

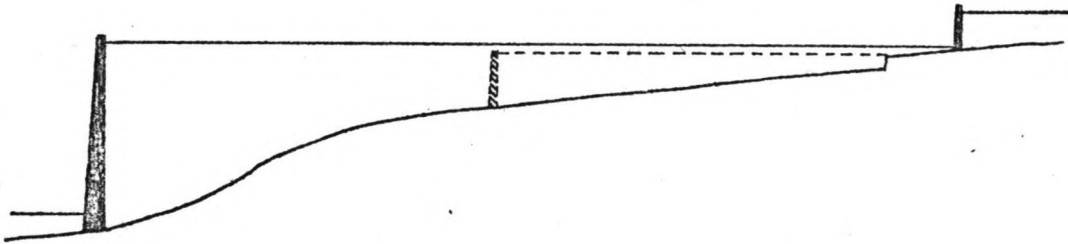
1983
4.17.6



VAKGROEP
WATERBOUWKUNDE
Afd. Civiele Techniek
TH Delft

ONTWERP VAN EEN STUW IN DE NARMADA

DEEL B: CONSTRUCTIEVE UITWERKING



P. Meijers

Afstudeerverslag T.H. Delft,
afdeling der civiele techniek,
vakgroep waterbouwkunde.

Afstudeerdocent: prof. ir. A. Glerum
Begeleider: ir. J. Schippers

V BEPALING ECONOMISCH MEEST OPTIMALE SCHUIFAFMETINGEN

In het voorgaande hoofdstuk is het type afsluitmiddel dat er moet komen bepaald nl. een hefdeur. In dit hoofdstuk zal bepaald worden welke afmetingen de deur moet krijgen. Een randvoorwaarde voor de constructie is dat de ontwerpafvoergolf moet kunnen passeren. Om hieraan te voldoen zijn er vele combinaties van aantal schuiven, schuifbreedte en schuifhoogte mogelijk.

Een andere randvoorwaarde is dat de bouwkosten zo laag mogelijk moeten zijn. Om te bepalen bij welke schuifafmetingen dit minimum optreedt is het nodig om een globaal ontwerp van de stuw te maken waarbij de afmetingen van de verschillende onderdelen een functie van de schuifbreedte en -hoogte zijn. Als bouwonderdelen zijn te onderscheiden:

- schuif
- bewegingswerk
- contragewichten
- brug over het stuwcomplex
- pijlervoet
- heftoren
- fundering
- drempel
- woelbak
- landhoofden
- overlaat

In de volgende paragrafen wordt de dagmaat van de schuifbreedte met b en de nuttige schuifhoogte met h aangeduid.

Als constructiemateriaal voor de pijlers etc. wordt gekozen voor beton B 17,5 met betonstaal FeB 400. De redenen om voor beton B 17,5 te kiezen zijn dat een groot deel van het beton de functie van gewichtsbeton heeft. Verder stelt de verwerking geen hoge eisen aan de uitvoeringsbekwaamheid en bevat het minder cement dan een hogere betonkwaliteit zodat de warmteontwikkeling ook geringer is. Dit is bij de grote betonvolumes en het warme klimaat waarvan hier sprake is een belangrijk voordeel.

In de berekeningen is het volumegewicht van het beton gesteld op 2400 kg/m^3 . De geologische gesteldheid ter plaatse is zodanig dat de ondergrond bestaat uit basalt met een verweerde toplaag. Het

gebruik van basalt als toeslagmateriaal ligt dus voor de hand waardoor het werkelijke volumegewicht waarschijnlijk wel hoger is. Deze basalt kan ook gebruikt worden om de landhoofden etc. mee op te bouwen.

In bijlage 9 zijn een aantal relevante cijfers van de bouwkosten in India vermeld.

V.1 DE SCHUIF

Er wordt afgezien van het maken van een ontwerp voor de schuif. Aangezien het doel van dit hoofdstuk alleen is een kostprijs voor de verschillende mogelijke schuifafmetingen te krijgen wordt er met een schatting van het schuifgewicht gewerkt en wel 800 kg/m^3 (in V.16 wordt op deze schatting teruggekomen):

Als er vanuitgegaan wordt dat 1 ton staal 3500 Rs. kost betekent dit dat 1 m^2 schuif 3000 Rs. kost. Daarnaast zijn er nog voorzieningen nodig t.b.v. geleiding en afdichting waarvan de kosten geschat kunnen worden op 1000 Rs. per m^2 .

De totale hoogte van de schuif is de nuttige hoogte plus enig vrijboord en de totale breedte is de dagmaat plus enige extra breedte i.v.m. de oplegging in de nissen. In eerste instantie wordt echter uitgegaan van de schuifafmetingen $b \times h$.

De constructiehoogte van de schuif wordt op ongeveer $1/10$ van de overspanning geschat dus $0,1 b$.

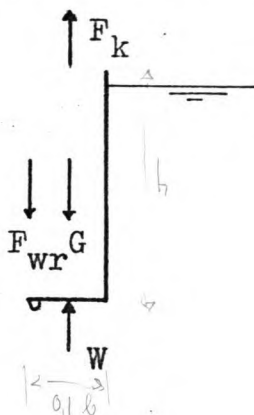
De beplating van de schuif kan zowel aan de bovenstroomse- als aan de benedenstroomse zijde van de schuif aangebracht worden. De afdichtstrip kan overal onder de schuif geplaatst worden met als extremen aan de bovenstroomse- of de benedenstroomse zijde.

De verticale krachten op de schuif zijn:

- F_k : de benodigde kracht in de kabels om de schuif te heffen.
- F_{wr} : de wrijvingskracht bij begin heffen, groot $f \cdot 5 bh^2$ (kN).
- G : het eigengewicht van de schuif, boven water $8 bh$, onder water $7 bh$ omdat er t.g.v. de waterverplaatsing een opwaartse kracht op werkt.
- W : waterdruk op de onderste ligger van de schuif.

De plaatskeuze van beplating en afdichtstrip beïnvloedt de benodigde hefkracht. Er zijn de volgende 4 mogelijkheden:

I: beplating bovenstrooms, afdichting benedenstrooms.

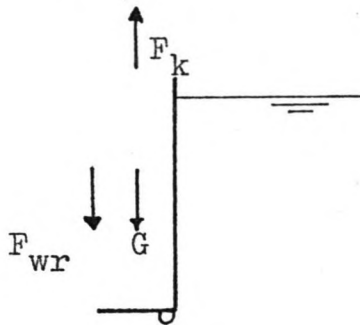


$$F_k > G + F_{wr} - W$$

$$F_k > 8 bh + f \cdot 5 bh^2 - 10 h \cdot 0,1 b$$

Als $b > 8 + 5 f \cdot h$ dan wordt de schuif door de waterdruk spontaan opgelicht. Door de afdichtstrip meer naar de bovenstroomse zijde te verschuiven is dit te voorkomen.

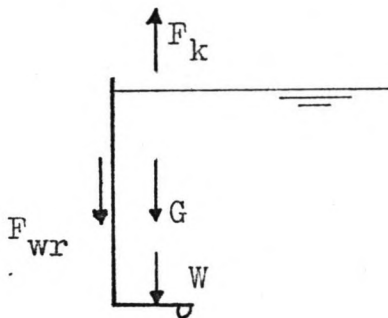
II: beplating en afdichtstrip beiden bovenstrooms.



$$F_k > G + F_{wr}$$

$$F_k > 8 bh + f.5 bh^2$$

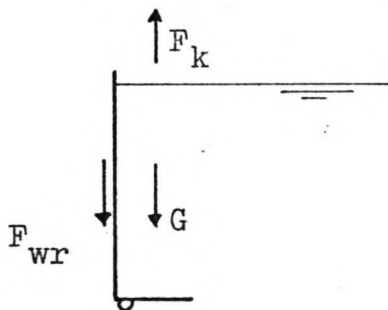
III: beplating benedenstrooms, afdichtstrip bovenstrooms.



$$F_k > G + F_{wr} + W$$

$$F_k > 7 bh + f.5 bh^2 + b^2h$$

IV: beplating en afdichtstrip beiden benedenstrooms.



$$F_k > G + F_{wr}$$

$$F_k > 7 bh + f.5 bh^2$$

Bij mogelijkheid IV is de benodigde hefkracht minimaal. Andere argumenten die de keuze kunnen beïnvloeden zijn:

- bij I en II zijn de liggers te schilderen zonder dat de schuif geheven behoeft te worden.
- bij III en IV is de beplating op trek belast wat gunstig is i.v.m. plooi.
- bij II en IV ligt de afdichtstrip in het zelfde vlak als de plaat wat inhoudt dat er aan de onderkant geen extra plaat nodig is.

- bij III en IV moeten de liggers bij het heffen door het water getrokken worden.
- bij I en II zijn er meer liggers aan golfklappen blootgesteld dan bij III en IV.

Op grond van deze argumenten lijkt mogelijkheid IV de beste keuze te zijn. Er zal verder dan ook vanuitgegaan worden dat zowel de beplating als de afdichtstrip zich aan de benedenstroomse zijde van de schuif bevinden.

V.2 HET BEWEGINGSWERK

De kosten van het aandrijfmechanisme worden bepaald door de kracht die uitgeoefend moet kunnen worden. Deze kracht wordt bepaald door het gewicht van de schuif, de eventueel aanwezige contragewichten en de te overwinnen wrijvingskracht. Deze laatste is weer afhankelijk van de vraag of de schuif een glijschuif of een rolschuif is. Als argumenten om voor een rolschuif of een glijschuif te kiezen zijn te noemen:

- rolwagens vormen een ingewikkelder en dus een duurder constructie dan een glijstrip maar daar staat een lagere wrijvingscoëfficiënt tegenover.
- de wrijvingscoëfficiënt van de glijstrips is tot 0,04 terug te brengen als ze van een PTFE glijlaag worden voorzien.
- bij glijstrips, die op afschuiving worden belast, zal de slijtage groter zijn dan bij rolwagens maar aangezien de schuif niet zo vaak zal worden bewogen is dit niet van zoveel belang.
- bij toepassing van glijstrips zullen er hoge eisen gesteld moeten worden aan de vlakheid van de oplegzone terwijl tevens de glijstrip zo flexibel moet zijn dat oneffenheden opgevangen kunnen worden.
- aangezien de stuw praktisch het gehele droge seizoen gesloten moet blijven bestaat het gevaar dat bij rolwagens de wielen gaan vastzitten.
- bij rolwagens kunnen de wielen geblokkeerd raken als er een blokje voorligt. De wielen moeten dan of over het blokje getrokken worden of het blokje voor zich uit duwen of het blokje vernielen (verbrijzelen, platwalsen, etc.).

De laatste twee argumenten maken het moeilijk om de benodigde hefkraft bij toepassing van rolwagens te bepalen. Er zal verder van de toepassing van een glijschuif uitgegaan worden.

Verder kan de schuif al dan niet met contragewichten uitgerust worden. Toepassing van contragewichten maakt de pijler zwaarder dus duurder maar vermindert anderzijds de kracht die het bewegingswerk moet uitoefenen dus maken dit onderdeel goedkoper. Aangezien vooraf niet is te zeggen wat goedkoper is zal er zowel een variant met als zonder contragewichten beschouwd worden.

De op de schuif werkende krachten zijn:

- G : het gewicht van de schuif boven water, $G = 8 bh$.
- G' : het gewicht van de schuif onder water, $G' = 7 bh$.
- G_c : het gewicht van de contragewichten.
- F_{wr} : de wrijvingskracht, bij het begin heffen is deze: $F_{wr} = f \cdot 5 bh^2 = 0,04 \cdot 5 bh^2 = 0,2 \cdot bh^2$.
- F_B : de door het bewegingswerk uit te oefenen kracht.
- F_Z : de op de onderaanslag werkende kracht in gesloten stand.
Deze moet positief zijn om de afdichtstrip aan de onderkant aan te drukken.

In het geval er niet van contragewichten gebruik gemaakt wordt is de door het bewegingswerk uit te oefenen kracht bij begin heffen:

$$F_B = G' + F_{wr} = 7 bh + 0,2 bh^2.$$

In geheven stand moet het bewegingswerk een kracht uitoefenen van:

$$F_B = G = 8 bh.$$

Uit het voorgaande volgt dat als $h > 5$ m. het moment begin heffen maatgevend is voor de dimensionering van het bewegingswerk.

In het geval er wel van contragewichten gebruik gemaakt wordt is het mogelijk om deze zo te dimensioneren dat in gesloten stand de schuif beneden blijft zonder dat het bewegingswerk een kracht behoeft uit te oefenen of om de contragewichten zodanig te dimensioneren dat de door het bewegingswerk uit te oefenen kracht minimaal is. Het eerste is qua waterdichtheid de meest veilige oplossing, het tweede is de goedkoopste oplossing en zal daarom hier verder als uitgangspunt dienen.

Voor de dimensionering van het bewegingswerk kunnen drie situaties maatgevend zijn:

- gesloten schuif: $F_{B1} = 7 bh - F_Z - G_c$
- begin heffen : $F_{B2} = 7 bh + 0,2 \cdot bh^2 - G_c$
- geheven schuif : $F_{B3} = 8 bh - G_c$

Het minimaliseren van F_B is te bereiken door te stellen:

$$\begin{aligned} |F_{B1}| &= |F_{B2}| \Rightarrow \\ G_c &= 7 bh + 0,1 bh^2 - \frac{1}{2} F_Z \Rightarrow \\ F_{B1} &= F_{B2} = 0,1 bh^2 + \frac{1}{2} F_Z \end{aligned}$$

Als de waarde voor G_c wordt ingevuld in de uitdrukking voor F_{B3} resulteert er:

$$F_{B3} = bh - 0,1 bh^2 + \frac{1}{2} F_Z$$

zodat geldt dat zolang $h > 5$ m. is $F_{B2} > F_{B3}$.

Het bewegingswerk moet dus een kracht kunnen uitoefenen van $F_B = 7 bh + 0,2 bh^2$ als er niet van contragewichten gebruik gemaakt wordt en van $F_B = 0,1 bh^2$ als er wel van contragewichten gebruik gemaakt wordt en de invloed van F_Z niet wordt meegenomen.

V.3 DE CONTRAGEWICHTEN

Indien er voor de toepassing van contragewichten gekozen wordt moet het gewicht hiervan zijn: $G_c = 7 bh + 0,1 bh^2$ (kN).

Materialen die in aanmerking komen om de contragewichten van te maken zijn gietijzer en beton. Hiervan is beton per kN het goedkoopste maar het neemt ook ruim drie keer zoveel volume in.

Indien voor beton gekozen wordt is het niet goed mogelijk om het contragewicht als een massief blok uit te voeren. In de eerste plaats is uitbalanceren dan onmogelijk maar dit is te verhelpen door een deel van het gewicht door losse gietijzeren broodjes te leveren. Het tweede bezwaar is dat het uitvoeringstechnisch niet mogelijk is. Bij normale schuifafmetingen worden de gewichten van de schuif en het contragewicht al snel zo groot dat ze met normaal hijsmaterieel niet meer op te beuren zijn. Dit betekent dat ze ter plaatse gebouwd moeten worden en wel op een zodanig niveau dat de kabels die schuif en contragewicht verbinden aangebracht kunnen worden zonder dat een van de twee opgetild behoeft te worden. Dit betekent dat de contragewichten op een soort stelling boven de contragewichtkelder gebouwd moeten worden aangezien het onhandig is om in de kelder de benodigde bekisting aan te brengen.

Al met al wordt dit een omslachtige methode die vermeden kan worden door het contragewicht uit losse betonelementen samen te stellen die op elkaar gestapeld worden. Deze losse elementen zijn wel met een mobiele kraan te hanteren. De uitvoering wordt dan dat de schuif vanaf de drempel wordt opgebouwd en middels kabels verbonden met een frame waarna op het frame de betonelementen gestapeld worden. Tussen de losse elementen zal enige holle ruimte aanwezig zijn. Hierdoor zal met een lager volumegewicht dan voor massief beton gerekend moeten worden.

Het benodigde volume van de contragewichten is:

$$V = \frac{G_c}{22} = 0,32 bh + 0,0045 bh^2$$

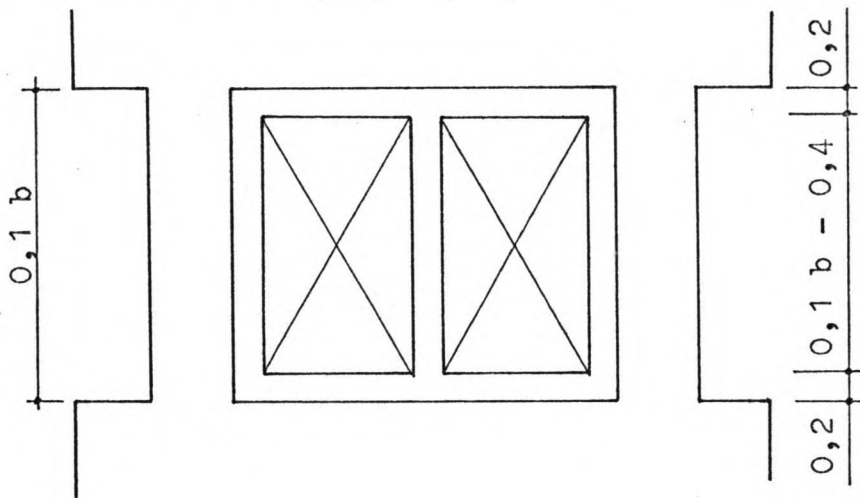
Aangezien er per schuif twee contragewichten nodig zijn, aan elke zijde een, is het volume per contragewicht:

$$V = 0,16 bh + 0,0023 bh^2.$$

Nu is het volume bekend maar moeten de afmetingen nog bepaald worden. Om tot een voordelige oplossing te komen wordt geprobeerd om de afmetingen van de kelder zodanig te kiezen dat ze de pijler-

afmetingen zo min mogelijk verstoren.

Als hoogte van het contragewicht wordt h gekozen. Dit is de maximale hoogte die gekozen kan worden zonder dat de hefdeur hoger of de onderkant van de pijlervoet dieper moet komen te liggen. Voor de afmetingen van de kelder in de stroomrichting wordt als afmeting $0,1 b$ gekozen. Dit is de breedte van de schuifnis (zie V.6) zodat door deze keuze de lengte van de pijler niet toeneemt. De breedte van de pijler moet nu zo gekozen worden dat de contragewichten in de pijler op en neer kunnen bewegen. Hiervoor is het nodig dat er tussen contragewicht en wand enige ruimte aanwezig is zodat ze tijdens het bewegen niet langs de kelderwand schuren. Deze ruimte wordt gesteld op 20 cm. In de volgende figuur is de ruimteindeling van de kelder aangegeven.



De breedte van een contragewicht is:

$$\frac{0,16 bh + 0,0023 bh^2}{h(0,1 b - 0,4)}$$

De totale breedte van de kelder is:

$$3 \cdot 0,2 + 2 \cdot \frac{0,16 bh + 0,0023 bh^2}{h(0,1 b - 0,4)}$$

V.4 DE BRUG

Voor het beheer van het gehele complex is het gewenst dat er een brug overheen loopt. In de eerste plaats ligt er halverwege het complex een stel schutsluizen t.b.v. de scheepvaart. Deze moeten voor bedienend personeel en onderhoud bereikbaar zijn. Ook de stuwpijlers en met name de daarop aanwezige bewegingswerken zullen voor onderhoud bereikbaar moeten zijn. Indien er geen brug aanwezig is moet alles per boot aangevoerd worden hetgeen omslachtig is en tevens tijdens topafvoeren niet goed mogelijk.

De brug is ook nuttig bij het plaatsen van de noodkering zoals in V.5 zal worden uiteengezet.

In hoeverre de aanleg van een brug voor de lokale infrastructuur gewenst is is niet duidelijk maar als er toch een brug aangelegd wordt kan hij ook voor lokaal gebruik geschikt gemaakt worden.

De brug moet in het laatste geval plaats bieden aan twee rijstroken van elk 3 m. breed en eventueel ook verkeersstroken voor fietsers en voetgangers. De laatste kunnen achterwege blijven als er geen druk verkeer is te verwachten. Er wordt hier verder vanuit gegaan dat er aan weerszijden van de weg een 2 m. brede strook aanwezig is t.b.v. fietsers en voetgangers. De totale breedte van de brug wordt daarmee 10 m.

De gemiddelde dikte van het brugdek wordt geschat op $1/20$ van de overspanning dus $1/20 b$. Als de breedte van de pijlervoet aangeduid wordt met b_v gaat er per opening aan beton in de brug zitten:

$$V = 10 \cdot (b + b_v) \cdot \frac{1}{20} b = \frac{1}{2} b^2 + \frac{1}{2} b \cdot b_v.$$

V.5 DE NOODKERING

In normale omstandigheden zorgt de schuif voor de waterkering. Er kunnen zich echter situaties voordoen waarbij de schuif niet aan zijn doel beantwoordt. Hierbij valt te denken aan situaties dat de schuif t.g.v. een aanvaring of door sabotage beschadigd is of dat de schuif weigert te sluiten. Verder moet de schuif ook voor onderhoudswerkzaamheden drooggezet kunnen worden.

Om in dergelijke situaties toch de waterkering te handhaven moet er een mogelijkheid zijn om een noodkering aan te brengen.

Het meest voor de hand liggend is om deze noodkering uit schotbalken te laten bestaan. Een tweede mogelijkheid is om in iedere stuwopening een extra schuif aan te brengen maar dit is wel kostbaar. Een derde mogelijkheid is om als noodkering een caisson te gebruiken die door duw- en/of sleepboten op zijn plaats wordt gebracht maar deze oplossing zal ook duurder zijn dan schotbalken terwijl tevens het plaatsen in stromend water moeilijk is.

De keuze valt dus op schotbalken. Voor de waterkerende functie is een stel schotbalken voldoende. Voor het droogzetten van de schuif t.b.v. onderhoud zijn er vier mogelijkheden.

De eerste mogelijkheid is dat de schuif gedurende die periode dat de waterstand in het stuwmeer boven het stuwpeil ligt geheven wordt waarna boven water hangend het benodigde onderhoud kan worden uitgevoerd. De periode waarin onderhoud aan de schuif uitgevoerd kan worden is echter beperkt.

De tweede mogelijkheid is om bovenstrooms van de schuif een noodkering te plaatsen en met onderhoud te wachten totdat de waterstand benedenstrooms van de stuw tot onder de drempel gezakt is. De periode waarin onderhoud uitgevoerd kan worden is nu ook beperkt.

De derde mogelijkheid is om een noodkering te plaatsen en vervolgens de schuif boven water te heffen en de vierde mogelijkheid is om zowel aan de boven- als aan de benedenstroomse zijde van de schuif een noodkering te plaatsen en vervolgens de ruimte ertussen droog te pompen. Bij de laatste twee mogelijkheden is het gehele droge seizoen onderhoud mogelijk. Verder is er bij mogelijkheid vier een extra stel schotbalken nodig zodat geconcludeerd kan worden dat mogelijkheid drie het meest praktisch is.

Een stel schotbalken is in principe voldoende als alle schuiven dezelfde breedte hebben. Als er twee breedtes zijn, hetgeen kan voorkomen als men een of twee openingen zo breed maakt dat in

tijden van voldoende hoog water de scheepvaart hierdoor de dam kan passeren, zijn er twee stellen schotbalken nodig.

Verder kan het gewenst zijn dat als een opening t.b.v. onderhoud is drooggezet er een stel reserve schotbalken aanwezig is voor een eventuele calamiteit.

Het plaatsen van de schotbalken kan in principe vanaf het water of vanaf de stuw (brug) geschieden.

In het eerste geval is er een drijvende bok nodig waarvan het mobiliseren tijdrovend is.

In het tweede geval kan zowel van een portaalkraan die over het stuwcomplex rijdt als van mobiele kranen die op de brug staan gebruik gemaakt worden. In het geval er van een portaalkraan gebruik gemaakt wordt kan deze rijden op rails die op de brug gemonteerd zijn. Bij de gewone stuwopeningen ligt de onderkant brug op 142⁺. Bij de sluizen en eventueel aanwezige scheepvaartopeningen ligt de brug hoger. Dit betekent dat de portaalkraan met een schotbalk in de takels tegen een helling op moet kunnen rijden.

Als er voor het plaatsen van de schotbalken gebruik gemaakt wordt van mobiele kranen dan kunnen dezen als er geen schotbalken geplaatst worden voor andere doeleinden gebruikt worden. De plaatsingsprocedure is in dit geval dat de schotbalken op een speciaal geconstrueerde wagen worden aangevoerd naar de af te sluiten opening alwaar twee mobiele kranen, aan elke zijde een, de balk oppikken en in de nis van de noodkering laten zakken. Tijdens deze operatie is de brug voor gewoon verkeer gestremd. Als de mobiele kranen elk een hefvermogen van 40 ton hebben mogen de schotbalken niet zwaarder zijn dan 80 ton.

Van de laatste plaatsingsmethode wordt bij het ontwerp uitgegaan.

V.6 DE PIJLervoet

De pijlervoet heeft tot taak om de erop werkende krachten naar de ondergrond af te voeren zonder stabiliteitsverlies. Hiervoor moet de pijler aan bepaalde afmetingen voldoen waarop in V.9 verder zal worden ingegaan.

Verder moeten de afmetingen van de pijlervoet zodanig zijn dat alle onderdelen die op en aan de pijler een plaats moeten hebben deze plaats ook krijgen. Deze onderdelen zijn: de brug, de geleidenis voor de hefdeur (aangeduid als schuifnis), in het geval er van contragewichten gebruik gemaakt wordt de kelder hiervoor, de heftoren en de geleidenis voor de noodkering (aangeduid als schotbalkennis).

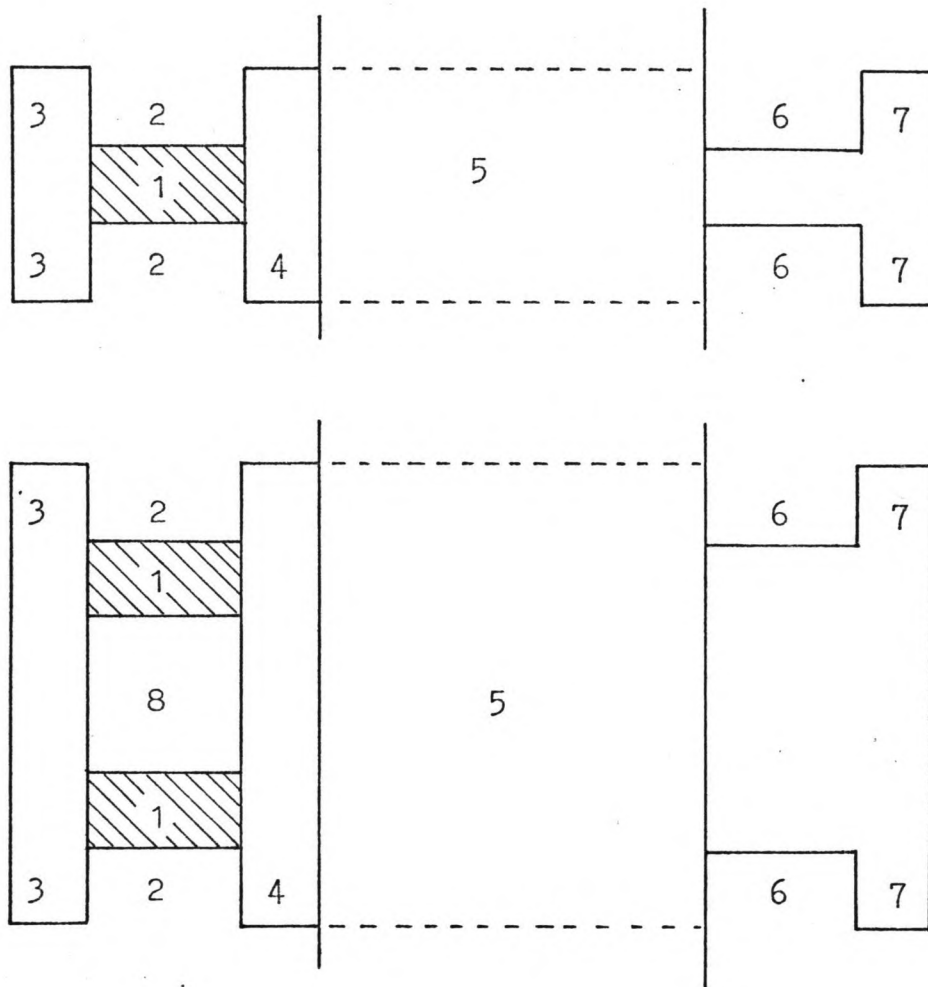
In V.5 is bepaald dat de noodkering d.m.v. mobiele kranen geplaatst zal worden. Dit houdt in dat de brug en de schotbalkennis naast elkaar moeten liggen.

Wil men de mobiele kranen ook kunnen gebruiken voor het onderhoud aan de bewegingswerken en de schuif dan moet de brug ook hiernaast liggen. De plaats van de brug ligt nu vast nl. tussen de noodkering en de schuif. Een bijkomend voordeel van deze situering is dat de schuif, de noodkering en het bewegingswerk dan ook voor een drijvende bok bereikbaar zijn.

De noodkering kan nu nog aan de bovenstroomse of aan de benedenstroomse zijde van de schuif gekozen worden. Indien de noodkering aan de bovenstroomse zijde van de schuif geplaatst wordt betekent dit dat de oplegzone van de schuif op de pijler voor onderhoud bereikbaar is als de benedenwaterstand onder de drempel staat. De oplegzone van de noodkering is nu alleen met speciale maatregelen voor onderhoud bereikbaar. Indien de noodkering aan de benedenstroomse zijde van de schuif geplaatst wordt is het net andersom. Het goed functioneren van de oplegzone van de schuif is belangrijker dan dat van de noodkering aangezien de eerste behalve voor de krachtoverdracht vanuit de schuif naar de pijler ook dient als glijvlak voor de schuif tijdens het bewegen. Het goed kunnen onderhouden hiervan is dus belangrijker dan bij de noodkering zodat gekozen wordt voor plaatsing van de noodkering bovenstrooms van de schuif. Als er gebruik gemaakt wordt van contragewichten moet de kelder hiervoor naast de schuifnis komen. Dit omdat het contragewicht en de schuif d.m.v. een kabel met elkaar verbonden zijn en dus vlak bij elkaar moeten liggen.

Het bewegingswerk zal zich boven op de heftoren bevinden welke laatste naast de schuif staat. Dit bewegingswerk moet voor onderhoud bereikbaar zijn zodat er in ieder geval een wenteltrap omhoog moet gaan. Deze trap zal tussen de brug en de heftoren moeten liggen en neemt ongeveer 2 m. in beslag.

In de volgende figuren is een plattegrond van de pijler geschetst respectievelijk voor de situatie dat er wel en niet van contra-gewichten gebruik gemaakt wordt.



Betekenis nummers:

- 1: heftoren
- 2: schuifnis
- 3: console schuifnis
- 4: ruimte voor wenteltrap
- 5: brug
- 6: schotbalkennis
- 7: console schotbalkennis
- 8: kelder contragewichten

In dit hoofdstuk wordt verder uitgegaan van de hiervoor geschetste vorm voor de boven- en benedenstroomse zijde van de pijler hoewel deze voor de stroomgeleiding niet de beste vorm is.

De brug is 10 m. breed. De onderkant moet op een dusdanige hoogte liggen dat de golven er ongehinderd onderdoor kunnen lopen en geen golfklappen op de onderkant uitoefenen. Het maximum waterpeil in het stuwmeer is $140,2^+*$. Benedenstrooms van de stuw kan de wind over een afstand van ongeveer 25 km. over water naar de stuw waaien. Volgens de Stevensonformule is de golfhoogte:

$$H_w = 0,34 \cdot \sqrt{F} + 0,76 - 0,26 \sqrt[4]{F}$$

waarin F de strijklenkte in km. voorstelt. In dit geval is de golfhoogte $H_w = 1,9$ m. zodat de golftoppen een maximum hoogte van $141,15^+$ bereiken. Als de onderkant van de brug op 142^+ ligt ligt deze voldoende ver boven de golven. Bij openingen waar scheepvaart moet kunnen passeren moet de brug hoger liggen maar in het kader van dit hoofdstuk wordt daar verder geen aandacht aan besteed.

De schuifnis voor de hefdeur moet zo breed zijn dat de deur daarin past. De constructiehoogte van de schuif is geschat op ongeveer 0,1 b dus dit moet ook de breedte van de schuifnis worden. In de schuifnis moeten de glijstrip, de afdichtstrip (die eventueel met de geleidestrip tot een onderdeel is te combineren) en de zijgeleiding (i.v.m. mogelijk scheeflopen) een plaats vinden. De breedte van de oplegzone voor de glijstrip wordt bepaald door de toelaatbare oplegdruk op beton. Voor beton B 17,5 is deze $f'_b = 10,5 \cdot 10^3 \text{ kN/m}^2$. De maximale oplegkracht op de onderste meter is $F = \rho g h \cdot \frac{1}{2} b$ en hiermee wordt de minimaal benodigde breedte voor de oplegzone (tenzij direct achter de verdeelplaat verdeelwapening wordt toegepast) $b_s = \frac{1,7 \cdot \frac{1}{2} \rho g h b}{f'_b} = 8 \cdot 10^{-4} h b$.

Hiernaast is ook nog ruimte nodig voor de afdichtstrip en zijgeleiding. De nisdiepte zal niet zo sterk variëren met de schuifafmetingen. Daarom wordt in dit hoofdstuk verder gegaan met een geschatte waarde van 1,50 m.

In het geval er niet van contragewichten gebruik gemaakt wordt zal de pijler zo breed moeten zijn dat er twee schuifnissen een plaats kunnen vinden. Deze twee schuifnissen worden gescheiden door een betonnen wand die aan weerszijden door waterdruk belast wordt. Als

*Er ontstaat geen staande golf want de schuif wordt niet tot dit niveau doorgetrokken. -63-

de waterstanden aan weerszijden van de pijler gelijk zijn is de netto belasting in horizontale richting nul. De waterstanden kunnen verschillen als aan een zijde de noodkering is geplaatst zodat aan die zijde de benedenwaterstand tegen de wand staat en aan de andere zijde de bovenwaterstand. De benedenwaterstand is minimaal nul, de bovenwaterstand is maximaal gelijk aan de schuifhoogte (bij een hogere waterstand zou het water over de schuif stromen) dus h. De netto horizontale belasting onderaan de wand is:

$$q = \rho gh.$$

De wand is te beschouwen als een aan beide zijden ingeklemde ligger met een overspanning van 0,1 b. Het maximum moment hierin is voor de onderste meter:

$$M = \frac{1}{12} \cdot \rho gh \cdot (0,1 b)^2 = \frac{1}{120} hb^2 \text{ (kNm/m')}$$

Als uitgegaan wordt van een wapeningspercentage van 1% dan moet voor de onderste meter gelden (d is de dikte van de wand) :

$$\frac{1,7 \cdot M}{1 \cdot d^2} = 3400 \quad \Rightarrow$$

$$d = 2 \cdot 10^{-3} b h$$

De maximum dwarskracht in de onderste meter is:

$$D = \frac{1}{2} \rho gh \cdot 0,1 b = 0,5 bh$$

Voor beton B 17,5 is de toelaatbare schuifspanning in het beton $\tau = 550 \text{ kN/m}^2$. Als er geen dwarskrachtwapening wordt gebruikt moet de wanddikte voldoen aan:

$$\frac{1,7 \cdot D}{1 \cdot d} \leq 550 \quad \Rightarrow$$

$$d \leq 1,6 \cdot 10^{-3} bh$$

Uit vergelijking van de twee uitkomsten voor d volgt dat de dwarskracht maatgevend is als $h > 1,6 \text{ m}$. hetgeen wel te verwachten is.

In het geval er wel van contragewichten gebruik gemaakt wordt kan de wanddikte op dezelfde manier berekend worden als hiervoor. Aan de zijde van de kelder wordt de wand niet horizontaal belast, aan de zijde van de schuif door de waterdruk. De maximum waterstand is $140,2^+$ d.w.z. 5,2 m. boven het stuwpeil. De drempel ligt op een diepte h onder het stuwpeil zodat de maximum waterdruk op de onderste meter bedraagt: $q = \rho g(h + 5,2)$

Het maximum moment in de wand is:

$$M = \frac{1}{12} \rho g(h + 5,2)(0,1 b)^2$$

Hierbij hoort een wanddikte van:

$$d = 2 \cdot 10^{-3} b \sqrt{h + 5,2}$$

De maximum dwarskracht in de wand is:

$$D = \frac{1}{2} \rho gh(h + 5,2) \cdot 0,1 b$$

en de daarbij behorende wanddikte is:

$$d = 1,6 \cdot 10^{-3} bh + 8 \cdot 10^{-3} b.$$

Uit vergelijking van de twee bovenstaande resultaten voor d volgt dat de dwarskracht maatgevend is als $h + 5,2 > 1,6$ hetgeen altijd het geval is.

De console van de schuifnis moet de belasting op de schuif opnemen. Dit is in de eerste plaats de hydrostatische waterdruk. Andere belastingen op de schuif zijn de golfbelasting, golfklappen, trillingen tijdens het heffen en een aanvaring. Deze belastingen worden hier verder buiten beschouwing belaten.

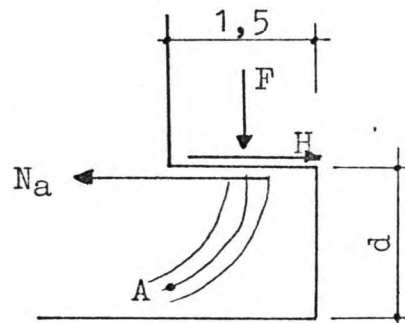
De hydrostatische waterdruk op de onderste meter van de schuif is: $q = \rho gh$ (kN/m^2). De belasting op de onderste meter van de schuif is:

$$F = \rho gh \cdot b$$

Deze belasting wordt naar twee zijden afgedragen dus per console is de belasting:

$$F = \frac{1}{2} \rho ghb.$$

De console is een korte uitkragende ligger die te berekenen is als een systeem van drukboog met trekband.



Hierin is:

- F : de normaalkracht op de console onderaan, $F = \frac{1}{2} \rho ghb$.
- H : een horizontale belasting op de console doordat de schuif o.i.v. de belasting iets door zal gaan buigen en de oplegging daardoor iets zal verplaatsen. De grootte van deze kracht is maximaal $H = f \cdot F$. Aangezien de glijstrip van een PTFE glijlaag is voorzien is de wrijvingscoëfficiënt $f = 0,04$.
- N_a : de kracht in de wapening, de "trekband".

De hefboomsarm van N_a wordt geschat op $0,8 d$ en die van H op $0,9 d$.

Uit het momentenevenwicht om A volgt:

$$F \cdot 0,75 + f \cdot F \cdot 0,9 d = N_a \cdot 0,8 d.$$

Bij een veiligheidscoëfficiënt van $1,7$ moet de wapening voldoen aan:

$$A \cdot \sigma_e = 1,7 \cdot N_a = \frac{1,7 \cdot F}{0,8 d} (0,75 + 0,04 \cdot F \cdot 0,9 d)$$

Als uitgegaan wordt van een wapeningspercentage van 1% dan is $A \approx 0,01 \cdot l \cdot d$. Wapeningsstaal is van de kwaliteit FeB 400 dus $\sigma_e = 400 \cdot 10^3 \text{ kN/m}^2$.

Invullen van alle waarden en uitwerken resulteert uiteindelijk in de volgende vergelijking:

$$3200 d^2 - 0,3 hb \cdot d - 6,4 hb = 0$$

Als deze vierkantsvergelijking wordt opgelost is het resultaat na enig vereenvoudigen:

$$d = 0,045 \sqrt{hb}$$

De constructiehoogte van de noodkering wordt, net als bij de schuif, geschat op 0,1 b. Voor de afmetingen van de schotbalkennis gelden dezelfde overwegingen als bij de schuifnis. De daar genoemde afmetingen kunnen zo overgenomen worden.

Als de noodkering geplaatst is en door de waterdruk belast wordt geeft hij zijn belasting rechtstreeks aan de pijler af. De console van de schotbalkennis dient om de schotbalken tijdens het plaatsen te geleiden. Tijdens het plaatsen hangt de balk in de takels. Door wind o.i.d. kan de balk gaan slingeren en daarbij tegen de console stoten. Deze stoot moet opgenomen worden en dit kan door verbuiging van de console, verbuiging van de balk en samendrukking van elementen tussen de balk en console.

In de nis zelf zal de uitwijking van de schotbalk beperkt zijn doordat de ruimte beperkt is. Boven de schuifnis kan de balk een grotere horizontale uitwijking ondergaan. Als de schotbalk tijdens het plaatsen slingert zal de stoot bovenaan de console het grootst zijn.

Het gewicht van een schotbalk is maximaal 80 ton zoals in V.5 is bepaald. Als verondersteld wordt dat de schotbalk voor de stoot een verticale uitwijking van maximaal 0,10 m. had heeft hij een maximum potentiële energie van $E_p = mgh = 80 \cdot 10^3 \cdot 0,1 = 8 \cdot 10^3 \text{ (Nm)}$. Vlak voor de botsing is deze energie omgezet in kinetische energie $E_k = \frac{1}{2}mv^2$. Hieruit volgt dat de snelheid voor de botsing $v = 1,0 \text{ m/s}$ bedraagt.

De stoot wordt geacht opgenomen te worden door verbuiging van de balk. De balk kan geschematiseerd worden tot een een-massa-veer systeem.

Uit de dynamica is bekend dat de meewerkende massa m' 0,8 x de totale massa is dus $m' = 0,8 \cdot 80 \cdot 10^3 = 64 \cdot 10^3 \text{ kg}$. De stoot is groot

$$S = m' \cdot v = 64 \cdot 10^3 \text{ kgm/s}$$

Uit de dynamica is verder bekend dat de maximum uitwijking van de massa bedraagt:

$$\hat{x} = \frac{S}{m \cdot \omega} = \frac{S}{\sqrt{mk}}$$

waarin k de veerstijfheid is. Voor een prismatische balk die aan twee zijden is opgelegd geldt:

$$k = \frac{384 \cdot EI}{5 \cdot b}$$

Het traagheidsmoment van de balk is te schatten uit de belasting op de balk immers $\sigma = \frac{Mz}{I}$ waarbij σ een bepaalde waarde niet mag overschrijden. Indien de balk van staal Fe 510 gemaakt wordt is de toelaatbare spanning i.v.m. plooi $\sigma = 210 \cdot 10^3 \text{ kN/m}^2$.

Bij een symmetrisch profiel is z gelijk aan de "halve hoogte" van de schotbalk, $z = \frac{1}{2} \cdot 0,1 b = 0,05 b$.

Als het gewicht van de schotbalk geschat wordt op 800 kg/m^2 is, bij een totaal gewicht van 80 ton het kerende oppervlak van de schotbalk 100 m^2 . De kerende breedte is b dus de kerende hoogte is $100/b$.

