

ministerie van verkeer en waterstaat

rijkswaterstaat

directie bruggen

hoofdafdeling betonconstructies en
wegontwerp
Normalisatie Commissie

regenwaterafvoer
deel I
neerslaghoeveelheden

RIJKSWATERSTAAT

directie Bruggen
Hoofdafdeling Betonconstructies
en Wegontwerp

NORMALISATIECOMMISSIE

REGENWATERAFVOER

Deel I: Neerslag hoeveelheden

Ing. F.A. Peeters
maart 1988

Rapporten Normalisatie Commissie

- no. 1: Conserveren van stalen onderdelen
- no. 2: Constructies met prefab sparing
- no. 3: Afvijzelen van rijdekken
- no. 4: Richtlijn voor de controle van constructieberekeningen
- no. 5: Kunstwerkenboek
- no. 6: Richtlijn opbouw rapporten
Normalisatie Commissie
- no. 7: Richtlijn overgangsconstructies
- no. 8: Toepassing bitumineuze lagen in
fietstunnels te Harderwijk en
Nieuwerkerk a/d IJssel
- no. 9: Richtlijnen directie Bruggen
voor het ontwerpen van betonnen
kunstwerken

INHOUDSOPGAVE

Hoofdstuk		Blz.
1.	INLEIDING	3
	Literatuurlijst	5
	Verklaring symbolen	6
2.	NEERSLAGANALYSE	7
2.1	Regenmetingen van Reinhold en Braak	7
2.2	Regenmetingen van het K.N.M.I.	7
2.3	Zeldzame regens	11
2.4	Vijf-minuten analyse	12
3.	REGENWATERAFVOER	15
3.1	Berekeningsgrondslagen	15
3.2	Capaciteit van afvoergoten langs de schamprand	17
3.3	Relatie regenduur en afstroomtijd	20
3.4	Waterafvoerberekening	21
3.5	Waterafvoerkromme	26
3.6	Andere periodiciteiten	28
3.7	De maatgevende regenbui	31
3.8	Relatie dekbreedte en afstroomtijd	36
4.	OVERBELASTINGEN	40
4.1	Overbelastingen bij P=50	40
4.2	Berekening overbelasting	41
4.3	Rekenvoorbeeld	44
4.4	Tussenafvoeren	45
5.	VARIABELE HELLINGEN	48
5.1	Brugdekken in een verticale boog	48
5.2	Afvoerkromme	51
5.3	Andere periodiciteiten	52
5.4	Vlakke platen	53
6.	TUNNELS	54
6.1	Waterberging en pompcapaciteit	54
6.2	Berging t.b.v. overbelastingen	56
6.3	Vereenvoudigde berekeningsmethode	64
6.4	Berging t.b.v. pompvertraging	67
6.5	Overbelastingen van pompkelders	69
6.6	Wegpompen van overbelastingswater	73
6.7	Rekenvoorbeeld	75
7.	Conclusies en aanbevelingen	78

1. INLEIDING

Het toepassen van afwatersystemen op en achter kunstwerken, zoals bruggen, viaducten en tunnels zijn vaker het onderwerp van discussie geweest.

Voor het berekenen van de afvoercapaciteit, het aantal te plaatsen putten en goten, hanteert elke afdeling zijn eigen rekenmethoden, die echter meer of minder op schattingen gelijk zijn.

Grote verschillen komen dan ook voor.

In het voorliggende schrift heb ik getracht een eenvoudige, meer op grondslagen gefundeerde, berekeningsmethode te vinden om de te verwachten waterhoeveelheden te bepalen.

Ik dacht daar door middel van de grafiek op blz. 26 en de tabel op blz. 27 in geslaagd te zijn, alhoewel het rekenwerk, benodigd om tot deze grafieken te komen, enigszins gecompliceerd is.

De formules, die tot deze grafieken geleid hebben zijn tot stand gekomen door verband te leggen tussen regenintensiteit, regentijd en afstroomtijd. Het verband tussen regentijd en regenintensiteit wordt aangegevens in de formule van V.d. Akker.

$$H = 1,98.p^{0,54}.t^{0,26} \text{ (zie blz. 7 t/m 10).}$$

Door de afstroomtijd met deze formule te laten relateren, is een rekenmethode gevonden die bij een bepaalde periodiciteit de regenhoeveelheden doet variëren met de bruglengte en de langshelling.

Dit betekent, dat voor korte afstroomvlakken in een steile helling een regenbui van korte duur met een hoge intensiteit en voor lange afstroomvlakken in een flauwe helling een regenbui van langere duur en hogere intensiteit maatgevend is voor de berekening van de afwatersystemen.

In de ons omringende landen zijn de rekennormen vooral gebaseerd op vooraf vastgestelde regenhoeveelheden gedurende een bepaalde tijd, de berekeningsregens; op de volgende bladzijde gegeven.

Zwitserland: rekent met een regenintensiteit, die per zône varieert van 470 tot 190 ltr/s per ha gedurende 5 minuten, aflopend tot de helft over 20 à 30 minuten.

België : rekent met 300 ltr/s per ha voor de doorsnede van afvoerwerken, maar incidenteel ook met 500 tot 800 ltr/s per ha voor de afwatering van bouwwerken.

Luxemburg : hanteert 125 ltr/s per ha gedurende 5 tot 60 minuten, overeenkomend met een periode van 6 maanden tot 26 jaar.

Duitsland : de rekennorm is niet volledig duidelijk, aangegeven wordt 115 ltr/s per ha gedurende 15 minuten bij $P = 1$.

Ter vergelijking hierna enkele regenintensiteiten volgens de in dit schrift beschreven rekenmethode, bij $P = 10$.

lengte afstroomvlak	langshelling	regenintensiteit in ltr/s per ha
50 m	0.02	800
100 m	0.02	500
200 m	0.02	315
300 m	0.02	236
555 m	variabel R = 61500 m	69.2

De laatste getallen behoren bij de brug in R.W.77 te Boxmeer.

De gehanteerde regenintensiteit bij korte afstroomvlakken is erg hoog. Het is dan ook discutabel of de formule van V.d. Akker wel geschikt is voor de zeer korte regentijden. Toch heeft het weinig zin voor de korte afstroomvlakken andere normen te hanteren, daar de te verwachten waterhoeveelheden toch vrij gering zijn en we met één eenvoudige afvoerput kunnen volstaan.

Voordelen van deze berekeningsmethode zijn:

1. Overbelastingen van afvoergoten en tussenafvoeren zijn eenvoudig te berekenen.
2. Overdreven afvoersystemen bij lange bruggen worden vermeden.
3. Overbelastingen van afvoerputten zijn te berekenen.
4. Op reële wijze is er verband te leggen tussen pompcapaciteit en bergruimte bij pompkelders.
5. Overbelastingen van tunnels, zowel in tijd als hoeveelheid zijn te berekenen.

Dit schrift is een onderdeel van een rapport, dat moet omvatten:

- I Neerslaghoeveelheden.
- II Afvoergoten en putten.

Literatuurlijst:

1. Hydraulica voor de waterbouwkundigen.
Ir. J.W. Nortier en Ir. H. v.d. Velde.
2. Regen, een statistische studie.
Dr. C. Levert uitgave K.N.M.I.
3. Flächenentwässerung der Brücken, Strassen und Plätze.
Ing. P. Demandt.
4. Inzameling en transport rioolwater.
Prof. Ir. A.C.J. Koot.
5. Rioleringen.
Ir. J. v.d. Akker.

Verklaring symbolen

- H = hoogte neerslag in mm.
H* = hoogte neerslag in m/s.
i = langshelling
I = inhoud berging in ltr.
k_s = ruwheidsfactor
L = lengte afstroomvlak in m.
L* = lengte gedeelte afstroomvlak in m.
m = coëfficiënt voor de wandwrijving
n = het aantal malen aan- en afslaan, per uur van de pomp
n_{max} = het max. aantal keren aan- en afslaan, per uur van de pompen.
P_{max} = periodiciteit
q = wateraanvoer vanuit de breedterichting in m²/s.
Q_m* = max. hoeveelheid regenwater, waarbij de breedte-invloed in de afstroomtijd is inbegrepen, ltr/s.
Q_m = max. hoeveelheid regenwater in ltr/s.
Q_{mm} = hoeveelheid regenwater in ltr/s., de maximaal in Nederland gemeten waarden
Q_{mu} = max. regenwateraanvoer gedurende een uur in ltr/s.
Q_p = pompcapaciteit in ltr/m.
Q_r = regenaanbod in ltr/s.
Q_t = waterhoeveelheid in ltr/s.
Q_{tafv} = capaciteit afvoerputten in ltr/m.
Q₁₀ = regenhoeveelheid bij p=10 in ltr./m.
R = hydraulische straal in m.
t = tijdsduur in min.
t* = tijdsduur in sec.
t_{max} = tijdsduur regenbui die de max. overbelasting geeft in min.
t_{mm} = tijdsduur regenbui volgens de max. waarden in min.
t_p* = tijdsduur waarin de pomp in bedrijf is in sec.
t_p = tijd waarbij de wateraanvoer is toegenomen tot Q_p in min.
t_s* = tijdsduur van de pauze tussen de bedrijfstijden in sec.

2. NEERSLAGANALYSE

2.1 Regenmetingen van Reinhold en Braak

De basis van de neerslagberekening voor bruggen en viaducten en de hoeveelheid af te voeren water is een regenbui van hoge intensiteit en korte duur, de zogenaamde wolkbreuk. Onder regenintensiteit wordt verstaan, de hoeveelheid regen die in een bepaalde tijd valt.

Vele onderzoekers hebben hun neerslagmetingen genoteerd en in grafieken verwerkt, de zogenaamde regenkrommen.

Bekende onderzoekers zijn Reinhold en Braak.

Reinhold ging uit van volledige regens en Braak van deelregens, de meest intensieve delen van een regenbui (zie figuur 1 op blz. 8).

2.2 Regenmetingen van het K.N.M.I.

Door het K.N.M.I. zijn de ervaringen van 1850 tot 1950 in een formule verwerkt.

De formule van V.d. Akker $H = 1,98p^{0,54}t^{0,26}$.

H = de neerslag in t minuten.

t = de tijdsduur van de bui in minuten.

P = periodiciteit in jaren.

P = 5 betekent een kans van éénmaal per 5 jaren.

P = 1/5 betekent een kans van 5 maal per jaar.

H/t = I, I = de intensiteit van de regenbui in mm per minuut.

De formule van V.d. Akker $H = 1,98p^{0,54}t^{0,26}$ is niet speciaal voor korte regenbuien ontworpen, maar bruikbaar voor regenbuien van zeer korte (deelregens) tot zeer lange duur, zelfs voor maand- en jaaropgaven.

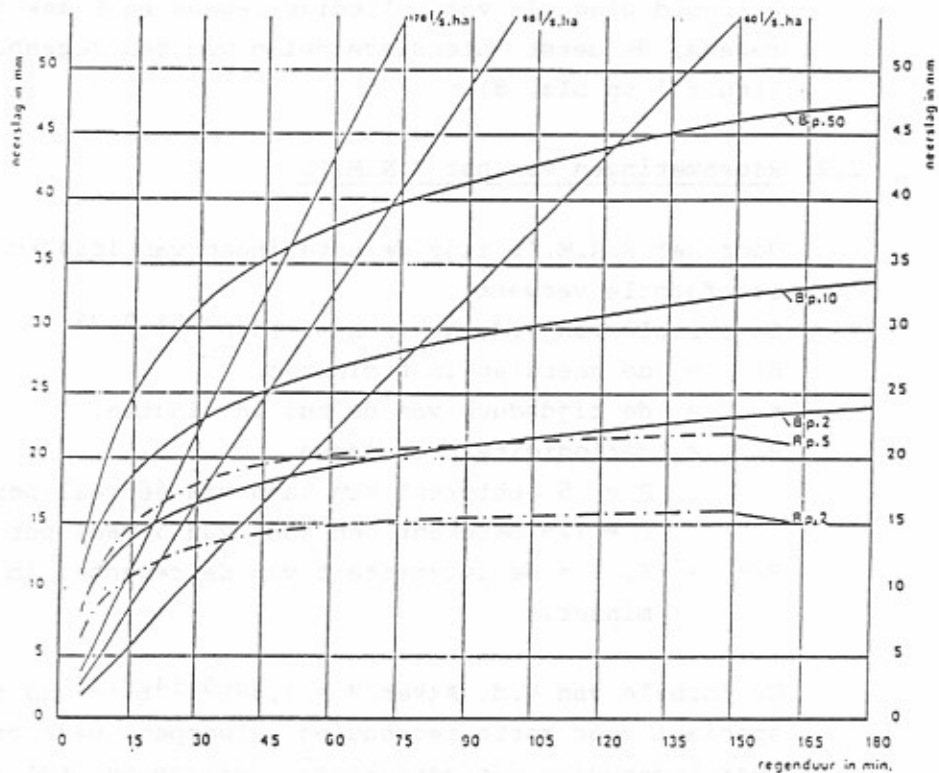
Aan de periodiciteit zijn echter grenzen te stellen, zeker voor de regenbuien van zeer korte duur.

De natuur heeft ook zijn grenzen.

Grote hoeveelheden bijvoorbeeld bij P = 100 zijn nooit waargenomen.

De waarnemingsperiode is ook nog vrij kort ($\neq$ 100 jaar).

Fletcher, die onderzoek heeft verricht naar zeer extreme regens over de gehele wereld, beweert dat de omhullende van de wereldrecordregenwaarden, voor de tijdsduren van enkele minuten tot 6 maanden zeer goed weergegeven kan worden door de formule $H = 46,9\sqrt{t}$.



Figuur 1 Theoretische regenkrommen van Reinhold en Braak.

Theoretische regenkrommen van Reinhold (R) voor $P = 2$ jaar en $P = 5$ jaar.

Theoretische regenkrommen van Braak (B) voor $P = 2$ jaar, $P = 10$ jaar en $P = 50$ jaar.

Lijnen voor constante neerslagintensiteit van respectievelijk 60, 90 en 120 l/s.ha.

Het K.N.M.I. heeft alle, in Nederland gemeten regens sinds 1850, in de vorm van puntjes in een grafiek uitgezet (zie figuur 2 op blz. 10).

De kruisjes geven plaatselijke regens aan.

In deze grafiek is ook de rechte (in logaritmische schaal) $H = 46,9\sqrt{t}$ getekend.

De "wolk" van puntjes en kruisjes blijft daar ver onder.

De lijn evenwijdig aan $H = 46,9\sqrt{t}$, die alle puntjes en kruisjes nog net overkoepelt, voldoet aan $H = 12,7\sqrt{t}$.

Voor rioolstelsels gaat men veelal uit van een neerslag van constante intensiteit gedurende een bepaalde tijd.

Deze grondslag wordt veelal de berekeningsregen of berekeningsintensiteit genoemd.

Vele ontwerpers achten voor Nederland en Vlaanderen een berekeningsintensiteit van 60-70 l/s.ha voor vlak gelegen gebieden verantwoord en voor hellende gebieden 90 l/s.ha.

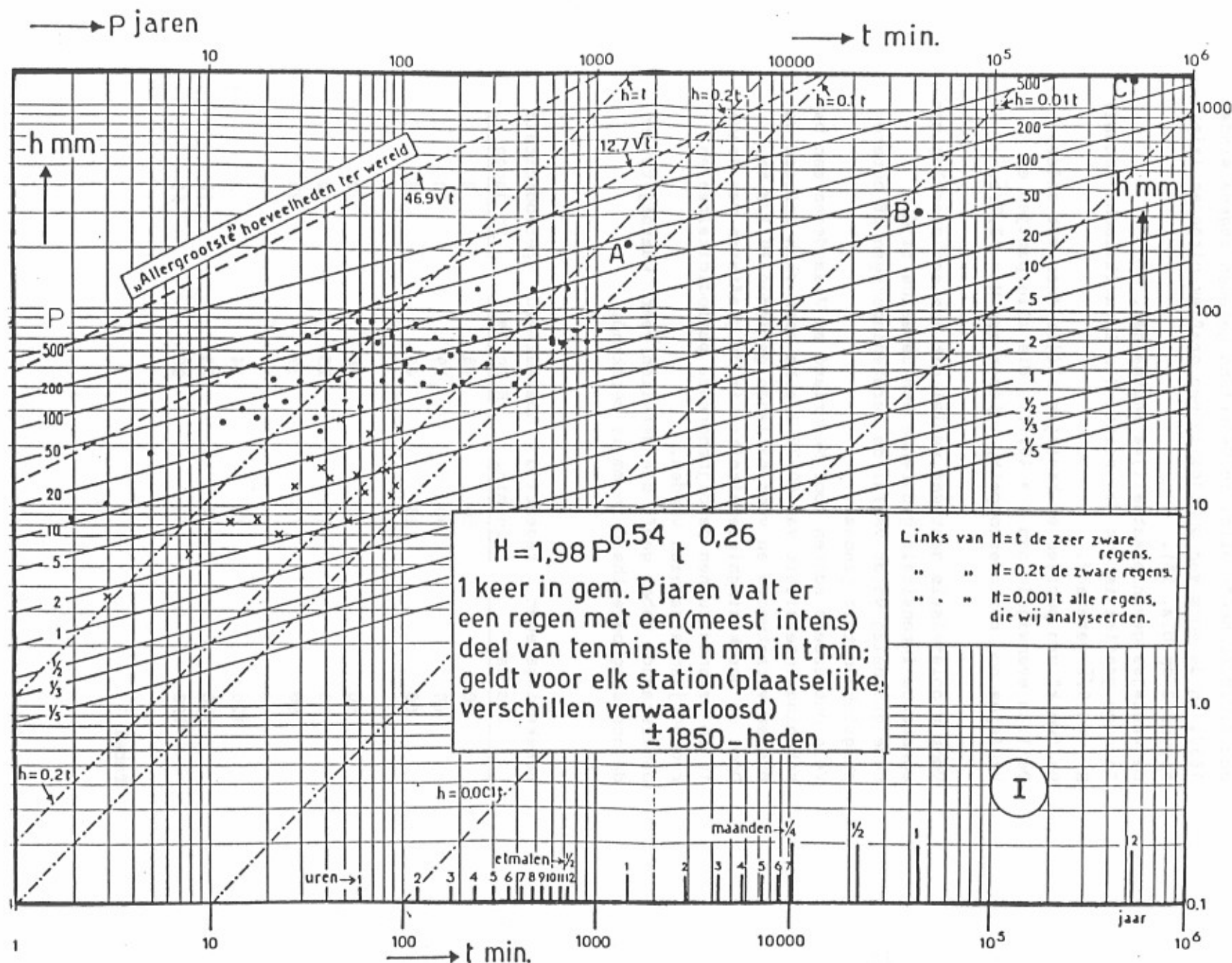
Door de berekeningsintensiteiten in de grafieken van Braak in te tekenen kunnen de bijbehorende periodiciteiten en regentijden afgelezen worden.

Onderstaande tabel geeft die getallen weer, waarbij tevens de neerslaghoeveelheid in mm is berekend.

Berekeningsregen l/s.ha	regentijd t in min.	hoeveelheid H in mm	periodiciteit in jaren
60	50	18	2
60	80	29	10
60	123	46	25
90	30	16	2
90	47	25	10
90	72	39	25
120	20	14	2
120	32	23	10
120	50	36	25

Tabel 1

Figuur 2



The straight lines with $P = \frac{1}{5}, \frac{1}{3}, \dots, 500$ have been drawn according to the relation $h = 1,98 p^{0,54} t^{0,26}$. For further explanation see text

± 1853-heden

Lijst van die regens of gedeelten van regens, die zeldzamer zijn dan 1 keer per gemiddeld
5 jaren; H = hoeveelheid; t = duur; $H \geq 1,98 (5)^{0,54/0,26} = 4,7$; $t \geq 1$
[Waarnemingen met pluviograaf zijn met * gemerkt]

2.3 zeldzame regens

- 11 -

P	H mm	t min	I mm/min	Station	Datum	P	H mm	t min	I mm/min	Station	Datum
5	4,0	1	4,00	De Bilt*	24- 6-09	27	18,0	5	3,60	Borculo	21- 7-34
5	4,0	1	4,00	De Bilt*	27- 8-16	31	19,2	5	3,84	Den Haag*	17- 6-33
10	8,5	2	4,25	Ammerzoden	15- 7-34	30	20,0	6	3,33	Hogerheide	15- 8-52
	3,7	2,5	1,48	Borculo	27- 5-46	14	15,2	10	1,52	Delft	19- 3-37
10	8,4	2-3	2,8-4,2	Amsterdam*	9- 8-51	18	17,2	10	1,72	Oirschot	8- 6-46
4	5,0	3	1,67	Boskoop	10-10-52	18	17,4	10	1,74	Hoenderlo	26- 3-43
5	6,1	3	2,03	Tilburg*	26- 8-19	35	26,0	12	2,17	Sappemeer	9- 8-51
7	7,5	3	2,50	Goes	10- 6-08	40	27,8	12	2,32	Den Haag*	8- 6-46
7	7,7	3	2,57	De Bilt*	10- 5-48	20	20,0	14	1,43	Mookhoek	23- 8-50
8	8,1	3	2,70	Amsterdam*	9- 8-51	37	27,6	14	2,00	Den Haag*	8- 6-46
10	9,0	3	3,00	De Bilt*	7- 6-10	19	20,0	15	1,32	Krabbendijke	11- 6-35
12	10,0	3	3,33	Amsterdam*	7- 7-34	22	21,0	15	1,40	Schermerhorn	6- 8-46
7	7,9	4	2,00	Tilburg	18- 5-25	24	22,5	15	1,50	Bijsselse Beek	23- 8-50
7	8,0	4	2,00	Hilversum	21- 8-52	28	24,1	15	1,60	Den Haag*	31- 7-50
7	8,0	4	2,00	De Bilt*	9- 8-12	28	24,2	15	1,61	Mookhoek	4- 6-44
8	8,5	4	2,12	Tilburg*	10- 8-25	29	24,8	15	1,66	Zegveld	21- 7-50
8	8,9	4	2,25	De Bilt*	1- 6-27	41	30,0	15	2,00	Stramproy	31- 6-44
8	9,0	4	2,25	Tilburg*	26- 5-46	32	27,1	18	1,51	Heino	25- 8-37
10	10,0	4	2,50	Den Haag*	15- 8-17	54	36,8	19	1,00	Utrecht*	3- 7-52
10	10,0	4	2,50	Tilburg*	1- 6-27	16	19,7	20	0,98	Leeuwarden	8- 7-51
12	10,6	4	2,65	De Bilt*	9- 7-05	17	20,0	20	1,00	Amsterdam*	13- 9-39
12	10,8	4	2,70	De Bilt*	19- 7-09	22	22,8	20	1,14	's Heerenbroek	3- 7-50
7	8,5	5	1,70	Ammerzoden	15- 7-34	29	26,5	20	1,32	Mookhoek	26- 8-46
9	10,0	5	2,00	Tilburg*	14- 7-27	36	29,8	20	1,49	Overveen	9- 8-38
9	10,0	5	2,00	Den Haag*	8- 8-52	40	31,5	20	1,58	Terneuzen	19- 6-37
10	10,5	5	2,10	Amsterdam*	5- 5-25	67	43,0	22	1,95	Boskoop	26- 5-46
11	10,8	5	2,16	Den Haag*	27- 7-28	18-16	20,6	21-25	0,8-1,0	Zoutkamp	28- 7-16
12	11,5	5	2,30	Den Haag*	4- 8-63	33-30	29,0	21-25	1,2-1,4	Mookhoek	12- 6-30
12	11,5	5	2,30	Den Haag*	27-12-38	38-35	31,2	21-25	1,2-1,5	Kamper Eiland	3- 7-14
14	12,5	5	2,50	Tilburg*	5- 2-40	77-70	45,5	21-25	1,8-2,2	Uithuizen	6- 8-27
15	13,0	5	2,60	Utrecht*	8- 8-51						
16	13,3	5	2,66	Den Haag*	1- 6-38						
16	13,5	5	2,70	Den Haag*	10-12-29						

P geeft de periodiciteit aan volgens de formule: $n = 1 \text{ op } n^{0,54/0,26}$

2.4 Vijf-minutenanalyse

Een andere methode om regens te registreren is de vijf-minutenanalyse, waarin regenhoeveelheden per vijf minuten gemeten zijn.

