lengte leiding = 25 m
 g = versnelling zwaartekracht = 9,81 m/s²
 $h_{\max}$ = maximale verhoging druk (mwk)

Voor de toelaatbare overdrukken geldt (Mosonyi,[18]):

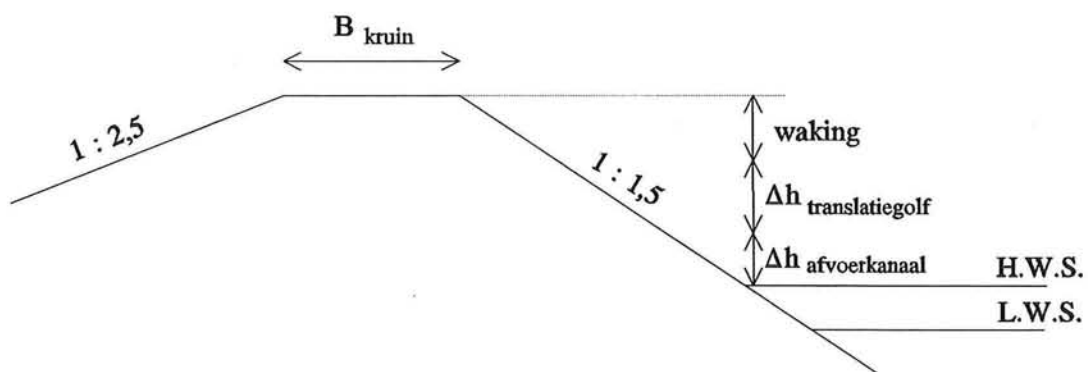
$H < 50$ m	50%
$50 \text{ m} < H < 150$ m	25%
$150 \text{ m} < H < 250$ m	15%

De langste sluitingstijd T_c wordt verkregen bij een minimale waarde van de toelaatbare overdruk $h_{\max}$.

De waarde van de toelaatbare overdruk is minimaal bij de minimale valhoogte. De minimale bruto valhoogte treedt op bij de minimale waterstand in het Julianakanaal van NAP+32,40m en de hoogste waterstand in de Maas bij energiewinning van NAP+22,28m. De minimale bruto valhoogte is dan 10,12 m en indien de vervalverliezen 0,20 m zijn (§9.4), is de minimale netto valhoogte 9,92 m. De bij deze valhoogte behorende toelaatbare overdruk is 4,96 m en de bijbehorende sluitingstijd T_c is 1,3 s.

Indien de sluitingstijd $T_c \geq 1,3$ s, blijft de drukverhoging in de leiding bij alle valhoogten onder de minimaal toelaatbare overdruk. Een sluitingstijd van 1,3 s is een aannemelijke waarde.

mi is het ontwerp van de valhoogte te nemen



Figuur 8.7 Profiel van het dijklichaam

8.7 Dijklichamen

8.7.1 Inleiding

Om het water dat door de aan- en afvoerleidingen stroomt te keren zijn dijken nodig.

In deze paragraaf wordt ook de benodigde dijkhoogte van de dijk langs de aanvoerleiding bepaald. De grootte van het grondverzet is één van de criteria op basis waarvan een keuze is gemaakt tussen een open en een gesloten aanvoerleiding. Om de grootte van het grondverzet te kunnen bepalen moet de benodigde dijkhoogte bekend zijn.

8.7.2 Criteria

Voor de bepaling van de afmetingen van het dijklichaam is het volgende aangenomen (zie figuur 8.7):

- Voor het binnendijks talud is een helling gekozen van 1:1,5 (zie §8.4). Deze helling is mogelijk voor een bekleed talud, alhoewel het vrij steil is.
- Voor het buitendijks talud is een helling gekozen van 1:2,5.
- De breedte van de kruin is 4,0 m.
- De waking boven de maatgevende hoogste waterstand is 0,5 m.

8.7.3 Dijkprofiel

De dijkhoogten worden bepaald door de volgende factoren:

- Maatgevende hoogste waterstand
De waterstand in de Maas bij een debiet Q_0 van 3000 m³/s is NAP+24,59 m. Dit debiet wordt volgens bijlage A minder dan 0,01 dag per jaar overschreden.
De hoogste waterstand in het Julianakanaal is NAP+32,85m. Indien water ingelaten wordt bij de inlaatconstructie is de waterstand in de aanvoerleiding lager door het vervalverlies bij de inlaatconstructie van 0,05 m. De maximale waterstand in de aanvoerleiding is dan NAP+32,80m.
- Golfslag
Golfslag kan veroorzaakt worden door scheepsgolven of door opwaaiing. In de grindplas is niet veel scheepvaart. De golfslag in de afvoerleiding veroorzaakt door scheepvaart is te verwaarlozen. Ook in de aanvoerleiding zal de golfslag veroorzaakt door schepen verwaarloosbaar zijn, aangezien het water de leiding instroomt door ondergedompelde inlaatopeningen. De breedte van de leiding is te klein voor het ontstaan van aanzienlijke golven door opwaaiing.
- Dwarsverhang in bochten
In de aan- en afvoerleiding zijn geen bochten aanwezig.
- Translatiegolven
Door plotselinge verandering van het debiet door de waterkrachtcentrale ontstaan translatiegolven (zie §8.6).

De dijkhoogte van de dijken langs de afvoerleiding zijn als volgt bepaald:

- maatgevende waterstand afvoerleiding NAP+24,59m
- waking 0,5 m

De hoogte van de dijk langs de afvoerleiding wordt dan NAP+25,10m. Rondom de grindplas bevinden zich geen dijken (zie figuur 7.1). Het maaiveld zal dus overstromen bij waterstanden hoger dan NAP+23,50m en een dijk langs de afvoerleiding zal niet nodig zijn. Voor de aanleg van de afvoerleiding

hoeft alleen ontgraven te worden en is geen ophoging nodig.

Indien voor een open aanvoerleiding gekozen zou zijn, zou de hoogte van de dijk langs de aanvoerleiding NAP+33,75m geworden zijn, namelijk:

- maatgevende waterstand aanvoerleiding NAP+32,80m
- hoogte translatiegolf 0,46 m (zie §8.6.2)
- waking 0,5 m

Het grondverzet voor dit dijklichaam is aanzienlijk (zie §7.2) en het dijklichaam is bovendien een verstoring in het landschap.

8.8 Constructie aan/afvoerleiding

8.8.1 Ligging maaiveld

De leiding wordt in een sleuf in de grond gelegd en vervolgens weer bedekt met grond. Voordelen van een ingegraven leiding zijn dat de bovenliggende grond bescherming biedt tegen grote wisselingen van de temperatuur en externe belastingen. Een ingegraven leiding is bovendien niet zichtbaar in het landschap en wordt gelijkmatig door de ondergrond ondersteund. Nadeel van een ingegraven leiding is dat de leiding minder goed toegankelijk is voor inspectie en reparatie.

De dikte van de laag grond boven de aanvoerleiding moet minimaal 1 à 1,2 m zijn (Mosonyi, [18]). Bij dit ontwerp wordt 1,2 m aangehouden. Het maaiveld direct benedenstrooms van de inlaatconstructie moet dan minimaal op NAP+28,70m liggen.

Het maaiveld ligt bij de inlaatconstructie op gelijke hoogte met de aansluitende dijklichamen van het Julianakanaal, NAP+34,30m. De dikte van de laag grond boven de leiding is direct benedenstrooms van de inlaatconstructie 6,8 m.

Benedenstrooms van de inlaatconstructie loopt het maaiveld met een helling van 1:1,75 af over een breedte van 15 m tot aan NAP+25,75m. Een deel van het maaiveld boven de aanvoerleiding ligt horizontaal. Hier wordt een weg aangelegd. De breedte van deze weg is inclusief bermen 10 m. De aanleg van dit wegdeel is nodig vanwege de kruising van de waterkrachtcentrale met de weg die momenteel langs de dijk ligt.

De bovenzijde van de inlaaten openingen van de turbines ligt op NAP+19,95m. De dikte van de laag grond boven de aanvoerleiding is 5,8 m.

8.8.2 Verankeringen

Ter plaatse van de meest bovenstrooms gelegen knik wordt door het stromend water een naar boven gerichte kracht uitgeoefend op de leiding. Er zal een verankering nodig zijn om te voorkomen dat de leiding naar boven wordt verplaatst en de bovenliggende grond omhoog wordt geduwd.

Bij de benedenstroomse knik werkt de kracht op de leiding naar beneden. De berekening van deze krachten en de dimensionering van de benodigde verankeringen is bij dit afstudeeronderzoek buiten beschouwing gelaten.

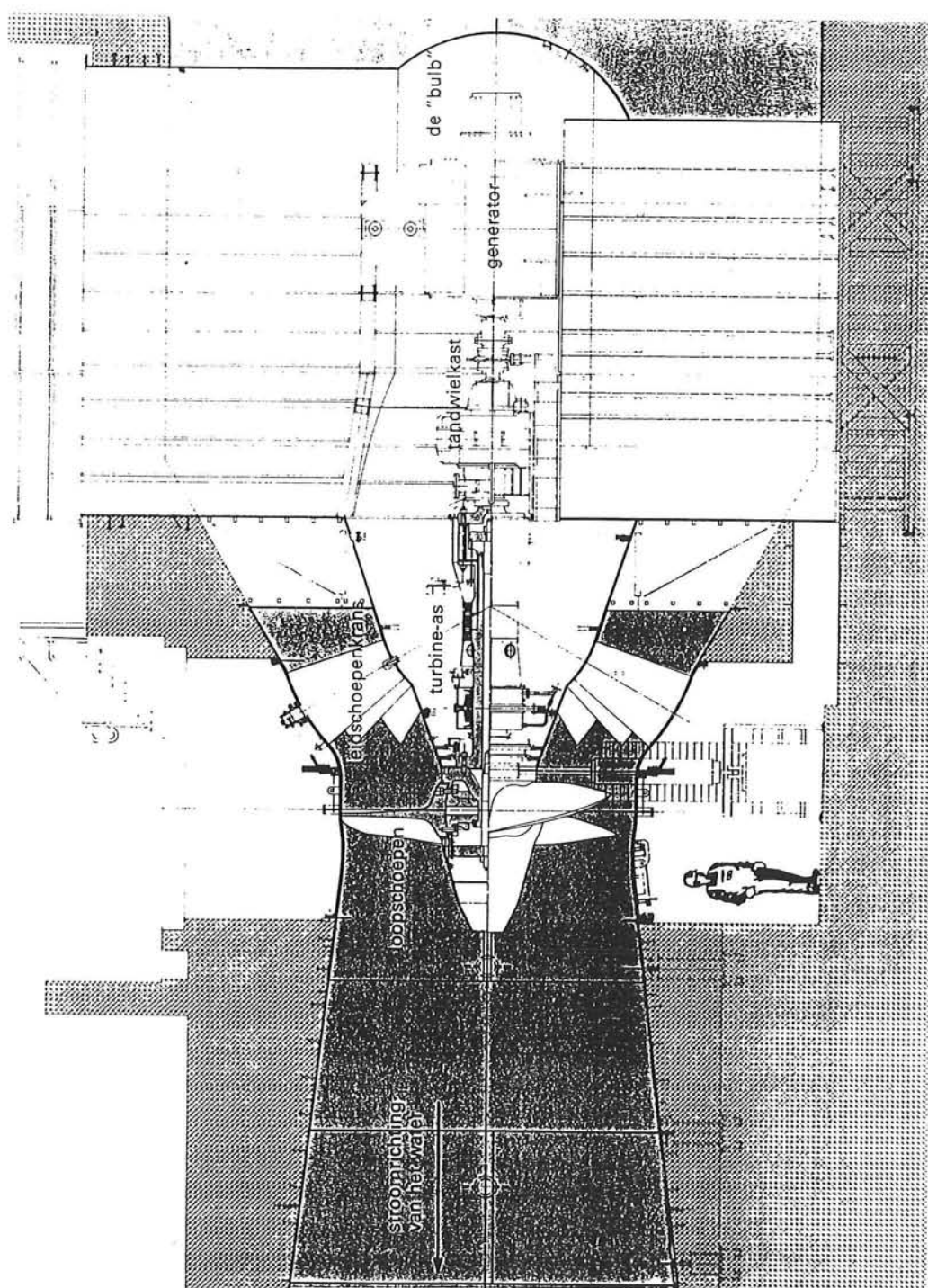
8.8.3 Afsluitmiddelen

De aanvoerleiding moet voor reparatie kunnen worden afgesloten van de bovenstroomse en de benedenstroomse waterstand. Meestal bevinden zich voor dit doel op twee plaatsen in de leiding afsluitmiddelen.

Aangezien het aantal aanvoerleidingen even groot is als het aantal inlaaten openingen kan elke aanvoerleiding aan de bovenstroomse zijde worden droog

gezet met behulp van het afsluitmiddel of de schotbalken in de inlaatconstructie. Aan de bovenstroomse zijde van de leiding zelf is dus geen afsluitmiddel nodig.

Aan de benedenstroomse zijde kan elke aanvoerleiding worden afgesloten door schotbalken direct benedenstrooms van de uitlaatopeningen van de turbines te plaatsen. Ook hier is dus in de aanvoerleiding zelf geen afsluitmiddel nodig.



Figuur 9.1 Langsdoorsnede van een Kaplan bulb turbine

9.1 Inleiding

De afmetingen van het turbinegebouw worden bepaald door het type turbine en de afmetingen van de turbines. De afmetingen van de turbines worden bepaald door de valhoogte over de turbines en het debiet door de turbines. Een turbine draait onafhankelijk van het te leveren vermogen altijd met het toerental waarop de machine is berekend. De generator wordt aangedreven door de turbine. De generator levert wisselstroom van een bepaalde frequentie. Wijziging in het toerental van de turbine heeft een wijziging van de frequentie van de wisselstroom tot gevolg. Dit is ontoelaatbaar en het toerental van de turbines wordt dus niet gewijzigd.

9.2 Keuze turbinetype

Het turbinetype wordt voornamelijk bepaald door de valhoogte. Voor valhoogten van 3 tot 60 m zijn voornamelijk Propellor en Kaplan turbines geschikt. Een nadeel van de Propellor turbine is dat deze vaste bladen heeft. Bij een Kaplan turbine zijn de bladen verstelbaar. Door de verstelbare leid- en loopschoepen hebben zij een hoog rendement bij variërende valhoogte en debiet.

Het debiet door de waterkrachtcentrale varieert tussen 0 en $45 \text{ m}^3/\text{s}$ (zie hoofdstuk 4).

Er is ook een variatie in de valhoogte. De minimale beschikbare bruto valhoogte is 10,12 m bij een minimale waterstand in het Julianakanaal van NAP+32,40m en een maximale waterstand in de Maas van NAP+22,28m. De maximale beschikbare bruto valhoogte is 11,93 m bij een maximale waterstand in het Julianakanaal van NAP+32,85m en een minimale waterstand in de Maas van NAP+20,92m. Deze valhoogten dienen nog verminderd te worden met de vervalverliezen. De vervalverliezen zijn in totaal ongeveer 0,20 m (zie §9.4).

Aangezien het debiet varieert en de valhoogte varieert is een Kaplan turbine beter geschikt dan een Propellor turbine. Er kan dan nog gekozen worden tussen een verticale Kaplan turbine en een Kaplan bulb turbine. Een bulb turbine levert een aanzienlijke besparing op in materiaal ten opzichte van een verticale Kaplan turbine. De besparing in materiaal wordt veroorzaakt door een kortere lengte van het turbinegebouw en een geringere diepteligging.

Naar aanleiding van deze overwegingen is gekozen voor een Kaplan bulb turbine (zie figuur 9.1).

9.3 Aantal turbines

Bij de keuze van het aantal turbines spelen een aantal overwegingen:

- Grotere turbines hebben relatief duurdere civieltechnische werken nodig dan kleinere turbines.
- Bij hetzelfde type turbine is het rendement van grotere turbines groter dan van kleinere turbines.
- Bij een debiet door de waterkrachtcentrale dat nogal varieert, wordt er een groter rendement verkregen bij een groter aantal turbines. De schommelingen in het debiet kunnen dan beter worden gevolgd.

- In verband met de bedrijfszekerheid kan het beste voor minimaal twee turbines worden gekozen. Indien één van de turbines uitvalt door een technische storing kan nog steeds energie worden opgewekt.
- De turbines in de centrale zijn bij voorkeur allemaal gelijk.

In deze verkennende afstudeerstudie is aangenomen dat het gemiddelde debiet door de waterkrachtcentrale 30 m³/s is en dat het maximaal debiet 45 m³/s is (zie hoofdstuk 4).

Deze variatie in debiet kan het beste worden gevolgd met drie turbines waardoor het debiet 15 m³/s is.

9.4 Bepaling diameter en toerental

Normaal gesproken worden de diameter en het optimale toerental van de turbine vastgesteld door de leverancier op basis van de relatie tussen het debiet en de valhoogte.

De afmetingen van het turbinegebouw worden bepaald door de diameter van de turbine. De diameter van de turbines is bepaald met behulp van de vergelijkingen (9.1), (9.2), (9.3) en (9.4) (Schweiger en Grigori, [25]). Het opgewekte vermogen varieert tussen 1,0 MW en 2,0 MW. Bij de formules (9.1) en (9.3) worden de vergelijkingen gebruikt met het teken *.

Bij de berekening is ervan uitgegaan dat de waterstand in het Julianakanaal constant NAP+32,65m is. De turbines zijn gedimensioneerd voor de kleinst beschikbare valhoogte waarbij energie opgewekt wordt. Indien de turbines gedimensioneerd worden voor een grotere valhoogte moet bij kleinere valhoogten het debiet door de turbines groter dan 15 m³/s zijn.

$$n_q = \begin{cases} \left(\frac{255.00}{H_n} \right)^{\frac{1}{2}} & \text{voor } P < 0,5 \text{ MW} \\ \left(\frac{355.000}{H_n} \right)^{\frac{1}{2}} & \text{voor } 0,5 \text{ MW} < P < 1 \text{ MW} \\ \left(\frac{455.000}{H_n} \right)^{\frac{1}{2}} & \text{voor } 1 \text{ MW} < P < 2 \text{ MW} \quad * \\ \left(\frac{920.650}{H_n} \right)^{\frac{1}{2,058}} & \text{voor } P > 2 \text{ MW} \end{cases} \quad (9.1)$$

$$n = \frac{n_q * H_n^{0,75}}{Q_{tur}^{0,5}} \quad (9.2)$$

$$K_u = \begin{cases} 0,9801 + 0,00391 * n_q & \text{voor } P < 2 \text{ MW} \quad * \\ 0,8434 + 0,00456 * n_q & \text{voor } P > 2 \text{ MW} \end{cases} \quad (9.3)$$

$$D_r = \frac{K_u * 60 * \sqrt{2 * g * H_n}}{\pi * n} \quad (9.4)$$

met n_q = specifieke toerental
 H_n = netto valhoogte (m)
 P = vermogen (kW)
 n = toerental (omw/min)
 Q_{tur} = debiet door één turbine (m^3/s)
 K_u = snelheidscoëfficiënt
 D_r = turbinediameter (m)

De minimale netto valhoogte is gelijk aan de minimale bruto valhoogte verminderd met de vervalverliezen. De minimale bruto valhoogte is 10,37 m bij gemiddelde waterstand in het Julianakanaal van NAP+32,65m en de minimale waterstand in de Maas bij energiewinning van NAP+22,28m.

Voor de vervalverliezen geldt:

- Bij de inlaatconstructie is het vervalverlies ongeveer 0,05 m (zie §7.4.5). Bovendien zal ook een vervalverlies optreden bij de roosters die zich voor de inlaaten openingen bevinden.
- Het vervalverlies over de aan- en afvoerleidingen is ongeveer 0,12 m (zie §8.5).

Voor de totale vervalverliezen is aangenomen dat deze ongeveer 0,20 m zijn. De netto valhoogte waarmee de afmetingen van de turbines worden bepaald is dan 10,17 m.

Uit deze berekening volgt dat de diameter van de turbines D gelijk is aan 1,57 m en dat het toerental n 311 omw/min is. De diameter van de turbines wordt afgerond naar 1,6 m.

Nu kan het verband tussen de valhoogte en het debiet door de waterkrachtcentrale bepaald worden door voor een variërend verval het bijbehorende debiet te berekenen. Met behulp van de vergelijkingen (9.4), (9.3) en (9.2) kunnen bij de vastgestelde diameter en toerental respectievelijk K_u , n_q en Q_{tur} bepaald worden. Bij de kleinere valhoogten moet bij een toerental van 311 omw/min een debiet groter dan $15 m^3/s$ door de turbines geleid worden (zie tabel 9.1). Het toerental van de turbines wordt daarom 300 omw/min genomen. Het maximaal debiet door de turbines is dan ongeveer $15 m^3/s$ (zie tabel 9.1).

De jaarlijkse energie-opbrengst bedraagt 19,6 GWh (voor deze berekening zie bijlage K).

Bovendien is bepaald wat het verschil in energie-opbrengst is bij een groter vervalverlies (zie bijlage K). Bij een verandering in het vervalverlies verandert ook de minimale beschikbare netto valhoogte waarmee de diameter van de turbine D_r en het toerental van de turbine n zijn berekend. De afmetingen van de turbinediameter blijft afgerond 1,6 m. Het toerental van de turbine is bij deze berekening aangepast om te voorkomen dat bij de kleinere valhoogten het debiet door de turbines groter is, waardoor de energie-opbrengst toeneemt.

Voor een vervalverlies van 0,30 m is de jaarlijkse energie-opbrengst 19,4 GWh. Indien het vervalverlies 0,50 m is wordt de jaarlijkse energie-opbrengst 19,0 GWh.

De verschillen in de jaarlijkse energie-opbrengst blijken niet zo ontzettend groot te zijn.

9.5 Bepaling diepteligging

De diepteligging van de turbines wordt bepaald door het verschijnsel cavitatie.

In de waaiers van overdrukturbines vindt een drukval plaats. Bij een hoge snelheid kan de druk zover afnemen dat deze onder de dampdruk komt.

Tabel 9.1 Debiet door één turbine Q_{tur} voor variërend toerental n

Q_0 (m ³ /s)	H_n (m)	Q_{tur} (m ³ /s) ⁽¹⁾		
		$n = 311$	$n = 320$	$n = 300$
0	11,55	0,0	0,0	0,0
10	11,53	0,0	0,0	0,0
40	11,53	15,0	16,1	13,6
80	11,47	15,0	16,2	13,6
130	11,38	15,1	16,2	13,7
230	11,22	15,3	16,4	13,9
430	11,00	15,5	16,6	14,2
630	10,79	15,7	16,8	14,4
830	10,59	16,0	17,0	14,6
1235	10,17	16,4	17,4	15,1
1500	9,74	0,0	0,0	0,0
2000	9,02	0,0	0,0	0,0
2500	8,42	0,0	0,0	0,0
3000	7,86	0,0	0,0	0,0
⁽¹⁾ Het debiet door één turbine Q_{tur} is bepaald voor een toerental n (in omw/min). Het debiet door de turbine is bepaald met de vergelijkingen (9.4), (9.3) en (9.2).				

Hierdoor ontstaan met damp gevulde belletjes in de vloeistof. Deze dampbellen kunnen imploderen als zij op plaatsen in de waaier komen waar de druk wat hoger is. Door deze implosies kan het oppervlak van de schoepen beschadigen. Bovendien beïnvloedt dit verschijnsel het stromingsgedrag, waardoor het rendement van de turbine afneemt.

Om te voorkomen dat cavitatie optreedt moet de waaierligging ten opzichte van de benedenwaterstand zodanig zijn dat nergens in de waaier de dampdruk bereikt wordt. De benodigde hoogte van het hoogste punt van het bovenste waaierblad boven de benedenwaterstand volgt uit:

$$H_s \leq H_b - \sigma_c * H_n \quad (9.5)$$

met H_s = hoogte punt bovenste waaierblad boven de benedenwaterstand (m)
 H_b = barometrische druk = 10 mwk
 σ_c = cavitatie-coëfficiënt
 H_n = valhoogte (m)

De cavitatie-coëfficiënt σ_c is als volgt bepaald (Lugaresi en Massa, [17]):

$$\sigma_c = 1,6 * 10^{-4} * n_q^{1,625} \quad (9.6)$$

met n_q = specifieke toerental

De cavitatie-coëfficiënt is berekend voor een turbine met een diameter D_r van 1,60 m en een toerental n van 300 omw/min.

De laagste ligging van de waaier wordt verkregen bij de grootst beschikbare netto valhoogte, namelijk 11,53 m (zie tabel K.4). Het bovenste waaierblad moet maximaal 1,72 m boven de benedenwaterstand van de afvoerleiding liggen. De waterstand in de Maas is bij deze valhoogte gelijk aan NAP+20,92m en de as van de turbine komt dan te liggen op NAP+21,84m.

9.6 Afmetingen turbinegebouw

De afmetingen van het turbinegebouw worden bepaald door de diameter van de turbine (zie figuur 9.2) en het type turbine.

Voor een bulb turbine worden de afmetingen als volgt:

- inlaatopeningen

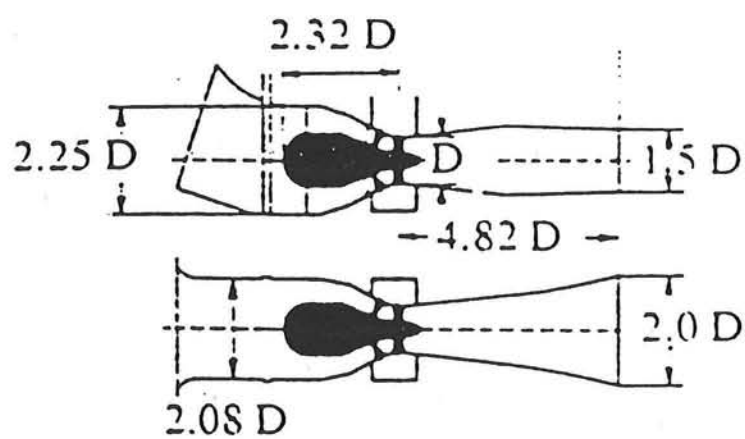
verticaal	$2,25 * D_r = 3,6 \text{ m}$
horizontaal	$2,08 * D_r = 3,3 \text{ m}$
oppervlakte	$11,9 \text{ m}^2$
- uitlaatopeningen

verticaal	$1,5 * D_r = 2,4 \text{ m}$
horizontaal	$2,0 * D_r = 3,2 \text{ m}$
oppervlakte	$7,7 \text{ m}^2$
- lengte constructie

inlaatopeningen tot aan turbines	$2,32 * D_r = 3,7 \text{ m}$
turbines tot aan uitlaatopeningen	$4,82 * D_r = 7,7 \text{ m}$
pijler aan benedenstroomse zijde	$2,5 \text{ m}$
totale lengte	$13,9 \text{ m}$

De inlaatopeningen van de turbines zijn rechthoekig. Aangezien er voor een cirkelvormig gesloten aanvoerleiding gekozen wordt is de aansluiting met de aanvoerleiding beter als de inlaatopeningen van de turbines cirkelvormig zijn. Het oppervlak van de inlaatopeningen is $11,9 \text{ m}^2$ als de diameter 3,9 m is.

Bij de ligging van de waaier, zoals bepaald in §9.5, bevinden de uitlaat-



Figuur 9.2 Afmetingen van een Kaplan bulb turbine

openingen zich boven de laagste waterstand in de Maas waarbij energie gewonnen wordt. Er is voor gekozen om de onderzijde van de uitlaatopeningen van de turbines 0,5 m boven het niveau van de bodem van de afvoerleiding te leggen. Er ontstaat dan bovendien een extra veiligheid tegen cavitatie.

Het niveau van de waaiers wordt NAP+18,00m genomen.

Voor de in- en uitlaatopeningen gelden dan de volgende waarden:

- inlaatopeningen	
bovenzijde	NAP+19,95m
onderzijde	NAP+16,05m
- uitlaatopeningen	
bovenzijde	NAP+19,20m
onderzijde	NAP+16,80m

De hart-op-hart afstand tussen de drie inlaatopeningen en uitlaatopeningen is gelijk aan de hart-op-hart afstand tussen de inlaatopeningen van de inlaatconstructie. Bij de inlaatconstructie is de hart-op-hart afstand 5,65 m.