Onderaan de noodkering heerst een horizontale waterdruk van $\sigma = 10 \text{ h}$. De balk wordt belast door een gelijkmatig verdeelde belasting van:

$$q = 10 \text{ h} \cdot 100/b = 10^3 \text{ h/b}$$

Het maximum moment in de schotbalk is:

$$M = \frac{1}{8} 10^3 \frac{h}{b} b^2 = 125 bh$$

Het traagheidsmoment van de balk wordt hiermee:

$$I = \frac{M \cdot z}{\sigma} = 3 \cdot 10^{-5} hb^2$$

Invullen van deze waarde in k geeft:

$$k = 480 \cdot 10^3 \frac{h}{b}$$

Hiermee is weer te berekenen:

$$\hat{x} = 10^{-2} \sqrt{b/h}$$

De belasting op de consoles volgt nu uit

$$F = k \cdot \hat{x} = 4,8 \cdot 10^3 \sqrt{h/b}$$

Per console betekent dit een kracht van

$$F = 2,4 \cdot 10^3 \sqrt{h/b}$$

De console is wederom te berekenen als een systeem van drukboog met trekband.

$$F \cdot 0,75 + f \cdot F \cdot 0,9 d = N_a \cdot 0,8 d$$

In dit geval moet voor de wrijvingscoëfficiënt de waarde voor de wrijving van staal op staal ($f = 0,15$) genomen worden.

De belasting zal aan de bovenkant van de pijler aangrijpen en zich in de console spreiden. Als aangenomen wordt dat deze spreiding onder 45° gaat en dat de belasting in het midden van de console

aangrijpt is de meewerkende breedte van de console 0,75 m.

Bij een wapeningspercentage van 1% moet gelden:

$$1,7 \cdot N_a = A \cdot \sigma_e = 0,01 \cdot 0,75 \cdot d \cdot 400 \cdot 10^3$$

Uitwerken van het bovenstaande geeft:

$$2400 d^2 - 324 \sqrt{h/b} \cdot d - 1800 \sqrt{h/b} = 0$$

en hieruit volgt als uitdrukking voor d:

$$d = 0,12 \sqrt{h/b} \pm \sqrt{0,01 h/b + 1,3 \sqrt{h/b}}$$

Dit is te vereenvoudigen tot:

$$d = 1,15 \sqrt[4]{h/b}$$

De bovenkant van de pijler ligt op 142^+ , de bovenkant van de drempel op $(135 - h)^+$. Als de drempeldikte d genoemd wordt en de onderkant van de drempel en de pijler op dezelfde hoogte liggen is de hoogte van de pijler: $d + h + 7$.

De minimum lengte van de pijler volgt uit de som van de afmetingen van de volgende onderdelen:

- console schotbalkspanning : $1,15 \sqrt[4]{h/b}$
- schotbalkennis : $0,1 b$
- brug : 10 m.
- ruimte voor een wenteltrap : 2 m.
- schuifnis : $0,1 b$
- console schuifnis : $0,045 \sqrt{hb}$

De som van de eerste en de laatste term ligt voor gebruikelijke schuifafmetingen tussen de 2 en 3 m. Ter wille van de eenvoud bij verdere berekeningen wordt deze som op 3 m. gesteld zodat de minimum lengte van de pijler wordt:

$$L = 15 + 0,2 b$$

In het geval er niet van contragewichten gebruik gemaakt wordt, wordt de breedte van de pijler bepaald door de som van de volgende onderdelen:

- schuifnis : 1,5 m.
- wand tussen de schuifnissen : $1,6 \cdot 10^{-3} bh$
- schuifnis : 1,5 m.

De grootte van de tweede term ligt rond de 1 m. zodat de totale breedte ongeveer 4 m. zal zijn.

Het volume van de pijler bestaat uit het product van lengte, breedte en hoogte waarvan het volume van de schuifnissen en schotbalkennissen afgetrokken moet worden. De afmetingen van een nis zijn:

hoog : $h + 7$
 breed : $0,1 b$
 diep : $1,50 \text{ m.}$

Het volume van een pijler wordt:

$$V = L.(h + d + 7).4 - 4.(h + 7).0,1 b.1,50$$

In het geval er wel van contragewichten gebruik gemaakt wordt wordt de breedte van de pijler bepaald door de volgende onderdelen:

- schuifnis : $1,50 \text{ m.}$
- wand tussen schuifnis en kelder : $1,6 \cdot 10^{-3} bh + 8 \cdot 10^{-3} b$
- kelder voor contragewichten : $0,6 + \frac{(0,32 bh + 0,0045 bh^2)}{h(0,1 b - 0,4)}$
- wand tussen kelder en schuifnis : $1,6 \cdot 10^{-3} bh + 8 \cdot 10^{-3} b$
- schuifnis : $1,50 \text{ m.}$

Ter wille van de eenvoud in verdere berekeningen wordt in dit hoofdstuk de breedte van de kelder op 5 m. en de breedte van de wand tussen de kelder en de schuifnis op $1,50 \text{ m.}$ gesteld. De totale breedte van de pijlervoet wordt hiermee $b_v = 11 \text{ m.}$

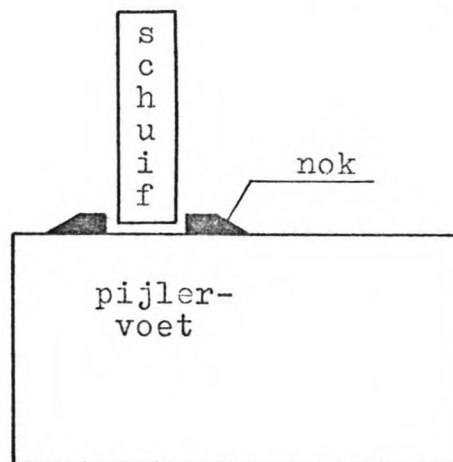
Aan beton zit er dan in de pijler:

$$\begin{aligned} V &= L.(h + d + 7).11 - 4.1,50.0,1 b(h + 7) - 5.0,1 b(h + 7) \\ &= L.(h + d + 7).11 - 1,1 b(h + 7) \end{aligned}$$

V.7 DE HEFTOREN

Om de schuif omhoog te kunnen hijsen is een heftoren nodig die in principe even hoog is als de schuif.

De heftoren kan al dan niet voorzien worden van consoles voor de geleiding van de schuif. De voordelen van het niet toepassen zijn dat de afdichtings- en geleidestrip in geheven stand goed voor onderhoud bereikbaar zijn en verder dat als de schuif o.i.v. windvlagen heen en weer gaat bewegen hij niet tegen de console kan stoten. Een nadeel is dat de geheven schuif niet zijdelings gesteund wordt en dus o.i.v. wind opzij kan bewegen. Dit nadeel is op te vangen door de schuif aan de onderkant tegen met de pijlervoet verbonden nokken te laten steunen.



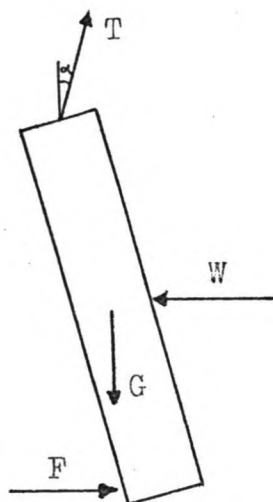
Vanwege de duidelijke voordelen worden hier geen consoles toegepast.

De heftoren wordt in verticale zin belast door het gewicht van de schuif, het bewegingswerk en indien aanwezig de contragewichten en in horizontale zin door de winddruk op de schuif en heftoren. De belasting vanuit de schuif wordt via de hijskabel op de heftoren overgebracht.

Op de schuif werken de volgende krachten:

- G : het eigen gewicht van de schuif, $G = 8 bh$ (kN).
- W : de windbelasting op de schuif, deze wordt (n.a.v. VOSB art. 17) gesteld op $1,5 \text{ kN/m}^2$ dus $W = 1,5 bh$ (kN).
- T : de kracht in de hijskabels.
- F : de steundruk die de nok levert.

In de volgende figuur zijn de richtingen van de krachten aangegeven.



Door de wind wordt de bovenkant van de schuif opzij gezet, noem deze uitwijking Δ . Als de hijskabel een lengte l heeft geldt:

$$\sin \alpha = \Delta / l \quad \text{en} \quad \cos \alpha = \frac{\sqrt{l^2 - \Delta^2}}{l}$$

Uit het horizontale, verticale en momentenevenwicht van de schuif volgt respectievelijk:

$$F - W + T \sin \alpha = 0$$

$$G - T \cos \alpha = 0$$

$$F \cdot h - W \cdot \frac{1}{2}h - G \cdot \frac{1}{2}\Delta = 0$$

Uit de tweede vergelijking volgt:

$$T = G / \cos \alpha = G \cdot l / \sqrt{l^2 - \Delta^2}$$

Uit de eerste vergelijking volgt nu :

$$F = W - T \sin \alpha = 1,5 bh - 8 bh \cdot \frac{l}{\sqrt{l^2 - \Delta^2}} \cdot \frac{\Delta}{l}$$

en uit de derde vergelijking volgt:

$$F = \frac{1}{2} \cdot W + \frac{1}{2} \cdot G \cdot \Delta / h = 0,75 bh + 4 b \Delta$$

Hieruit volgt:

$$1,5 bh - 8 bh \cdot \Delta / \sqrt{l^2 - \Delta^2} = 0,75 bh + 4 b \Delta$$

$$4 \Delta (1 + 2 h / \sqrt{l^2 - \Delta^2}) = 0,75 h$$

Indien verondersteld wordt dat $\Delta \ll l$ dan is

$$\sqrt{l^2 - \Delta^2} \approx l$$

en daarmee:

$$\Delta = \frac{0,75 h}{4(1 + 2 h/l)}$$

Als $l \ll 2 h$, hetgeen hier aangenomen wordt, dan is $2 h/l \gg 1$.

Hiermee wordt $\Delta \approx 0,1 l$ dus in dat geval is de aanname $\Delta \ll l$ gerechtvaardigd.

Verder uitwerken van de vergelijkingen geeft:

$$F = 1,5 bh - 8 bh \frac{0,75 h}{\sqrt{l^2 - \Delta^2} 4(1 + 2 h/l)} \approx 0,75 bh$$

$$T \sin \alpha = W - F = 0,75 bh$$

$$T \cos \alpha = G = 8 bh$$

De heftoren wordt vanuit de schuif dus belast door een normaalkracht, groot $8 bh$, en een dwarskracht, groot $0,75 bh$, die beiden bovenaan aangrijpen.

Als de toren op dwarskracht gedimensioneerd wordt moet er gelden:

$$\frac{1,7 Q}{A} \leq \bar{\tau} \quad A \geq 2,3 \cdot 10^{-3} bh$$

waarbij A het oppervlak van de doorsnede van de toren(s) voorsteld.

Bij de dimensionering van de heftoren zijn er vele belastinggevallen mogelijk. Zo kan een schuif gesloten zijn, onder verval geopend worden of geheven zijn waarbij in het laatste geval er al dan niet een windbelasting aanwezig is. In het geval er van contragewichten gebruik gemaakt wordt is er maar aan een zijde van de toren een schuif aanwezig. Er is dan sprake van vier belastinggevallen.

In het geval er niet van contragewichten gebruik gemaakt wordt bevindt zich aan beide zijden van de heftoren een schuif die zich elk in een van de bovengenoemde omstandigheden kan bevinden. In dit geval zijn er negen belastingsituaties.

Globale berekeningen tonen aan dat torenafmetingen $0,05 h \times 0,1 b$ een verantwoorde keus is. Een formele controle van de afmetingen vindt bij de definitieve berekening plaats. Het blijkt dat de dwarskracht niet maatgevend is voor de dimensionering.

Als er niet van contragewichten gebruik gemaakt wordt is het betonvolume in de heftoren:

$$V = 0,05 h \cdot 0,1 b \cdot h = 5 \cdot 10^{-3} bh^2$$

en indien er wel van contragewichten gebruik gemaakt wordt zijn er twee torens nodig dus:

$$V = 10^{-2} bh^2$$

V.8 FUNDERING EN DREMPEL

In het dal van de Narmada bestaat de ondergrond uit basalt. Deze basalt verweert tot de zogenaamde "black cotton soil", een taaie klei die, zoals de naam al aangeeft, zwart is en bijzonder geschikt voor de verbouw van katoen. De basalt zelf heeft een gemiddelde dichtheid van 2,9 en is goed geschikt voor gebruik in beton. Hier is alleen van belang dat de ondergrond uit basalt bestaat en er dus geen bijzondere funderingsproblemen zijn te verwachten. De fundering van de stuw bestaat er nu uit dat de aanwezige bovenlaag met de begroeiing etc. wordt verwijderd tot de vaste rots. Het is mogelijk om de pijlers van de stuw rechtstreeks op deze rots te funderen. Dit betekent wel dat de pijlers erg hoog, en dus duur, worden. Een goedkopere oplossing is om de ruimte tussen vaste rots en onderkant schuif op te vullen met gebroken steen. Hierbij ligt het gebruik van basalt voor de hand. Deze kan gemakkelijk uit een groeve in het rivierdal gewonnen worden. Na voltooiing van de stuw komt deze groeve onder water en vormt dus geen aantasting van het landschap en/of verlies aan landbouwgrond.

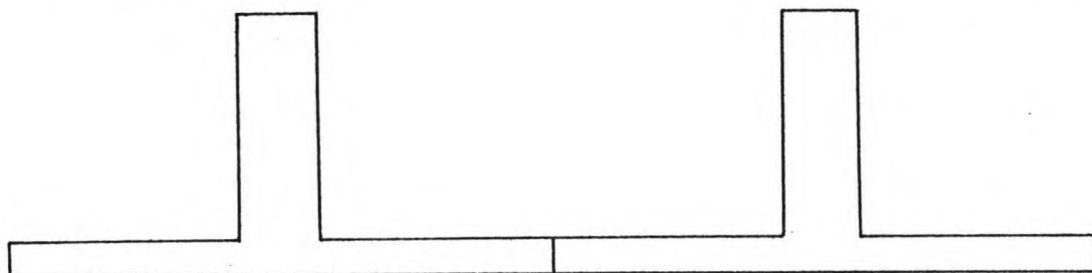
De kosten van de fundering bestaan uit de volgende delen:

- Het dichtgrouten van alle scheuren in de ondergrond zodat er geen ontoelaatbare hoeveelheid water onder de stuw door stroomt. De kosten hiervan zijn onafhankelijk van de schuifafmetingen en blijven dan ook buiten beschouwing.
- Het verwijderen van de toplaag en aanvullen van het gegraven cunet met steen totaan het maaiveld. De kosten hiervan zijn afhankelijk van de te ontgraven diepte en het oppervlak waarover dit moet gebeuren. Het laatste is wel enigszins afhankelijk van de schuifafmetingen maar de variatie is gering. Daarom worden deze kosten buiten beschouwing gelaten.
- Het opbouwen vanaf maaiveld van een drempel waarop de pijlers komen te staan. De hoeveelheid steen hierin is te schatten uit het oppervlak van een dwarsdoorsnede over de drempel, vermenigvuldigt met de lengte van de beweegbare stuw. Dit wordt in bijlage 11 voor de verschillende mogelijkheden afzonderlijk bepaald.

Om een vlakke ondergrond te verkrijgen waarop de schuif en de noodkering kunnen rusten en waterdicht aansluiten moet de bovenkant

Van de drempel van beton worden gemaakt.

De constructieve vormgeving van dit gedeelte van de drempel kan zijn dat hij volledig los van de pijler is of er op de een of andere manier mee verbonden is. In eerste instantie wordt hier gekozen voor een vorm waarbij de drempel en pijler een monolietconstructie vormen met een dilatatievoeg midden tussen de pijlers.

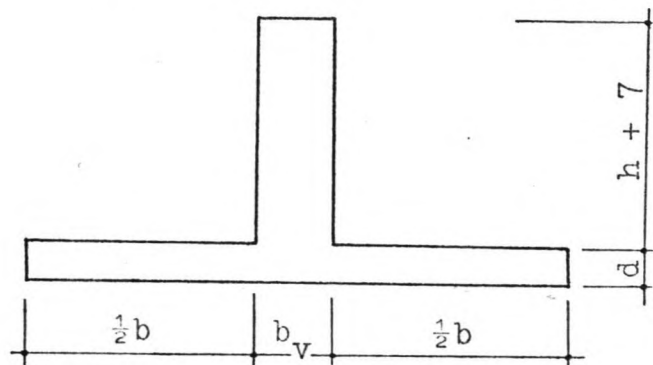


De redenen hiervoor zijn dat het gewicht van de drempel en de daarop rustende belasting, met name de druk van het water bovenstrooms van het afsluitmiddel, nu meehelpen aan de stabiliteit van de pijler tegen glijden en kantelen. Verder zal bij een onvolkomen afvoer situatie de stijghoogte van het water op de drempel lager zijn dan die van het water benedenstrooms van de stuw. De stijghoogte van het water onder de drempel zal nu hoger zijn dan van het water boven de drempel hetgeen oplichten van de pijler tot gevolg kan hebben. Door de drempel met de pijler te verbinden helpt het pijlergewicht mee om oplichten te voorkomen.

Doordat de drempel en pijler een geheel vormen zal de belasting vanuit de pijler door de drempel gespreid worden. De drempel is hierbij als een elastisch ondersteunde ligger te beschouwen. De krachten in de drempel zijn minder dan in het geval van een gelijkmatige ondersteuning. Anderzijds zal t.g.v. het op de pijler werkend kantelmoment de gronddruk in lengterichting van de pijler gezien niet gelijkmatig verdeeld maar bij benadering lineair verlopend zijn waardoor de gemiddelde gronddruk aan de benedenstroomse zijde van de pijler meer is dan uit een gelijkmatige verdeling van de gronddruk zou volgen.

De beide bovengenoemde effecten werken elkaar tegen. Een correcte berekening moet deze effecten meenemen. Om echter op een eenvoudige manier tot een schatting voor de benodigde drempeldikte te komen worden ze hier buiten beschouwing gelaten.

De belasting op de drempel wordt bepaald voor de volgende geschematiseerde doorsnede van drempel en pijler.



Hierin is: $h + 7$: de hoogte van de pijler boven bovenkant drempel.

d : de dikte van de drempel.

b_v : de breedte van de pijlervoet.

Als de waterdruk tegen boven- en onderkant van de drempel buiten beschouwing worden gelaten is de belasting op de ondergrond:

$$F = 24 \{ (h + d + 7) \cdot b_v + b \cdot d \}$$

De gelijkmatig verdeelde gronddruk is:

$$\sigma_n = \frac{24 \{ (h + d + 7) \cdot b_v + b \cdot d \}}{b + b_v} = \frac{24 (h + 7) \cdot b_v}{b + b_v} + 24 d$$

Door deze belasting wordt de drempel opwaarts belast. Op de drempel werkt ook een neerwaartse belasting van het eigen gewicht van de drempel groot $q = 24 d$. De netto belasting op de drempel is dus:

$$\sigma_n = \frac{24 (h + 7) \cdot b_v}{b + b_v}$$

Het moment ter plaatse van de overgang drempel - pijler is:

$$M = \sigma_n \cdot \frac{1}{2} b \cdot \frac{1}{4} b = \frac{1}{8} \sigma_n b^2$$

Als het wapeningspercentage hier niet meer dan 1 % mag bedragen dan geldt er:

$$\frac{1,7 M}{1 \cdot d^2} \leq 3400 \Rightarrow d \geq 8 \cdot 10^{-3} b \sqrt{\sigma_n}$$

Dit resultaat wordt verder in dit hoofdstuk als schatting voor de benodigde drempeldikte gehanteerd.

V.9 STABILITEIT VAN DE PIJLER

Er zijn twee stabiliteitseisen: de pijler mag niet verschuiven en de pijler mag niet kantelen. De laatste eis kan ook geformuleerd worden als dat de resultante van de belastingen binnen de kern moet liggen.

In feite moet de stabiliteit voor alle mogelijke combinaties van waterstanden aan de bovenstroomse en benedenstroomse zijde van de stuw bekeken worden. Voor een eerste controle wordt echter alleen gekeken naar de situatie dat bovenstrooms van de stuw het stuwpeil aanwezig is en dat de waterstand benedenstrooms van de stuw onder de onderkant van de betondrempel ligt.

Verder wordt alleen de situatie beschouwd dat aan weerszijden van de pijler de noodkering is geplaatst. De druk van het water op de drempel is gunstig voor de stabiliteit en het oppervlak waarop deze aanwezig is is minimaal als aan weerszijden van de pijler een noodkering is geplaatst. Daarom is deze situatie als maatgevend te beschouwen. Hierbij is er wel vanuit gegaan dat er voldoende schotbalken aanwezig zijn om deze situatie te realiseren.

In de volgende stabiliteitsberekeningen wordt bepaald hoe lang de pijler moet worden om voor het boven vermelde belastinggeval aan de stabiliteitseisen te voldoen. De lengte van de pijler wordt aangeduid met L .

De volgende schematisaties zijn nog gemaakt:

- het gewicht van de heftoren en het bewegingswerk wordt buiten beschouwing gelaten omdat dit t.o.v. de andere onderdelen van de stuw een verwaarloosbare bijdrage levert.
- het zwaartepunt van de pijler zal door de aanwezige nissen en eventueel de kelder niet precies in het midden liggen maar dit wordt wel aangenomen.
- de horizontale waterdruk op de stuw wordt geacht alleen op het gedeelte boven de bovenkant van de drempel te werken, m.a.w. direct onder de bovenkant van de drempel is een waterdichting in de vorm van een voegstrip o.i.d. aanwezig.
- de wrijvingscoëfficiënt tussen de pijler en de drempel waarop hij staat is aangenomen op 0,65.

Glijstabiliteit pijler zonder contragewichten

De horizontale belasting op de pijler wordt gevormd door de horizontale waterdruk op de bovenstroomse zijde. Deze is in totaal

$$W = \frac{1}{2} \rho g h^2 (b + 4)$$

De verticale belasting wordt gevormd door de volgende onderdelen:

- pijler, het volume is:

$$\begin{aligned} V &= L.(h + d + 7).4 - 4.1,5.0,1 b.(h + 7) \\ &= L.(h + d + 7).4 - 0,6.(h + 7) \end{aligned}$$

Hiermee is het gewicht:

$$G = 24 V = 96.L.(h + d + 7) - 14,4.b.(h + 7)$$

- brug $G = 24.(\frac{1}{2}b^2 + \frac{1}{2}b.4) = 12.(b^2 + 4 b)$

- schuif, het gewicht hiervan kan geschat worden op 8 bh (de schuif is boven water).

- schotbalken, het gewicht hiervan kan boven water geschat worden op 8 bh. In de hier beschouwde situatie bevinden ze zich onder water en is het gewicht 7 bh.

- verticale waterdruk, bovenstrooms van de stuw staat er een verticale waterdruk (van $\rho g h$) op de drempel. De breedte van dit gedeelte is b, de lengte is de som van 1,5 m. (schatting dikte console schotbalksponning) en 0,1 b (breedte schotbalksponning). In totaal is de verticale waterdruk dus:

$$W = 10 h.b.(1,5 + 0,1 b) = 15 bh + hb^2$$

- drempel, de lengte hiervan wordt gelijk genomen aan de lengte van de pijler dus L, de breedte is gelijk aan de dagmaat van de stuwopening dus b en de dikte is d genoemd. In totaal weegt de drempel dus:

$$G = 24.L.b.d$$

De totale belasting op de ondergrond is:

$$\begin{aligned} F_v &= 96.L.(h + d + 7) - 14,4 .b.(h + 7) + 12.(b^2 + 4 b) + \\ &\quad 8 bh + 7 bh + 15 bh + hb^2 + 24.L.b.d \\ &= L.(96 h + 96 d + 672 + 24 bd) + 15,6 bh - 53 b + \\ &\quad 12 b^2 + hb^2 \end{aligned}$$

Aangezien in dit stadium uitgegaan wordt van het ontbreken van waterdrukken t.g.v. de benedenwaterstand is dit gelijk aan de korreldruk. De weerstand tegen glijden is, bij een wrijvingscoëfficiënt van 0,65,

$$F_w = 0,65 F_v$$

Bij invoering van een veiligheid tegen glijden van 2 luidt de eis:

$$\frac{0,65 F_v}{W} \geq 2$$

Omwerken geeft:

$$F_v \geq 3,1 W = 15,4 h^2 (b + 4)$$

Uitwerken geeft:

$$L \cdot (96 h + 96 d + 672 + 24 b d) \geq 15,4 h^2 b + 61,6 h^2 - 15,6 b h + 53 b - 12 b^2 - h b^2$$

Kantelstabiliteit pijler zonder contragewichten

In dit geval kunnen we als eis stellen dat de resultante in de kern moet liggen dus:

$$\frac{1}{3} L \leq \frac{\sum M}{\sum N} \leq \frac{2}{3} L$$

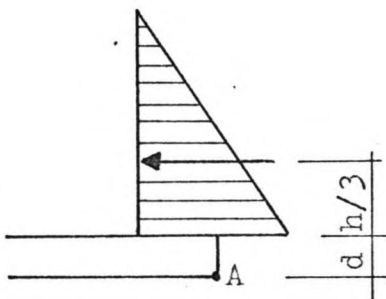
waarin $\sum N$: de som van alle verticale belastingen, dus F_v van blz.77.

$\sum M$: de som van de momenten van alle belastingen t.o.v.

onderkant bovenstroomse zijde drempel (noem dit punt A).

$\sum M$ bestaat uit de volgende delen:

- horizontale waterdruk, door de aanname van de aanwezigheid van een voegstrip nabij de bovenkant van de drempel is het aandeel hiervan in het moment:

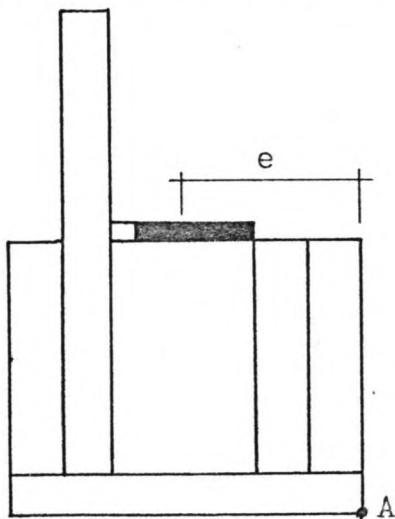


$$M = 5 h^2 \cdot (b + 4) \cdot \left(d + \frac{1}{3} h\right)$$

- pijler, het zwaartepunt hiervan is aangenomen als liggend in het midden dus op $\frac{1}{2} L$ van A. Nu is:

$$M = \{L \cdot (96 h + 96 d + 672) - 14,4 b h - 101 b\} \cdot \frac{1}{2} L$$

- brug, het zwaartepunt hiervan ligt op:

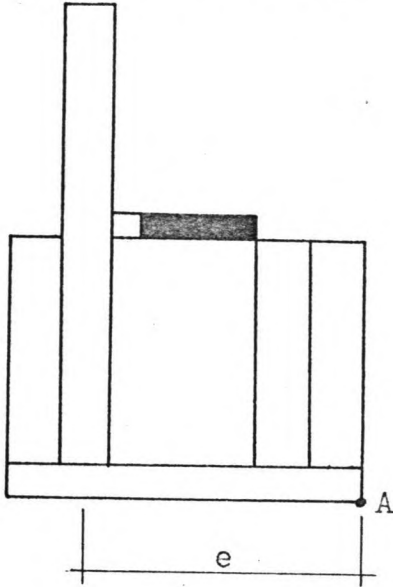


$$e = 1,5 + 0,1 b + \frac{1}{2} \cdot 10 = 6,5 + 0,1 b$$

Hiermee is:

$$M = (12 b^2 + 48 b) \cdot (6,5 + 0,1 b) = 1,2 b^3 + 82,8 b^2 + 312 b$$

- schuif, het zwaartepunt hiervan ligt op:



$$e = 1,5 + 0,1 b + 10 + 2 + \frac{1}{2} \cdot 0,1 b$$

$$= 13,5 + 0,15 b$$

Hiermee is:

$$M = 8 bh \cdot (13,5 + 0,15 b)$$

$$= 108 bh + 1,2 b^2 h$$

- schotbalken, het zwaartepunt hiervan ligt op:

$$e = 1,5 + \frac{1}{2} \cdot 0,1 b$$

Hiermee is: $M = 7 bh \cdot (1,5 + 0,05 b)$

$$= 10,5 bh + 0,35 b^2 h$$

- verticale waterdruk, het zwaartepunt hiervan ligt op:

$$e = \frac{1}{2} \cdot (1,5 + 0,1 b) = 0,75 + 0,05 b$$

Hiermee is: $M = (15 bh + hb^2) \cdot (0,75 + 0,05 b)$

$$= 11,25 bh + 1,5 hb^2 + 0,05 hb^3$$

- drempel, het zwaartepunt hiervan ligt op:

$$e = \frac{1}{2} \cdot L$$

Hiermee is: $M = 24 bdL \cdot \frac{1}{2} L = 12bdL^2$

Door optellen is te verkrijgen:

$$M = L^2 \cdot (48 h + 48 d + 336 + 12 bd) - L \cdot (7,2 bh + 50,4 b)$$

$$+ 1,2 b^3 + 0,05 hb^3 + 82,8 b^2 + 3,05 hb^2 + 312 b$$

$$+ 129,75 hb$$

Er moet gelden:

$$\frac{1}{3} L \cdot F_v \leq \Sigma M \quad \text{en} \quad \Sigma M \leq \frac{2}{3} L \cdot F_v$$

Uitwerken van deze eisen leidt tot een oplossing voor L.

Voor de lengte van de pijler hebben we nu drie eisen:

- de minimum lengte: $L = 15 + 0,2 b$
- uit het glijcriterium volgt een minimum maat voor L.
- uit het kantelcriterium volgt een maat voor L.

Uiteraard is de grootste waarde maatgevend.

Glijstabiliteit pijler met contragewichten

De uitwerking hiervan gaat op identieke wijze als hiervoor, alleen is de pijler breder geworden (11 m. i.p.v. 4 m.) en zijn er contragewichten en een kelder bijgekomen. De berekening wordt zonder verder commentaar gegeven.

De verticale belasting bestaat uit:

- pijler: $V = L.(h + d + 7).11 + 4.1,5.0,1 b.(h + 7) - 5.0,1 b.(h + 7)$
 $= L.(h + d + 7).11 - 1,1.b.(h + 7)$
 $G = 24.V = 264 L.(h + d + 7) - 26,4 b.(h + 7)$
- brug: $G = 24.(\frac{1}{2} b^2 + \frac{1}{2} b.11) = 12 b^2 + 131 b$
- schuif: $G = 8 bh$
- schotbalken: $G = 7 bh$
- verticale waterdruk: $W = 15 bh + hb^2$
- drempel: $G = 24.Lbd$
- contragewichten: $G = 7 bh + 0,1 bh^2$

In totaal:

$$F_v = L.(264 h + 264 d + 1848 + 24 bd) + 10,6 bh - 53,8 b + 12 b^2 + hb^2 + 0,1 bh^2$$

De horizontale belasting is:

$$W = (b + 11). \frac{1}{2} \rho g h^2 = 5 h^2.(b + 11)$$

Nu moet er gelden:

$$\frac{0,65.F_v}{W} \geq 2 \quad F_v \geq 3,1.W = 15,4 h^2.(b + 11)$$

Uitwerken geeft:

$$L.(264 h + 264 d + 1848 + 24 bd) \geq 15,3 h^2 b + 169,4 h^2 - 10,6 bh + 53,8 b - 12 b^2 - hb^2$$

Kantelstabiliteit pijler met contragewichten

De uitwerking van deze eis gaat op dezelfde wijze als hiervoor en wordt zonder verder commentaar gegeven.

Het kantelmoment bestaat uit:

- pijler: $M = \{L.(264 h + 264 d + 1848) - 26,4 bh - 184,8 b\} . \frac{1}{2} L$
 $= L^2.(132 h + 132 d + 924) - L.(13,2 bh + 92,4 b)$
- brug: $M = (12 b^2 + 131 b).(6,5 + 0,1 b)$
 $= 1,2 b^3 + 91,1 b^2 + 851,5 b$
- schuif: $M = 8 bh.(13,5 + 0,15 b) = 108 bh + 1,2 b^2 h$

- schotbalken: $M = 7 bh \cdot (1,5 + 0,05 b) = 10,5 bh + 0,35 b^2 h$
- verticale waterdruk: $M = (15 bh + hb^2) \cdot (0,75 + 0,05 b)$
 $= 11,25 bh + 1,5 hb^2 + 0,05 hb^3$
- drempel: $M = 24 \cdot bdL \cdot \frac{1}{2} \cdot L = 12 \cdot bdL^2$
- contragewichten: $M = (7 bh + 0,1 bh^2) \cdot (13,5 + 0,15 b)$
 $= 94,5 bh + 1,05 b^2 h + 1,35 bh^2 + 0,015 b^2 h^2$
- horizontale waterdruk: $M = (b + 11) \cdot 5 h^2 \cdot (d + \frac{1}{3} h)$

In totaal:

$$\begin{aligned} \Sigma M = L^2 \cdot (132 h + 132 d + 924 + 12 bd) - L \cdot (13,2 bh + \\ 92,4 b) + 1,2 b^3 + 0,05 hb^3 + 91,1 b^2 + 4,1 b^2 h + \\ 0,015 b^2 h^2 + 1,35 bh^2 + 851,5 b + 224,25 bh + \\ (b + 11) \cdot 5 h^2 \cdot (d + \frac{1}{3} h) \end{aligned}$$

Als de resultante in de kern moet liggen is de eis:

$$\frac{1}{3} L \leq \frac{\Sigma M}{\Sigma N} \leq \frac{2}{3} L$$

Op dezelfde manier als hiervoor volgt hieruit een maat voor L.

V.10 DE WOELBAK

In de maatgevende afvoersituatie zal de stuw als een onvolkomen overlaat werken. Dan is er geen sprake van schietend water zodat een watersprong, om van schietend naar stromend water te komen, niet aanwezig is.

Voordat het ontwerpdebiet de stuw kan passeren moeten de schuiven geheven worden. Wat op dit moment de waterstand benedenstrooms van de stuw is is niet eenduidig te zeggen. Door de ruimte die er is tussen de bovenkant van de stuw en de maximum reservoir stand kunnen kleine afvoergolven zonder bezwaar over de schuif afstromen. Hierdoor zal de waterstand benedenstrooms van de stuw al boven het maximum reservoir niveau liggen.

De meest ongunstige situatie is die waarbij de schuiven bij de eerste de beste hoogwatergolf al geheven moeten worden terwijl in het voorafgaande droge seizoen de nuttige berging volledig is opgesoupeerd. De kans dat dit zal optreden is erg klein omdat in dat geval ook meer bovenstrooms gelegen reservoirs leeg zullen zijn en deze de hoogwatergolf zullen opvangen.

Een extreem hefprogramma is dat de schuiven vrijwel ogenblikkelijk geheel geheven worden. Om nu de vrijkomende energie te vernietigen is een grote woelbak nodig. De waterstand bovenstrooms van de stuw is 135^+ (stuwpeil) en die benedenstrooms van de stuw is $110,6^+$ (minimum reservoir niveau). De te vernietigen energiehogte is:

$$\Delta H = 24,4 \text{ m.}$$

De formule voor de afvoer van een volkomen overlaat is:

$$q = 1,7 h^{3/2}$$

De formules voor de watersprong zijn:

$$H = \frac{(h_2 - h_1)^3}{4 h_1 h_2} \quad \text{en}$$

$$h_2 = \frac{1}{2} h_1 \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{8g^2}{gh_1^3}} \right)$$

Hierbij wordt met h_1 en h_2 respectievelijk de waterstand voor en na de watersprong aangeduid.

In het geval de schuif 10 m. hoog is is m.b.v. deze formules uit te rekenen dat $h_1 = 1,9$ m. en $h_2 = 16,8$ m. Bij een waterstand van $110,6^+$ betekent dit dat de bodem van de woelbak op $93,8^+$ moet liggen oftewel 6,6 m. onder de bodem ter plaatse.

De lengte van de watersprong is ongeveer:

$$7 \cdot (h_2 - h_1) = 105 \text{ m.}$$

Dit is tevens de benodigde lengte van de woelbak. Bij hogere schuiven zullen de afmetingen nog extremer zijn.

Een dergelijk hefprogramma is echter helemaal niet nodig. De waarschuwingstijd voor een hoogwatergolf is 24 uur en zolang mag het heffen van de schuiven dus ook duren. Dit geeft de mogelijkheid om de opening geleidelijk vrij te geven en zodoende q te beperken. Het is zelfs mogelijk om q zover te beperken dat de woelbak vervangen kan worden door een vlakke plaat die eventueel onder een helling ligt. Als de watersprong op een hellend vlak optreedt heeft dit een interessante reductie in de lengte ervan tot gevolg.

De vergelijking voor de watersprong op een hellend vlak luidt:

$$\frac{h}{h_1} = \frac{1}{2 \cos \varphi} \left[\sqrt{\frac{8 \lambda \cos \varphi}{1 - 2 \delta \tan \varphi} + 1} - 1 \right]$$

waarin

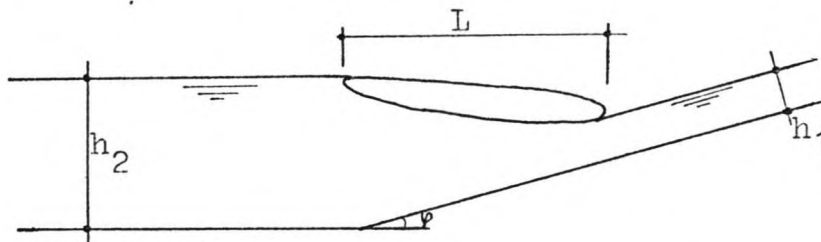
h_1 : waterdiepte voor de watersprong

h_2 : waterdiepte na de watersprong

φ : de hoek die het talud met de horizontaal maakt

δ : een experimenteel bepaalde factor

$$\lambda = \frac{v^2}{gh_1} = \frac{q^2}{gh_1^3}$$



lengte watersprong:

$$L = s \cdot (h_2 - h_1)$$

$$\tan \varphi = 1/r$$

In de volgende tabel zijn de verschillende van de taludhelling afhankelijke grootheden vermeld.

(°)	r	s	δ
0	-	6,9	-
2,9	20	5,2	3,1
3,8	15	4,8	2,8
5,7	10	4,4	2,5
8,5	6,7	3,8	2,1
11,3	5	3,25	1,8
15,5	3,6	2,75	1,5

Als het verlies in energiehoogte tussen het begin van de watersprong en de schuif verwaarloosd wordt (een verwaarlozing die, gezien het feit dat het een versnellingsgebied is, gerechtvaardigd is) is de energiehoogte aan het begin van de watersprong gelijk aan de energiehoogte bovenstrooms van de stuw, en deze is gelijk aan de waterstand bovenstrooms van de stuw. Noem deze waterstand t.o.v. maaiveld h_0 .

Als einde watersprong en einde talud samenvallen dan is de energiehoogte aan het begin van de watersprong de som van plaatshoogte, drukhoogte en snelheidshoogte. Deze factoren zijn respectievelijk:

$$\frac{1}{r} L, h_1/\cos\varphi \text{ en } q^2/2gh_1^2$$

Nu geldt er dus:

$$h_0 = \frac{1}{r} L + \frac{h}{\cos\varphi} + \frac{q^2}{2gh_1}$$

Hieruit is af te leiden:

$$\frac{q^2}{gh_1} = \frac{2}{h_1} \left(h_0 - \frac{s \cdot (h_2 - h_1)}{r} - \frac{h_1}{\cos\varphi} \right)$$

en dit is gelijk aan λ .

Invullen geeft:

$$2 \cos\varphi \cdot \frac{h_2}{h_1} + 1 = \sqrt{\frac{8 \cos^3\varphi}{1 - 2s \tan\varphi} \cdot 2 \left(\frac{h_0}{h_1} - \frac{s}{r} \frac{h_2}{h_1} + \frac{s}{r} - \frac{1}{\cos\varphi} \right) + 1}$$

Hieruit volgt na kwadrateren en rangschikken:

$$\left(\alpha \cdot \frac{s}{r} - \frac{\alpha}{\cos\varphi} \right) \cdot h_1^2 + h_1 \left(\alpha h_0 - \frac{\alpha s h_2}{r} - 4 h_2 \cos \right) - 4 h_2^2 \cos^2\varphi = 0$$

(om de notatie beknopt te houden is de factor $\alpha = \frac{16 \cos^3\varphi}{1 - 2s \tan\varphi}$

ingevoerd)

Bij een bekende h_0 en h_2 is nu h_1 uit te rekenen waarvoor de watersprong nog net op het talud ligt. Het debiet dat hierbij hoort is:

$$q = \sqrt{2gh_1^2 \left(h_0 - \frac{s}{r}(h_2 - h_1) - \frac{h_1}{\cos\varphi} \right)}$$

De vraag is nu: wat is de maximale taludhelling waaronder de woelbak nog gelegd mag worden opdat de watersprong tijdens het heffen niet van het talud afloopt en de schuif toch in 24 uur geheven kan worden?

Deze vraag is niet in een keer te beantwoorden, immers doordat er water van het bovenpand naar het benedenpand stroomt daalt h_2 en stijgt h_1 in de loop der tijd. Hierdoor kan het debiet in de loop der tijd toenemen. De schuif kan volledig geheven worden als de bovenwaterstand zover gezakt is dat de volkomen afvoer, bij afwezigheid van de schuif, niet meer is dan het debiet waarbij de water-

sprong bij de dan aanwezige benedenwaterstand nog net op het talud ligt. Als dit binnen 24 uur kan is aan de voorwaarde voldaan.

Om een indruk te krijgen welke taludhellingen in aanmerking komen is handmatig een grove numerieke berekening uitgevoerd met de volgende vereenvoudigingen en benaderingen:

- als tijdstap is 4 uur genomen.
- aan het begin van iedere tijdstap is bij de dan heersende boven- en benedenwaterstand bepaald welk debiet maximaal mogelijk is waarbij de watersprong nog op de woelbak blijft.
- dit debiet wordt voor de volgende 4 uur constant verondersteld.
- de waterspiegel in het reservoir wordt te allen tijden horizontaal verondersteld m.a.w. het feit dat er t.g.v. de stroming verhanglijnen optreden wordt verwaarloosd.
- het oppervlak van het reservoir bovenstrooms van de stuw is te schatten op 10^8 m^2 , benedenstrooms op $2 \cdot 10^8 \text{ m}^2$.
- in- en uitstroming in het gedeelte Sardar Sarovar - Maheshwar wordt niet meegenomen.

Deze berekening is verre van exact.