Gegevens van deze metingen zijn verwerkt door het Ingenieursbureau "Dwars, Henderik en Verhey" en tevens onafhankelijk daarvan door de Grontmij.

Deze in tabelvorm verwerkte gegevens zijn zonder verdere toelichting hierbij gevoegd.

Te verwachten neerslag H in mm gedurende een periode T in minuten bij een gemiddelde herhalingsstijd p in jaren (volgens Dwars, Henderik en Verhey)

periode	gemiddelde herhalingsstijd p in jaren				
T in min.	1	2	5	10	25
5	3,3	5,5	7,6	9,0	10,7
10	4,2	9,3	13,9	17,0	20,8
15	5,0	10,7	15,9	19,3	23,7
20	5,6	11,5	16,0	20,6	25,1
25	6,1	12,2	17,8	21,5	26,1
30	6,6	12,8	18,5	22,2	27,0
35	7,0	13,3	19,1	22,9	27,8
40	7,4	13,8	19,7	23,6	28,5
45	7,8	14,3	20,2	24,1	29,1
50	8,1	14,7	20,7	24,7	29,7
55	8,4	15,1	21,2	25,2	30,4
60	8,7	15,4	21,6	25,7	30,9
65	8,9	15,8	22,1	26,2	31,5
70	9,2	16,1	22,5	26,7	32,0
75	9,4	16,5	22,9	27,2	32,5
80	9,6	16,8	23,3	27,6	33,1
85	9,9	17,1	23,7	28,0	33,5
90	10,1	17,4	24,0	28,4	34,0
95	10,3	17,6	24,4	28,8	34,5
100	10,5	17,9	24,7	29,2	34,9
105	10,6	18,2	25,0	29,6	35,3
110	10,8	18,4	25,3	29,9	35,8

Tabel 3

periode	gemiddelde herhalingstijd p in jaren				
T in min.					
115	11,0	18,6	25,7	30,3	36,2
120	11,1	18,9	25,9	30,6	36,5
125	11,3	19,1	26,2	31,0	36,9
130	11,4	19,3	26,5	31,3	37,3
135	11,6	19,5	26,8	31,6	37,7
140	11,7	19,7	27,1	31,9	38,0
145	11,9	19,9	27,3	32,1	38,4
150	12,0	20,1	27,6	32,4	38,7
155	12,1	20,3	27,8	32,8	39,0
160	12,3	20,5	28,0	33,0	39,3
165	12,4	20,7	28,3	33,3	39,6
170	12,5	20,9	28,5	33,6	39,9
175	12,6	21,1	28,7	33,8	40,2
180	12,7	21,2	28,9	34,1	40,5

Tabel 3 (vervolg)

Te verwachten neerslag H in mm gedurende een periode T in minuten bij een gemiddelde herhalingstijd p in jaren (volgens Grontmij)

periode	gemiddelde herhalingstijd p in jaren				
T in min.	1	2	5	10	25
5	3,8	5,8	8,2	9,8	11,8
10	5,5	9,0	13,2	16,0	19,6
15	6,8	10,9	15,8	19,1	23,4
20	7,0	12,1	18,2	22,4	27,6
30	7,5	13,5	20,8	25,7	32,0
45	7,2	15,0	24,5	30,9	39,0
60	8,1	16,2	25,8	32,4	40,7
90	9,6	17,5	27,1	33,6	41,9
120	11,2	18,9	28,0	34,3	42,2
150	12,7	20,6	30,0	36,4	44,6
180	13,5	22,1	32,5	39,5	48,5

Tabel 4

Daar voor bruggen en viaducten, regenbuien van korte duur en hoge intensiteit de grootste overbelasting geven, zijn de berekeningsintensiteiten 60, 90 en 120 l/s.ha niet geschikt voor dat doel.

Korte buien zijn van een veel hogere intensiteit, wat met de formule van V.d. Akker $H = 1,98 \cdot P^{0,54} \cdot t^{0,26}$ aan te tonen is (zie tabel 5).

$H = 1,98 \cdot P^{0,54} \cdot t^{0,26}$									H =	H =
P = 5			P = 10		P = 25		P = 50		12,7 t	46,9 t
t	mm	l/s.ha	mm	l/s.ha	mm	l/s.ha	mm	l/s.ha	mm	mm
1	4,7	783,3	6,9	1150,0	11,3	1883,3	16,4	2733,3	12,7	46,9
2	5,7	475,0	8,2	683,3	13,5	1125,0	19,6	1633,3	18,0	66,3
3	6,3	350,0	9,1	505,6	15,0	833,3	21,8	1211,1	21,9	81,2
4	6,8	283,3	9,8	408,3	16,1	670,8	23,5	979,2	25,4	93,8
5	7,2	240,0	10,4	346,7	17,1	570,0	24,9	830,0	28,4	104,9
6	7,5	208,3	10,9	302,8	17,9	497,2	26,1	725,0	31,1	114,9
7	7,8	185,7	11,4	271,4	18,7	445,2	27,2	647,6	33,6	124,1
8	8,1	168,8	11,8	245,8	19,3	402,1	28,1	585,4	35,9	132,7
9	8,4	155,6	12,2	225,9	19,9	368,5	29,0	537,0	38,1	140,7
10	8,6	143,3	12,5	208,2	20,5	341,7	29,8	469,7	40,1	148,3
11	8,8	133,3	12,8	193,9	21,0	318,2	30,5	462,1	42,1	155,5
12	9,0	125,0	13,1	181,9	21,5	298,6	31,2	433,3	44,0	162,5
13	9,2	117,9	13,4	171,8	21,9	280,8	31,9	409,0	45,8	169,1
14	9,4	111,9	13,6	161,9	22,4	266,7	32,6	386,9	47,5	175,5
15	9,6	106,7	13,9	154,4	22,8	253,3	33,1	367,8	49,2	181,6
16	9,7	101,0	14,1	146,9	23,2	241,7	33,7	351,0	50,8	187,6
17	9,9	97,1	14,3	140,2	23,5	230,4	34,2	335,3	52,4	193,4
18	10,0	92,6	14,6	135,2	23,9	221,3	34,7	321,3	53,9	199,0
19	10,2	89,5	14,8	129,8	24,2	212,3	35,2	308,8	55,4	204,4
20	10,3	85,5	15,0	125,0	24,5	204,2	35,7	297,5	56,8	209,7

Tabel 5 Vergelijkende regenhoeveelheden bij verschillende periodiciteiten en andere maxima.
H in mm, gedurende t minuten.

3. REGENWATERAFVOER

3.1 Berekeningsgrondslagen

Het regenwater, dat op het rijdek valt, moet er uiteraard weer via goten of zijbermen af.

Bij het begin van de regenbui zal de afvoer nog gering zijn, geleidelijk zal zich een evenwichtstoestand ontwikkelen:

aanvoer = afvoer.

Deze toestand wordt pas bereikt als het regenwater, dat op het verst van het uiteinde gelegen gedeelte is gevallen, het uiteinde heeft bereikt.

Voor de afvoerberekening staan ons de volgende formules ter beschikking:

Manning-Strickler $v = k_s \cdot \sqrt[3]{R^2 \cdot i}$

Kutter $v = c \cdot \sqrt{Ri}$ $c = \frac{100\sqrt{R}}{m + \sqrt{R}}$

v = snelheid in m/s.

k_s = ruwheidsfactor

i = langshelling (tg)

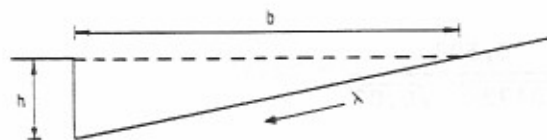
m = coëfficiënt voor de wrijving

$$R = \frac{\text{natte opp. (m}^2\text{)}}{\text{natte omtrek (m)}} = \frac{A}{O} \text{ in m.}$$

Op bruggen wordt het water langs de schamprand afgevoerd.

De vorm van de afvoergoot is dan een driehoek.

Vluchtstrook als goot:



Figuur 3

i = langshelling = 0,02

= dwarsverkanting, meestal 0,025

h = hoogste waterstand langs schamprand, max. 0,05 m

b , bij volledige vulling $\frac{0,05}{0,025} = 2,0 \text{ m}$

R, bij volledige vulling en $m = 0,35$

$$R = \frac{A}{O} = b \cdot h / 2 : (b+h) \quad b = \frac{h}{\lambda}$$

$$R = \frac{h^2}{2\lambda} : \frac{h(1+\lambda)}{\lambda} = \frac{h^2}{2\lambda} \cdot \frac{\lambda}{h(1+\lambda)} = \frac{h}{2(1+\lambda)} = \frac{0,05}{2,05} = 0,0244 \text{ m}$$

$$c = \frac{100\sqrt{R}}{m + \sqrt{R}} \quad \text{m is afhankelijk van de ruwheid, voor glad afgewerkt beton is } m = 0,35. \text{ Voor asfalt ligt m tussen } 0,30 \text{ en } 0,35.$$

$$c = \frac{100\sqrt{0,0244}}{0,35 + \sqrt{0,0244}} = 31$$

$$v = 31\sqrt{R \cdot i} = 31\sqrt{0,0244 \cdot 0,020} = 0,684$$

$$\text{vergelijk met } v = k_s \cdot \sqrt[3]{R^2 \cdot i} \quad k_s = \frac{0,684}{\sqrt[3]{R^2 \cdot 0,020}} = 57,5$$

R, bij halve vulling en $m = 0,35$

A bij volledige vulling is $0,05 \cdot 2/2 = 0,05 \text{ m}^2$

A bij halve vulling is derhalve $0,025 \text{ m}^2$

$$h = \sqrt{2\lambda A} = \sqrt{2 \cdot 0,025 \cdot 0,025} = 0,0354$$

$$R = \frac{0,0354}{2(1+0,025)} = 0,0173 \text{ m}$$

$$c = \frac{100\sqrt{0,0173}}{0,35 + 0,0173} = 27,3 \quad v = 27,3 \sqrt{0,0173 \cdot 0,02} = 0,508 \text{ m/s}$$

$$k_s = \frac{0,508}{\sqrt[3]{0,0173^2 \cdot 0,02}} = 53,7$$

R, bij volledige vulling en $m = 0,30$

$$R = \frac{h}{2(1+\lambda)} = \frac{0,05}{2,05} = 0,0244 \text{ m}$$

$$c = \frac{100\sqrt{R}}{m + \sqrt{R}} = \frac{100\sqrt{0,0244}}{0,30 + \sqrt{0,0244}} = 34$$

$$v = 34 \cdot \sqrt{R \cdot i} = 34 \cdot \sqrt{0,0244 \cdot 0,020} = 0,756 \text{ m/s}$$

$$\text{vergelijk met } v = k_s \cdot \sqrt[3]{R^2 \cdot i} \quad k_s = \frac{0,756}{\sqrt[3]{R^2 \cdot i}} = 63,6$$

R, bij halve vulling en $m = 0,30$

$$R = \frac{h}{2(1+\lambda)} = \frac{0,05}{2,05} = 0,0244 \text{ m}$$

$$c = \frac{100\sqrt{0,0173}}{0,30 + \sqrt{0,0173}} = 30$$

$$v = 30 \cdot \sqrt{R \cdot i} = 30 \cdot \sqrt{0,0173 \cdot 0,020} = 0,567 \text{ m/s}$$

$$\text{vergelijk met } v = k_s \cdot \sqrt[3]{R^2 \cdot i} \quad k_s = \frac{0,567}{\sqrt[3]{R^2 \cdot i}} = 59,9$$

De hydraulische straal R varieert bij bruggen en viaducten slechts weinig als de vluchtstrook als goot aangehouden wordt.

De factor m zowel als de factor k_s zijn afhankelijk van de ruwheid, dus van de afwerking van het oppervlak.

Voor de afvoerberekening van viaducten is de formule van Manning-Strickler voldoende nauwkeurig, waarbij $k_s = 60$.

$$v = 60 \cdot \sqrt[3]{R^2 \cdot i}$$

3.2 Capaciteit van de afvoergoten langs de schamprand

I) Volledige vulling langs de schamprand.

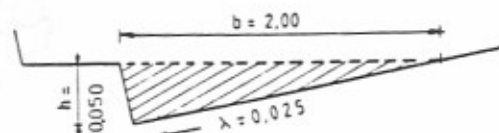
$$h = 0,05 \text{ m}$$

$$R = \frac{A}{O} = \frac{h}{2(1+\lambda)} = \frac{0,05}{2(1+0,025)} = 0,0244 \text{ m}$$

$$v = 60 \cdot \sqrt[3]{R^2 \cdot i}$$

$$Q = A \cdot v = \frac{b \cdot h}{2} \cdot 60 \cdot \sqrt[3]{R^2 \cdot i}$$

$$Q = \frac{2 \cdot 0,05}{2} \cdot 60 \sqrt[3]{0,0244^2 \cdot i}$$



Figuur 4

NORMAAL - DWARSPROFIEL EENSTROOKS VERBINDINGSWEG MET
VLUCHTSTROOK OP EEN KUNSTWERK

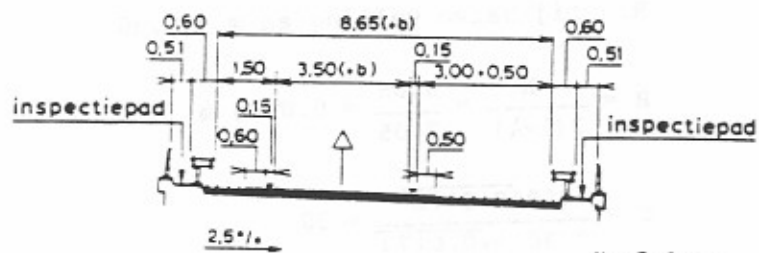


fig. 3.2.23

b = bochtverbreding per rijstrook van 3,50

Figuur 5

NORMAAL - DWARSPROFIEL TWEESTROOKS VERBINDINGSWEG MET
VLUCHTSTROOK OP EEN KUNSTWERK

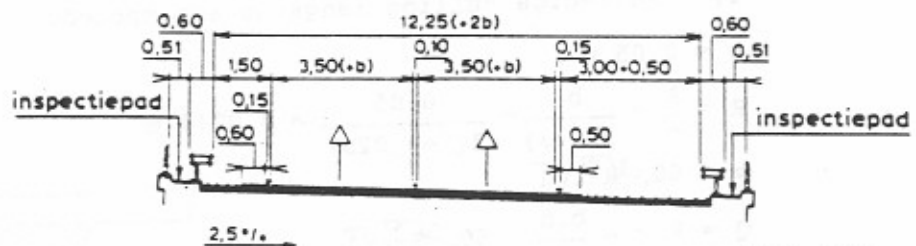


fig. 3.2.24

b = bochtverbreding per rijstrook van 3,50

Figuur 6

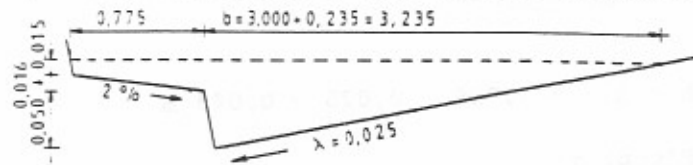
$$Q = 0,252\sqrt{i}$$

$$i = 0,01 \quad Q = 0,025 \text{ m}^3/\text{s.}$$

$$i = 0,02 \quad Q = 0,036 \text{ m}^3/\text{s.}$$

$$i = 0,03 \quad Q = 0,044 \text{ m}^3/\text{s.}$$

II) Volledige vulling over totale vluchtstrookbreedte.



$$h = b \cdot \lambda = 3,235 \cdot 0,025 = 0,081 \text{ m}$$

Figuur 7

$$R = \frac{A}{O} = \frac{3,235 \cdot 0,081 \cdot 0,5 + 0,775 \cdot 0,023}{0,015 + 0,775 + 0,05 + 3,235} = \frac{0,149}{4,075} = 0,037 \text{ m}$$

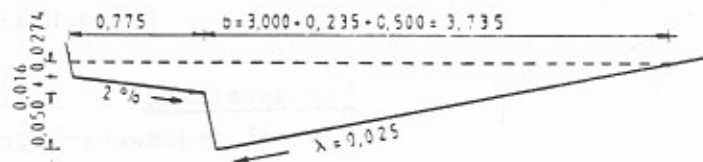
$$Q = A \cdot v = 0,149 \cdot 60 \cdot \sqrt[3]{0,0365^2 \cdot i} = 0,984\sqrt{i}$$

$$i = 0,01 \quad Q = 0,098 \text{ m}^3/\text{s.}$$

$$i = 0,02 \quad Q = 0,139 \text{ m}^3/\text{s.}$$

$$i = 0,03 \quad Q = 0,170 \text{ m}^3/\text{s.}$$

III) Volledige vulling over vluchtstrook tot aan de kantstreep.



$$h = b \cdot \lambda = 3,735 \cdot 0,025 = 0,0934 \text{ m}$$

Figuur 8

$$R = \frac{A}{O} = \frac{3,735 \cdot 0,0934 \cdot 0,5 + 0,775 \cdot 0,0354}{3,735 + 0,05 + 0,775 + 0,0274} = \frac{0,202}{4,5874} = 0,044 \text{ m}$$

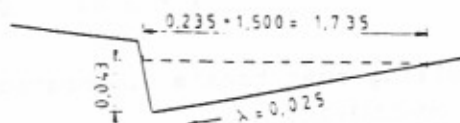
$$Q = A \cdot v = 0,202 \cdot 60 \cdot \sqrt[3]{0,044^2 \cdot i} = 1,511\sqrt{i}$$

$$i = 0,01 \quad Q = 0,151 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$i = 0,02 \quad Q = 0,214 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$i = 0,03 \quad Q = 0,262 \text{ m}^3/\text{s}$$

- IV) Vulling langs schamprand (bij brugdekken zonder vluchtstrook) over een breedte van $0,235 + 1,5 = 1,735$ m.



$$h = b \cdot \lambda = 1,735 \cdot 0,025 = 0,043 \text{ m}$$

Figuur 9

$$R = \frac{A}{0} = \frac{1,735 \cdot 0,043 \cdot 0,5}{1,735 + 0,043} = \frac{0,0376}{1,7784} = 0,021 \text{ m}$$

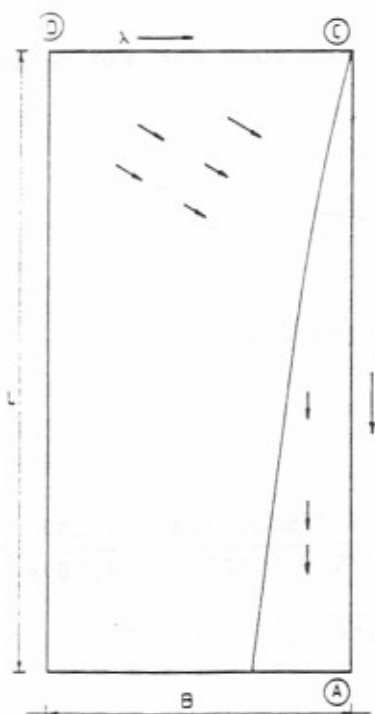
$$Q = A \cdot v = 0,0376 \cdot 60 \cdot \sqrt[3]{0,021^2} \cdot \sqrt{i} = 0,172 \sqrt{i}$$

$$i = 0,01 \quad Q = 0,017 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$i = 0,02 \quad Q = 0,024 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$i = 0,03 \quad Q = 0,030 \text{ m}^3/\text{s}$$

3.3 Relatie regenduur en afstroomtijd (maatgevende regenbui)



Figuur 10

brugdek met: breedte B

lengte L

dwarsverkanting λ

langshelling i

Vraagstelling?