De diameter van de inlaatopeningen van de turbine gebouwen is 3,9 m. Bij een hart-op-hart afstand van 5,65 m is de breedte van de pijler ter plaatse van de inlaatopeningen 1,75 m.

De uitlaatopeningen hebben een breedte van 3,2 m en de breedte van de pijler ter plaatse van de uitlaatopeningen is 2,45 m. De totale breedte van het turbinegebouw wordt dan ongeveer 19,4 m.

De waterstand in de Maas bij Q_0 3000 m³/s is NAP+24,59m. Dit debiet wordt volgens bijlage A minder dan 0,01 dag per jaar overschreden. De bovenzijde van het turbinegebouw moet voldoende hoog gelegen zijn om te voorkomen dat er wateroverlast ontstaat bij hoog water. Voor de waking is 0,5 m aangehouden, evenals bij de bepaling van de dijkhoogten (zie §8.7.2).

De bovenzijde van het turbinegebouw ligt dan op ongeveer NAP+25,10m.

Benedenstrooms van de uitlaatopeningen kan het turbinegebouw worden afgesloten met behulp van schotbalken.

9.7 Uitlaatopeningen

Het doorstroomoppervlak van de uitlaatopeningen is 7,7 m². Het debiet door één turbine is 15 m³/s. De stroomsnelheid door de uitlaatopeningen is 1,95 m/s. Om erosie te voorkomen moet benedenstrooms van de uitstroomopeningen een bodembescherming worden aangebracht. De afmetingen van deze bodembescherming zijn te berekenen met de vergelijkingen voor een driedimensionale uitstroomstraal (Schiereck, [24]).

$$u_{mo} = \frac{8 * u_0}{x/\sqrt{A}} \quad (9.7)$$

met u_{mo} = maximale stroomsnelheid in straal (m/s)
 u_0 = uitstroomsnelheid in openingen = 1,95 m/s
 x = afstand tot uitlaatopeningen (m)
 A = oppervlakte uitlaatopeningen = 7,7 m²

Aangenomen is dat de bekleding bij de uitlaatopeningen moet doorlopen tot de stroomsnelheid u_{mo} is afgenomen tot 1,5 m/s.

Voor de lengte van de bodembescherming vanaf de uitlaatopeningen volgt dan dat deze gelijk moet zijn aan ongeveer 30 m.

Deze waarde is niet helemaal correct. Bij de gebruikte vergelijking bevindt

de uitlaatopening zich direct boven de bodem. De onderzijde van de uitlaaten openingen bevindt zich hier 0,5 m boven de bodem. De stroomsnelheid in de uitstroomstraal zal bij de bodem lager zijn, zodat een kortere bodembescherming voldoet.

De waterkrachtcentrale kan door een technische storing of om een andere reden buiten werking zijn. Indien de instroom van het kanaalpand Born-Maasbracht bij het sluizencomplex Born niet vermindert is de instroom in het kanaalpand groter dan de uitstroom. Hierdoor stijgt de waterstand in het kanaalpand en zou wateroverlast veroorzaakt kunnen worden. Het teveel aan water moet het kanaalpand op een andere manier kunnen verlaten.

Bij Kaplan bulb turbines is het mogelijk om water door de turbines te laten stromen zonder dat electriciteit wordt geproduceerd. Het is dus mogelijk om zonder electriciteit te produceren water af te laten via de waterkrachtcentrale. Dit kan echter slechts voor kort tijd gebeuren in verband met mogelijke cavitatie. Bovendien is dit geen oplossing voor het aflaten van water indien door een technische storing één van de afsluitmiddelen geblokkeerd zou zijn.

In dat geval zou het teveel aan water afgelaten kunnen worden via één van de sluiskolken van het sluizencomplex Maasbracht.

11.1 Conclusies

- Het huidig debiet door het Julianakanaal is niet toereikend voor energiewinning.
Indien het debiet door het Julianakanaal wordt vergroot, neemt het verhang toe. Hierdoor ontstaat een groter verval en verandert de waterstand. Een verhoging van de waterstand aan de bovenstroomse zijde brengt grote kosten met zich mee. Een goedkopere oplossing is een verlaging van de bovenstroomse drempel van het sluizencomplex Born, zodat de waterstand hier met 0,15 m verlaagd kan worden tot NAP+43,90m. De toename van het verhang en de stroomsnelheid zijn klein in het benedenstroomse kanaalpand tussen Born en Maasbracht. In het kanaaldeel Born-Maasbracht heeft het vergroten van het debiet weinig gevolgen. In dit onderzoek is vastgesteld dat het toelaatbaar debiet voor het kanaaldeel Limmel-Born 45 m³/s is. Van dit debiet stroomt gemiddeld over de week 15 m³/s door de sluizen bij Born en Maasbracht, zodat gemiddeld over de week 30 m³/s beschikbaar is voor de waterkrachtcentrale.
- Na beoordeling van een aantal mogelijke lokaties op een aantal criteria is geconcludeerd dat de lokatie bij Maasbracht het meest veelbelovend is. De waterkrachtcentrale bij Maasbracht zal water onttrekken aan het Julianakanaal bovenstrooms van het sluizencomplex Maasbracht. Het water stroomt via de centrale uit in een grindplas en vanuit hier weer naar de Maas.
De waterkrachtcentrale bij Maasbracht kan gecombineerd worden met een waterkrachtcentrale bij het stroomopwaarts gelegen Born. De centrale bij Born kan eventueel op een later tijdstip gerealiseerd worden.
- Door de aanleg van een opslagbekken bij de waterkrachtcentrale van Maasbracht kunnen tijdens de piekuren in de electriciteitsvraag grotere debieten door de centrale geleid worden. Hierdoor kan meer electriciteit opgewekt worden in perioden waarin de waarde van electriciteit groter is. Deze piekdebieten veranderen het debiet bij de enkele kilometers benedenstrooms gelegen waterkrachtcentrale van Linne. Hierdoor kan bij Linne een half uur later dan bij Maasbracht een piekdebet door de centrale worden geleid.
De jaarlijkse opbrengst van de centrale bij Linne blijkt af te nemen indien via de waterkrachtcentrale bij Maasbracht piekdebieten door de Maas worden geleid.
De jaarlijkse extra opbrengst vergeleken met een continu debiet, die verkregen wordt door de aanleg van een opslagbekken bij Maasbracht, is Mf 0,76. Dit is niet voldoende om de aanleg en het onderhoud van een bekken te kunnen bekostigen.
Indien besloten wordt de waterkrachtcentrale bij Maasbracht aan te leggen moet het debiet door de centrale continu zijn.
- De opbrengst van de waterkrachtcentrale Maasbracht bij continue energiewinning is Mf 1,67. Dit is niet voldoende om de aanleg van een waterkrachtcentrale te kunnen bekostigen.

11.2 Aanbevelingen

- Bij de bepaling van het toelaatbaar debiet is verondersteld dat de Chézy-coëfficiënt van de bekleding van het Julianakanaal $40 \text{ m}^{1/2}/\text{s}$ bedraagt. De waarde van deze aangenomen coëfficiënt is vrij conservatief en wellicht is daardoor het toelaatbaar debiet door het Julianakanaal groter dan bepaald is bij dit onderzoek. Indien de aanleg van een waterkrachtcentrale bij Maasbracht serieus wordt overwogen, wordt een nader onderzoek naar de werkelijke waarde van de Chézy-coëfficiënt aanbevolen.
- Bij dit onderzoek is verondersteld dat het debiet door de sluizen bij Born en Maasbracht continu $15 \text{ m}^3/\text{s}$ is. In werkelijkheid varieert het debiet door de sluizen tussen 0 en $45 \text{ m}^3/\text{s}$. Het debiet dat beschikbaar is voor waterkracht varieert dus ook. Aanbevolen wordt om de verdeling over de week van het debiet door de sluizen verder te onderzoeken.
- Bij de bepaling van de grootte van de piekdebieten bij het bekkenbeheer is aangenomen dat het debiet van de Maas zelf niet varieert. Het debiet door de Maas zelf varieert in werkelijkheid echter wel. Aanbevolen wordt om de invloed van de debietvariatie van de Maas zelf op het piekbeheer bij de centrale bij Maasbracht te onderzoeken.
- Bij de keuze van de lokatie zijn zes mogelijke alternatieven globaal uitgewerkt. Aan de hand van een aantal criteria is het meestbelovend alternatief gekozen en dit alternatief, een waterkrachtcentrale bij Maasbracht is nader uitgewerkt. Indien serieus wordt overwogen om een waterkrachtcentrale bij het Julianakanaal te realiseren wordt aanbevolen ook de mogelijkheden van een waterkrachtcentrale op enkele andere veelbelovende lokaties nader te onderzoeken. Er kan dan een indicatie worden gegeven van de kosten van een waterkrachtcentrale op verschillende lokaties en er kan dan een beter gefundeerde keuze van de lokatie gemaakt kan worden.
- In deze studie zijn alleen de constructieve mogelijkheden van een waterkrachtcentrale bij Maasbracht onderzocht. Een combinatie van deze centrale met een centrale bij Born leidt tot een hogere energie-opbrengst. Het is wenselijk om deze combinatie nader te onderzoeken.
- Het water dat door de waterkrachtcentrale bij Maasbracht wordt geleid stroomt direct uit in de Maas. Vanwege de beperkte toelaatbare variatie van het debiet van de Maas kan het debiet door de centrale maar geleidelijk vergroot en verkleind worden. Hierdoor moet ook voor en na de piekuren water aan het bekken onttrokken worden en het debiet dat tijdens de piekuren door de centrale geleid wordt is daardoor kleiner. Indien het water van de waterkrachtcentrale niet direct naar de Maas stroomt, maar tijdelijk opgeslagen wordt in bijvoorbeeld een grindplas, kan tijdens de piekuren een groter debiet door de centrale geleid worden. Aanbevolen wordt om deze mogelijkheid en de invloed hiervan op de opbrengst van de waterkrachtcentrale te onderzoeken.
- Door de waterkrachtcentrale wordt een debiet variërend van 0 tot $45 \text{ m}^3/\text{s}$ onttrokken aan het Julianakanaal. Indien een debiet onttrokken wordt dat

groter is dan $5,0 \text{ m}^3/\text{s}$ moet door middel van laboratoriumonderzoek de invloed van de veroorzaakte dwarsstroom onderzocht worden.

- Bij de dimensionering van de inlaatconstructie is gekozen voor wielschuiven als afsluitmiddel. De vorm van de onderkant van de schuif en van de schuifspooningen, alsmede de beluchting, zijn van groot belang bij het voorkomen van trillingen. Dit vereist een gedetailleerde analyse waarop in dit afstudeeronderzoek niet verder is ingegaan. Aanbevolen wordt dat dit verder wordt onderzocht.
- Bij de berekening van de stabiliteit van de inlaatconstructie zijn bepaalde aannemelijk grondeigenschappen van grind aangenomen. Aanbevolen wordt de werkelijke grondeigenschappen te bepalen door middel van bodemonderzoek.

Bijlagen

Bijlage A	Overschrijdingsfrequentie
Bijlage B	Kaart Julianakanaal
Bijlage C	Waterstanden
Bijlage D	Vervalberekening
Bijlage E	Toelaatbaar debiet
Bijlage F	Berekening vermogen
Bijlage G	Vermogendiagrammen
Bijlage H	Bekkenbeheer Maasbracht
Bijlage I	Vermogendiagrammen Linne
Bijlage J	Stabiliteit inlaatconstructie
Bijlage K	Energie-opbrengst en cavitatie
Bijlage L	Bovenaanzicht waterkrachtcentrale
Bijlage M	Langsdoorsnede waterkrachtcentrale
Bijlage N	Inlaatconstructie
Bijlage O	Turbinegebouw
Bijlage P	Afvoerleiding
Bijlage Q	Literatuurlijst

Bijlage A

Overschrijdingsfrequentie

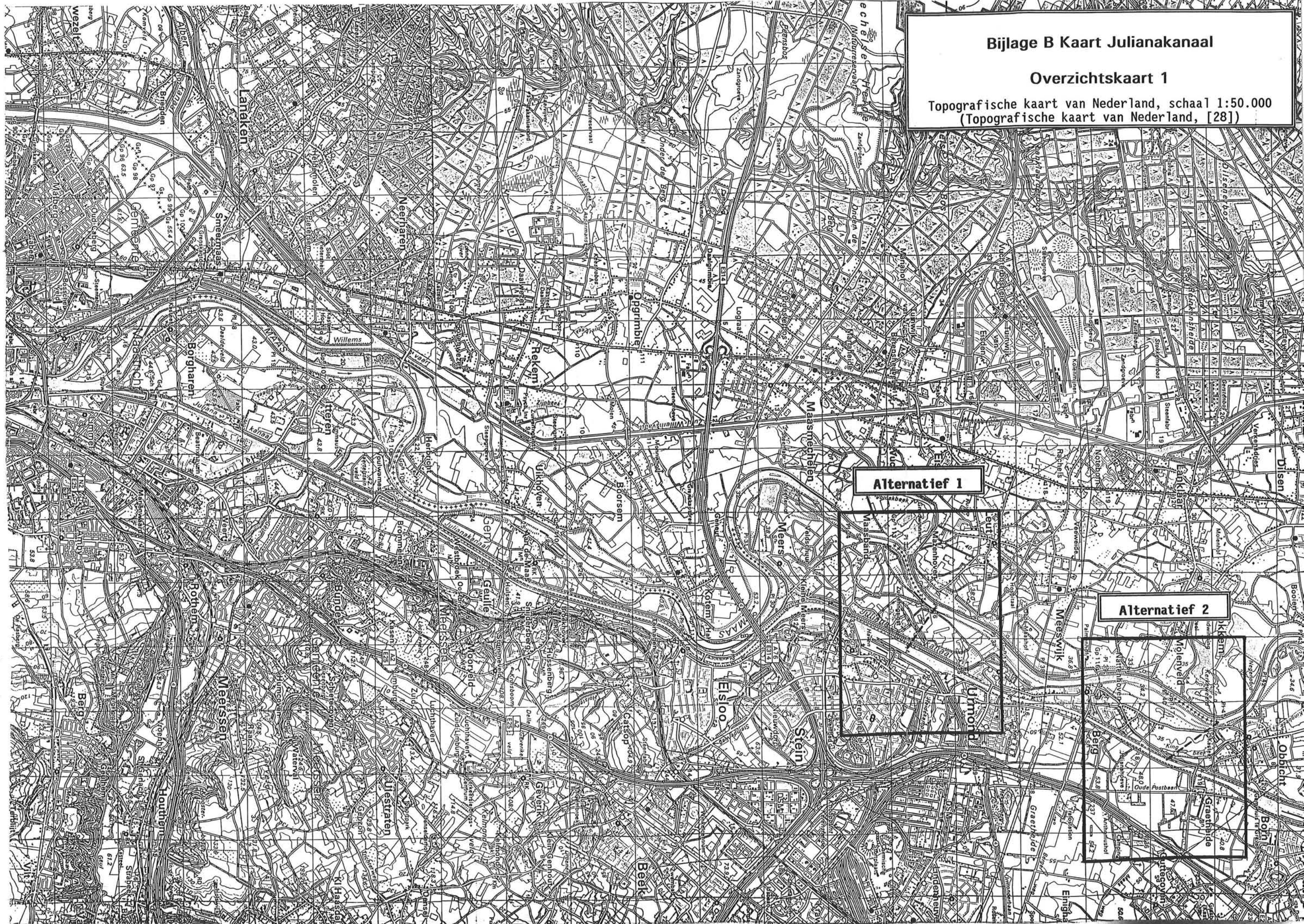
Tabel A.1 Overschrijdingsfrequentie afvoeren te Borgharen in dagen
(Tienjarig overzicht der waterhoogten, [22])

gemiddeld aantal 8h-afvoeren gelijk aan of hoger dan de aangegeven afvoer, periode 1911-1980													
afvoer in m ³ /s	jan	feb	mrt	apr	mei	juni	juli	aug	sep	okt	nov	dec	jaar
3000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2950	0,01	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	0,01
2900	0,01	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	0,01
2850	0,01	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	0,01
2800	0,01	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	0,01
2750	0,01	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	0,01
2700	0,03	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	0,03
2650	0,03	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	0,03
2600	0,03	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	0,01	0,04
2550	0,03	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	0,01	0,04
2500	0,03	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	0,01	0,04
2450	0,03	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	0,01	0,04
2400	0,03	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	0,01	0,04
2350	0,03	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	0,01	0,04
2300	0,04	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	0,01	0,06
2250	0,04	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	0,01	0,06
2200	0,04	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	0,01	0,06
2150	0,04	0,01	"	"	"	"	"	"	"	"	"	0,01	0,07
2100	0,04	0,03	"	"	"	"	"	"	"	"	"	0,01	0,09
2050	0,06	0,03	"	"	"	"	"	"	"	"	"	0,01	0,10
2000	0,07	0,03	"	"	"	"	0,01	"	"	"	0,01	0,01	0,14
1950	0,09	0,03	"	"	"	"	0,01	"	"	"	0,01	0,03	0,17
1900	0,10	0,06	"	"	"	"	0,03	"	"	"	0,01	0,04	0,24
1850	0,11	0,07	"	"	"	"	0,03	"	"	"	0,03	0,07	0,31
1800	0,14	0,07	0,01	"	"	"	0,03	"	"	"	0,06	0,16	0,47
1750	0,14	0,09	0,01	"	"	"	0,03	"	"	"	0,07	0,17	0,51
1700	0,14	0,11	0,01	"	"	"	0,03	"	"	"	0,09	0,23	0,61
1650	0,20	0,16	0,01	"	"	"	0,03	"	"	"	0,11	0,24	0,76
1600	0,24	0,21	0,01	"	"	"	0,03	"	"	"	0,11	0,26	0,87
1550	0,31	0,21	0,01	"	"	"	0,03	"	"	"	0,13	0,29	1,0
1500	0,37	0,24	0,01	"	"	"	0,03	"	"	"	0,17	0,36	1,2
1450	0,47	0,31	0,03	0,03	"	"	0,03	"	"	"	0,20	0,50	1,6
1400	0,56	0,43	0,04	0,03	"	"	0,03	"	"	"	0,24	0,64	2,0
1350	0,66	0,57	0,04	0,06	"	"	0,03	"	"	"	0,27	0,81	2,4
1300	0,74	0,64	0,09	0,07	"	"	0,04	"	"	"	0,37	0,93	2,9
1250	1,0	0,77	0,10	0,10	"	"	0,04	"	"	"	0,40	1,0	3,4
1200	1,1	0,87	0,16	0,10	"	"	0,04	"	"	"	0,43	1,1	3,8
1150	1,3	1,0	0,26	0,11	"	"	0,04	"	"	"	0,56	1,3	4,6
1100	1,6	1,2	0,31	0,16	"	"	0,04	"	"	"	0,60	1,4	5,2
1050	1,9	1,5	0,37	0,24	"	"	0,04	"	"	"	0,74	1,7	6,5
1000	2,2	1,7	0,63	0,29	"	"	0,04	"	"	0,06	0,81	1,9	7,7
950	2,7	2,1	0,84	0,33	"	"	0,07	"	"	0,07	1,0	2,3	9,3
900	3,2	2,4	1,3	0,37	0,03	"	0,09	0,03	"	0,14	1,1	2,6	11,1
850	3,8	2,8	1,5	0,49	0,06	"	0,09	0,03	0,01	0,17	1,2	3,0	13,1
800	4,5	3,2	1,8	0,56	0,09	"	0,10	0,03	0,01	0,23	1,3	3,4	15,1
750	5,1	3,7	2,2	0,73	0,11	"	0,11	0,03	0,03	0,26	1,5	4,0	17,8
700	6,0	4,4	2,7	1,0	0,17	"	0,14	0,03	0,04	0,36	1,8	4,4	21,1
650	7,1	5,1	3,2	1,4	0,30	0,03	0,19	0,04	0,07	0,51	2,1	5,1	25,2
600	8,3	6,1	3,7	2,0	0,41	0,04	0,24	0,07	0,07	0,66	2,6	5,8	30,0
550	9,7	7,5	4,7	2,7	0,60	0,06	0,36	0,16	0,07	0,86	3,2	6,7	36,7
500	11,1	9,0	6,0	3,7	0,86	0,09	0,46	0,19	0,14	1,1	4,0	7,6	44,2
450	12,7	10,7	7,2	4,8	1,3	0,16	0,57	0,31	0,23	1,4	4,9	8,7	53,0
400	14,5	12,6	8,9	6,3	1,7	0,31	0,70	0,40	0,34	1,7	6,1	10,3	63,9
350	16,4	14,3	11,2	8,1	2,6	0,47	0,86	0,56	0,64	2,3	7,6	12,3	77,2
300	18,6	16,3	13,7	9,8	3,8	0,70	1,1	0,79	0,90	3,1	9,2	14,4	92,3
250	21,6	18,6	16,7	12,1	5,6	1,2	1,5	1,3	1,4	3,8	11,1	16,9	111,7
200	24,3	21,4	20,6	15,8	8,7	2,6	2,1	2,0	2,7	5,0	13,4	20,1	138,7
150	26,8	24,8	25,6	21,3	14,3	5,8	3,4	3,7	4,6	7,1	16,4	23,6	177,4
100	28,5	27,0	29,4	27,0	22,0	13,3	7,0	7,2	8,0	10,8	20,0	26,4	226,7
50	30,4	28,1	30,9	29,8	29,0	24,9	18,8	16,6	14,9	18,1	23,9	29,1	294,4
0	31,0	28,3	31,0	30,0	31,0	30,0	31,0	31,0	30,0	31,0	30,0	31,0	365,3

Bijlage B Kaart Julianakanaal

Overzichtskaart 1

Topografische kaart van Nederland, schaal 1:50.000
(Topografische kaart van Nederland, [28])



Overzichtskaart 2

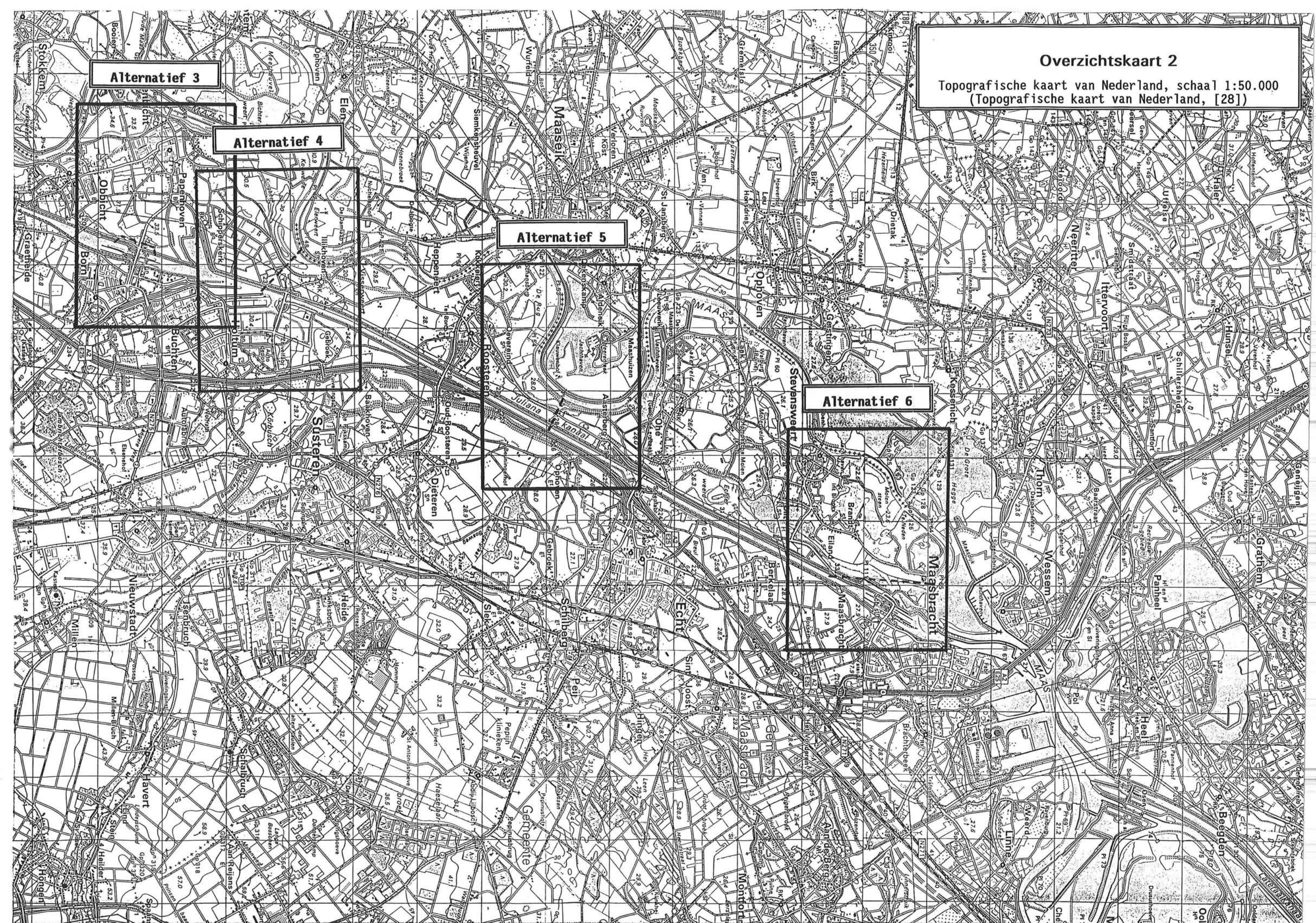
Topografische kaart van Nederland, schaal 1:50.000
(Topografische kaart van Nederland, [28])