Door het verschijnsel verhanglijn zal de waterstand bovenstrooms van de stuw sneller zakken en zal de waterstand benedenstrooms sneller stijgen dan bij een constant horizontale waterspiegel. Dit resulteert in een hoger toelaatbaar debiet m.a.w. door deze benadering is de berekende heftijd langer dan bij een exacte berekening. Over de gekozen tijdstap valt het volgende op te merken: indien de schuif gedurende de tijdstap niet bewogen wordt zal t.g.v. de daling van de bovenwaterstand het debiet afnemen en de werkelijke heftijd dus toenemen. Als met de schuif zodanig gemanipuleerd wordt dat constant het maximaal mogelijke debiet wordt afgelaten (iets dat door stijging van de benedenwaterstand ook stijgt) zal de werkelijke heftijd afnemen. Het werkelijke hefprogramma zal ergens tussen deze extremen in liggen. Het laatste wordt benaderd als het heffen geautomatiseerd is: een computer berekend uit de gemeten boven- en benedenwaterstand welk debiet maximaal toelaatbaar is en welke schuifstand daar bij hoort en past deze continu aan. Het verwaarlozen van de uitstroming is in zoverre gerechtvaardigd dat men zal proberen zo snel mogelijk zoveel mogelijk water te bergen i.v.m. de onzekerheid over de afvoer in de rest van het seizoen. Het van tevoren spuien van reservoirwater ligt daarom niet in de lijn der verwachting. Uiteraard zal de normale afvoer

voor irrigatie en waterkracht wel doorgaan. Later in het seizoen zal het voortijdig spuien om berging te creëren waarschijnlijk worden maar dan is het reservoir niveau al boven het minimum niveau gestegen en is de situatie m.b.t. de heftijd niet zo kritiek. Wat betreft de instroming valt iets soortgelijks op te merken. De minimum afvoer is er natuurlijk altijd.

Verder is er in de berekening verondersteld dat het bergend oppervlak van het reservoir onafhankelijk is van de waterstand. I.h.a. zullen de dalhellingen niet verticaal omhoog rijzen maar een zeker talud hebben. Het werkelijke verloop van de oppervlakte als functie van de waterstand is niet bekend.

Wat betreft de aangenomen beginwaterstanden valt op te merken dat de waarschuwing "heffen schuiven" komt op een moment dat waarschijnlijk een kleinere afvoer al over de schuif afvloeit. Daarmee is de waterstand bovenstrooms van de stuw dus groter dan aangenomen. In dit geval is het echter onwaarschijnlijk dat de benedenwaterstand nog op een minimum zit.

De eis dat de watersprong in zijn geheel op het talud moet liggen is ook iets te streng. Afhankelijk van de grondgesteldheid kan een meer of minder groot gedeelte van de watersprong zonder schade buiten de woelbak liggen en in extreme situaties is een ontgrondingskuil geen bezwaar. Het is wel jammer als een deel van de woelbak daarin verdwijnt maar dit heeft geen directe gevolgen voor de stabiliteit van de pijler.

In bijlage 10 is voor verschillende taludhellingen en stuwbreedten m.b.v. een numerieke berekening uitgerekend hoe hoog een schuif maximaal mag zijn opdat hij nog binnen 24 uur geheven kan worden. De resultaten hiervan zijn in de volgende tabel samengevat.

helling	nb(m)	h(m)
1:3,6	990	6,5
1:3,6	930	6,3
1:5	930	11,3
1:5	870	10,4
1:6,7	830	14,7
1:6,7	750	13,0
1:6,7	690	11,8
1:10	750	20,9
1:10	680	17,4
1:10	600	14,9
1:15	600	21,7
1:15	550	18,4
1:15	500	16,5
1:20	535	21,6
1:20	480	18,0
horizontaal	420	30,4

V.11 DIMENSIONERING BEKLEDING

Zoals in V.8 is vermeld staan de pijlers op een drempel van steen. Deze drempel is van zichzelf niet waterdicht. De waterdichtheid kan verkregen worden door een waterdicht scherm in de drempel aan te brengen of de buitenzijde van een waterdichte bekleding te voorzien.

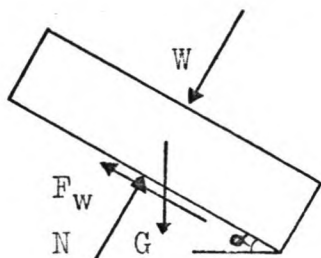
Het waterdichte scherm kan bestaan uit een kleikern, een stalen damwand, een asfaltscherm o.i.d. De waterdichte bekleding kan bestaan uit een betonplaat, een staalplaat, een asfaltbekleding o.i.d. Deze waterdichte bekleding zal aan de bovenstroomse zijde van de drempel aangebracht moeten worden zodat hij door de waterdruk tegen de steenmassa wordt gedrukt. Aanbrengen aan de benedenstroomse zijde zou betekenen dat de bekleding op oplichten belast wordt.

Op welke manier de waterdichting ook gerealiseerd wordt, het kost altijd geld. Aangezien het hier alleen gaat om het verkrijgen van een kostenindicatie wordt er voorlopig voor gekozen dat de waterdichtheid van de drempel gerealiseerd wordt door een betonplaat. Deze plaat zal, als de waterstand bovenstrooms van de stuw hoger is dan die benedenstrooms, tegen de drempel aangedrukt worden. De plaat kan de belasting die er op werkt direct aan de steenmassa afgeven.

Aangezien de waterstand aan de benedenstroomse zijde van de stuw nooit onder die aan de bovenstroomse zijde zal liggen hoeft niet voor oplichten van de betonplaat gevreesd te worden.

Verder mag de plaat niet langs het talud afschuiven. Afschuiving kan voorkomen worden zowel door wrijving tussen de plaat en de drempel als ook door de plaat onderaan tegen een ondersteuningsconstructie te laten rusten.

In het eerste geval werken er de volgende krachten op de plaat:



Hierin is:

G : het gewicht van de betonplaat

N : de resultante van de gronddruk op de plaat

F_w : de wrijvingskracht tussen plaat en ondergrond

W : de resultante van de waterdrukken tegen onder- en bovenkant van de plaat

Uit het krachtenevenwicht evenwijdig aan de plaat volgt:

$$F_w - G \cdot \sin \alpha = 0$$

en uit het evenwicht loodrecht op de plaat volgt:

$$W + G \cdot \cos \alpha - N = 0$$

De voorwaarde voor voldoende veiligheid tegen afschuiven is:

$$\gamma \cdot F_w \leq f \cdot N$$

Hierin zijn γ en f respectievelijk een veiligheidscoëfficiënt, groot 2, en een wrijvingscoëfficiënt, groot 0,65. Invullen geeft:

$$2 \cdot G \cdot \sin \alpha \leq 0,65(G \cdot \cos \alpha + W)$$

Hieruit volgt:

$$G(2 \cdot \sin \alpha - 0,65 \cos \alpha) \leq 0,65 W$$

Aangezien W minimaal nul is volgt hieruit:

$$2 \cdot \sin \alpha - 0,65 \cdot \cos \alpha \leq 0$$

En hieruit volgt:

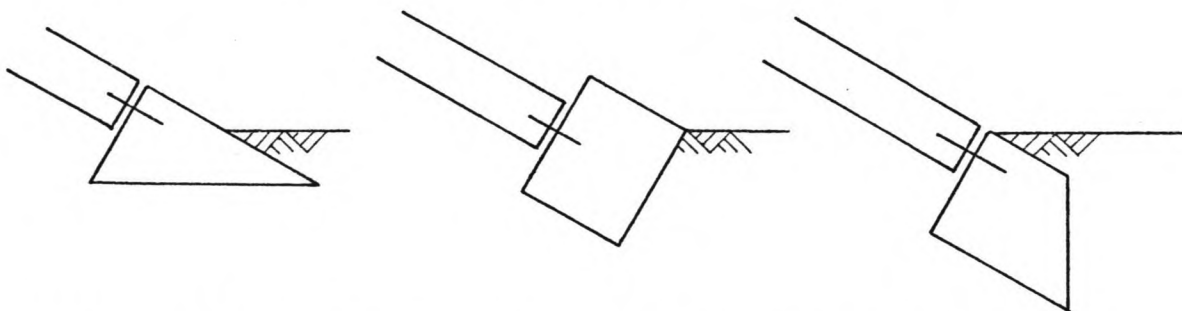
$$\tan \alpha \leq \frac{0,65}{2}$$

hetgeen betekent:

$$\alpha \leq 18^\circ$$

oftewel het talud moet onder een helling 1:3 liggen.

Als er een ondersteuningsconstructie gebruikt wordt kan een steiler talud gekozen worden. Deze ondersteuning kan verschillende vormen aannemen, een aantal zijn hieronder geschetst.



Deze constructie kan tevens dienen als overgang tussen de betonplaat en de waterdichte afsluiting in de ondergrond.

Uit het voorgaande is geen maat voor de benodigde dikte van de betonplaat te halen. Daarom wordt voor een aan de praktijk ontleende maat van 0,50 m. gekozen.

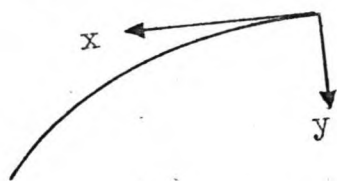
Behalve de bovenstroomse zijde moeten ook de bovenkant en de benedenstroomse zijde van de drempel bekleed worden en wel om te voorkomen dat de stroom stenen uit de drempel meesleept.

Aan de bovenkant is deze bekleding aanwezig in de vorm van een betonnen drempel waarop het afsluitmiddel rust. Hier behoeft verder geen aandacht aan besteed te worden.

De vormgeving van de bekleding van de benedenstroomse zijde van de drempel wordt bepaald door hydraulische eisen. Tijdens het heffen van de schuif treedt er schietend water op. Om een instabiel stromingsbeeld te voorkomen moet de waterstraal belucht worden of moet de vormgeving zodanig zijn dat de straal blijft aanliggen.

Het beluchten van de straal kan door straalbrekers bovenaan het talud te plaatsen. Deze elementen zullen echter in normale afvoersituaties de weerstand vergroten en daardoor de afvoercoëfficiënt verkleinen. Een andere mogelijkheid van beluchten is om via leidingen lucht naar de onderkant van de straal te voeren.

Hier wordt er echter voor gekozen dat de vormgeving zodanig is dat de stroom blijft aanliggen. Er kan hierbij gebruik gemaakt worden van het feit dat er enige onderdruk op de bekleding geoorloofd is waardoor de kromming van de waterstraal wat sterker kan zijn dan bij een vrije waterstraal. In de literatuur wordt voor de vorm de volgende formule gegeven:



$$x^{1,85} = 2 H^{0,85} \cdot y$$

Hierin is H de energiehogte, x en y zijn in de figuur aangegeven. In V.14 zal worden aangetoond dat de maximum waterstand bovenstrooms van de stuw $141,2^+$ is, d.w.z. 6,2 m. boven het stuwpeil. Hiermee wordt de maximale energiehogte:

$$H = h + 6,2$$

Bij deze waterstand zal er echter geen sprake meer zijn van een volkomen overlaat situatie. Omdat deze waarde echter een bovengrens vormt voor de energiehogte wordt deze voor het ontwerp aangehouden. De vorm van de bovenkant van de bekleding ligt nu vast. Deze loopt door tot het niveau waarop de woelbak eindigt. Het volume beton in de bekleding is echter ook afhankelijk van de vorm van de onderkant. Deze moet zodanig zijn dat er geen gevaar voor afglijden en op-

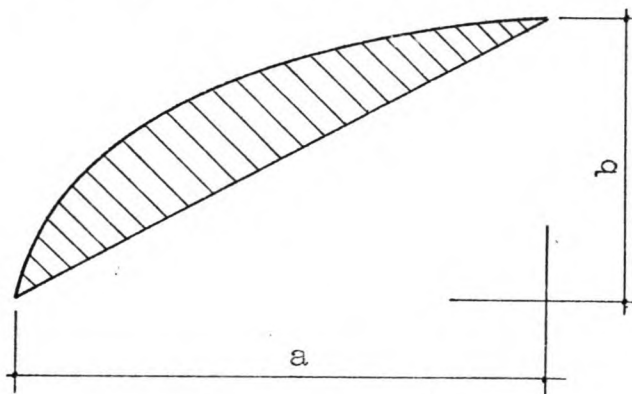
lichten bestaat.

Het afglijden kan worden tegengegaan door een ondersteuningsconstructie onderaan de bekleding. Hiervoor kan de woelbak benut worden.

Als er schietend water over de bekleding stroomt zal er aan de onderkant van de straal enige onderdruk kunnen optreden. De waterdruk aan de onderkant van de bekleding wordt bepaald door de waterstand aan het eind van de bekleding. De resultante van deze belastingen kan oplichten tot gevolg hebben maar aangezien de beide belastingen gering zijn wordt niet verwacht dat dit maatgevend wordt voor de afmetingen van de bekleding.

De vorm van de onderkant wordt in eerste instantie dus alleen door praktische overwegingen, met name door de methode van uitvoering bepaald. De mogelijkheden zijn dat de drempel onder het juiste profiel wordt afgewerkt en vervolgens d.m.v. spuitbeton of injectiemortel van een betonnen buitenkant wordt voorzien of dat er op de steen een in het werk gestorte bekleding wordt aangebracht.

Voor het verkrijgen van een kostenindicatie zal van een in het werk gestorte constructie met een rechte onderkant uitgegaan worden.



De hoeveelheid beton hierin per strekkende meter is bij benadering:

$$V = \frac{1}{6} a \cdot b \text{ m}^3/\text{m}'.$$

De gekozen vorm zal in het algemeen niet de meest economische zijn. Een geknikte vorm die de buitenkant beter volgt zal minder beton vereisen.

Direct benedenstrooms van de drempel ligt de woelbak. Als deze in de vorm van een hellend vlak aanwezig is is hij ook als een deel van de drempel te beschouwen.

De eisen waaraan de woelbak moet voldoen zijn:

- geen afglijden langs het talud. Gezien de geringe helling waaronder het talud ligt is dit niet als maatgevend te beschouwen. Eventueel is afglijden nog te voorkomen door een teenconstructie

aan de vloer aan te brengen.

- geen oplichten, m.a.w. de totale neerwaarts gerichte belasting moet groter zijn dan de opwaarts gerichte belasting.

Als verticale belastingen zijn aanwezig:

- het eigen gewicht van de plaat
- de waterdruk op de plaat
- de waterdruk onder tegen de plaat

Beschouw als voorbeeld voor de berekening van de benodigde dikte de situatie dat de woelbak onder een helling van 1:5 ligt en dat $h_1 = 0,8$ m. en $h_2 = 13,7$ m. (zie bijlage 10).

De lengte van de woelbak is:

$$3,25 \cdot (13,7 - 0,8) = 42 \text{ m.}$$

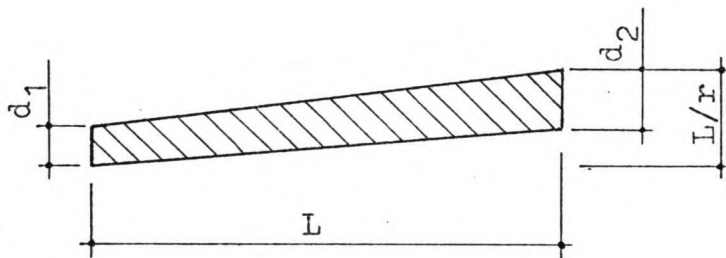
Het gewicht van de plaat is

$$G = 24 \frac{(d_1 + d_2)}{2} 42 = 504 \cdot (d_1 + d_2)$$

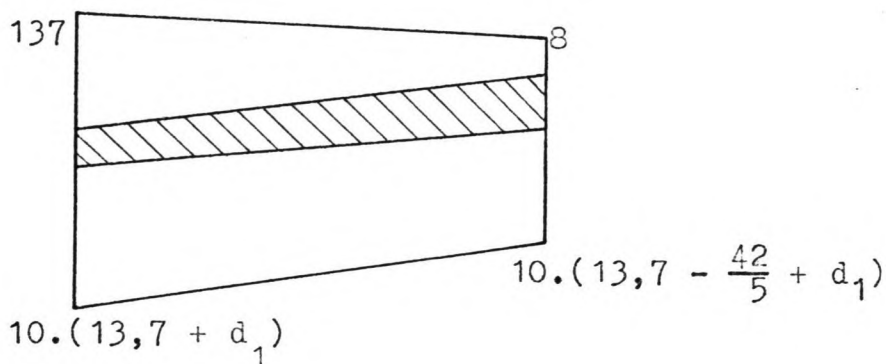
(d_1 en d_2 zijn de plaatdikten aan respectievelijk de west- en oost-zijde van de plaat)

Op de plaat ligt een watersprong. De waterdruk hieronder ligt niet eenduidig vast. Een veilige benadering is het aannemen van een rechtlijnig verloop tussen begin en eind van de watersprong.

De waterdruk heeft het volgende verloop:



afmetingen woelbak



De waterdruk op de plaat is:

$$W_1 = 42 \frac{(137 + 8)}{2} = 3045 \text{ kN.}$$

De waterdruk onder tegen de plaat is:

$$W_2 = 42 \cdot \frac{1}{2} \cdot (137 + 10 d_1 + 53 + 10 d_2) = 3990 + 210 d_1 + 210 d_2$$

Er moet nu gelden:

$$W_1 + G \geq W_2$$

en met toepassing van een veiligheidscoëfficiënt $\gamma = 1,2$:

$$W_1 + G \geq 1,2 W_2$$

Invullen en uitwerken geeft:

$$d_1 + d_2 \geq 6,9 \text{ m.}$$

Dit betekent een gemiddelde dikte van 3,5 m. Aan beton gaat er in de woelbak ongeveer $150 \text{ m}^3/\text{m}^2$.

Om het betonvolume te verkleinen zijn er in principe de volgende mogelijkheden:

- waterdruk op de plaat vergroten. Dit houdt in dat het begin van de watersprong al op het talud ligt. De enigste mogelijkheid om dit te bereiken is verkleining van de afvoer q . Gezien het feit dat de schuif in 24 uur geheven moet worden komt dit niet in aanmerking.
- vergroting van de soortelijke massa van de beton. Het gebruik van basalt als toeslagmateriaal in de beton ligt gezien de geologische situatie voor de hand. Bij goed verdichten zijn hiermee hoge dichtheden haalbaar. Onder optimale omstandigheden zelfs 27 kN/m^3 . Bij deze dichtheid wordt de eis voor de plaatdikte:
 $d_1 + d_2 \geq 4,9 \text{ m.}$ maar het is wat al te optimistisch deze omstandigheden hier aanwezig te veronderstellen.
- verkorting van de plaat, in hoeverre dit toelaatbaar is hangt van de ondergrond (weerstand tegen erosie) af.
- vermindering opwaartse waterdruk. Als de stijghoogte van het water onder de bak vermindert, vermindert ook het gewicht dat nodig is om oplichten te voorkomen. Dit kan door: drains onder de woelbak aanbrengen en hierop op tijden dat dat nodig is (in casu bij een volkomen overlaat situatie) bemaling toe te passen. Als nadeel van dit systeem valt te noemen dat het bij vergeten aan te zetten van de pomp of een kapotte pomp faalt en er toch oplichten optreedt.

Een tweede mogelijkheid is om gebruik te maken van de lage stijghoogte van het water aan het begin van de watersprong. Door

daar een open verbinding te maken tussen boven- en onderkant van de plaat wordt deze stijghoogte ook aan de ondergrond opgelegd. Hieraan zitten wel wat voetangels en klemmen. Bij begin heffen moet de stijghoogte onder de bak tijd hebben om zich in te stellen. Onder de bak zelf zal geen water hoeven te ontwijken (de stijghoogte komt boven de plaat uit) maar de stijghoogte wordt ook doorgegeven aan het water in de drempel en hieruit zal wel water ontwijken willen hetgeen door de verbinding moet. Dit legt zekere beperkingen aan de hefsnelheid op.

Verder zal er door de doorlatendheid van de ondergrond een waterstroming onder de bak plaats vinden die ook ontwijken moet. Bij het transport van water van onder naar boven de plaat ondervindt het water weerstand (hoeveel hangt af van de vormgeving). Deze weerstand moet door een drukverschil overwonnen worden.

Hierdoor zal de stijghoogte onder de plaat meer zijn dan erboven. Problemen ontstaan er ook als de verbinding verstopt is.

- een vijfde mogelijkheid om de stabiliteit te verzekeren is afspannen van de plaat op de ondergrond d.m.v. trekankers.

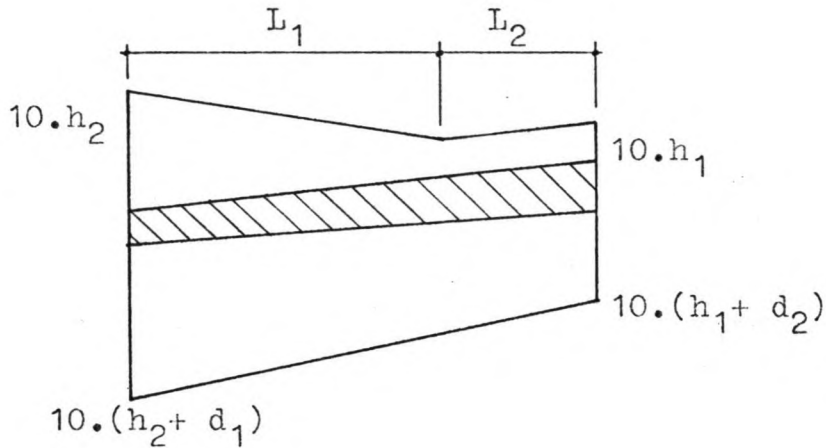
Hier wordt verder van de vierde mogelijkheid uitgegaan. Mogelijke realisaties van deze verbinding zijn:

- tussen de plaat en de bekleding is een spleet aanwezig. Ingeval de bekleding op de plaat steunt is dit niet mogelijk.
- moet de bekleding tegen de plaat steunen dan kan het uiteinde van de plaat getand uitgevoerd worden. Er ontstaat dan een onderbroken spleet.
- men kan ook gaten in de plaat zelf maken.
- een mogelijkheid is ook het aanbrengen van een drain onder de plaat die op regelmatige afstanden met de bovenkant verbonden is d.m.v. verticale buizen.

Gevaren die de verbinding bedreigen zijn:

- verstopping doordat er een steen o.i.d. op de uitmonding ligt. Indien er een groot aantal verbindingen naast elkaar worden toegepast zijn de gevolgen minder ernstig dan bij bijvoorbeeld een opening per schuifbreedte.
- dichtslibben filter.
- toevoer water te groot zodat de openingen het water alleen ten koste van een groot stijghoogteverschil kunnen overwinnen. Remedies hiertegen zijn: ondergrond minder doorlatend en/of openingen groter maken.

Uitgaande van de hiervoor gekozen mogelijkheid wordt voor de voorgaande situatie (helling 1:5, benodigde lengte woelbak 42 m.) wederom de plaat gedimensioneerd op oplichten. Het tijdstip einde heffen hoeft nu niet meer maatgevend te zijn. In het geval van een hellende plaat zal i.h.a. de belasting er als volgt uit zien:



$$L_1 + L_2 = L$$

$$L_1 = s \cdot (h_2 - h_1)$$

De eis is:

$$\frac{1}{2} \cdot (10 h_2 + 10 h_1) \cdot L_1 + 10 h_1 L_2 + \frac{1}{2} \cdot (d_1 + d_2) \cdot L \cdot 24 \geq 1,2 \cdot L \cdot \frac{1}{2} \cdot (10 h_1 + 10 h_2 + 10 d_1 + 10 d_2)$$

Uitwerken van deze eis geeft:

$$6 \cdot L \cdot (d_1 + d_2) \geq 6 \cdot L \cdot (h_1 + h_2) - 5 h_1 L - 5 h_1 L_2 - 5 h_2 L_1$$

Voor verschillende combinaties van h_1 en h_2 wordt de benodigde dikte bepaald. Deze combinaties zijn ontleend aan bijlage 10, blz. B.10.2, bovenste tabel.

Op $t = 0$ h.:

$$h_1 = 0,3 \text{ m.}$$

$$h_2 = 10,2 \text{ m.}$$

$$L_1 = 3,25 \cdot (10,2 - 0,3) = 32 \text{ m.}$$

$$L_2 = 10 \text{ m.}$$

$$d_1 + d_2 \geq 3,7 \text{ m.}$$

Op $t = 4$ h.:

$$h_1 = 0,3 \text{ m.}$$

$$h_2 = 10,6 \text{ m.}$$

$$L_1 = 33,5 \text{ m.}$$

$$L_2 = 8,5 \text{ m.}$$

$$d_1 + d_2 \geq 3,6 \text{ m.}$$

Op $t = 24$ h.:

$$h_1 = 0,8 \text{ m.}$$

$$h_2 = 13,7 \text{ m.}$$

$$L_1 = 42 \text{ m.}$$

$$L_2 = 0 \text{ m.}$$

$$d_1 + d_2 \geq 2,4 \text{ m.}$$

Het tijdstip begin heffen is dus maatgevend. Het benodigde betonvolume is nu: $V = 78 \text{ m}^3/\text{m}'$.

Door de uitgehaalde truc is er aanzienlijk op het betonvolume bespaard.

De landhoofden worden opgebouwd gedacht uit stortsteen. De breedte van de kruin wordt bepaald door de breedte van de weg die er overheen gaat. Deze is in V.4 al op 10 m. gesteld. De helling van het talud wordt bepaald door stabiliteitseisen. Er wordt hier zonder meer aangenomen dat een talud 1:1,5 stabiel is.

De hoogte van de landhoofden wordt bepaald door een aantal factoren en wel de waterstand, de windopzet en de golfoploop. Klink en zetting kunnen verwaarloosd worden aangezien het landhoofd bestaat uit een steenskelet op een rotsachtige ondergrond.

De maximum waterstand in het stuwmeer is $140,2^+$. Zoals in V.14 zal worden uiteengezet is de maximum waterstand bovenstrooms van de stuw als er een afvoergolf passeert $141,2^+$.

Voor het bepalen van de windopzet kan men twee situaties onderscheiden: er passeert wel of niet een afvoergolf de stuw. In het laatste geval is de maximum waterstand bij de stuw $140,2^+$. Aangezien de stuw ongeveer halverwege het stuwmeer ligt zal de waterspiegel in het geval van windopzet ongeveer rond dit punt kantelen zodat de werkelijke waterstand t.p.v. de stuw weinig van $140,2^+$ zal afwijken. In het geval er wel een afvoergolf de stuw passeert kan er zowel een oostenwind als een westenwind zijn. In het eerste geval zal door de wind de waterstand benedenstrooms van de stuw iets afnemen waardoor de waterstand bovenstrooms van de stuw ook iets zal zakken.

Bij westenwind treedt er een omgekeerd effect op. De gemiddelde diepte tussen Sardar Sarovar en Harinphal is ongeveer 80 m. Hiermee is de windopzet ongeveer 0,2 m. In dit geval hoeft er op het bovenstroomse talud van het landhoofd niet op golfoploop gerekend te worden.

Bij westenwind zullen de golven tegen het benedenstroomse talud van het landhoofd oplopen. Het benodigde vrijboord voor de golven wordt bepaald volgens de methode zoals die is aangegeven in:

"Engineering of large dams". Volgens Stevenson is de golfhoogte:

$$H_w = 0,34 \sqrt{F} + 0,76 - 0,26 \sqrt[3]{F}$$

Hierin is F de strijklengte van de wind over het water in km. en H_w de golfhoogte in m. Bij westenwind is F 25 km. waarmee de golfhoogte $H_w = 1,9$ m. wordt. Volgens Gaillard is de voortplantings-snelheid van golven:

$$v = 1,5 + 2.H_w$$

In dit geval is dus $v = 5,3$ m/s. Het vereiste vrijboord voor golven is nu te stellen op:

$$0,75 H_w + v^2/2 g.$$

Invullen geeft een vereist vrijboord van 2,9 m. (merk op dat invloeden als ruwheid talud en taludhelling in deze methode niet voorkomen).

Bij westenwind moet er op een windopzet van 0,2 m. gerekend worden zodat de kruin van het landhoofd minimaal op 143,3⁺ moet liggen.

Bij oostenwind zullen de golven tegen het stroomopwaartse talud oplopen. De strijk lengte is in dit geval 18 km.

Op dezelfde manier als hiervoor kan het vereiste vrijboord bepaald worden. Achtereenvolgens levert dit op:

$$H_w = 1,7 \text{ m.}$$

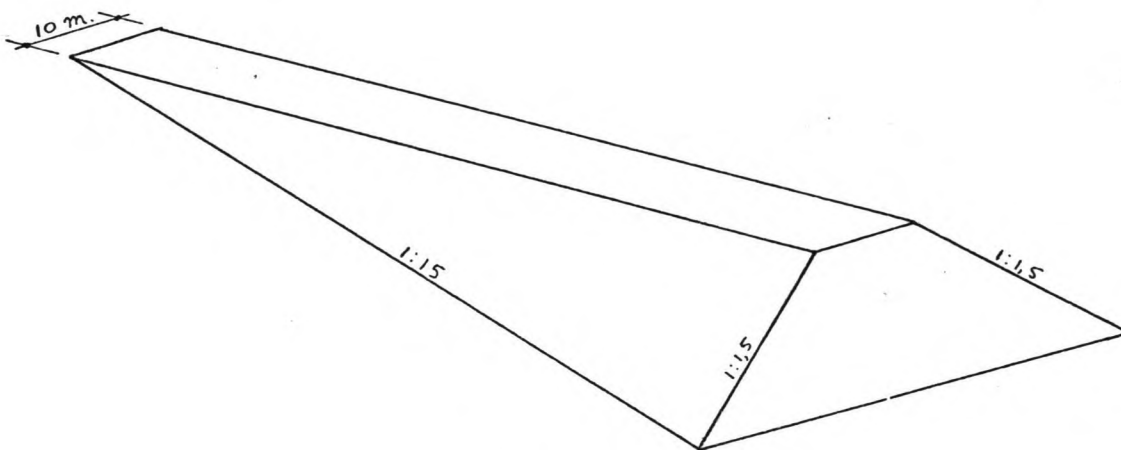
$$v = 4,9 \text{ m/s}$$

$$\text{vrijboord: } 2,5 \text{ m.}$$

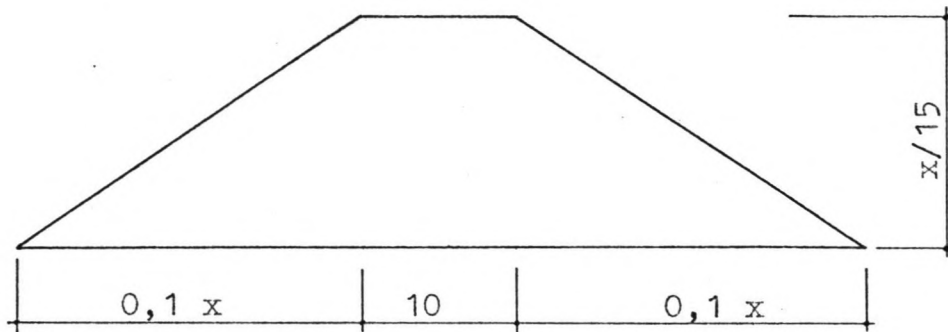
De maximum waterstand bovenstrooms van de stuw is 141,2⁺. T.g.v. de wind zal deze hooguit iets minder worden zodat de windopzet buiten beschouwing kan blijven. De kruin van het landhoofd moet nu minimaal op 143,7⁺ liggen zodat deze situatie maatgevend is voor de dimensionering van het landhoofd.

Om de hoeveelheid steen in de landhoofden te bepalen wordt aangenomen dat de dalhelling t.p.v. de stuw 1:15 is, zowel aan de noord- als aan de zuidzijde.

Als de totale lengte van de beide landhoofden B_1 genoemd wordt betekent dit aan iedere zijde van de stuw een landhoofd ter lengte $\frac{1}{2} \cdot B_1$. Geschematiseerd ziet een landhoofd er als volgt uit:



Op een afstand x uit de aanzet is het dwarsprofiel:



Het dwarsprofiel heeft een oppervlakte van:

$$A = 10 \cdot \frac{1}{15} x + 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot 0,1 x \cdot \frac{1}{15} x$$

D.m.v. integratie is het volume steen in de beide landhoofden te bepalen:

$$V = 2 \int_0^{\frac{1}{2} B_1} A \, dx = \frac{1}{6} B_1^2 + \frac{1}{1800} B_1^3$$

De totale lengte van het stuwcomplex is 1960 m. Hiervan neemt de sluis naar schatting 100 m. in beslag. De stuw zelf bestaat uit n openingen met elk een dagwijdte van b en per opening een pijler ter breedte b_v . In het geval er naast de beweegbare stuw geen overlaat aanwezig is is de totale lengte van de landhoofden:

$$B_1 = 1960 - 100 - n \cdot (b + b_v) = 1860 - n \cdot (b + b_v)$$

Zoals in hoofdstuk III al is vermeld is het mogelijk om naast het beweegbare stuw gedeelte ook een vaste overlaat aan te brengen. Een gedeelte van de ontwerpafvoer kan dan via deze overlaat wegstromen zodat het beweegbare stuw gedeelte zelf kleiner kan worden. Of het toepassen van een vaste overlaat financieel aantrekkelijk is is op voorhand niet te zeggen. In dit hoofdstuk zullen daarom zowel voor een stuw met als zonder vaste overlaat de optimale schuifafmetingen bepaald worden. Door de kosten van deze optima te vergelijken zal duidelijk worden wat er aantrekkelijk is.

Hoe lager de kruin van de overlaat ligt hoe groter de afvoer over de overlaat. De overlaat is echter ook een deel van de dam en mag dus niet zo laag zijn dat het stuwpeil niet gehandhaafd kan worden. Een algemeen geformuleerde eis voor de stuw als geheel is dat de kans op een te lage waterstand bij Sahashra-Dhara voldoende klein moet zijn. De waterstand kan te laag worden als er gedurende enige tijd meer water uit dan in het reservoir stroomt. Een van de vormen van uitstroming is dat er golven over de overlaat slaan.

In principe is enige overslag wel acceptabel. Een veilig uitgangspunt voor het ontwerp is dat er geen overslag mag optreden. Dit betekent dat er een bepaald vrijboord aanwezig moet zijn tussen de waterspiegel en de kruin van de overlaat. T.g.v. windopzet zal de waterspiegel boven het stuwpeil liggen. Deze windopzet is m.b.v. de zogenaamde Zuiderzeeformule te berekenen.

$$Z_s = \frac{v^2 \cdot L}{63200 \cdot d}$$

Hierin is: Z_s : de windopzet in m.
 v : de windsnelheid in km/h.
 L : de strijklengte in km.
 d : de waterdiepte in m.

Het gedeelte Harinphal - Sahashra-Dhara is een ongeveer 100 km. lang en nagenoeg recht riviergedeelte (zie bijlage 6) zodat de strijklengte ongeveer 100 km. is. De gemiddelde waterdiepte op dit gedeelte is ongeveer 20 m. Als de maatgevende windsnelheid op 20 m/s wordt aangenomen is de windopzet

$$Z_s = 0,40 \text{ m.}$$

Voor de bepaling van het vrijboord zijn er twee situaties te onderscheiden: de bovenstroomse zijde van de overlaat kan bestaan uit een talud of uit een verticale wand.

In het eerste geval is het vereiste vrijboord voor de golven op dezelfde manier als in V.12 te berekenen. Het vereiste vrijboord is dus 2,5 m. Dit betekent dat de kruin 2,5 m. boven de waterspiegel moet liggen oftewel 2,9 m. boven het stuwpeil dus op 137,9⁺.

Bij een verticale wand is er geen sprake van golfoploop. Door reflectie ontstaat er echter een staande golf. In V.12 is al bepaald dat de golfhoogte voor de stuw 1,7 m. is. Voor de overlaat wordt deze 3,4 m. Als de golf niet boven de kruin mag uitkomen moet de kruin van de overlaat 1,7 m. boven de waterspiegel oftewel 2,1 m. boven het stuwpeil liggen dus op 137,1⁺.

Voor de bouw van de overlaat zijn er de volgende mogelijkheden:

- de overlaat kan geheel uit steen opgebouwd worden, afgedekt met een bekleding. De functie van de bekleding van het bovenstroomse talud is om de overlaat waterdicht te maken, die van het benedenstroomse talud om te voorkomen dat over het talud stromend water stenen meeneemt.
- de overlaat kan ook bestaan uit een massief beton lichaam.
- een derde mogelijkheid is een combinatie van de twee voorgaande mogelijkheden: een dam van steen waarop een betonnen constructie staat.

Welke mogelijkheid gekozen wordt hangt van de kosten af. Om hierin inzicht te krijgen zullen ze alle drie verder uitgewerkt worden.

Bij de eerste mogelijkheid wordt de breedte van de kruin bepaald door de uitvoering. Zoals in V.4 is vermeld loopt er over het gehele complex een brug dus ook over de overlaat. Deze brug zal op pijlers rusten die op of in de overlaat staan. Tijdens de bouw moeten ze bereikbaar zijn. Dit kan vanaf maaiveld m.b.v. een bouwkraan of vanaf de kruin van de overlaat.

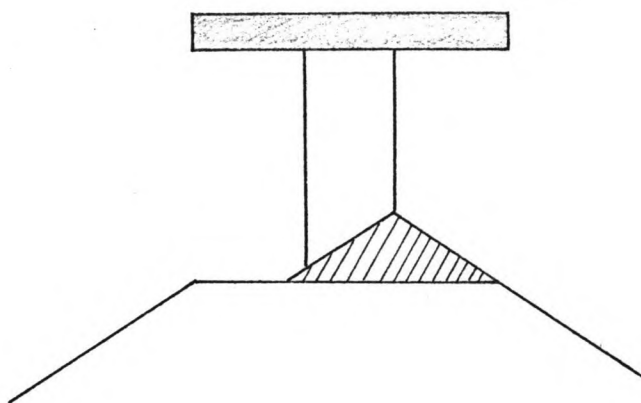
Het gebruik van een bouwkraan op maaiveld niveau is niet goed mogelijk gezien de grote hoogte en vlucht (respectievelijk ongeveer 40 en 60 m.) die plaatselijk vereist is. Dit betekent dat de bouw vanaf de kruin moet geschieden. Terwille van de voortgang is het gewenst dat werkverkeer elkaar op de kruin kan passeren en dat er meerdere pijlers tegelijk in uitvoering kunnen zijn.

De breedte van een brugpijler wordt in eerste instantie geschat op

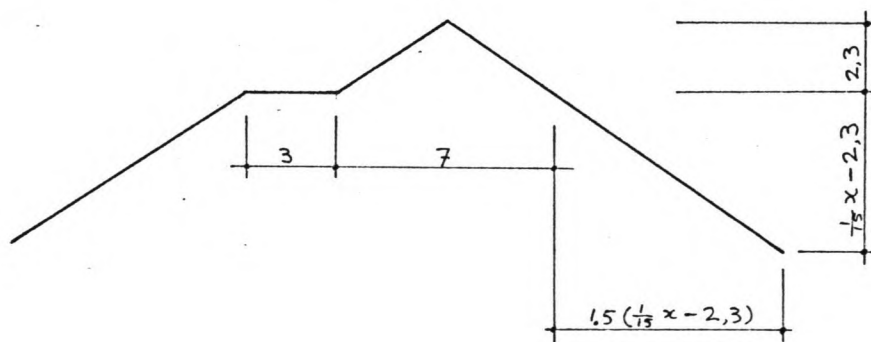
3 m. Rondom de pijler is tijdens de bouw enige ruimte nodig voor bekisting etc. Als deze ruimte minimaal 0,5 m. is is het breedtebeslag tijdens de bouw 4 m.

Hierlangs moet nog werkverkeer kunnen passeren. Een vrachtwagen is 2,5 m. breed dus een ruimte van 3 m. is voldoende. Deze ruimte moet aan weerszijden van de pijler aanwezig zijn om twee-richting verkeer mogelijk te maken. De kruinbreedte tijdens de bouw van de brugpijlers is dus 10 m.

Een besparing is te verkrijgen door na de bouw van de brugpijlers daartussen de dam nog verder te verhogen zoals in de figuur gearceerd is aangegeven.



De dwarsdoorsnede op een afstand x uit de aanzet heeft, bij een daltalud van 1:15, de volgende vorm:



Het oppervlak van de dwarsdoorsnede is:

$$\begin{aligned}
 A &= \frac{1}{2} \cdot 2,3 \cdot 7 + 10 \cdot \left(\frac{1}{15} x - 2,3 \right) + 1,5 \cdot \left(\frac{1}{15} x - 2,3 \right)^2 \\
 &= \frac{1}{150} x^2 + 0,2 x - 7
 \end{aligned}$$

De totale breedte van de overlaat wordt B_0 genoemd, d.w.z. aan iedere zijde van het dal $\frac{1}{2} \cdot B_0$. Het totale volume steen in de overlaat volgt uit een integratie:

$$V = 2 \cdot \int_0^{\frac{1}{2} B_0} \left(\frac{1}{150} x^2 + 0,2 x - 7 \right) dx$$

$$= \frac{1}{1800} B_0^3 + 0,05 B_0^2 - 7 B_0$$

De buitenomtrek van de doorsnede is:

$$L = 1,8 \cdot \left(\frac{1}{15} x - 2,3 \right) + 3 + 1,8 \cdot 2,3 + 1,8 \cdot \frac{1}{15} x$$

$$= 0,24 x + 3$$

Het totale oppervlak van de schil is:

$$A = 2 \cdot \int_0^{\frac{1}{2} B_0} (0,24 x + 3) dx$$

$$= 0,06 B_0^2 + 3 B_0$$

Bij een dikte van 0,5 m. wordt het volume beton hierin:

$$V = 0,03 B_0^2 + 1,5 B_0$$

De kosten van stortsteen zijn te stellen op 30 Rs/m³, die van het beton op 600 Rs/m³.

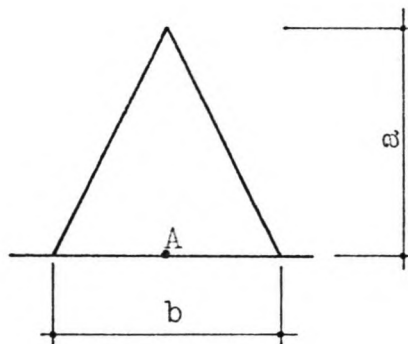
De totale kosten voor deze variant zijn:

$$K_I = 30 \cdot \left(\frac{1}{1800} B_0^3 + 0,05 B_0^2 - 7 B_0 \right) + 600 \cdot (0,03 B_0^2 + 1,5 B_0)$$

$$= \frac{1}{60} B_0^3 + 19,5 B_0^2 + 690 B_0$$

De kruinhoogte is 137,9⁺.

Bij de tweede mogelijke bouwwijze van de overlaat zijn er voor de vorm van het betonlichaam vele mogelijkheden. Als een van de mogelijke vormen wordt hier voor een gelijkbenige driehoek gekozen.



De maat a wordt bepaald door het hoogteverschil tussen de kruin en de fundering (deze maat verloopt dus over de stuw). De maat b moet zodanig bepaald worden dat de overlaat stabiel blijft dus niet wegglijdt of kantelt.

Als belastingsituatie wordt de situatie dat de bovenwaterstand tot de kruin reikt beschouwd bij een willekeurige benedenwaterstand.