Hoeveel regenwater kunnen we per tijdsduureenheid verwachten bij punt (A).

Grondstelling

Bij een regenbui van voldoende lange duur zal er een evenwichtstoestand ontstaan, waarbij gesteld kan worden, dat de hoeveelheid regen, die per tijdsduureenheid op het dek valt, gelijk is aan de hoeveelheid per tijdsduureenheid, die bij (A) het dek verlaat.

Ofwel aanvoer/s. = afvoer/s.

Bij een regenbui van voldoende lange duur zal de hoeveelheid water, dat bij (A) het dek verlaat steeds blijven toenemen, totdat het water, dat op het verst gelegen punt (D) gevallen is, ook bij (A) het dek verlaat.

De grootste hoeveelheid water per seconde is te verwachten bij een regenbui die niet langer of korter duurt, dan tot deze evenwichtstoestand is bereikt. De maatgevende regenbui. Op blz. 31 wordt dit aangetoond.

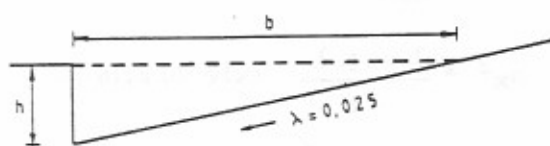
3.4 Waterafvoerberekening

Neerslaganalyse volgens Dr. Levert en v.d. Akker

$$H = 1,98.p^{0,54}.t^{0,26}.$$

$$\text{Periodiciteit 10 jaar} \rightarrow 1,98.10^{0,54} = 6,87 \rightarrow H=6,87.t^{0,26}$$

Berekening afstroomtijd van het regenwater om van punt (C) tot (A) te komen. De breedte wordt hierbij verwaarloosd.



Bij de berekening wordt gebruik gemaakt van een afvoergoot, waarvan de schamprandhoogte $h = 5$ cm, daar R niet noemenswaardig afwijkt van de werkelijke gootvorm.
(Zie blz.17 en 19).

Figuur 11

$$\text{Bij } h = 0,081 \text{ m} \rightarrow R = \frac{0,081}{2(1+0,025)} = \frac{0,081}{2,05} = 0,039 \text{ m}$$

$$\text{Bij } h = 0,0934 \text{ m} \rightarrow R = \frac{0,0934}{2(1+0,025)} = \frac{0,0934}{2,05} = 0,045 \text{ m}$$

Berekening afstroomtijd



dwarsaanvoer is q in m^3/s . per m' brug.

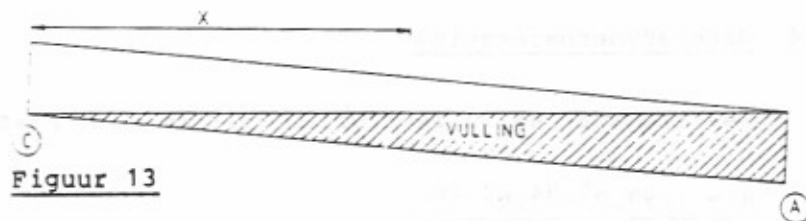
Figuur 12

Afstroomtijd = $\frac{\text{af te leggen weg}}{\text{snelheid}}$ of $t^* = \frac{1}{v}$ waarin t^* in s
 $\frac{L}{v}$ in m
 v in m/s

$$v = k_s \sqrt[3]{R^2 \cdot i} \text{ en } R = \frac{h}{2(1+\lambda)}$$

Bij afstroming van (C) naar (A) heeft de goot bij punt (A) de maximale vulling bereikt; dan geldt ook:

aanvoer = afvoer



Figuur 13

De vulling in doorsnede $x = F_x$.

De afvoersnelheid in doorsnede $x = v_x$.

Aanvoer = afvoer.

$$x \cdot q = F_x \cdot v_x \text{ en } F = \frac{h^2}{2 \cdot \lambda}$$

$$x \cdot q = \frac{h_x^2}{2 \cdot \lambda} \cdot v_x \quad h_x^2 = \frac{2 \cdot x \cdot q \cdot \lambda}{v_x} \quad (\text{zie blz. 16}).$$

$$R_x = \frac{h}{2(1+\lambda)} \quad R_x^2 = \frac{h^2}{[2(1+\lambda)]^2} = \frac{2 \cdot x \cdot q \cdot \lambda}{4(1+\lambda)^2 \cdot v_x}$$

$$v_x = k_s \sqrt[3]{R^2 \cdot i} = k_s \sqrt[3]{\frac{2 \cdot x \cdot q \cdot \lambda}{4(1+\lambda)^2 \cdot v_x} \cdot i}$$

$$v_x^{4/3} = k_s \sqrt[3]{\frac{2 \cdot x \cdot q \cdot \lambda}{4(1+\lambda)^2} \cdot i} \rightarrow v_x = k_s^{3/4} \cdot \left(\frac{x \cdot q \cdot \lambda}{2(1+\lambda)^2} \right)^{1/4} \cdot i^{3/8}$$

$$v_x = k_s^{3/4} \cdot i^{3/8} \cdot \left(\frac{q \cdot \lambda}{2} \right)^{1/4} \cdot (1+\lambda)^{-1/2} \cdot x^{1/4}$$

$$\text{stel: } k_s^{3/4} \cdot i^{3/8} \cdot \left(\frac{q \cdot \lambda}{2} \right)^{1/4} \cdot (1+\lambda)^{-1/2} = a$$

$$\text{dan is: } v_x = a \cdot x^{1/4}$$

$$t^* = \frac{L}{v} \Delta t_x^* = \frac{d_x}{v_x} = \frac{d_x}{a \cdot x^{1/4}}$$

$$\sum t = \frac{1}{a} \cdot \int_0^x x^{-0,25} dx = \frac{4}{3a} \cdot \left(x^{0,75} \right)_0^x$$

$$\text{voor } x = L \text{ geldt } t^* = \frac{4}{3a} \cdot L^{0,75}$$

$$a = k_s \cdot i^{0,375} \cdot \left(\frac{q \cdot \lambda}{2} \right)^{0,25} \cdot (1 + \lambda)^{-0,50}$$

$$k_s = 60 \text{ en } \lambda = 0,025$$

$$a = 60^{0,75} \cdot q^{0,25} \cdot i^{0,375} \cdot \left(\frac{0,025}{2} \right)^{0,25} \cdot (1,025)^{-0,50}$$

$$= 7,12 \cdot i^{0,375} \cdot q^{0,25}$$

$$t^* = \frac{4 \cdot L^{0,75}}{3a}$$

$$t^* = \frac{4 \cdot L^{0,75}}{3 \cdot 7,12 \cdot i^{0,375} \cdot q^{0,25}}$$

$$t^* = \frac{0,19 \cdot L^{0,75}}{i^{0,375} \cdot q^{0,25}} \quad ; \text{ (formule 1)}$$

t^* invullen in de neerslaganalyse

$$H = 1,98 \cdot P^{0,54} \cdot t^{0,26}$$

$$P = 10 \longrightarrow H = 6,87 t^{0,26}$$

Symbolen H = hoogte neerslag in mm.

H^* = hoogte neerslag in m/s.

t = tijd in min.

t^* = tijd in s.

$$H^* = \frac{H}{60 \cdot t \cdot 10^3} \left(\frac{m}{s} \right) \quad H = H^* \cdot (60 \cdot t \cdot 10^3) \longrightarrow H^* \cdot 60000 \cdot t = 6,87 \cdot t^{0,26}$$

$$H^* = 1,145 \cdot 10^{-4} \cdot t^{-0,74}$$

$$(t^* = 60t) \longrightarrow t = \frac{1}{60} \cdot t^* = 0,01667 \cdot t^*$$

$$H^* = 1,145 \cdot 10^{-4} \cdot 0,01667^{-0,74} \cdot \left(\frac{0,187 \cdot L^{0,75}}{i^{0,375} \cdot q^{0,25}} \right)^{-0,74}$$

$$H^* = 0,00810 \cdot \frac{L^{-0,555}}{i^{0,278} \cdot q^{-0,185}} = 0,819 \cdot 10^{-2} \cdot \frac{i^{0,278} \cdot q^{0,185}}{L^{0,555}}$$

$$q = \text{dwarsaanvoer} = H^* \cdot B \quad (B = \text{breedte wegdek})$$

$$H^* = 0,819 \cdot 10^{-2} \cdot \frac{i^{0,278} \cdot H^{*0,185} \cdot B^{0,185}}{L^{0,555}}$$

$$H^* \cdot H^{*(-0,185)} = 0,819 \cdot 10^{-2} \cdot \frac{i^{0,278} \cdot B^{0,185}}{L^{0,555}}$$

$$H^* = (0,819 \cdot 10^{-2})^{\frac{1}{0,815}} \cdot \left(\frac{i^{0,278} \cdot B^{0,185}}{L^{0,555}} \right)^{\frac{1}{0,815}}$$

$$H^* = 0,00275 \cdot \frac{i^{0,341} \cdot B^{0,227}}{L^{0,681}}$$

$$Q_{\max} = H^* \cdot B \cdot L \cdot 10^3$$

$$Q_{\max} = 0,0028 \cdot i^{0,341} \cdot B^{0,227} \cdot L^{-0,681} \cdot B \cdot L \cdot 10^3$$

$$Q_{\max} = 2,75 \cdot i^{0,341} \cdot B^{1,227} \cdot L^{0,319} \text{ of}$$

$$Q_{\max} = 2,75 \cdot i^{0,34} \cdot B^{1,23} \cdot L^{0,32} \quad ; \text{ formule 2 is in grafiek-} \\ \text{vorm weergegeven op} \\ \text{bladzijde 26.} \\ \text{(voor } P = 10).$$

$$H^* = \text{gemiddelde hoogte neerslag in m/s}$$

$$B = \text{breedte dek}$$

$$L = \text{lengte dek}$$

$$i = \text{langshelling}$$

$$Q_{\max} = \text{maximale hoeveelheid water ltr/s}$$

Voorbeeld met een omrekeningsfactor

Brugdek lengte (afstroomvlak) = 150 m

Brugdekbreedte = 20 m

Langshelling = 0,02

$$\text{Omrekeningsfactor} = \frac{20^{1,227}}{10^{1,227}} = 2,34$$

Uit de grafiek: $Q(B = 10, L = 150, i = 0,02) = 61,4 \text{ ltr/s}$

$61,4 \cdot 2,34 = 143,7 \text{ ltr/s}$ voor $(B = 20, L = 150, i = 0,02)$.

Tijdsduur van de regenbui

Geg: Q_r (ltr/s)

Gevr: t (min)

$$Q_r = H^* \cdot B \cdot L \cdot 10^3 \text{ en } H^* = \frac{H}{60000 \cdot t} \left(\frac{\text{m}}{\text{s}} \right)$$

$$Q_r = \frac{H \cdot B \cdot L \cdot 10^3}{60000 \cdot t} \text{ en } H = 6,87 \cdot t^{0,26}$$

$$Q_r = \frac{6,87 \cdot t^{0,26} \cdot B \cdot L}{60 \cdot t} = \boxed{0,1145 \cdot t^{-0,74} \cdot B \cdot L} \quad ; \text{ formule 3}$$

$$t = \left(\frac{Q_r}{0,1145 \cdot B \cdot L} \right)^{-1,35} \quad ; \text{ formule 4}$$

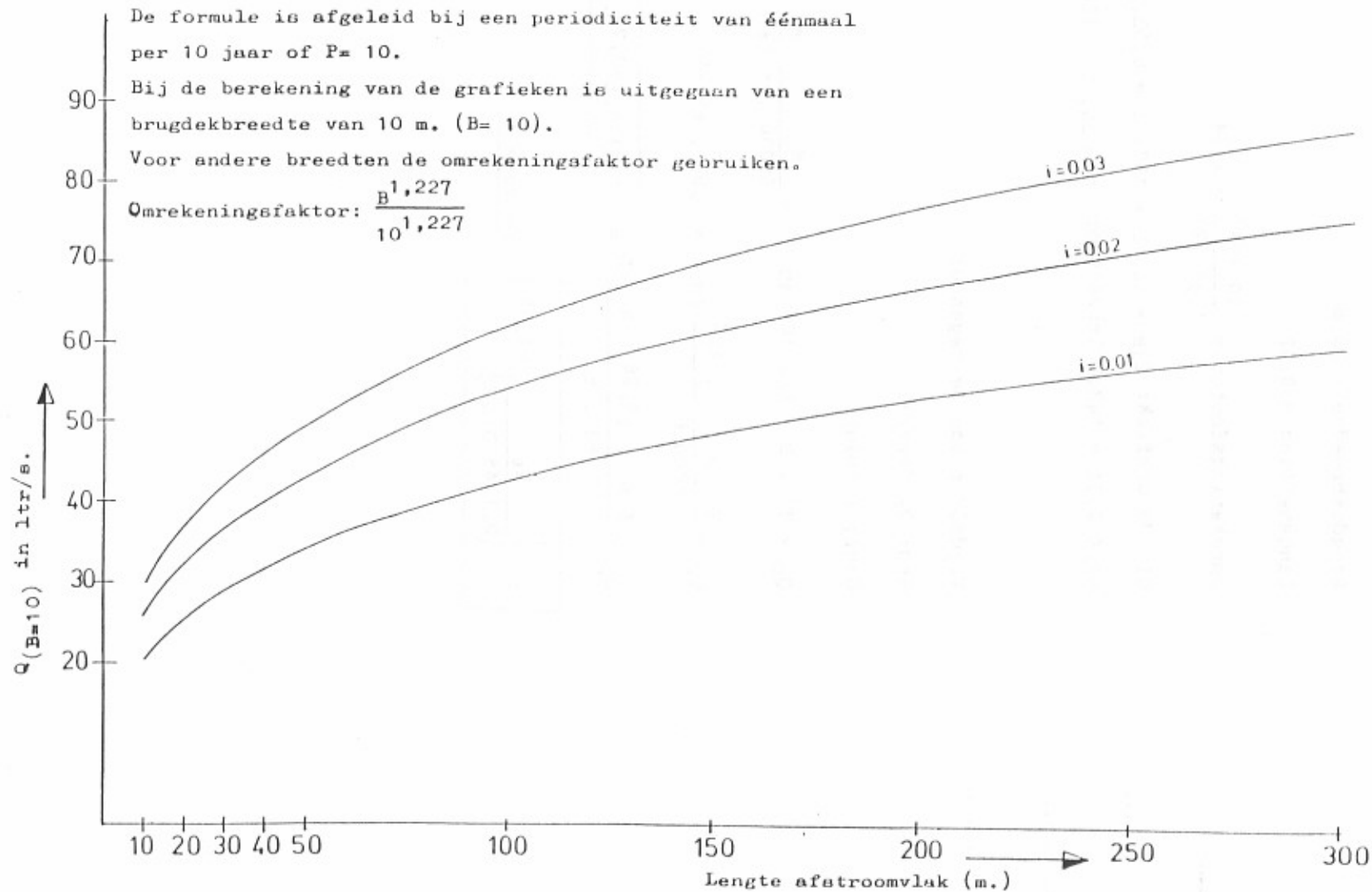
Basisformule $Q_{\max} = 2,75 \cdot i^{0,34} \cdot B^{1,23} \cdot L^{0,32}$

De formule is afgeleid bij een periodiciteit van éénmaal per 10 jaar of $P = 10$.

Bij de berekening van de grafieken is uitgegaan van een brugdekbreedte van 10 m. ($B = 10$).

Voor andere breedten de omrekeningsfaktor gebruiken.

Omrekeningsfaktor: $\frac{B^{1,227}}{10^{1,227}}$



Figuur 14

Onderstaand enkele getallenvoorbeelden. Hieruit blijkt, dat bij een geringe langshelling de bermgoten snel overbelast zijn.

i	l	$Q_{max} = 2,75 \cdot i^{0,54} \cdot B^{1,23} \cdot L^{0,32} \text{ (litr/s)}$					Afvoercapaciteiten v.d. goten			
		B= 10,00	$\left(\frac{B \cdot L}{Q}\right)^{0,32}$	B= 15,07*	B= 19,02*	B= 22,62*	Goottypen vlg. blz 19,20			
				2 rijstroken + vluchtstrook	3 rijstroken + vluchtstrook	4 rijstroken + vluchtstrook	I	II	III	IV
0,01	50	34	2,0	70	75	93	23	90	138	16
	100	43	3,8	71	94	116				
	150	48	5,6	80	107	132				
	200	53	7,2	88	117	145				
	250	57	8,8	95	126	156				
	300	61	10,4	100	133	165				
0,02	50	43	1,5	72	95	118	33	128	196	22
	100	54	2,8	89	119	147				
	150	61	4,0	102	135	168				
	200	67	5,2	111	148	184				
	250	72	6,4	120	159	197				
	300	77	7,6	127	169	209				
0,03	50	50	1,2	82	109	135	40	156	240	27
	100	62	2,3	102	136	169				
	150	70	3,4	117	155	192				
	200	77	4,3	128	170	211				
	250	83	5,3	137	183	226				
	300	88	6,3	146	194	240				

*Voor de berekening van de breedteïnvloed: zie blz 36.

Tabel 6

3.6 Andere periodiciteiten

In het voorgaande zijn alle formules afgeleid bij een periodiciteit van 10 jaar.

Voor andere periodiciteiten is een algemene formule beter bruikbaar.

Afleiding:

Neerslaganalyse $H = 1,98P^{0,54}t^{0,26}$
 stel $1,98P^{0,54} = j$

$$H^* = \frac{j \cdot t^{0,26}}{60000 \cdot t} = \frac{j}{60000} \cdot t^{-0,74} \quad (\text{blz. 23}) \quad t = \frac{1}{60} t^*$$

$$t^* = \frac{0,19 \cdot L^{0,75}}{i^{0,375} q^{0,25}} \quad (\text{formule 1, bladzijde 23})$$

$$H^* = \frac{j}{60000} \cdot \left(\frac{1}{60}\right)^{-0,74} \cdot 0,19^{-0,74} \cdot \left(\frac{L^{0,75}}{i^{0,375} q^{0,25}}\right)^{-0,74}$$

$$H^* = j \cdot 1,192 \cdot 10^{-3} \cdot \frac{i^{0,278} q^{0,185}}{L^{0,555}} \quad \left. \vphantom{H^* = j \cdot 1,192 \cdot 10^{-3} \cdot \frac{i^{0,278} q^{0,185}}{L^{0,555}}} \right\} \rightarrow$$

$$q = H^* \cdot B$$

$$\rightarrow H^* = j \cdot 1,192 \cdot 10^{-3} \cdot \frac{i^{0,278} \cdot H^{*0,185} \cdot B^{0,185}}{L^{0,555}}$$

$$H^* = \left(j \cdot 1,192 \cdot 10^{-3} \right)^{1,227} \cdot \left(\frac{i^{0,278} \cdot B^{0,185}}{L^{0,555}} \right)^{1,227} \quad \left. \vphantom{H^* = \left(j \cdot 1,192 \cdot 10^{-3} \right)^{1,227} \cdot \left(\frac{i^{0,278} \cdot B^{0,185}}{L^{0,555}} \right)^{1,227}} \right\} \rightarrow$$

$$Q_m = H^* \cdot B \cdot L \cdot 10^3$$

$$\rightarrow Q_m = \left(j \cdot 1,192 \cdot 10^{-3} \right)^{1,227} \cdot 10^3 \cdot i^{0,341} \cdot B^{1,227} \cdot L^{0,319} \quad \left. \vphantom{Q_m = \left(j \cdot 1,192 \cdot 10^{-3} \right)^{1,227} \cdot 10^3 \cdot i^{0,341} \cdot B^{1,227} \cdot L^{0,319}} \right\} \rightarrow$$

$$j = 1,98P^{0,54}$$

$Q_m = 0,6P^{0,66} \cdot i^{0,34} \cdot B^{1,23} \cdot L^{0,32}$	; <u>formule 5</u>
$Q_R = 0,033P^{0,54} \cdot L \cdot B \cdot t^{-0,74}$	; <u>formule 6</u>
$t = \left(\frac{Q_R}{0,033P^{0,54} \cdot L \cdot B} \right)^{-1,35}$	; <u>formule 7</u>

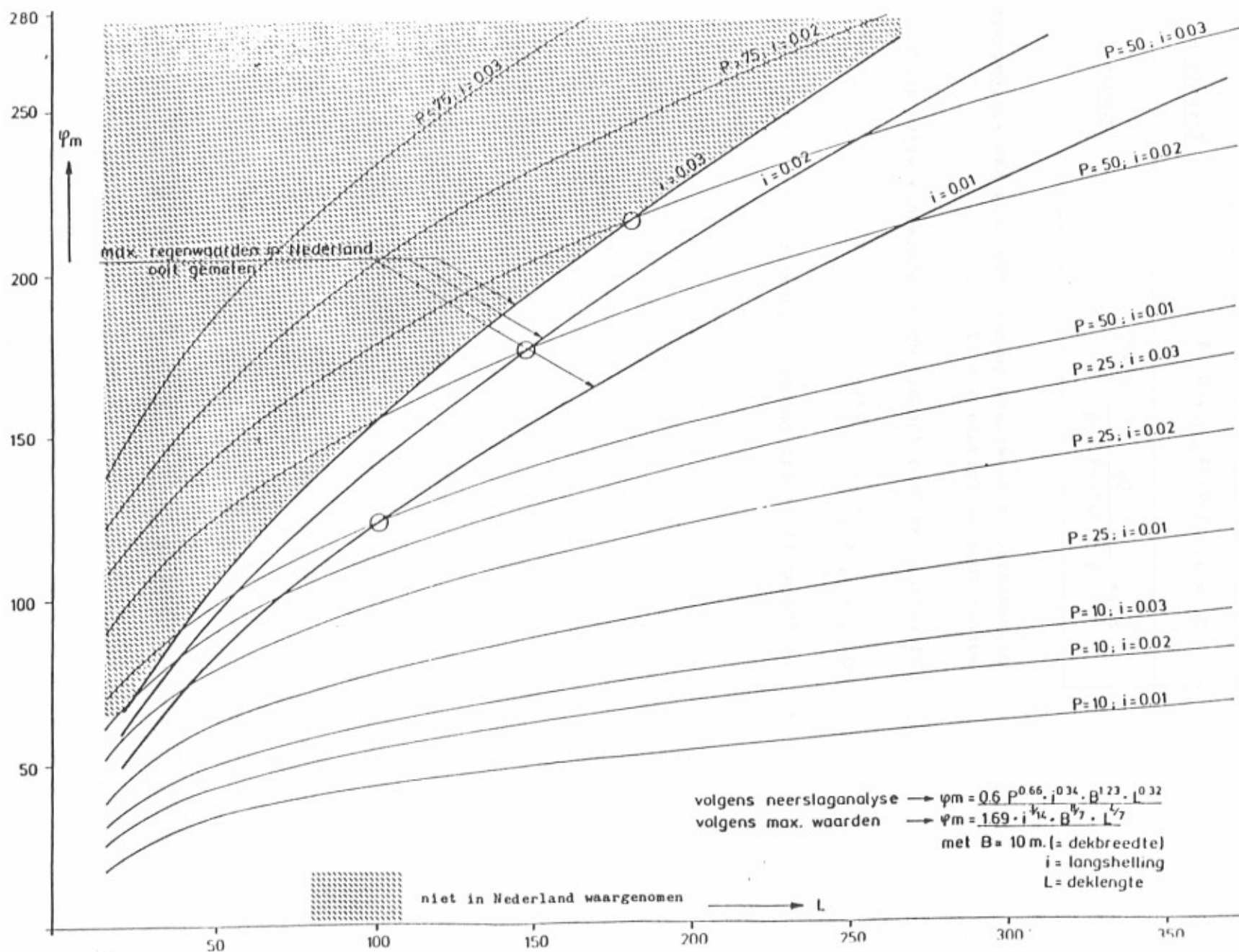
De maximaal in Nederland gemeten neerslag kan weergegeven worden door de formule $H = 12,7\sqrt{t}$.