Alternatief 3

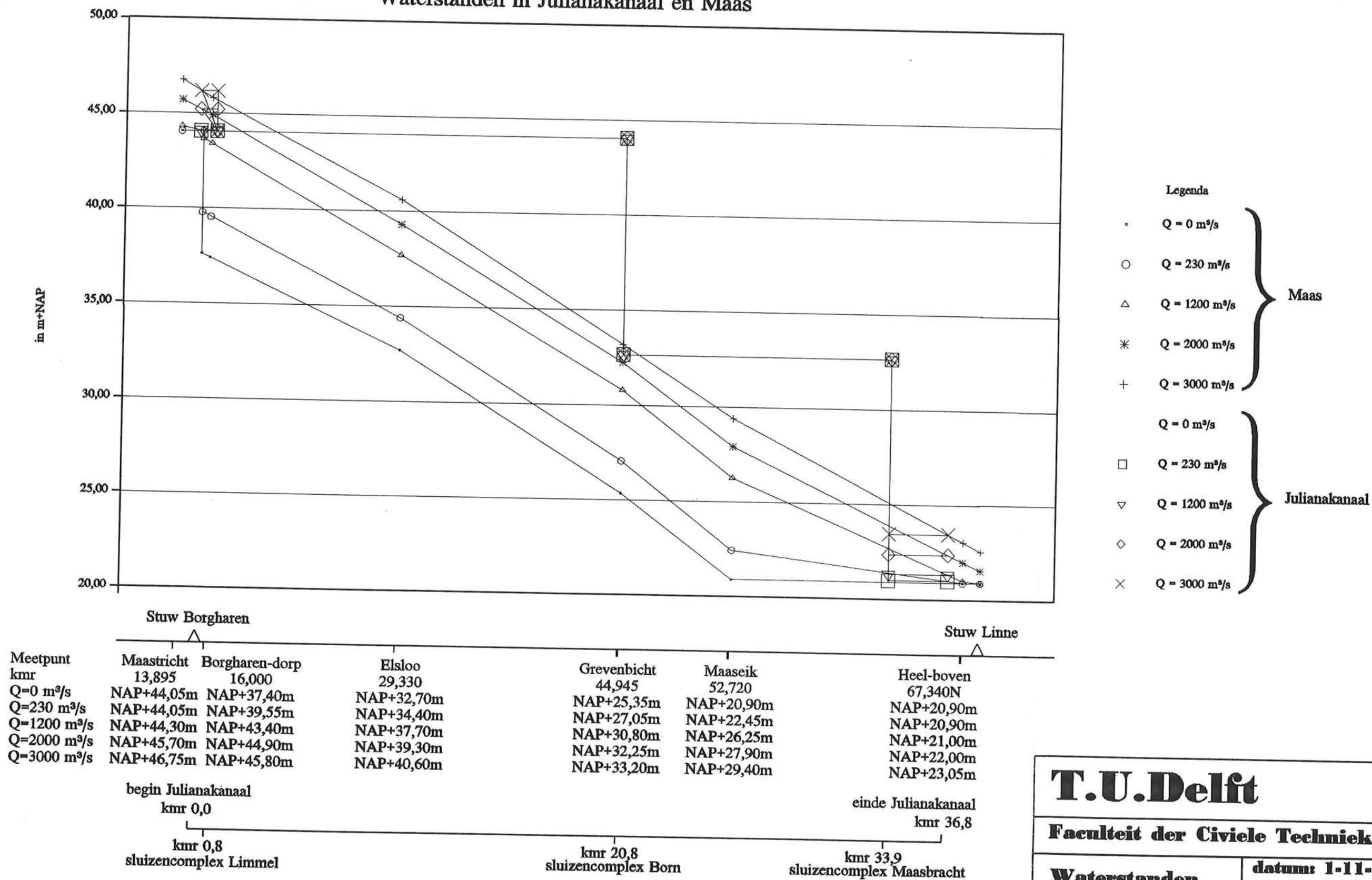
Alternatief 4

Alternatief 5

Alternatief 6



Waterstanden in Julianakanaal en Maas



T.U.Delft

Faculteit der Civiele Techniek

Waterstanden

datum: 1-11-1994

getekend door: C.W.Visser

Bijlage C

verticale schaal: 1:200

Bijlage D

Vervalberekening

Tabel D.1 Vervalberekening

	Limmel-Born	Born-Roosteren	Roosteren-Maasbracht
B_{boven} (m)	56,0	74,5	71,0
B_{onder} (m)	30,0	45,0	15,0
a (m)	5,05	5,00	9,80
L (m)	20.800	5.200	7.900
A (m ²)	217	299	421
O (m)	57,9	76,2	74,3
R (m)	3,8	3,9	5,7
C (m ^{1/2} /s)	40,0	40,0	40,0
$Q_{jk}=15$ m ³ /s			
u (m/s)	0,07	0,05	0,04
i (*10 ⁻⁶)	0,79	0,40	0,14
ΔH (m)	0,02	0,00	0,00
$Q_{jk}=20$ m ³ /s			
u (m/s)	0,09	0,07	0,05
i (*10 ⁻⁶)	1,41	0,71	0,25
ΔH (m)	0,03	0,00	0,00
$Q_{jk}=25$ m ³ /s			
u (m/s)	0,12	0,08	0,06
i (*10 ⁻⁶)	2,21	1,12	0,39
ΔH (m)	0,05	0,01	0,00
$Q_{jk}=30$ m ³ /s			
u (m/s)	0,14	0,10	0,07
i (*10 ⁻⁶)	3,18	1,61	0,56
ΔH (m)	0,07	0,01	0,00
$Q_{jk}=35$ m ³ /s			
u (m/s)	0,16	0,12	0,08
i (*10 ⁻⁶)	4,33	2,19	0,76
ΔH (m)	0,09	0,01	0,01
$Q_{jk}=40$ m ³ /s			
u (m/s)	0,18	0,13	0,09
i (*10 ⁻⁶)	5,65	2,86	0,99
ΔH (m)	0,12	0,02	0,01
$Q_{jk}=45$ m ³ /s			
u (m/s)	0,21	0,15	0,11
i (*10 ⁻⁶)	7,15	3,61	1,26
ΔH (m)	0,15	0,02	0,01
$Q_{jk}=50$ m ³ /s			
u (m/s)	0,23	0,17	0,12
i (*10 ⁻⁶)	8,83	4,46	1,55
ΔH (m)	0,18	0,02	0,01

Q _{JK} =60 m ³ /s u (m/s) i (*10 ⁻⁶) ΔH (m)	0,28 12,71 0,26	0,20 6,43 0,03	0,14 2,23 0,02
Q _{JK} =70 m ³ /s u (m/s) i (*10 ⁻⁶) ΔH (m)	0,32 17,31 0,36	0,23 8,75 0,05	0,17 3,04 0,02
Q _{JK} =80 m ³ /s u (m/s) i (*10 ⁻⁶) ΔH (m)	0,37 22,60 0,47	0,27 11,42 0,06	0,19 3,97 0,03
Q _{JK} =90 m ³ /s u (m/s) i (*10 ⁻⁶) ΔH (m)	0,41 28,61 0,60	0,30 14,46 0,08	0,21 5,03 0,04
Q _{JK} =100 m ³ /s u (m/s) i (*10 ⁻⁶) ΔH (m)	0,46 35,32 0,74	0,33 17,85 0,09	0,24 6,21 0,05
Q _{JK} =110 m ³ /s u (m/s) i (*10 ⁻⁶) ΔH (m)	0,51 42,73 0,89	0,37 21,60 0,11	0,26 7,51 0,06
Q _{JK} =120 m ³ /s u (m/s) i (*10 ⁻⁶) ΔH (m)	0,55 50,86 1,06	0,40 25,70 0,13	0,28 8,94 0,07
Q _{JK} =130 m ³ /s u (m/s) i (*10 ⁻⁶) ΔH (m)	0,60 59,69 1,24	0,44 30,17 0,16	0,31 10,49 0,08
Q _{JK} =140 m ³ /s u (m/s) i (*10 ⁻⁶) ΔH (m)	0,64 69,22 1,44	0,47 34,99 0,18	0,33 12,17 0,10
Q _{JK} =150 m ³ /s u (m/s) i (*10 ⁻⁶) ΔH (m)	0,69 79,46 1,65	0,50 40,16 0,21	0,36 13,97 0,11

Hierbij is gebruik gemaakt van de volgende formules:

$$A = \frac{B_{boven} + B_{onder}}{2} * a \quad (D.1)$$

$$O = B_{onder} + \sqrt{a^2 + (B_{boven} - B_{onder})^2} \quad (D.2)$$

$$R = \frac{A}{O} \quad (D.3)$$

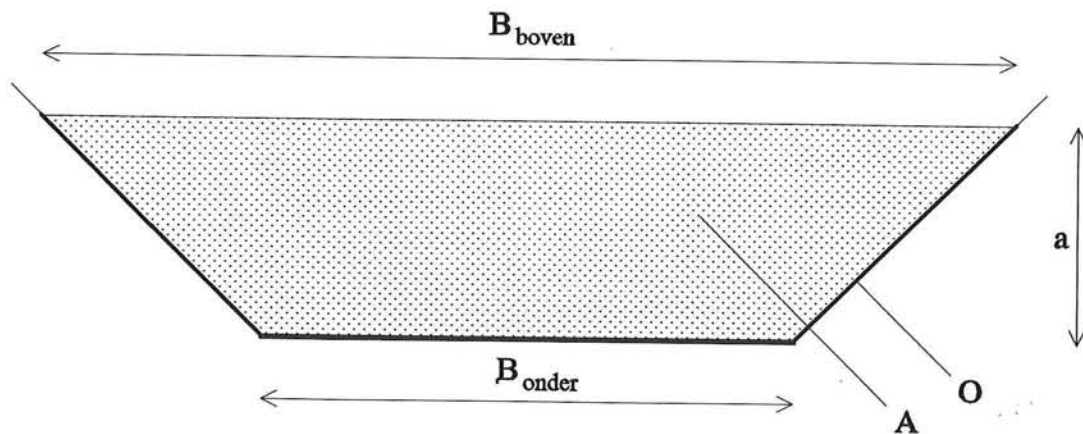
$$u = \frac{Q_{jk}}{A} \quad (D.4)$$

$$i = \frac{u^2}{C^2 * R} \quad (D.5)$$

$$\Delta H = i * L \quad (D.6)$$

met:

- B_{boven} = breedte dwarsprofiel bij waterlijn (m)
- B_{onder} = breedte dwarsprofiel bij bodem (m)
- a = waterdiepte (m)
- L = lengte kanaaldeel (m)
- A = natte doorsnede (m^2)
- O = natte omtrek kanaalprofiel (m)
- R = hydraulische straal (m)
- C = Chézy-coëfficiënt ($m^{1/2}/s$)
- Q_{jk} = debiet door Julianakanaal (m^3/s)
- u = stroomsnelheid (m/s)
- i = verhang waterspiegel (-)
- ΔH = verval (m)



Figuur D.1 Schematische weergave dwarsprofiel

Bijlage E

Toelaatbaar debiet

In deze bijlage worden de volgende symbolen gebruikt:

ΔH = verval (m)

$\Delta H_{\max}$ = maximaal toelaatbaar verval over kanaaldeel Limmel-Born (m)

Q_{jk} = debiet door Julianakanaal (m^3/s)

i = verhang waterspiegel (-)

$i_{\max}$ = maximaal toelaatbaar verhang waterspiegel (-)

L = lengte kanaaldeel (m)

Berekening toelaatbaar debiet voor alternatief 1

Kanaaldeel kmr 0 - kmr 20,8 $\Delta H_{\max} = 0,15 \text{ m}$

Kanaaldeel kmr 14,0 - kmr 20,8

$Q_{jk} = 15 \text{ m}^3/s$

met behulp van bijlage D: $i = 0,79 \cdot 10^{-6}$

$L = 6.800 \text{ m}$

$\Delta H = i * L = 0,005 \text{ m}$

Kanaaldeel kmr 0 - kmr 14,0

$\Delta H_{\max} = 0,15 - 0,005 = 0,145 \text{ m}$

$L = 14.000 \text{ m}$

$i_{\max} = \Delta H_{\max}/L = 10,4 \cdot 10^{-6}$

met behulp van bijlage D: $Q_{jk} = 50 \text{ m}^3/s$

Berekening toelaatbaar debiet voor alternatief 2

Kanaaldeel kmr 0 - kmr 20,8 $\Delta H_{\max} = 0,15 \text{ m}$

Kanaaldeel kmr 18,5 - kmr 20,8

$Q_{jk} = 15 \text{ m}^3/s$

met behulp van bijlage D: $i = 0,79 \cdot 10^{-6}$

$L = 2.300 \text{ m}$

$\Delta H = i * L = 0,002 \text{ m}$

Kanaaldeel kmr 0 - kmr 18,5

$\Delta H_{\max} = 0,15 - 0,002 = 0,148 \text{ m}$

$L = 18.500 \text{ m}$

$i_{\max} = \Delta H_{\max}/L = 8,0 \cdot 10^{-6}$

met behulp van bijlage D: $Q_{jk} = 45 \text{ m}^3/s$

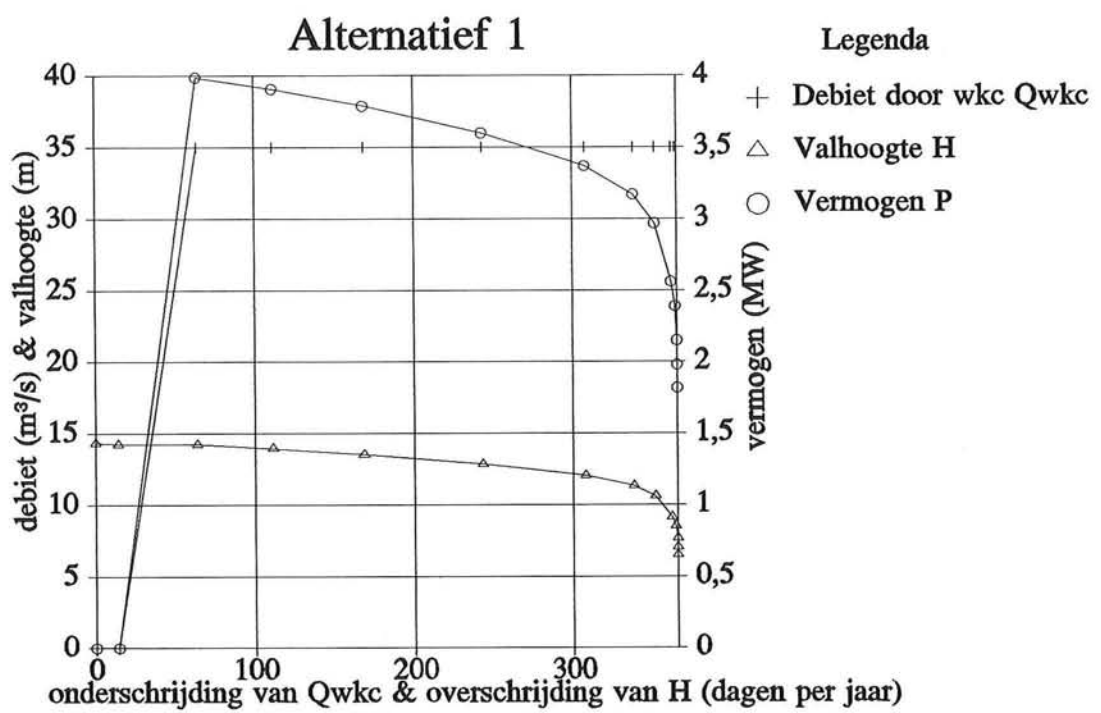
Berekening toelaatbaar debiet voor alternatieven 3 t/m 6

Kanaaldeel kmr 0 - kmr 20,8 $\Delta H_{\max} = 0,15 \text{ m}$

$L = 20.800 \text{ m}$

$i_{\max} = \Delta H_{\max}/L = 7,2 \cdot 10^{-6}$

met behulp van bijlage D: $Q_{jk} = 45 \text{ m}^3/s$



Figuur F.1 Duurlijnen en vermogendiagram voor alternatief 1 (Situatie 1)

Bijlage F**Berekening vermogen**

In deze bijlage worden de volgende symbolen gebruikt:

Q_0 = debiet door Maas bij Borgharen in situatie zonder waterkrachtcentrale (m^3/s)

Q_{wkc} = debiet door waterkrachtcentrale (m^3/s)

Alternatief 1 Urmond (Situatie 1)

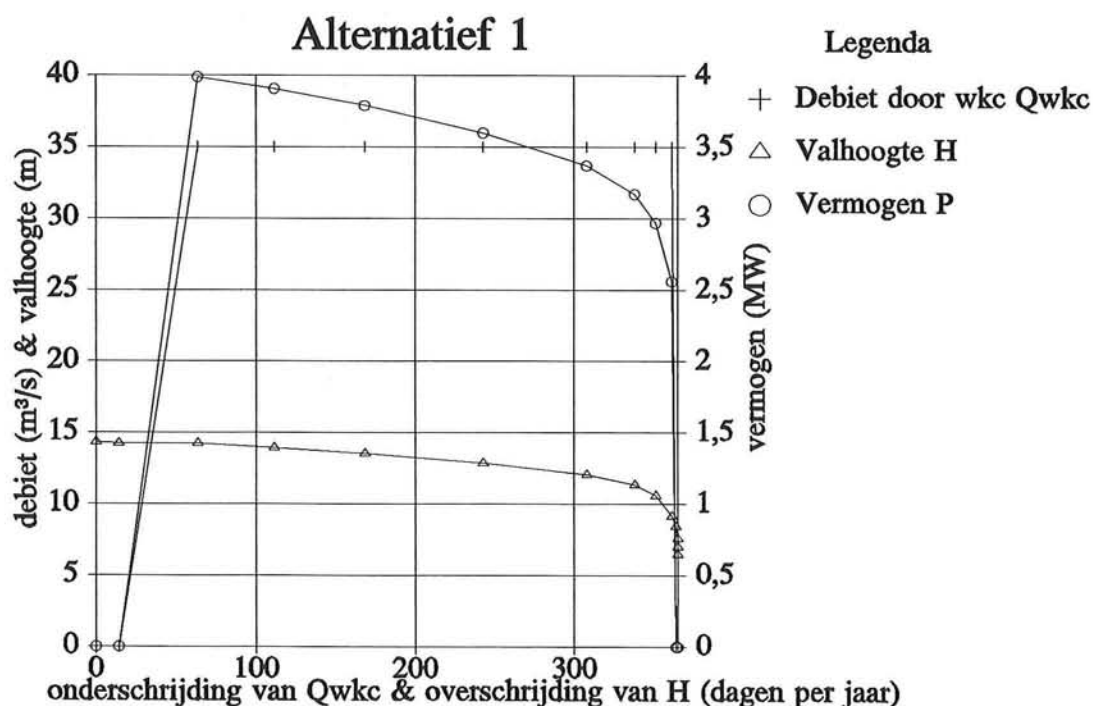
Bij het sluizencomplex Limmel wordt een voorziening gemaakt om ook als de sluizen bij Limmel vanwege extreem hoge waterstanden gesloten zijn water door te laten ten behoeve van waterkracht.

Tabel F.1 Berekening vermogen voor alternatief 1 (Situatie 1)

Q_0 (m^3/s)	Over- schrij- ding (dagen)	Q_{wkc} (m^3/s)	Water- stand uitlaat (m+NAP)	Verval (m)	Vermogen (MW)	Energie (GWh)
0	365,3	0	29,56	14,34	0,00	
10	351,1	0	29,65	14,25	0,00	0,00
45	301,5	35	29,65	14,25	3,99	2,37
80	253,8	35	29,94	13,96	3,91	4,52
130	197,1	35	30,37	13,53	3,79	5,24
230	122,5	35	31,04	12,86	3,60	6,62
430	57,4	35	31,85	12,05	3,37	5,44
630	27,1	35	32,57	11,33	3,17	2,38
830	13,9	35	33,29	10,61	2,97	0,97
1235	3,7	35	34,75	9,15	2,56	0,68
1500	1,2	35	35,38	8,52	2,39	0,15
2000	0,14	35	36,23	7,67	2,15	0,06
2500	0,04	35	36,84	7,06	1,98	0,00
3000	0,00	35	37,40	6,50	1,82	0,00
Energie-opbrengst per jaar:					28,4 GWh	

Tabel F.2 Berekening vermogen voor alternatief 1 (Situatie 2)

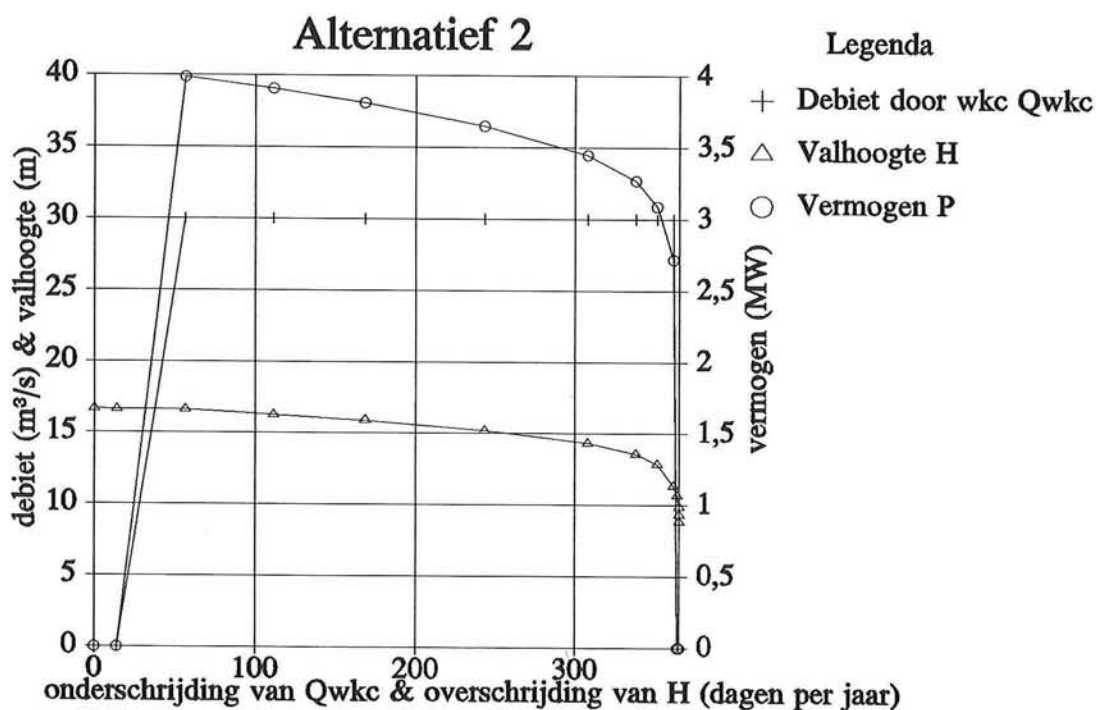
Q_0 (m ³ /s)	Over- schrij- ding (dagen)	Q_{wkc} (m ³ /s)	Water- stand uitlaat (m+NAP)	Verval (m)	Vermogen (MW)	Energie (GWh)
0	365,3	0	29,56	14,34	0,00	
10	351,1	0	29,65	14,25	0,00	0,00
45	301,5	35	29,65	14,25	3,99	2,37
80	253,8	35	29,94	13,96	3,91	4,52
130	197,1	35	30,37	13,53	3,79	5,24
230	122,5	35	31,04	12,86	3,60	6,62
430	57,4	35	31,85	12,05	3,37	5,44
630	27,1	35	32,57	11,33	3,17	2,38
830	13,9	35	33,29	10,61	2,97	0,97
1235	3,7	35	34,75	9,15	2,56	0,68
1500	1,2	0	35,44	8,46	0,00	0,08
2000	0,14	0	36,29	7,61	0,00	0,00
2500	0,04	0	36,88	7,02	0,00	0,00
3000	0,00	0	37,44	6,46	0,00	0,00
Energie-opbrengst per jaar:					28,3 GWh	



Figuur F.2 Duurlijnen en vermogendiagram voor alternatief 1 (Situatie 2)

Tabel F.3 Berekening vermogen voor alternatief 2

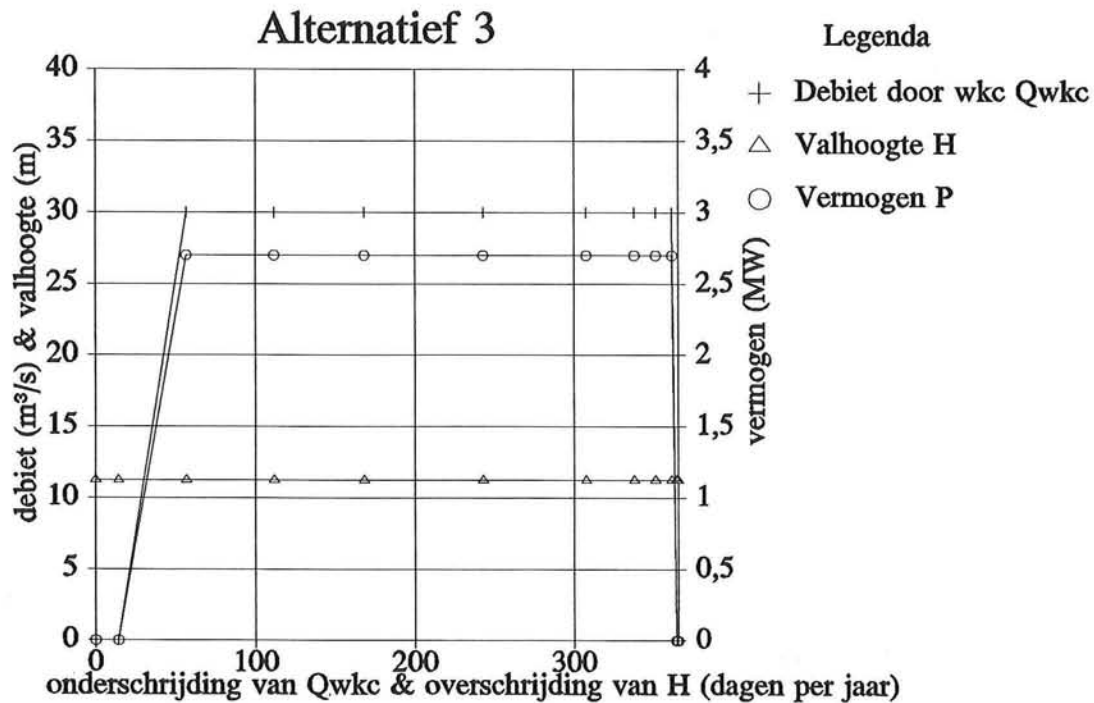
Q_0 (m ³ /s)	Over- schrij- ding (dagen)	Q_{wkc} (m ³ /s)	Water- stand uitlaat (m+NAP)	Verval (m)	Vermogen (MW)	Energie (GWh)
0	365,3	0	27,21	16,69	0,00	
10	351,1	0	27,29	16,61	0,00	0,00
40	308,6	30	27,29	16,61	3,99	2,03
80	253,8	30	27,61	16,29	3,91	5,20
130	197,1	30	28,01	15,89	3,81	5,25
230	122,5	30	28,70	15,20	3,65	6,68
430	57,4	30	29,54	14,36	3,45	5,55
630	27,1	30	30,29	13,61	3,27	2,44
830	13,9	30	31,04	12,86	3,09	1,01
1235	3,7	30	32,56	11,34	2,72	0,71
1500	1,2	0	33,22	10,68	0,00	0,08
2000	0,14	0	34,03	9,87	0,00	0,00
2500	0,04	0	34,57	9,33	0,00	0,00
3000	0,00	0	35,07	8,83	0,00	0,00
Energie-opbrengst per jaar:					28,9 GWh	



Figuur F.3 Duurlijnen en vermogendiagram voor alternatief 2

Tabel F.4 Berekening vermogen voor alternatief 3

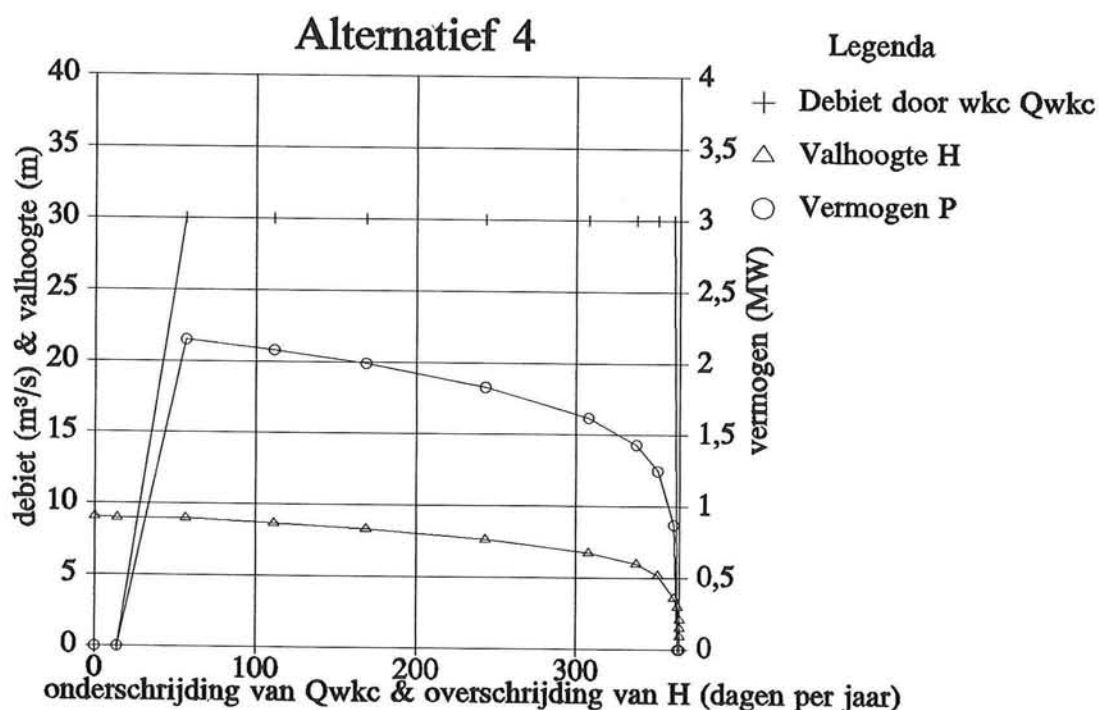
Q_0 (m ³ /s)	Over- schrij- ding (dagen)	Q_{wkc} (m ³ /s)	Water- stand uitlaat (m+NAP)	Verval (m)	Vermogen (MW)	Energie (GWh)
0	365,3	0	32,65	11,25	0,00	
10	351,1	0	32,65	11,25	0,00	0,00
40	308,6	30	32,65	11,25	2,70	1,38
80	253,8	30	32,65	11,25	2,70	3,55
130	197,1	30	32,65	11,25	2,70	3,67
230	122,5	30	32,65	11,25	2,70	4,83
430	57,4	30	32,65	11,25	2,70	4,22
630	27,1	30	32,65	11,25	2,70	1,96
830	13,9	30	32,65	11,25	2,70	0,86
1235	3,7	30	32,65	11,25	2,70	0,66
1500	1,2	0	32,65	11,25	0,00	0,08
2000	0,14	0	32,65	11,25	0,00	0,00
2500	0,04	0	32,65	11,25	0,00	0,00
3000	0,00	0	32,65	11,25	0,00	0,00
Energie-opbrengst per jaar:					21,2 GWh	