Beschouw het evenwicht van een strekkende meter overlaat. Als belastingen werken hierop:

- verticale belastingen:

- eigen gewicht, $G = 24 \cdot \frac{1}{2} ab = 12 ab$
- de waterdruk op de schouders. Deze is in een verticale en een horizontale component te ontbinden. Op de bovenstroomse schouder is de verticale component: $W_1 = \frac{1}{2} \cdot a \cdot \frac{1}{2} b \cdot 10 = 2,5 ab$, en op de benedenstroomse schouder: $W_2 = \frac{1}{2} \cdot \frac{b}{a} h_2 \cdot 10 h_2 = 2,5 \frac{b}{a} h_2^2$
- op de onderkant werkt een opwaartse waterdruk. Deze wordt verondersteld alleen door de benedenwaterstand bepaald te worden en is daarmee groot: $W_3 = 10 h_2 \cdot b$
- de korreldruk tegen de onderkant. Noem de resultante hiervan F_k . Uit het verticale evenwicht van de overlaat volgt de grootte van deze term:

$$F_k = G + W_1 + W_2 - W_3 = 14,5 ab + 2,5 \frac{b}{a} h_2^2 - 10 \cdot h_2 \cdot b$$

- horizontale belastingen:

- op de bovenstroomse zijde $W_4 = \frac{1}{2} \rho g a^2 = 5 a^2$.
- op de benedenstroomse zijde $W_5 = \frac{1}{2} \rho g h_2^2 = 5 h_2^2$
- op het grondvlak werkt een wrijvingskracht die met W_4 en W_5 evenwicht moet maken. De grootte hiervan is:

$$F_w = W_4 - W_5 = 5 a^2 - 5 h_2^2$$

De maximaal opneembare wrijving is:

$$F_{wr} = 0,65 F_k$$

Bij een veiligheidscoëfficiënt van 2 tussen de werkelijke en de maximaal opneembare wrijvingskracht volgt hieruit:

$$\frac{F_{wr}}{F_w} \geq 2 \Rightarrow \frac{0,65 F_k}{F_w} \geq 2 \Rightarrow F_k \geq 3,1 F_w$$

Na invullen volgt hieruit:

$$b \geq \frac{15,5 a^2 - 15,5 h_2^2}{14,5 a + 2,5 \frac{h_2^2}{a} - 10 h_2}$$

Hieraan moet voor iedere willekeurige h_2 voldaan worden. De meest ongunstige kan m.b.v. differentiatie gevonden worden.

$$\frac{db}{dh_2} = \frac{-31 h_2 \cdot (14,5 a - 10 h_2 + 2,5 h_2^2/a) - (-10 + 5 h_2/a) \cdot (14,5 a - 10 h_2 + 2,5 h_2^2/a)^2}{(14,5 a - 10 h_2 + 2,5 h_2^2/a)^2} \cdot (15,5 a^2 - 15,5 h_2^2) = 0$$

Uitwerken van deze vergelijking geeft:

$$h_2 = 1,7 a \pm 1,37 a$$

Hiervan is alleen $h_2 = 0,33 a$ een reële oplossing, invullen van deze waarde geeft:

$$b = 1,20 a$$

Door deze keuze van b is dus voldoende zekerheid tegen glijden aanwezig. De overlaat mag echter ook niet kantelen. Voldoende zekerheid hiertegen bestaat als de resultante van de belastingen in de kern ligt.

Noem de afstand tussen aangrijpingspunt resultante en midden van de voet e . Er geldt:

$$e = \frac{\sum M}{\sum F_v}$$

Hierin is:

$$\sum M_m = 5 a^2 \cdot \frac{1}{3} a - 2,5 ab \cdot \frac{1}{3} b - 5 h_2^2 \cdot \frac{1}{3} h_2 + 2,5 \frac{b}{a} \cdot h_2^2 \cdot \left(\frac{1}{2} b - \frac{1}{3} \cdot \frac{1}{2} b \cdot h_2 \right)$$

$$\sum F_v = 14,5 ab + 2,5 \frac{b}{a} h_2^2 - 10 h_2 b$$

Invullen van de eerder gevonden waarde $b = 1,2 a$ geeft (na enig omwerken):

$$e = \frac{1,4 a^3 + 5,4 a h_2^2 - 6,8 h_2^3}{52,2 a^2 - 36 a h_2 + 9 h_2^2}$$

Er moet gelden:

$$-\frac{1}{6} b \leq e \leq \frac{1}{6} b \quad \Rightarrow \quad -0,2 a \leq e \leq 0,2 a$$

Door voor h_2 verschillende waarden in te vullen is na te gaan of hieraan wordt voldaan. In principe is dit ook te bereiken door d.m.v. differentiatie te bepalen voor welke h_2 e maximaal is en te controleren of e hierbij niet te groot is. Dit resulteert echter in een vierdegraads vergelijking voor h_2 .

h_2	e
0	0,03 a
0,1 a	0,03 a
0,2 a	0,03 a
0,3 a	0,04 a
0,4 a	0,05 a
0,5 a	0,05 a
0,6 a	0,06 a
0,7 a	0,05 a
0,8 a	0,05 a
0,9 a	0,03 a
1,0 a	0,00 a

Het oppervlakte beton in een willekeurige dwarsdoorsnede is dus:

$$A = \frac{1}{2} \cdot 1,2 a \cdot a = 0,6 a^2$$

Indien er gesteld wordt:

- totale lengte overlaat is C_0
- afstand van een willekeurig punt op de overlaat tot de aanzet is x
- funderingsvlak op maaiveld

geldt er: $a = \frac{1}{15} x$

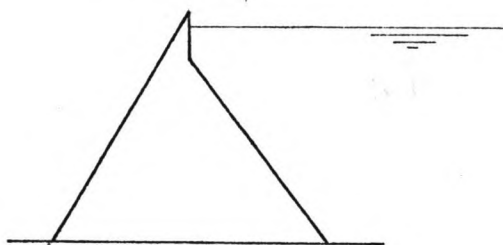
Het totale volume beton in de overlaat wordt daarmee:

$$V = 2 \cdot \int_0^{\frac{1}{2} C_0} 0,6 \cdot \left(\frac{1}{15} x \right)^2 dx = \frac{1}{4500} C_0^3$$

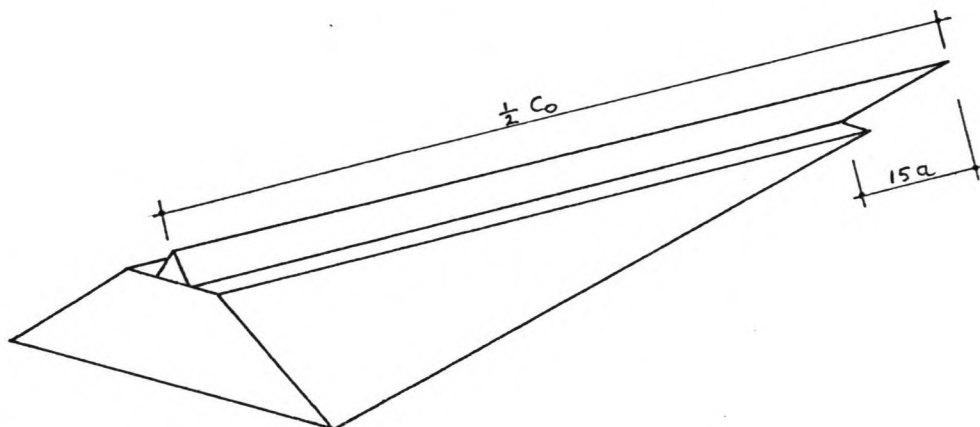
Bij een eenheidsprijs van 600 Rs/m³ beton worden de kosten van deze variant:

$$K_{III} = \frac{2}{15} C_0^3$$

De bovenstroomse zijde vormt geen verticale wand. Door de vorm van het betonlichaam iets aan te passen tot de in de figuur aangegeven vorm is het wel mogelijk om een staande golf voor de overlaat te krijgen. De kruin ligt in dit geval dus op 137,1⁺.



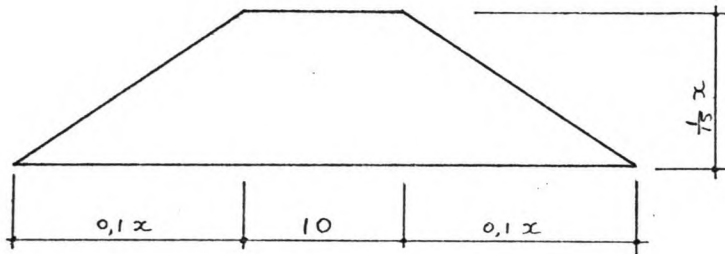
Vervolgens worden de kosten van de derde mogelijke bouwwijze van de overlaat bepaald. De hoogte van de muur wordt a genoemd. Hiervoor is al aangetoond dat de dwarsdoorsnede dan $0,6 a^2$ m² is. De totale lengte van de overlaat wordt C_0 genoemd, de lengte van het stortsteen deel wordt dan aan iedere kant $\frac{1}{2} C_0 - 15 a = D_0$.



Het totale volume beton in de keermuur is bij benadering te stellen op:

$$V_k = C_0 \cdot 0,6 a^2$$

Zoals hiervoor al is bepaald moet de kruinbreedte van de dam 10 m. zijn. Een willekeurige dwarsdoorsnede op een afstand x uit de aanzet ziet er als volgt uit:



Het oppervlak is:

$$A = 10 \cdot \frac{1}{15} x + \frac{1}{150} x^2$$

Het volume stortsteen in de overlaat wordt hiermee:

$$V_r = 2 \cdot \int_0^{D_0} \left(\frac{2}{3} x + \frac{1}{150} x^2 \right) dx = \frac{2}{3} D_0^2 + \frac{1}{225} D_0^3$$

De buitenomtrek van de dwarsdoorsnede is:

$$L = 1,8 \cdot \frac{1}{15} x + 10 + 1,8 \cdot \frac{1}{15} x = 10 + 0,24 x$$

Bij een dikte van 0,5 m. wordt het betonvolume in de schil voor de totale overlaat:

$$V_s = 0,5 \cdot 2 \cdot \int_0^{D_0} (10 + 0,24 x) dx = 10 D_0 + 0,12 D_0^2$$

Bij eenheidsprijzen van 30 Rs/m³ steen en 600 Rs/m³ beton worden de kosten voor deze variant:

$$\begin{aligned} K_{III} &= 30 \cdot V_r + 600 \cdot (V_k + V_s) \\ &= \frac{2}{15} D_0^3 + 92 D_0^2 + 6000 D_0 + 360 a^2 C_0 \end{aligned}$$

Invullen van $D_0 = \frac{1}{2} C_0 - 15 a$ en uitwerken geeft:

$$\begin{aligned} K_{III} &= a^3 \cdot (-450) + a^2 \cdot (45 C_0 + 20700 + 360 C_0) + a \cdot (-1,5 C_0^2 - \\ & 1380 C_0 - 9000) + \frac{1}{60} C_0^3 + 23 C_0^2 + 3000 C_0 \end{aligned}$$

De kosten van de overlaat zijn dus behalve van de lengte van de overlaat (C_0) ook afhankelijk van de hoogte van het muurtje (a). De beste keuze voor a is die waarbij K_{III} minimaal wordt.

Differentiëren van K_{III} naar a geeft:

$$\frac{dK_{III}}{da} = -1350 a^2 + a \cdot (810 C_0 + 41400) - (1,5 C_0^2 + 1380 C_0 + 9000)$$

Deze heeft extremen als

$$\frac{dK_{III}}{da} = 0$$

De optimale a is dus afhankelijk van C_o . Om deze afhankelijkheid na te gaan wordt voor verschillende waarden van C_o bepaald voor welke a K_{III} minimaal is.

$$C_o = 500 \text{ m.} \Rightarrow a = 2,4 \text{ m.}$$

$$C_o = 800 \text{ m.} \Rightarrow a = 3,0 \text{ m.}$$

$$C_o = 1000 \text{ m.} \Rightarrow a = 3,4 \text{ m.}$$

$$C_o = 1200 \text{ m.} \Rightarrow a = 3,8 \text{ m.}$$

De optimale a zit dus in de buurt van de 3 m. De variatie met C_o is niet zo sterk. Daarom wordt hier gekozen voor $a = 3$ m.

Hiermee wordt:

$$K_{III} = \frac{1}{60} C_o^3 + 18,5 C_o^2 + 2505 C_o + 147150$$

Als kruinhoogte kan hier ook $137,1^+$ aangehouden worden.

Voor de drie bouwwijzen van de overlaat zijn de volgende kosten gevonden:

$$K_I = \frac{1}{60} B_o^3 + 19,5 B_o^2 + 690 B_o$$

$$K_{II} = \frac{2}{15} C_o^3$$

$$K_{III} = \frac{1}{60} C_o^3 + 18,5 C_o^2 + 2505 C_o + 147150$$

De tweede en derde bouwwijze zijn qua kosten direct met elkaar te vergelijken. Er is eenvoudig uit te rekenen wanneer de een duurder is dan de ander:

$$K_{II} > K_{III} \Rightarrow C_o > 260 \text{ m.}$$

Als $C_o > 260$ m. is is de tweede bouwwijze duurder dan de derde en aangezien dit naar verwachting altijd het geval is valt de tweede bouwwijze af.

De keuze tussen de eerste en de derde bouwwijze is minder eenvoudig. Bij de eerste bouwwijze ligt de kruin van de overlaat 0,8 m. hoger dan bij de derde. Dit houdt in dat de overlaat langer, de landhoofden korter en de afvoer per strekkende meter overlaat minder is dan bij de derde bouwwijze.

Het verschil in de lengte van de overlaat is 24 m. Als alleen gekeken wordt naar de kosten van de overlaat en er geen rekening wordt gehouden met het feit dat bij de derde bouwwijze de brug over de overlaat korter, de brugpijlers langer en het landhoofd langer is dan bij de eerste bouwwijze dan zijn de bouwkosten met elkaar te vergelijken door in de uitdrukking voor K_I te substitueren

$$C_o = B_o + 24$$

Dit geeft:

$$K_I = \frac{1}{60} C_0^3 + 20,7 C_0^2 + 1655 C_0 + 28022$$

Er is nu eenvoudig te bepalen wanneer de eerste bouwwijze duurder is dan de derde. Dit is het geval als geldt:

$$K_I > K_{III} \quad \Rightarrow \quad C_0 > 496 \text{ m.}$$

In het algemeen zal de eerste bouwwijze duurder zijn dan de derde zodat voor de laatste gekozen wordt.

De kruin van de landhoofden ligt op $143,7^+$ d.w.z. 6,6 m. boven de kruin van de overlaat. Dit betekent dat de landhoofden een gezamenlijke lengte hebben van:

$$B_1 = 2 \cdot 15 \cdot 6,6 = 198 \text{ m.}$$

Hierin zit dus aan steen (zie V.12):

$$V_r = 11 \cdot 10^3 \text{ m}^3.$$

Worden de kosten hiervan gemakshalve bij die van de overlaat gevoegd dan wordt:

$$K_{III} = \frac{1}{60} C_0^3 + 18,5 C_0^2 + 2505 C_0 + 477150$$

Naast deze kosten zijn er ook nog kosten voor de brug die over de overlaat gevoerd wordt. Als de hart-op-hart afstand van de pijlers l is dan is de gemiddelde dikte van het brugdek te schatten op $\frac{1}{20} l$ (zie V.4). De breedte van de brug is 10 m. en de lengte van de overlaat is C_0 zodat er aan beton in het brugdek een volume van $\frac{1}{2} \cdot l \cdot C_0$ gaat.

De kruin van de dam ligt op $134,1^+$. Als de onderkant van de brug op 142^+ ligt is een pijler ongeveer 8 m. lang. Indien een horizontale doorsnede van de pijler wordt geschat op $3 \times 1 \text{ m}^2$ dan zit er in iedere pijler ongeveer 24 m^3 beton. Het benodigd aantal pijlers is C_0/l .

De totale hoeveelheid beton in het brugdek en de pijlers is dus te schatten op:

$$V_b = \frac{1}{2} \cdot C_0 \cdot l + 24 \cdot C_0/l$$

In het beweegbare stuw gedeelte zit een drempel die ongeveer 20 à 30 m. lang is. Een overlaat is als een lange overlaat te beschouwen als er op de overlaat weer rechte stroomlijnen ontstaan en daaraan lijkt in dit geval wel voldaan te worden. De formule voor de lange overlaat luidt:

$$Q = m \cdot B_s \cdot h_2 \sqrt{2g \cdot (h_1 - h_2)}$$

- waarin h_1 : de waterstand bovenstrooms van de stuw t.o.v. de drempel.
 h_2 : de waterstand benedenstrooms van de stuw t.o.v. de drempel.
 B_s : de totale breedte van de stuwopeningen, $B_s = n \cdot b$ waarin n het aantal stuwopeningen is.
 m : een afvoercoëfficiënt waarvan de grootte afhankelijk is van de vormgeving, een redelijke schatting is:
 $m = 1,2$

Als h_1 en h_2 bekend zijn kan uitgerekend worden hoe groot B_s moet worden om de ontwerpafvoergolf van $80.000 \text{ m}^3/\text{s}$ te laten passeren. De maximum waterstand in het stuwmeer is $140,2^+$. Gezien de grote breedte en diepte van het reservoir tussen Sardar Sarovar en Harinphal zal er tussen deze plaatsen geen of althans een verwaarloosbaar verschil in de waterstand zijn als de ontwerpafvoer optreedt. De maximale benedenwaterstand bij Harinphal kan daarom op $140,2^+$ aangehouden worden d.w.z. $h_2 = h + 5,2 \text{ m}$.

De waterstand bovenstrooms van de stuw zal groter moeten zijn, noem dit verschil Δ , $\Delta = h_1 - h_2$. Hoe groot het verval mag zijn is in principe een kostenkwestie. Hoe groter het verval over de stuw is hoe groter ook de afvoer per strekkende meter stuwbreedte is. Door het verval te vergroten daalt het benodigd aantal stuwopeningen. Anderzijds zal een verval over de stuw resulteren in een hogere waterstand bovenstrooms van de stuw in vergelijking met de ongestoorde toestand. Het verschil is direct bovenstrooms van de stuw Δ en zal verder naar boven toe afnemen. Door deze hogere waterstand zal er ook meer schade optreden bij een hoogwatergolf. Deze schade kan bestaan uit:

- verlies aan vee en oogst
- schade aan de lokale infrastructuur (wegen, irrigatiekanalen, bruggen etc.)
- schade aan gebouwen, machines, etc.
- verlies aan mensenlevens

Als verval over de stuw kan het beste die waarde gekozen worden die de som van aanlegkosten en de gekapitaliseerde schadeverwachting minimaal maakt.

De aanlegkosten van de stuw als functie van Δ zouden op grond van de voorgaande paragrafen vrij nauwkeurig bepaald kunnen worden. Dit houdt echter in dat voor verschillende waarden van Δ bepaald moet worden bij welke b en h de bouwkosten minimaal zijn. Aangezien de gekapitaliseerde schadeverwachting slechts zeer globaal bepaald kan worden is een dergelijke precisie niet zinvol.

De kosten van de stuw bestaan grofweg uit twee delen, die van de stuw zelf en die van de landhoofden. De kosten van de stuw worden geschat op 30.000 Rs per vierkante meter schuifoppervlak. Het schuifoppervlak is $B_s \cdot h$ dus de kosten van de stuw zijn:

$$K_s = 30 \cdot 10^3 \cdot B_s \cdot h$$

M.b.v. de afvoerformule is te bepalen dat moet gelden:

$$B_s = \frac{Q}{m \cdot h_2 \sqrt{2g\Delta}} = \frac{15 \cdot 10^3}{(h + 5,2)\sqrt{\Delta}}$$

Hiermee is:

$$K_s = 30 \cdot 10^3 \cdot \frac{15 \cdot 10^3}{(h + 5,2)\sqrt{\Delta}} \cdot \Delta^{1/2} \cdot h$$

Om hiervoor een eenduidige uitdrukking in Δ te verkrijgen wordt voorlopig verondersteld dat de schuifhoogte 15 m. is. Nu is

$$K_s = 335,5 \cdot 10^6$$

Voor de kosten van de landhoofden kan naar V.12 verwezen worden. Uit de afvoerformule volgt dat het aantal stuwopeningen gelijk is aan:

$$n = \frac{Q}{m \cdot b \cdot (h + 5,2)\sqrt{2g\Delta}}$$

De lengte van de landhoofden is daarmee:

$$B_1 = 1860 - \frac{Q}{m \cdot b \cdot (h + 5,2)\sqrt{2g\Delta}} (b + b_v)$$

Om hiervoor een eenduidige uitdrukking in Δ te verkrijgen wordt naast $h = 15$ m. tevens gesteld $b = 40$ m. en $b_v = 11$ m.

Daarmee wordt:

$$B_1 = 1860 - 950 \cdot \Delta^{-1/2}$$

Hiermee zijn de kosten van de landhoofden, bij een eenheidsprijs van 30 Rs/m³ steen:

$$K_1 = 5 B_1^2 + \frac{1}{60} B_1^3$$

De gekapitaliseerde schadeverwachting is moeilijker te bepalen omdat er noch over de grootte van de schade bij een hoogwatergolf

noch over de frequentie van optreden iets bekend is.

Om toch een bedrag te kunnen invullen wordt bepaald hoeveel het kost om zich tegen de hoge waterstanden te beschermen. Het uitgangspunt hierbij is dat de overstromingen in het geval er geen stuw aanwezig is geaccepteerd wordt en dat de rest d.m.v. kaden langs de rivier gekeerd moet worden.

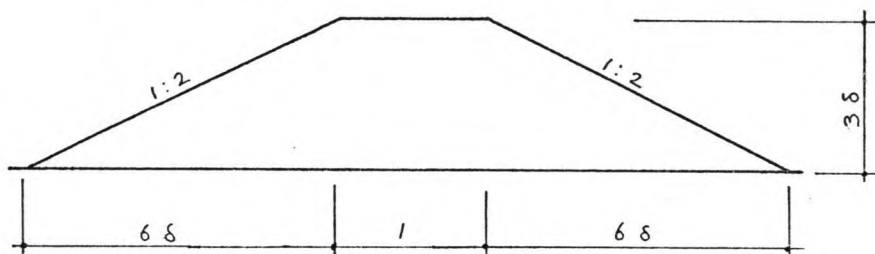
Als profiel van deze kaden wordt een kruinbreedte van 1 m. en taluds 1:2 aangenomen. De kruinhoogte wordt bepaald door de waterstand en de golfoploop. Veronderstel dat op een willekeurig punt langs de rivier de waterstand voor de kade δ is. Uit het brekerscriterium volgt dat in dat geval de golfhoogte voor de kade $\frac{1}{2}\delta$ is. Door gebruik te maken van de Delftse formule is de golfoploop te berekenen als:

$$z = 8.f.H_s \cdot \tan \alpha = 8 \cdot 1 \cdot \frac{1}{2}\delta \cdot \frac{1}{2} = 2\delta$$

De totale hoogte van de kade is dan 3δ .

Het dwarsprofiel ziet er uit als in de figuur is aangegeven en heeft een oppervlak van:

$$A = 3\delta + 18\delta^2$$



Nabij de stuw is de extra verhoging van de waterstand Δ . In stroomopwaartse richting neemt dit af, veronderstel een lineair verloop totdat bij Sahashra Dhara de verhoging verwaarloosbaar is. Als de lengte van de kaden L genoemd wordt dan is de kerende hoogte op een afstand x van Sahashra Dhara:

$$\delta = \frac{x}{L} \cdot \Delta$$

Aan beide zijden van de rivier is er een kade nodig. Het volume aan materiaal in deze kaden is d.m.v. integratie te bepalen:

$$V = 2 \cdot \int_0^L \left(3 \cdot \frac{x\Delta}{L} + \frac{18 x^2 \Delta^2}{L^2} \right) dx = 3\Delta L + 12 \cdot \Delta^2 \cdot L$$

De lengte van de rivier tussen Harinphal en Sahashra Dhara is 98 km. De kaden zullen min of meer de hoogtelijnen volgen en daardoor langer zijn, veronderstel een factor 1,5. Daarmee wordt $L = 147 \cdot 10^3$ m. en $V = 441 \cdot 10^3 \cdot \Delta + 1764 \cdot 10^3 \cdot \Delta^2$. Vermenigvuldigen met een eenheidsprijs van 18 Rs/m³ levert als kostprijs voor de kaden op:

$$K_k = 7,9 \cdot 10^6 \cdot \Delta + 31,8 \cdot 10^6 \cdot \Delta^2$$

Dit bedrag wordt gebruikt als schatting voor de gekapitaliseerde schadeverwachting.

Voor verschillende waarden van Δ zijn nu de totale kosten te bepalen. Dit is in de onderstaande tabel gebeurd.

Δ (m)	B_1 (m)	K_1 (10^6 Rs)	K_s (10^6 Rs)	K_k (10^6 Rs)	totaal (10^6)
0,8	788	11	375	27	413
1,0	910	17	336	40	393
1,2	993	21	306	55	382
1,4	1057	25	284	73	382
1,6	1109	29	265	94	388

Uit deze tabel blijkt dat de optimale Δ ongeveer 1,3 m. bedraagt. Gezien de hiervoor gemaakte ruwe schattingen moet aan dit getal geen absolute waarde worden toegekend maar het vormt wel een indicatie hoe groot het verval over de stuw moet zijn. Bij het verdere ontwerp wordt van het ronde getal $\Delta = 1$ m. uitgegaan.

Indien er geen overlaat in de stuw is opgenomen kan de benodigde nuttige stuwbreedte bepaald worden. Deze is:

$$nb = \frac{Q}{m \cdot (h + 5,2) \sqrt{2g \cdot 1}} = \frac{15058}{(h + 5,2)}$$

Hierbij is er vanuit gegaan dat als de ontwerpaafvoer optreedt alle schuiven geheven zijn. De kans op het gelijktijdig optreden van een ontwerpaafvoer, een maximale waterstand in het stuwmeer en het niet kunnen heffen van een schuif is zo klein dat daar geen rekening mee wordt gehouden.

Indien er wel een overlaat in de stuw is opgenomen zal een deel van de afvoer door de stuwopeningen passeren en een ander gedeelte over de overlaat wegstromen. De afvoer door de stuwopeningen volgt uit de afvoerformule:

$$Q = 5,3 \cdot nb \cdot (h + 5,2) \text{ m}^3/\text{s}$$

De overlaat is als een korte overlaat te beschouwen. De afvoerformule hiervoor luidt:

$$Q = c \cdot \frac{2}{3} \cdot \mu \cdot B_n \cdot (h_1 + \frac{v^2}{2g})^{3/2} \cdot \sqrt{2g}$$

Hierin is c : een coëfficiënt afhankelijk van de kruinvorm en de verhouding tussen h_1 en h_2 .

- h_1 : de waterstand bovenstrooms van de overlaat
 t.o.v. de kruin.
 h_2 : de waterstand benedenstrooms van de overlaat
 t.o.v. de kruin.
 μ : een afvoercoëfficiënt, afhankelijk van de
 kruinvorm.
 B_n : de nuttige kruinbreedte.
 v_1 : de stroomsnelheid bovenstrooms van de stuw.

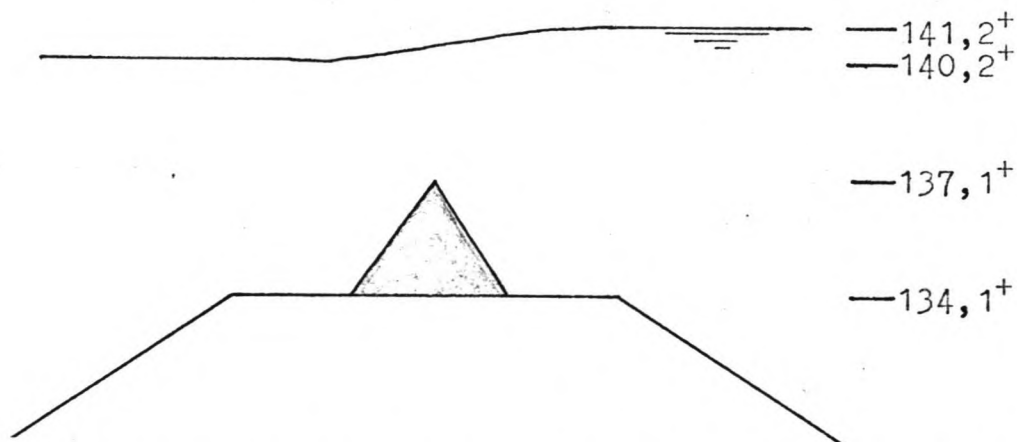
Het dwarsprofiel van het dal is te schatten op ongeveer 50.000 m^2 zodat bij een ontwerpafvoer van $80.000 \text{ m}^3/\text{s}$ de stroomsnelheid $v_1 = 1,6 \text{ m/s}$ is.

De nuttige kruinbreedte is niet gelijk aan de totale breedte van de overlaat doordat er over de overlaat een brug loopt die door pijlers ondersteund wordt. Door deze pijlers neemt de nuttige breedte af zowel doordat de pijlers ruimte innemen als doordat er rond de pijlers stroomcontractie optreedt. Als de afstand tussen de pijlers hart-op-hart l is en de pijlers 1 m . breed zijn resulteert er tussen de pijlers een kruinbreedte van $(l - 1) \text{ m}$. Bij een contractiecoëfficiënt van $0,9$ wordt de nuttige kruinbreedte tussen de pijlers $0,9 \cdot (l - 1)$.

Noem de totale breedte van de overlaat C_o , het aantal overspanningen van de brug is daarmee C_o/l . De totale nuttige kruinbreedte wordt nu:

$$B_n = \frac{C_o}{l} \cdot 0,9 \cdot (l - 1) = 0,9 \cdot C_o \cdot \left(1 - \frac{1}{l}\right)$$

In de ontwerpafvoer situatie ziet een doorsnede over de overlaat er als volgt uit:



Uit deze figuur volgt: $h_1 = 4,1 \text{ m}$. en $h_2 = 3,1 \text{ m}$. In de literatuur worden voor de factoren c en μ voor deze situatie genoemd:

$$c = 0,9 \quad \text{en} \quad \mu = 0,74$$

Invullen van alle waarden in de afvoerformule geeft dat de afvoer over de overlaat is:

$$Q = 15,4 \cdot C_o \cdot \left(1 - \frac{1}{I}\right)$$

De afvoer door de stuwopeningen en over de overlaat moet gelijk zijn aan de ontwerpafvoer. Dit resulteert in de eis:

$$5,3 \cdot n_b \cdot (h + 5,2) + 15,4 \cdot C_o \cdot \left(1 - \frac{1}{I}\right) = 80.000 \text{ m}^3/\text{s}$$

De lengte van de overlaat is aan een maximum gebonden en wel door de eis dat het geheel in het dal moet passen. De beschikbare lengte voor het complex is 1960 m. Hiervan is nodig:

- voor de sluis ongeveer 100 m.
- voor de beweegbare stuw inclusief de pijlers: $n \cdot (b + b_v)$
- voor de landhoofden: 198 m.

Voor de lengte van de overlaat blijft dus over:

$$C_o = 1960 - 100 - n \cdot (b + b_v) - 198 = 1662 - n \cdot (b + b_v)$$

V.15 BEREKENING BOUWKOSTEN

In het voorgaande zijn voor de verschillende bouwonderdelen van de stuw globaal de benodigde afmetingen bepaald als functie van b en h . Door een bepaalde b en h in te vullen zijn de benodigde afmetingen voor dat geval bekend. Als nu ook de prijs per eenheid bekend is zijn de kosten voor dat onderdeel bekend.

De nuttige afmetingen van de schuif zijn $b \times h$. In V.1 is al vermeld dat de kosten van de schuif 4000 Rs/m^2 zijn.

De kosten van het bewegingswerk kunnen geschat worden op 1000 Rs per kN hefkracht. In V.2 is bepaald dat, indien er geen contragewichten toegepast worden, het bewegingswerk een kracht moet kunnen uitoefenen van $F = 7 bh + 0,2 bh^2$. In dit geval zijn de kosten van het bewegingswerk per schuif: $K = 7000 bh + 200 bh^2$. Indien er wel contragewichten worden toegepast wordt de benodigde hefkracht per schuif: $F = 0,1 bh^2$. Verder moeten er in dit geval contragewichten gemaakt worden. Deze hebben per schuif een volume van $V = 0,32 bh + 0,0045 bh^2$. Als de eenheidsprijs hiervoor 600 Rs/m^3 is worden voor dit geval de kosten van het bewegingswerk, inclusief de contragewichten: $K = 1000 \cdot 0,1 bh^2 + 600 \cdot (0,32 bh + 0,0045 bh^2)$
 $= 102,7 bh^2 + 192 bh$

In V.4 is bepaald dat het volume beton in de brug te schatten is op $V = \frac{1}{2} \cdot b^2 + \frac{1}{2} \cdot b \cdot b_v$. De kosten van gewapend beton bestaan uit de kosten van het beton zelf en de kosten van de wapening. Volgens bijlage 9 zijn de kosten van het beton 600 Rs/m^3 . Er kan worden verondersteld dat het hoofdwapeningspercentage in de brug ongeveer 1% is. Hiernaast is nog dwarskrachtwapening, wapening in de drukzone en verdeelwapening nodig. De totale hoeveelheid wapening wordt geschat op 1,5 %. Dit betekent dat er in iedere m^3 beton ongeveer 115 kg staal zit. Dit kost ongeveer 400 Rs zodat het gewapend beton ongeveer 1000 Rs/m^3 kost.

De noodkering bestaat uit schotbalken. Volgens bijlage 9 zijn de kosten hiervan 3230 Rs/m^2 . Voor de stuw is een stel schotbalken voldoende. De kosten van de ingestorte delen zijn 1080 Rs/m^2 . Deze zijn wel voor iedere opening nodig. Als het aantal openingen n genoemd wordt zijn de kosten van de noodkering in totaal:

$$K = 3230 bh + 1080 nbh$$

In V.7 zijn de afmetingen van de heftoren globaal bepaald. Voor het geval dat er geen contragewichten worden toegepast werd als benodigd volume gevonden: $V = 5 \cdot 10^{-3} \cdot bh^2$ en voor het geval er wel

van contragewichten gebruik gemaakt wordt: $V = 10^{-2} \cdot bh^2$. Het maximum wapeningspercentage in kolommen is 4 %. Als verondersteld wordt dat in dit geval het wapeningspercentage ongeveer 3 % is betekent dit een hoeveelheid wapening van ongeveer 250 kg/m^3 . Dit kost ongeveer 900 Rs zodat voor de heftoren de kosten van het gewapend beton ongeveer 1500 Rs/m^3 zijn.

In V.8 is aangegeven hoe de benodigde dikte van de betonnen drempel geschat kan worden. Hierbij is uitgegaan van een wapeningspercentage van 1 % zodat voor dit onderdeel de kosten van het gewapend beton, evenals bij de brug, geschat kunnen worden op 1000 Rs/m^3 .

In V.9 is aangegeven hoe de afmetingen van de pijlervoet bepaald kunnen worden. De pijlervoet bevat onderdelen waarvan de afmetingen door de sterkte bepaald worden zoals de consoles maar veel beton dient enkel als gewichtsbeton. De gemiddelde prijs per m^3 beton zal dus ergens tussen die van gewapend en ongewapend beton inliggen. Daarom wordt voor dit onderdeel als eenheidsprijs 700 Rs/m^3 genomen. De bekleding en de woelbak bestaan uit beton dat niet op sterkte wordt belast. Hiervoor kan met gewichtsbeton, voorzien van een eenvoudige krimpwapening, volstaan worden. De kosten hiervan worden geschat op 600 Rs/m^3 .

De landhoofden en de drempel onder de pijlers bestaat uit steen. De kostprijs hiervan is 30 Rs/m^3 .

In V.13 is bepaald dat, als er van een overlaat gebruik gemaakt wordt, de kostprijs hiervan is:

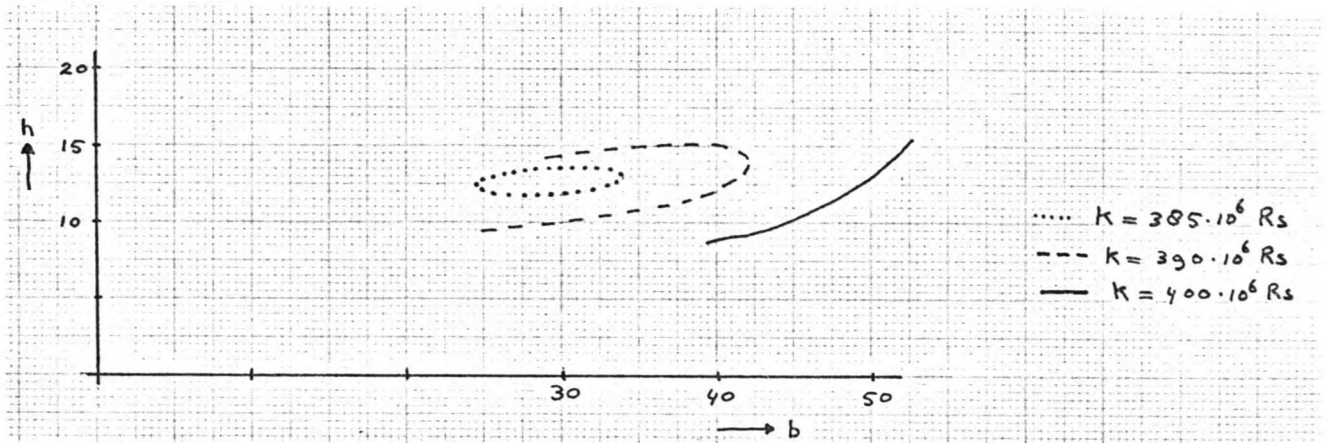
$$K = \frac{1}{60} C_0^3 + 18,5 C_0^2 + 2505 C_0 + 477150 \text{ Rs}$$

Over de overlaat loopt ook een brug. Het volume beton hierin is: $V = \frac{1}{2} \cdot C_0 \cdot l + 24 C_0 / l$. De eenheidsprijs hiervan kan, evenals bij de brug over het stuwcomplex, geschat worden op 1000 Rs/m^3 .

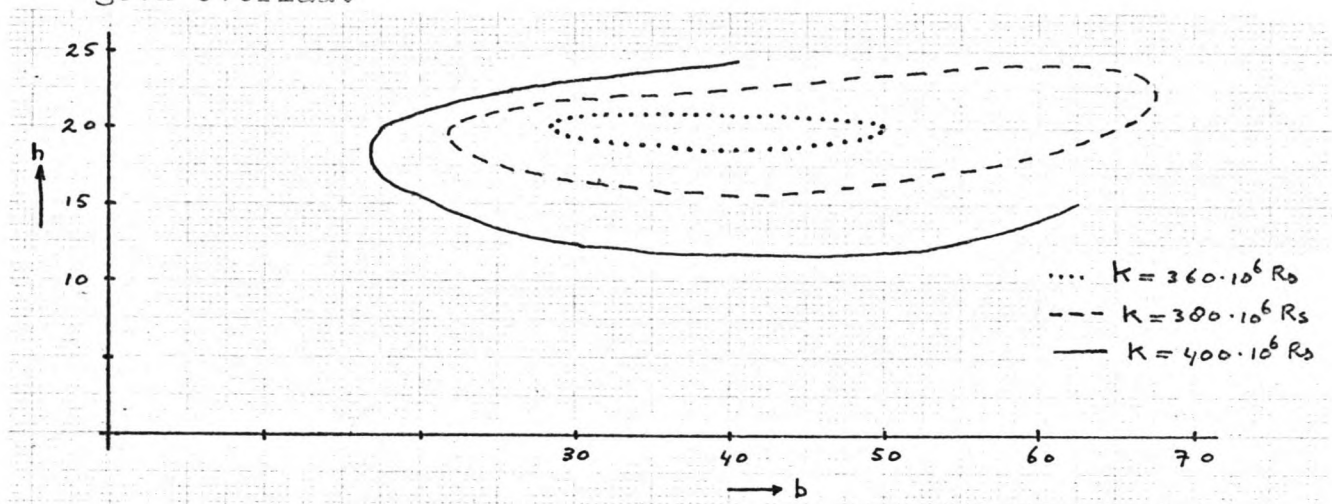
Voor de eigenlijke berekening van de bouwkosten voor de situaties wel of geen gebruik maken van contragewichten en wel of geen overlaatgedeelte in de stuw opnemen, en dit voor verschillende schuifafmetingen, wordt naar bijlage 11 verwezen. Op basis van de daar berekende bouwkosten is het mogelijk om de bouwkosten als functie van b en h grafisch weer te geven voor de verschillende varianten. Dit zijn in principe drie-dimensionale figuren met b en h als onafhankelijke variabelen en de kostprijs (K) als afhankelijke variabele. Deze derde dimensie is in de grafieken aangegeven middels een aantal hoogtelijnen.

Hieronder volgen de grafieken voor de verschillende varianten.