Uitwerken van deze formule op bovenstaande wijze geeft:

$$Q_{\max} = 1,69 \cdot i^{3/14} \cdot B^{8/7} \cdot L^{4/7}$$

In figuur 15 is dat verder uitgewerkt.

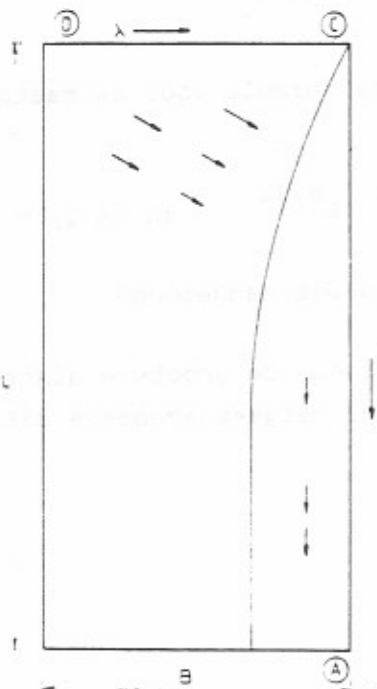
Figuur 15



3.7 De maatgevende regenbui

De regenbui waarbij de grootste hoeveelheid water per tijdseenheid te verwachten is, is de maatgevende regenbui. Deze regenbui heeft een tijdsduur die gelijk is aan de grootste afstroomtijd.

In dit hoofdstuk wordt dat aangetoond.

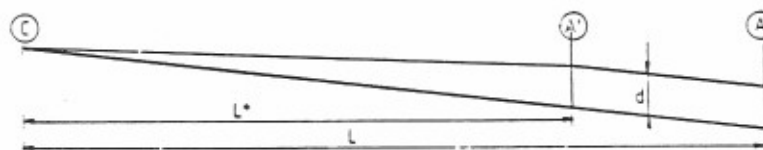


Figuur 16
Rijdek (afstroomvlak)

Het regenwater dat op het rijdek valt, moet er via de goot langs de zijberm weer vanaf. Bij het begin van de bui zal de afvoer nog gering zijn, geleidelijk zal die toenemen totdat een evenwichtstoestand is bereikt: aanvoer = afvoer. De gootvulling zal dan van punt (C) naar (A) steeds toenemen.

Is de regenbui korter van duur dan de afstroomtijd van (C) naar (A) dan zal de gootvulling aan het eind van de regenbui over een gedeelte van (C) naar (A) toenemen en over een gedeelte constant zijn (figuur 16).

Gootvulling bij een regenbui van korte duur.



Figuur 17

De regenbui heeft een tijdsduur gelijk aan de afstroomtijd van (C) naar (A').

De gootvulling neemt dan van (C) naar (A') toe en is tussen (A') en (A) constant.

De algemene formule voor de regenhoeveelheden op het rijdek is:

$$Q_r = 0,1145 \cdot t^{-0,74} \cdot B \cdot L \text{ ltr/s (formule 3).}$$

De regenhoeveelheid in de afvoergoot bij A' voldoet aan de formule:

$$Q = 2,75 \cdot i^{0,34} \cdot B^{1,23} \cdot L^{*0,32}.$$

Indien $L^* = L$, dan geldt de formule voor de maatgevende regenbui:

$$Q_m = 2,75 \cdot i^{0,34} \cdot B^{1,23} \cdot L^{0,32} \quad \text{en is } Q_r = Q_m$$

In de grafiek op blz. 33 is dit aangetoond.

Regenbuien van langere duur dan de grootste afstroomtijd kunnen niet maatgevend zijn, hetgeen eveneens uit de grafiek op blz. 33 blijkt.

De grafiek is gebaseerd op een brugdek-
 lengte van 300 m en een brugdek-
 breedte van 10 m en een langshelling i
 van 0,02.

Op de verticale as is Q_r in ltr/s uit-
 gezet en op de horizontale as L^* in
 m en tevens is er een indeling gemaakt
 voor de tijdsduren van de regenbuien,
 berekend met de formule:

$$t = \left(\frac{Q_r}{0,1145 \cdot B \cdot L^*} \right)^{-1,35} ; \text{ formule 4}$$

waarin t in minuten.

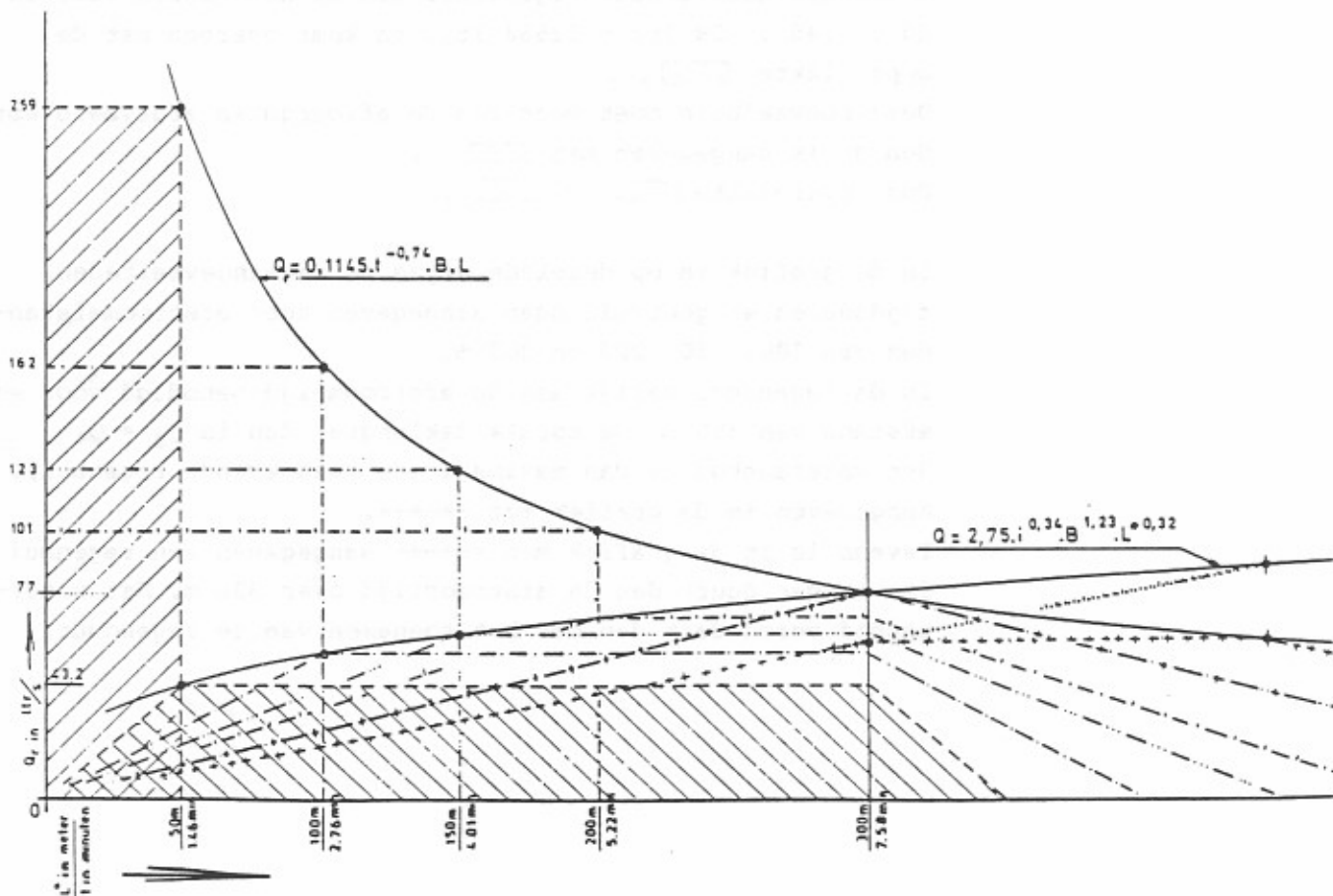
De formule voor de regenaanvoer is

$$Q_r = 0,1145 \cdot t^{-0,74} \cdot B \cdot L$$

De formule voor de regenafvoer is

$$Q = 2,75 \cdot i^{0,34} \cdot B^{1,23} \cdot L^{0,32}$$

Indien $Q_r = Q$, dan is de maximale af-
 voer bereikt of $Q_r = Q_m$



Figuur 18

Bij de grafiek (figuur 18)

Rekenvoorbeeld ter illustratie.

Een regenbui van korte duur. De eerste regendruppels die op het rijdek vallen hebben een afstand afgelegd van 50 m.

De maximale gootvulling is dan $Q = 2,75 \cdot i^{0,34} \cdot B^{1,23} \cdot L^{0,32}$

$$i = 0,02 \quad B = 10 \text{ m} \quad L^* = 50 \text{ m}$$

$$Q = 2,75 \cdot 0,02^{0,34} \cdot 10^{1,23} \cdot 50^{0,32} = 43,2 \text{ ltr/s.}$$

Dit is gelijk aan de totale hoeveelheid, die op het brugdek valt ter lengte van 50 m.

Het brugdek is echter 300 m. Op het brugdek valt dan:

$$\frac{300}{50} \cdot 43,2 = 259 \text{ ltr/s.}$$

De tijdsduur van de regenbui is

$$t \left(\frac{Q_r}{0,1145 \cdot B \cdot L} \right)^{-1,35} = 1,46 \text{ min.}$$

De totale hoeveelheid regenwater die op het rijdek valt is $60 \cdot 1,46 \cdot 259 \text{ ltr} = 22688 \text{ ltr.}$ en komt overeen met de oppervlakte .

Deze hoeveelheid moet weer via de afvoergoten afgevoerd worden en is aangegeven met .

Dus oppervlakte  = .

In de grafiek is op dezelfde wijze de regenhoeveelheden, tijdsduren en gootvullingen aangegeven voor afstroomafstanden van 100, 150, 200 en 300 m.

Is de regenduur gelijk aan de afstroomtijd benodigd voor een afstand van 300 m (de totale deklengte) dan is $Q_r = Q$.

Het wateraanbod is dan maximaal (de maatgevende regenbui).

Aangegeven in de grafiek met -+--+.

Tevens is in de grafiek met +++++ aangegeven een regenbui die langer duurt dan de afstroomtijd over 300 m. Het wateraanbod vermindert dan met het toenemen van de regenduur.

RESUMÉ

Bij een korte regenbui neemt het wateraanbod gedurende de regenbui toe, blijft daarna nog een tijd constant en neemt dan weer af tot 0.

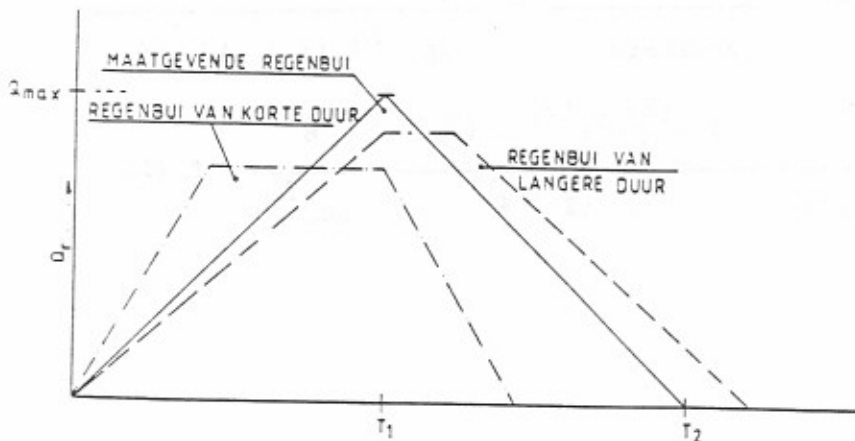
De periode van toename wordt "aanloop" genoemd, de periode van afname "afloop". De aflooptijd is minder interessant voor de berekeningen en wordt gelijkgesteld aan de aanlooptijd.

Bij de maatgevende regenbui neemt het wateraanbod gedurende de regenbui toe, om dan meteen weer af te nemen.

Bij regenbuien van langere duur neemt het wateraanbod geleidelijk toe, totdat de evenwichtstoestand bereikt is.

Dus aanvoer = afvoer. De toestand blijft gehandhaafd tot aan het einde van de regenbui.

Aanloop en afloop worden ten behoeve van de berekeningen met rechte lijnen weergegeven. De toename, zowel als de afname zijn echter niet volledig rechtlijnig. De stroomsnelheid is afhankelijk van de hydraulische straal. Deze verandert echter slechts weinig bij het voller worden van de afvoergoten. De fout die gemaakt wordt is slechts gering. Een iets gebogen lijn geeft de werkelijkheid wat beter weer.

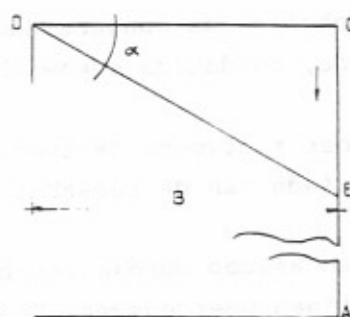


figuur 18a

3.8 Relatie dekbreedte en afstroomtijd



Op bladzijde 23 is de afstroomtijd berekend over het traject $C \rightarrow A$. Deze afstroomtijd is maatgevend gesteld voor het bereiken van de evenwichtstoestand (aanvoer = afvoer). In werkelijkheid is deze evenwichtstoestand pas bereikt, nadat het regenwater dat bij D op het dek valt tot bij A is gekomen. De af te leggen weg



is van D naar E en van E naar A. De dwarsverkanting is λ

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{i}{\lambda}$$

$$CE = \frac{i}{\lambda} \cdot B$$

$$DE = \sqrt{B^2 + \left(\frac{i}{\lambda} \cdot B\right)^2} = B \sqrt{1 + \left(\frac{i}{\lambda}\right)^2}$$

Figuur 19

De vergelijking afstroomweg D--E--A ten opzichte van C--A.
De verlenging van D--E--A ten opzichte van C--A = $\underline{DE - CE}$.

$$B \left(1 + \frac{i^2}{\lambda^2}\right)^{1/2} - B \cdot \frac{i}{\lambda} \rightarrow B \left\{ \left(1 + \frac{i^2}{\lambda^2}\right)^{1/2} - \frac{i}{\lambda} \right\}$$

$$v = 60 \cdot h^{2/3} \cdot \sqrt{i^2 + \lambda^2} \quad (\text{voor vlakke platen geldt } R = h).$$

$$t_b^* = \frac{\text{af te leggen weg}}{\text{snelheid}} = \frac{B \left\{ \left(1 + \frac{i^2}{\lambda^2}\right)^{1/2} - \frac{i}{\lambda} \right\}}{60 \cdot h^{2/3} \cdot (i^2 + \lambda^2)^{1/4}}$$

$$\frac{B}{60 \cdot h^{2/3}} \cdot \frac{(1 + i^2/\lambda^2)^{1/2} - i/\lambda}{(i^2 + \lambda^2)^{1/4}} = \frac{B}{60 \cdot h^{2/3}} \cdot f(i)$$

$$\begin{aligned}
 f(i) &= \frac{(1 + i^2/\lambda^2)^{1/2} - i/\lambda}{(i^2 + \lambda^2)^{1/4}} = \frac{(1 + i^2/\lambda^2)^{1/2} - i/\lambda}{\sqrt{\lambda}(1 + i^2/\lambda^2)^{1/4}} = \\
 &= \frac{(1 + i^2/\lambda^2)^{1/4}}{\lambda^{1/2}} - \frac{i}{\lambda^{3/2} \cdot (1 + i^2/\lambda^2)^{1/4}} = \\
 &= \frac{(i^2 + \lambda^2)^{1/4}}{\lambda} - \frac{i}{\lambda \cdot (i^2 + \lambda^2)^{1/4}} = \\
 &= \frac{1}{\lambda} \cdot \left\{ (i^2 + \lambda^2)^{1/4} - i(i^2 + \lambda^2)^{-1/4} \right\} \\
 t_b^* &= \frac{B}{60 \cdot h^{2/3}} \cdot \frac{1}{\lambda} \cdot \left\{ (i^2 + \lambda^2)^{1/4} - i(i^2 + \lambda^2)^{-1/4} \right\} \quad \lambda = 0,025
 \end{aligned}$$

$$\lambda = 0,025 \quad \begin{cases} i = 0,01 \\ i = 0,02 \\ i = 0,03 \end{cases} \quad f(i) = \begin{cases} 4,13 \\ 3,36 \\ 1,53 \end{cases}$$

Bij een waterhoogte van 1 cm wordt t_b^* :

$$t_b^* = \frac{B}{60 \cdot 0,010,667} \cdot f(i) = \frac{B}{2,785} \cdot f(i) [s.] = \frac{B}{167,1} \cdot f(i) \text{ min.}$$

$t_{\text{tot}} = t_b + t_1$ waarin:

t_b^* = bijkomende afstroomtijd in verband met de breedte (s.)

t_b = idem (min.)

t_1 = afstroomtijd in langsrichting (min.)

t_{tot} = totale tijdsduur (min.)

$$Q_m = H^* \cdot B \cdot L \cdot 10^3 \quad (\text{zie blz. 24}) \quad H = 6,87 \cdot t^{0,26}$$

$$Q_m = 0,1145 \cdot 10^3 \cdot t^{-0,74} \cdot B \cdot L \cdot 10^3 \quad H^* = 0,1145 \cdot 10^{-3} \cdot t_1^{-0,74}$$

$$t_1 = \left(\frac{Q_m}{B \cdot L} \right)^{-1,35} \cdot 0,0535$$

$Q_{\max}^*$ volgens totale aflooptijd

$$Q_{\max}^* = 0,1145 \cdot t_{\text{tot}}^{-0,74} \cdot B \cdot L = 0,1145 \cdot B \cdot L \cdot (t_1 + t_b)^{-0,74}$$

$$Q_m^* = \left\{ \left(\frac{Q_m}{B \cdot L \cdot 0,1145} \right)^{-1,35} + \frac{B}{167,1} \cdot f(i) \right\}^{-0,74} \cdot 0,1145 \cdot B \cdot L$$

$$Q_m^* = \left\{ \left(\frac{Q_m}{B \cdot L \cdot 0,1145} \right)^{-1,35} \cdot (0,1145 \cdot B \cdot L)^{-1,35} + \right.$$

$$\left. (0,1145 \cdot B \cdot L)^{-1,35} \cdot \frac{B}{167,1} \cdot f(i) \right\}^{-0,74}$$

$$Q_m^* = \left\{ Q_m^{-1,35} + \left(\frac{B \cdot L}{8,733} \right)^{-1,35} \cdot \frac{B}{167,1} \cdot f(i) \right\}^{-0,74} ; \text{ formule 8}$$

f(i)	i	l	B = 10,00		B = 15,07		B = 19,02		B = 22,62	
			Q _m	Q _m [*]	Q _m	Q _m [*]	Q _m	Q _m [*]	Q _m	Q _m [*]
4,13	0,01	50	34	31	70	58	75	62	93	74
		100	43	41	71	65	94	84	116	102
		150	48	46	80	75	107	99	132	120
		200	53	51	88	84	117	110	145	134
		250	57	56	95	91	126	120	156	146
		300	61	60	100	97	133	127	165	156
3,36	0,02	50	43	39	72	61	95	77	118	91
		100	54	51	89	81	119	106	147	127
		150	61	59	102	96	135	124	168	151
		200	67	65	111	105	148	138	184	169
		250	72	70	120	115	159	150	197	184
		300	77	75	127	122	169	161	209	197
1,53	0,03	50	50	47	82	75	109	96	135	116
		100	62	60	102	97	136	127	169	155
		150	70	68	117	113	155	147	192	180
		200	77	75	128	124	170	163	211	201
		250	83	82	137	133	183	177	226	217
		300	88	87	146	143	194	188	240	231

Tabel 7

$$Q_m = 2,75 \cdot i^{0,341} \cdot B^{1,227} \cdot L^{0,319} ; \text{ wateraanvoer in ltr/s}$$

$$Q_m^* = Q_m^{-1,35} + \left(\frac{B \cdot L}{8,733} \right)^{-1,35} \cdot \frac{B}{167,1} \cdot f(i)^{-0,74} ;$$

idem waarbij de breedte in rekening is gebracht.

i = langshelling

B = breedte

L = lengte

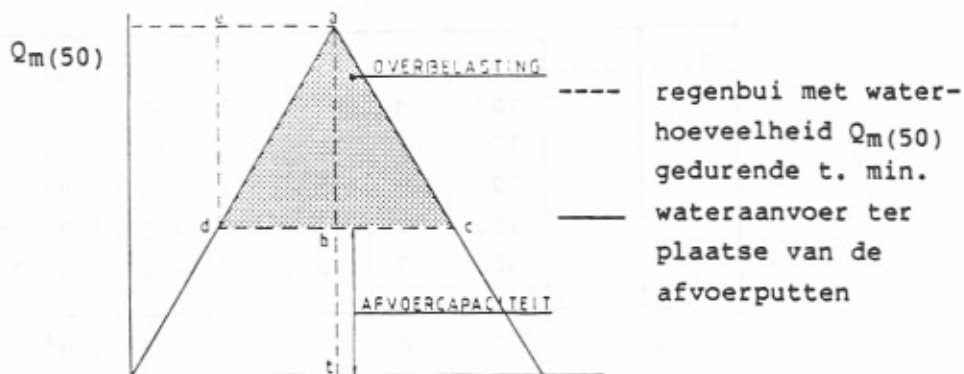
f(i) = factor, zie blz.37.