Figuur F.4 Duurlijnen en vermogendiagram voor alternatief 3

Tabel F.5 Berekening vermogen voor alternatief 4

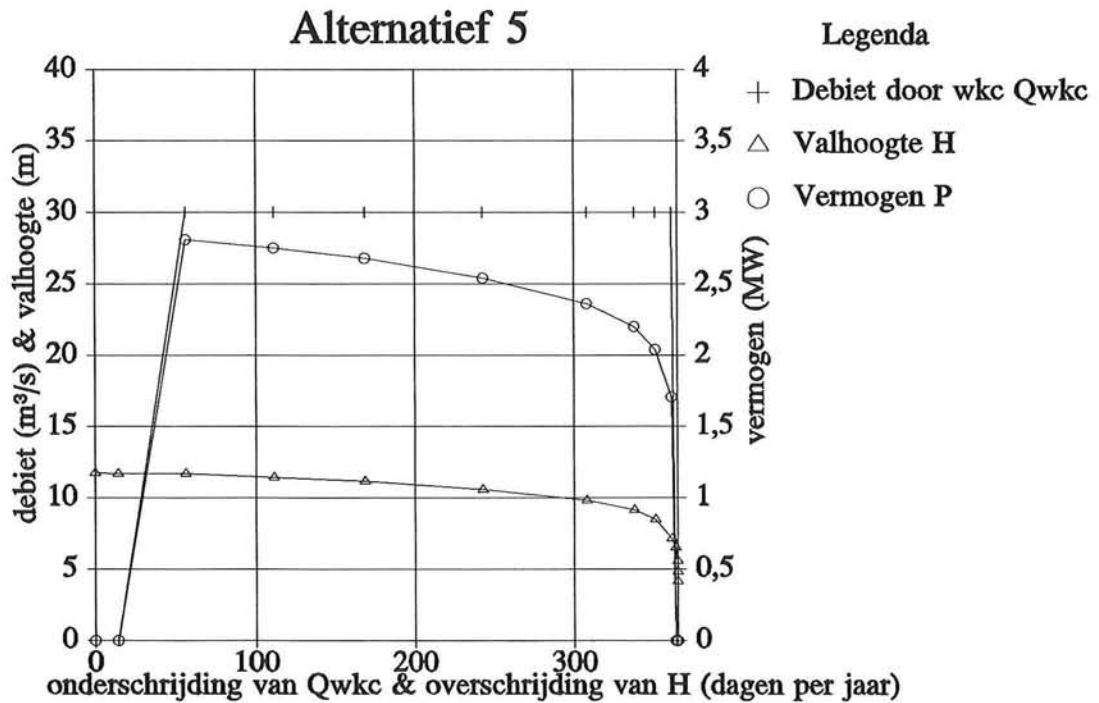
Q_0 (m ³ /s)	Over- schrij- ding (dagen)	Q_{wkc} (m ³ /s)	Water- stand uitlaat (m+NAP)	Verval (m)	Vermogen (MW)	Energie (GWh)
0	365,3	0	23,60	9,05	0,00	
10	351,1	0	23,68	8,97	0,00	0,00
40	308,6	30	23,68	8,97	2,15	1,10
80	253,8	30	23,97	8,68	2,08	2,78
130	197,1	30	24,34	8,31	1,99	2,77
230	122,5	30	25,03	7,62	1,83	3,42
430	57,4	30	25,90	6,75	1,62	2,70
630	27,1	30	26,68	5,97	1,43	1,11
830	13,9	30	27,46	5,19	1,25	0,42
1235	3,7	30	29,02	3,63	0,87	0,26
1500	1,2	0	29,68	2,97	0,00	0,03
2000	0,14	0	30,54	2,11	0,00	0,00
2500	0,04	0	31,15	1,50	0,00	0,00
3000	0,00	0	31,71	0,94	0,00	0,00
Energie-opbrengst per jaar:					14,6 GWh	



Figuur F.5 Duurlijnen en vermogendiagram voor alternatief 4

Tabel F.6 Berekening vermogen voor alternatief 5

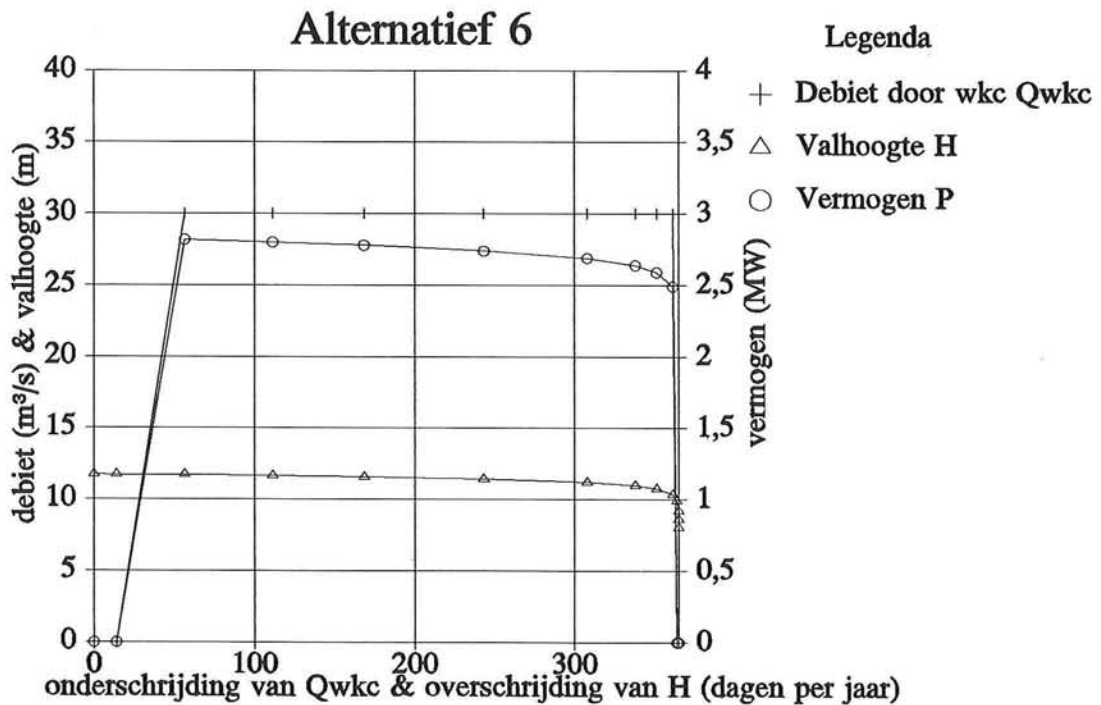
Q_0 (m ³ /s)	Over- schrij- ding (dagen)	Q_{wkc} (m ³ /s)	Water- stand uitlaat (m+NAP)	Verval (m)	Vermogen (MW)	Energie (GWh)
0	365,3	0	20,90	11,75	0,00	
10	351,1	0	20,96	11,69	0,00	0,00
40	308,6	30	20,96	11,69	2,81	1,43
80	253,8	30	21,19	11,46	2,75	3,66
130	197,1	30	21,49	11,16	2,68	3,69
230	122,5	30	22,06	10,59	2,54	4,67
430	57,4	30	22,81	9,84	2,36	3,83
630	27,1	30	23,48	9,17	2,20	1,66
830	13,9	30	24,16	8,49	2,04	0,67
1235	3,7	30	25,52	7,13	1,71	0,46
1500	1,2	0	26,12	6,53	0,00	0,05
2000	0,14	0	27,07	5,58	0,00	0,00
2500	0,04	0	27,82	4,83	0,00	0,00
3000	0,00	0	28,51	4,14	0,00	0,00
Energie-opbrengst per jaar:					20,1 GWh	



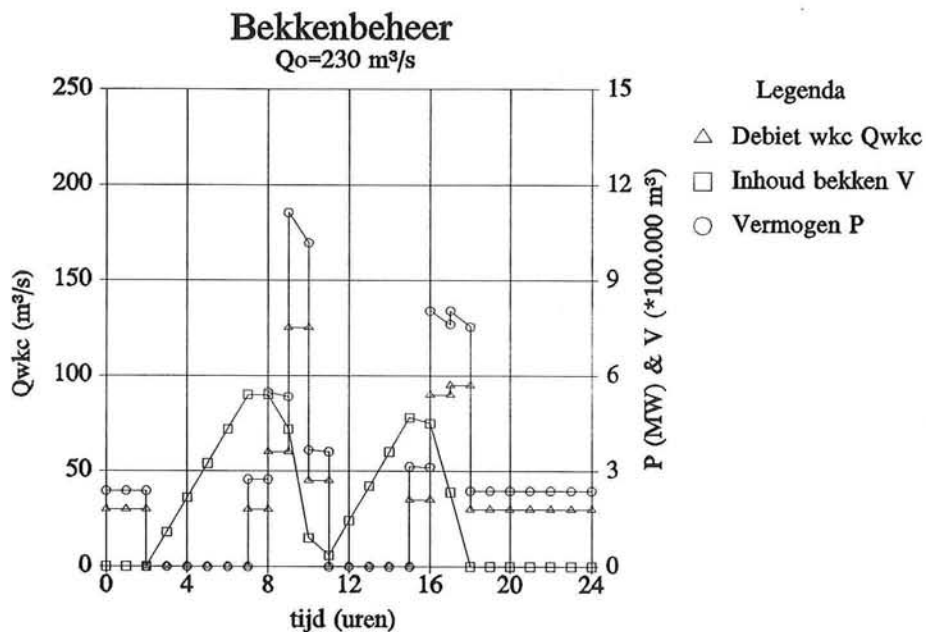
Figuur F.6 Duurlijnen en vermogendiagram voor alternatief 5

Tabel F.7 Berekening vermogen voor alternatief 6

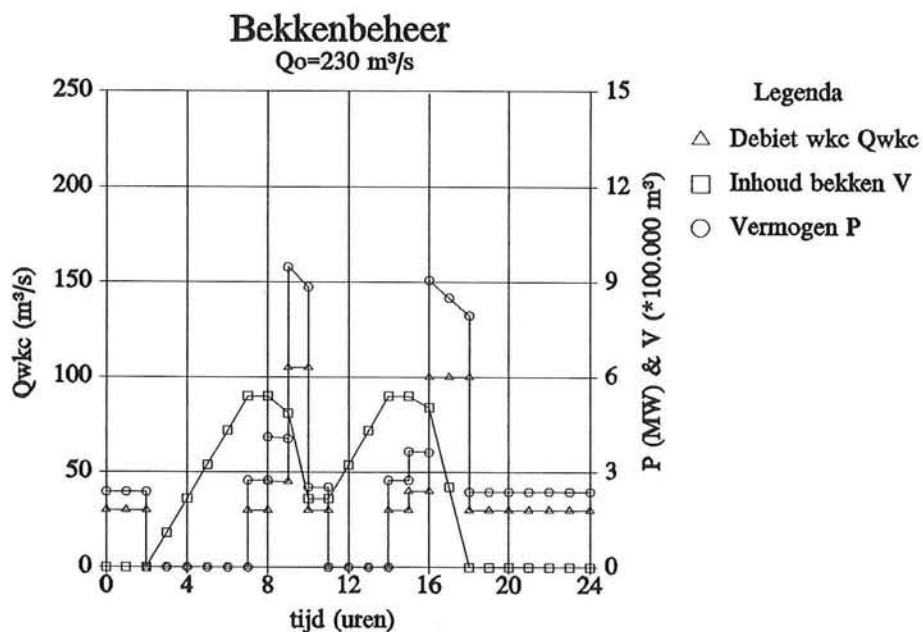
Q_0 (m ³ /s)	Over- schrij- ding (dagen)	Q_{wkc} (m ³ /s)	Water- stand uitlaat (m+NAP)	Verval (m)	Vermogen (MW)	Energie (GWh)
0	365,3	0	20,90	11,75	0,00	
10	351,1	0	20,92	11,73	0,00	0,00
40	308,6	30	20,92	11,73	2,82	1,44
80	253,8	30	20,98	11,67	2,80	3,70
130	197,1	30	21,07	11,58	2,78	3,80
230	122,5	30	21,23	11,42	2,74	4,94
430	57,4	30	21,45	11,20	2,69	4,24
630	27,1	30	21,66	10,99	2,64	1,94
830	13,9	30	21,86	10,79	2,59	0,83
1235	3,7	30	22,28	10,37	2,49	0,62
1500	1,2	0	22,71	9,94	0,00	0,07
2000	0,14	0	23,43	9,22	0,00	0,00
2500	0,04	0	24,03	8,62	0,00	0,00
3000	0,00	0	24,59	8,06	0,00	0,00
Energie-opbrengst per jaar					21,6 GWh	



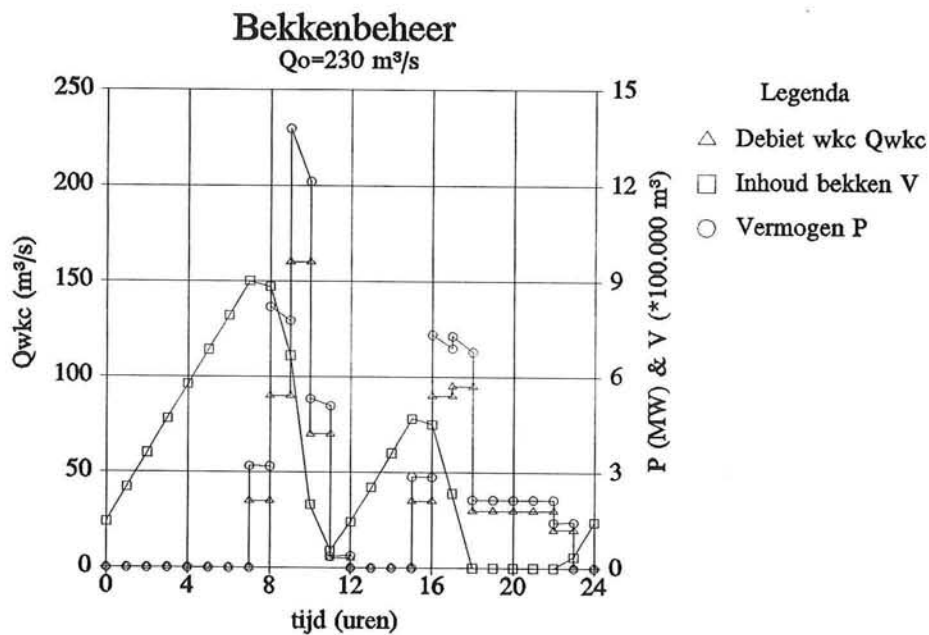
Figuur F.7 Duurlijnen en vermogendiagram voor alternatief 6



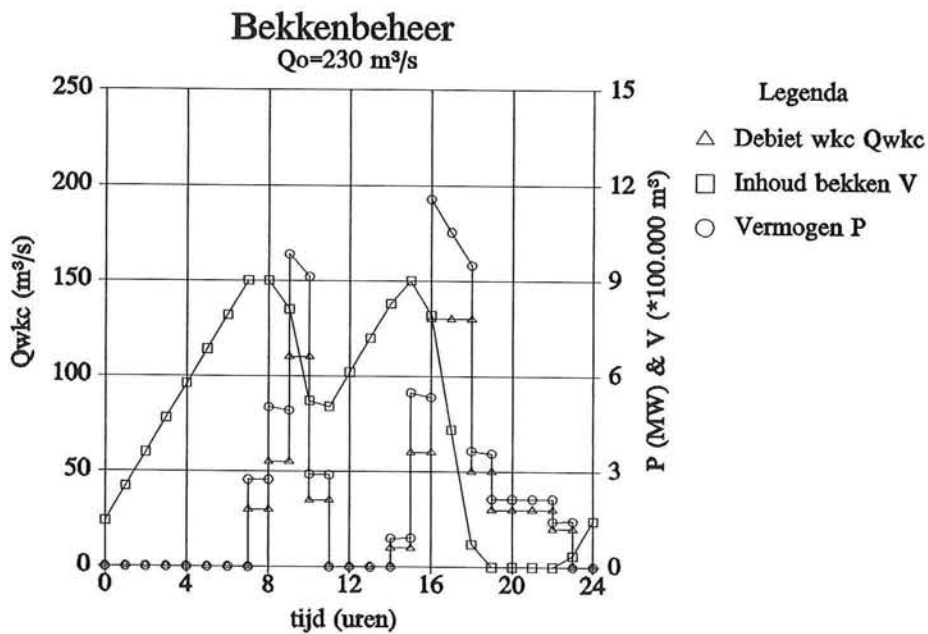
Figuur G.1 Vermogendiagram voor waterkrachtcentrale bij Maasbracht, $Q_0 = 230 \text{ m}^3/\text{s}$ en de inhoud van het bekken is 540.000 m^3 (Ochtendscenario)



Figuur G.2 Vermogendiagram voor waterkrachtcentrale bij Maasbracht, $Q_0 = 230 \text{ m}^3/\text{s}$ en de inhoud van het bekken is 540.000 m^3 (Avondscenario)



Figuur G.3 Vermogendiagram voor waterkrachtcentrale bij Maasbracht, $Q_0 = 230 \text{ m}^3/\text{s}$ en de inhoud van het bekken is 900.000 m^3 (Ochtendscenario)



Figuur G.4 Vermogendiagram voor waterkrachtcentrale bij Maasbracht, $Q_0 = 230 \text{ m}^3/\text{s}$ en de inhoud van het bekken is 900.000 m^3 (Avondscenario)

Tabel H.1 Scenario's en opties waarvoor opbrengst en energie-opbrengst zijn berekend

Continue energiewinning (zonder bekken)
Optie 1
Optie 2
Optie 3
Bekken met inhoud 540.000 m ³
Optie 1
Ochtendscenario
Avondscenario
Optie 2
Ochtendscenario
Avondscenario
Optie 3
Ochtendscenario
Avondscenario
Bekken met inhoud 900.000 m ³
Optie 1
Ochtendscenario
Avondscenario
Optie 2
Ochtendscenario
Avondscenario
Optie 3
Ochtendscenario
Avondscenario

De dagopbrengst is berekend volgens optie 1, 2 en 3 (zie §6.2.2), voor drie situaties: continue energiewinning (geen bekken), een bekken met een inhoud van 540.000 m³ en een bekken met een inhoud van 900.000 m³ (zie tabel H.1). Bij een bekken met een inhoud van 540.000 m³ en 900.000 m³ is de opbrengst berekend voor een ochtendscenario en een avondscenario.

In de tabellen in deze bijlage is gebruik gemaakt van de volgende symbolen:

Q_0	= debiet door Maas bij Borgharen in situatie zonder waterkrachtcentrale bij Maasbracht (m ³ /s)
P_{ochtend}	= gemiddeld vermogen gedurende de ochtendpiek van 9.00 uur tot 10.00 uur (MW)
P_{avond}	= gemiddeld vermogen gedurende de avondpiek van 16.00 uur tot 18.00 uur (MW)
E_{ochtend}	= energie-opbrengst tijdens de ochtendpiek (MWh)
E_{avond}	= energie-opbrengst tijdens de avondpiek (MWh)
E_{plateau}	= energie-opbrengst tijdens de plateau-uren (van 7.00 uur tot 23.00 uur) (MWh)
E_{dal}	= energie-opbrengst tijdens de daluren (van 23.00 uur tot 7.00 uur) (MWh)
E_{dag}	= energie-opbrengst van de gehele dag (MWh)

In de tabellen in deze bijlage wordt verwezen naar:

- (1) Met ochtend/avond wordt een scenario bedoeld waarbij het bekken voor de ochtend/avondpiekuren volledig gevuld is. Gedurende de volgende piekperiode (avond/ochtendpiekuren) wordt geprobeerd alsnog een piekdebiet af te laten.
- (2) Bij optie 1 gelden de volgende vergoedingen:

- tijdens de plateau-uren	0,0506 ct/kWh
- tijdens de daluren	0,0475 ct/kWh
- (3) Bij optie 2 gelden de volgende vergoedingen:

- tijdens de plateau-uren	
op werkdagen	
in de wintermaanden	0,1336 ct/kWh
in de zomermaanden	0,0506 ct/kWh
in het weekend	0,0506 ct/kWh
- tijdens de daluren	0,0475 ct/kWh
- (4) Bij optie 3 gelden de volgende vergoedingen:

- tijdens de plateau-uren	
op werkdagen	0,0656 ct/kWh
in het weekend	0,0506 ct/kWh
- tijdens de daluren	0,0475 ct/kWh

onderstreept maximale opbrengst voor een bekken met een inhoud van 540.000 m³

vet maximale opbrengst voor een bekken met een inhoud van 900.000 m³

Tabel H.2 Dagopbrengst en verdeling energie-opbrengst bij $Q_0 = 40 \text{ m}^3/\text{s}$

$Q_0 = 40 \text{ m}^3/\text{s}$	continu	inhoud bekken 540.000 m^3		inhoud bekken 900.000 m^3	
		ochtend ⁽¹⁾	avond ⁽¹⁾	ochtend ⁽¹⁾	avond ⁽¹⁾
P_{ochtend} (MW)	2,82	6,55	2,82	7,87	1,86
P_{avond} (MW)	2,82	2,88	6,09	0,79	6,77
E_{ochtend} (MWh)	2,82	6,55	2,82	7,87	1,86
E_{ochtend} (in % E_{dag})	4,2%	10,5%	4,4%	12,9%	3,0%
E_{avond} (MWh)	5,63	5,76	12,19	1,57	13,55
E_{avond} (in % E_{dag})	8,3%	9,2%	19,2%	2,6%	21,9%
E_{plateau} (MWh)	45,06	47,70	54,53	42,48	54,76
E_{plateau} (in % E_{dag})	66,7%	76,3%	85,7%	69,6%	88,5%
E_{dal} (MWh)	22,53	14,81	9,07	18,55	7,10
E_{dal} (in % E_{dag})	33,3%	23,7%	14,3%	30,4%	11,5%
E_{dag} (MWh)	67,58	62,51	63,60	61,03	61,86
Dagopbrengst (in gulden)					
Optie 1 ⁽²⁾	<u>f 3.350</u>	f 3.117	f 3.190	f 3.031	f 3.108
Optie 2 ⁽³⁾					
winter; werkdag	f 7.090	f 7.076	<u>f 7.716</u>	f 6.557	f 7.653
weekend;	<u>f 3.350</u>	f 3.117	f 3.190	f 3.031	f 3.108
zomer; werkdag	<u>f 3.350</u>	f 3.117	f 3.190	f 3.031	f 3.108
Optie 3 ⁽⁴⁾					
werkdag	<u>f 4.026</u>	f 3.832	f 4.008	f 3.668	f 3.929
weekend	<u>f 3.350</u>	f 3.117	f 3.190	f 3.031	f 3.108

Tabel H.3 Dagopbrengst en verdeling energie-opbrengst bij $Q_0 = 80 \text{ m}^3/\text{s}$

$Q_0 = 80 \text{ m}^3/\text{s}$	continu	inhoud bekken 540.000 m^3		inhoud bekken 900.000 m^3	
		ochtend ⁽¹⁾	avond ⁽¹⁾	ochtend ⁽¹⁾	avond ⁽¹⁾
P_{ochtend} (MW)	2,80	7,82	5,48	9,47	5,06
P_{avond} (MW)	2,80	4,58	6,96	3,95	8,29
E_{ochtend} (MWh)	2,80	7,82	5,48	9,47	5,06
E_{ochtend} (in % E_{dag})	4,2%	12,7%	8,7%	16,2%	8,3%
E_{avond} (MWh)	5,60	9,17	13,91	7,90	16,59
E_{avond} (in % E_{dag})	8,3%	14,9%	22,1%	13,5%	27,1%
E_{plateau} (MWh)	44,80	53,55	55,37	51,43	60,27
E_{plateau} (in % E_{dag})	66,7%	87,1%	88,0%	88,1%	98,5%
E_{dal} (MWh)	22,40	7,91	7,55	6,97	0,92
E_{dal} (in % E_{dag})	33,3%	12,9%	12,0%	11,9%	1,5%
E_{dag} (MWh)	67,20	61,46	62,92	58,40	61,19
Dagopbrengst (in gulden)					
Optie 1 ⁽²⁾	<u>f 3.331</u>	f 3.085	f 3.160	f 2.933	f 3.093
Optie 2 ⁽³⁾					
winter; werkdag	f 7.050	f 7.529	<u>f 7.756</u>	f 7.202	<u>f 8.096</u>
weekend;	<u>f 3.331</u>	f 3.085	f 3.160	f 2.933	f 3.093
zomer; werkdag	<u>f 3.331</u>	f 3.085	f 3.160	f 2.933	f 3.093
Optie 3 ⁽⁴⁾					
werkdag	<u>f 4.003</u>	f 3.888	f 3.991	f 3.705	f 3.997
weekend	<u>f 3.331</u>	f 3.085	f 3.160	f 2.933	f 3.093

Tabel H.4 Dagopbrengst en verdeling energie-opbrengst bij $Q_0 = 130 \text{ m}^3/\text{s}$

$Q_0 = 130 \text{ m}^3/\text{s}$	continu	inhoud bekken 540.000 m^3		inhoud bekken 900.000 m^3	
		ochtend ⁽¹⁾	avond ⁽¹⁾	ochtend ⁽¹⁾	avond ⁽¹⁾
P_{ochtend} (MW)	2,78	9,08	7,52	11,03	7,16
P_{avond} (MW)	2,78	5,87	7,53	5,11	9,24
E_{ochtend} (MWh)	2,78	9,08	7,52	11,03	7,16
E_{ochtend} (in % E_{dag})	4,2%	14,9%	12,2%	19,2%	11,9%
E_{avond} (MWh)	5,56	11,74	15,06	10,22	18,47
E_{avond} (in % E_{dag})	8,3%	19,2%	24,3%	17,8%	30,7%
E_{plateau} (MWh)	44,48	53,45	54,55	55,11	60,15
E_{plateau} (in % E_{dag})	66,7%	87,4%	88,2%	96,0%	100,0%
E_{dal} (MWh)	22,24	7,68	7,32	2,31	0,00
E_{dal} (in % E_{dag})	33,3%	12,6%	11,8%	4,0%	0,0%
E_{dag} (MWh)	66,73	61,13	61,87	57,43	60 15
Dagopbrengst (in gulden)					
Optie 1 ⁽²⁾	<u>f 3.307</u>	f 3.070	f 3.108	f 2.899	f 3.044
Optie 2 ⁽³⁾					
winter; werkdag	f 7.000	f 7.506	<u>f 7.635</u>	f 7.473	f 8.036
weekend;	<u>f 3.307</u>	f 3.070	f 3.108	f 2.899	f 3.044
zomer; werkdag	<u>f 3.307</u>	f 3.070	f 3.108	f 2.899	f 3.044
Optie 3 ⁽⁴⁾					
werkdag	<u>f 3.975</u>	f 3.871	f 3.926	f 3.725	f 3.946
weekend	<u>f 3.307</u>	f 3.070	f 3.108	f 2.899	f 3.044