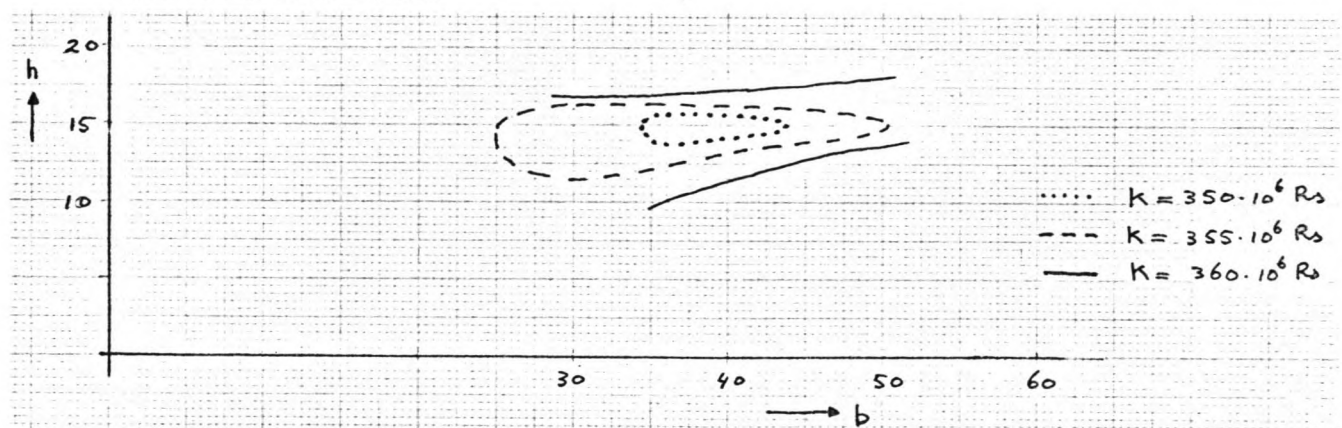
I : geen contragewichten
geen overlaat



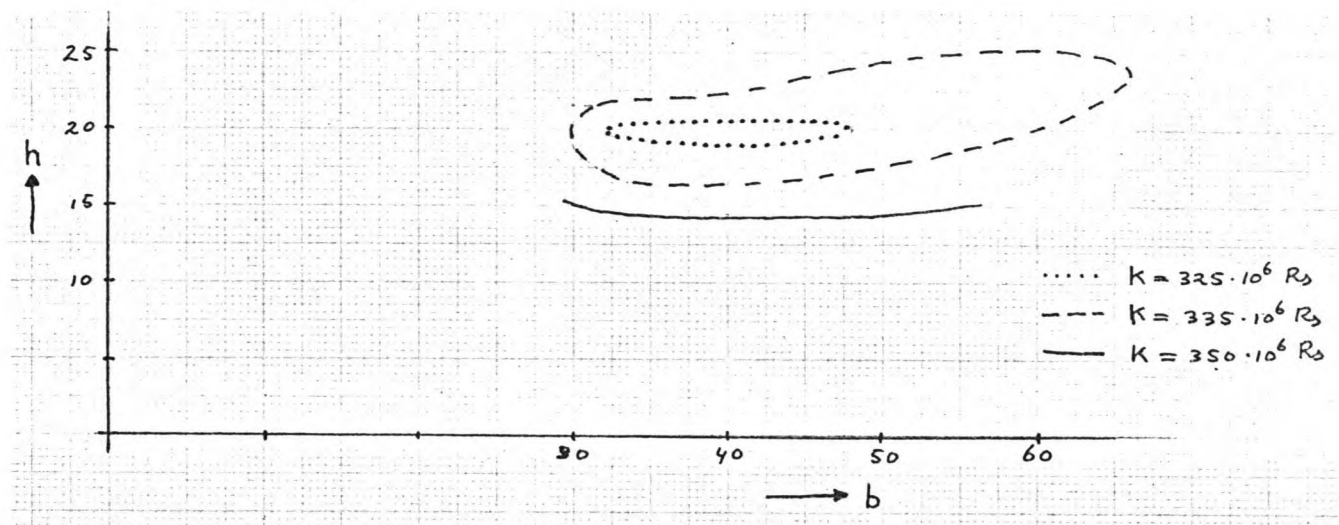
II : wel contragewichten
geen overlaat



III : geen contragewichten
wel een overlaat



IV : wel contragewichten
wel een overlaat



- Uit de grafieken kunnen de volgende conclusies getrokken worden:
- de bouwkosten variëren sterker met de hoogte dan met de breedte van de schuif.
 - zoals te verwachten viel is het financieel aantrekkelijk om contragewichten toe te passen.
 - door een overlaatgedeelte aan de stuw toe te voegen is het mogelijk om ongeveer $35 \cdot 10^6$ Rs op de bouwkosten te besparen.
 - variant IV is de goedkoopste variant.
 - de economisch meest optimale schuif is ongeveer 20 m. hoog en 40 m. breed.

De hoofdafmetingen van de stuw liggen nu vast. De stuw bestaat uit 12 stuwopeningen met een breedte van 40,3 m. De kerende hoogte van de schuif is 20 m. De bovenkant drempel ligt op 115⁺. Ter weerszijden van de beweegbare stuw bevindt zich een vaste overlaat met een totale lengte van 1046 m en een kruinhoogte van 137,1⁺.

Gedurende een deel van het jaar, als het waterpeil in het stuwmeer hoger is dan 135⁺, kan de scheepvaart de geopende stuw passeren. De breedte van een stuwopening is meer dan de breedte van een duwconvooi (een factor 1,75). Om deze scheepvaartpassage mogelijk te maken moeten een of twee openingen van goede geleidewerken voorzien worden terwijl ook de brug over die openingen voldoende hoog moet liggen.

V.16 NABESCHOUWING

In de paragrafen V.1 t/m V.15 is een algemeen stuwontwerp gemaakt. Hierbij zijn ook verschillende aannames gedaan zoals:

- het gewicht van de schuif
- de gemiddelde dikte van het brugdek
- de taludhelling van drempel en landhoofd
- de kosten van het bewegingswerk
- de dikte van de drempel

Het feit dat de hier gekozen afmetingen van de schuif afwijken van wat gebruikelijk is moet geweten worden aan een minder juiste aanname, met name die voor het schuifgewicht. In V.1 is het schuifgewicht geschat op 800 kg/m^2 , onafhankelijk van de schuifafmetingen. De schuif is te zien als een ligger op twee steunpunten met als overspanning b en belast door een gelijkmatig verdeelde belasting van $\frac{1}{2}\rho gh^2$, zijnde de over de hoogte geïntegreerde waterdruk. Het maximum moment in de schuif is:

$$M = \frac{1}{8} \cdot \frac{1}{2} \rho gh^2 \cdot b^2 = \frac{5}{8} h^2 \cdot b^2.$$

De maximum dwarskracht in de schuif is:

$$D = \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{2} \rho gh^2 \cdot b = 2,5 bh^2.$$

Om een schatting voor het eigen gewicht te verkrijgen worden de volgende vereenvoudigingen ingevoerd:

- de schuifconstructie wordt benaderd als een symmetrisch H-profiel waarbij het lijf de dwarskracht en de flenzen het moment overbrengen.
- de constructiehoogte van de schuif wordt geschat op $0,1 b$.
- als constructiemateriaal wordt staal Fe 510 genomen. Indien geen rekening gehouden wordt met plooi etc. dan is de toelaatbare drukspanning hierin $\sigma = 240 \cdot 10^3 \text{ kN/m}^2$ en de toelaatbare dwarskracht $\tau = 139 \cdot 10^3 \text{ kN/m}^2$.

De flensafmetingen moeten voldoen aan:

$$A_{f1} \cdot \sigma \cdot 0,1 b = M \quad \text{zodat} \quad A_{f1} = 26 \cdot 10^{-6} \cdot bh^2$$

De lijf afmetingen moeten voldoen aan:

$$A_1 \cdot \tau = D \quad \text{zodat} \quad A_1 = 18 \cdot 10^{-6} \cdot bh^2$$

Een ligger heeft twee flenzen en een lijf zodat de totale dwarsdoorsnede bedraagt:

$$A_t = 70 \cdot 10^{-6} \cdot bh^2$$

Omdat de schuif een totale breedte heeft van b is het totale

volume van de schuif:

$$V_t = 70 \cdot 10^{-6} \cdot b^2 h^2$$

en het totale gewicht:

$$G = 0,55 \cdot b^2 h^2 \text{ kg.}$$

Gezien de gemaakte vereenvoudigingen is dit niet zonder meer als schatting voor het eigen gewicht te gebruiken. Het is echter wel duidelijk dat het schuifgewicht eerder een functie van $b^2 h^2$ dan van bh is.

In het kader van deze studie wordt er van afgezien om de in V.1 gedane schatting te verbeteren en zal er in het volgende hoofdstuk met het in V.15 bereikte resultaat verder gegaan worden.

Niettemin zijn er enige globale berekeningen gemaakt waaruit blijkt dat de economisch optimale schuifafmetingen nu ongeveer $13 \times 30 \text{ m}^2$ zijn. Verandering van de andere aannames heeft, volgens globale berekeningen, geen of een onbelangrijke invloed op de keuze van de economisch optimale schuifafmetingen.

VI DEFINITIEF ONTWERP

VI.1 SCHUIFHOOGTE EN HIJSHOOGTE

De kerende hoogte van de schuif is 20 m. De werkelijke hoogte moet meer zijn i.v.m. een vereist vrijboord (overhoogte). De hoogte van het vrijboord wordt bepaald door de overslag. De eis is dat tijdens een maatgevend te achten storm de overslag niet zo groot is dat de scheepvaart in de problemen komt.

Als maatgevende storm wordt een windsnelheid van 20 m/s beschouwd. De windopzet bij de stuw is hierbij 0,40 m. De golfhoogte bij de stuw is hierbij 2,2 m. en de golfperiode is 4 s. zodat de golflengte 25 m. is. Overslag kan optreden over de schuif en over de vaste overlaat. De kruin van de overlaat ligt 1,7 m. boven de waterspiegel. Volgens de grafieken in "Handbook of hydraulics" is de overslag hierbij verwaarloosbaar.

Voor de beweegbare stuw wordt een vrijboord van 1 m. aangenomen. Dit betekent dat de bovenkant van de schuif bij een maatgevende storm 0,6 m. boven de gemiddelde waterstand ligt. De hierbij behorende overslag is $q = 0,30 \text{ m}^2/\text{s}$. Over de totale breedte van de beweegbare stuw is dit $Q = 146 \text{ m}^3/\text{s}$. Bij een vrijboord van 1 m. is de golfoverslag minder dan de minimum instroming.

Bij een vrijboord van 0,5 m. is de totale golfoverslag $Q = 351 \text{ m}^3/\text{s}$. Hierbij zal de waterspiegel tijdens de storm iets dalen maar gezien het grote oppervlak zal dit niet veel zijn. In principe kan deze waarde voor het vrijboord wel gekozen worden. Om echter zeker veilig te zitten wordt een vrijboord van 1 m. gekozen dus een schuifhoogte van 21 m.

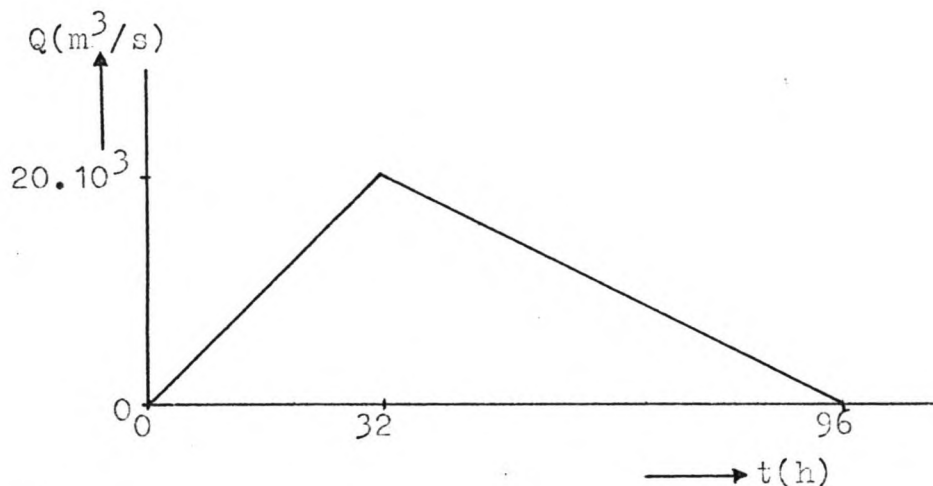
De schuif moet zover geheven worden dat in de maatgevende afvoersituatie de stroom er geen hinder van ondervindt. De maatgevende situatie is een waterstand bovenstrooms van de stuw van $141,2^+$ en benedenstrooms van $140,2^+$. M.b.v. de Bernoullivergelijking is uit te rekenen dat de waterdiepte op de drempel dan 24,7 m. is dus de waterstand $139,7^+$. Hier moet de onderkant van de schuif in ieder geval boven liggen.

Als de onderkant van de schuif in geheven stand op 140^+ ligt is dit voldoende. Dit houdt in dat de bovenkant op 161^+ ligt. Tussen de onderkant van de schuif en de waterspiegel is nog 0,3 m. over. Hierdoor kan drijvend vuil zonder problemen passeren. Problemen

kunnen ontstaan als de hoogwatergolf ook ontwortelde bomen mee neemt. Dan is een ruimte van 0,3 m. niet voldoende om de boom te laten passeren en moet de schuif hoger geheven worden. Van deze situatie wordt echter niet uitgegaan.

VI.2 MAXIMUM WATERDRUK OP DE STUW

Voor het bepalen van de krachten op de verschillende onderdelen van de stuw is het van belang om te weten welk verval er over de stuw staat m.a.w. wat de waterstand bovenstrooms en benedenstrooms van de stuw is. Kleine afvoergolven kunnen over de gesloten schuif afstromen. Dit betekent dat bij een gesloten stuw de waterstand bovenstrooms van de stuw boven de bovenkant van de schuif ligt. Een afvoergolf met een piek van $20.000 \text{ m}^3/\text{s}$ heeft een kleine kans van voorkomen (gemiddeld 1 à 2 keer per jaar). Er wordt van uitgegaan dat als een dergelijke afvoergolf bij Sahashra Dhara het rivier-
vak instroomt de stuw nog niet geheven behoeft te worden. De afvoergolf bij Sahashra Dhara wordt geschematiseerd tot de volgende vorm:



Op basis van dezelfde schematisaties als in V.10 is het verloop van de waterstanden bij Harinphal te bepalen. Voor de waterstanden op het tijdstip $t = 0$ worden voor de waterstand bovenstrooms en benedenstrooms van de stuw respectievelijk $h_0 = 135^+$ en $h_2 = 110,6^+$ aangehouden. Als $h_0 \leq 136^+$ dan stroomt er geen water over de schuiven. Als $h_0 > 136^+$ is de afvoer over de schuiven:

$$q_1 = 1,86 \cdot (h_0 - 136)^{3/2} \quad \text{dus}$$

$$Q_1 = 12.40,3 \cdot q_1 = 900 \cdot (h_0 - 136)^{3/2}$$

Als $h_0 \leq 137,1^+$ is stroomt er geen water over de overlaat. Als $h_0 > 137,1^+$ is de afvoer over de overlaat:

$$q_2 = 1,86 \cdot (h_0 - 137,1)^{3/2}$$

De totale breedte van de overlaat is $C_0 = 1046 \text{ m}$. De nuttige breedte is $B_n = 0,9 \cdot C_0 \cdot (1 - 1/1) = 847 \text{ m}$. (zie V.14) zodat de afvoer over de overlaat is:

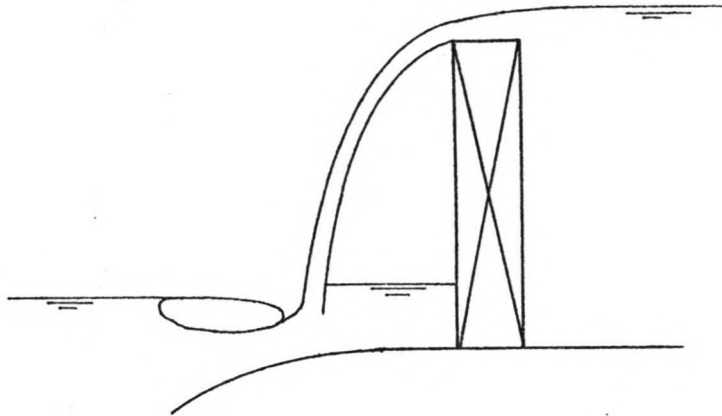
$$Q_2 = 1575 \cdot (h_0 - 137,1)^{3/2}$$

De berekening is tabellarisch.

t(h)	h_0	h_2	$Q_{in}(m^3/s)$	$Q_1(m^3/s)$	$Q_2(m^3/s)$	Δh_0	Δh_2
0	135 ⁺	110,6 ⁺					
4	135,2 ⁺	110,6 ⁺	1250	0	0	0,2	0
8	135,7 ⁺	110,6 ⁺	3750	0	0	0,5	0
12	136,6 ⁺	110,6 ⁺	6250	0	0	0,9	0
16	137,8 ⁺	110,6 ⁺	8750	418	0	1,2	0,0
20	139,0 ⁺	110,8 ⁺	11250	2173	922	1,2	0,2
24	139,7 ⁺	111,4 ⁺	13750	4677	4125	0,7	0,6
28	139,9 ⁺	112,3 ⁺	16250	6405	6603	0,2	0,9
32	140,5 ⁺	113,3 ⁺	18750	6932	7379	0,6	1,0
36	140,6 ⁺	114,6 ⁺	19375	8591	9874	0,1	1,3
40	140,5	116,0 ⁺	18750	8879	10313	-0,1	1,4

Uit deze tabel blijkt dat indien de schuif gesloten is de waterstand bovenstrooms van de stuw maximaal 140,6⁺ is. De waterstand benedenstrooms van de stuw zal hierbij niet lager dan 114,6⁺ zijn. Hoger kan natuurlijk wel als op t = 0 de waterstand benedenstrooms van de stuw hoger is dan 110,6⁺.

Indien er water over de schuif stroomt zal het stroombeeld er uit zien als in de volgende figuur is aangegeven:



Het is niet noodzakelijk dat de waterstand voor de schuif gelijk is aan de waterstand benedenstrooms van de stuw. Indien de drempel horizontaal zou lopen en de stroming twee-dimensionaal is, is de waterstand voor de schuif te bepalen m.b.v. de impulsvergelijking. In de bovenstaande situatie is de impulsvergelijking echter niet toepasbaar omdat niet bekend is welke kracht de bekleding van de drempel op het water uitoefent.

Als benadering wordt aangehouden dat de waterstand voor de schuif gelijk is aan de waterstand benedenstrooms van de stuw.

VI.3 BREEDTE VAN DE PIJLER

In hoofdstuk V is als benadering voor de pijlerbreedte steeds 11 m. aangehouden. Nu b en h niet langer onbekenden zijn kan deze maat exact bepaald worden. De pijlerbreedte is de som van: twee maal de diepte van een schuifnis, twee maal de dikte van de wand tussen schuifnis en kelder voor de contragewichten en de breedte van de kelder.

In de nis moeten een plaats vinden:

- verdeelplaat voor de belasting
- glijstrip
- afdichtstrip
- zijgeleiding

Zoals in VI.2 is aangetoond is de maximum waterstand bovenstrooms van de stuw als de schuif gesloten is $140,6^+$. Dit betekent dat de horizontale waterdruk op de onderkant van de schuif 256 kN/m^2 bedraagt. Als de hart-op-hart afstand van de afdichtstrips 42 m. is betekent dit dat de zijaanslag een kracht van

$$F = \frac{1}{2} \cdot 42 \cdot 256 = 5376 \text{ kN}$$

moet overbrengen over de onderste meter.

De toelaatbare drukspanning op beton B 17,5 bij centrische belasting is $\sigma = 10,5 \cdot 10^3 \text{ kN/m}^2$. De belasting op de zijaanslag moet gespreid worden over een breedte van:

$$b_s = \frac{1,7 \cdot 5376}{10,5 \cdot 10^3} = 0,87 \text{ m.}$$

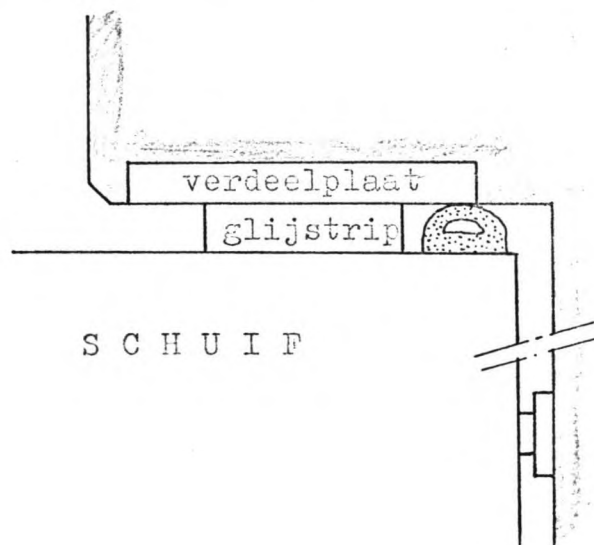
De belasting kan verdeeld worden door een verdeelplaat, deze moet dan 0,90 m. breed zijn. De breedte van de plaat kan minder zijn als er achter de verdeelplaat een wapeningsnet wordt aangebracht die de belasting verdeelt.

De belasting wordt vanuit de schuif op de verdeelplaat overgebracht door een glijstrip. Om een lage wrijvingscoëfficiënt te krijgen is deze voorzien van een PTFE glijlaag. De drukvastheid hiervan is $10 \cdot 10^3 \text{ kN/m}^2$ zodat deze glijlaag een breedte van 0,55 m. moet hebben. De glijstrip moet verder zo ontworpen worden dat hij niet alleen de krachten die er op werken kan overdragen maar dat hij ook een zekere flexibiliteit bezit. Als er een waterdruk op de schuif staat zal deze doorbuigen. De afdichtstrip moet zo flexibel zijn dat hij ook dan nog over de volle breedte tegen de verdeelplaat rust en niet op een zijde alleen steunt.

Verder is het een praktische onmogelijkheid om de verdeelplaat zodanig aan te brengen dat hij volkomen vlak is. De glijstrip zal zo flexibel moeten zijn dat hij de oneffenheden kan volgen. In principe is het mogelijk om de functies glijden en afdichten in een strip te verenigen, maar voor de afdichtende functie kan ook een aparte strip genomen worden. In het laatste geval verdient het aanbeveling om de afdichtstrip ook van een PTFE glijlaag te voorzien of in de schuif een constructie aan te brengen die, voordat er met het heffen begonnen wordt, de afdichtstrip van de aanslag verwijdert. Dit is nodig om tijdens het heffen een grote slijtage van de afdichtstrip en een vergroting van de wrijvingskracht op de schuif te voorkomen.

Verder is er nog een zijaanslag nodig om bij eventueel scheeflopen de schuif te geleiden.

Een doorsnede over de schuifnis ziet er als volgt uit:



Een diepte van 1,20 m. lijkt voldoende om alles een plaats te geven, deze maat wordt gekozen.

Voor de schotbalkennis geldt in principe hetzelfde als voor de schuifnis, voor de diepte hiervan wordt daarom ook 1,20 m. gekozen. De breedte van de schuifnis is in V.6 geschat op 0,1 b. Deze schatting wordt hier ook aangehouden aangezien het ontwerp van de schuif buiten het kader van deze studie valt. Er wordt daarom verder gerekend met een breedte van 4 m.

De breedte van de schotbalkennis wordt in VI.4 bepaald.

In V.6 is er al een formule afgeleid voor de benodigde dikte van de wand tussen schuifnis en contragewichtkelder. Deze formule luidde:

$$d = 1,6 \cdot 10^{-3} hb + 8 \cdot 10^{-3} b$$

Als hierin de waarden $b = 40,3$ m. en $h = 20$ m. worden ingevuld resulteert er: $d = 1,62$ m. Er wordt daarom gekozen voor een wanddikte van $1,65$ m.

In V.3 is afgeleid dat de contragewichten per stuk een volume van

$$V = 0,16 bh + 0,0023 bh^2$$

moeten hebben. Invullen van de waarden voor b en h levert op dat het volume 165 m^3 per stuk bedraagt. Voor de keuze van de lengte, breedte en hoogte van de contragewichten is nog een veelheid aan oplossingen mogelijk. Wordt er echter van dezelfde uitgangspunten als in V.2 uitgegaan dan wordt de hoogte van het contragewicht 20 m., de lengte in stroomrichting wordt $3,6$ m. en de breedte $2,3$ m. De totale breedte van de kelder wordt dan:

$$3 \cdot 0,2 + 2 \cdot 2,3 = 5,2 \text{ m.}$$

Bij deze afmetingen wordt het contragewicht erg hoog, er moet dan ook aan de stapeling van de betonblokken de nodige aandacht besteed worden om instabiliteit van de stapeling te voorkomen.

De totale breedte van de pijler wordt nu:

$$b_v = 2 \cdot 1,20 + 2 \cdot 1,65 + 5,2 = 10,9 \text{ m.}$$

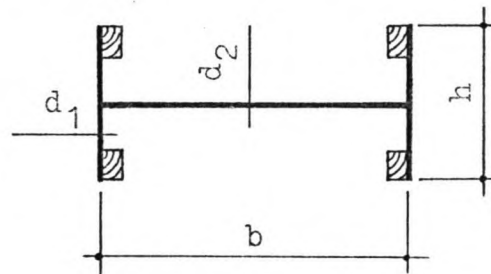
VI.4 ONTWERP SCHOTBALKEN

Om de benodigde breedte van de schotbalkennis te bepalen moet eerst bekend zijn hoe breed de schotbalken zijn.

Bij het ontwerp van de schotbalken dient men rekening te houden met de beschikbare hijscapaciteit. Het plaatsen van een schotbalk geschiedt door de schotbalk m.b.v. twee mobiele kranen, aan elke kant een, op te tillen en vervolgens in de schotbalkennis te laten zakken. De balk mag daarom niet zwaarder zijn dan de hijscapaciteit van twee mobiele kranen dus ongeveer 80 ton.

Als de schotbalk in het midden van de nis tegen de pijler steunt is de overspanning 41,5 m. Het is mogelijk dat in het natte seizoen er nog een opening is afgesloten m.b.v. schotbalken. De maximale horizontale waterdruk op een schotbalk is daarmee, net als bij de schuif, 256 kN/m^2 .

Als vorm van de schotbalk kan een symmetrisch I-profiel gekozen worden. De afmetingen hiervan zijn in de volgende figuur gegeven.



Als staalkwaliteit wordt Fe 510 gekozen.

Om de balken op elkaar te kunnen laten rusten kunnen er aan de einden van de flenzen houten oplegbalken bevestigd worden. Hierdoor worden de flenzen excentrisch belast door het gewicht van de erboven liggende schotbalken. Schat de druk op een oplegbalk op 200 kN/m en de excentriciteit op $0,15 \text{ m}$. Het moment in de flens wordt daarmee:

$$M = 30 \text{ kNm/m'}$$

De maximum spanning in de flens is:

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{30}{\frac{1}{6} \cdot b \cdot d_1^2}$$

en deze mag de toelaatbare drukspanning niet overschrijden zodat er moet gelden:

$$d_1 \geq 0,03 \text{ m.}$$

De flens kan door deze belasting ook uitknikken. Er moet gelden:

$$F_k = 200 \leq \frac{\pi^2 \cdot EI}{l^2}$$

Met $I = \frac{1}{12} \cdot 1 \cdot d_1^3$ en $l = \frac{1}{2} \cdot h$ volgt daaruit:

$$d_1^3 \geq 10^{-6} h^2$$

Het maximum moment in de ligger is:

$$M = \frac{1}{8} \cdot 256 \cdot h \cdot 41,5^2 = 55,1 \cdot 10^3 \cdot h$$

De maximum spanning wordt daarmee:

$$\sigma = \frac{M \cdot z}{I}$$

Hierin is $z = 0,5 \cdot b$ en $I \approx \frac{1}{12} \cdot d_2 \cdot b^3 + \frac{1}{2} \cdot h \cdot d_1 \cdot b^2$

De toelaatbare spanning wordt bepaald door het plooiën van flens en lijf. Het plooiën van de flens is te benaderen door uit te rekenen:

$$\lambda_p = 7 \cdot \frac{\frac{1}{2} \cdot h}{d_1} - 40 = \frac{3,5 \cdot h}{d_1} - 40$$

Uit tabel VIII van de VOSB is nu de toelaatbare spanning af te lezen. I.v.m. het plooiëgevaar van de lijfplaat volgt de toelaatbare drukspanning uit de artikelen 53 en 65 van de VOSB. Er moet gelden:

$$\sigma \leq \frac{3}{4} \cdot k_d \cdot \sigma_e$$

In dit geval is $k_d = 24$ en $\sigma_e = 19 \cdot 10^7 \cdot \frac{d_2^2}{b^2}$

Uitwerken geeft:

$$d_2 \geq 17 \cdot 10^{-6} \cdot b \cdot \sigma^{\frac{1}{2}}$$

De maximum dwarskracht in de balk is:

$$T = \frac{1}{2} \cdot 256 \cdot h \cdot 41,5 = 5,3 \cdot 10^3 h$$

De maximum schuifspanning is:

$$\tau = \frac{D \cdot S}{d_2 \cdot I}$$

Hierin is $S = \frac{1}{8} \cdot d_2 \cdot b^2 + \frac{1}{2} \cdot h \cdot b \cdot d_1$

Voor deze spanning moet volgens de VOSB gelden:

$$\tau < 139 \cdot 10^3 \text{ kN/m}^2 \quad \text{en} \quad \tau < \frac{3}{4} \cdot \tau_{kr}$$

$$\tau_{kr} = k_s \cdot \sigma_e$$

In dit geval is $k_s = 5,35$ zodat er moet gelden:

$$\tau \leq 7,6 \cdot 10^8 \cdot \frac{d_2^2}{b^2}$$

Indien aan het bovenstaande wordt voldaan zal de balk niet bezwijken. De balk mag echter ook niet zwaarder worden dan 80 ton. Dit

betekent dat er moet gelden:

$$42.(2.h.d_1 + b.d_2).7850 \leq 80.10^3$$

$$2.h.d_1 + b.d_2 \leq 0,24 \text{ m}^2$$

Wordt er rekening gehouden met de houten oplegbalken en enige reserve dan moet er gelden:

$$2.h.d_1 + b.d_2 \leq 0,20 \text{ m}^2$$

Op grond van het voorgaande is de schotbalk te ontwerpen. Bij dit ontwerpen dient men er tevens naar te streven dat h zo groot mogelijk is. Dan is het aantal benodigde schotbalken en het aantal kieren minimaal.

Proberenderwijs is te vinden dat bij de volgende maten aan alle eisen voldaan is:

$$b = 3,75 \text{ m.}$$

$$h = 0,90 \text{ m.}$$

$$d_1 = 0,050 \text{ m.}$$

$$d_2 = 0,030 \text{ m.}$$

Om het hijsen en zakken in het water te vergemakkelijken moet de lijfplaat van openingen voorzien worden waardoor het water kan ontwijken. Het aanbrengen van deze openingen is in het midden van de schotbalk geen bezwaar maar aan de einden wel omdat de lijfplaat een belangrijke functie in de overdracht van de dwarskracht vervult.

Verder moeten er voorzieningen zijn die het mogelijk maken om de balk onder water aan en af te koppelen.

De schotbalkennis moet breder zijn dan de schotbalk. Er wordt een breedte van 4,0 m. gekozen.

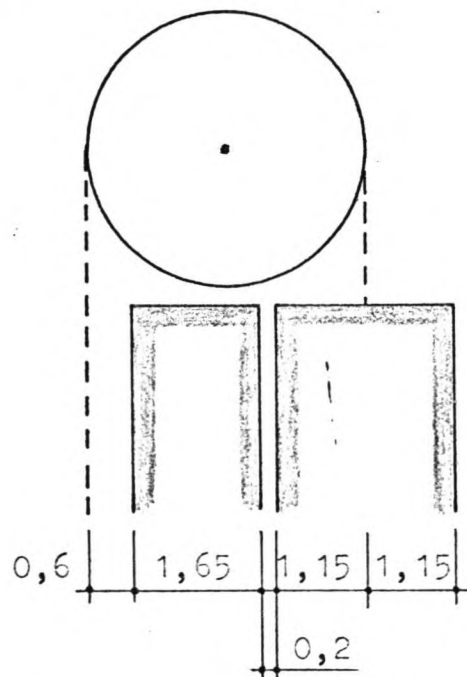
VI.5 DE HEFTOREN

De dikte van de heftoren wordt gelijk genomen aan de dikte van de wand tussen de schuifnis en de kelder dus 1,65 m. Bij normale stuwopeningen wordt de schuif geheven totdat de bovenkant op 161⁺ ligt. Aangezien de bovenkant van de pijler op 142⁺ ligt betekent dit dat de toren 19 m. hoog is.

De toren wordt belast door:

- de schuif
- de wind op de toren en geheven schuif
- het contragewicht
- het bewegingswerk en de omhulling daarvan
- de wrijving tijdens het bewegen van de schuif

De schuif en het contragewicht zijn d.m.v. kabels met elkaar verbonden. Deze kabels worden via een omloopwiel over de toren geleid. Het punt waar de kabels aan de schuif bevestigd zijn kan verondersteld worden halverwege de nis te liggen dus 0,6 m. naast de toren. Bij het contragewicht zullen de kabels t.p.v. het zwaartepunt bevestigd moeten worden. Uit de volgende schets is te zien dat de diameter van het omloopwiel 3,60 m. moet zijn.



De belastingen vanuit de schuif en het contragewicht grijpen ongeveer 2 m. boven de bovenkant van de toren aan dus 21 m. boven de bovenkant van de pijlervoet.

Als afmeting van de toren in de stroomrichting wordt 3 m. gekozen. Hoewel de twee torens op een pijlervoet onderling gekoppeld zijn wordt hier verondersteld dat elke toren alleen de erop werkende

belasting moet kunnen opnemen.

De volgende vier belastinggevallen zijn te onderscheiden:

A : de schuif is gesloten

B : begin heffen

C : de schuif is geheven

D : de schuif is geheven en er staat een windbelasting op.

A : de schuif is gesloten.

Het onderwatergewicht van de schuif is n.a.v. V.1 te schatten op $G' = 5642$ kN. hiervan werkt er op de toren de helft dus

$\frac{1}{2} \cdot G' = 2821$ kN. Deze belasting grijpt aan op een afstand van

$e_x = 0,6 + \frac{1}{2} \cdot 1,65 = 1,425$ m. uit het hart van de heftoren.

Het gewicht van een contragewicht is n.a.v. V.2 te schatten op 3627 kN. Deze belasting grijpt aan op een afstand van

$e_x = \frac{1}{2} \cdot 1,65 + 0,2 + \frac{1}{2} \cdot 2,3 = 2,175$ m. uit het hart van de heftoren.

Verder is als belasting nog aanwezig het eigen gewicht van de

heftoren ($G = 24 \cdot 1,65 \cdot 3 \cdot 19 = 2257$ kN) en het gewicht van het

bewegingswerk. Het gewicht van het laatste wordt geschat op

200 ton per schuif dus 100 ton per heftoren. Deze belasting

grijpt ook excentrisch aan, geschat wordt een excentriciteit

van 2 m. in de stroomrichting.

In totaal is de belasting op de toren:

$$N = 9705 \text{ kN}$$

$$M_x = 3627 \cdot 2,175 - 2821 \cdot 1,425 = 3869 \text{ kNm} \Rightarrow e_{Ox} = 0,40 \text{ m.}$$

$$M_y = 1000 \cdot 2 = 2000 \text{ kNm} \Rightarrow e_{Oy} = 0,21 \text{ m.}$$

De toren wordt op buiging in twee richtingen belast. In VB'74 art. E.304.4 worden hiervoor rekenregels gegeven. Als wordt gekozen:

$$e'_{Ox} = 2 \cdot e_{Ox} \quad \text{en} \quad e'_{Oy} = 2 \cdot e_{Oy}$$

wordt er aan de daar gestelde eisen voldaan en is de berekening terug te brengen tot twee afzonderlijke gevallen van buiging met normaalkracht.

De beginexcentriciteiten bedragen in dit geval:

$$e'_{Ox} = 0,80 \text{ m.}$$

$$e'_{Oy} = 0,42 \text{ m.}$$

M.b.v. art. E.304.4 zijn de toeslagexcentriciteiten te berekenen.

Deze zijn:

$$e_{cx} = 0,64 \text{ m.}$$

$$e_{cy} = 0,96 \text{ m.}$$

zodat de totale excentriciteiten bedragen:

$$e_{tx} = 1,44 \text{ m.}$$

$$e_{ty} = 1,38 \text{ m.}$$

M.b.v. tabel 12.11.b uit de G.T.B. is het benodigd wapeningspercentage voor dit geval te bepalen.

$$\frac{1,7 \cdot N}{A_b} = 3333 \text{ kN/m}^2$$

$$\frac{1,7 \cdot N \cdot e_{tx}}{A_b \cdot 1,65} = 2909 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow \omega = 1,5 \%$$

$$\frac{1,7 \cdot N \cdot e_{ty}}{A_b \cdot 3,0} = 1533 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow \omega = 0,3 \%$$

B : begin heffen.

De belasting bestaat nu uit:

- de schuif (onder water): $\frac{1}{2} \cdot G' = 2821 \text{ kN}$, $e_x = 1,425 \text{ m}$.
- de wrijvingskracht op de schuif. Volgens V.2 is deze kracht: $F_w = 0,2 \cdot b \cdot h^2$. In dit geval: $F_w = 3224 \text{ kN}$. Per heftoren is dit: $\frac{1}{2} \cdot F_w = 1612 \text{ kN}$. Deze grijpt op de toren aan t.p.v. de hefkabel dus $e_x = 1,425 \text{ m}$.
- het contragewicht: $G_c = 3627 \text{ kN}$, $e_x = 2,175 \text{ m}$.
- eigen gewicht toren: $G = 2257 \text{ kN}$.
- bewegingswerk: $G = 1000 \text{ kN}$, $e_y = 2 \text{ m}$.

In totaal is er als belasting aanwezig:

$$N = 11317 \text{ kN}$$

$$M_x = 2,175 \cdot 3627 - 1,425 \cdot (2821 + 1612) = 1572 \text{ kNm} \Rightarrow e_{0x} = 0,14 \text{ m.}$$

$$M_y = 2000 \text{ kNm} \Rightarrow e_{0y} = 0,18 \text{ m.}$$

De beginexcentriciteiten bedragen:

$$e'_{0x} = 0,28 \text{ m.}$$

$$e'_{0y} = 0,36 \text{ m.}$$

De toeslagexcentriciteiten bedragen:

$$e_{cx} = 0,54 \text{ m.}$$

$$e_{cy} = 0,94 \text{ m.}$$

zodat de totale excentriciteiten bedragen:

$$e_{tx} = 0,82 \text{ m.}$$

$$e_{ty} = 1,30 \text{ m.}$$

Het benodigd wapeningspercentage is nu te bepalen.

$$\frac{1,7 \cdot N}{A_b} = 3887 \text{ kN/m}^2$$

$$\frac{1,7 \cdot N \cdot e_{tx}}{A_b \cdot 1,65} = 1932 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow \omega = 0,5 \%$$

$$\frac{1,7 \cdot N \cdot e_{ty}}{A_b \cdot 3,0} = 1684 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow \omega = 0,4 \%$$

C : de schuif is geheven.

De belasting bestaat nu uit:

- het gewicht van de geheven schuif: $\frac{1}{2} \cdot G = 3224 \text{ kN}$, $e_x = 1,425 \text{ m}$.
- het contragewicht: $G_c = 3627 \text{ kN}$, $e_x = 2,175 \text{ m}$.
- het eigen gewicht van de toren: $G = 2257 \text{ kN}$.
- het bewegingswerk: $G = 2000 \text{ kN}$, $e_y = 2 \text{ m}$.

In totaal is er als belasting aanwezig:

$$N = 10108 \text{ kN}$$

$$M_x = 2,175 \cdot 3627 - 1,425 \cdot 3224 = 3295 \text{ kNm} \Rightarrow e_{0x} = 0,33 \text{ m}$$

$$M_y = 2 \cdot 1000 = 2000 \text{ kNm} \Rightarrow e_{0y} = 0,20 \text{ m}$$

De beginexcentriciteiten bedragen:

$$e'_{0x} = 0,66 \text{ m}$$

$$e'_{0y} = 0,40 \text{ m}$$

De toeslagexcentriciteiten bedragen:

$$e_{cx} = 0,61 \text{ m}$$

$$e_{cy} = 0,95 \text{ m}$$

zodat de totale excentriciteiten bedragen:

$$e_{tx} = 1,27 \text{ m}$$

$$e_{ty} = 1,35 \text{ m}$$

Het benodigd wapeningspercentage is nu te bepalen.

$$\frac{1,7 \cdot N}{A_b} = 3471 \text{ kN/m}^2$$

$$\frac{1,7 \cdot N \cdot e_{tx}}{A_b \cdot 1,65} = 2627 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow \omega = 1,0 \%$$

$$\frac{1,7 \cdot N \cdot e_{ty}}{A_b \cdot 3,0} = 1562 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow \omega = 0,3 \%$$

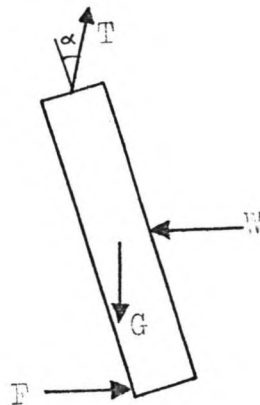
D : de schuif is geheven en er staat een windbelasting op.

Naast de onder C genoemde belastingcomponenten werkt er op de toren nu ook een horizontale belasting t.g.v. de wind.

De totale hoogte van de schuif is 21 m. De schuif steekt aan de zijkanten ongeveer 1 m. in de nissen zodat de totale breedte van de schuif 42,3 m. wordt. Als voor de windbelasting de in de VOSB genoemde waarde van $1,5 \text{ kN/m}^2$ wordt genomen is de totale windbelasting op de schuif:

$$W = 42,3 \cdot 21 \cdot 1,5 = 1332 \text{ kN.}$$

De windbelasting wordt aan de pijler overgedragen via de hijskabel bovenaan (met een lengte van 2 m.) en de oplegnokken onderaan. In de volgende figuur zijn de krachten op de schuif aangegeven.



Hierin is:

T : de kracht in de kabels

W : de windbelasting op de schuif, $W = 1332 \text{ kN.}$

G : het eigen gewicht van de schuif, $G = 6448 \text{ kN.}$

F : de kracht op de oplegnok.

Noem de uitwijking van de bovenkant van de schuif Δ . Dan is:

$$\sin \alpha = \Delta / 2 \quad \text{en} \quad \cos \alpha = \sqrt{1 - \Delta^2 / 4}$$

Uit het verticale krachteenwicht volgt:

$$G - T \cdot \cos \alpha = 0$$

Uit het horizontale krachteenwicht volgt:

$$F + T \cdot \sin \alpha - W = 0$$

Uit het momentenevenwicht om de middenbovenkant van de schuif volgt:

$$F \cdot 21 - W \cdot 10,5 - G \cdot \frac{1}{2} \cdot \Delta = 0$$

Uitwerken van de bovenstaande vergelijkingen geeft achtereenvolgend:

$$T = \frac{G}{\cos \alpha} = \frac{6448 \cdot 2}{\sqrt{4 - \Delta^2}}$$

$$F = W - T \cdot \sin \alpha = 1332 - \frac{6448 \cdot 2 \cdot \Delta}{\sqrt{4 - \Delta^2} \cdot 2}$$

$$21 \cdot \left(1332 - \frac{6448 \cdot \Delta}{\sqrt{4 - \Delta^2}} \right) - 1332 \cdot 10,5 - 6448 \cdot \frac{\Delta}{2} = 0$$

$$3224 \cdot \Delta + \frac{135408 \cdot \Delta}{\sqrt{4 - \Delta^2}} - 13986 = 0$$

Oplossen van bovenstaande vergelijking levert op:

$$\Delta = 0,20 \text{ m.}$$

Door de schuif wordt er op de torens een kracht uitgeoefend. De verticale component ervan is: $T \cdot \cos \alpha = G$ (het eigen gewicht van de schuif) en de horizontale component is: $T \cdot \sin \alpha = 648 \text{ kN}$. Dit betekent per toren een horizontale belasting van 324 kN.