4. OVERBELASTINGEN

4.1 Overbelastingen bij een periodiciteit van $P = 50$

Hierbij wordt de vraag gesteld: Hoeveel water wordt niet door de afvoerputten afgevoerd, maar stroomt over de putten heen, omdat deze overbelast zijn?

Dimensioneren we de afvoerputten op een afvoercapaciteit behorende bij een regenbui met een periodiciteit van $P = 10$, dan zullen deze putten bij een regenbui behorende bij $P = 50$ overbelast zijn.

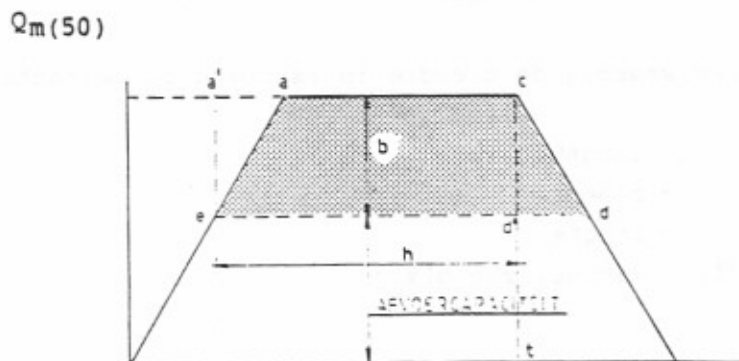


Figuur 20

Maatgevende regenbui met $P = 50$, figuur 20.

De totale overbelasting is weergegeven in driehoek a, d, c en komt overeen met de oppervlakte van rechthoek a, b, d, e .

Bij een regenbui van kortere duur is de overbelasting geringer dan bij de maatgevende regenbui, dit is gemakkelijk af te leiden uit het betoog van blz.31.



Figuur 21

Regenbui van langere duur met $P = 50$, figuur 21.

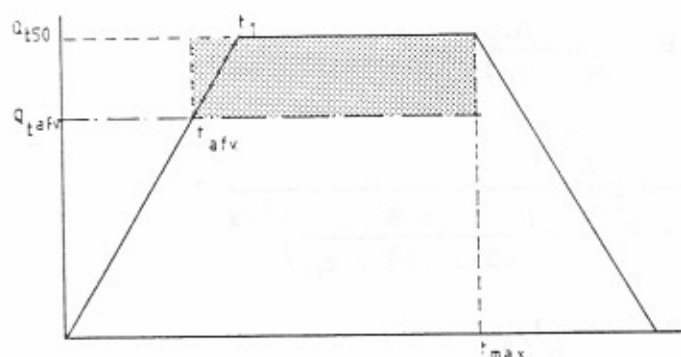
De totale hoeveelheid die niet via de afvoerputten afgevoerd kan worden is weergegeven in de oppervlakte van het trapezium a, c, d, e en is gelijk aan de oppervlakte van de rechthoek a', c, d' e of $b \cdot h$.

Duurt de regenbui langer dan wordt b groter en h kleiner. De maximale overbelasting wordt bereikt als $b \cdot h$ maximaal is.

$$F = h \cdot b \quad F = \max. \text{ als } F' = 0.$$

$$dF = b \cdot f(b) \cdot db.$$

4.2 Berekening overbelasting



Figuur 22

Q_{t50} = hoeveelheid water in ltr./min. bij een periodiciteit van $P = 50$.

Q_{tafv} = capaciteit afvoerputten in ltr. per min.

t_{afv} = tijd in min. benodigd om de afvoercapaciteit te bereiken bij een regenbui van Q_{t50} gedurende t_{max} .

t_1 = tijd in min. benodigd om de max. aanvoer te bereiken.

t_{max} = tijdsduur regenbui (in min.) die de maximale overbelasting geeft.

$$Q_{t50} = H^* \cdot B \cdot l \cdot 10^3 \cdot 60 \quad H^* = \frac{H}{60 \cdot 10^3 \cdot t_m}$$

$$H = 16,37 \cdot t_m^{0,26} \text{ (blz.28)}$$

B in m.

l in m.

H^* in m/s.

H in mm.

$$Q_{t50} = \frac{16,37 \cdot t_m^{0,26} \cdot B \cdot 1 \cdot 60 \cdot 10^3}{60 \cdot 10^3 \cdot t_m} = 16,37 \cdot t_m^{-0,74} \cdot B \cdot 1$$

Oppervlakte overbelastingsrechthoek is:

$$(Q_{t50} - Q_{t\text{afv}}) \cdot (t_m - t_{\text{afv}})$$

Berekening t_{afv}

$$t^* = \frac{0,19 \cdot L^{3/4}}{i^{3/8} \cdot q^{1/4}} \text{ s.} \quad (\text{blz. 23}) \rightarrow t_1 = \frac{L^{3/4}}{316 \cdot i^{3/8} \cdot q^{1/4}} \text{ min.}$$

$$q = H^* \cdot B = \frac{H \cdot B}{60 \cdot 10^3 \cdot t_m}$$

$$\begin{aligned} t_1 &= \frac{L^{3/4}}{316 \cdot i^{3/8} \cdot \left(\frac{H \cdot B}{60 \cdot 10^3 \cdot t_m} \right)^{1/4}} = \\ &= \frac{L^{3/4}}{316 \cdot i^{3/8} \cdot \left(\frac{16,37 \cdot t_m^{0,26} \cdot B}{60 \cdot 10^3 \cdot t_m} \right)^{1/4}} = \\ &= \frac{L^{3/4}}{316 \cdot i^{3/8} \cdot (t_m^{-0,74} \cdot B \cdot 0,00027)^{1/4}} = \\ &= \frac{L^{3/4}}{40,51 \cdot i^{3/8} \cdot t_m^{-0,185} \cdot B^{1/4}} = \\ &= \frac{L^{3/4} \cdot t_m^{0,185}}{40,51 \cdot i^{3/8} \cdot B^{1/4}} \end{aligned}$$

$$t_{\text{afv}} = \frac{Q_{t\text{afv}}}{Q_{t50}} \cdot t_1$$

$$t_{afv} = \frac{Q_{t \text{ afv}}}{16,37 t_m^{-0,74} \cdot B \cdot L} \cdot \frac{L^{3/4} \cdot t_m^{0,185}}{40,51 \cdot i^{3/8} \cdot B^{1/4}} =$$

$$\frac{Q_{t \text{ afv}} \cdot L^{-1/4} \cdot t_m^{0,925}}{663,15 \cdot i^{3/8} \cdot B^{1,25}}$$

$$t_{afv} = \frac{Q_{t \text{ afv}} \cdot t_m^{0,925}}{663,15 \cdot i^{3/8} \cdot B^{1,25} \cdot L^{1/4}}$$

Oppervlakte rechthoek is $(Q_{t50} - Q_{t \text{ afv}}) \cdot (t_m - t_{afv}) =$

$$\begin{array}{cccc} Q_{t50} \cdot t_m & - & Q_{t50} \cdot t_{afv} & - & Q_{t \text{ afv}} \cdot t_m & + & Q_{t \text{ afv}} \cdot t_{afv} \\ I & & II & & III & & IV \end{array}$$

$$I \rightarrow 16,37 \cdot t_m^{-0,74} \cdot B \cdot L \cdot t_m = 16,37 t_m^{0,26} \cdot B \cdot L$$

$$II \rightarrow 16,37 \cdot t_m^{-0,74} \cdot B \cdot L \cdot \frac{Q_{t \text{ afv}} \cdot t_m^{0,925}}{663,15 \cdot i^{3/8} \cdot B^{1,25} \cdot L^{1/4}} =$$

$$\frac{0,0247 \cdot Q_{t \text{ afv}} \cdot t_m^{0,185} \cdot L^{3/4}}{i^{3/8} \cdot B^{1/4}}$$

$$III \rightarrow Q_{t \text{ afv}} \cdot t_m$$

$$IV \rightarrow Q_{t \text{ afv}} \cdot \frac{Q_{t \text{ afv}} \cdot t_m^{0,925}}{663,15 \cdot i^{3/8} \cdot B^{1,25} \cdot L^{1/4}} = \frac{(Q_{t \text{ afv}})^2 \cdot t_m^{0,925}}{663,15 \cdot i^{3/8} \cdot L^{1/4} \cdot B^{1,25}}$$

$$F' = I' + II' + III' + IV'$$

$$I' = 0,26 \cdot 16,37 \cdot t_m^{-0,74} \cdot B \cdot L = 4,256 \cdot t_m^{-0,74} \cdot B \cdot L$$

$$II' = \frac{0,185 \cdot 0,0247 \cdot Q_{t \text{ afv}} \cdot t_m^{-0,815} \cdot L^{3/4}}{i^{3/8} \cdot B^{0,25}} = 0,0046 \text{ enz.}$$

$$III' = Q_{t \text{ afv}}$$

$$IV' = \frac{0,925}{663,15} \cdot \frac{(Q_{t \text{ afv}})^2 \cdot t_m^{-0,075}}{i^{3/8} \cdot L^{1/4} \cdot B^{1,25}} = 0,00139 \text{ enz.}$$

maximale overbelasting als $I' + II' + III' + IV' = 0$

$$4,256 \cdot t_m^{-0,74} \cdot B \cdot L^{-0,0046} \cdot \frac{Q_{t \text{ afv}} \cdot t_m^{-0,815} \cdot L^{3/4}}{i^{3/8} \cdot B^{0,25}} - Q_{t \text{ afv}} +$$

$$+ \frac{(Q_{t \text{ afv}})^2 \cdot 0,00139}{i^{3/8} \cdot L^{1/4} \cdot B^{1,25} \cdot t_m^{0,075}} = 0 \quad \text{delen door } Q_{t \text{ afv}}$$

$\frac{4,256 \cdot B \cdot L}{t_m^{0,74} \cdot Q_{t \text{ afv}}} - \frac{0,0046 \cdot L^{3/4}}{i^{3/8} \cdot B^{1/4} \cdot t_m^{0,815}} + \frac{Q_{t \text{ afv}} \cdot 0,00139}{i^{3/8} \cdot L^{1/4} \cdot B^{1,25} \cdot t_m^{0,075}} = 1$
<u>formule 9</u>

4.3 Rekenvoorbeeld

Gegeven: Brugdek lengte 200 m
 Brugdekbreedte 22,62 m
 Afvoercapaciteit afvoerputten 120 liter/s.
 = 7200 liter/min.
 Langshelling $i = 0,02$

Deze gegevens invullen in bovenstaande formule

$$2,674 \cdot t_m^{-0,74} - 0,487 \cdot t_m^{-0,815} + 0,2339 \cdot t_m^{-0,075} = 1$$

Oplossing proberenderwijs $\rightarrow t_m = 4,10$

$$t_{\text{afv}} = \frac{Q_{t \text{ afv}} \cdot t_m^{0,925}}{663,15 \cdot i^{3/8} \cdot B^{1,25} \cdot L^{0,25}} =$$

$$\frac{7200 \cdot 4,10^{0,925}}{663,15 \cdot 0,02^{3/8} \cdot 22,62^{1,25} \cdot 200^{1/4}} = 0,99 \approx 1$$

$$Q_{t\ 50} = 16,37 \cdot t_m^{-0,74} \cdot B \cdot L = \underline{26021}$$

$$\text{Overbelasting} = (4,10 - 0,99) \cdot (26021 - 7200) = 58722 \text{ liter}$$

=====

4.4 Tussenafvoeren

Tussenafvoeren moeten toegepast worden als de capaciteit van de afvoergoten langs de schampranden overschreden wordt of als de capaciteit van de eindafvoer te gering is.

Tussenafvoeren zijn meestal verticaal geplaatste buizen $\varnothing$ 160 mm of $\varnothing$ 200 mm met een capaciteit van ongeveer 12* respectievelijk 20* ltr/s (* voorlopige aanname, voor capaciteiten van de tussenafvoeren, zie deel 2).

Voor de plaatsbepaling kan gebruik worden gemaakt van de waterafvoerkromme van blz. 47.

De werkwijze wordt uitgelegd aan de hand van een voorbeeld.

Gegeven: Een brug, waarvan het afstroomvlak een lengte heeft van 200 m, een breedte van 22,62 en een langshelling van 0,02.

De te verwachten hoeveelheid regenwater is 67,3 ltr/s (volgens de waterafvoerkromme).
De omrekeningsfactor voor (B = 22,62) =

$$\frac{22,62^{1,23}}{10^{1,23}} = 2,722$$

$Q_{\max}$ is dan $2,772 \times 67,3 \text{ ltr/s} = 183 \text{ ltr/s}$.
De gootcapaciteit is 128 ltr/s (goottype II, blz. 27).

De overbelasting is dan $183 - 128 = 55 \text{ ltr/s}$.
Passen we tussenafvoeren $\varnothing$ 200 toe met een capaciteit van 20 ltr/sec. dan is het aantal toe te passen tussenafvoeren $55/20 = 3$ stuks.

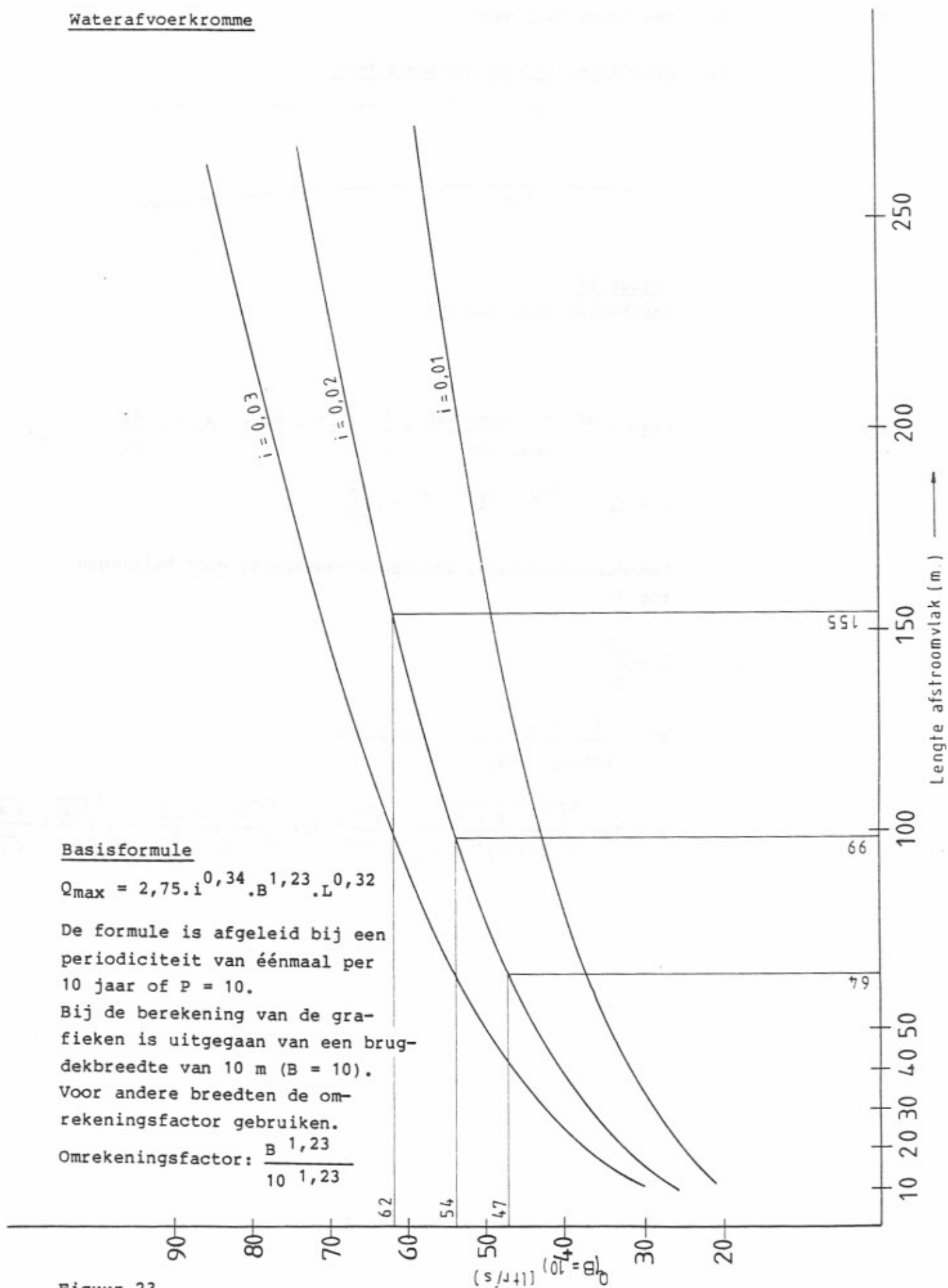
De plaats van de tussenafvoeren moet zodanig gekozen worden, dat de maximale gootinhoud van 128 ltr/sec. niet overschreden wordt. Dat is voor de eerste tussenafvoer vóór de plaats waar de gootvulling 128 ltr/s is, de tweede voor de plaats waar de gootvulling $128 + 20 = 148$ ltr/s is en vervolgens voor de plaats met gootvulling van 168 ltr/s.

Omrekenen voor $B = 10$ geeft: 47, 54 en 62 ltr/s.

In de verticale kolom voor $Q(B = 10 \text{ m})$ deze hoeveelheden opzoeken en ter plaatse van het snijpunt van een horizontale lijn door $Q(B = 10 \text{ m})$ met de grafiek voor $i = 0,02$ op de horizontale as, de plaats aflezen.

De bijbehorende plaatsen zijn: 64, 99 en 155 m vanaf het begin van het afstroomvlak.