Tabel H.5 Dagopbrengst en verdeling energie-opbrengst bij $Q_0 = 230 \text{ m}^3/\text{s}$

$Q_0 = 230 \text{ m}^3/\text{s}$	continu	inhoud bekken 540.000 m^3		inhoud bekken 900.000 m^3	
		ochtend ⁽¹⁾	avond ⁽¹⁾	ochtend ⁽¹⁾	avond ⁽¹⁾
P_{ochtend} (MW)	2,74	10,65	9,15	12,96	9,48
P_{avond} (MW)	2,74	7,81	8,50	7,07	10,53
E_{ochtend} (MWh)	2,74	10,65	9,15	12,96	9,48
E_{ochtend} (in % E_{dag})	4,2%	17,7%	15,0%	22,9%	16,1%
E_{avond} (MWh)	5,48	15,62	17,00	14,14	21,05
E_{avond} (in % E_{dag})	8,3%	25,9%	27,9%	24,9%	35,7%
E_{plateau} (MWh)	43,86	53,09	53,79	56,67	58,93
E_{plateau} (in % E_{dag})	66,7%	88,1%	88,3%	100,0%	100,0%
E_{dal} (MWh)	21,93	7,14	7,14	0,00	0,00
E_{dal} (in % E_{dag})	33,3%	11,9%	11,7%	0,0%	0,0%
E_{dag} (MWh)	65,79	60,24	60,93	56,67	58,93
Dagopbrengst (in gulden)					
Optie 1 ⁽²⁾	<u>f 3.261</u>	f 3.026	f 3.061	f 2.868	f 2.982
Optie 2 ⁽³⁾					
winter; werkdag	f 6.901	f 7.432	<u>f 7.525</u>	f 7.571	f 7.873
weekend;	<u>f 3.261</u>	f 3.026	f 3.061	f 2.868	f 2.982
zomer; werkdag	<u>f 3.261</u>	f 3.026	f 3.061	f 2.868	f 2.982
Optie 3 ⁽⁴⁾					
werkdag	<u>f 3.919</u>	f 3.822	f 3.868	f 3.718	f 3.866
weekend	<u>f 3.261</u>	f 3.026	f 3.061	f 2.868	f 2.982

Tabel H.6 Dagopbrengst en verdeling energie-opbrengst bij $Q_0 = 430 \text{ m}^3/\text{s}$

$Q_0 = 430 \text{ m}^3/\text{s}$	continu	inhoud bekken 540.000 m^3		inhoud bekken 900.000 m^3	
		ochtend ⁽¹⁾	avond ⁽¹⁾	ochtend ⁽¹⁾	avond ⁽¹⁾
P_{ochtend} (MW)	2,69	13,25	13,25	15,76	12,54
P_{avond} (MW)	2,69	8,78	8,78	7,94	11,88
E_{ochtend} (MWh)	2,69	13,25	13,25	15,76	12,54
E_{ochtend} (in % E_{dag})	4,2%	22,5%	22,5%	28,4%	21,8%
E_{avond} (MWh)	5,38	17,55	17,55	15,87	23,76
E_{avond} (in % E_{dag})	8,3%	29,8%	29,8%	28,6%	41,3%
E_{plateau} (MWh)	43,00	52,01	52,01	55,44	57,50
E_{plateau} (in % E_{dag})	66,7%	88,2%	88,2%	100,0%	100,0%
E_{dal} (MWh)	21,50	6,98	6,98	0,00	0,00
E_{dal} (in % E_{dag})	33,3%	11,8%	11,8%	0,0%	0,0%
E_{dag} (MWh)	64,50	59,00	59,00	55,44	57,50
Dagopbrengst (in gulden)					
Optie 1 ⁽²⁾	<u>f 3.197</u>	f 2.964	f 2.964	f 2.805	f 2.909
Optie 2 ⁽³⁾					
winter; werkdag	f 6.766	<u>f 7.281</u>	<u>f 7.281</u>	f 7.407	f 7.681
weekend;	<u>f 3.197</u>	f 2.964	f 2.964	f 2.805	f 2.909
zomer; werkdag	<u>f 3.197</u>	f 2.964	f 2.964	f 2.805	f 2.909
Optie 3 ⁽⁴⁾					
werkdag	<u>f 3.842</u>	f 3.744	f 3.744	f 3.637	f 3.772
weekend	<u>f 3.197</u>	f 2.964	f 2.964	f 2.805	f 2.909

Tabel H.7 Dagopbrengst en verdeling energie-opbrengst bij $Q_0 = 630 \text{ m}^3/\text{s}$

$Q_0 = 630 \text{ m}^3/\text{s}$	continu	inhoud bekken 540.000 m^3		inhoud bekken 900.000 m^3	
		ochtend ⁽¹⁾	avond ⁽¹⁾	ochtend ⁽¹⁾	avond ⁽¹⁾
P_{ochtend} (MW)	2,64	14,75	14,75	17,99	16,07
P_{avond} (MW)	2,64	8,60	8,60	7,97	11,92
E_{ochtend} (MWh)	2,64	14,75	14,75	17,99	16,07
E_{ochtend} (in % E_{dag})	4,2%	25,4%	25,4%	33,2%	28,7%
E_{avond} (MWh)	5,28	17,21	17,21	15,95	23,84
E_{avond} (in % E_{dag})	8,3%	29,6%	29,6%	29,4%	42,6%
E_{plateau} (MWh)	42,21	51,26	51,26	54,18	55,91
E_{plateau} (in % E_{dag})	66,7%	88,2%	88,2%	100,0%	100,0%
E_{dal} (MWh)	21,11	6,83	6,83	0,00	0,00
E_{dal} (in % E_{dag})	33,3%	11,8%	11,8%	0,0%	0,0%
E_{dag} (MWh)	63,32	58,10	58,10	54,18	55,91
Dagopbrengst (in gulden)					
Optie 1 ⁽²⁾	<u>f 3.138</u>	f 2.919	f 2.919	f 2.742	f 2.829
Optie 2 ⁽³⁾					
winter; werkdag	f 6.642	<u>f 7.173</u>	<u>f 7.173</u>	f 7.239	f 7.470
weekend	<u>f 3.138</u>	f 2.919	f 2.919	f 2.742	f 2.829
zomer; werkdag	<u>f 3.138</u>	f 2.919	f 2.919	f 2.742	f 2.829
Optie 3 ⁽⁴⁾					
werkdag	<u>f 3.772</u>	f 3.687	f 3.867	f 3.555	f 3.668
weekend	<u>f 3.138</u>	f 2.919	f 2.919	f 2.742	f 2.829

Tabel H.8 Dagopbrengst en verdeling energie-opbrengst bij $Q_0 = 830 \text{ m}^3/\text{s}$

$Q_0 = 830 \text{ m}^3/\text{s}$	continu	inhoud bekken 540.000 m^3		inhoud bekken 900.000 m^3	
		ochtend ⁽¹⁾	avond ⁽¹⁾	ochtend ⁽¹⁾	avond ⁽¹⁾
P_{ochtend} (MW)	2,59	14,45	14,45	19,63	16,61
P_{avond} (MW)	2,59	8,43	8,43	8,8 ^R	11,83
E_{ochtend} (MWh)	2,59	14,45	14,45	19,63	16,61
E_{ochtend} (in % E_{dag})	4,2%	25,4%	25,4%	36,7%	30,3%
E_{avond} (MWh)	5,18	16,86	16,86	17,64	23,65
E_{avond} (in % E_{dag})	8,3%	29,6%	29,6%	33,0%	43,2%
E_{plateau} (MWh)	41,42	50,22	50,22	53,42	54,73
E_{plateau} (in % E_{dag})	66,7%	88,3%	88,3%	100,0%	100,0%
E_{dal} (MWh)	20,71	6,69	6,69	0,00	0,00
E_{dal} (in % E_{dag})	33,3%	11,7%	11,7%	0,0%	0,0%
E_{dag} (MWh)	62,13	56,91	56,91	53,42	54,73
Dagopbrengst (in gulden)					
Optie 1 ⁽²⁾	<u>f 3.080</u>	f 2.859	f 2.859	f 2.703	f 2.769
Optie 2 ⁽³⁾					
winter; werkdag	f 6.518	<u>f 7.028</u>	<u>f 7.028</u>	f 7.137	<u>f 7.311</u>
weekend	<u>f 3.080</u>	f 2.859	f 2.859	f 2.703	f 2.769
zomer; werkdag	<u>f 3.080</u>	f 2.859	f 2.859	f 2.703	f 2.769
Optie 3 ⁽⁴⁾					
werkdag	<u>f 3.701</u>	f 3.612	f 3.612	f 3.504	f 3.590
weekend	<u>f 3.080</u>	f 2.859	f 2.859	f 2.703	f 2.769

Tabel H.9 Dagopbrengst en verdeling energie-opbrengst bij $Q_0 = 1235 \text{ m}^3/\text{s}$

$Q_0 = 1235 \text{ m}^3/\text{s}$	continu	inhoud bekken 540.000 m^3		inhoud bekken 900.000 m^3	
		ochtend ⁽¹⁾	avond ⁽¹⁾	ochtend ⁽¹⁾	avond ⁽¹⁾
P_{ochtend} (MW)	2,49	13,85	13,85	20,42	15,91
P_{avond} (MW)	2,49	8,08	8,08	8,42	11,31
E_{ochtend} (MWh)	2,49	13,85	13,85	20,42	15,91
E_{ochtend} (in % E_{dag})	4,2%	25,4%	25,4%	40,0%	30,4%
E_{avond} (MWh)	4,98	16,16	16,16	16,83	22,61
E_{avond} (in % E_{dag})	8,3%	29,6%	29,6%	33,0%	43,2%
E_{plateau} (MWh)	39,81	48,11	48,11	51,05	52,31
E_{plateau} (in % E_{dag})	66,7%	88,3%	88,3%	100,0%	100,0%
E_{dal} (MWh)	19,91	6,38	6,38	0,00	0,00
E_{dal} (in % E_{dag})	33,3%	11,7%	11,7%	0,0%	0,0%
E_{dag} (MWh)	69,72	54,50	54,50	51,05	52,31
Dagopbrengst (in gulden)					
Optie 1 ⁽²⁾	<u>f 2.960</u>	f 2.738	f 2.738	f 2.583	f 2.647
Optie 2 ⁽³⁾					
winter; werkdag	f 6.264	<u>f 6.731</u>	<u>f 6.731</u>	f 6.821	<u>f 6.989</u>
weekend	<u>f 2.960</u>	f 2.738	f 2.738	f 2.583	f 2.647
zomer; werkdag	<u>f 2.960</u>	f 2.738	f 2.738	f 2.583	f 2.647
Optie 3 ⁽⁴⁾					
werkdag	<u>f 3.557</u>	f 3.459	f 3.459	f 3.349	f 3.432
weekend	<u>f 2.960</u>	f 2.738	f 2.960	f 2.583	f 2.647

Tabel H.10 Energie-opbrengst en jaaropbrengst voor het debietinterval van 10 m³/s tot 40 m³/s

	Optie 1	Optie 2	Optie 3
Energie-opbrengst	1.435 MWh	1.435 MWh	1.435 MWh
Opbrengst	f 71.153,-	f 71.153,-	f 71.153,-

Tabel H.11 Aantal dagen dat een debietinterval voorkomt in de winter en in de zomer (op werkdagen en in het weekend) in een gemiddeld jaar

Q ₀ (m ³ /s)	winter ⁽¹⁾		zomer ⁽²⁾	
	werk ⁽³⁾	weekend ⁽³⁾	werk ⁽³⁾	weekend ⁽³⁾
> 1235	2,51	1,00	0,11	0,04
830-1235	6,96	2,78	0,41	0,16
630-830	8,20	3,28	1,16	0,46
430-630	17,34	6,93	4,27	1,71
230-430	32,96	13,18	13,64	5,46
130-230	25,91	10,37	27,31	10,93
80-130	12,89	5,15	27,60	11,04
40-80	11,00	4,40	28,21	11,29
10-40	9,34	3,74	21,00	8,40
< 10	3,11	1,25	7,00	2,80

⁽¹⁾ Het aantal dagen dat een debietinterval gemiddeld voorkomt in de winter is bepaald door het aantal dagen bij elkaar op te tellen dat een debietinterval voorkomt in de maanden januari, februari, maart, oktober, november en december (zie bijlage A).

⁽²⁾ Het aantal dagen dat een debietinterval gemiddeld voorkomt in de zomer is bepaald door het aantal dagen bij elkaar op te tellen dat een debietinterval voorkomt in de maanden april, mei, juni, juli, augustus en september (zie bijlage A).

⁽³⁾ Het aantal werk/weekenddagen dat een debietinterval gemiddeld voorkomt in de zomer of in de winter is bepaald door het aantal dagen dat het debietinterval voorkomt in die periode te vermenigvuldigen met 5/7 respectievelijk 2/7.

Berekening jaaropbrengst

Allereerst wordt per debietinterval de opbrengst van een gemiddeld jaar bepaald. Vervolgens wordt de jaaropbrengst verkregen door de opbrengsten van al deze debietintervallen bij elkaar op te tellen.

Optie 1

Voor optie 1 is de dagopbrengst elke dag van het jaar hetzelfde.

Bij een bekken met een inhoud van 540.000 m³ is de jaaropbrengst voor de debieten tussen 830 m³/s en 1235 m³/s bij een ochtendscenario als volgt bepaald:

- dagopbrengst

$$Q_0 = 1235 \text{ m}^3/\text{s} \quad O = f \text{ 2.738,-} \quad (\text{tabel H.9})$$

$$Q_0 = 830 \text{ m}^3/\text{s} \quad O = f \text{ 2.859,-} \quad (\text{tabel H.8})$$

aantal dagen dat dit debietinterval voorkomt $T = 10,31$ (zie tabel H.11)

$$O = (f \text{ 2.738,-} + f \text{ 2.859,-}) / 2 * 10,31 = f \text{ 28.853,-}$$

De bijdrage van dit debietinterval over een gemiddeld jaar $O_{830-1235}$ is f 28.853,-.

Door dit ook voor de ander debietintervallen te doen wordt de jaaropbrengst van een gemiddeld jaar verkregen, nl:

$$O_{630-830} = f \text{ 37.846,-}$$

$$O_{430-630} = f \text{ 88.980,-}$$

$$O_{230-430} = f \text{ 195.394,-}$$

$$O_{130-230} = f \text{ 227.137,-}$$

$$O_{80-130} = f \text{ 174.433,-}$$

$$O_{40-80} = f \text{ 170.245,-}$$

$$O_{10-40} = f \text{ 71.154,-} \quad (\text{zie tabel H.10})$$

De gemiddelde jaaropbrengst voor een bekken met een inhoud van 540.000 m³ bij een ochtendscenario is dan Mf 0,99.

Hier bovenop komt dan nog een vergoeding voor het geleverde vermogen tijdens de piekuren. Er wordt uitgegaan van het piekvermogen dat 91% van het aantal werkdagen in de winter geleverd kan worden, 6,55 MW.

De vergoeding voor het geleverd piekvermogen per kW wordt als volgt bepaald (zie §6.2.2).

$$V = (RBT_g - O) * C_f \quad (\text{H.1})$$

$$C_f = 60 + (B - 250) * 0,022 \quad (\text{H.2})$$

met V = vergoeding per kW (in guldens)

RBT_g = gewogen gemiddelde van Regionale Basis Tarieven = f 249,04

O = deel van Landelijk Basis Tarief dat dekking geeft voor de Overheadkosten van de SEP = f 5,69

C_f = correctiefactor (%)

B = bedrijfstijd, dit is het quotiënt van het aantal geleverde kWh's gedurende de plateau-uren in de wintermaanden (januari, februari, maart, oktober, november en december) en het gemiddeld geleverd vermogen tijdens de verrekenmomenten, $250 < B < 2043$

Het aantal geleverde kWh's gedurende de plateau-uren in de wintermaanden wordt bepaald door het aantal geleverde kWh's tijdens elk debietinterval te

bepalen en deze bij elkaar op te tellen.

Voor debieten tussen 830 en 1235 m³/s is de energie-opbrengst tijdens de plateau-uren als volgt bepaald:

- energie-opbrengst tijdens de plateau-uren

$$Q_0 = 1235 \text{ m}^3/\text{s} \quad E_{\text{plateau}} = 48,11 \text{ MWh} \quad (\text{tabel H.9})$$

$$Q_0 = 830 \text{ m}^3/\text{s} \quad E_{\text{plateau}} = 50,22 \text{ MWh} \quad (\text{tabel H.8})$$

aantal dagen dat dit debietinterval in de wintermaanden op werkdagen voorkomt $T = 6,96$ (zie tabel H.11)

$$E_{\text{plateau},830-1235} = (50,39 + 52,01)/2 \cdot 6,96 = 342,2 \text{ MWh}$$

De bijdrage van dit debietinterval in de wintermaanden op werkdagen in een gemiddeld jaar $E_{\text{plateau},830-1235}$ is 342,2 MWh.

Door dit ook voor de ander debietintervallen te doen wordt de totale energie-opbrengst op werkdagen in de wintermaanden tijdens de plateau-uren in een gemiddeld jaar verkregen, nl:

$$E_{\text{plateau},630-830} = 416,1 \text{ MWh}$$

$$E_{\text{plateau},430-630} = 895,4 \text{ MWh}$$

$$E_{\text{plateau},230-430} = 1.732,1 \text{ MWh}$$

$$E_{\text{plateau},130-230} = 1.380,2 \text{ MWh}$$

$$E_{\text{plateau},80-130} = 689,6 \text{ MWh}$$

$$E_{\text{plateau},40-80} = 556,9 \text{ MWh}$$

$$E_{\text{plateau},10-40} = 247,8 \text{ MWh}$$

De totale energie-opbrengst tijdens de plateau-uren in de wintermaanden voor een bekken met een inhoud van 540.000 m³ bij een ochtendscenario is 6.260,3 MWh.

Er volgt dan:

$$B = 6.260,3/6,55 = 955,8$$

$$C_f = 60 + (955,8 - 250) \cdot 0,022 = 75,5\%$$

$$V = (249,04 - 5,69) \cdot 75,5 \cdot 0,01 = f \ 184,- \text{ per kW}$$

De extra opbrengst voor het vermogen geleverd tijdens de piekuren is voor een geleverd piekvermogen van 6,55 MW gelijk aan Mf 1,20.

De gemiddelde jaaropbrengst voor een bekken met een inhoud van 540.000 m³ bij een ochtendscenario is dan Mf 2,19 (zie tabel 6.5).

Optie 2

Voor optie 2 is de dagopbrengst berekend voor een werkdag in de winter, een werkdag in de zomer en een dag in het weekend.

Bij een bekken met een inhoud van 540.000 m³ geldt het volgende voor de jaaropbrengst van de debieten tussen 830 m³/s en 1235 m³/s bij een ochtendscenario.

- dagopbrengst op een werkdag in de winter

$$Q_0 = 1235 \text{ m}^3/\text{s} \quad O = f \ 6.731,- \quad (\text{tabel H.9})$$

$$Q_0 = 830 \text{ m}^3/\text{s} \quad O = f \ 7.028,- \quad (\text{tabel H.8})$$

aantal dagen dat dit debietinterval voorkomt op een werkdag in de winter $T = 6,96$ (zie tabel H.11)

$$O = (f \ 7.051,- + f \ 7.278,-)/2 \cdot 6,96 = f \ 47.881,-$$

- dagopbrengst op een werkdag in de zomer

$$Q_0 = 1235 \text{ m}^3/\text{s} \quad O = f \ 2.738,- \quad (\text{tabel H.9})$$

$$Q_0 = 830 \text{ m}^3/\text{s} \quad O = f \ 2.859,- \quad (\text{tabel H.8})$$

aantal dagen dat dit debietinterval voorkomt op een werkdag in de zomer $T = 0,41$ (zie tabel H.11)

$$O = (f \ 2.869,- + f \ 2.961,-)/2 \cdot 0,41 = f \ 1.147,-$$

- dagopbrengst op een dag in het weekend

$$Q_0 = 1235 \text{ m}^3/\text{s} \quad O = f \ 2.738,- \quad (\text{tabel H.9})$$

$Q_0 = 830 \text{ m}^3/\text{s}$ $O = f 2.859,-$ (tabel H.8)
aantal dagen dat dit debietinterval voorkomt op een dag in het weekend
 $T = 2,94$ (zie tabel H.11)

$$O = (f 2.869,- + f 2.961,-)/2 \cdot 2,94 = f 8.228,-$$

De bijdrage van dit debietinterval over een gemiddeld jaar $O_{830-1235}$ is $f 57.256,-$.

Door dit ook voor de ander debietintervallen te doen wordt de jaaropbrengst van een gemiddeld jaar verkregen, nl:

$O_{630-830} = f 72.380,-$
 $O_{430-630} = f 163.291,-$
 $O_{230-430} = f 339.149,-$
 $O_{130-230} = f 341.685,-$
 $O_{80-130} = f 231.664,-$
 $O_{40-80} = f 216.461,-$
 $O_{10-40} = f 88.620,-$ (zie tabel H.10)

De gemiddelde jaaropbrengst voor een bekken met een inhoud van 540.000 m^3 bij een ochtendscenario is dan $M_f 1,51$ (zie tabel 6.5).

Optie 3

Voor optie 3 is de dagopbrengst bepaald voor een werkdag en een dag in het weekend.

Bij een bekken met een inhoud van 540.000 m^3 geldt het volgende voor de jaaropbrengst van de debieten tussen $830 \text{ m}^3/\text{s}$ en $1235 \text{ m}^3/\text{s}$ bij een ochtendscenario.

- dagopbrengst op een werkdag

$$Q_0 = 1235 \text{ m}^3/\text{s} \quad O = f 3.459,- \quad (\text{tabel H.9})$$

$$Q_0 = 830 \text{ m}^3/\text{s} \quad O = f 3.612,- \quad (\text{tabel H.8})$$

aantal dagen dat dit debietinterval voorkomt op een werkdag

$$T = 7,37 \quad (\text{zie tabel H.11})$$

$$O = (f 3.625,- + f 3.741,-)/2 \cdot 7,37 = f 26.057,-$$

- dagopbrengst op een dag in het weekend

$$Q_0 = 1235 \text{ m}^3/\text{s} \quad O = f 2.738,- \quad (\text{tabel H.9})$$

$$Q_0 = 830 \text{ m}^3/\text{s} \quad O = f 2.859,- \quad (\text{tabel H.8})$$

aantal dagen dat dit debietinterval voorkomt op een dag in het weekend

$$T = 2,94 \quad (\text{zie tabel H.11})$$

$$O = (f 2.869,- + f 2.961,-)/2 \cdot 2,94 = f 8.228,-$$

De bijdrage van dit debietinterval over een gemiddeld jaar $O_{830-1235}$ is $f 34.285,-$.

Door dit ook voor de ander debietintervallen te doen wordt de jaaropbrengst van een gemiddeld jaar verkregen, nl:

$O_{630-830} = f 44.964,-$
 $O_{430-630} = f 105.707,-$
 $O_{230-430} = f 232.115,-$
 $O_{130-230} = f 269.633,-$
 $O_{80-130} = f 206.906,-$
 $O_{40-80} = f 200.006,-$
 $O_{10-40} = f 81.409,-$ (zie tabel H.10)

De gemiddelde jaaropbrengst voor een bekken met een inhoud van 540.000 m^3 bij een ochtendscenario is dan $M_f 1,18$ (zie tabel 6.5).

Berekening energie-opbrengst

De energie-opbrengst is voor elke optie hetzelfde.

Bij een bekken met een inhoud van 540.000 m³ geldt het volgende voor de jaarlijkse energie-opbrengst van de debieten tussen 830 m³/s en 1235 m³/s bij een ochtendscenario.

- dagelijkse energie-opbrengst

$$Q_0 = 1235 \text{ m}^3/\text{s} \quad E_{\text{dag}} = 54,50 \text{ MWh} \quad (\text{tabel H.9})$$

$$Q_0 = 830 \text{ m}^3/\text{s} \quad E_{\text{dag}} = 56,91 \text{ MWh} \quad (\text{tabel H.8})$$

aantal dagen dat dit debietinterval voorkomt $T = 10,31$ (zie tabel H.11)

$$E = (57,10 + 58,95)/2 \cdot 10,31 = 574,3 \text{ MWh}$$

De bijdrage van dit debietinterval aan de jaarlijkse energie-opbrengst in een gemiddeld jaar $E_{830-1235}$ is 574,3 MWh.

Door dit ook voor de ander debietintervallen te doen wordt de jaaropbrengst van een gemiddeld jaar verkregen, nl:

$$E_{630-830} = 753,3 \text{ MWh}$$

$$E_{430-630} = 1.771,1 \text{ MWh}$$

$$E_{230-430} = 3.889,6 \text{ MWh}$$

$$E_{130-230} = 4.522,3 \text{ MWh}$$

$$E_{80-130} = 3.474,2 \text{ MWh}$$

$$E_{40-80} = 3.403,0 \text{ MWh}$$

$$E_{10-40} = 1.435,4 \text{ MWh} \quad (\text{zie tabel H.10})$$

De gemiddelde jaaropbrengst voor een bekken met een inhoud van 540.000 m³ bij een ochtendscenario is dan 19,8 GWh (zie tabel 6.5).

Maximalisatie opbrengst

Bij een bekken met een inhoud van 540.000 m³ geldt volgens optie 2 het volgende bij maximalisatie van de opbrengst van de debieten tussen 830 m³/s en 1235 m³/s.

- maximale dagopbrengst op een werkdag in de winter

$$Q_0 = 1235 \text{ m}^3/\text{s} \quad O = f 6.731,- \quad (\text{tabel H.9})$$

$$Q_0 = 830 \text{ m}^3/\text{s} \quad O = f 7.028,- \quad (\text{tabel H.8})$$

aantal dagen dat dit debietinterval voorkomt op een werkdag in de winter $T = 6,96$ (zie tabel H.11)

$$O = (f 7.051,- + f 7.278,-)/2 \cdot 6,96 = f 47.881,-$$

- maximale dagopbrengst op een werkdag in de zomer

$$Q_0 = 1235 \text{ m}^3/\text{s} \quad O = f 2.960,- \quad (\text{tabel H.9})$$

$$Q_0 = 830 \text{ m}^3/\text{s} \quad O = f 3.080,- \quad (\text{tabel H.8})$$

aantal dagen dat dit debietinterval voorkomt op een werkdag in de zomer $T = 0,41$ (zie tabel H.11)

$$O = (f 3.089,- + f 3.181,-)/2 \cdot 0,41 = f 1.238,-$$

- maximale dagopbrengst op een dag in het weekend

$$Q_0 = 1235 \text{ m}^3/\text{s} \quad O = f 2.960,- \quad (\text{tabel H.9})$$

$$Q_0 = 830 \text{ m}^3/\text{s} \quad O = f 3.080,- \quad (\text{tabel H.8})$$

aantal dagen dat dit debietinterval voorkomt op een dag in het weekend $T = 2,94$ (zie tabel H.11)

$$O = (f 3.089,- + f 3.181,-)/2 \cdot 2,94 = f 8.879,-$$

De bijdrage van dit debietinterval over een gemiddeld jaar $O_{830-1235}$ is f 57.998,-.