De totale belasting op de toren is in dit geval:

$$N = 10108 \text{ kN}$$

$$M_x = 3295 \text{ kNm} \Rightarrow e_{0x} = 0,33 \text{ m.}$$

$$M_y = 2 \cdot 1000 + 324 \cdot 21 = 8804 \text{ kNm} \Rightarrow e_{0y} = 0,87 \text{ m.}$$

De beginexcentriciteiten bedragen:

$$e'_{0x} = 0,66 \text{ m.}$$

$$e'_{0y} = 1,74 \text{ m.}$$

De toeslagexcentriciteiten bedragen:

$$e_{cx} = 0,15 \text{ m.}$$

$$e_{cy} = 1,17 \text{ m.}$$

zodat de totale excentriciteiten bedragen:

$$e_{tx} = 0,81 \text{ m.}$$

$$e_{ty} = 2,91 \text{ m.}$$

Het benodigd wapeningspercentage is nu te bepalen.

$$\frac{1,7 \cdot N}{A_b} = 3471 \text{ kN/m}^2$$

$$\frac{1,7 \cdot N \cdot e_{tx}}{A_b \cdot 1,65} = 1704 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow \omega = 0,4 \%$$

$$\frac{1,7 \cdot N \cdot e_{ty}}{A_b \cdot 3,0} = 3367 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow \omega = 2,0 \%$$

Uit de voorgaande berekeningen volgt dat bij de gekozen afmetingen van de heftoren het wapeningspercentage 2,0 % moet bedragen hetgeen voor een alzijdige wapening redelijk is.

VI.6 AFMETINGEN VAN DE PIJLervoET

In het voorgaande zijn al een aantal afmetingen van de pijlervoet bepaald. Nog niet bekend zijn:

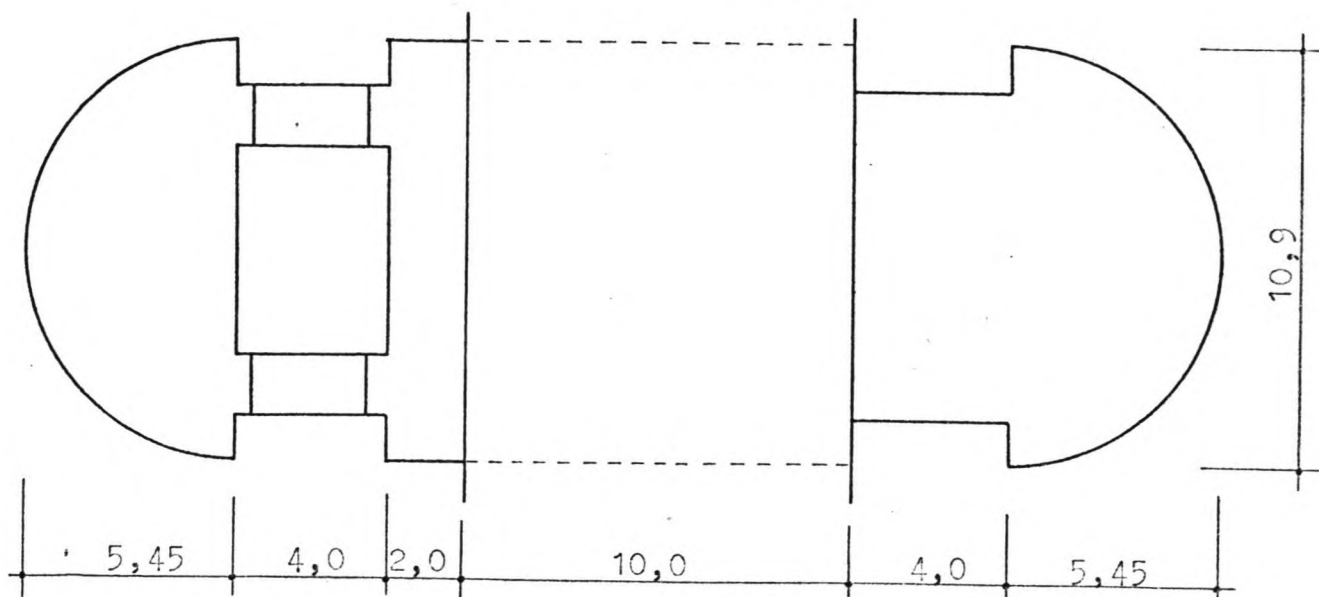
- de vorm van de pijlerkoppen
- de lengte van de pijler
- de afmetingen van de drempel.

De vorm van de pijlerkoppen heeft invloed op de afvoercoefficiënt. Hoe meer de bovenstroomse kop gestroomlijnd is hoe kleiner de instromingsverliezen zullen zijn. Aan de benedenstroomse zijde van de pijler is een geleidelijke verwijding van de opening (diffusor) ideaal om de uitstromingsverliezen te beperken. Aangezien aan het einde van de pijler de drempel omlaag gaat heeft een diffusor niet zo'n groot effect.

De vorm van de koppen heeft ook invloed op de bouwkosten. Naarmate de afmetingen groter en de bekisting ingewikkelder wordt zullen de bouwkosten stijgen.

Als compromis tussen stroomgeleiding en bouwkosten wordt gekozen voor een kop, zowel aan de bovenstroomse als aan de benedenstroomse zijde van de pijler, in de vorm van een halve cirkelcylinder.

De lengte van de pijlervoet wordt bepaald door de functies die deze moet vervullen. Allereerst moet hij plaats bieden aan de nissen, heftoren, kelder voor de contragewichten en de brug. Hieruit volgen bepaalde minimumafmetingen die in het volgende bovenaanzicht zijn aangegeven.



Verder moet de pijlervoet de krachten die op de stuw werken naar de ondergrond overbrengen. Deze krachten zijn een verticale belasting, een horizontale belasting en een kantelmoment. De pijler is op staal (i.c. een drempel van stortsteen) gefundeerd. De verticale belasting wordt door de gronddruk opgenomen en deze mag niet te groot worden. Aangezien de ondergrond uit een steenskelet bestaat is niet te verwachten dat dit maatgevend wordt.

De horizontale belasting wordt veroorzaakt door een verschil in waterstand bovenstrooms en benedenstrooms van de stuw. Deze kracht moet opgenomen worden door een andere horizontale kracht die op de pijlervoet werkt. Een kracht die in ieder geval aanwezig is is de wrijvingskracht op de onderkant van de pijlervoet. Als deze kracht niet voldoende is moeten er andere horizontale krachten gemobiliseerd worden. Mogelijkheden hiervoor zijn:

- de wrijvingskracht die op de drempel kan werken mobiliseren door een verbinding tussen de drempel en de pijlervoet.
- zg. skirts onderaan de pijlervoet maken.
- horizontale ankerkabels toepassen.
- de wrijvingskracht op de pijlervoet vergroten door de verticale belasting te vergroten. Dit kan door:
 - het eigen gewicht van de pijlervoet vergroten d.w.z. de pijler langer maken.
 - een extra verticale belasting aanbrengen d.m.v. trekankers.
 - de waterdruk op de onderkant verminderen d.m.v. bemaling, dit is echter een kwetsbaar systeem.

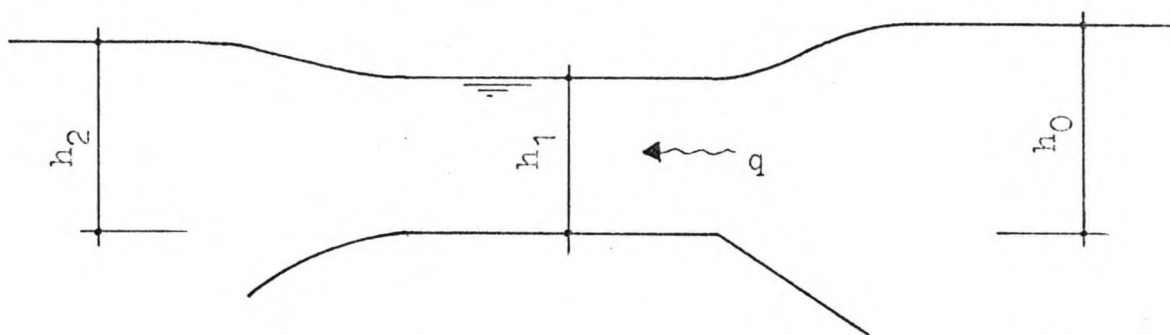
M.b.t. het kantelmoment is een absolute eis dat de resultante van de belasting het grondvlak doorsnijdt. Als er juist aan deze eis wordt voldaan is er geen enkele veiligheid aanwezig, de werkelijke eis moet strenger zijn. Een gebruikelijke eis is dat de resultante binnen de kern moet liggen zodat er onder het gehele grondvlak korreldruk aanwezig is. Van deze eis zal bij het ontwerp uit worden gegaan.

Indien blijkt dat de resultante niet in de kern ligt kan men de kern vergroten (d.w.z. de pijlervoet langer en/of breder maken) en/of het kantelmoment proberen te verkleinen.

De functie van de drempel is in de eerste plaats het leveren van een vlakke ondergrond waar de schuif en de noodkering op kunnen rusten in gesloten stand. Hiervoor zijn twee betonstroken voldoende.

De drempel heeft ook een waterafsluitende functie. Tezamen met de schuif of noodkering en de bekleding op de bovenstroomse zijde van de stenen drempel moet hij er voor zorgen dat er geen water de stuw passeert in het droge seizoen. Hiervoor is het nodig dat de drempel waterdicht verbonden is (d.m.v. een voegstrip o.i.d.) met de bekleding op de bovenstroomse zijde. Gezien de grote doorlatendheid van de stenen drempel en het feit dat deze in open verbinding staat met het water benedenstrooms van de stuw zal de drempel (en ook de pijlervoet) van onderen belast worden door een opwaartse waterdruk t.g.v. de waterstand benedenstrooms van de stuw.

Als de stuw open is en er water geloosd wordt kan er een onvolkomen afvoer situatie optreden. Hierbij is de waterstand op de drempel lager dan de waterstand benedenstrooms van de stuw. De situatie is daarbij als in de volgende figuur is aangegeven.



Het verband tussen h_0 en h_1 wordt gegeven door de vergelijking van Bernoulli (de stroomsnelheid bovenstrooms van de stuw kan verwaarloosd worden):

$$h_0 = h_1 + \frac{v_1^2}{2 \cdot g} = h_1 + \frac{q^2}{2 \cdot g \cdot h_1^2}$$

Het verband tussen h_0 en h_2 volgt uit de afvoerformule:

$$q = m \cdot h_2 \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot (h_0 - h_2)}$$

Als $h_2 > h_1$ is wordt de drempel op oplichten belast. Voor de dimensionering van de drempel is het van belang om te weten wat het maximum verschil tussen h_1 en h_2 is. Dit verschil is maximaal als de stroomsnelheid op de drempel maximaal is want dan is ook de snelheidshoogte maximaal.

De waterstand op de drempel is minimaal de grensdiepte ($h_1 = \frac{2}{3} \cdot h_0$). Deze treedt op bij een volkomen afvoersituatie. Hierbij is de afvoer:

$$q = 1,7 \cdot h_0^{3/2}$$

Hiermee is de stroomsnelheid op de drempel:

$$v_1 = \frac{q}{h_1} = \frac{1,7 \cdot h_0^{3/2}}{\frac{2}{3} \cdot h_0} = 2,55 h_0^{1/2}$$

De stroomsnelheid is dus maximaal als h_0 maximaal is oftewel als q maximaal is. De ontwerpafvoer is $80.000 \text{ m}^3/\text{s}$. Als maatgevende situatie voor dit belastinggeval wordt er verondersteld dat deze afvoer praktisch alleen door de stuwopeningen wordt afgevoerd en dat er, om welke reden dan ook, een schuif niet geheven kan worden. Dit betekent dat de maximum afvoer per eenheid van breedte bedraagt:

$$q = \frac{80.000}{11.40,3} = 180 \text{ m}^2/\text{s}$$

Hierbij is: $h_0 = 22,4 \text{ m}$. dus $h_1 = \frac{2}{3} \cdot h_0 = 14,9 \text{ m}$.

De veronderstelling dat op de drempel de stroomlijnen recht zijn en er daar dus een hydrostatische drukverdeling heerst lijkt gerechtvaardigd. Met onderdruk behoeft dan ook geen rekening gehouden te worden.

Om de volkomen afvoer situatie te handhaven kan de benedenwaterstand niet boven een bepaalde waarde stijgen. Deze grenswaarde is die waarde voor h_2 waarbij de onvolkomen en de volkomen afvoer situatie in elkaar overgaan. Deze waarde is op te lossen uit de afvoervergelijking:

$$q = m \cdot h_2 \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot (h_0 - h_2)}$$

Invullen van de verschillende waarden en oplossen geeft $h_2 = 19,3 \text{ m}$. Het maximum stijghoogteverschil is:

$$h_2 - h_1 = 4,4 \text{ m}.$$

Dit stijghoogteverschil kan oplichten van de drempel veroorzaken. Om dit te voorkomen moet er een naar beneden gerichte kracht aanwezig zijn. Hiervoor kan in de eerste plaats aan het eigen gewicht van de drempel gedacht worden. De benodigde dikte volgt uit het verticale evenwicht. De verticale belasting per eenheid van oppervlak bestaat uit:

- eigen gewicht, als de dikte van de drempel d genoemd wordt is dit: $24 \cdot d$
- de waterdrukken tegen de onder- en de bovenkant van de drempel. Deze zijn respectievelijk $10 \cdot (h_2 + d)$ en $10 \cdot h_1$. In het maatgevende geval is het verschil hiervan:

$$10 \cdot (h_2 + d - h_1) = 10 \cdot (4,4 + d)$$

Bij een veiligheid van 1,2 tegen oplichten wordt de vereiste dikte van de drempel:

$$\frac{24 \cdot d}{10 \cdot (4,4 + d)} \geq 1,2 \Rightarrow d \geq 4,4 \text{ m.}$$

Dit betekent een erg dikke drempel. Zelfs bij een veiligheid van 1,0 bedraagt de vereiste dikte nog $d \geq 3,2 \text{ m}$.

De optredende waterstroming zal een wrijvingskracht op de drempel uitoefenen die ook de dikte (weerstand tegen afglijden) kan bepalen. De grootte hiervan is:

$$\tau = \rho g \cdot u^2 / C^2$$

De maximum stroomsnelheid op de drempel is:

$$u = \frac{180}{14,9} = 12 \text{ m/s}$$

Verder is:

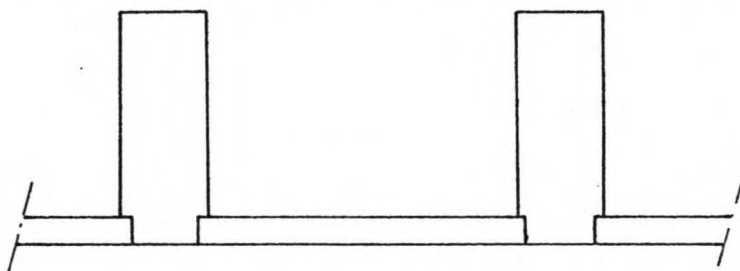
$$C = 18 \log \frac{12 \cdot R}{k} = 18 \log \frac{12 \cdot 14,9}{10^{-3}} = 95 \text{ m}^{\frac{1}{2}}/\text{s}$$

M.b.v. deze waarden wordt:

$$\tau = 10^4 \cdot \frac{12^2}{95^2} = 150 \text{ N/m}^2 = 0,15 \text{ kN/m}^2$$

en dit is te verwaarlozen.

Behalve het gewicht van de drempel kan men ook proberen om het gewicht van de pijlervoet te benutten om oplichten te voorkomen. Dit betekent dat er tussen de drempel en de pijler een zodanige verbinding aanwezig moet zijn dat als de drempel omhoog wil komen de pijler dit verhindert. Voor de praktische uitvoering betekent dit dat de drempel en de pijler een monolietconstructie vormen, zoals in V.8 is aangegeven, of dat de drempel en de pijler niet aan elkaar vast zitten maar dat de drempel gedeeltelijk onder de pijler steekt zoals in de volgende figuur schematisch is aangegeven.



Een derde mogelijkheid om oplichten van de drempel te voorkomen is om de drempel m.b.v. trekankers aan de ondergrond te verankeren. Een laatste mogelijkheid is om de waterdruk onder de drempel te verminderen. Dit kan door de ondergrond te bemalen (een duur en riskant systeem) of door perforaties in de drempel waardoor de overspanning kan ontwijken. In dit geval kan de drempel echter niet meer zijn waterafsluitende functie vervullen.

Voor het ontwerp van de drempel en de pijler zijn er een aantal mogelijkheden die hiervoor summier zijn aangegeven.

Men kan de drempel en de pijler volledig los van elkaar laten. Dit betekent dat de drempel 4,4 m. dik moet worden en de pijler minstens 67,3 m. lang zoals uit bijlage 12 blijkt. Gezien de grote vereiste afmetingen is dit geen aantrekkelijke oplossing.

Men kan van de drempel en de pijler ook een monolietconstructie maken zoals in V.8. In bijlage 13 is voor dit ontwerp een berekening gegeven. Zoals daar blijkt moet de drempel behoorlijk dik worden en is er dan nog een dicht wapeningsnet vereist. Dit dichte wapeningsnet is nodig om het grote moment t.p.v. de overgang drempel-pijler op te kunnen nemen.

Om dit moment te voorkomen moet de overgang tussen de drempel en de pijler als een soort scharnier uitgevoerd worden zodat er wel geprofiteerd wordt van de gunstige wederzijdse beïnvloeding bij het verschuiven van de pijler en het oplichten van de drempel maar er geen groot moment optreedt. De praktische uitvoering van dit "scharnier" is dat de drempel iets onder de pijler steekt zoals hiervoor al schematisch is aangegeven. Op deze manier wordt het oplichten van de drempel voorkomen. Voor het overdragen van de wrijvingskracht op de drempel aan de pijler moet er een dwarskrachtverbinding aanwezig zijn. In bijlage 14 is dit verder uitgewerkt. Er blijkt dat, voor het gecontroleerde belastinggeval, het moment in de drempel aanmerkelijk kleiner is dan in het geval van een monolietconstructie maar ook dat het niet mogelijk is om de krachten exact uit te rekenen. In principe is het mogelijk om de pijler op deze manier uit te voeren. De krachtwerking vereist echter nog wel enige studie.

Er is echter nog een mogelijkheid. De drempel kan ook los van de pijler gelaten worden waarbij het oplichten van de drempel door trekankers voorkomen wordt en er ook een dwarskrachtverbinding tussen de drempel en de pijler aanwezig is. Als men afziet van het gebruik van skirts en horizontale ankers zijn er voor de uitvoering van het geheel nog verschillende mogelijkheden zoals:

- de kruin van de stenen dam waarop de pijler staat kan even breed zijn als de pijler lang is maar kan ook breder of smaller zijn. Een bredere kruin heeft geen enkele zin. Door een smallere kruin toe te passen is er op het steenvolume in de drempel te besparen. De consequentie is dat de koppen van de pijler in het talud staan en dus langer worden. Voor de bovenstroomse kop betekent dit dat

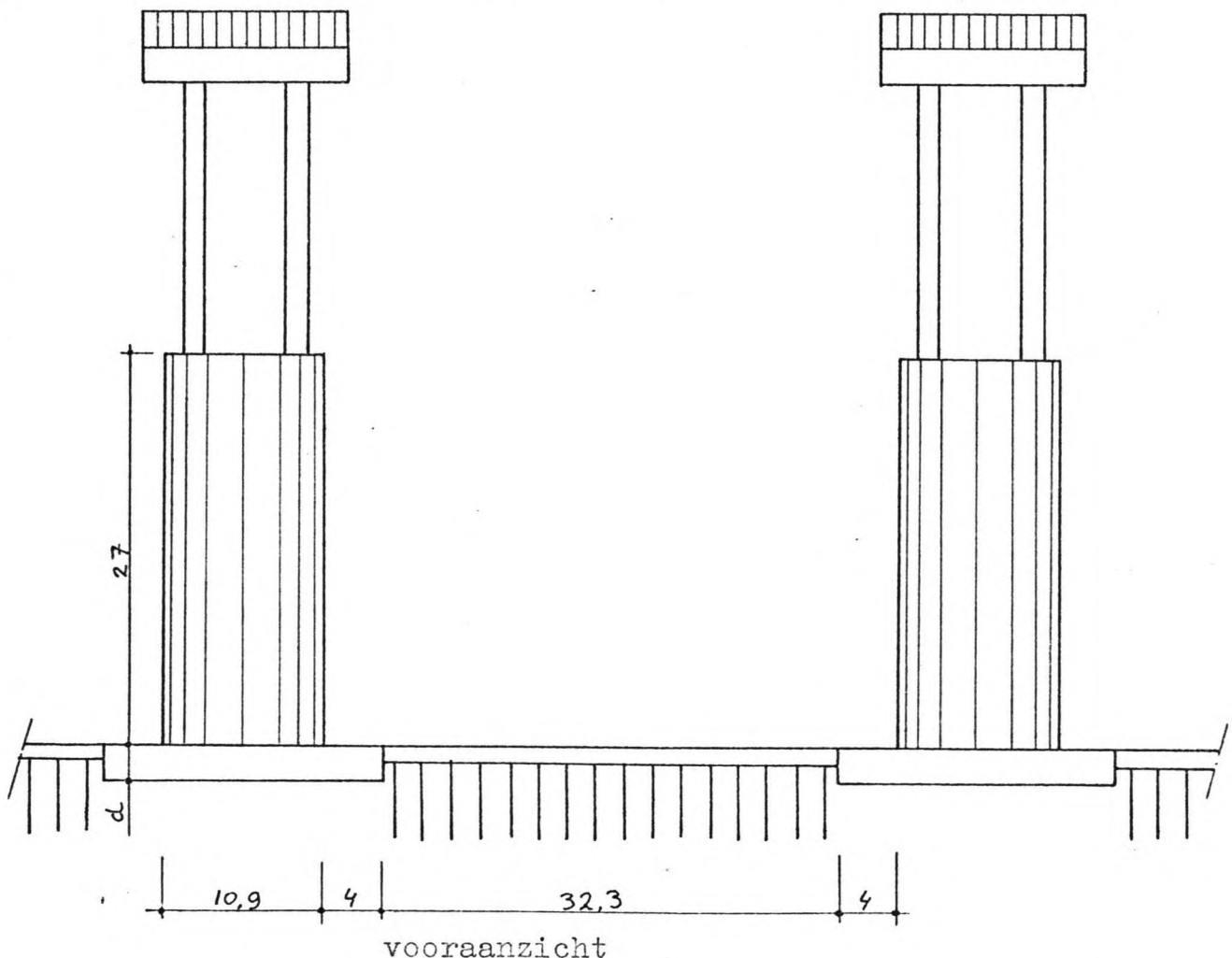
de horizontale waterdruk over een grotere hoogte op de pijler werkt. Hier staat tegenover dat de kop nu tevens als een soort skirt werkt. Het effect van een skirt is beperkt. Doordat de drempel een eindige lengte heeft zal zich tegen de skirt geen passieve gronddruk ontwikkelen maar zal een skirt alleen de laag waarover de pijler afglijdt dieper doen liggen waardoor de wrijvingskracht toeneemt. Een verdiepte aanleg van de bovenstroomse kop heeft waarschijnlijk geen positieve invloed op de benodigde pijlerafmetingen.

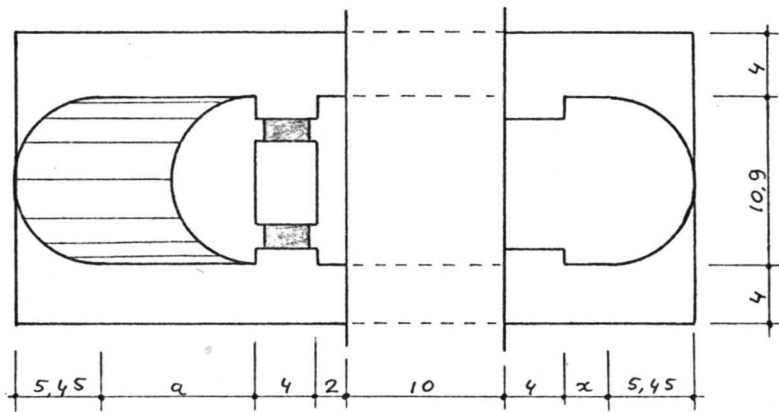
Als aan de benedenstroomse zijde de kop verdiept wordt aangelegd betekent dit dat er een horizontale gronddruk op komt te staan die het afglijden bevordert zodat dit niet aantrekkelijk is. De kruin van de stenen drempel wordt even breed ontworpen als de pijler lang is.

- de pijler is op fundatieniveau al dan niet voorzien van zijwaartse vleugels. Door het aanbrengen van vleugels wordt weer enigszins teruggekeerd tot de monoliet oplossing maar door de vleugels beperkt van lengte te laten zijn is het moment ook te beperken. De vleugels vergroten het grondvlak, dus de kern, zodat ze nuttig kunnen zijn in het geval van een asymmetrische belasting op de pijler. Verder werkt de verticale waterdruk op de vleugels het kantelmoment nog enigszins tegen.
- verder kan men aan de voor- en achterzijde van de pijler tenen laten uitsteken met het doel het grondvlak langer te maken. Een teen aan de bovenstroomse zijde heeft weinig zin omdat dan het zwaartepunt van de pijler in ongunstige zin verschuift t.o.v. het zwaartepunt van het grondvlak en dus een vergroting van het kantelmoment tot gevolg heeft. Een teen aan de benedenstroomse zijde heeft wel zin in dit verband, echter aan de benedenstroomse zijde zal de gronddruk het grootst zijn dus ook het moment in de overgang teen-pijler. Om aan dit bezwaar tegemoet te komen kan men i.p.v. een teen een afschuining van de benedenstroomse kop toepassen.
- een eventueel benodigde verhoging van het eigen gewicht van de pijler kan men bereiken door de pijler groter te maken. Dit kan door het fundatieniveau dieper te leggen hetgeen betekent dat alle extra beton onder water zit, of door de pijler breder te maken hetgeen betekent dat de horizontale waterdruk toeneemt, of door de pijler langer te maken. Hier wordt voor het laatste gekozen.

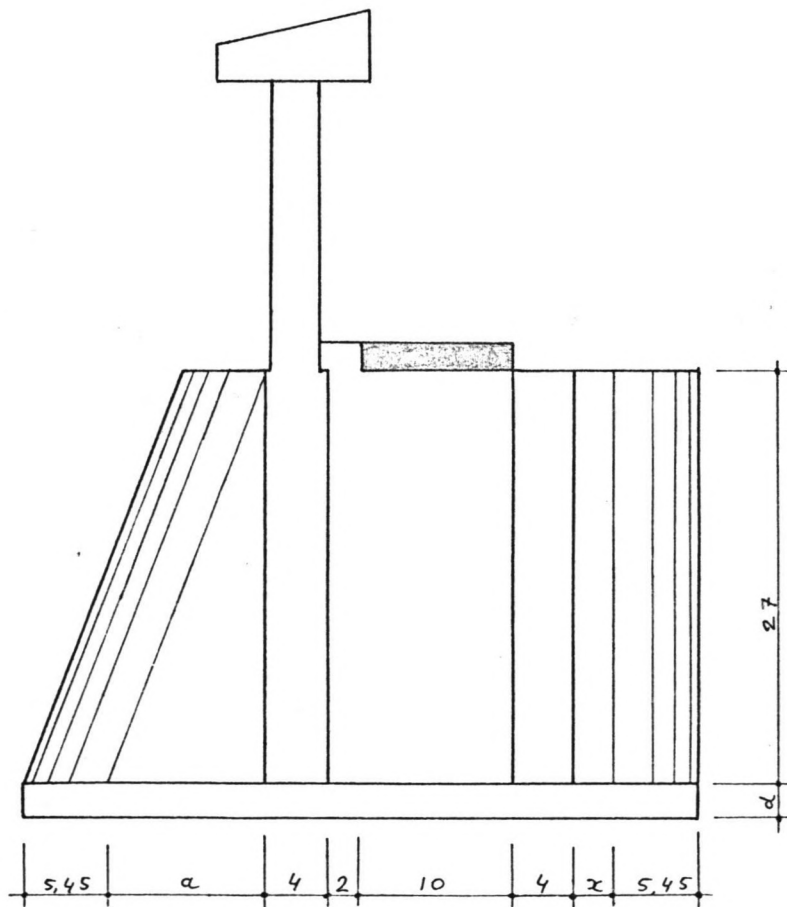
De pijler kan op drie plaatsen langer gemaakt worden: bovenstrooms van de noodkering, tussen noodkering en schuif en benedenstrooms van de schuif. Het doel van de overlengte is de verticale belasting te verhogen dus moet die plaats gekozen worden die per meter verlenging de meeste belasting mobiliseert. Behalve het gewicht van de langer geworden pijler en drempel werkt ook mee aan de stabiliteit de waterdruk op de drempel. Deze is het grootst als hij veroorzaakt wordt door de bovenwaterstand aangezien deze nooit lager is dan de benedenwaterstand. Dit houdt in dat de verlenging bovenstrooms van de noodkering gekozen wordt aangezien dan zelfs als de noodkering gesloten is van de belasting t.g.v. de bovenwaterstand geprofiteerd wordt.

Proberenderwijs kan men, door de afmetingen van de vleugels en afschuining te variëren, de meest optimale (is goedkoopste) vorm vinden. Dat is hier niet gedaan. Er is alleen geprobeerd om een dusdanige vorm te vinden dat aan de stabiliteitseisen wordt voldaan. Dit leverde uiteindelijk de in de volgende figuren geschetste vorm van de pijler op.





bovenaanzicht



zijaanzicht

In deze figuren is:

- d : de dikte van de vleugels, voor de breedte van de vleugels is 4 m. aangehouden
- a : een min of meer willekeurig gekozen maat voor de afschuining van de benedenstroomse kop, er wordt hier voor a = 10 m. gekozen.
- x : een extra verlenging van de pijler om voldoende zekerheid tegen glijden te krijgen.

De vleugels zijn te beschouwen als korte uitkragende liggers die belast worden door een gronddruk tegen de onderkant, een waterdruk tegen de bovenkant en het eigen gewicht. Als de resultante van al deze belastingen q genoemd wordt dan is het maximum moment in de vleugel: $M = q \cdot 4 \cdot 2$.

Indien geschat wordt: $q = 1000 \text{ kN/m}^2$ dan dient de vleugel 2,5 m. dik te worden om een redelijk wapeningspercentage te verkrijgen.

Voor de dikte van de drempel tussen de vleugels wordt 1 m. genomen. De verticale belasting op 1 m^2 drempel tijdens de op blz. 141 bepaalde afvoersituatie (maatgevend voor het oplichten van de drempel) bestaat uit:

- waterdruk op de drempel:	149 kN/m^2
- eigen gewicht:	24 "
- ankerkracht:	F_A "
- opwaartse waterdruk:	203 "

Bij een veiligheid van 1,2 tegen oplichten volgt de benodigde ankerkracht uit:

$$\frac{149 + 24 + F_A}{203} \geq 1,2 \quad F_A \geq 69 \text{ kN/m}^2$$

Deze ankerkracht kan geleverd worden door ankers met een sterkte van 250 kN op afstanden hart-op-hart 1,90 m. te plaatsen.

Deze ankers worden aan de bovenzijde van de drempel afgespannen. De ankerplaten mogen niet door de drempel geponst worden. De rekenwaarde voor de optredende schuifspanning is: [ⓧ]

$$\tau_d = \frac{F_d}{\pi \cdot h \cdot h} = \frac{1,7 \cdot 250}{\pi \cdot 1 \cdot 1} = 135 \text{ kN/m}^2$$

Toelaatbaar is in dit geval een schuifspanning van 1100 kN/m^2 ^{ⓧⓧ} zodat er voor doorponsen geen enkel gevaar bestaat.

De op de drempel werkende wrijving moet aan de pijler overgedragen worden. Dit kan middels een dwarskrachtconstructie t.p.v. de

[ⓧ] zie VB 1974 art. E 504.1

^{ⓧⓧ} zie VB 1974 art. E 504.2.3 -148-

overgang drempel-pijler. Door deze dwarskrachtverbinding zal er in de drempel een horizontale schuifspanning werken. De grootte hiervan wordt bepaald door de schuifspanning in het grensvlak drempel-ondergrond en deze wordt weer bepaald door de verticale belasting. Uit VI.2 blijkt dat bij gesloten schuiven de verticale belasting op de drempel maximaal is op $t = 32$ h. Dan is de waterstand bovenstrooms van de waterkering $140,5^+$ terwijl hij benedenstrooms $113,3^+$ is dus onder de onderkant van de drempel ligt. De verticale belasting op de ondergrond bestaat uit:

- waterdruk op de drempel: $25,5 \cdot 10 = 255 \text{ kN/m}^2$
- eigen gewicht: 24 "
- ankerkracht: 69 "
- opwaartse waterdruk tegen de onderkant: 0 "

In totaal is de maximum verticale belasting 348 kN/m^2 . Op de drempel kan een schuifspanning werken van maximaal:

$$\tau = 0,65 \cdot 348 = 226 \text{ kN/m}^2.$$

Aangezien er gedimensioneerd wordt op een veiligheid van 2 tegen glijden zal de werkelijk optredende schuifspanning de helft hiervan zijn dus:

$$\tau = \frac{1}{2} \cdot 226 = 113 \text{ kN/m}^2.$$

Deze schuifspanning wordt naar twee zijden afgevoerd. De maximum dwarskracht in de drempel per m' drempellengte is:

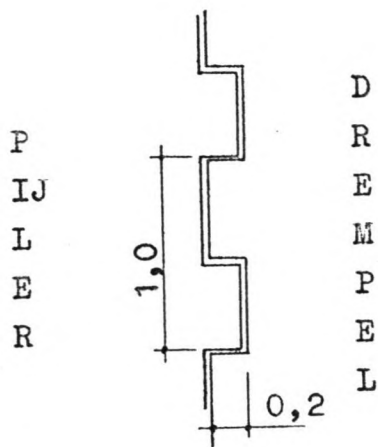
$$T = \frac{1}{2} \cdot 32 \cdot 3 \cdot 113 = 1825 \text{ kN/m'}$$

De rekenwaarde voor de optredende schuifspanning in de drempel is:

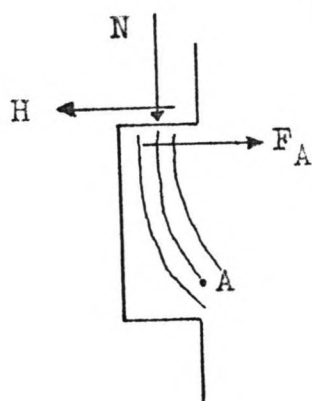
$$\tau = \frac{1,7 \cdot 1825}{1,1} = 3102 \text{ kN/m}^2.$$

Volgens de betonvoorschriften mag in beton B 17,5 de schuifspanning niet groter zijn dan $\tau_2 = 3500 \text{ kN/m}^2$ zodat geconcludeerd kan worden dat een drempeldikte van 1 m. voldoende is.

De dwarskrachtverbinding moet zo uitgevoerd worden dat een verticale verplaatsing van de pijler niet aan de drempel wordt opgelegd (dit veroorzaakt ongewenste momenten in de drempel) maar dat, indien de pijler wil verschuiven, de drempel wel meegenomen wordt. De dwarskrachtverbinding kan bestaan uit verticale nokken van staal of beton. Het aantal nokken kan variëren van één tot een continue rij nokken aan beide zijden van de pijler. Gezien de grote over te dragen kracht verdient het laatste de voorkeur. Indien de nokken van beton worden gemaakt kan de vorm zijn zoals in het volgende bovenaanzicht is aangegeven.



Iedere nok moet een kracht kunnen overbrengen van $N = 1825 \text{ kN}$. Voor het berekenen van de wapening is een nok te beschouwen als een console waarbij een drukboog met trekband kan optreden. In de volgende figuur zijn de aanwezige krachten aangegeven.



Hierin is:

N : de kracht op een nok, $N = 1825 \text{ kN}$.

H : een door de wrijving tussen pijler en drempel mogelijk aanwezige kracht, als de wrijvingscoëfficiënt $f = 0,5$ is is $H = 913 \text{ kN}$.

F_A : de kracht in de wapening.

De kracht in de wapening volgt uit het momentenevenwicht om A. De inwendige hefboomsarm wordt op $0,35 \text{ m}$. geschat (ongeveer $0,8$ maal de nuttige consolehoogte). Nu is:

$$N \cdot 0,1 + H \cdot 0,35 = F_A \cdot 0,35 \Rightarrow F_A = 1434 \text{ kN}.$$

De benodigde wapening is:

$$A = \frac{1,7 \cdot F_A}{400 \cdot 10^3} = 6,1 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2.$$

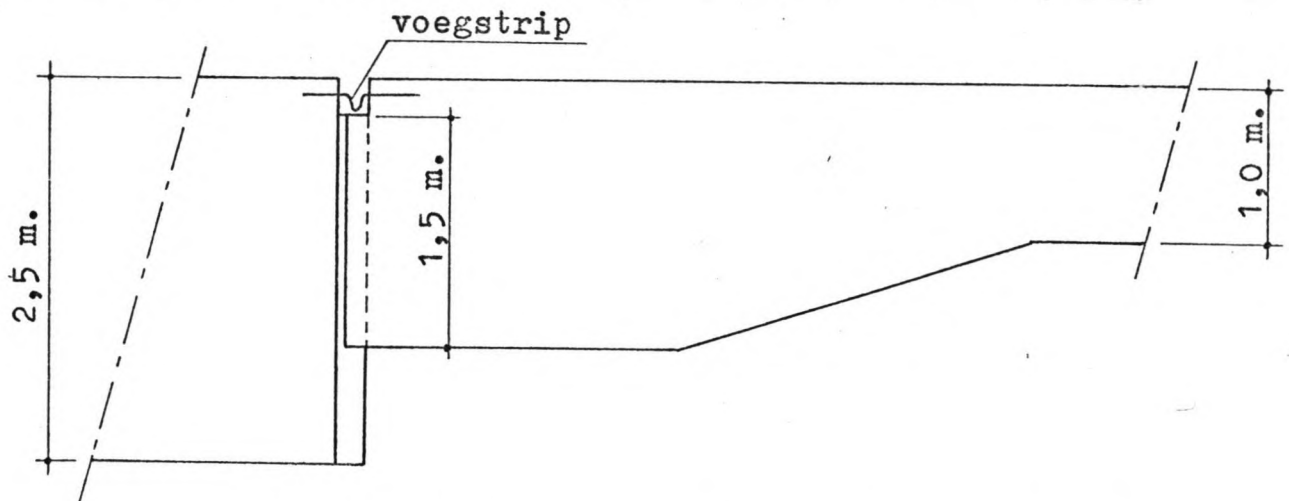
Dit komt overeen met 5 staven $\varnothing 40$

De toelaatbare schuifspanning in het beton is, volgens VB'74, in dit geval $\tau_1 = 4400 \text{ kN/m}^2$. De vereiste doorsnede van een console is:

$$A = \frac{1,7 \cdot N}{4400} = 0,7 \text{ m}^2$$

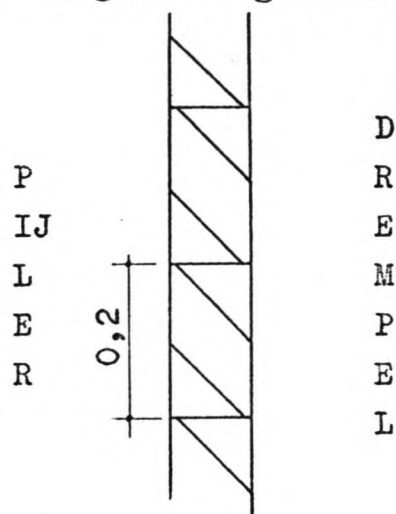
De "hoogte" van een console is 0,5 m. zodat de drempel t.p.v. de aansluiting 1,5 m. dik moet worden.

Bij deze getande vorm is het niet goed mogelijk om een voegstrip aan te brengen t.b.v. de waterafsluitende functie van de drempel. Een oplossing is om boven de nokken een voeg open te laten t.b.v. de voegstrip. De doorsnede over de aansluiting drempel-pijler ziet er dan als volgt uit:



Voor een gelijkmatige krachtsoverdracht is het nodig dat alle nokken tegelijk aanliggen. Dit kan bereikt worden door eerst de pijler met zijn nokken te storten en deze nokken als contramalen te gebruiken voor het storten van de nokken van de drempel.

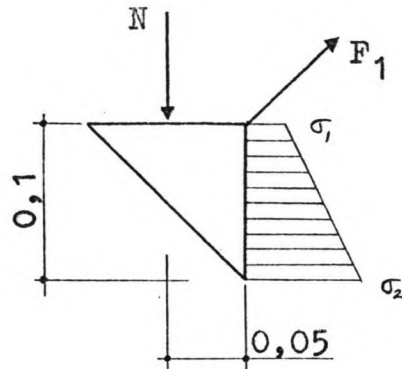
Indien de nokken van staal worden gemaakt kan de vormgeving zijn zoals in de volgende figuur is aangegeven.



I.v.m. roestvorming moeten de nokken uit roestvast staal of een ander corrosiebestendig materiaal vervaardigd worden. De nokken zijn naderhand niet meer te vervangen.

Het stellen van de nokken zodanig dat ze allemaal aanliggen is minder eenvoudig dan bij de betonnen nokken maar wel te verwezenlijken. De stalen nokken moeten aan het beton verankerd worden.

Het krachtenevenwicht van een nok ziet er als volgt uit:



Hierin is:

N : de belasting op een nok, $N = 365 \text{ kN}$

F_1 : de ankerkracht

σ_1, σ_2 : betondrukspanningen

De hier getekende vorm van de verankering is er slechts een van de vele mogelijke vormen.

Als de hoogte van de nok h genoemd wordt dan luiden de evenwichtsvergelijkingen:

$$\frac{1}{2} \cdot \sqrt{2} F_1 = N$$

$$\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot 0,1 \cdot h = \frac{1}{2} \cdot \sqrt{2} F_1$$

$$N \cdot 0,05 = \sigma_1 \cdot 0,1 \cdot \frac{1}{2} \cdot 0,1 \cdot h + (\sigma_2 - \sigma_1) \cdot h \cdot \frac{1}{2} \cdot 0,1 \cdot \frac{2}{3} \cdot 0,1$$

Hieruit is op te lossen:

$$F_1 = 516 \text{ kN}$$

$$\sigma_1 \cdot h = \sigma_2 \cdot h = 3650 \text{ kN/m}^2$$

De toelaatbare betondrukspanning is $10,5 \cdot 10^3 \text{ kN/m}^2$ zodat de minimum hoogte van een nok is:

$$h = \frac{1,7 \cdot 3650}{10,5 \cdot 10} = 0,59 \text{ m.}$$

De voegstrip kan op dezelfde plaats als bij de betonnen nokken aangebracht worden. T.o.v. de betonnen nokken vervalt bij de

stalen nokken de plaatselijke verdikking van de drempel.

De grootte van x wordt bepaald aan de hand van de eis dat er in alle omstandigheden voldoende veiligheid tegen glijden aanwezig moet zijn. Voor het glijden zijn twee situaties als maatgevend te beschouwen: aan weerszijden van de pijler is een noodkering geplaatst of aan de ene zijde is de noodkering geplaatst en aan de andere zijde is de schuif gesloten. De situatie dat aan beide zijden de schuif gesloten is is niet maatgevend. De horizontale belasting is daarbij evengroot als bij de situatie dat aan weerszijden de noodkering gesloten is maar de verticale belasting is groter doordat over een groter gedeelte van de drempel de waterstand bovenstrooms van de stuw staat.