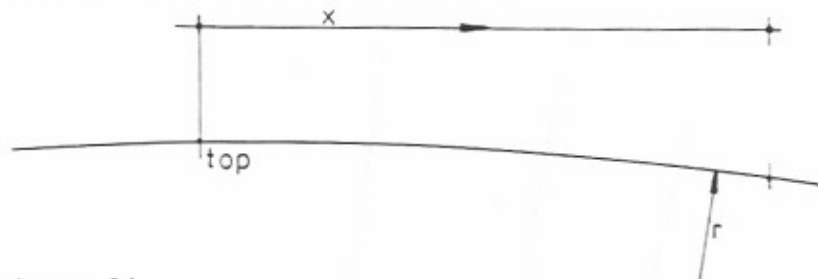
Waterafvoerkromme



Figuur 23

5. VARIABELE HELLINGEN

5.1 Brugdekken in een verticale boog



Figuur 24

Berekening afstroomtijd.

$$\text{tijd} = \frac{\text{af te leggen weg}}{\text{snelheid}} = \frac{1}{v} \quad t^* = \frac{x}{v} \quad \text{of} \quad \Delta t^* = \frac{dx}{v_x}$$

$$v = k_s \cdot R^{2/3} \cdot \sqrt{i} \quad \sqrt{i} = \frac{\sqrt{x}}{\sqrt{r}}$$

Benaderingsformule, voldoende nauwkeurig voor hellingen tot 3%.

$$y = \frac{x^2}{2R}$$

$$R^2 = \frac{2 \cdot x \cdot q \cdot \lambda}{4(1+\lambda)^2 \cdot v_x} \quad (\text{blz. 22})$$

$$v = k_s \cdot \sqrt[3]{\frac{2 \cdot x \cdot q \cdot \lambda}{4(1+\lambda)^2 \cdot v_x}} \cdot \frac{\sqrt{x}}{\sqrt{r}} = k_s \cdot \sqrt[3]{\frac{2 \cdot q \cdot \lambda}{4(1+\lambda)^2}} \cdot \sqrt[3]{\frac{x}{v_x}} \cdot \frac{\sqrt{x}}{\sqrt{r}}$$

$$v_x^{4/3} = k_s \cdot \sqrt[3]{\frac{q \cdot \lambda}{2(1+\lambda)^2}} \cdot \frac{x^{5/6}}{r^{1/2}} =$$

$$v_x = k_s^{3/4} \cdot \left(\frac{q \cdot \lambda}{2}\right)^{1/4} \cdot (1+\lambda)^{-1/2} \cdot r^{-3/8} \cdot x^{5/8}$$

stel = a

$$v_x = a \cdot x^{5/8} \quad \Delta t^* = \frac{dx}{v_x} = \frac{dx}{a \cdot x^{5/8}}$$

$$\int t^* = \frac{1}{a} \cdot \int_0^x x^{-5/8} \cdot dx = \frac{8}{3a} \cdot \left[x^{3/8} \right]_0^x$$

voor $x = 1$ geldt $t^* = \frac{8}{3a} \cdot 1^{3/8}$ (1)

ligt de top van rvert. niet op de brug, dan geldt:

$$t^* = \frac{8}{3a} \cdot \left(1_1^{3/8} - 1_2^{3/8} \right)$$

$a = k_s^{3/4} \cdot \left(\frac{q \cdot \lambda}{2}\right)^{1/4} \cdot (1+\lambda)^{-1/2} \cdot r^{-3/8}$ invullen in (1) $\lambda = 0,025$

$$t^* = \frac{8 \cdot 1^{3/8}}{3 \cdot k_s^{3/4} \cdot \left(\frac{q \cdot \lambda}{2}\right)^{1/4} \cdot (1+\lambda)^{-1/2} \cdot r^{-3/8}}$$

$$\frac{8 \cdot 1^{3/8} \cdot r^{3/8}}{3 \cdot 60^{3/4} \cdot 0,334 \cdot q^{1/4} \cdot 0,988}$$

$$t^* = \frac{0,37 \cdot l^{3/8} \cdot r^{3/8}}{q^{1/4}}$$

; formule 10

$$t^* = 0,37 \cdot (l \cdot r)^{3/8} \cdot q^{-1/4} \quad \text{invullen in de neerslaganalyse}$$

$$H^* = 0,1145 \cdot 10^{-3} \cdot t^{-0,74} \quad (\text{blz.23})$$

$$t = 0,01667 \cdot t^*$$

t in min.

t* in s.

$$H^* = 0,1145 \cdot 10^{-3} \cdot 0,01667^{-0,74} \cdot \left(0,37 \cdot (lr)^{3/8} \cdot q^{-1/4} \right)^{-0,74}$$

$$H^* = 0,49 \cdot 10^{-2} \cdot l^{-0,278} \cdot r^{-0,278} \cdot q^{0,185} \quad q = H^* \cdot B$$

$$H^* = 0,49 \cdot 10^{-2} \cdot l^{-0,278} \cdot r^{-0,278} \cdot \frac{H^{*0,185} \cdot B^{0,185}}{0,815}$$

$$H^* = \left[0,49 \cdot 10^{-2} \cdot l^{-0,278} \cdot r^{-0,278} \cdot B^{0,185} \right] \frac{1}{0,815}$$

$$H^* = 0,0015 \cdot \frac{B^{0,227}}{(lr)^{0,341}}$$

Q_m in ltr/s.

$$Q_m = H^* \cdot B \cdot l \cdot 10^3$$

$$Q_m = 0,0015 \cdot \frac{B^{0,227} \cdot l \cdot 10^3 \cdot B}{l^{0,341} \cdot r^{0,341}}$$

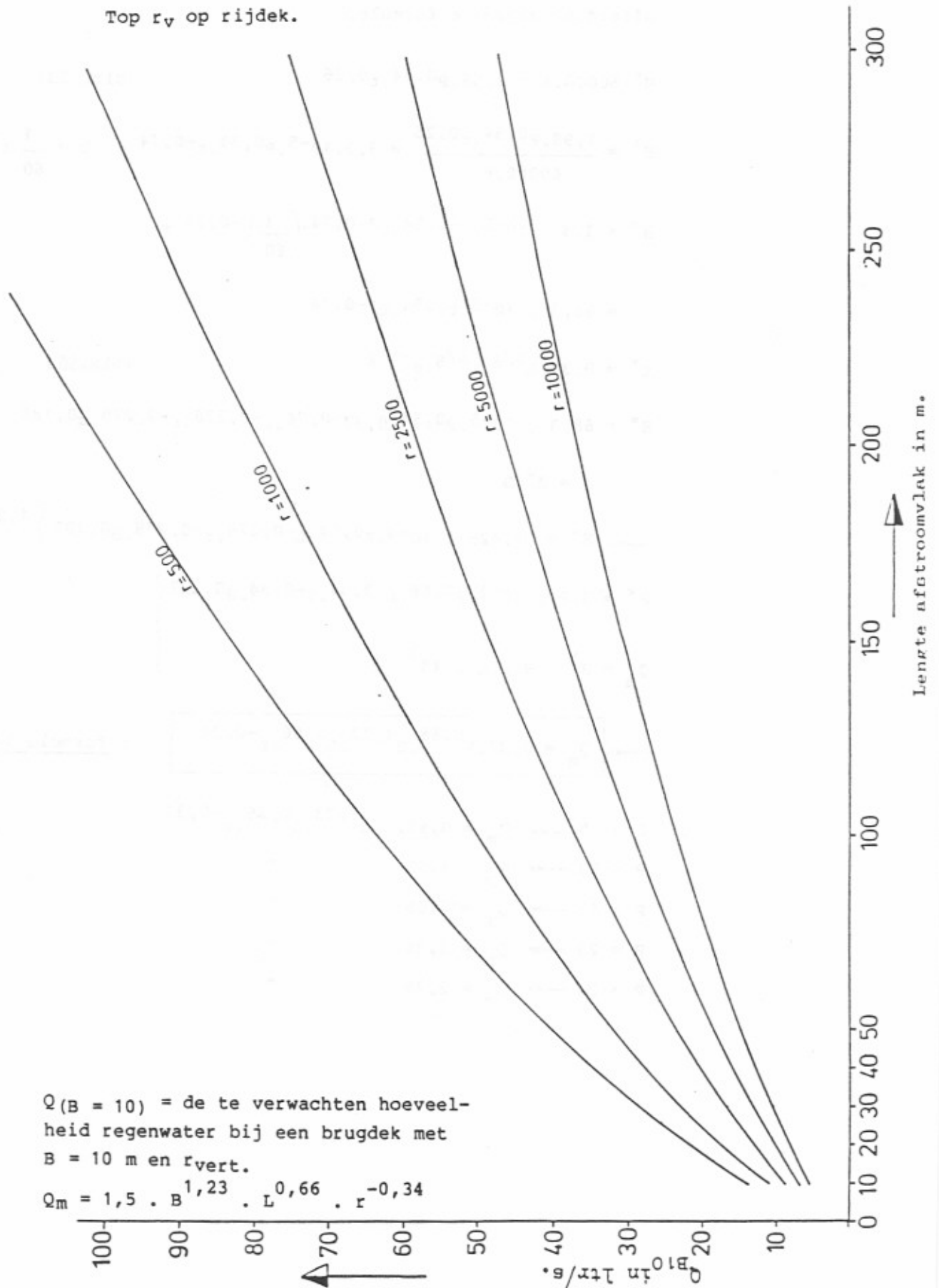
$$Q_m = 1,5 \cdot B^{1,227} \cdot l^{0,659} \cdot r^{-0,341}$$

$$Q_m = 1,5 \cdot B^{1,23} \cdot L^{0,66} \cdot r^{-0,34}$$

; formule 11

5.2 Afvoerkromme bij brugdekken in verticale boog

Top r_v op rijdek.



Figuur 25

5.3 Andere periodiciteiten bij brugdekken in een verticale boog

Afleiding algemene formule.

$$H^* \cdot 60000 \cdot t = 1,98 \cdot p^{0,54} \cdot t^{0,26} \quad (\text{blz. 23})$$

$$H^* = \frac{1,98 \cdot p^{0,54} \cdot t^{0,26}}{60000 \cdot t} = 3,3 \cdot 10^{-5} \cdot p^{0,54} \cdot t^{-0,74} \quad t = \frac{1}{60} t^*$$

$$H^* = 3,3 \cdot 10^{-5} \cdot p^{0,54} \cdot t^{*-0,74} \cdot \left(\frac{1}{60}\right)^{-0,74} =$$

$$= 68,3 \cdot 10^{-5} \cdot p^{0,54} \cdot t^{*-0,74}$$

$$t^* = 0,37 \cdot L^{3/8} \cdot r^{3/8} \cdot q^{-1/4} \quad (\text{blz. 50})$$

$$H^* = 68,3 \cdot 10^{-5} \cdot p^{0,54} \cdot 0,37^{-0,74} \cdot L^{-0,278} \cdot r^{-0,278} \cdot q^{0,185} \quad \left. \begin{array}{l} \\ \\ \\ \end{array} \right\}$$

$$q = H^* \cdot B$$

$$\longrightarrow H^* = \left(1,425 \cdot 10^{-3} \cdot p^{0,54} \cdot L^{-0,278} \cdot r^{-0,278} \cdot B^{0,185} \right)^{1,227}$$

$$H^* = 3,3 \cdot 10^{-4} \cdot p^{0,66} \cdot L^{-0,34} \cdot r^{-0,34} \cdot B^{0,227} \quad \left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\}$$

$$Q_m = H^* \cdot B \cdot L \cdot 10^3$$

$$\longrightarrow Q_m = 0,33 \cdot p^{0,66} \cdot B^{1,23} \cdot L^{0,66} \cdot r^{-0,34} \quad ; \text{ formule 12}$$

$$P = 5 \longrightarrow Q_m = 0,95 \cdot B^{1,23} \cdot L^{0,66} \cdot r^{-0,34}$$

$$P = 10 \longrightarrow Q_m = 1,52 \quad "$$

$$P = 15 \longrightarrow Q_m = 2,00 \quad "$$

$$P = 20 \longrightarrow Q_m = 2,38 \quad "$$

$$P = 25 \longrightarrow Q_m = 2,76 \quad "$$

5.4 Vlakke platen

Bij vlakke platen, maar ook bij platen in een zeer flauwe helling zijn de afgeleide formules voor $Q_{\max}$ niet meer te gebruiken. Immers is de helling 0,0 dan is ook $Q_{\max}$ 0,0.

De grondslag aanvoer = afvoer gaat dan niet meer op. Er is wel aanvoer maar er is geen afvoer.

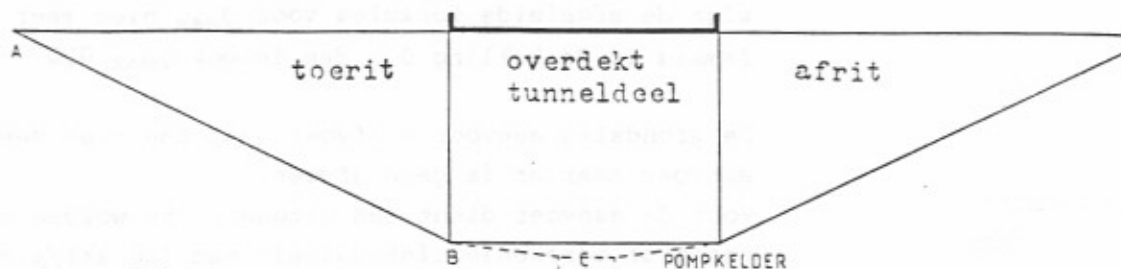
Voor de aanvoer dient dan uitgegaan te worden van de berekeningsregen of berekeningsintensiteit van 120 ltr/s.ha. Deze regenhoeveelheid komt overeen met een regenbui volgens de neerslaganalyse die éénmaal in de 10 jaar voorkomt en een tijdsduur heeft van 32 minuten.

De berekeningsregen van 120 ltr/s.ha dient als ondergrens aangehouden te worden voor $Q_{\max}$. Daarom is controle achteraf noodzakelijk. Daar slechts bij zeer flauwe hellingen ($\lambda < 0,005$) $Q_{\max}$ kleiner kan zijn dan 120 ltr/s.ha is ook slechts bij flauwe hellingen ($\lambda < 0,005$) controle achteraf noodzakelijk.

Een behoorlijke afwatering van het rijdek is dan alleen te bereiken met een voldoende aantal tussenafvoeren.

6. TUNNELS.

6.1 Waterberging en pompcapaciteit

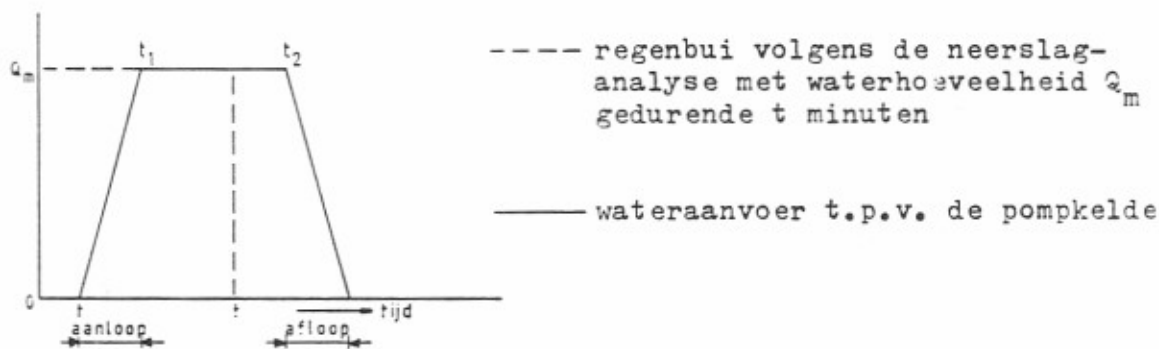


Figuur 26

Tunnels hebben een overdekt en een onoverdekt deel. Hemelwateraanvoer kan uiteraard uitsluitend plaats hebben in het onoverdekte deel.

Het regenwater wordt verzameld in een pompkelder en aldaar met behulp van pompen afgevoerd. Afhankelijk van de pompcapaciteit moet een pompkelder voldoende bergruimte hebben om overbelastingen van de pompen op te vangen.

Bergruimte en pompcapaciteit staan met elkaar in verband, bij een grote bergruimte kan met een geringe pompcapaciteit worden volstaan en het omgekeerde is eveneens toepasselijk. In onderstaande tekening is schematisch de wateraanvoer weergegeven.



Figuur 27

Na de aanvang van de regenbui duurt het tot t_0 eer het water de pompkelder bereikt. De wateraanvoer zal dan toenemen (aanloop) tot t_1 en daarna constant blijven tot t_2 .

Nadat de regenbui reeds beëindigd is blijft de wateraanvoer nog even constant tot t_2 , waarna geleidelijke vermindering tot 0 (afloop).

Vergelijken we deze figuur met figuur 21 van blz. 40, dan zien we een grote overeenkomst, alleen het trapezium van de wateraanvoer ligt naar rechts verschoven.

De berekening van de pompcapaciteit en berging kan daarom op overeenkomstige wijze geschieden als bij de berekening van overbelastingen, waarbij de capaciteit van de afvoerputten door pompen vervangen wordt en de overbelasting door voldoende berging.

Het verschoven trapezium heeft hier geen invloed op.

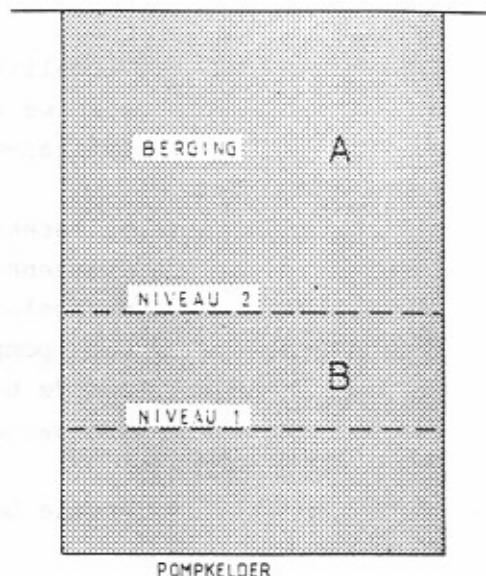
Enkele belangrijke verschillen zijn er wel:

- Pompen werken vertraagd op de wateraanvoer; er moet reeds een redelijke hoeveelheid water aanwezig zijn, voordat de pomp aanslaat. Buiten de berging ten behoeve van overbelastingen is er een berging noodzakelijk ten behoeve van de pompvertraging.
- Tunnels hebben meestal 2 onoverdekte delen van waaruit wateraanvoer plaatsvindt, de toe- en afrit.
- De helling van zowel toe- als afrit is niet constant, maar meestal een combinatie van aaneengesloten bogen en lineaire hellingen. Voor de berekening dient men dan ook uit te gaan van de gemiddelde helling.

6.2 Berging ten behoeve van overbelastingen

De pompen slaan aan als het water gestegen is tot niveau 2 en slaan weer af als het waterniveau gedaald is tot niveau 1. Het verschil tussen deze niveaus hangt af van de bergruimte tussen deze niveaus, de wateraanvoer en de pompcapaciteit (berging B).

Voor de berekening van de nodige bergruimte voor regenwater, dat boven de capaciteit van de pompen wordt aangevoerd wordt alleen rekening gehouden met de ruimte boven niveau 2 (berging A), daar de ruimte beneden dit niveau, bij de aanvang van de maatgevende bui reeds gevuld kan zijn.



Figuur 28

De berekening heeft betrekking op één onoverdekt deel. Alleen als toe- en afrit in afmetingen sterk afwijkend zijn moet zowel voor de toe- als de afvoer een aparte berekening gemaakt worden. De moeilijkheid hierbij is dat de bui die voor de toerit maatgevend is, niet tevens voor de afrit maatgevend is.

Hoe dan te werk gaan.

1. Bereken toe- en afrit apart met de formule

$$Q_m = 0,6 \cdot P^{0,66} \cdot i^{0,34} \cdot B^{1,23} \cdot L^{0,32}$$

en de daarbij behorende tijdsduur van de regenbui

$$t = \frac{Q_r}{(0,033 \cdot P^{0,54} \cdot B \cdot L)^{-1,35}}$$

2. Bereken Q_m (afrit) en Q_m (toerit) door in de formule

$$Q_r = 0,033 \cdot P^{0,54} \cdot t^{-0,74} \cdot B \cdot L$$

voor "t", t(toerit) respectievelijk t(afrit) in te vullen.

3. Bereken de maximale overbelasting uit de som van de combinaties voor toe- en afrit zoals in "1" en "2" is aangegeven.

4. De werkelijke overbelasting wordt het dichtst benaderd door het gemiddelde van de som voor toe- en afrit zoals aangegeven in "1" en de som voor toe- en afrit zoals aangegeven in "3".

Bij de toe- en afritten van gelijke afmetingen, behoeven de uitkomsten slechts van één inrit berekend te worden en met 2 vermenigvuldigd.

Evenals bij overbelastingen is de afleiding van de formules nogal ingewikkeld. De berekening kan echter belangrijk vereenvoudigd worden zoals verderop in dit schrijven is aangetoond.

De aan te geven berekeningsmethode geeft de berging aan boven de pompcapaciteit, de waterhoeveelheid die reeds aanwezig moet zijn om de pomp te doen starten moet als extra berging beschouwd worden en de berekening heeft slechts betrekking op één toerit. De totale bergruimte en pompcapaciteit is de som van de hoeveelheid benodigd voor de toerit en de afrit, waarbij de hoeveelheid voor de pompvertraging als extra bijgerekend dient te worden.

Bij deze berekening is uitgegaan van een periodiciteit van 1 maal per 10 jaar ($P = 10$).

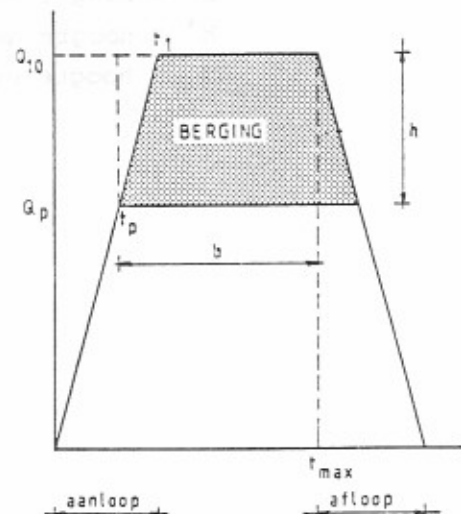
Q_{10} = hoeveelheid in ltr/min.
ten gevolge van een
regenbui, die voldoet
aan de neerslaganalyse
 $H = 1,98 \cdot P^{0,54} \cdot t^{0,26}$
waarbij $P = 10$

Q_p = pompcapaciteit ltr/min.

t_1 = tijd in min., waarbij de
wateriaanvoer het maximum
(Q_{max}) heeft bereikt

t_p = tijd in min., waarbij de
wateriaanvoer is toegenomen
tot Q_p (pompcapaciteit)

t_{max} = tijdsduur van de regen-
bui, die de maximale
overbelasting geeft.