Door dit ook voor de ander debietintervallen te doen wordt de jaaropbrengst van een gemiddeld jaar verkregen, nl:

$$O_{630-830} = f 73.458,-$$

$$O_{430-630} = f 166.209,-$$

$$O_{230-430} = f 348.235,-$$

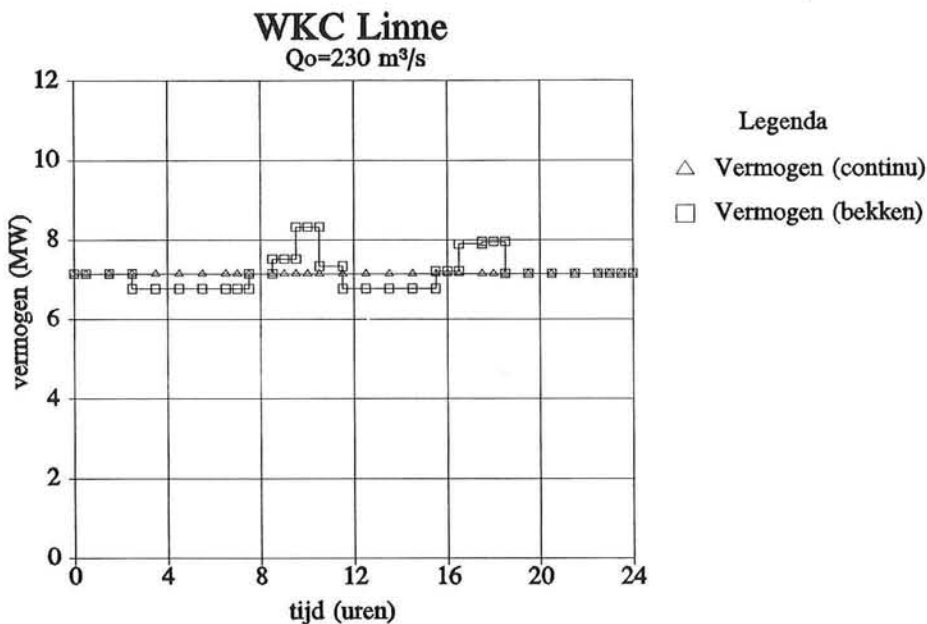
$$O_{130-230} = f 355.722,-$$

$$O_{80-130} = f 244.379,-$$

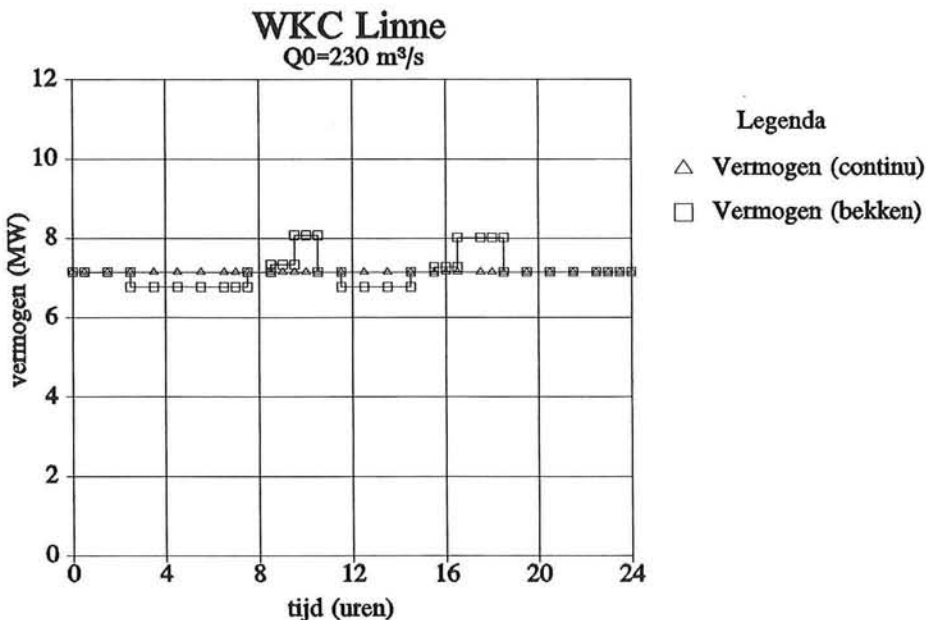
$$O_{40-80} = f 231.744,-$$

$O_{10-40} = f \ 88.620,-$ (zie tabel H.10)

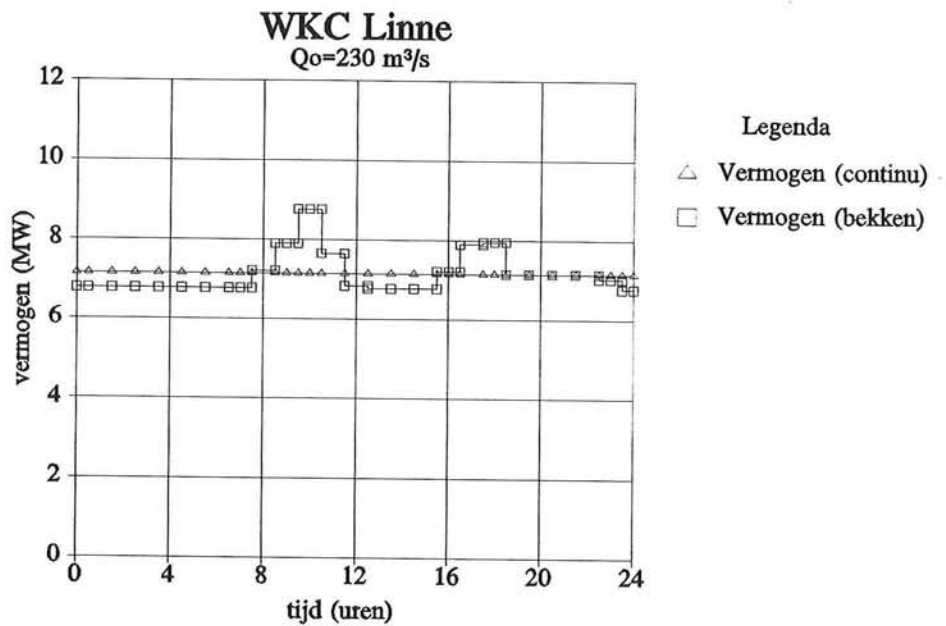
De gemiddelde jaaropbrengst voor een bekken met een inhoud van 540.000 m^3 bij een ochtendscenario is dan $M_f \ 1,57$ (zie tabel 6.5).



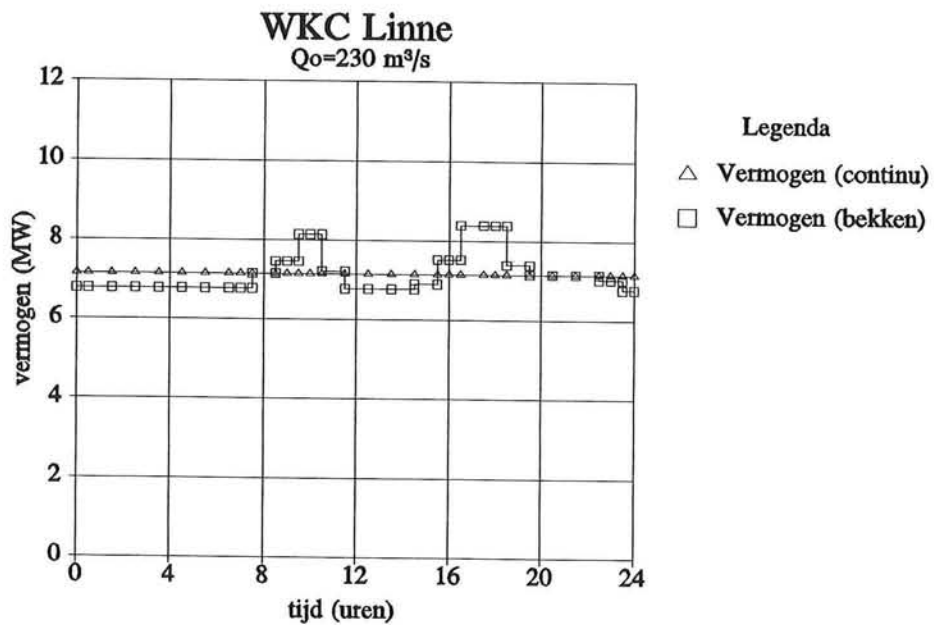
Figuur I.1 Vermogendiagram voor waterkrachtcentrale bij Linne, $Q_0 = 230 \text{ m}^3/\text{s}$ en de inhoud van het bekken is 540.000 m^3 (Ochtendscenario)



Figuur I.2 Vermogendiagram voor waterkrachtcentrale bij Linne, $Q_0 = 230 \text{ m}^3/\text{s}$ en de inhoud van het bekken is 540.000 m^3 (Avondscenario)



Figuur I.3 Vermogendiagram voor waterkrachtcentrale bij Linne, $Q_0 = 230 \text{ m}^3/\text{s}$ en de inhoud van het bekken is 900.000 m^3 (Ochtendscenario)



Figuur I.4 Vermogendiagram voor waterkrachtcentrale bij Linne, $Q_0 = 230 \text{ m}^3/\text{s}$ en de inhoud van het bekken is 900.000 m^3 (Avondscenario)

In deze bijlage wordt de stabiliteit van de inlaatconstructie onderzocht. De inlaatconstructie wordt gecontroleerd op:

- weerstand tegen afschuiving
- weerstand tegen kantelen
- toelaatbare gronddruk
- intern evenwicht van pijler en vloer

De krachten op de inlaatconstructie zijn met behulp van de onderstaande vergelijkingen berekend.

- Voor de berekening van de hydrostatische krachten:

$$F_{hydr} = \frac{\frac{1}{2} * \rho_w * g * d^2 * b}{1000} \quad (J.1)$$

met F_{hydr} = horizontale kracht uitgeoefend door water (kN)
 ρ_w = dichtheid water = 1000 kg/m³
 g = versnelling zwaartekracht = 9,81 m/s²
 d = hoogte waarover water druk uitoefent (m)
 b = breedte waarover water druk uitoefent (m)

- Voor de berekening van de gronddruk:

$$F_{grond} = \frac{1}{2} * K_o * \gamma_d * d^2 * b \quad (J.2)$$

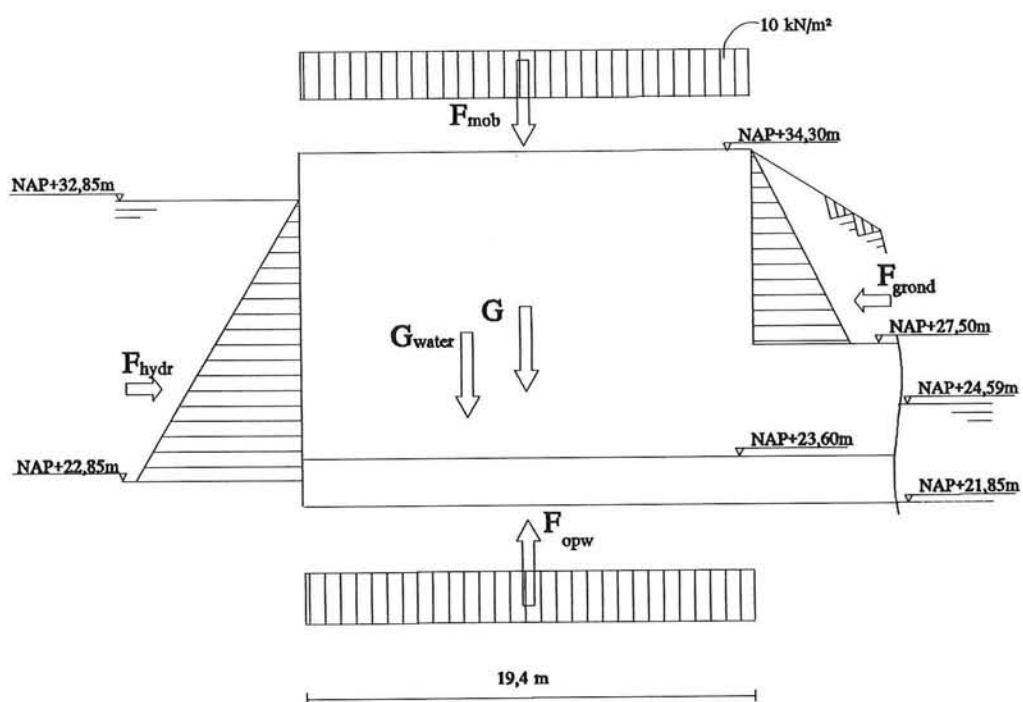
met F_{grond} = horizontale kracht uitgeoefend door grond (kN)
 K_o = coëfficiënt van neutrale gronddruk = 0,5
 γ_d = droog volumegewicht = 18 kN/m³
 d = hoogte waarover grond druk uitoefent (m)
 b = breedte waarover grond druk uitoefent (m)

- Voor het gewicht van een betonnen onderdeel:

$$G = \gamma_b * V \quad (J.3)$$

met G = gewicht inlaatconstructie (kN)
 γ_b = volumegewicht beton = 24 kN/m³
 V = volume betonconstructie (m³)

(1) Aangezien er niet voldoende gegevens bekend zijn over de bodemgesteldheid en grondeigenschappen zijn ten behoeve van deze berekening aannemelijke waarden voor de grondsoort grind aangenomen. Voor een nauwkeurige bepaling van de bodemeigenschappen zou een grondonderzoek uitgevoerd moeten worden. Dit valt buiten de mogelijkheden van dit afstudeeronderzoek.



Figuur J.1 Krachtswerking op inlaatconstructie

- Voor de opwaartse kracht:

$$F_{opw} = \frac{\rho_w * g * d * l * b}{1000} \quad (J.4)$$

met F_{opw} = opwaartse kracht (kN)
 ρ_w = dichtheid water = 1000 kg/m³
 g = versnelling zwaartekracht = 9,81 m/s²
 d = diepte vloer onder grondwaterstand (m)
 l = lengte constructie (m)
 b = breedte constructie (m)

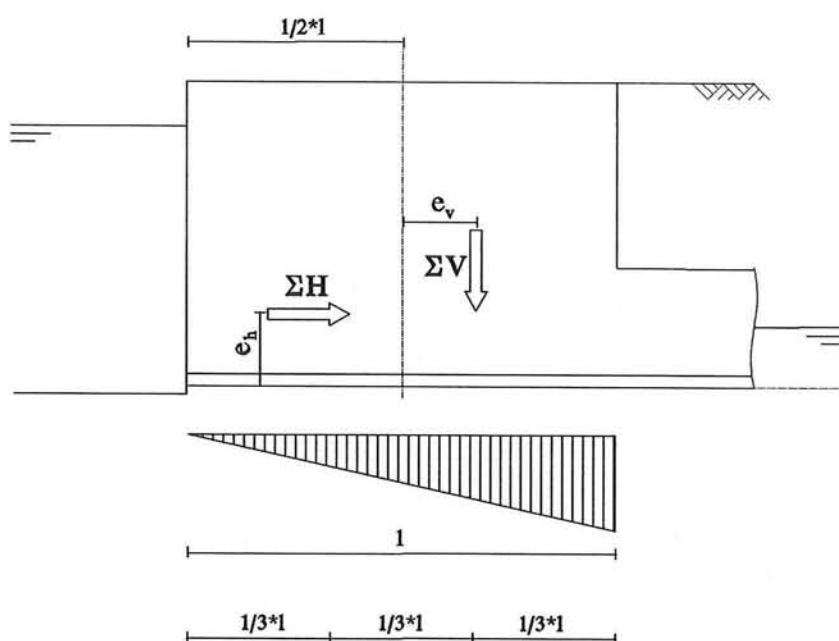
- Voor de weerstand tegen afschuiving:

$$\gamma * \frac{\sum H}{\sum V} \leq f \quad (J.5)$$

met γ = veiligheidsfactor
 $\sum H$ = resultante horizontale krachten (kN)
 $\sum V$ = resultante verticale krachten (kN)
 f = wrijvingscoëfficiënt

Veronderstellingen bij stabiliteitsberekeningen inlaatconstructie (zie figuur J.1):

- De opwaartse kracht die op de inlaatconstructie werkt is de kracht die veroorzaakt wordt door de grondwaterstand. De waterdichte bekleding van het Julianakanaal sluit aan op de inlaatconstructie. Eventuele lek door de bekleding wordt verwaarloosd en de bovenstroomse waterstand speelt daarom bij de bepaling van de opwaartse kracht geen rol. Er is aangenomen dat de grondwaterstand gelijk is aan de waterstand in de Maas. Voor de hoogste waterstand in de Maas is de waterstand genomen die voorkomt bij een debiet Q_0 van 3000 m³/s. Dit debiet wordt minder dan 0,01 dag per jaar overschreden (zie bijlage A). De hydrostatische druk ten gevolge van de grondwaterstand aan de benedenstroomse zijde van de inlaatconstructie is verwaarloosd. Deze druk werkt ten gunste van de stabiliteit.
- De grond aan de benedenstroomse zijde van de inlaatconstructie ligt onder een helling. Deze gronddruk is verwaarloosd evenals de kracht die door de grond tussen de aanvoerleidingen wordt uitgeoefend. De gronddruk werkt voordelig bij de stabiliteit van de inlaatconstructie.
- Bij de berekening op afschuiving zijn de wrijvingskracht die door de grond van het dijklichaam op de zijwanden wordt uitgeoefend niet in de berekening betrokken. Deze kracht werkt ten voordele van de stabiliteit van de inlaatconstructie.
- De krachten die de aanvoerleidingen op de constructie uitoefenen zijn niet meegerekend. Bij de bovenstroomse knik in de aanvoerleiding wordt door het water een omhooggerichte kracht op de leiding uitgeoefend. Deze kracht veroorzaakt een moment op de inlaatconstructie dat tegengesteld werkt aan het moment dat veroorzaakt wordt door de bovenstroomse waterstand. Dit moment heeft een positieve invloed bij het voorkomen van afschuiven. Bovendien wordt door de aanvoerleidingen op de inlaatconstructie een kracht uitgeoefend die in de benedenstroomse richting werkt. Deze kracht heeft een negatieve invloed op de stabiliteit van de



Figuur J.2 Werking korreldruk op inlaatconstructie bij kantelen

inlaatconstructie.

De aanvoerleidingen worden flexibel aan de inlaatconstructie bevestigd zodat deze krachten niet meegerekend hoeven te worden.

De inlaatconstructie heeft een breedte van 18,7 m en de vloer heeft een dikte van 1,75 m.

Afschuiving inlaatconstructie

Het maatgevende belastinggeval voor de inlaatconstructie bij afschuiving is als volgt:

- maximale waterstand in Julianakanaal, NAP+32,85m
- geen mobiele bovenbelasting
- minimale benedenwaterstand, NAP+20,90m
- de hele inlaatconstructie is drooggezet voor reparatie

De grootte van de krachten op de inlaatconstructie zijn als volgt:

$$F_{\text{hydr}} = 0,5 \cdot 1000 \cdot 9,81 \cdot (32,85 - 22,85)^2 \cdot 18,7 / 1000 = 9.170 \text{ kN}$$

$$G = (4 \cdot 1,75 \cdot (34,30 - 23,60) + 18,7 \cdot 1,75) \cdot 19,4 \cdot 24 = 50.110 \text{ kN}$$

$$F_{\text{opw}} = 1000 \cdot 9,81 \cdot (24,59 - 21,85) \cdot 19,4 \cdot 18,7 / 1000 = 9.750 \text{ kN}$$

De resultanten van deze krachten hebben de volgende grootte:

$$\Sigma H = F_{\text{hydr}} = 9.170 \text{ kN}$$

$$\Sigma V = G - F_{\text{opw}} = 40.360 \text{ kN}$$

Voor de wrijvingscoëfficiënt f van de bodem geldt:

$$f = \tan \phi \quad (\text{J.6})$$

met f = wrijvingscoëfficiënt

$$\phi = \text{hoek van inwendige wrijving} = 30^\circ$$

Deze wrijvingscoëfficiënt heeft een waarde van 0,57. De wrijvingscoëfficiënt tussen beton en bodem is 0,5. Deze wrijvingscoëfficiënt is maatgevend.

Voor de veiligheid van de inlaatconstructie tegen afschuiving geldt volgens (J.5):

$$\gamma = f \cdot \Sigma V / \Sigma H = 0,5 \cdot 40.360 / 9.170 = 2,2$$

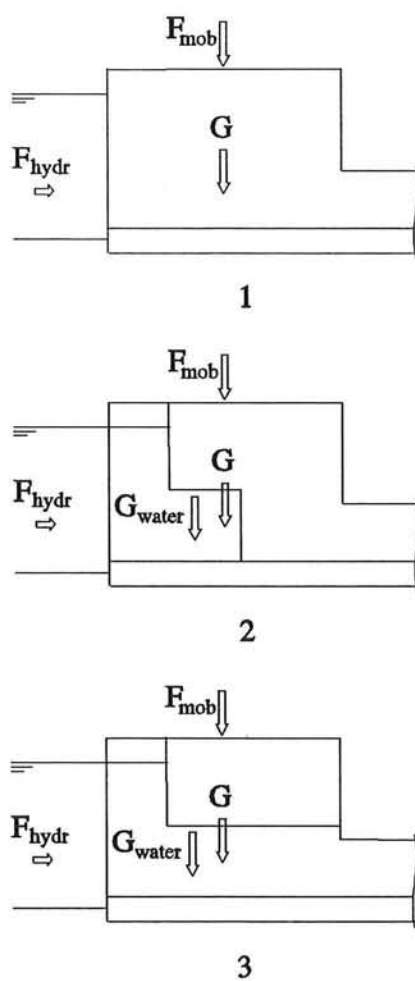
Het gewicht van de inlaatconstructie is dus voldoende om weerstand te bieden tegen afschuiving.

Kantelen inlaatconstructie

De resultante van de horizontale en verticale krachten moet binnen de kern van het grondvlak van de inlaatconstructie liggen (zie figuur J.2).

Het maatgevende belastinggeval bij de berekening van de constructie op kantelen is als volgt:

- maximale waterstand in Julianakanaal, NAP+32,85m
- geen mobiele bovenbelasting
- maximale benedenwaterstand, NAP+22,59m (dit is de waterstand bij het uitlaatpunt in de Maas bij $Q_0 = 3000 \text{ m}^3/\text{s}$)
- de inlaatconstructie is drooggezet voor reparatie, het gewicht van het water tussen de neus van de pijler en de schotbalken is verwaarloosd



Figuur J.3 Belastinggevallen bij bepaling grootte korreldruk

(dit water heeft een positieve uitwerking op de weerstand tegen kantelen)

De grootte van de krachten op de inlaatconstructie zijn als volgt:

$F_{\text{hydr}} = 9.170 \text{ kN}$ (zie afschuiving inlaatconstructie)

$G = 50.110 \text{ kN}$ (zie afschuiving inlaatconstructie)

$F_{\text{opw}} = 9.750 \text{ kN}$ (zie afschuiving inlaatconstructie)

De resultanten van deze krachten hebben de volgende grootte:

$\Sigma H = F_{\text{hydr}} = 9.170 \text{ kN}$

$\Sigma V = G - F_{\text{opw}} = 40.360 \text{ kN}$

$R = 41.389 \text{ kN}$

De hoek δ die de resultante R met de verticaal maakt is 13° . De resultante snijdt de bodemlijn op een afstand van 10,69 m vanaf het begin van de inlaatconstructie. Dit is 0,99 m vanaf de hartlijn van de inlaatconstructie op 9,7 m vanaf het begin van de inlaatconstructie. De resultante ligt binnen de kern van het grondvlak en er wordt dus ook aan deze eis voldaan.

Korrel druk

De verticale korrelspanningen in de bodem moeten beneden de toelaatbare waarde blijven.

Voor de berekening van de korrelspanning wordt de volgende vergelijking gebruikt.

$$\sigma_k = \frac{\Sigma V}{l} + \frac{\Sigma V * e_v}{\frac{1}{6} * l^2} + \frac{\Sigma H * e_h}{\frac{1}{6} * l^2} \quad (\text{J.7})$$

met σ_k = korrelspanning (N/mm^2)
 ΣV = resultante verticale krachten (N)
 l = lengte inlaatconstructie = 19.400 mm
 e_v = arm verticale resultante (mm) (zie figuur J.2)
 ΣH = resultante horizontale krachten (N)
 e_h = arm horizontale resultante (mm) (zie figuur J.2)

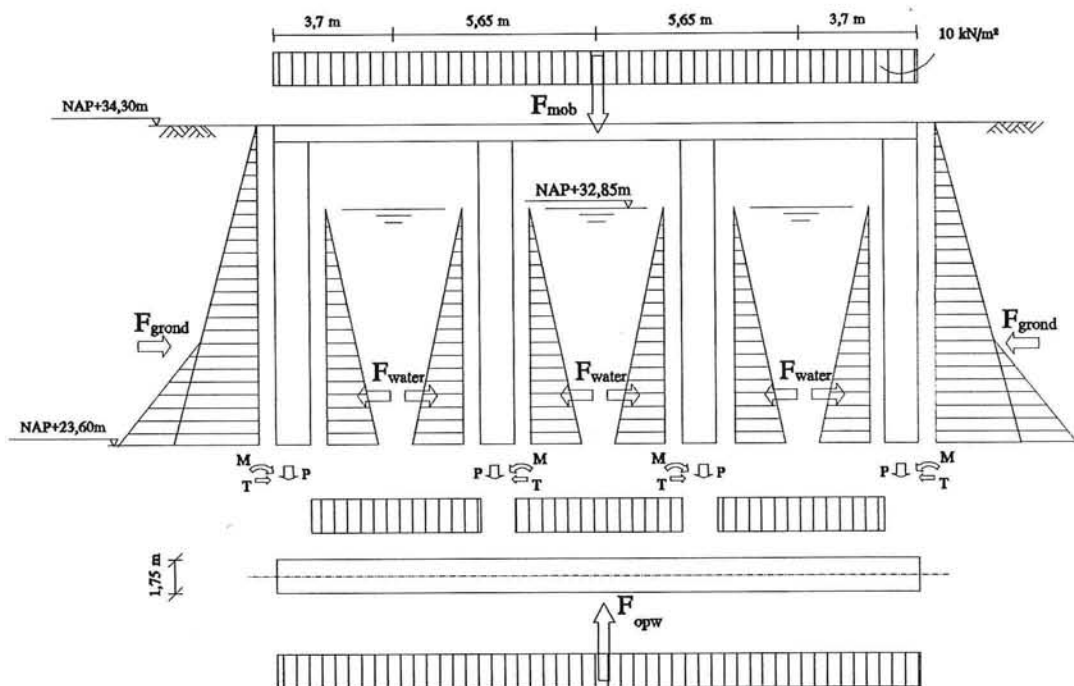
De korreldruk is berekend voor drie belastinggevallen (zie figuur J.3):

Belastinggeval 1:

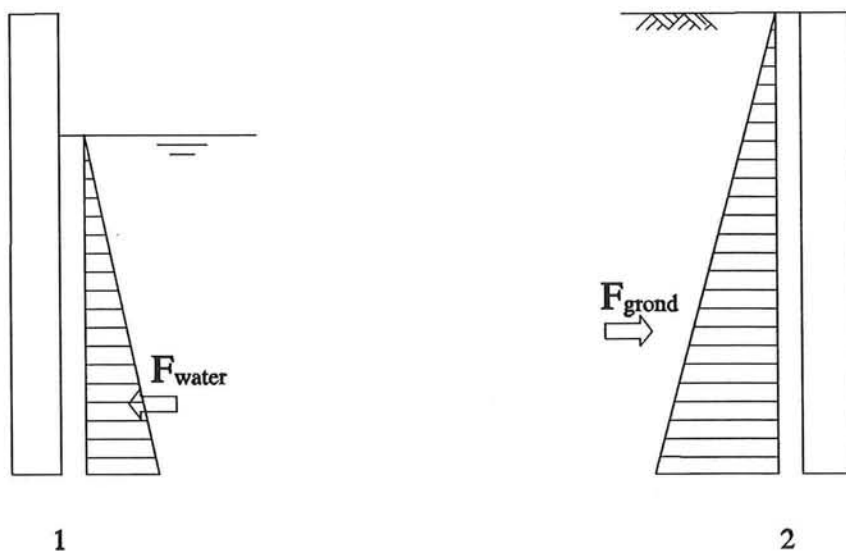
- maximale waterstand in Julianakanaal, NAP+32,85m
- mobiele bovenbelasting van 10 kN/m^2
- minimale benedenwaterstand, NAP+20,90m, zodat er geen opwaartse druk op de inlaatconstructie werkt
- de noodafsluitmiddelen van de inlaatconstructie zijn gesloten en er bevindt zich dus geen water in de inlaatconstructie. Ook het gewicht van het water benedenstrooms van de noodafsluitmiddelen is verwaarloosd.