De procedure is dat op grond van de eerste situatie de maat x bepaald wordt en gecontroleerd wordt of deze voor de tweede situatie voldoende is. Als maximum waterstand bovenstrooms van de stuw wordt $h_0 = 25,6$ m. genomen. Dit is dus de situatie dat er water over de waterkering stroomt.

De verticale belasting op pijler en drempel bestaat in het eerste geval uit:

- pijlergewicht:

- het gedeelte boven niveau 115^+ heeft als volume:

$$V = 27.(2.46,7 + 10,9.x + 4.8,5 + 12.10,9 + 4.3,3 + \frac{1}{2}.10.10,9) \\ = 8799,3 + 294,3.x$$

- het gedeelte onder 115^+ en de vleugels hebben een volume van:

$$V = 2,5.18,9.(40,9 + x)$$

In totaal heeft de pijler een gewicht van:

$$G = 257564 + 8197.x$$

- eigen gewicht drempel:

$$G = 24.1.32,3.(40,9 + x) = 31706 + 775.x$$

- ankerkracht op de drempel:

$$A = 69.32,3.(40,9 + x) = 91154 + 2229.x$$

- waterdruk op drempel en vleugels bovenstrooms van de waterkering:

$$W = 10.25,6.(12,7 + 40,3.5,45 + 40,3.x + 40,3.4 + 2.1,2.4) \\ = 103204 + 10317.x$$

- waterdruk op drempel en vleugels benedenstrooms van de kering:

$$W = 10.h_2.(12.40,3 + 2.1,2.4 + 4.40,3 + 15,45.40,3 + 12,7) \\ = 12897.h_2$$

- opwaartse waterdruk tegen pijler en vleugels:

$$W = -10 \cdot (h_2 + 2,5) \cdot 18,9 \cdot (40,9 + x)$$

$$= -7730 \cdot h_2 - 189 \cdot h_2 \cdot x - 19325 - 473 \cdot x$$

- opwaartse waterdruk tegen de drempel:

$$W = -10 \cdot (h_2 + 1) \cdot 32,3 \cdot (40,9 + x)$$

$$= -13211 \cdot h_2 - 13211 - 323 \cdot h_2 \cdot x - 323 \cdot x$$

- brug:

$$G = 24 \cdot 2 \cdot 10 \cdot 51,2 = 24576 \text{ kN.}$$

- heftoren, 2 stuks, 19 m. hoog:

$$G = 2 \cdot 24 \cdot 19 \cdot 3 \cdot 1,65 = 4514 \text{ kN.}$$

- geheven schuif: $G = 6448 \text{ kN.}$

- contragewichten: $G = 7254 \text{ kN.}$

- bewegingswerk: kan geheel of gedeeltelijk voor revisie afwezig zijn en wordt daarom niet meegenomen.

- noodkering (onder water):

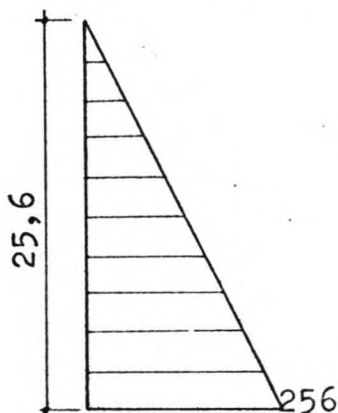
$$G = 40,3 \cdot 21 \cdot 14,8 = 12525 \text{ kN.}$$

De totale verticale belasting is:

$$\Sigma F_v = 506409 + 20722 \cdot x - 8044 \cdot h_2 - 512 \cdot h_2 \cdot x$$

Voor het bepalen van de horizontale belasting op de pijler wordt aangenomen dat de voegstrip tussen drempel en bovenstroomse bekleding nabij de bovenkant van de drempel ligt zodat de horizontale belasting op de bovenstroomse rand van de drempel gelijk is aan die op de benedenstroomse rand en die elkaar dus opheffen.

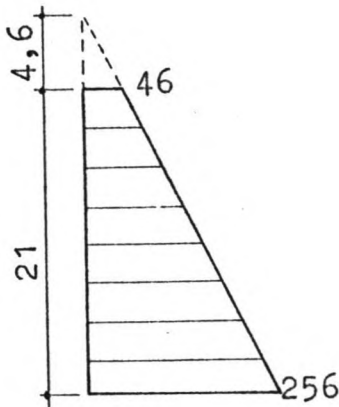
De horizontale belasting op de pijler is op de bovenstroomse zijde:



$$W = \frac{1}{2} \cdot 25,6 \cdot 256 \cdot 10,9$$

$$= 35717 \text{ kN.}$$

De horizontale belasting op de bovenstroomse zijde van de noodkering is:



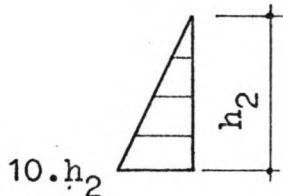
$$W = 40,3 \cdot (21 \cdot 46 + \frac{1}{2} \cdot 21 \cdot 210)$$

$$= 127791 \text{ kN.}$$

De windbelasting op de geheven schuiven en de heftoren is, bij een stuwdruk van $1,5 \text{ kN/m}^2$:

$$W = 21 \cdot 51,2 \cdot 1,5 = 1613 \text{ kN.}$$

De horizontale belasting op pijler en noodkering op de benedenstroomse zijde is:



$$W = \frac{1}{2} \cdot 10 \cdot h_2 \cdot h_2 \cdot 51,2$$

$$= 256 h_2^2$$

In totaal is de horizontale belasting:

$$\Sigma F_h = 165121 - 256 h_2^2$$

De eis voor de glijveiligheid is:

$$\frac{0,65 \cdot \Sigma F_v}{\Sigma F_h} \geq 2$$

$$329166 + 13469 \cdot x - 5229 \cdot h_2 - 333 \cdot h_2 \cdot x \geq 330242 - 512 \cdot h_2^2$$

$$x \geq \frac{1076 + 5229 \cdot h_2 - 512 \cdot h_2^2}{13469 - 333 \cdot h_2}$$

De meest ongunstigste h_2 is d.m.v. differentiatie van de uitdrukking voor x te vinden. Dit blijkt te zijn $h_2 = 5,5 \text{ m}$. en dit invullen in de uitdrukking voor x levert op $x \geq 1,23 \text{ m}$. Gekozen wordt:

$$x = 1,30 \text{ m.}$$

Aangezien het mogelijk is dat niet $h_0 = 25,6 \text{ m}$. maar een lagere waarde voor h_0 maatgevend is is de voorgaande berekening te herhalen

met een lagere waarde voor h_0 bijvoorbeeld $h_0 = 25,0$ m. Het principe van de berekening verandert niet, alleen een paar getallen veranderen er. Het resultaat van zo'n berekening is dat $x \geq 0,21$ m. zodat geconcludeerd kan worden dat $h_0 = 25,6$ m. maatgevend is en $x = 1,30$ m. voldoet.

Nu moet de situatie dat aan een zijde van de pijler de noodkering geplaatst is en aan de andere zijde de schuif gesloten is gecontroleerd worden. In dit geval werkt er behalve de horizontale belasting in de stroomrichting ook een horizontale belasting in de damasrichting op de pijler.

De verticale belasting op pijler en vleugels bestaat uit:

- gewicht pijler en vleugels: $G = 268220$ kN.
- heftoren: $G = 4514$ kN.
- schuif, aan een zijde geheven, aan de andere zijde in het water: $G = 3224 + 2821$ kN.
- schotbalken, voorzover op de vleugels rustend: $G = 4.21.14,8 = 1243$ kN.
- contragewichten: $G = 7254$ kN.
- brug: $G = 24576$ kN.
- bewegingswerk: -
- water op de vleugels bovenstrooms van de waterkering: $W = 10.25,6.(12,7 + 3.1,2.4 + 4.10,75 + 4.26,75) = 45338$ kN.
- idem benedenstrooms van de waterkering: $W = 10.h_2.(1,2.4 + 4.15,45 + 4.31,45) = 2015.h_2$
- waterdruk tegen de onderkant: $W = -10.(h_2 + 2,5).18,9.42,2 = -7976.h_2 - 19940$ kN.

De totale verticale belasting op de ondergrond is:

$$\Sigma F_v = 337250 - 5925.h_2$$

De horizontale waterdruk op de pijler en waterkering in de stroomrichting is hiervoor al bepaald. Deze is:

$$W_y = 165121 - 256.h_2^2$$

De horizontale belasting op de pijler in de damasrichting is:

$$W_x = 16.(\frac{1}{2}.256.25,6 - \frac{1}{2}.10.h_2.h_2) = 52429 - 80.h_2^2$$

De drempel kan ook een deel van de benodigde wrijvingskracht leveren maar door de constructie van de nokken werkt deze alleen in de stroomrichting.

De verticale belasting op de drempel aan de zijde schuif gesloten

bestaat uit:

- eigen gewicht: $24.42,2.32,3 = 32713 \text{ kN.}$
- ankerkracht: $69.42,2.32,3 = 94051 \text{ kN.}$
- waterdruk op de bovenkant bovenstrooms van de schuif:
 $10.25,6.32,3.26,75 = 221190 \text{ kN.}$
- idem benedenstrooms van de schuif:
 $10.h_2.32,3.15,45 = 4990.h_2$
- waterdruk tegen de onderkant:
 $-10.(h_2 + 1).32,3.42,2 = -13631 - 13631.h_2$

In totaal is de belasting op de ondergrond:

$$\Sigma F_v = 334325 - 8641.h_2$$

Deze drempel kan dus een wrijvingskracht opnemen ter grootte van:

$$\frac{0,65 \cdot \Sigma F_v}{F_w} \geq 2 \Rightarrow$$

$$F_w = \frac{1}{2} \cdot 0,65 \cdot \Sigma F_v = 108682 - 2808.h_2$$

oftewel per zijde:

$$\frac{1}{2} \cdot F_w = 54328 - 1404.h_2$$

Aan de zijde noodkering geplaatst is de verticale belasting op de drempel:

- eigen gewicht: $24.42,2.32,3 = 32713 \text{ kN.}$
- ankerkracht: $69.32,3.42,2 = 94051 \text{ kN.}$
- waterdruk op de drempel bovenstrooms van de noodkering:
 $10.25,6.32,3.10,75 = 88890 \text{ kN.}$
- idem benedenstrooms van de noodkering:
 $10.h_2.32,3.31,45 = 10158.h_2$
- waterdruk tegen de onderkant:
 $-10.(h_2 + 1).32,3.42,2 = -13631 - 13631.h_2$
- gewicht noodkering: $32,3.21.14,8 = 10039 \text{ kN.}$

De totale verticale belasting is:

$$\Sigma F_v = 212063 - 3473.h_2$$

Per zijde kan de drempel dus opnemen:

$$F_w = \frac{1}{2} \cdot 0,65 \cdot \Sigma F_v / 2 = 34460 - 564.h_2$$

Resultierend is er te zeggen dat op het grondvlak van de pijler een wrijvingskracht moet kunnen werken met de volgende componenten:

- in de stroomrichting:

$$\begin{aligned} F_y &= 165121 - 256.h_2^2 - (54328 - 1404.h_2) - (34460 - 564.h_2) \\ &= 76333 + 1968.h_2 - 256.h_2^2 \end{aligned}$$

- in de damasrichting:

$$F_x = 52429 - 80 \cdot h_2^2$$

Dit is als volgt uit te drukken:

$$f \cdot F_v = \sqrt{F_x^2 + F_y^2}$$

waarbij geëist wordt dat:

$$f \leq \frac{1}{2} \cdot 0,65 = 0,325$$

Voor verschillende waarden van h_2 is in onderstaande tabel de waarde van f berekend.

h_2	F_v (kN)	F_x (kN)	F_y (kN)	$f \cdot F_v$ (kN)	f
0	337250	76333	52429	92604	0,275
2	325400	79245	52109	94843	0,291
4	313550	80109	51149	95046	0,303
6	301700	78925	49549	93189	0,309
8	289850	75693	47309	89261	0,308
10	278000	70413	44429	83258	0,299

Uit bovenstaande tabel valt de conclusie te trekken dat altijd geldt:

$$f < 0,325$$

Indien de voorgaande berekening herhaalt zou worden met $h_0 = 25,0$ m. i.p.v. $h_0 = 25,6$ m. resulteren er nog kleinere waarden voor f .

Nu moet er nog gecontroleerd worden of de resultante altijd in de kern ligt. Er zijn hierbij in principe zes belastingsituaties te onderscheiden:

A : aan een kant van de pijler is de schuif en aan de andere zijde de noodkering gesloten.

B : aan weerszijden van de pijler zijn de schuiven gesloten.

C : aan weerszijden van de pijler is de noodkering geplaatst.

D : aan een zijde is de schuif gesloten en aan de andere zijde wordt water afgevoerd.

E : aan een zijde is de noodkering geplaatst en aan de andere zijde wordt water afgevoerd.

F : aan beide zijden van de pijler wordt water afgevoerd.

De resultante van de belasting zal niet in het zwaartepunt van het grondvlak liggen doordat de verschillende componenten van de belasting excentrisch liggen t.o.v. dit zwaartepunt maar voornamelijk

doordat de horizontale waterdruk tegen pijler en waterkering een groot moment heeft t.o.v. het zwaartepunt. Aangezien bij de laatste drie belastingsituaties de horizontale waterdruk geringer is dan bij de eerste drie zijn dezen als niet maatgevend te beschouwen. De eerste drie belastingsituaties zullen hier gecontroleerd worden, begonnen wordt met belasting A.

In de eerste plaats is het nodig om te weten waar het zwaartepunt van het pijlerlichaam ligt t.o.v. het zwaartepunt van het grondvlak. Het bovenaanzicht van de pijler is op blz. 160 getekend. Gemakshalve wordt de pijler hierbij in twee delen gesplitst: een gedeelte boven niveau 115⁺, aangeduid als pijler, en een gedeelte onder niveau 115⁺, aangeduid als vleugels.

Het laatste deel is een vierkante grondplaat die overal even dik is zodat het zwaartepunt hiervan samenvalt met die van het grondvlak. Het gewicht van deze plaat is:

$$G = 24 \cdot 2,5 \cdot 42,2 \cdot 18,9 = 47855 \text{ kN.}$$

Het volume van de pijler is:

$$\begin{aligned} V_p &= 27 \cdot (46,7 + 10,9 \cdot 1,3 + 12 \cdot 10,9 + 4 \cdot 3,3 + \frac{1}{2} \cdot 10 \cdot 10,9 \\ &\quad + 46,7) \\ &= 9181,89 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

De excentriciteit hiervan t.o.v. de bovenstroomse rand is:

$$\begin{aligned} V_p \cdot y_0 &= 27 \cdot (46,7 \cdot 3,14 + 10,9 \cdot 1,3 \cdot 6,10 + 4 \cdot 8,5 \cdot 8,75 + 12 \cdot \\ &\quad \cdot 10,9 \cdot 16,75 + 4 \cdot 3,3 \cdot 24,75 + \frac{1}{2} \cdot 10 \cdot 10,9 \cdot 30,08 + \\ &\quad + 46,7 \cdot 34,06) \\ &= 619509,7 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

dus:

$$y_0 = \frac{619509,7}{9181,89} = 18,46 \text{ m.}$$

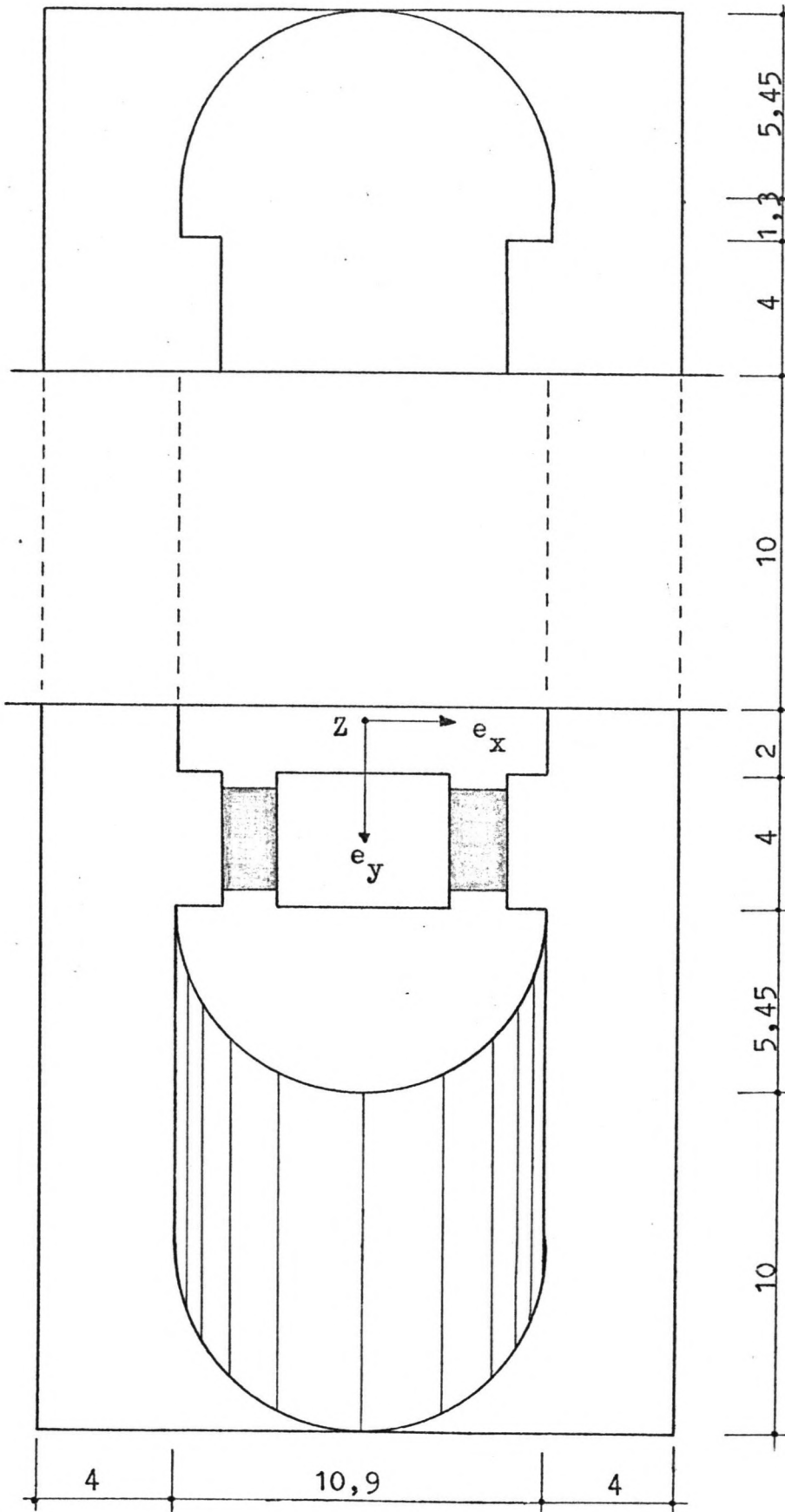
en de excentriciteit t.o.v. het zwaartepunt van het grondvlak is:

$$e_y = 18,46 - \frac{1}{2} \cdot 42,2 = -2,64 \text{ m.}$$

De verticale belasting bestaat uit de volgende onderdelen met bijbehorende excentriciteiten. De excentriciteiten zijn eenvoudig uit de figuur op blz. 160 af te leiden. De waterstand bovenstrooms is $h_0 = 25,6$ m. Verder wordt nog opgemerkt dat de opening aan de positieve x-zijde verondersteld wordt te zijn afgesloten met een noodkering.

- pijler:	$G = 220365 \text{ kN.}$	$e_x = 0$	$e_y = -2,64 \text{ m.}$
- vleugels:	$G = 47855 \text{ kN.}$	$e_x = 0$	$e_y = 0$
- torens:	$G = 4514 \text{ kN.}$	$e_x = 0$	$e_y = 3,65 \text{ m.}$

Bovenaanzicht pijler (schaal 1 : 200)



- schuif: het aangrijpingspunt van het schuifgewicht op de pijler ligt daar waar de kabels aan de schuif vastgemaakt zijn en dit is verondersteld in het midden van de schuifnis te zijn. Aan een zijde van de pijler is de schuif geheven en aan de andere zijde gesloten.

$$G = \frac{1}{2} \cdot 6448 = 3224 \text{ kN. } e_x = 4,85 \text{ m. } e_y = 3,65 \text{ m.}$$

$$G = \frac{1}{2} \cdot 5642 = 2821 \text{ kN. } e_x = -4,85 \text{ m. } e_y = 3,65 \text{ m.}$$

- schotbalken: alleen het deel dat op de vleugels rust doet mee.

$$G = 1243 \text{ kN. } e_x = 7,45 \text{ m. } e_y = -12,35 \text{ m.}$$

- contragewichten: $G = 7254 \text{ kN. } e_x = 0 \quad e_y = 3,65 \text{ m.}$

- bewegingswerk: hiervoor is in VI.5 aangenomen dat ze een gewicht van 200 ton per pijler hebben en dat het zwaartepunt 2 m. uit het hart van de heftoren ligt.

$$G = 2000 \text{ kN } e_x = 0 \quad e_y = 5,65 \text{ m.}$$

- brug: $G = 24576 \text{ kN. } e_x = 0 \quad e_y = -5,35 \text{ m.}$

- waterdruk tegen de onderkant van de pijler en vleugels:

$$W = -10 \cdot (h_2 + 2,5) \cdot 18,9 \cdot 42,2$$

$$= -7976 \cdot h_2 - 19940 \text{ kN.}$$

$$e_x = 0 \quad e_y = 0$$

- waterdruk op de bovenkant van de vleugels, het oppervlak waarover deze waterdruk werkt is gemakshalve in een aantal kleine stukjes verdeeld waarvoor hieronder de belasting en excentriciteiten vermeld worden:

$$12,7 \cdot 256 = 3251 \text{ kN } e_x = 0 \quad e_y = -19,9 \text{ m.}$$

$$2 \cdot 1,2 \cdot 4 \cdot 256 = 2458 \text{ kN. } e_x = 0 \quad e_y = -12,35 \text{ m.}$$

$$8 \cdot 10,75 \cdot 256 = 22016 \text{ kN. } e_x = 0 \quad e_y = -15,73 \text{ m.}$$

$$4 \cdot 16 \cdot 256 = 16384 \text{ kN. } e_x = -7,45 \text{ m. } e_y = -2,35 \text{ m.}$$

$$1,2 \cdot 4 \cdot 256 = 1229 \text{ kN. } e_x = -4,85 \text{ m. } e_y = 3,65 \text{ m.}$$

$$1,2 \cdot 4 \cdot 10 \cdot h_2 = 48 \cdot h_2 \text{ kN. } e_x = 4,85 \text{ m. } e_y = 3,65 \text{ m.}$$

$$16 \cdot 4 \cdot 10 \cdot h_2 = 640 \cdot h_2 \text{ kN. } e_x = 7,45 \text{ m. } e_y = -2,35 \text{ m.}$$

$$12,7 \cdot 10 \cdot h_2 = 127 \cdot h_2 \text{ kN. } e_x = 0 \quad e_y = 19,9 \text{ m.}$$

$$15,45 \cdot 8 \cdot 10 \cdot h_2 = 1236 \cdot h_2 \text{ kN. } e_x = 0 \quad e_y = 13,38 \text{ m.}$$

In dit geval is de totale verticale belasting:

$$\Sigma F_v = 339250 - 5925 \cdot h_2$$

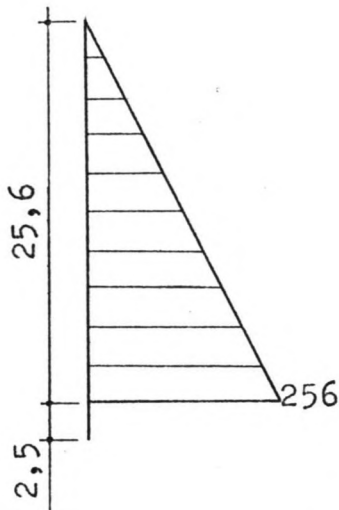
en verder is:

$$\Sigma F_v \cdot e_x = -116807 + 5001 \cdot h_2$$

$$\Sigma F_v \cdot e_y = -1127658 + 17736 \cdot h_2$$

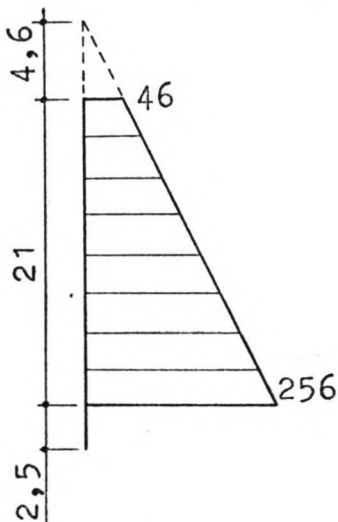
Daarnaast werkt er t.o.v. het zwaartepunt van het grondvlak nog een moment op de pijler t.g.v. de horizontale waterdruk. In de stroomrichting gezien bestaat deze uit de volgende delen:

- op de bovenstroomse zijde van de pijler:



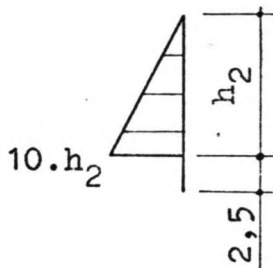
$$M_y = 10,9 \cdot \frac{1}{2} \cdot 256 \cdot 25,6 \cdot \left(2,5 + \frac{1}{3} \cdot 25,6\right) = 394079 \text{ kNm.}$$

- op de bovenstroomse zijde van de waterkering:



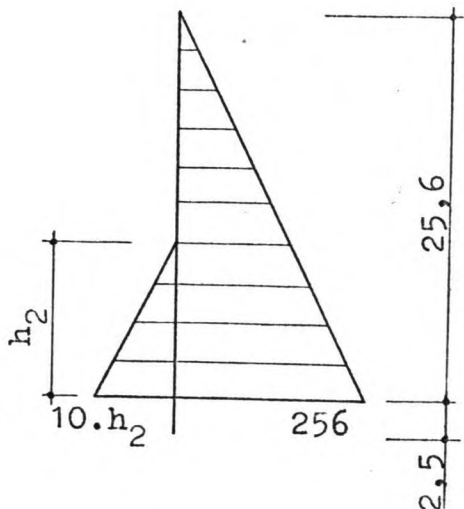
$$M_y = 40,3 \cdot \left\{ 46 \cdot 21 \cdot \left(2,5 + \frac{1}{2} \cdot 21\right) + \frac{1}{2} \cdot 210 \cdot 21 \cdot \left(2,5 + \frac{1}{3} \cdot 21\right) \right\} = 1350272 \text{ kNm.}$$

- op de benedenstroomse zijde van de waterkering en de pijler:



$$M_y = 51,2 \cdot \frac{1}{2} \cdot h_2 \cdot 10 \cdot h_2 \cdot \left(2,5 + \frac{1}{3} \cdot h_2\right) = 640 \cdot h_2^2 + 85 \cdot h_2^3$$

In de damasrichting heffen de horizontale waterdrukken op de pijler bovenstrooms van de noodkering en benedenstrooms van de schuif elkaar op. Over het resterende gedeelte van 16 m. is het moment:



$$M_x = 16 \cdot \left\{ \frac{1}{2} \cdot 25,6 \cdot 256 \cdot \left(2,5 + \frac{1}{3} \cdot 25,6 \right) - \frac{1}{2} \cdot h_2 \cdot 10 \cdot h_2 \cdot \left(2,5 + \frac{1}{3} \cdot h_2 \right) \right\}$$

$$= 578464 - 200 \cdot h_2^2 - 27 \cdot h_2^3$$

De totale belasting op de ondergrond bestaat dus uit:

- een verticale belasting:

$$\Sigma F_v = 339250 - 5925 \cdot h_2$$

- een kantelmoment in de damasrichting:

$$\Sigma M_x = 461657 + 5001 \cdot h_2 - 200 \cdot h_2^2 - 27 \cdot h_2^3$$

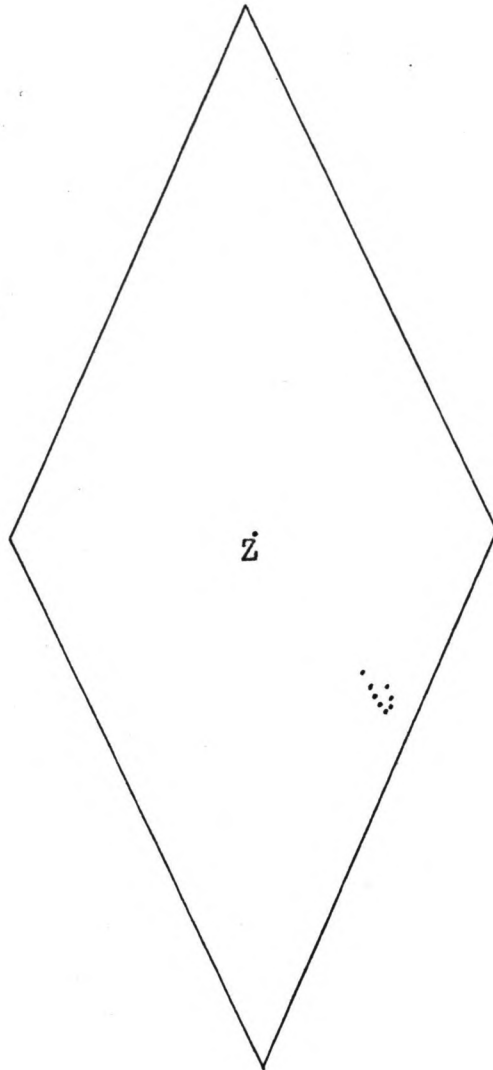
- een kantelmoment in de stroomrichting:

$$\Sigma M_y = 616693 + 1773 \cdot h_2 - 640 \cdot h_2^2 - 85 \cdot h_2^3$$

Voor verschillende waarden van h_2 is nu uit te rekenen waar de resultante van de belasting het grondvlak doorsnijdt. In de volgende tabel is dit gedaan.

h_2 (m)	ΣF_v (kN)	ΣM_x (kNm)	e_x (m)	ΣM_y (kNm)	e_y (m)
0	339250	461657	1,36	616693	1,82
2	327400	470643	1,44	648925	1,98
4	315550	476733	1,51	671957	2,13
6	303700	478631	1,58	681709	2,24
8	291850	475041	1,63	674101	2,31
10	280000	464667	1,66	645053	2,30
12	268150	446213	1,66	590485	2,20
14	256300	418383	1,63	506317	1,98

In de volgende figuur (schaal 1 : 100) is de kern van het grondvlak getekend en zijn tevens de coördinaten uit de vorige tabel aangegeven. Zoals uit deze figuur blijkt ligt de resultante bij deze belastingsituatie altijd in de kern.



Vervolgens wordt voor belastinggeval B (aan beide zijden van de stuw zijn de schuiven gesloten) gecontroleerd of de pijler aan de eis m.b.t. kantelstabiliteit voldoet. Aangezien dit een symmetrisch belastinggeval is is er geen kantelmoment in de damasrichting aanwezig. De verticale belasting bestaat uit de volgende componenten met bijbehorende excentriciteiten. Voor alle componenten geldt: $e_x = 0$.

- pijler:	$G = 220365 \text{ kN.}$	$e_y = -2,64 \text{ m.}$
- vleugels:	$G = 47855 \text{ kN.}$	$e_y = 0$
- heftorens:	$G = 4514 \text{ kN.}$	$e_y = 3,65 \text{ m.}$
- schuif (gesloten):	$G = 5642 \text{ kN.}$	$e_y = 3,65 \text{ m.}$
- contragewichten:	$G = 7254 \text{ kN.}$	$e_y = 3,65 \text{ m.}$
- bewegingswerk:	$G = 2000 \text{ kN.}$	$e_y = 5,65 \text{ m.}$
- brug:	$G = 24576 \text{ kN.}$	$e_y = -5,35 \text{ m.}$

- waterdruk tegen de onderkant van de pijler en de vleugels:

$$W = -7976 \cdot h_2 - 19940 \text{ kN. } e_y = 0$$

- waterdruk op de bovenkant van de vleugels:

12,7.256 = 3251 kN.	$e_y = -19,9 \text{ m.}$
2.1,2.4.256 = 2458 kN.	$e_y = -12,35 \text{ m.}$
2.1,2.4.256 = 2458 kN.	$e_y = 3,65 \text{ m.}$
26,75.8.256 = 54784 kN.	$e_y = -7,73 \text{ m.}$
12,7.10.h ₂ = 127.h ₂ kN.	$e_y = 19,9 \text{ m.}$
15,45.8.10.h ₂ = 1236.h ₂ kN.	$e_y = 13,38 \text{ m.}$

De totale verticale belasting is:

$$\Sigma F_v = 355217 - 6613 \cdot h_2$$

$$\Sigma F_v \cdot e_y = -1147959 + 19065 \cdot h_2$$

Daarnaast werkt er t.o.v. het zwaartepunt van het grondvlak nog een moment in de stroomrichting op de pijler t.g.v. de horizontale waterdruk. De grootte hiervan is bij belastinggeval A al bepaald.

Het resultaat is:

$$\begin{aligned} M_y &= 394079 + 1350272 - (640 \cdot h_2^2 + 85 \cdot h_2^3) \\ &= 1744351 - 640 \cdot h_2^2 - 85 \cdot h_2^3 \end{aligned}$$

De totale belasting op de ondergrond bestaat dus uit:

- een verticale belasting:

$$\Sigma F_v = 355217 - 6613 \cdot h_2$$

- een kantelmoment in de stroomrichting:

$$\Sigma M_y = 596392 + 19065 \cdot h_2 - 640 \cdot h_2^2 - 85 \cdot h_2^3$$

De plaats waar de resultante van de belasting het grondvlak doorsnijdt is nu te bepalen.

$$e_y = \frac{\Sigma M_y}{\Sigma F_v} = \frac{596392 + 19065 \cdot h_2 - 640 \cdot h_2^2 - 85 \cdot h_2^3}{355217 - 6613 \cdot h_2}$$

Als dit punt binnen de kern ligt is aan de eis m.b.t. de kantelstabiliteit voldaan. De waarde van h_2 waarvoor e_y een extreme waarde bereikt is d.m.v. differentiatie te bepalen. Dit blijkt te zijn: $h_2 = 9,2 \text{ m.}$ Invullen van deze waarde in de uitdrukking voor e_y levert op dat een extreme waarde is:

$$e_y = 2,21 \text{ m.}$$

Dit punt ligt binnen de kern als

$$-\frac{1}{6} \cdot L < e_y < \frac{1}{6} \cdot L$$

waarin L de lengte van de pijler is ($L = 42,2 \text{ m.}$) zodat er moet gelden:

$$-7,03 < e_y < 7,03$$

De berekende waarde voor e_y voldoet hieraan.

Tenslotte wordt voor belastinggeval C (aan beide zijden van de pijler is de noodkering geplaatst) gecontroleerd of de pijler aan de eis m.b.t. de kantelstabiliteit voldoet. Evenals belastinggeval B is dit een symmetrisch belastinggeval. De verticale belasting op de ondergrond bestaat uit de volgende componenten:

- pijler:	G = 220365 kN.	$e_y = -2,64$ m.
- vleugels:	G = 47855 kN.	$e_y = 0$
- heftorens:	G = 4514 kN.	$e_y = 3,65$ m.
- schuif (geheven):	G = 6448 kN.	$e_y = 3,65$ m.
- noodkering:	G = $8.21.14,8 = 2486$ kN.	$e_y = -12,35$ m.
- contragewichten:	G = 7254 kN.	$e_y = 3,65$ m.
- bewegingswerk:	G = 2000 kN.	$e_y = 5,65$ m.
- brug:	G = 24576 kN.	$e_y = -5,35$ m.
- waterdruk tegen de onderkant van de pijler en de vleugels:	$W = -7976.h_2 - 19940$ kN.	$e_y = 0$
- waterdruk op de bovenkant van de vleugels:		
	$12,7.256 = 3251$ kN.	$e_y = -19,9$ m.
	$2.1,2.4.256 = 2458$ kN.	$e_y = -12,35$ m.
	$8.10,75.256 = 22016$ kN.	$e_y = -15,73$ m.
	$2.1,2.4.10.h_2 = 96.h_2$ kN.	$e_y = 3,65$ m.
	$12,7.10.h_2 = 127.h_2$ kN.	$e_y = 19,9$ m.
	$31,45.8.10.h_2 = 2516.h_2$ kN.	$e_y = 5,38$ m.

De totale verticale belasting is:

$$\Sigma F_v = 323283 - 5237.h_2$$

$$\Sigma F_v \cdot e_y = -1107522 + 16414.h_2$$

Daarnaast werken er t.o.v. het zwaartepunt van het grondvlak nog momenten op de pijler t.g.v. de horizontale waterdruk en de windbelasting op de geheven schuiven en de heftoren. De grootte van het eerste moment is bij belastinggeval A al bepaald. Het resultaat is:

$$M_y = 1744351 - 640.h_2^2 - 85.h_2^3$$

De schuif is 21 m. hoog en de pijlers staan hart-op-hart 51,2 m. Het door de wind getroffen oppervlak is bij benadering:

$$A = 21.51,2 = 1075 \text{ m}^2$$

Als windbelasting wordt de waarde uit de VOSB ($q = 1,5 \text{ kN/m}^2$) aangehouden. In geheven stand bevindt het middelpunt van de schuif

zich op $150,5^+$. De onderkant van de pijler ligt op $112,5^+$ zodat de hefboomsarm van deze belasting 38 m. bedraagt. Het door de wind veroorzaakte kantelmoment bedraagt:

$$M_y = 1,5 \cdot 1075 \cdot 38 = 61286 \text{ kNm.}$$

De totale belasting op de ondergrond bestaat dus uit:

- een verticale belasting:

$$\Sigma F_v = 323283 - 5237 \cdot h_2$$

- een kantelmoment in de stroomrichting:

$$\Sigma M_y = 698115 + 16414 \cdot h_2 - 640 \cdot h_2^2 - 85 \cdot h_2^3$$

De plaats waar de resultante van de belasting het grondvlak doorsnijdt is nu te bepalen.

$$e_y = \frac{698115 + 16414 \cdot h_2 - 640 \cdot h_2^2 - 85 \cdot h_2^3}{323283 - 5237 \cdot h_2}$$

D.m.v. differentiatie is te bepalen voor welke h_2 e_y een extreme waarde bereikt. Dit blijkt te zijn voor $h_2 = 8,7$ m. Invullen van deze waarde in de uitdrukking voor e_y levert op:

$$e_y = 2,65 \text{ m.}$$

en dit ligt ruimschoots in de kern zodat ook voor dit belastinggeval de pijler aan de eis m.b.t. kantelstabiliteit voldoet.

Bij de voorgaande berekeningen van het aangrijppingspunt van de resultante op het grondvlak is aangenomen dat de maatgevende bovenwaterstand $h_0 = 25,6$ m. is. Om na te gaan of $h_0 = 25,6$ m. inderdaad maatgevend is zijn de voorgaande berekeningen te herhalen met een lagere waarde voor h_0 bijvoorbeeld $h_0 = 25,0$ m.

Omdat deze berekeningen op precies dezelfde wijze verlopen als de voorgaande berekeningen (er veranderen alleen een paar getallen) is het niet zinvol om ze hier volledig te herhalen, alleen de resultaten worden vermeld.

Bij belastinggeval A zijn de coördinaten van de plaats waar de resultante van de belasting het grondvlak doorsnijdt in de volgende tabel vermeld.

h_2 (m)	e_x (m)	e_y (m)
0	1,26	1,60
2	1,33	1,75
4	1,40	1,89
6	1,46	2,00
8	1,51	2,05
10	1,53	2,04
12	1,53	1,92
14	1,49	1,68

Bij belastinggeval B treedt een extreme waarde voor e_y op bij $h_2 = 9,0$ m. De extreme waarde is: $e_y = 1,95$ m.

Bij belastinggeval C zijn deze waarden respectievelijk $h_2 = 8,4$ m. en $e_y = 2,37$ m.

Vergelijking van de bovenvermelde waarden voor e_x en e_y met de corresponderende waarden indien $h_0 = 25,6$ m. levert op dat ze zijn afgenomen zodat geconcludeerd kan worden dat $h_0 = 25,6$ m. de maatgevende waterstand bovenstrooms van de stuw is.

Formeel moet ook de stabiliteit van de stenen drempel waarop de stuw staat onderzocht worden. In het kader van deze studie wordt dit nagelaten. Wel zal bepaald worden wat of de maximale korreldruk onder de pijler is.

Aangezien de resultante van de belasting altijd in de kern ligt, dit is hiervoor aangetoond, is de spanning onder een willekeurig punt van de pijler te bepalen m.b.v. de formule:

$$\sigma = \frac{F_v}{A} + \frac{M_x \cdot x}{I_x} + \frac{M_y \cdot y}{I_y}$$

Hierin zijn:

x en y : de coördinaten van het beschouwde punt t.o.v. het zwaartepunt van het grondvlak.

$$A = 42,2 \cdot 18,9 = 797,6 \text{ m}^2$$

$$I_x = \frac{1}{12} \cdot 42,2 \cdot 18,9^3 = 23742 \text{ m}^4$$

$$I_y = \frac{1}{12} \cdot 18,9 \cdot 42,2^3 = 118364 \text{ m}^4$$

De grootheden F_v , M_x en M_y hangen van de belasting af. De mogelijke belastingsituaties zijn op blz. 158 al vermeld. Bij de belastinggevallen A, B en C is het mogelijk dat er water over de waterkering stroomt. Op blz. 125 is het verband tussen de waterstanden bovenstrooms en benedenstrooms van de stuw al bepaald. Bij de hierna volgende bepaling van F_v , M_x en M_y voor de belastinggevallen A, B en C wordt er voorlopig van uit gegaan dat de benedenwaterstand niet boven de bovenkant van de drempel uitkomt. De waterstand bovenstrooms van de stuw t.o.v. bovenkant drempel wordt aangeduid met h_0 , de waterstand benedenstrooms van de stuw t.o.v. onderkant pijler wordt aangeduid met h_2 .

Bij belastinggeval A bestaat de verticale belasting uit de volgende onderdelen (zie ook blz. 159 en 161):

- pijler:	G = 220365 kN.	$e_x = 0$	$e_y = -2,64 \text{ m.}$
- vleugels:	G = 47855 kN.	$e_x = 0$	$e_y = 0$
- heftorens:	G = 4514 kN.	$e_x = 0$	$e_y = 3,65 \text{ m.}$
- schuif (geheven):	G = 3224 kN.	$e_x = -4,85 \text{ m.}$	$e_y = 3,65 \text{ m.}$
- schuif (gesloten):	G = 2821 kN.	$e_x = 4,85 \text{ m.}$	$e_y = 3,65 \text{ m.}$
- noodkering:	G = 1243 kN.	$e_x = 0$	$e_y = -12,35 \text{ m.}$
- contragewichten:	G = 7254 kN.	$e_x = 0$	$e_y = 3,65 \text{ m.}$
- bewegingswerk:	G = 2000 kN.	$e_x = 0$	$e_y = 5,65 \text{ m.}$
- brug:	G = 24576 kN.	$e_x = 0$	$e_y = -5,35 \text{ m.}$
- waterdruk tegen de onderkant:	$W = -7976 \cdot h_2 \text{ kN.}$	$e_x = 0$	$e_y = 0$

- waterdruk op de pijler:

127.h ₀ kN.	e _x = 0	e _y = -19,9 m.
96.h ₀ kN.	e _x = 0	e _y = -12,35 m.
860.h ₀ kN.	e _x = 0	e _y = -15,73 m.
640.h ₀ kN.	e _x = -7,45 m.	e _y = -2,35 m.
48.h ₀ kN.	e _x = -4,85 m.	e _y = 3,65 m.