Figuur 29

De hoeveelheid boven de lijn Q_p is de overbelasting, waarvoor in de pompkelder berging aanwezig moet zijn. Stellen we de aanloop = afloop dan kan de overbelasting als een rechthoek weergegeven worden. Bij een korte regenbui is h groot en b klein, duurt de regenbui langer dan wordt h kleiner en b groter. De maximale overbelasting wordt bereikt als $b \cdot h$ maximaal is of:

$$F = b \cdot h \quad F \text{ is max. als } F' = 0$$

$$dF = b \cdot f(b) \, db$$

$$F = b \cdot h \quad \left. \begin{array}{l} h = Q_{10} - Q_p \\ b = t_m - t_p \end{array} \right\} F = (Q_{10} - Q_p) \cdot (t_m - t_p)$$

$$Q_{10} = H^* \cdot B \cdot L \cdot 60000 \quad H^* = \frac{H}{60000 \, t_m}$$

$$H = 1,98 \cdot P^{0,54} \cdot t^{0,26}$$

$$P = 10 \longrightarrow H = 6,87 \cdot t^{0,26}$$

$$Q_{10} = \frac{6,87 \cdot t_m^{0,26} \cdot B \cdot L \cdot 60000}{60000 \cdot t_m} = 6,87 \cdot t_m^{-0,74} \cdot B \cdot L$$

B = breedte onoverdekt deel in m

L = lengte onoverdekt deel in m

H^* = hoogte neerslag in m/s.

H = hoogte neerslag in mm.

Berekening t_1

$$t^* = \frac{0,19 \cdot L^{3/4}}{i^{3/8} \cdot q^{1/4}} \text{ s. (zie blz. 23)} \quad t_1 = \frac{L^{3/4}}{316 \cdot i^{3/8} \cdot q^{1/4}} \text{ min.}$$

$$q = H \cdot B = \frac{H \cdot B}{60000 \cdot t_m} \rightarrow t_1 = \frac{L^{3/4}}{316 \cdot i^{3/8} \cdot \left(\frac{H \cdot B}{60000 \cdot t_m} \right)^{1/4}}$$

$$= \frac{L^{3/4}}{316 \cdot i^{3/8} \cdot \left(\frac{6,87 \cdot t_m^{0,26} \cdot B}{60000 \cdot t_m} \right)^{1/4}} = \frac{L^{3/4}}{316 \cdot i^{3/8} \cdot \left(t_m^{-0,74} \cdot 0,00011 \cdot B \right)^{1/4}}$$

$$t_1 = \frac{L^{3/4}}{32,34 \cdot i^{3/8} \cdot t_m^{-0,185} \cdot B^{1/4}} = \frac{L^{3/4} \cdot t_m^{0,185}}{32,34 \cdot i^{3/8} \cdot B^{1/4}}$$

Berekening t_p

$$t_p = \frac{Q_p}{Q_{10}} \cdot t_1 = \frac{Q_p}{6,87 \cdot t_m^{-0,74} \cdot B \cdot L} \cdot \frac{L^{3/4} \cdot t_m^{0,185}}{32,34 \cdot i^{3/8} \cdot B^{1/4}} =$$

$$\frac{Q_p \cdot t_m^{0,925}}{222,2 \cdot i^{3/8} \cdot B^{1,25} \cdot L^{1/4}}$$

$$F = (Q_{10} - Q_p) \cdot (t_m - t_p) = Q_{10}t_m - Q_{10}t_p - Q_pt_m + Q_pt_p$$

$$\text{I} \quad \text{II} \quad \text{III} \quad \text{IV}$$

$$\text{I} : 6,87 \cdot t_m^{-0,74} \cdot B \cdot L \cdot t_m = 6,87 \cdot t_m^{0,26} \cdot B \cdot L$$

$$\text{II} : 6,87 \cdot t_m^{-0,74} \cdot B \cdot L \cdot \frac{Q_p \cdot t_m^{0,925}}{222,2 \cdot i^{3/8} \cdot B^{1,25} \cdot L^{1/4}} =$$

$$\frac{0,031 \cdot Q_p \cdot t_m^{0,185} \cdot L^{3/4}}{i^{3/8} \cdot B^{1/4}}$$

$$\text{III} : Q_p \cdot t_m$$

$$\text{IV} : Q_p \cdot \frac{Q_p \cdot t_m^{0,925}}{222,2 \cdot i^{3/8} \cdot B^{1,25} \cdot L^{1/4}} = \frac{Q_p^2 \cdot t_m^{0,925}}{222,2 \cdot i^{3/8} \cdot B^{1,25} \cdot L^{1/4}}$$

$$F = \text{I} - \text{II} - \text{III} + \text{IV} \quad F' = \text{I}' - \text{II}' - \text{III}' + \text{IV}'$$

$$\text{I}' = 0,26 \cdot 6,87 \cdot t_m^{-0,74} \cdot B \cdot L = 1,78 \cdot t_m^{-0,74} \cdot B \cdot L$$

$$\text{II}' = \frac{0,185 \cdot 0,031 \cdot Q_p \cdot t_m^{-0,185} \cdot L^{3/4}}{i^{3/8} \cdot B^{1/4}} =$$

$$\frac{0,0058 \cdot Q_p \cdot t_m^{-0,815} \cdot L^{3/4}}{i^{3/8} \cdot B^{1/4}}$$

$$\text{III}' = Q_p$$

$$\text{IV}' = \frac{0,925}{222,2} \cdot \frac{Q_p^2 \cdot t_m^{-0,075}}{i^{3/8} \cdot B^{1,25} \cdot L^{1/4}} = 0,0042 \cdot \frac{Q_p^2 \cdot t_m^{-0,075}}{i^{3/8} \cdot B^{1,25} \cdot L^{1/4}}$$

$$\text{Maximale overbelasting als } F' = 0 \text{ of: } \text{I}' - \text{II}' - \text{III}' + \text{IV}' = 0$$

Delen door Q_p en factor III' achter het "is-gelijk" teken plaatsen geeft:

$$\frac{1,78 \cdot B \cdot L}{t_m^{0,74} \cdot Q_p} - \frac{0,0058 \cdot L^{3/4}}{t_m^{0,815} \cdot i^{3/8} \cdot B^{1/4}} + \frac{0,0042 \cdot Q_p}{i^{3/8} \cdot B^{1,25} \cdot L^{1/4} \cdot t_m^{0,075}} = 1$$

Formule 13

Rekenvoorbeeld

Afrit lang 200 m, breed 10 m, $i = 2\% = 0,02$

Deze gegevens invullen in de formule geeft:

$$\frac{3560 \cdot t_m^{-0,74}}{Q_p} - 0,752 \cdot t_m^{-0,815} + 0,00027 \cdot Q_p \cdot t_m^{-0,075} = 1$$

Deze formule heeft nog 2 onbekenden Q_p en t_m

Q_p (capaciteit van de pompen) en t_m (tijdsduur van de regenbui, die de maximale overbelasting geeft) staan dus in relatie met elkaar.

Toepassing van een pomp met capaciteit van 500 ltr/min. geeft:
 $t_m = 14,8$ min.

$$t_p = \frac{Q_p \cdot t_m^{0,925}}{222,2 \cdot i^{3/8} \cdot B^{1,25} \cdot L^{1/4}} = \frac{500 \cdot 14,8^{0,925}}{222,2 \cdot 0,02^{3/8} \cdot 10^{1,25} \cdot 200^{1/4}} = 1,8 \text{ min.}$$

$$Q_{10} = 6,87 \cdot B \cdot L \cdot t^{-0,74} = 6,87 \cdot 10 \cdot 200 \cdot 14,8^{-0,74} = 1870 \text{ ltr/min.}$$

$$\text{Overbelasting} = (Q_{10} - Q_p) \cdot (t_m - t_p)$$

$$(1870 - 500) \cdot (14,8 - 1,8) = 17810 \text{ liter} = 17,8 \text{ m}^3$$

Voor deze afrit is bij een pompcapaciteit van 500 ltr/min. een bergruimte nodig van 17,8 m³. Zijn toe- en afrit gelijk, dan zowel de pompcapaciteit als de bergruimte verdubbelen. Voor de totale grootte van de pompkelder moet tevens de ruimte bijgerekend worden die noodzakelijk is voor een goede werking van de pompen.

Berging bij andere pompcapaciteiten

In onderstaande tabel is de berging berekend bij verschillende pompcapaciteiten.

Pompcap. in ltr/min.	t _m in min.	t _p in min.	Q ₁₀ ltr/min.	Overbelas- ting (ber- ging) ltr
100	125	2,6	386	35006
200	50	2,2	760	26768
300	29	2,0	1137	22599
400	20	1,9	1497	19855
500	14,8	1,8	1871	17823
600	11,7	1,7	2226	16260
700	9,6	1,7	2577	14038
800	8,1	1,6	2922	13793
900	7,0	1,6	3255	12717
1000	6,1	1,6	3604	11718
1100	5,4	1,5	3945	11095 *
1200	4,8	1,5	4304	10243 *
1300	4,4	1,5	4590	9541 *
1400	4,1	1,5	4836	8934 *
1500	3,8	1,5	5116	8316 *

* zie opmerking

De berekening van overbelasting van afvoerputten en ook van de berging van pompkelders zoals voorgaand is aangegeven geldt alleen voor regenbuien die langer duren dan de karakteristieke regenbui (zie blz. 33 en 40).

De hoeveelheid regenwater volgens de karakteristieke regenbui is 66 ltr/s. (zie de waterafvoerkromme op blz. 26).

$$66 \text{ ltr/s.} = 3960 \text{ ltr/min.}$$

$$t = \left(\frac{Q_{10}}{6,87 \cdot B \cdot L} \right)^{-1,35} = \left(\frac{3960}{6,87 \cdot 10 \cdot 200} \right)^{-1,35} = 5,4 \text{ min.}$$

Opmerking

Regenbuien met een kortere tijdsduur dan 5,4 min. kunnen niet maatgevend zijn voor te verwachten hoeveelheden water.

Bij het toepassen, in dit voorbeeld, van pompen met een capaciteit groter dan 1100 ltr/min. moet met de karakteristieke regenbui gerekend worden.

$$Q_{10} = 3960 \quad t_m = 5,4 \quad t_p = 1,5$$

$$\text{Berging} = (Q_{10} - Q_p) \cdot (t_m - t_p) = (3960 - Q_p) \cdot (5,4 - 1,5)$$

$$\text{Algemeen } \boxed{(Q_m - Q_p) \cdot (t_m - t_p)} \quad \underline{\text{formule 14}}$$

6.3 Vereenvoudigde berekeningsmethode

Uit voorgaand voorbeeld is gebleken, dat de berekening sterk vereenvoudigd wordt, als een pomp gekozen wordt met zo'n grote capaciteit dat de karakteristieke regenbui maatgevend wordt. Het is daarom interessant om te weten wat de minimale pompcapaciteit moet zijn om met de karakteristieke regenbui te kunnen rekenen.

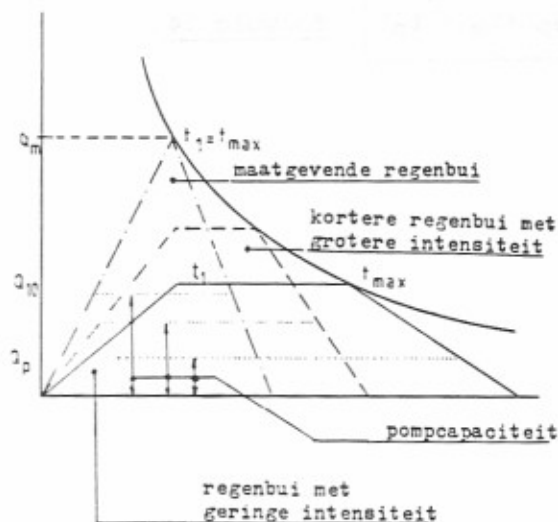
In voorgaand voorbeeld was dat voor $Q_p = 1100$ ltr/min. of bij een meer nauwkeurige berekening $Q_p = 1110$ ltr/min.

$$Q_{10} = 3960 \cdot \frac{Q_p}{Q_{10}} = \frac{1110}{3960} = 0,28.$$

Dus bij een pompcap. $\geq 0,28 \cdot Q_{10}$

In onderstaande grafiek zijn regenhoeveelheden uitgezet, voorkomende bij een periodiciteit van $P = 10$, en een variabele t .

$$Q_{10} = 6,87 \cdot t^{-0,74} \cdot B \cdot L.$$



Figuur 30

Is de pompcapaciteit klein dan wordt de maximale overbelasting bereikt door een regenbui van vrij lange duur (fig.30) met een geringere intensiteit. Wordt de pompcapaciteit groter, dan is een regenbui van kortere duur en grotere intensiteit maatgevend voor de overbelasting of berging (in fig.30 aangegeven met - - -). Blijven we de pompcapaciteit verhogen totdat de karakteristieke regenbui bereikt is, dan gaat de over in een Δ en dan is $t_1 = t_{max}$.

De overbelasting is dan $Q_m = 6,87 \cdot t_m^{-0,74} \cdot B \cdot L$.
(zie blz. 58).

$$t_m = \left(\frac{Q_m}{6,87 \cdot B \cdot L} \right)^{-\frac{1}{0,74}} = \left(\frac{Q_m}{6,87 \cdot B \cdot L} \right)^{-1,35}$$

Q_{max} voor de karakteristieke regenbui is ($P = 10$)

$$Q_m = 2,75 \cdot i^{0,34} \cdot B^{1,23} \cdot L^{0,32} \text{ ltr/s.} \quad \text{formule 2}$$

t_m invullen in de formule voor de maximale overbelasting

$$I' - II' - III' + IV' = 0$$

$$I' : 1,78 \cdot (Q_m / 6,87 \cdot B \cdot L)^{-1,35} \cdot -0,74 \cdot B \cdot L = 0,259 Q_m$$

$$\begin{aligned} II' : & \frac{0,0058 \cdot L^{3/4} \cdot Q_p}{t_m^{0,815} \cdot i^{3/8} \cdot B^{1/4}} = \\ & = \frac{0,0058 \cdot L^{3/4} \cdot Q_p}{i^{3/8} \cdot B^{1/4}} \cdot \left(\frac{Q_m}{6,87 \cdot B \cdot L} \right)^{-1,35} \cdot -0,815 = \\ & = \frac{0,0007 \cdot Q_p \cdot L^{3/4}}{i^{3/8} \cdot B^{1/4}} \cdot \frac{Q_m^{1,1}}{B^{1,1} \cdot L^{1,1}} = \frac{0,0007 \cdot Q_p \cdot Q_m^{1,1}}{i^{0,375} \cdot B^{1,35} \cdot L^{0,35}} \end{aligned}$$

$$III' : Q_p$$

$$IV' : \frac{0,0042 \cdot Q_p^2}{i^{3/8} \cdot B^{1,25} \cdot L^{0,25}} \cdot \left(\frac{Q_m}{6,87 \cdot B \cdot L} \right)^{-1,35} \cdot -0,075 = \frac{0,0035 \cdot Q_p^2 \cdot Q_m^{0,10}}{i^{0,375} \cdot B^{1,35} \cdot L^{0,35}}$$

$$Q_m = 165 \cdot i^{0,34} \cdot B^{1,23} \cdot L^{0,32} \text{ ltr/min.}$$

$$I' : \frac{42,735 \cdot i^{0,34} \cdot B^{1,23} \cdot L^{0,32}}{i^{0,375} \cdot B^{1,35} \cdot L^{0,35}}$$

$$II' : \frac{0,0007 \cdot Q_p}{i^{0,375} \cdot B^{1,35} \cdot L^{0,35}} \cdot (165 \cdot i^{0,34} \cdot B^{1,23} \cdot L^{0,32})^{1,1} =$$

$$= 0,192 \cdot Q_p \cdot \frac{i^{0,375} \cdot B^{1,35} \cdot L^{0,35}}{i^{0,375} \cdot B^{1,35} \cdot L^{0,35}} = 0,192 \cdot Q_p$$

$$III' : Q_p \quad II' + III' = 1,192 \cdot Q_p$$

$$IV' : \frac{0,0035 \cdot Q_p^2}{i^{0,375} \cdot B^{1,35} \cdot L^{0,35}} \cdot (i^{0,34} \cdot B^{1,23} \cdot L^{0,32} \cdot 165)^{0,1} =$$

$$= \frac{0,0058 \cdot Q_p^2}{i^{0,34} \cdot B^{1,23} \cdot L^{0,32}}$$

$$\begin{aligned} \text{TOTAAL:} \quad & \frac{0,0058}{i^{0,34} \cdot B^{1,23} \cdot L^{0,32}} \cdot Q_p^2 - 1,192 \cdot Q_p + \\ & + 42,735 \cdot i^{0,34} \cdot B^{1,23} \cdot L^{0,32} = 0 \end{aligned}$$

Vierkantsvergelijking:

$$ax^2 + bx + c = 0 \rightarrow x_{1,2} = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

$$Q_p = \frac{1,192 \pm \sqrt{1,192^2 - 4 \cdot 42,735 \cdot 0,0058 \cdot \frac{i^{0,34} \cdot B^{1,23} \cdot L^{0,32}}{i^{0,34} \cdot B^{1,23} \cdot L^{0,32}}}}{2 \cdot 0,0058}$$

$$\frac{i^{0,34} \cdot B^{1,23} \cdot L^{0,32}}{i^{0,34} \cdot B^{1,23} \cdot L^{0,32}}$$

$$Q_p = \frac{1,192 \pm 0,655}{0,016} \cdot i^{0,34} \cdot B^{1,23} \cdot L^{0,32} =$$

$$= 46,29 \cdot (i^{0,34} \cdot B^{1,23} \cdot L^{0,32})$$

$$\text{De aanvoer is: } 60 \cdot 2,75 \cdot (i^{0,34} \cdot B^{1,23} \cdot L^{0,32})$$

$$\text{Er dient weggepomt te worden: } 46,29 \cdot (i^{0,34} \cdot B^{1,23} \cdot L^{0,32})$$

$$\text{De verhouding is dus: } 46,29 : 165 = 0,28$$

$$\text{of: } Q_p = 0,28 \cdot Q_{\max} \text{ (minimaal)}$$

CONCLUSIE

WIL ER MET DE EENVOUDIGE FORMULE VAN DE MAATGEVENDE
REGENBUI GEREKEND WORDEN, DAN MOET DE POMPVERHOUDING ZIJN:

$$\frac{Q_p}{Q_{\max}} \geq 0,28$$

formule 15

Deze regel geldt ook voor andere periodiciteiten.

6.4 Berging ten behoeve van de pompvertraging

Pompen slaan aan als het water gestegen is tot niveau 2 (zie
figuur 28) en slaan weer af als het water gedaald is tot
niveau 1.

De frequentie van het aan- en afslaan hangt af van de
pompcapaciteit, de wateraanvoer en de grootte van de
berging.

Voor een goede werking van pompen wordt gesteld dat een pomp
tijdens normale bedrijfsuren niet vaker dan 3 tot 5 maal per
uur aanslaat. Tijdens extreme omstandigheden die slechts
sporadisch voorkomen, mag dat 10 tot 15 maal per uur zijn.

Stel: I = inhoud berging in ltr.

Q_p = pompcapaciteit in ltr/s.

Q_{mu} = maximale regenwateraanvoer gedurende één uur in ltr/s.

t_p^* = tijdsduur waarin de pomp in bedrijf is in s.

t_s^* = tijdsduur van de pauze tussen de bedrijfstitijden in s.

n = het aantal malen aan- en afslaan per uur.

$$t_p^* = (I + t_p^* \cdot Q_{mu}) : Q_p \quad (1)$$

$$t_s^* = \frac{I}{Q_{mu}} \quad (2)$$

$$n \cdot (t_p^* + t_s^*) = 3600 \longrightarrow t_p^* = \frac{3600}{n} - t_s^* \quad (3)$$

$$(1) \text{ en } (2) \text{ invullen in } (3) \longrightarrow \frac{\left(I + \frac{3600}{n} - \frac{I}{Q_{mu}}\right) \cdot Q_{mu}}{Q_p} = \frac{3600}{n} - \frac{I}{Q_{mu}}$$

Verdere uitwerking geeft:

$I = \frac{3600}{n} \cdot Q_{mu} \cdot \left(1 - \frac{Q_{mu}}{Q_p}\right)$	<u>formule 16</u>
$n = \frac{3600}{I} \cdot Q_{mu} \cdot \left(1 - \frac{Q_{mu}}{Q_p}\right)$	<u>formule 17</u>

In de aanhef zijn 2 criteria gesteld voor de frequentie van het aan- en afslaan van pompen.

a. tijdens normale bedrijfsuren (b.v. $P = 1$)

b. tijdens sporadisch voorkomende extreme omstandigheden

ad a

Voor normale bedrijfsuren kunnen we uitgaan van regenbuien die éénmaal per jaar voorkomen.

$$Q_{\mu} = 0,033 \cdot 1^{0,54} \cdot B \cdot L \cdot 60^{-0,74} = 1,6 \cdot 10^{-3} \cdot B \cdot L$$

$$Q_{\mu(1)} = 1,6 \cdot 10^{-3} \cdot B \cdot L$$

formule 18

ad b

Bij het groter worden van Q_{μ} zal ook n groter worden. Dat gaat echter niet oneindig door, want indien $Q_{\mu} = Q_p$ is $n = 0$. Er zal dus ergens een Q_{μ} zijn waarbij n maximaal is.

n is maximaal indien $n' = 0$

$$n' = \left[\frac{3600}{I} \cdot Q_{\mu} \cdot \left(1 - \frac{Q_{\mu}}{Q_p} \right) \right]' = 0$$

$$\left[\frac{3600}{I} \cdot Q_{\mu} - \frac{3600}{I} \cdot \frac{Q_{\mu}^2}{Q_p} \right]' = 0$$

$$\frac{3600}{I} - 2 \cdot \frac{3600}{I} \cdot \frac{Q_{\mu}}{Q_p} = 0 \rightarrow \frac{Q_{\mu}}{Q_p} = 1/2$$

n is maximaal als $Q_{\mu} = \frac{Q_p}{2}$

$$n_{\max} = \frac{3600}{I} \cdot \frac{Q_p}{2} \cdot \left(1 - \frac{Q_p}{Q_p \cdot 2} \right) =$$

$$n_{\max} = \frac{3600}{I} \cdot \frac{Q_p}{4}$$

formule 19

6.5 Overbelastingen van pompkelders

Pompkelders zijn voorzien van een voldoende grote bergruimte voor al het water dat boven de pompcapaciteit wordt aangevoerd.