Belastinggeval 2:

- maximale waterstand in Julianakanaal, NAP+32,85m
- mobiele bovenbelasting van 10 kN/m^2
- minimale benedenwaterstand, NAP+20,90m, zodat er geen opwaartse druk op de inlaatconstructie werkt
- de afsluitmiddelen van de inlaatconstructie zijn gesloten. Er bevindt zich water in de inlaatconstructie over een lengte van 11,4 m. Hiervan



Figuur J.4 Krachtswerking op pijlers en vloer van de inlaatconstructie



Figuur J.5 Mogelijke belastinggevallen pijler

heeft het water over 6,9 m een niveau van NAP+32,85m en over de resterende 4,5 m bevindt het water zich tot aan de bovenzijde van de inlaatopeningen op NAP+28,90m.

Belastinggeval 3:

- maximale waterstand in Julianakanaal, NAP+32,85m
- mobiele bovenbelasting van 10 kN/m²
- minimale benedenwaterstand, NAP+20,90m, zodat er geen opwaartse druk op de inlaatconstructie werkt
- de noodafsluitmiddelen en de afsluitmiddelen zijn geopend zodat zich over een lengte van 19,4 m water in de inlaatconstructie bevindt. Het water heeft over 6,9 m een niveau van NAP+32,85m en over 12,5 m bevindt de bovenzijde van het water zich tot de bovenzijde van de afsluitopeningen op NAP+28,90 m. De hydrostatische tegendruk wordt verwaarloosd. Deze verkleint de korrelspanning.

De grootte van de krachten op de inlaatconstructie zijn als volgt:

Belastinggeval 1:

$$F_{\text{hydr}} = 9.170 \text{ kN (zie afschuiving inlaatconstructie)}$$

$$G = 50.110 \text{ kN (zie afschuiving inlaatconstructie)}$$

$$F_{\text{mob}} = 19,4 \cdot 18,7 \cdot 10 = 3.630 \text{ kN}$$

$$\Sigma H = F_{\text{hydr}} = 9.170 \text{ kN}$$

$$\Sigma V = G + F_{\text{mob}} = 53.740 \text{ kN}$$

$$e_h = 4,33 \text{ m}$$

$$e_v = 0,00 \text{ m}$$

$$\sigma_k = 3,40 \text{ N/mm}^2$$

Belastinggeval 2:

$$F_{\text{hydr}} = 9.170 \text{ kN (zie afschuiving inlaatconstructie)}$$

$$G = 50.110 \text{ kN (zie afschuiving inlaatconstructie)}$$

$$F_{\text{mob}} = 3.630 \text{ kN}$$

$$G_{\text{water}} = (6,9 \cdot (32,85 - 23,60) + 4,5 \cdot (28,90 - 23,60)) \cdot 1000 \cdot 9,81 \cdot 3 \cdot 3,9 / 1000 \\ = 10.060 \text{ kN}$$

$$\Sigma H = F_{\text{hydr}} = 9.170 \text{ kN}$$

$$\Sigma V = G + F_{\text{mob}} + G_{\text{water}} = 63.800 \text{ kN}$$

$$e_h = 4,33 \text{ m}$$

$$e_v = -1,04 \text{ m}$$

$$\sigma_k = 2,87 \text{ N/mm}^2$$

Belastinggeval 3:

$$F_{\text{hydr}} = 9.170 \text{ kN (zie afschuiving inlaatconstructie)}$$

$$G = 50.110 \text{ kN (zie afschuiving inlaatconstructie)}$$

$$F_{\text{mob}} = 3.630 \text{ kN}$$

$$G_{\text{water}} = (6,9 \cdot (32,85 - 23,60) + 12,5 \cdot (28,90 - 23,60)) \cdot 1000 \cdot 9,81 \cdot 3 \cdot 3,9 / 1000 \\ = 14.930 \text{ kN}$$

$$\Sigma H = F_{\text{hydr}} = 9.170 \text{ kN}$$

$$\Sigma V = G + F_{\text{mob}} + G_{\text{water}} = 63.670 \text{ kN}$$

$$e_h = 4,33 \text{ m}$$

$$e_v = -1,05 \text{ m}$$

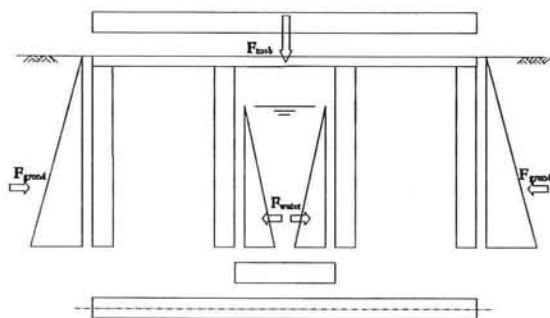
$$\sigma_k = 3,03 \text{ N/mm}^2$$

De maximale korrelspanning treedt op bij belastinggeval 1. De korrelspanning is bij deze situatie 3,40 N/mm². De toelaatbare korrelspanning grondspanning voor grind is ongeveer 5 N/mm². De veiligheid is in dit geval 1,5. Deze veiligheidscoëfficiënt is voldoende.

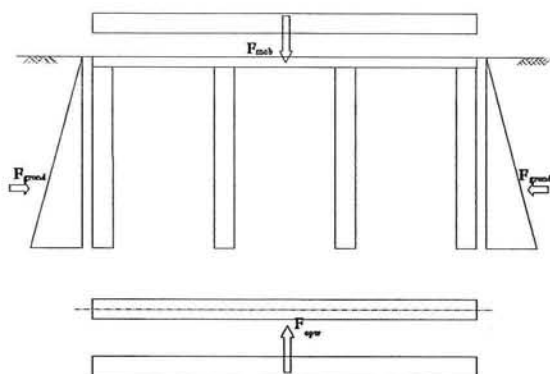
Intern evenwicht pijler

Een pijler wordt belast op afschuiving en op buiging.

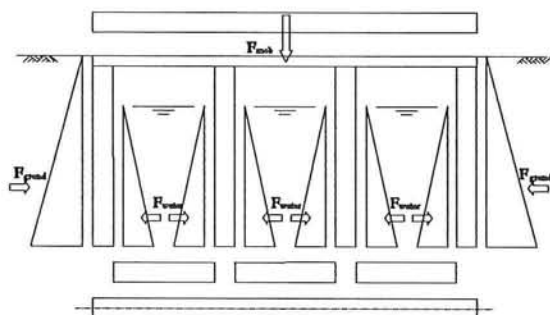
1



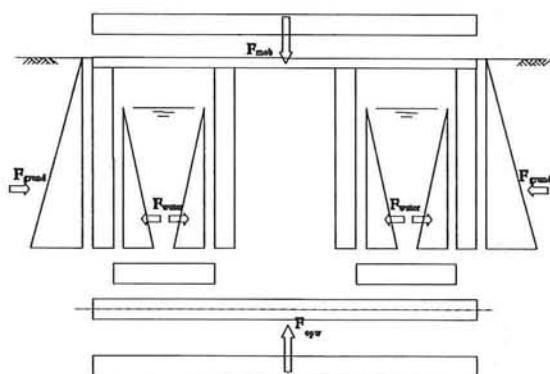
2



3



4



Figuur J.6 Mogelijke belastinggevallen vloer

Bij de controle op het intern evenwicht van de pijler worden twee belastingssituaties onderzocht (zie figuur J.5).

- Belastinggeval 1

Een midden pijler die aan de ene zijde wordt belast door de hydrostatische druk van het water. Het waterniveau is gelijk aan het maximale niveau in het Julianakanaal van NAP+32,85m.

- Belastinggeval 2

Een pijler aan de zijkant van de inlaatconstructie wordt belast door de druk van de grond. Het maaiveld ligt op NAP+34,30m. De extra druk ten gevolge van de grondwaterstand is verwaarloosd.

De krachten op de pijler volgens belastinggeval 1:

$$F_{\text{hydr}} = 0,5 \cdot 1000 \cdot 9,81 \cdot (32,85 - 23,60)^2 / 1000 = 420 \text{ kN/m'}$$

$$T = 420 \text{ kN/m'}$$

$$M = 1/3 \cdot (32,85 - 23,60) \cdot 420 = 1295 \text{ kNm/m'}$$

Bij belastinggeval 2 zijn de kracht op de pijler:

$$F_{\text{grond}} = 0,5 \cdot 0,5 \cdot 18 \cdot (34,30 - 23,60)^2 = 515 \text{ kN/m'}$$

$$T = 515 \text{ kN/m'}$$

$$M = 1/3 \cdot (34,30 - 23,60) \cdot 515 = 1835 \text{ kNm/m'}$$

De maximale dwarskracht en het maximale moment treden op bij belastinggeval 2.

De maximale dwarskracht is 515 kN/m'. De schuifspanning wordt bepaald met de volgende vergelijking:

$$\tau = \frac{V_d \cdot 1000}{b \cdot d} < \tau_1 \quad (\text{J.8})$$

met τ = schuifspanning (N/mm²)

$$V_d = \text{rekenwaarde dwarskracht} = 1,7 \cdot 515 = 875 \text{ kN/m'}$$

$$b = \text{strookbreedte} = 1000 \text{ mm}$$

$$d = \text{nuttige hoogte van de betondoorsnede (mm)}$$

$$\tau_1 = \text{toelaatbare schuifspanning} = 0,45 \text{ N/mm}^2 \text{ voor B25}$$

De nuttige hoogte van de betondoorsnede is de hoogte van de betondoorsnede verminderd met de dekking. Voor de dekking is een waarde aangenomen van 30 mm. In dit geval is aan twee zijden wapening aangebracht en is de nuttige hoogte van de betondoorsnede 1690 mm.

De schuifspanning is 0,52 N/mm² en dit is ontoelaatbaar. De onderzijde van de pijler wordt dikker gemaakt, zodat de nuttige hoogte aan de onderzijde van de pijler groter wordt. Aan de onderzijde heeft de pijler een breedte van 2,0 m. De nuttige hoogte van de betondoorsnede d is dan 1940 mm en de schuifspanning 0,45 N/mm².

De dwarskracht is 0,7 m boven de onderzijde 765 kN. De schuifspanning is dan 0,45 N/mm² bij een pijlerdikte van 1,75 m. Vanaf hier gaat de dikte van de pijler geleidelijk over naar 2,0 m aan de onderzijde (zie bijlage N).

Het maximaal moment is 1835 kNm/m'. De rekenwaarde van het moment M_d is 3120 kNm/m'. Voor de andere gebruikte waarden geldt: $b=1000$ mm, $d=1690$ mm, $f_{cd}=15$ N/mm² voor B25. $M_d/(b \cdot d^2 \cdot f_{cd})$ heeft een waarde van 73 en met behulp van tabel J.2 volgt dan dat het wapeningspercentage ongeveer 0,26% is.

Tabel J.1 Grootte van belastingen, maximale momenten en maximale dwarskrachten voor vier belastingsituaties van de vloer

	Belasting- geval 1	Belasting- geval 2	Belasting- geval 3	Belasting- geval 4
Belasting pijlers				
Middenpijler				
F_{mob} (kN/m')	55	55	55	55
G (kN/m')	450	450	450	450
ΣF_{hydr} (kN/m')	420	0	0	-420
Zijpijler				
F_{mob} (kN/m')	35	35	35	35
G (kN/m')	450	450	450	450
F_{grond} (kN/m')	515	515	515	515
F_{hydr} (kN/m')	0	0	420	420
Vloerbelasting				
P_{midden} (kN/m')	505	505	505	505
T_{midden} (kN/m')	420	0	0	-420
M_{midden} (kNm/m')	1665	0	0	-1665
P_{zij} (kN/m')	485	485	485	485
T_{zij} (kN/m')	515	515	95	95
M_{zij} (kNm/m')	2280	2280	625	625
q_{water} (kN/m/m')	90	0	90	90
e.g. (kN/m/m')	42	42	42	42
q_{opw} (kN/m/m')	0	27	0	27
Momenten				
Maximaal (kNm)	63	41	212	195
Minimaal (kNm)	-2033	-2429	-452	-2776
Dwarskrachten				
Maximaal (kN)	376	392	343	405
Minimaal (kN)	-376	-392	-343	-405

Intern evenwicht vloer

Voor de belasting van de vloer wordt verwezen naar figuur J.4.

De vloer is gecontroleerd voor vier belastinggevallen (zie figuur J.6):

Belastinggeval 1:

- mobiele bovenbelasting van 10 kN/m^2
- de middelste inlaatopening is geopend en de beide andere inlaatopeningen zijn drooggezet
- de waterstand in de inlaatconstructie is gelijk aan de maximale waterstand in het Julianakanaal, NAP+32,85m
- de grondwaterstand is minimaal en er wordt geen opwaartse druk uitgeoefend op de vloer

Belastinggeval 2:

- mobiele bovenbelasting van 10 kN/m^2
- alle inlaatopeningen zijn drooggezet
- de grondwaterstand is maximaal en heeft een niveau van NAP+24,59m

Belastinggeval 3:

- mobiele bovenbelasting van 10 kN/m^2
- alle inlaatopeningen zijn geopend
- de waterstand in de inlaatconstructie is gelijk aan de maximale waterstand in het Julianakanaal, NAP+32,85m
- de grondwaterstand is minimaal en er wordt geen opwaartse druk uitgeoefend op de vloer

Belastinggeval 4:

- mobiele bovenbelasting van 10 kN/m^2
- de inlaatopeningen aan de zijkanten zijn geopend en de middelste inlaatopening is drooggezet
- de waterstand in de inlaatconstructie is gelijk aan de maximale waterstand in het Julianakanaal, NAP+32,85m
- de grondwaterstand is maximaal en heeft een niveau van NAP+24,59m

Voor de grootte van de berekende belastingen en maximale momenten en dwarskrachten wordt verwezen naar tabel J.1.

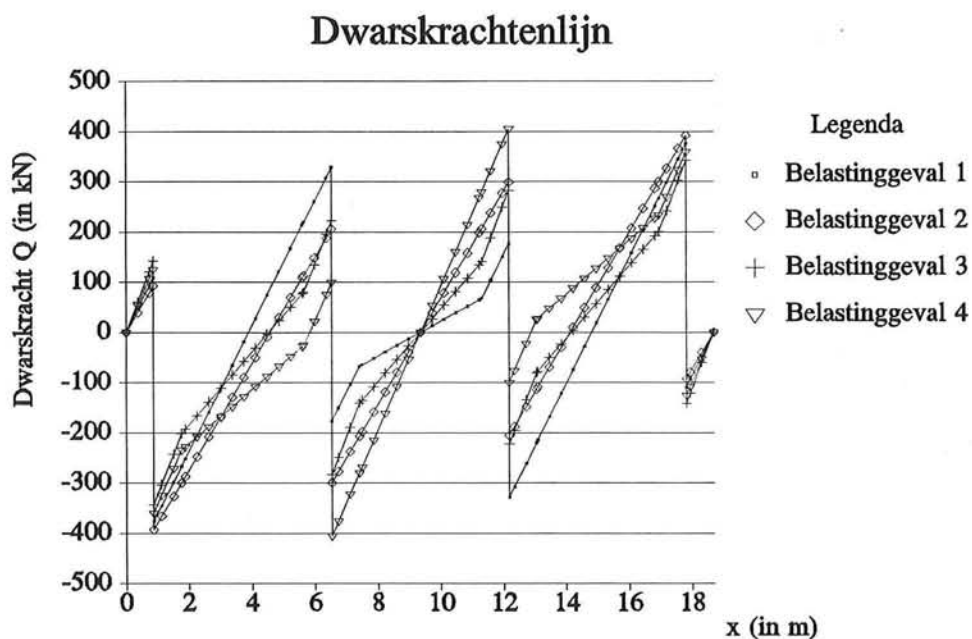
Voor de dwarskrachten- en momentenlijn wordt verwezen naar de figuren J.7 en J.8.

De maximale dwarskracht en het minimale moment treden op bij belastinggeval 4. De maximale dwarskracht in de vloer is 405 kN/m' en het minimale moment in de vloer is 2776 kNm/m' .

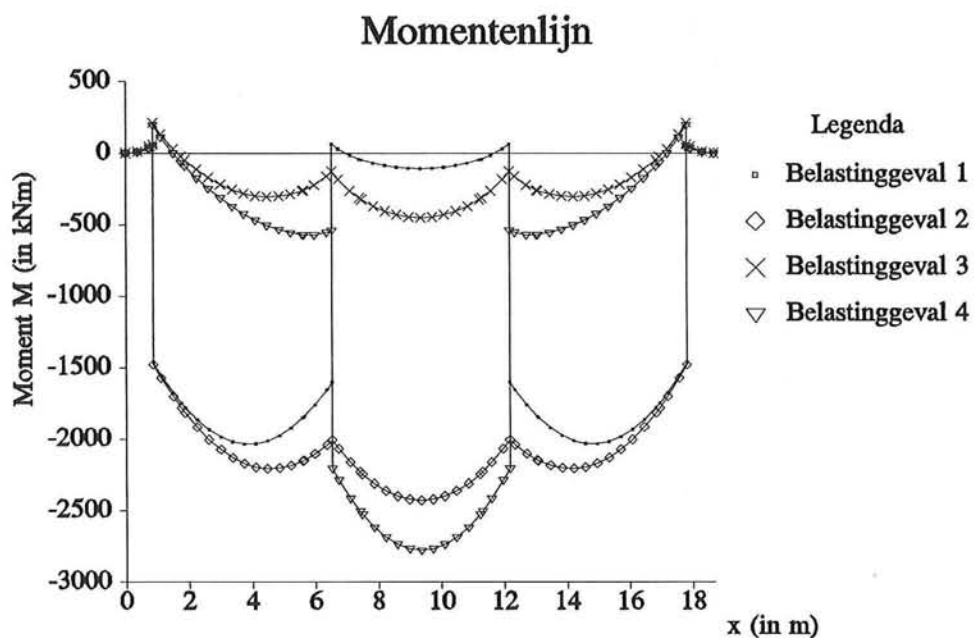
De rekenbelasting voor de dwarskracht is 690 kN . De schuifspanning in de vloer is dan volgens vergelijking (J.8) $0,41 \text{ N/mm}^2$. Deze waarde is kleiner dan de toelaatbare schuifspanning en dus is geen dwarskrachtwapening benodigd.

De rekenbelasting voor het moment is 4720 kNm/m' . Voor $M_d/(b \cdot d^2 \cdot f_{cd})$ volgt dan dat deze gelijk is aan 110.

Voor de wapening volgt dan via tabel J.1 dat deze gelijk moet zijn aan 0,40%.



Figuur J.7 Dwarskrachtenlijn van de vloer van de inlaatconstructie



Figuur J.8 Momentenlijn van de vloer van de inlaatconstructie

Tabel J.2 Wapeningspercentages voor rechthoekige betondoorsneden, gewapend met staal FeB 500 HWL

$M_d / (b \cdot d^2 \cdot f_{cd})^{(1)}$	Wapeningspercentage (%)				
	B25	B35	B45	B55	B65
10	0,03	0,05	0,06	0,08	0,09
20	0,07	0,10	0,13	0,15	0,18
30	0,10	0,15	0,19	0,23	0,27
40	0,14	0,20	0,25	0,31	0,37
50	0,18	0,25	0,32	0,39	0,46
60	0,21	0,30	0,39	0,47	0,56
70	0,25	0,35	0,45	0,55	0,66
80	0,29	0,41	0,52	0,64	0,75
90	0,33	0,46	0,59	0,72	0,85
100	0,37	0,51	0,66	0,81	0,95
110	0,40	0,56	0,73	0,89	1,05
120	0,44	0,62	0,80	0,98	1,16
130	0,48	0,68	0,87	1,06	1,26
140	0,52	0,73	0,94	1,15	1,36
150	0,57	0,79	1,02	1,24	1,47
160	0,61	0,85	1,09	1,34	1,58
170	0,65	0,91	1,17	1,43	1,69
180	0,69	0,97	1,25	1,53	1,80
190	0,74	1,03	1,33	1,62	1,92
200	0,78	1,10	1,41	1,72	2,04
210	0,83	1,16	1,49	1,82	2,16
220	0,87	1,22	1,57	1,92	2,27
230	0,92	1,29	1,66	2,03	2,39
240	0,97	1,35	1,75	2,13	2,52
250	1,02	1,43	1,83	2,24	2,64
260	1,07	1,50	1,93	2,35	2,78
270	1,12	1,57	2,02	2,47	2,91
280	1,17	1,64	2,11	2,58	3,05
290	1,23	1,72	2,21	2,70	3,19
300	1,28	1,80	2,31	2,82	3,34
310	1,34	1,87	2,41	2,94	3,48
320	1,40	1,96	2,51	3,07	3,63

⁽¹⁾ De volgende symbolen en eenheden worden gebruikt:
 M_d = rekenwaarde moment (kNm)
 b = strookbreedte (m)
 d = nuttige hoogte betondoorsnede (m)
 f_{cd} = druksterkte (N/mm²)

Tabel K.1 Berekening jaarlijkse energie-opbrengst voor waterkrachtcentrale bij Maasbracht aan de hand van de turbinediameter en het toerental

Q_0 (m ³ /s)	Over- schrij- ding (dagen)	Q_{wkc} (m ³ /s)	Water- stand uitlaat (m+NAP)	H_n (m)	Vermogen (MW)	Energie (GWh)
0	365,3	20,90	20,90	11,55	0,00	
10	351,1	20,92	20,92	11,53	0,00	0,00
40	308,6	20,92	20,92	11,53	1,25	0,64
80	253,8	20,98	20,98	11,47	1,25	1,64
130	197,1	21,07	21,07	11,38	1,25	1,70
230	122,5	21,23	21,23	11,22	1,25	2,24
430	57,4	21,45	21,45	11,00	1,25	1,95
630	27,1	21,66	21,66	10,79	1,24	0,91
830	13,9	21,86	21,86	10,59	1,24	0,39
1235	3,7	22,28	22,28	10,17	1,23	0,30
1500	1,2	22,71	22,71	9,74	0,00	0,04
2000	0,14	23,43	23,43	9,02	0,00	0,00
2500	0,04	24,03	24,03	8,42	0,00	0,00
3000	0,00	24,59	24,59	7,86	0,00	0,00
Energie-opbrengst per jaar:					19,6 GWh	

Bijlage K

Energie-opbrengst en cavitatie

De afmetingen van de turbines zijn vastgesteld in §9.4.

Voor de diameter geldt: $D_r = 1,6 \text{ m}$

Voor het toerental geldt: $n = 300 \text{ omw/min}$

De berekening van de jaarlijkse energie-opbrengst van de waterkrachtcentrale is als volgt uitgevoerd (Schweiger en Grigori, [25]):

$$K_u = \frac{D_r * \pi * n}{60 * \sqrt{2 * g * H_n}} \quad (\text{K.1})$$

$$n_q = \begin{cases} \frac{K_u - 0,9801}{0,00391} & \text{voor } P < 2 \text{ MW} \\ \frac{K_u - 0,8434}{0,00456} & \text{voor } P > 2 \text{ MW} * \end{cases} \quad (\text{K.2})$$

$$Q_{tur} = \left(\frac{n_q * H_n^{0,75}}{n} \right)^2 \quad (\text{K.3})$$

$$P = 8 * Q_{tur} * H_n \quad (\text{K.4})$$

$$E_{i,i+1} = \frac{P_i + P_{i+1}}{2} * (T_{i+1} - T_i) * 24 \quad (\text{K.5})$$

$$E_{tot} = 2 * E \quad (\text{K.6})$$

met K_u = snelheidscoëfficiënt
 D_r = turbinediameter = 1,6 m
 g = versnelling zwaartekracht = 9,81 m/s²
 n = toerental = 300 omw/min
 H_n = netto valhoogte (m)
 n_q = specifieke toerental
 P = vermogen (kW)
 Q_{tur} = debiet door één turbine (m³/s)
 Q_{wkc} = debiet door waterkrachtcentrale (m³/s)
 $E_{i,i+1}$ = energie-opbrengst van één turbine in periode i tot i+1 (kWh)
 T = overschrijding van een debiet (dagen)
 E_{tot} = energie-opbrengst van waterkrachtcentrale (kWh)

Het opgewekte vermogen is kleiner dan 2 MW. Bij formule (K.2) wordt de vergelijking gebruikt met het teken *.

Voor de berekening van de energie-opbrengst wordt verwezen naar tabel K.1

Tabel K.2 Jaarlijkse energie-opbrengst bij een vervalverlies van 0,3 m en een toerental n van 299 omw/min

Q_0 (m ³ /s)	Over- schrij- ding (dagen)	Q_{wkc} (m ³ /s)	Water- stand uitlaat (m+NAP)	H_n (m)	Vermogen (MW)	Energie (GWh)
0	365,3	0,0	20,90	11,45	0,00	
10	351,1	0,0	20,92	11,43	0,00	0,00
40	308,6	13,6	20,92	11,43	1,24	0,63
80	253,8	13,6	20,98	11,37	1,24	1,63
130	197,1	13,7	21,07	11,28	1,24	1,69
230	122,5	13,9	21,23	11,12	1,24	2,22
430	57,4	14,1	21,45	10,90	1,23	1,93
630	27,1	14,4	21,66	10,69	1,23	0,89
830	13,9	14,6	21,86	10,49	1,23	0,39
1235	3,7	15,0	22,28	10,07	1,21	0,30
1500	1,2	0,0	22,71	9,64	0,00	0,04
2000	0,14	0,0	23,43	8,92	0,00	0,00
2500	0,04	0,0	24,03	8,32	0,00	0,00
3000	0,00	0,0	24,59	7,76	0,00	0,00
Energie-opbrengst per jaar:					19,4 GWh	

Tabel K.3 Jaarlijkse energie-opbrengst bij een vervalverlies van 0,5 m en een toerental n van 297 omw/min

Q_0 (m ³ /s)	Over- schrij- ding (dagen)	Q_{wkc} (m ³ /s)	Water- stand uitlaat (m+NAP)	H_n (m)	Vermogen (MW)	Energie (GWh)
0	365,3	0,0	20,90	11,25	0,00	
10	351,1	0,0	20,92	11,23	0,00	0,00
40	308,6	13,5	20,92	11,23	1,21	0,62
80	253,8	13,6	20,98	11,17	1,22	1,60
130	197,1	13,7	21,07	11,08	1,21	1,65
230	122,5	13,9	21,23	10,92	1,21	2,17
430	57,4	14,1	21,45	10,70	1,21	1,89
630	27,1	14,3	21,66	10,49	1,20	0,88
830	13,9	14,6	21,86	10,29	1,20	0,38
1235	3,7	15,0	22,28	9,87	1,18	0,29
1500	1,2	0,0	22,71	9,44	0,00	0,04
2000	0,14	0,0	23,43	8,72	0,00	0,00
2500	0,04	0,0	24,03	8,12	0,00	0,00
3000	0,00	0,0	24,59	7,56	0,00	0,00
Energie-opbrengst per jaar:					19,0 GWh	

De ligging van de waaiers van de turbine is als volgt bepaald (Lugaresi en Massa, [17]):

$$n_q = \begin{cases} \left(\frac{255.00}{H_n} \right)^{\frac{1}{2}} & \text{voor } P < 0,5 \text{ MW} \\ \left(\frac{355.000}{H_n} \right)^{\frac{1}{2}} & \text{voor } 0,5 \text{ MW} < P < 1 \text{ MW} \\ \left(\frac{455.000}{H_n} \right)^{\frac{1}{2}} & \text{voor } 1 \text{ MW} < P < 2 \text{ MW} \quad * \\ \left(\frac{920.650}{H_n} \right)^{\frac{1}{2,058}} & \text{voor } P > 2 \text{ MW} \end{cases} \quad (K.7)$$

$$\sigma_c = 1,6 * 10^{-4} * n_q^{1,625} \quad (K.8)$$

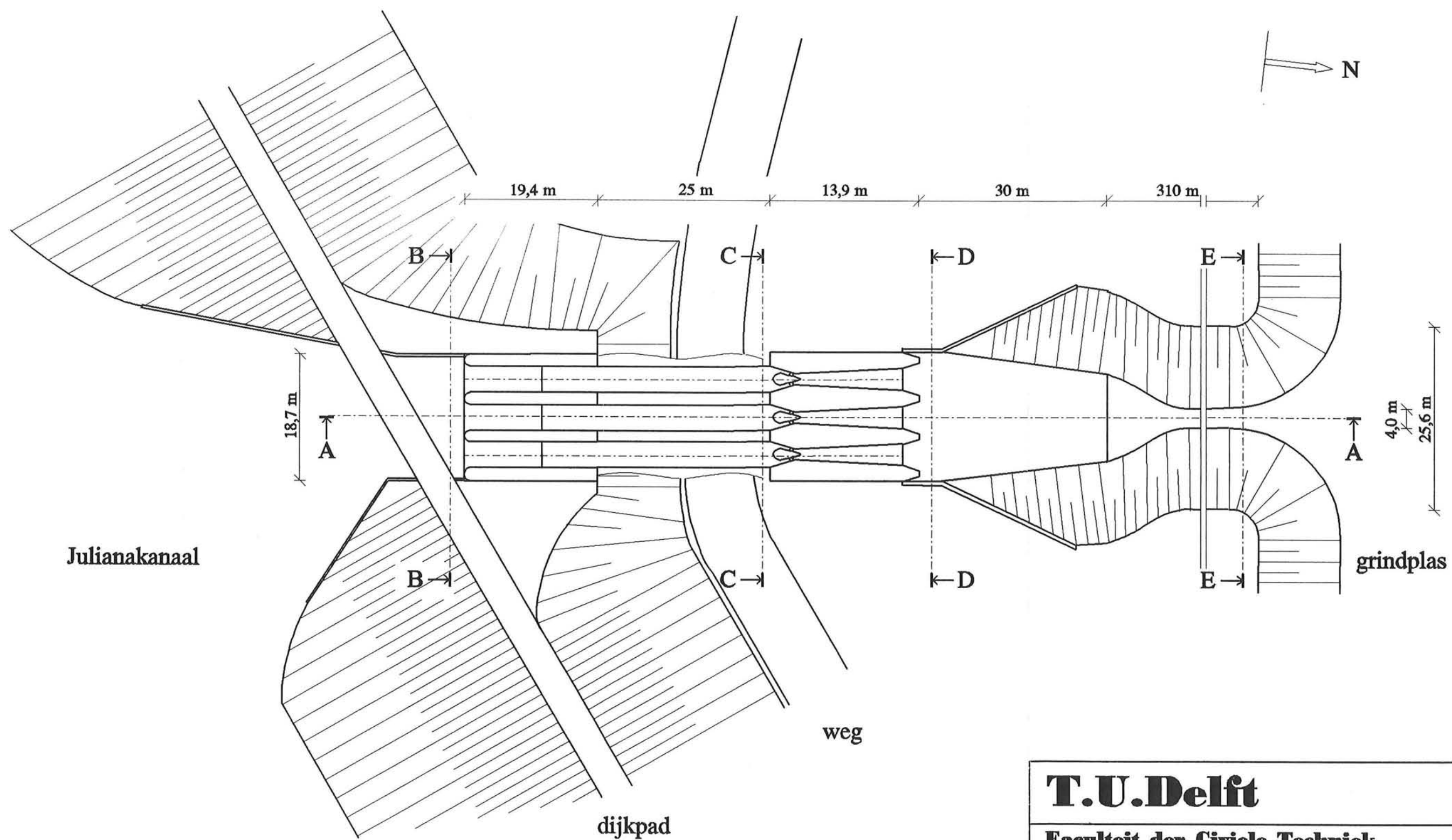
$$H_s \leq H_b - \sigma_c * H_n \quad (K.9)$$

met n_q = specifieke toerental
 H_n = netto beschikbare valhoogte (m)
 σ_c = cavitatie-coëfficiënt
 H_s = hoogte van bovenste waaierblad boven de benedenwaterstand (m)
 H_b = barometrische druk = 10 mwk

Het opgewekt vermogen varieert tussen 1,0 MW en 2,0 MW. Bij formule (K.7) wordt de vergelijking gebruikt met het teken *.
 Voor de berekening van de diepteligging wordt verwezen naar tabel K.4. Het hoogste niveau waarop de as van de turbine mag komen te liggen is in de tabel vet weergegeven.

Tabel K.4 Bepaling maximaal niveau as turbine ter voorkoming van cavitatie

Q_0 (m ³ /s)	H_n (m)	Q_{3wkc} (m ³ /s)	n_q	σ_c	H_s (m)	Niveau as turbine (m+NAP)
0	11,55	0,0	0,0	0,000	10,00	30,10
10	11,53	0,0	0,0	0,000	10,00	30,12
40	11,53	13,6	176,8	0,718	1,72	21,84
80	11,47	13,6	177,5	0,723	1,71	21,89
130	11,38	13,7	179,2	0,734	1,65	21,92
230	11,22	13,9	182,4	0,756	1,52	21,95
430	11,00	14,2	187,2	0,788	1,33	21,98
630	10,79	14,4	191,2	0,816	1,20	22,06
830	10,59	14,6	195,3	0,844	1,06	22,12
1235	10,17	15,1	204,7	0,911	0,74	22,22
1500	9,74	0,0	0,0	0,000	10,00	31,91
2000	9,02	0,0	0,0	0,000	10,00	32,63
2500	8,42	0,0	0,0	0,000	10,00	33,23
3000	7,86	0,0	0,0	0,000	10,00	33,79
Maximaal niveau as van de turbine						NAP+21,84m



T.U.Delft

Faculteit der Civiele Techniek

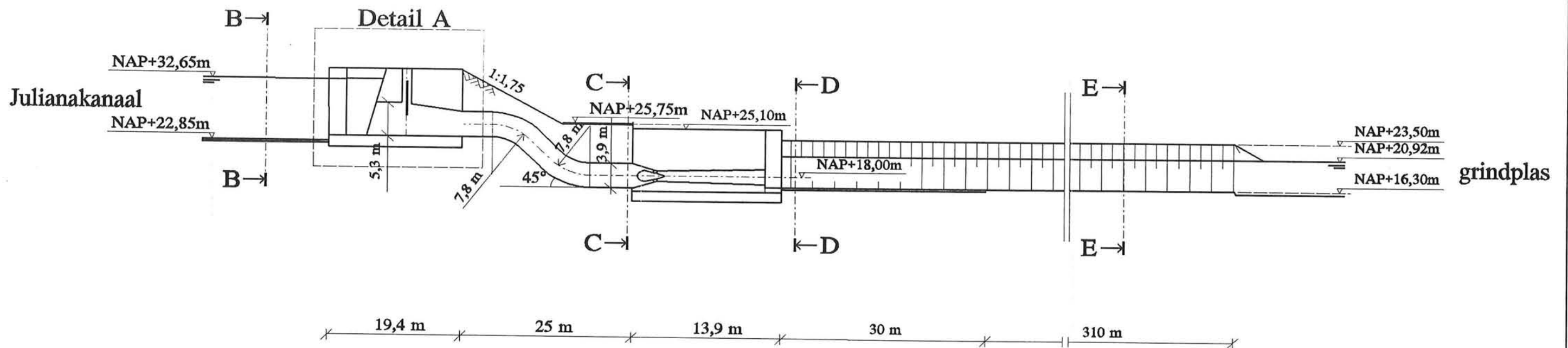
Bovenaanzicht

datum: 16-01-1995

getekend door: C.W.Visser

Bijlage L

schaal: 1:600



Doorsnede A-A

T.U.Delft

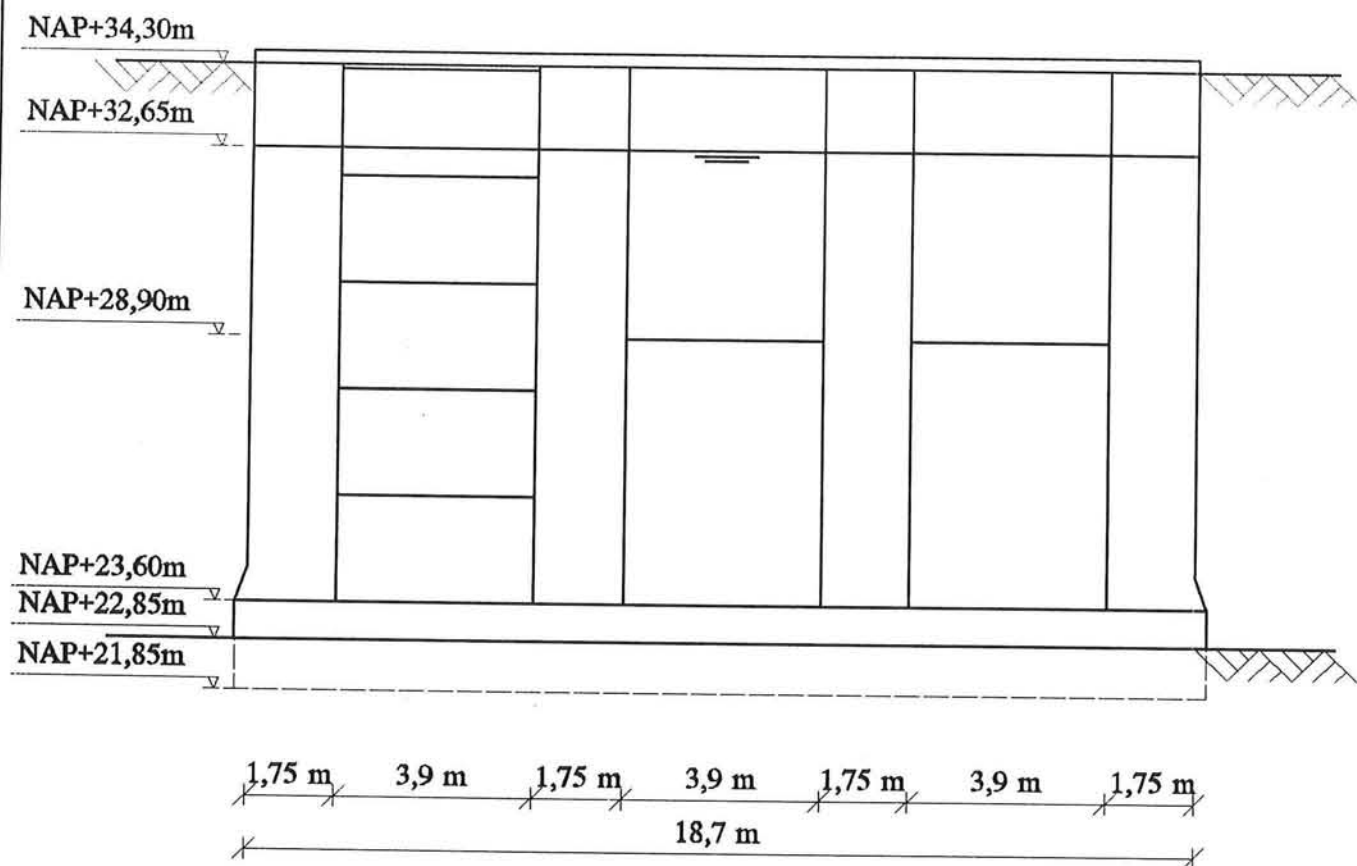
Faculteit der Civiele Techniek

Doorsnede A-A

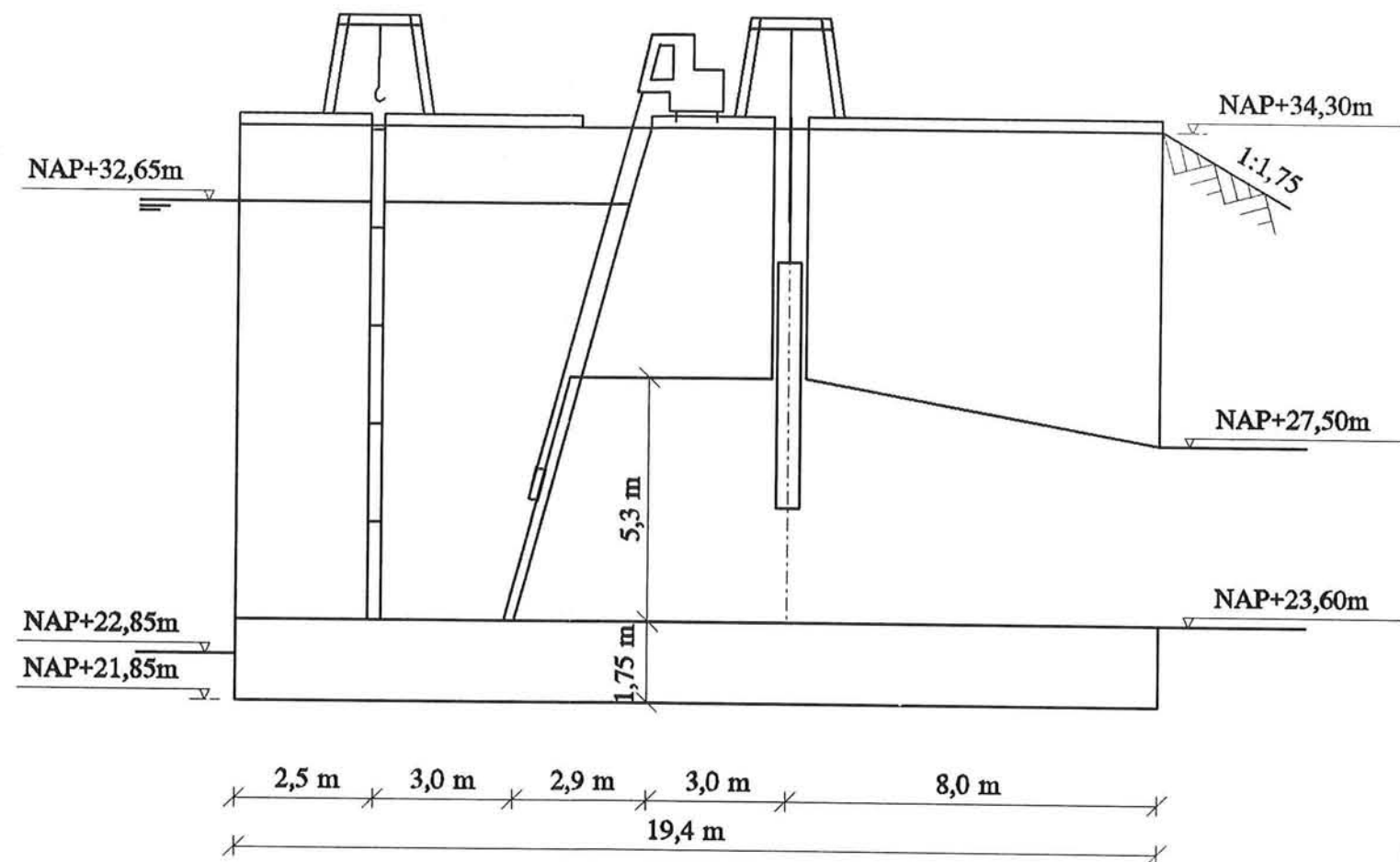
datum: 16-01-1995
getekend door: C.W.Visser

Bijlage M

horizontale schaal: 1:600
verticale schaal: 1:600



Doorsnede B-B



Detail A

T.U.Delft

Faculteit der Civiele Techniek

**Doorsnede B-B
en detail A**

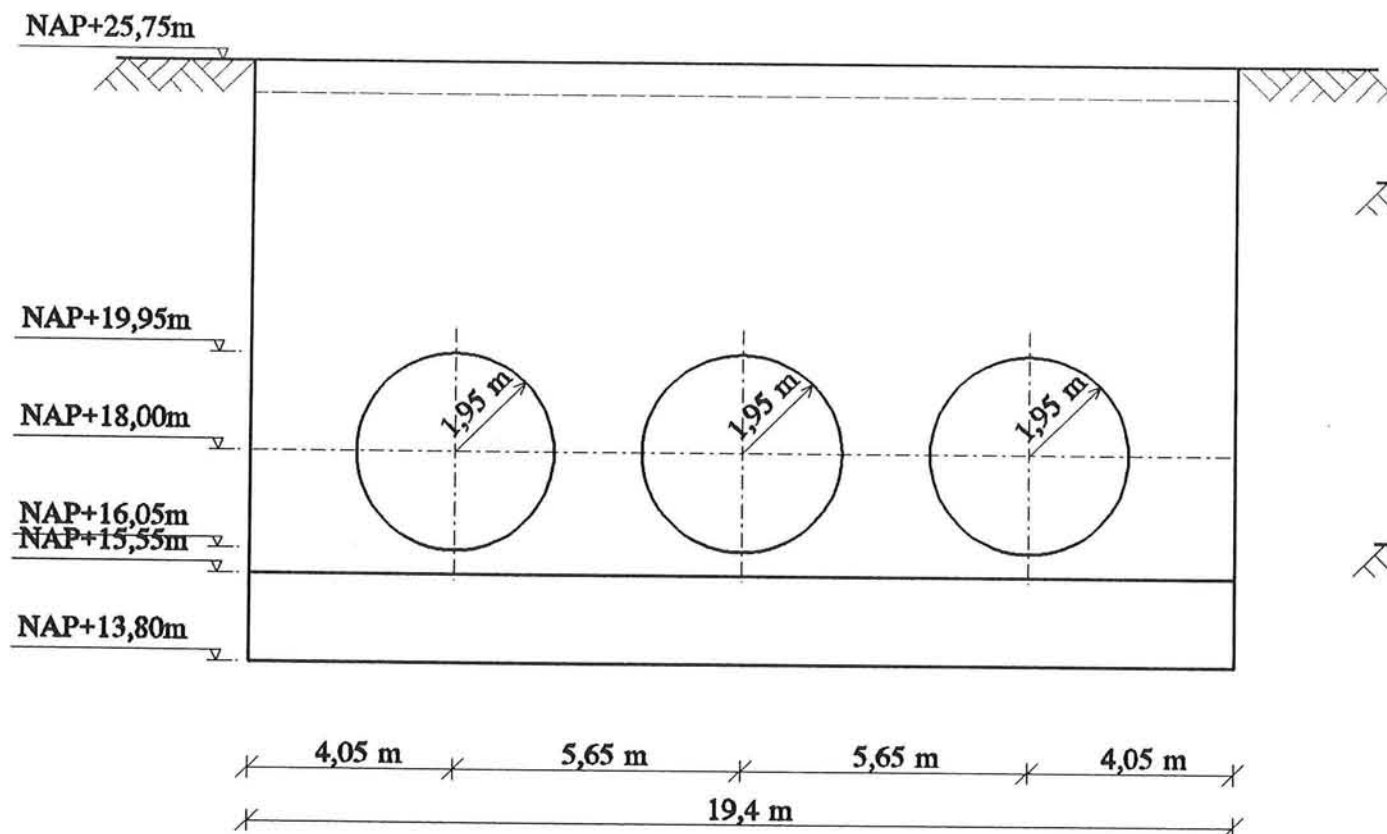
datum: 16-01-1995

getekend door: C.W.Visser

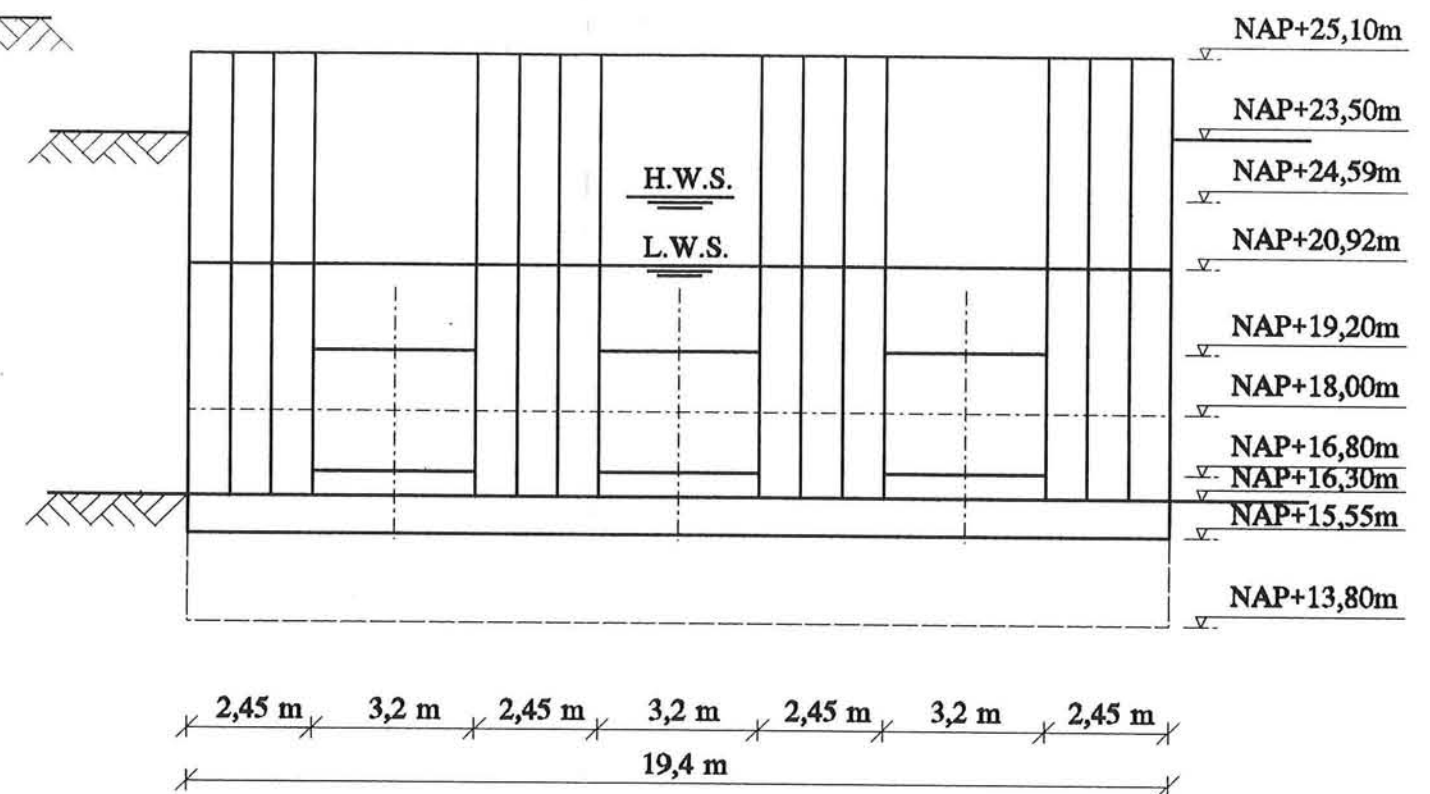
Bijlage N

horizontale schaal: 1:150

verticale schaal: 1:150



Doorsnede C-C



Doorsnede D-D

T.U.Delft

Faculteit der Civiele Techniek

**Doorsnede C-C
en D-D**

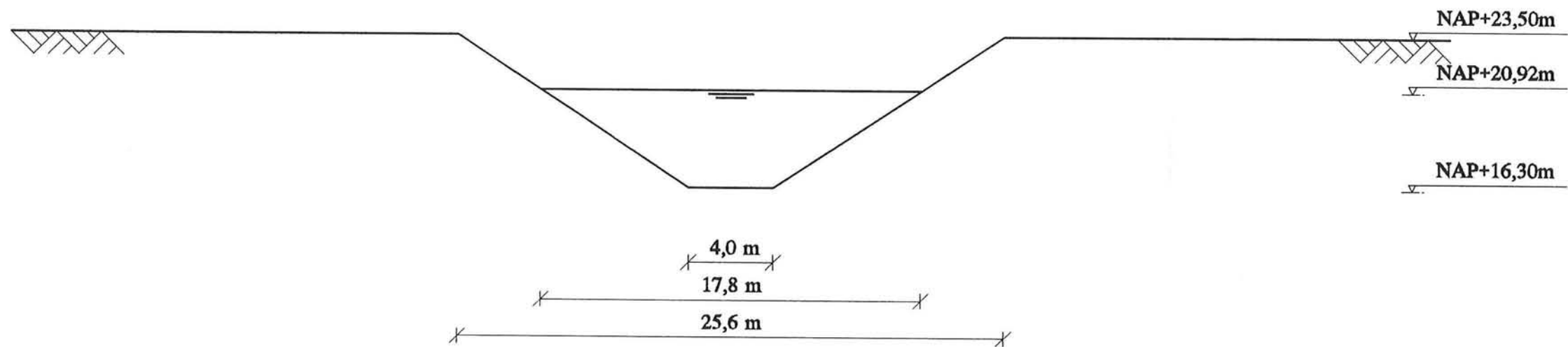
datum: 16-01-1995

getekend door: C.W.Visser

Bijlage 0

horizontale schaal: 1:150

verticale schaal: 1:150



Doorsnede E-E

T.U.Delft	
Faculteit der Civiele Techniek	
Doorsnede E-E	datum: 16-01-1995
	getekend door: C.W.Visser
Bijlage P	horizontale schaal: 1:250
	verticale schaal: 1:250

- [1] D'Angremond, K.
Collegedictaat F3 Waterbouwkunde
T.U. Delft, Delft, 1990
- [2] Berger, H.E.J.
Flow forecasting for the river Meuse
Delft, 1992
- [3] Bouma, A.L.
Mechanica van constructies: Elastostatica van slanke structuren
Delft, 1989
- [4] Bouvard, Maurice
Mobile barrages and intakes on sediment transporting rivers
Balkema, Rotterdam, 1984
- [5] Bouwmeester, J
Collegedictaat F12 Binnenscheepvaart en scheepvaartwegen
T.U. Delft, Delft, 1987
- [6] Brouwer, R
Collegedictaat F18 Irrigatie
T.U.Delft, Delft, 1992
- [7] Chow, Ven Te
Open-Channel Hydraulics
McGraw-Hill, New-York, 1959
- [8] Commissie voor hydrologisch onderzoek TNO
Het hydrologisch systeem in het grensgebied Luik-Maasbracht;
Onderzoeksresultaten 1985-1990
Commissie voor Hydrologisch Onderzoek TNO, Delft, 1991
- [9] Commissie voor vaarwegbeheerders
Richtlijnen voor de afmetingen en de vormgeving van de CEMT-
klassen I t/m IV
Commissie voor vaarwegbeheerders, Dordrecht, 1987
- [10] Duivendijk, J. van
Collegedictaat F20 Energiewaterbouwkunde
T.U. Delft, Delft, 1990
- [11] EnergieNed
Standaard Terugleveringen 1994
1994
- [12] French, R.H.
Open-channel hydraulics
McGraw-Hill, 1985
- [13] Glerum, A.
Collegedictaat F9 Waterbouwkundige kunstwerken
T.U. Delft, Delft, 1991

- [25] Schweiger, F. en Gregori, I.
Comparison of turbine parameters for small and large axial units
Water Power & Dam Construction, november 1992
- [26] T.H. Delft/Haskoning B.V. Nijmegen
Vooronderzoek Energie uit de Maas
1981
- [27] Topografische Dienst
Geologische kaart van Nederland, schaal 1:50.000
Kaarten: 58 Roermond Kwartblad III, 60 Sittard Kwartblad I
Geologische opnamen in 1921-1922, 1924-1925 en 1937
- [28] Topografische Dienst
Topografische kaart van Nederland, schaal 1:50.000
Kaarten: 58 West Roermond, 68 West Sittard, 68 Oost Sittard, 69
West Maastricht
Luchtfotografie: 1985; Terreininformatie: 1985
- [29] Topografische Dienst
Topografische kaart van Nederland, schaal 1:25.000
Kaarten: 58 C Thorn, 68 B Echt, 68 D Sittard, 69 B Maastricht
Luchtfotografie: 1985; Terreininformatie: 1985