Bij de berekening van berging en pompen is uitgegaan van een bepaalde periodiciteit. Komt er echter een bui voor van een hogere periodiciteit dan kan de pompkelder het wateraanbod niet aan en zal overbelast worden. Is een pompkelder berekend op $P = 25$, dan kan de overbelasting, zowel als de overbelastingstijd bij bijvoorbeeld $P = 50$ berekend worden.

Willen we de grootst mogelijke overbelasting berekenen dan kan uitgegaan worden van de maximale regenwaarden voor Nederland uitgedrukt in de formule $H = 12,7\sqrt{t}$.

Let wel, deze formule is niet tot stand gekomen door metingen in Nederland, maar is een lijn rakend aan één (de grootste waarneming) in Nederland en evenwijdig aan de grootste waarnemingen ter wereld.

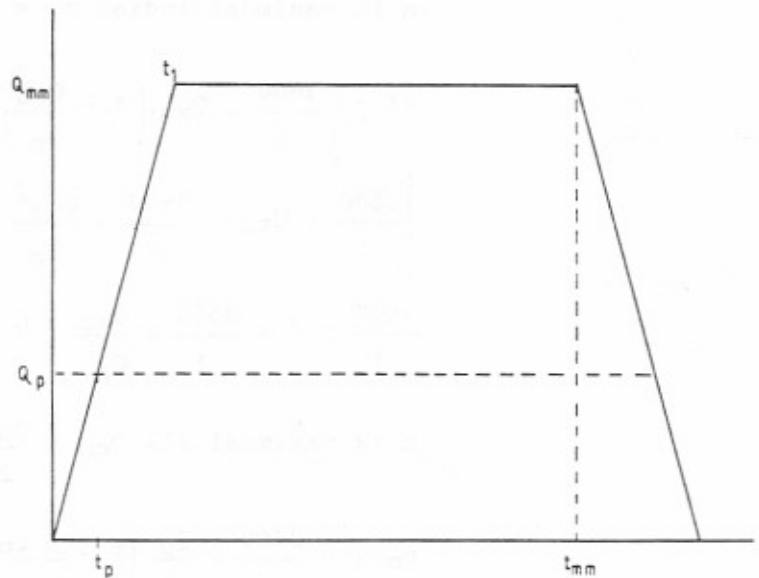
Q_{mm} = hoeveelheid regenwater in ltr/min., de maximaal in Nederland gemeten waarden.

Q_p = pompcapaciteit in ltr/min.

t_1 = tijd in min., waarbij de aanvoer maximaal is.

t_p = tijd in min., waarbij de aanvoer is toegenomen tot Q_p .

t_{mm} = tijdsduur regenbui volgens de maximale waarden.



figuur 31

De hoeveelheid boven de lijn " Q_p " is de overbelasting. Hier- van wordt een gedeelte door de pompkelder opgevangen. De rest blijft tijdelijk in de tunnel, op het wegdek en in bermgoten en is de eigenlijke overbelasting van de pomp- kelder.

$$Q_{mm} = H^* \cdot B \cdot L \cdot 60000 \cdot t_{mm} \quad H = 12,7\sqrt{t_{mm}} \quad H^* = \frac{H}{60000 \cdot t_{mm}}$$

$$Q_{mm} = 12,7 \cdot t^{-0,5} \cdot B \cdot L$$

Berekening t_1

$$t^* = \frac{0,19.L^{3/4}}{i^{3/8}.q^{1/4}} \rightarrow t_1 = \frac{L^{3/4}}{316.i^{3/8}.q^{1/4}} \text{ min. } q = H^*.B = \frac{H}{60000.t_m}$$

$$t_1 = \frac{L^{3/4}}{316.i^{3/8}.\left(\frac{H.B}{60000.t_m}\right)^{1/4}} = \frac{L^{3/4}}{316.i^{3/8}.\left(\frac{12,7\sqrt{t_m.B}}{60000.t_m}\right)^{1/4}}$$

Verdere uitwerking geeft:

$$t_1 = \frac{L^{3/4} . t_m^{1/8}}{38,12.B^{1/4}.i^{3/8}}$$

$$t_p = \frac{Q_p}{Q_{mm}} . t_1 = \frac{Q_p}{12,7.t^{-0,5}.B.L} . \frac{L^{3/4} . t_m^{1/8}}{38,12.B^{1/4}.i^{3/8}}$$

$$t_p = \frac{Q_p . t_m^{5/8}}{484.B^{1,25}.L^{0,25}.i^{3/8}}$$

$$F = (Q_{mm} - Q_p).(t_m - t_p) = Q_{mm} . t_m - Q_{mm} . t_p - Q_p . t_m + Q_p . t_p$$

$$I \quad - \quad II \quad - \quad III \quad + \quad IV$$

$$I \quad Q_{mm} . t_m = 12,7.\sqrt{t_m} . B . L$$

$$II \quad 12,7.t^{-0,5}.B.L \frac{Q_p . t_m^{5/8}}{484.B^{1,25}.L^{0,25}.i^{3/8}} = \frac{0,26.Q_p . t_m^{1/8}.L^{3/4}}{i^{3/8} . B^{1/4}}$$

$$III \quad Q_p . t_m$$

$$IV \quad \frac{Q_p^2.t^{5/8}}{454.B^{1,25}.L^{0,25}.i^{3/8}}$$

$$F' = I' - II' - III' + IV'$$

$$I' = 12,7 . 0,5.t^{-1/2} B . L = 6,35.t^{-1/2}.B . L$$

$$II' = \frac{1/8 \cdot 0,026 \cdot Q_p \cdot t_m^{-7/8} \cdot L^{3/4}}{i^{3/8} \cdot B^{1/4}} = \frac{0,00325 \cdot Q_p \cdot t_m^{-7/8} \cdot L^{3/4}}{i^{3/8} \cdot B^{1/4}}$$

$$III' = Q_p$$

$$IV' = \frac{5/8 \cdot Q_p^2 \cdot t_m^{-3/8}}{484 \cdot B^{1,25} \cdot L^{0,25} \cdot i^{3/8}} = \frac{0,00129 \cdot Q_p^2 \cdot t_m^{-3/8}}{i^{3/8} \cdot B^{1,25} \cdot L^{1/4}}$$

De maximale overbelasting wordt bereikt als $F' = 0$

Verdere uitwerking geeft:

$$\frac{6,35 \cdot B \cdot L}{t_m^{1/2} \cdot Q_p} - \frac{0,00325 \cdot t_m^{-7/8} \cdot L^{3/4}}{i^{3/8} \cdot B^{1/4}} + \frac{0,00129 \cdot Q_p \cdot t_m^{-3/8}}{i^{3/8} \cdot B^{1,25} \cdot L^{1/4}} = 1$$

formule 20

Rekenvoorbeeld

Stel: $B = 10$ m, $L = 200$ m, $i = 0,02$, $Q_p = 2500$ ltr/min. en de berging is 15 m³.

De formule, en daarom ook de pompcapaciteit en de berging, hebben betrekking op toestroming vanuit één richting.

Verdere uitwerking van formule 20 geeft:

$$5,088 \cdot t^{-1/2} - 0,421 \cdot t^{-7/8} + 0,208 \cdot t^{-3/8} = 1 \rightarrow t_m = 27,5 \text{ min.}$$

$$t_p = \frac{Q_p \cdot t_m^{5/8}}{484 \cdot B^{1,25} \cdot L^{0,25} \cdot i^{3/8}} = \frac{2500 \cdot 27,5^{5/8}}{484 \cdot 10^{1,25} \cdot 200^{0,25} \cdot 0,02^{3/8}} = 2,67 \text{ min}$$

$$\text{De overbelasting} = (Q_{mm} - Q_p) \cdot (t_{mm} - t_p)$$

$$Q_{mm} = 12,7 \cdot t_{mm}^{-0,5} \cdot B \cdot L = 25400 \cdot t_{mm}^{-0,5} = 4844 \text{ ltr/min.}$$

Hiervan wordt 15000 ltr. in de berging opgenomen;

blijft $58191 - 15000 = 43191$ ltr.

Voor toestroming uit 2 richtingen, af- en toerit van dezelfde afmetingen is dat $86,38 \text{ m}^3$. Dat komt overeen met een plas water van 10 bij 30 m en 0,30 m waterhoogte.

Indien er verder geen watertoeestroming is dan duurt het $43191/2500 = 17,3$ min. eer het water is weggepompt.

Overbelasting bij een regenbui van $P = 50$.

Uitwerking van formule 9 (blz. 43) en dezelfde tunnelafmetingen als voorgaand voorbeeld geeft:

$$3,407 \cdot t_m^{-0,74} - 0,597 \cdot t_m^{-0,815} + 0,225 \cdot t_m^{-0,075} = 1$$

Daaruit volgt $t_m = 5,65$ min.

$$t_p = \frac{Q_p \cdot t_m^{0,925}}{47,25 \cdot i^{0,375} \cdot B^{1,25} \cdot L^{0,25} \cdot P^{0,675}} = 1,21 \text{ min.}$$

$$Q_m = 1,98 \cdot P^{0,54} \cdot t_m^{-0,74} \cdot B \cdot L = 9091 \text{ ltr/min.}$$

$$(Q_m - Q_p) \cdot (t_m - t_p) = (9091 - 2500) \cdot (5,65 - 1,21) = 29264 \text{ ltr.}$$

De overbelasting is $29264 - 15000$ (berging) = 14264 ltr.

Dit komt overeen met een plas water van 10 bij 30 m en 5 cm waterhoogte.

Indien er verder geen wateraanvoer is dan wordt dit weggepompt in $14264/2500 = 5,7$ min.

6.6 Wegpompen van overbelastingswater

Tijdens het wegpompen van het overbelastingswater kan er nog wateraanvoer zijn.

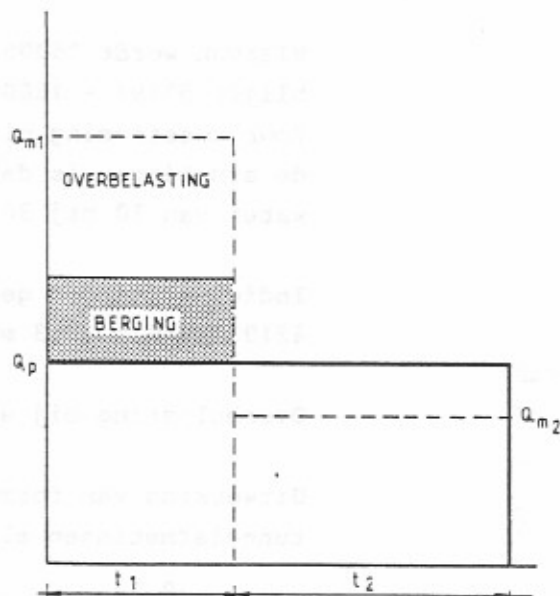
Bij al de berekeningen zijn we steeds uitgegaan van maximale hoeveelheden, dus ook voor de nog mogelijke aanvoer van regenwater tijdens het wegpompen van overbelastingen moet uitgegaan worden van maximale hoeveelheden.

De regenbui die de maximale overbelasting geeft voert aan Q_{m1} ltr/min. en duurt t_1 min.

De maximale aanvoer tijdens het wegpompen van de overbelasting is Q_{m2} ltr/min. en duurt t_2 min.

Q_p = pompcapaciteit

 hoeveelheid die in de berging van de pompkelder wordt opgenomen.



figuur 32

De totale aanvoer is $Q_{m1} \cdot t_1 + Q_{m2} \cdot t_2$

Tot aan het eind van de overbelastingsperiode is weggepompt $Q_p (t_1 + t_2)$, de berging staat dan nog vol met water.

Dan geldt: $Q_{m1} \cdot t_1 + Q_{m2} \cdot t_2 = Q_p (t_1 + t_2) + \text{berging}$.

Regenbui 1 en regenbui 2 moeten samen ook voldoen aan de neerslaganalyse dus;

$$Q_{m1} \cdot t_1 + Q_{m2} \cdot t_2 = Q_{m3} \cdot (t_1 + t_2)$$

$$\text{of } Q_{m3} \cdot (t_1 + t_2) = Q_p \cdot (t_1 + t_2) + \text{berging}$$

$$Q_{m3} = 1,98 \cdot P^{0,54} \cdot (t_1 + t_2)^{-0,74} \cdot \text{B.L. (neerslaganalyse)}$$

$$\text{dus } 1,98 \cdot P^{0,54} \cdot (t_1 + t_2)^{0,26} \cdot \text{B.L.} = Q_p \cdot (t_1 + t_2) + \text{berging}$$

t_2 is hierin de enige onbekende en kan dus berekend worden.

Vullen we de gegevens van voorgaand voorbeeld in dan:

$$32740 \cdot (5,65 + t_2)^{0,26} = 2500 \cdot (5,65 + t_2) + 15000$$

Hieruit volgt $t_2 = 18,5$ min.

6.7 Rekenvoorbeeld

Gegeven:

Een tunnel, afrit en toerit zijn van dezelfde vorm en afmetingen. Lengte 200 m, breedte 10 m en de helling is $2\% = 0,02$.

Gevraagd:

Capaciteit pompen en afmetingen pompkelder.

Oplossing:

De maximale hoeveelheid water tengevolge van een regenbui die 1 maal per 25 jaar kan voorkomen voldoet aan:

$$\begin{aligned} Q_m &= 0,6 \cdot P^{0,66} \cdot i^{0,34} \cdot B^{1,23} \cdot L^{0,32} \\ &= 5 \cdot 0,02^{0,34} \cdot 10^{1,23} \cdot 200^{0,32} = 122 \text{ ltr/s. of } 7342 \text{ ltr/min.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} t &= \left(\frac{Q_{25}}{1,98 \cdot P^{0,54} \cdot B \cdot L} \right)^{-1,35} = \\ &= \left(\frac{7342}{1,98 \cdot 25^{0,54} \cdot 10 \cdot 200} \right)^{-1,35} = 4,5 \text{ min.} \end{aligned}$$

pompcapaciteit

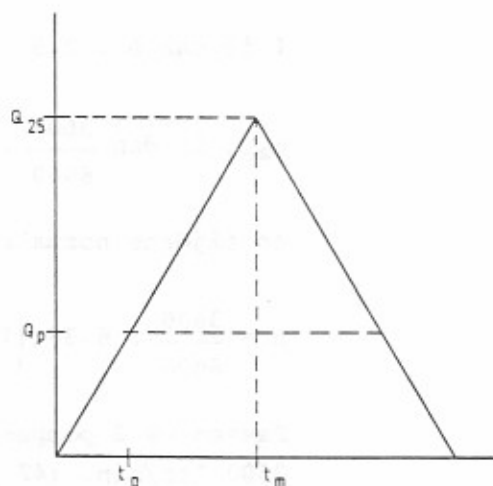
$$> 0,28 \cdot 7342 = 2056$$

keuze pompcapaciteit

2500 ltr/min.

$$t_p = \frac{2500}{7342} \cdot 4,5 = 1,53$$

$$\begin{aligned} \text{berging} &= (Q_{25} - Q_p) \cdot (t_m - t_p) \\ &= (7342 - 2500) \cdot (4,5 - 1,53) \\ &= 14380 \text{ ltr.} \\ &= 14,4 \text{ m}^3 \end{aligned}$$



figuur 33

Voor de gehele tunnel, afrit en toerit, is dan een berg-
ruimte nodig van $28,8 \text{ m}^3$. Keuze afmetingen, 6 m lang, 2,5 m
breed en 2 m hoog: $6 \cdot 2,5 \cdot 2 = 30 \text{ m}^3$.

Berekening bergruimte ten behoeve van pompvertraging

Maximale regenaanvoer tijdens één uur bij $P = 1$.

$$Q_{\text{mu}} = 0,033 P^{0,54} \cdot L \cdot B \cdot t^{-0,74} = 3,19 \text{ ltr/s.}$$

Voor af- en toevoer 6,38 ltr/s.

De pompfrequentie (aantal malen af- en aanslaan per uur) is:

$$n = \frac{3600}{I} \cdot Q_{\text{mu}} \cdot \left(1 - \frac{Q_{\text{mu}}}{Q_p} \right) \quad \text{formule 17}$$

Bij een vlotterinstelling van 30 cm is

$$I = 6 \cdot 2,5 \cdot 0,30 = 4,5 \text{ m}^3 \text{ of } 4500 \text{ ltr.}$$

$$n = \frac{3600}{4500} \cdot 6,38 \cdot \left(1 - \frac{6,38}{84} \right) = 4,7 \approx 5 \text{ maal}$$

$$n_{\text{max}} = \frac{3600}{4500} \cdot \frac{84}{4} = 16,8 \quad \text{Dit is te hoog.}$$

Stel vlotterinstelling is 40 cm.

$$I \text{ is dan } 6 \cdot 2,5 \cdot 0,4 = 6 \text{ m}^3 \text{ of } 6000 \text{ ltr.}$$

$$n_{\text{max}} \text{ is dan } \frac{3600}{6000} \cdot 21 = 12,6$$

=====

en tijdens normale bedrijfsuren ($P = 1$)

$$n = \frac{3600}{6000} \cdot 6,38 \cdot \left(1 - \frac{6,38}{84} \right) = 3,5$$

Passen we 2 pompen toe, elk van een capaciteit van
2500 ltr/min. (42 ltr/s.), waarbij pomp 2 alleen ingescha-
keld wordt, indien pomp 1 overbelast wordt, dan is de pomp-
frequentie;

$$n_{\text{norm}} = \frac{3600}{6000} \cdot 6,38 \cdot \left(1 - \frac{6,38}{42}\right) = 3,2$$

$$n_{\text{max}} = \frac{3600}{6000} \cdot \frac{42}{4} = 6,3$$

Bedrijfstijden

$$\text{Bij } n_{\text{norm}} \quad t_s^* = \frac{I}{Q_{\text{mu}}} = \frac{6000}{6,38} = 940 \text{ s.}$$

$$t_p^* = \frac{3600}{p} - 940 = 185 \text{ s.}$$

$$\text{Bij } n_{\text{max}} \quad t_s^* = \frac{6000}{21} = 286 \text{ sec.}$$

$$t_p^* = \frac{3600}{p} - 286 = 285 \text{ s.}$$

Verder kunnen we ons de vraag stellen hoe vaak pomp 2 ingeschakeld wordt.

Over het algemeen kan gesteld worden dat pomp 2 ingeschakeld wordt als de aanvoer > dan de pompcapaciteit. $Q_m > Q_p$.

$$\text{De aanvoer is } Q_m = 2 \cdot \left(0,6 \cdot p^{0,66} \cdot i^{0,34} \cdot B^{1,23} \cdot L^{0,32}\right) > Q_p$$

$$2 \cdot 0,6 \cdot p^{0,66} \cdot 0,02^{0,34} \cdot 10^{1,23} \cdot 200^{0,32} \geq 21$$

$$p = \left\{ \frac{21}{24,47 \cdot 0,6 \cdot 2} \right\}^{1/0,66} = 0,6$$

Dat is ongeveer 1,7 x per jaar.

7. Conclusies en aanbevelingen

- Rekenen met standaardregenbuien geeft geen enkele garantie dat aan de gekozen periodiciteit wordt voldaan. Immers binnen die periodiciteit passen vele regenbuien waarvan de intensiteit en de tijdsduur in een bepaalde verhouding staan. Zolang niet bekend is welke de maatgevende regenbui is, zegt de periodiciteit weinig.
- Het rekenen met de neerslaganalyse geeft, binnen de nauwkeurigheid van de statistische kansberekening ook zekerheid over de gekozen periodiciteit.
- Een afvoersysteem ontwerpen waarbij geen overbelastingen kunnen voorkomen is schier onmogelijk.
- De grootste overbelastingen ontstaan door regenbuien met hoge intensiteit en korte duur.
- Op bruggen en viaducten wordt het verkeer door het overbelastingswater niet zodanig gehinderd dat stremming optreedt. Het water kan immers wegstromen.
- Verkeersstremmingen ontstaan door schade veroorzaakt door het overbelastingswater.
- Op verzamelplaatsen, laaggelegen delen en in tunnels, kan het verkeer rechtstreeks door het overbelastingswater gestremd worden.
- Daar overbelastingen niet te voorkomen zijn, dient de omgeving van landhoofden zodanig uitgevoerd te worden dat geen uitspoelingen kunnen voorkomen.
- Afvoersystemen die gedimensioneerd zijn op een zeer hoge periodiciteit hebben als nadeel, dat het totale systeem niet of nauwelijks benut wordt, waardoor de kans bestaat dat het systeem niet volledig in tact blijft; denk aan dichtslibben.
- Het rekenen met een afvoercoëfficiënt, die het percentage aangeeft dat niet tot afvloeing komt heeft geen zin, daar het vooral deelregens zijn die voor de dimensionering maatgevend zijn.
- Gezien voorgaande overwegingen verdient het aanbeveling bij de dimensionering de volgende periodiciteiten aan te houden:
 - P = 10 voor bruggen en viaducten
 - P = 25 voor verzamelpunten en secundaire tunnels
 - P = 50 voor tunnels in Rijkswegen.