In dit geval geldt er dus:

$$\Sigma F_v = 313852 + 1771.h_0 - 7976.h_2$$

$$\Sigma F_v \cdot e_x = 11215 - 5001.h_0$$

$$\Sigma F_v \cdot e_y = -652279 - 18570.h_0$$

T.g.v. de horizontale waterdruk werken er nog de volgende momenten op de pijler (aangenomen is dat $h_0 \geq 21$ m.):

$$M_x = 16 \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot g \cdot h_0^2 \cdot (2,5 + \frac{1}{3} \cdot h_0) = 200 \cdot h_0^2 + 27 \cdot h_0^3$$

$$M_y = 10,9 \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot g \cdot h_0^2 \cdot (2,5 + \frac{1}{3} \cdot h_0) + 40,3 \cdot \frac{1}{2} \cdot 210 \cdot 21 \cdot (2,5 + \frac{1}{3} \cdot 21) + 10 \cdot (h_0 - 21) \cdot 21 \cdot (2,5 + \frac{1}{2} \cdot 21)$$

$$= -1466215 + 110019 \cdot h_0 + 136 \cdot h_0^2 + 18 \cdot h_0^3$$

Verder werkt er op de geheven schuif en de heftoren een windbelasting. Per pijler is deze groot:

$$F_w = 21 \cdot (10,9 + \frac{1}{2} \cdot 40,3) \cdot 1,5 = 978 \text{ kN.}$$

Deze veroorzaakt een moment:

$$M_y = F_w \cdot 38 = 37167 \text{ kNm.}$$

Resultierend geldt er:

$$\Sigma F_v = 313852 + 1771.h_0 - 7976.h_2$$

$$\Sigma M_x = 11215 - 5001.h_0 + 200 \cdot h_0^2 + 27 \cdot h_0^3$$

$$\Sigma M_y = -2081327 + 91449 \cdot h_0 + 136 \cdot h_0^2 + 18 \cdot h_0^3$$

Er valt eenvoudig in te zien dat σ maximaal is als h_2 minimaal is. Voor een aantal combinaties van h_0 en h_2 uit de tabel op blz. 125 wordt nu σ bepaald.

t(h)	28	32	36
h ₀ (m)	24,9	25,5	25,6
h ₂ (m)	0	0,8	2,1
ΣF_v (kN)	357950	352632	342440
ΣM_x (kNm)	427525	461437	457246
ΣM_y (kNm)	557963	637521	650886
σ (kN/m ²)	718	739	727

Uit deze tabel blijkt dat de maximale korreldruk voor dit belastinggeval bedraagt:

$$\sigma = 739 \text{ kN/m}^2$$

Bij belastinggeval B bestaat de verticale belasting uit de volgende onderdelen:

- pijler:	G = 220365 kN.	$e_y = -2,64 \text{ m.}$
- vleugels:	G = 47855 kN.	$e_y = 0$
- heftorens:	G = 4514 kN.	$e_y = 3,65 \text{ m.}$
- schuif:	G = 5642 kN.	$e_y = 3,65 \text{ m.}$
- contragewichten:	G = 7254 kN.	$e_y = 3,65 \text{ m.}$
- bewegingswerk:	G = 2000 kN.	$e_y = 5,65 \text{ m.}$
- brug:	G = 24576 kN.	$e_y = -5,35 \text{ m.}$
- waterdruk tegen de onderkant:	$W = -7976 \cdot h_2 \text{ kN.}$	$e_y = 0$
- waterdruk op de pijler:	$W = 127 \cdot h_0 \text{ kN.}$	$e_y = -19,9 \text{ m.}$
	$96 \cdot h_0 \text{ kN.}$	$e_y = -12,35 \text{ m.}$
	$96 \cdot h_0 \text{ kN.}$	$e_y = 3,65 \text{ m.}$
	$2140 \cdot h_0 \text{ kN.}$	$e_y = -7,73 \text{ m.}$

Voor dit belastinggeval geldt er dus:

$$\Sigma F_v = 312206 + 2459 \cdot h_0 - 7976 \cdot h_2$$

$$\Sigma F_v \cdot e_y = -638399 - 19905 \cdot h_0$$

T.g.v. de horizontale waterdruk werkt er het volgende moment op de pijler, aangenomen dat $h_0 \geq 21 \text{ m.}$:

$$M_y = -1466215 + 110019 \cdot h_0 + 136 \cdot h_0^2 + 18 \cdot h_0^3$$

Als het moment t.g.v. de windbelasting wordt verwaarloosd is de resulterende belasting:

$$\Sigma F_v = 312206 + 2459 \cdot h_0 - 7976 \cdot h_2$$

$$\Sigma M_y = -2104614 + 90114 \cdot h_0 + 136 \cdot h_0^2 + 18 \cdot h_0^3$$

Er is eenvoudig in te zien dat de gronddruk maximaal is als h_2 minimaal is.

Voor een aantal combinaties van h_0 en h_2 uit de tabel op blz. 125 wordt nu σ bepaald.

t(h)	28	32	36
h_0 (m)	24,9	25,5	25,6
h_2 (m)	0	0,8	2,1
ΣF_v (kN)	373435	368530	358407
ΣM_x (kNm)	501434	580192	593423
σ (kN/m ²)	558	565	555

Uit deze tabel blijkt dat voor dit belastinggeval de maximale korreldruk bedraagt:

$$\sigma = 565 \text{ kN/m}^2$$

Bij belastinggeval C bestaat de verticale belasting uit de volgende onderdelen:

- pijler:	G = 220365 kN.	$e_y = -2,64 \text{ m.}$
- vleugels:	G = 47855 kN.	$e_y = 0$
- heftorens:	G = 4514 kN.	$e_y = 3,65 \text{ m.}$
- schuif:	G = 6448 kN.	$e_y = 3,65 \text{ m.}$
- noodkering:	G = 2486 kN.	$e_y = -12,35 \text{ m.}$
- contragewichten:	G = 7254 kN.	$e_y = 3,65 \text{ m.}$
- bewegingswerk:	G = 2000 kN.	$e_y = 5,65 \text{ m.}$
- brug:	G = 24576 kN.	$e_y = -5,35 \text{ m.}$
- waterdruk tegen de onderkant:	$W = -7976 \cdot h_2 \text{ kN.}$	$e_y = 0$
- waterdruk op de pijler:	$W = 127 \cdot h_0 \text{ kN.}$	$e_y = -19,9 \text{ m.}$
	$96 \cdot h_0 \text{ kN.}$	$e_y = -12,35 \text{ m.}$
	$860 \cdot h_0 \text{ kN.}$	$e_y = -15,73 \text{ m.}$

Voor dit belastinggeval geldt er dus:

$$\Sigma F_v = 315498 + 1083 \cdot h_0 - 7976 \cdot h_2$$

$$\Sigma F_v \cdot e_y = -666159 - 17241 \cdot h_0$$

T.g.v. de horizontale waterdruk werkt er het volgende moment op de pijler:

$$M_y = -1466215 + 110019 \cdot h_0 + 136 \cdot h_0^2 + 18 \cdot h_0^3$$

T.g.v. de windbelasting op de torens en de geheven schuif werkt er het volgende moment op de pijler:

$$M_y = 61286 \text{ kNm (zie blz. 167)}$$

De resulterende belasting bedraagt:

$$\Sigma F_v = 315498 + 1083 \cdot h_0 - 7976 \cdot h_2$$

$$\Sigma M_y = -2071088 + 92778 \cdot h_0 + 136 \cdot h_0^2 + 18 \cdot h_0^3$$

Voor een aantal combinaties van h_0 en h_2 uit de tabel op blz. 125 wordt nu de gronddruk bepaald.

t(h)	28	32	36
h_0 (m)	24,9	25,5	25,6
h_2 (m)	0	0,8	2,1
ΣF_v (kN)	342465	336734	326473
ΣM_y (kNm)	601294	681650	695148
σ (kN/m ²)	537	544	533

Uit deze tabel blijkt dat de maximale korreldruk onder de pijler voor dit belastinggeval bedraagt:

$$\sigma = 544 \text{ kN/m}^2$$

Bij de belastinggevallen D, E en F wordt er water geloosd. Voor deze belastinggevallen is het niet zo eenvoudig om een verband aan te geven tussen de mogelijkerwijs optredende waterstanden bovenstrooms en benedenstrooms van de stuw. Aangezien bij deze belastinggevallen de horizontale waterdruk tegen de waterkering gedeeltelijk of geheel ontbreekt is niet te verwachten dat ze maatgevend zijn voor de korrelspanning. Indien de korrelspanning onder de pijler zelfs bij een overschatting onder de waarde gevonden bij belastinggeval A blijft ($\sigma = 739 \text{ kN/m}^2$) is aangetoond dat dit het geval is. Uit bijlage 10 blijkt dat op het moment dat de schuif volledig geheven kan worden de waterstand benedenstrooms van de stuw boven de bovenkant van de drempel ligt. Als ondergrens voor de waterstand benedenstrooms van de stuw is dus te beschouwen: $h_2 = 0$. Hierbij is h_2 de waterstand benedenstrooms van de stuw t.o.v. de bovenkant van de drempel.

Indien de stuw als een volkomen overlaat werkt dan is bij de passage van de ontwerpafvoer de waterstand bovenstrooms van de stuw:

$h_0 = 21,2 \text{ m}$. Op de drempel treedt dan de grensdiepte $h_1 = \frac{2}{3} h_0$ op. Bij een lagere afvoer kan h_0 kleiner zijn, een hogere h_0 is mogelijk indien de stuw als een onvolkomen overlaat werkt.

Bij belastinggeval D bestaat de verticale belasting uit de volgende onderdelen (als afgesloten opening is die aan de negatieve x-zijde aangenomen):

- pijler:	$G = 220365 \text{ kN}$.	$e_x = 0$	$e_y = -2,64 \text{ m}$.
- vleugels:	$G = 47855 \text{ kN}$.	$e_x = 0$	$e_y = 0$
- heftorens:	$G = 4514 \text{ kN}$.	$e_x = 0$	$e_y = 3,65 \text{ m}$.
- schuif, geheven:	$G = 3224 \text{ kN}$.	$e_x = 4,85 \text{ m}$.	$e_y = 3,65 \text{ m}$.
- schuif, gesloten:	$G = 2821 \text{ kN}$.	$e_x = -4,85 \text{ m}$.	$e_y = 3,65 \text{ m}$.
- contragewichten:	$G = 7254 \text{ kN}$.	$e_x = 0$	$e_y = 3,65 \text{ m}$.
- bewegingswerk:	$G = 2000 \text{ kN}$.	$e_x = 0$	$e_y = 5,65 \text{ m}$.
- brug:	$G = 24576 \text{ kN}$.	$e_x = 0$	$e_y = -5,35 \text{ m}$.
- waterdruk tegen de onderkant:			
	$W = -19940 - 7976 \cdot h_2 \text{ kN}$.	$e_x = 0$	$e_y = 0$
- waterdruk op de pijler:			
	$W = 6,35 \cdot 10 \cdot h_1 = 64 \cdot h_1 \text{ kN}$.	$e_x = 3,6 \text{ m}$.	$e_y = -19,9 \text{ m}$.

$1,2.4.10.h_1 = 48.h_1$ kN.	$e_x = 4,85$ m.	$e_y = -12,35$ m.
$1,2.4.10.h_1 = 48.h_1$ kN.	$e_x = 4,85$ m.	$e_y = 3,65$ m.
$6,35.10.h_1 = 64.h_1$ kN.	$e_x = 3,6$ m.	$e_y = 19,9$ m.
$42,2.4.10.h_1 = 1688.h_1$ kN.	$e_x = 7,45$ m.	$e_y = 0$
$6,35.10.h_0 = 64.h_0$ kN.	$e_x = -3,6$ m.	$e_y = -19,9$ m.
$1,2.4.10.h_0 = 48.h_0$ kN.	$e_x = -4,85$ m.	$e_y = -12,35$ m.
$1,2.4.10.h_0 = 48.h_0$ kN.	$e_x = -4,85$ m.	$e_y = 3,65$ m.
$26,75.4.10.h_0 = 1070.h_0$ kN.	$e_x = -7,45$ m.	$e_y = -7,73$ m.
$6,35.10.h_2 = 64.h_2$ kN.	$e_x = -3,6$ m.	$e_y = 19,9$ m.
$15,45.4.10.h_2 = 618.h_2$ kN.	$e_x = -7,45$ m.	$e_y = 13,38$ m.

Voor dit belastinggeval geldt er dus:

$$\Sigma F_v = 292669 + 1230.h_0 + 1912.h_1 - 7294.h_2$$

$$\Sigma F_v \cdot e_x = 1955 - 8668.h_0 + 13502.h_1 - 4835.h_2$$

$$\Sigma F_v \cdot e_y = -636928 - 9962.h_0 - 418.h_1 + 9542.h_2$$

T.g.v. de horizontale waterdruk werken er de volgende momenten op de pijler, aangenomen dat $h_0 \geq 21$ m. is:

- op de bovenstroomse zijde van de pijler:

$$\begin{aligned} M_y &= 10,9 \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot g \cdot h_0^2 \cdot (2,5 + \frac{1}{3} \cdot h_0) \\ &= 136.h_0^2 + 18.h_0^3 \end{aligned}$$

- op de bovenstroomse zijde van de schuif:

$$\begin{aligned} M_y &= 20,15 \cdot \left\{ \frac{1}{2} \cdot 210 \cdot 21 \cdot (2,5 + \frac{1}{3} \cdot 21) + 10 \cdot (h_0 - 21) \cdot 21 \cdot (2,5 + \frac{1}{2} \cdot 21) \right\} \\ &= -733107 + 55010.h_0 \end{aligned}$$

- op de benedenstroomse zijde van de pijler en de schuif:

$$\begin{aligned} M_y &= -(20,15 + 10,9) \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot g \cdot h_2^2 \cdot (2,5 + \frac{1}{3} \cdot h_2) \\ &= -388.h_2^2 - 52.h_2^3 \end{aligned}$$

- op de zijkant van de pijler:

$$\begin{aligned} M_x &= 26,75 \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot g \cdot h_0^2 \cdot (2,5 + \frac{1}{3} \cdot h_0) \\ &= 334.h_0^2 + 45.h_0^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_x &= 15,45 \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot g \cdot h_2^2 \cdot (2,5 + \frac{1}{3} \cdot h_2) \\ &= 193.h_2^2 + 26.h_2^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_x &= -42,2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot g \cdot h_1^2 \cdot (2,5 + \frac{1}{3} \cdot h_1) \\ &= -528.h_1^2 - 70.h_1^3 \end{aligned}$$

T.g.v. de wind werkt er op de pijler een moment (zie blz.170):

$$M_y = 37107 \text{ kNm.}$$

De resulterende belasting op de pijler bedraagt:

$$\Sigma F_v = 292669 + 1230 \cdot h_0 + 1912 \cdot h_1 - 7294 \cdot h_2$$

$$\Sigma M_x = 1955 - 8668 \cdot h_0 + 334 \cdot h_0^2 + 45 \cdot h_0^3 + 13502 \cdot h_1 - 528 \cdot h_1^2 - 70 \cdot h_1^3 - 4835 \cdot h_2 + 193 \cdot h_2^2 + 26 \cdot h_2^3$$

$$\Sigma M_y = -1332928 + 45048 \cdot h_0 + 136 \cdot h_0^2 + 18 \cdot h_0^3 - 418 \cdot h_1 + 9542 \cdot h_2 - 388 \cdot h_2^2 - 52 \cdot h_2^3$$

Voor een aantal combinaties van h_0 en h_2 zal de maximum korrelspanning onder de pijler worden bepaald.

h_0 (m)	21,2	21,0	21,2
h_2 (m)	0	0	1
h_1 (m)	14,1	14,0	14,1
ΣF_v (kN)	345704	345267	338410
ΣM_x (kNm)	286253	277426	282087
ΣM_y (kNm)	-151174	-166098	-142072
σ (kN/m ²)	574	573	562

Uit de bovenstaande tabel blijkt dat de combinatie $h_0 = 0$ en $h_2 = 21,2$ m. een extreme waarde voor σ oplevert.

Bij belastinggeval E bestaat de verticale belasting uit de volgende onderdelen (als afgesloten opening is die aan de negatieve x-zijde aangenomen):

- pijler:	$G = 220365$ kN.	$e_x = 0$	$e_y = -2,64$ m.
- vleugels:	$G = 47855$ kN.	$e_x = 0$	$e_y = 0$
- heftorens:	$G = 4514$ kN.	$e_x = 0$	$e_y = 3,65$ m.
- schuif, geheven:	$G = 6448$ kN.	$e_x = 0$	$e_y = 3,65$ m.
- noodkering:	$G = 1243$ kN.	$e_x = -7,45$ m.	$e_y = -12,35$ m.
- contragewichten:	$G = 7254$ kN.	$e_x = 0$	$e_y = 3,65$ m.
- bewegingswerk:	$G = 2000$ kN.	$e_x = 0$	$e_y = 5,65$ m.
- brug:	$G = 24576$ kN.	$e_x = 0$	$e_y = -5,35$ m.
- waterdruk tegen de onderkant:			
	$W = -19940 - 7976 \cdot h_2$ kN.	$e_x = 0$	$e_y = 0$
- waterdruk op de pijler:			
	$W = 6,35 \cdot 10 \cdot h_0 = 64 \cdot h_0$ kN.	$e_x = -3,6$ m.	$e_y = -19,9$ m.
	$1,2 \cdot 4 \cdot 10 \cdot h_0 = 48 \cdot h_0$ kN.	$e_x = -4,85$ m.	$e_y = -12,35$ m.
	$10,75 \cdot 4 \cdot 10 \cdot h_0 = 430 \cdot h_0$ kN.	$e_x = -7,45$ m.	$e_y = -15,73$ m.
	$1,2 \cdot 4 \cdot 10 \cdot h_2 = 48 \cdot h_2$ kN.	$e_x = -4,85$ m.	$e_y = 3,65$ m.
	$6,35 \cdot 10 \cdot h_2 = 64 \cdot h_2$ kN.	$e_x = -3,6$ m.	$e_y = 19,9$ m.

$31,45 \cdot 4 \cdot 10 \cdot h_2 = 1258 \cdot h_2$ kN.	$e_x = -7,45$ m.	$e_y = 5,38$ m.
$6,35 \cdot 10 \cdot h_1 = 64 \cdot h_1$ kN.	$e_x = 3,6$ m.	$e_y = -19,9$ m.
$1,2 \cdot 4 \cdot 10 \cdot h_1 = 48 \cdot h_1$ kN.	$e_x = 4,85$ m.	$e_y = -12,35$ m.
$1,2 \cdot 4 \cdot 10 \cdot h_1 = 48 \cdot h_1$ kN.	$e_x = 4,85$ m.	$e_y = 3,65$ m.
$6,35 \cdot 10 \cdot h_1 = 64 \cdot h_1$ kN.	$e_x = 3,6$ m.	$e_y = 19,9$ m.
$42,2 \cdot 4 \cdot 10 \cdot h_1 = 1688 \cdot h_1$ kN.	$e_x = 7,45$ m.	$e_y = 0$

Voor dit belastinggeval geldt er dus:

$$\Sigma F_v = 294315 + 542 \cdot h_0 + 1912 \cdot h_1 - 6606 \cdot h_2$$

$$\Sigma F_v \cdot e_x = -9260 - 3667 \cdot h_0 + 13502 \cdot h_1 - 9835 \cdot h_2$$

$$\Sigma F_v \cdot e_y = -650808 - 8630 \cdot h_0 - 418 \cdot h_1 + 8217 \cdot h_2$$

T.g.v. de horizontale waterdruk, waarbij is aangenomen dat $h_0 \leq 21$ m., werken er de volgende momenten op de pijler (zie blz.174):

$$\begin{aligned} M_y &= (10,9 + 20,15) \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot g \cdot h_0^2 \cdot (2,5 + \frac{1}{3} \cdot h_0) \\ &= 388 \cdot h_0^2 + 52 \cdot h_0^3 \end{aligned}$$

$$M_y = -388 \cdot h_2^2 - 52 \cdot h_2^3$$

$$\begin{aligned} M_x &= 10,75 \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot g \cdot h_0^2 \cdot (2,5 + \frac{1}{3} \cdot h_0) \\ &= 134 \cdot h_0^2 + 18 \cdot h_0^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_x &= 31,45 \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot g \cdot h_2^2 \cdot (2,5 + \frac{1}{3} \cdot h_2) \\ &= 393 \cdot h_2^2 + 52 \cdot h_2^3 \end{aligned}$$

$$M_x = -528 \cdot h_1^2 - 70 \cdot h_1^3$$

T.g.v. de wind werkt er op de pijler een moment:

$$M_y = 61286 \text{ kNm.}$$

De resulterende belasting op de pijler bedraagt:

$$\Sigma F_v = 294315 + 542 \cdot h_0 + 1912 \cdot h_1 - 6606 \cdot h_2$$

$$\begin{aligned} \Sigma M_x &= -9260 - 3667 \cdot h_0 + 134 \cdot h_0^2 + 18 \cdot h_0^3 + 13502 \cdot h_1 - \\ &528 \cdot h_1^2 - 70 \cdot h_1^3 - 9835 \cdot h_2 + 393 \cdot h_2^2 + 52 \cdot h_2^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Sigma M_y &= -589522 - 8630 \cdot h_0 + 388 \cdot h_0^2 + 52 \cdot h_0^3 - 418 \cdot h_1 + \\ &8217 \cdot h_2 - 388 \cdot h_2^2 - 52 \cdot h_2^3 \end{aligned}$$

Voor een aantal combinaties van h_0 en h_2 zal de maximum korrelspanning onder de pijler worden bepaald.

h_0 (m)	9	10	11	12	13	11
h_2 (m)	0	0	0	0	0	1
h_1 (m)	6,0	6,7	7,3	8,0	8,7	7,3
ΣF_v (kN)	310665	312545	314235	316115	317995	307629
ΣM_x (kNm)	28597	31178	33771	35520	36669	24381
ΣM_y (kNm)	-600364	-587343	-571343	-550698	-522053	-563566
σ (kN/m ²)	508	509	509	509	506	496

Uit de bovenstaande tabel blijkt dat de combinatie $h_0 = 11$ m. en $h_2 = 0$ m. voor dit belastinggeval een extreme waarde voor σ oplevert.

Bij belastinggeval F is er sprake van een symmetrisch belastinggeval. De verticale belasting bestaat uit de volgende onderdelen:

- pijler:	$G = 220365$ kN.	$e_y = -2,64$ m.
- vleugels:	$G = 47855$ kN.	$e_y = 0$
- heftorens:	$G = 4514$ kN.	$e_y = 3,65$ m.
- schuif, geheven:	$G = 6448$ kN.	$e_y = 3,65$ m.
- contragewichten:	$G = 7254$ kN.	$e_y = 3,65$ m.
- bewegingswerk:	$G = 2000$ kN.	$e_y = 3,65$ m.
- brug:	$G = 24576$ kN.	$e_y = -5,35$ m.
- waterdruk tegen de onderkant:	$W = -19940 - 7976 \cdot h_2$ kN.	$e_y = 0$
- waterdruk op de pijler:	$W = 12,7 \cdot 10 \cdot h_1 = 127 \cdot h_1$ kN.	$e_y = -19,9$ m.
	$2,1, 2,4 \cdot 10 \cdot h_1 = 96 \cdot h_1$ kN.	$e_y = -12,35$ m.
	$2,1, 2,4 \cdot 10 \cdot h_1 = 96 \cdot h_1$ kN.	$e_y = 3,65$ m.
	$12,7 \cdot 10 \cdot h_1 = 127 \cdot h_1$ kN.	$e_y = 19,9$ m.
	$8,42, 2 \cdot 10 \cdot h_1 = 3376 \cdot h_1$ kN.	$e_y = 0$

Voor dit belastinggeval geldt er dus:

$$\Sigma F_v = 293072 + 3822 \cdot h_1 - 7976 \cdot h_2$$

$$\Sigma F_v \cdot e_y = -635457 - 835 \cdot h_1$$

T.g.v. de horizontale waterdruk werken er de volgende momenten op de pijler:

$$\begin{aligned} M_y &= 10,9 \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot g \cdot h_0^2 \cdot \left(2,5 + \frac{1}{3} \cdot h_0\right) \\ &= 136 \cdot h_0^2 + 18 \cdot h_0^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_y &= -10,9 \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot g \cdot h_2^2 \cdot \left(2,5 + \frac{1}{3} \cdot h_2\right) \\ &= -136 \cdot h_2^2 - 18 \cdot h_2^3 \end{aligned}$$

T.g.v. de wind werkt er het volgende moment op de pijler:

$$M_y = 61294 \text{ kNm.}$$

De resulterende belasting op de pijler bedraagt:

$$\Sigma F_v = 293072 + 3822 \cdot h_1 - 7976 \cdot h_2$$

$$\Sigma M_y = -574163 + 136 \cdot h_0^2 + 18 \cdot h_0^3 - 835 \cdot h_1 - 136 \cdot h_2^2 - 18 \cdot h_2^3$$

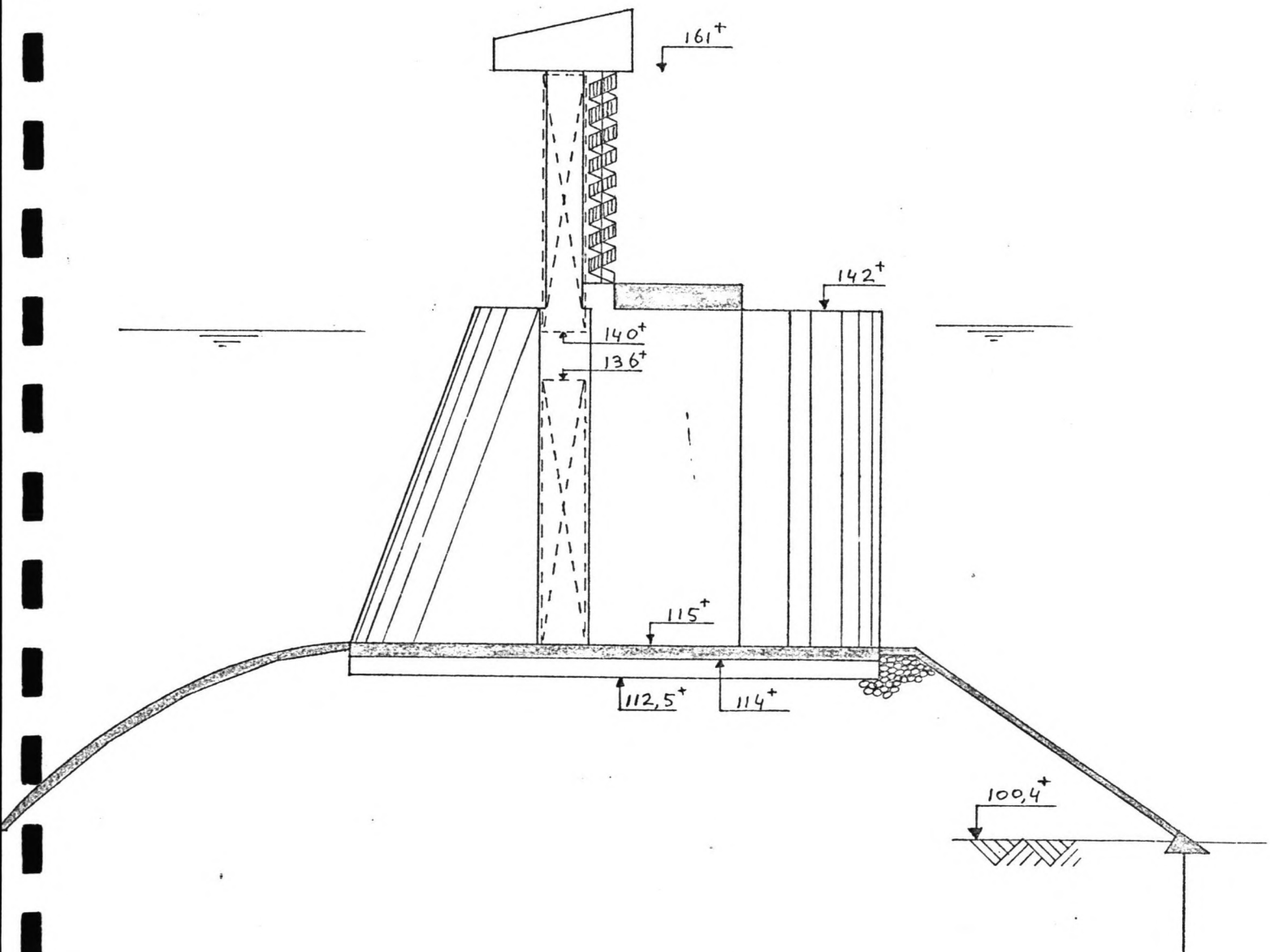
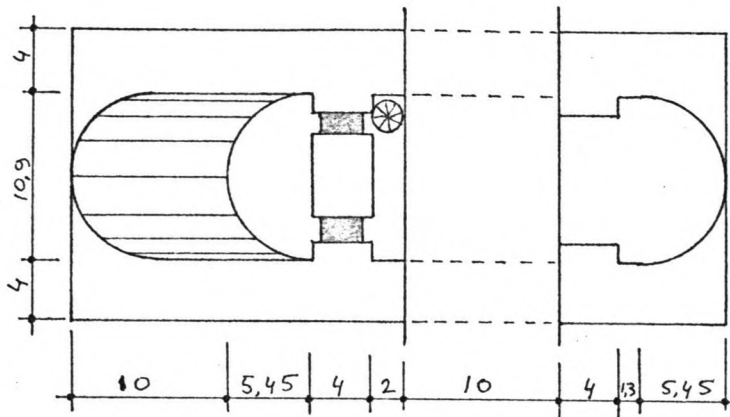
Voor een aantal combinaties van h_0 en h_2 wordt de maximum korrelspanning onder de pijler bepaald.

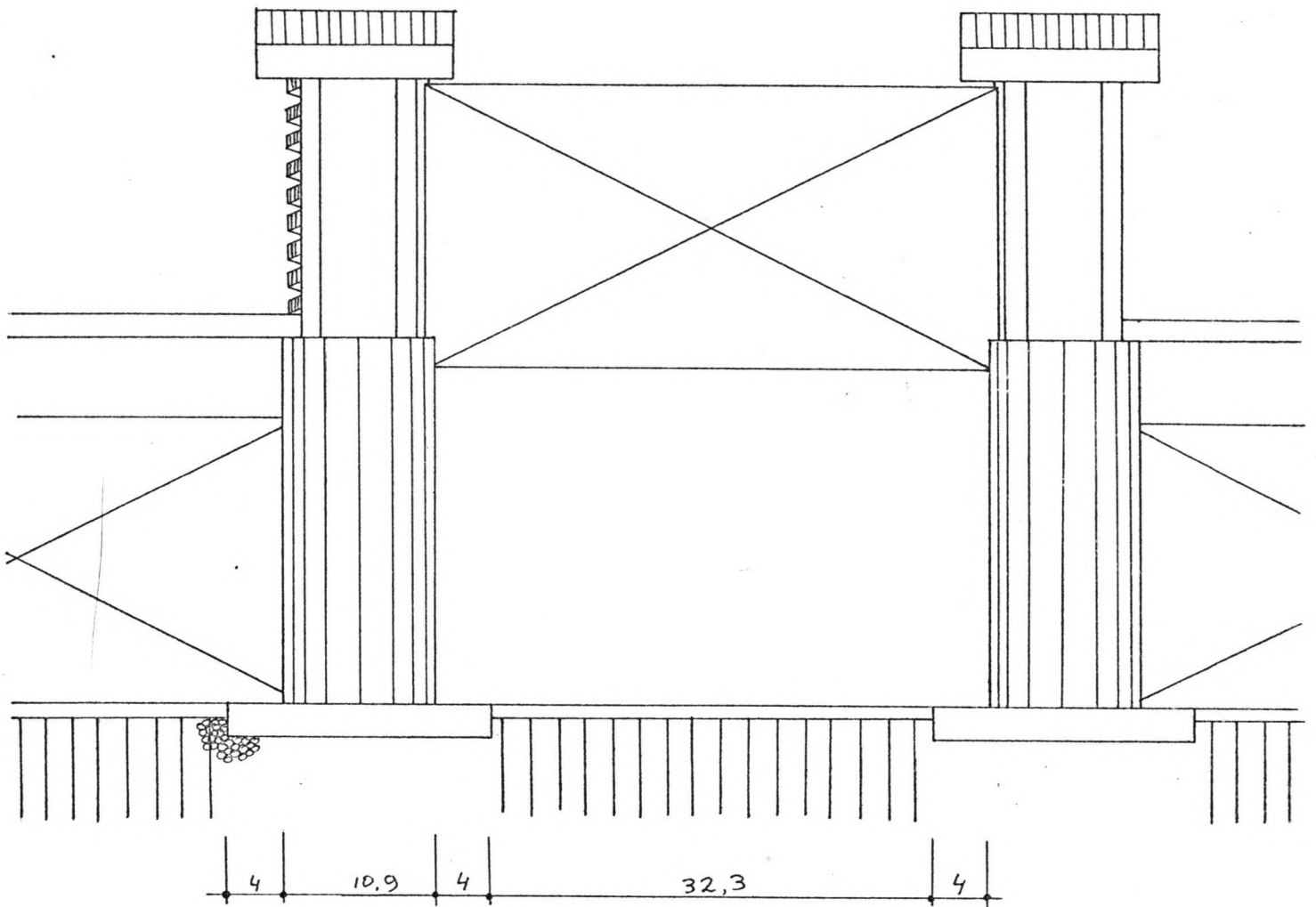
h_0 (m)	19	18	17	16	15	14	16
h_2 (m)	0	0	0	0	0	0	1
h_1 (m)	12,7	12,0	11,3	10,7	10,0	9,3	10,7
ΣF_v (kN)	341611	338936	336261	333967	331292	328617	325991
ΣM_y (kNm)	-402050	-425543	-455861	-474554	-491163	-505881	-474708
σ (kN/m ²)	500	501	503	503	503	502	493

Uit het voorgaande blijkt dat bij de belastingcombinaties D, E en F de maximum korrelspanning onder de pijler kleiner is dan bij belastinggeval A. De maximum optredende korrelspanning onder de pijler bedraagt dus:

$$\sigma = 739 \text{ kN/m}^2$$

Tot slot van dit hoofdstuk worden nog enige tekeningen van de pijler, schaal 1 : 500, gegeven.





VII GLOBAAL ONTWERP VAN DE RANDPIJLER.

De stuw bestaat uit een beweegbare kering en een vaste overlaat. De beweegbare kering bestaat uit een drempel van steen met daarop pijlers en hefschuiven zoals in het vorige hoofdstuk is aangetoond. De vaste overlaat bestaat uit een betonnen muur op een dam van steen zoals in V.13 al is aangegeven en in VIII nader zal worden uitgewerkt. De verschillende constructies moeten op de een of andere manier in elkaar overgaan.

Deze overgang heeft de volgende functies:

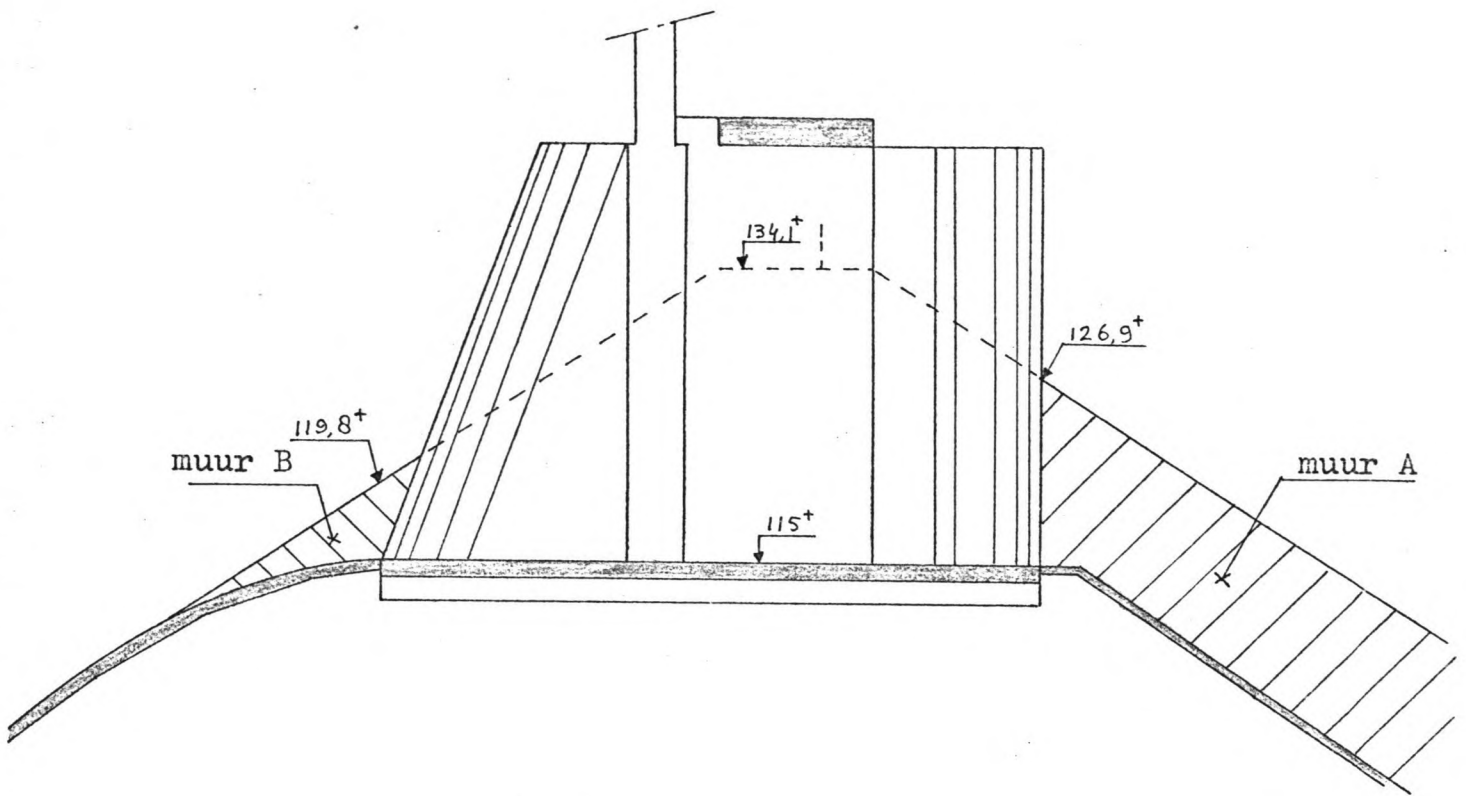
- de schuifnis, de schotbalkennis, de heftoren en het contragewicht van de laatste schuif herbergen
- de brug ondersteunen
- beëindiging van de overlaat
- onderdeel van de waterkering dus waterdicht
- overbrengen van de erop werkende krachten naar de ondergrond.

De overgang kan plotseling of geleidelijk zijn. Bij een plotselinge overgang is de overgangsconstructie smal. Dit is het geval als de dam van de overlaat door een betonnen muur wordt beëindigd. In deze betonnen muur kan een soort halve stuwpijler worden opgenomen om de functies die de overgangsconstructie heeft m.b.t. de beweegbare kering te vervullen.

Bij een geleidelijke overgang is de overgangsconstructie breed. Dit is het geval als de dam van de overlaat met een talud wordt beëindigd. Tussen de overlaat en de randpijler van de beweegbare stuw moet dan wel een constructie aanwezig zijn t.b.v. de waterdichtheid.

Bij het maken van een keuze zijn in de eerste plaats de kosten van belang terwijl ook de uitvoering, betrouwbaarheid en esthetica de keuze kunnen beïnvloeden. Om hier iets zinnigs over te zeggen is het nodig om eerst een aantal varianten volledig uit te werken. Het is hier niet de bedoeling om de overgangsconstructie volledig en zo goed mogelijk te ontwerpen. Er wordt volstaan met het globaal dimensioneren van een mogelijke oplossing.

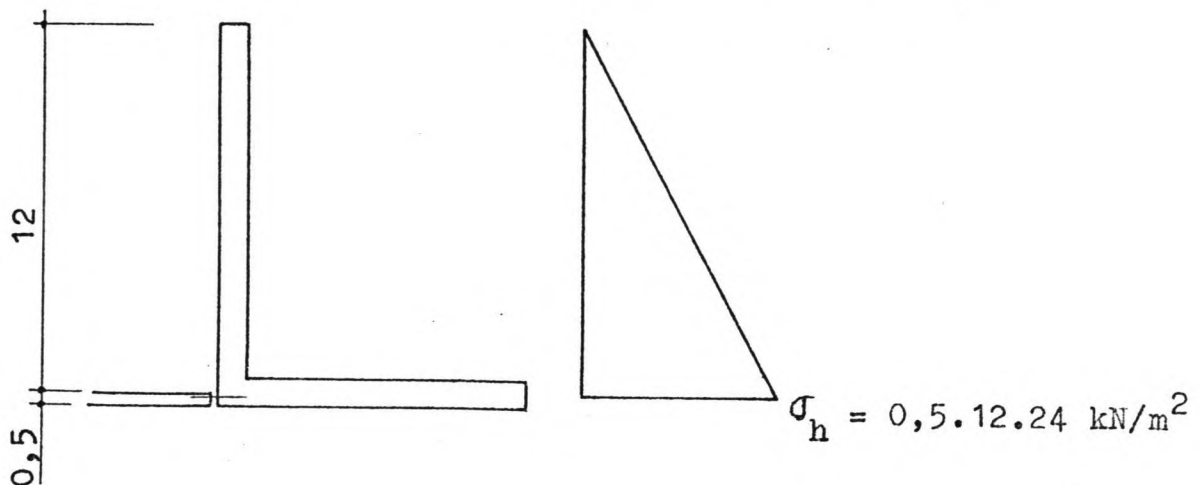
Als mogelijke oplossing wordt een plotselinge overgang gekozen waarbij de randpijler bestaat uit een halve stuwpijler die een onderdeel vormt van de muur ter afsluiting van de dam. In de volgende figuur is een zijaanzicht van deze constructie getekend.



Uit deze tekening blijkt dat aan de stroomopwaartse zijde van de dam de muur (muur A) 12 m. hoog moet worden. Bij de dimensionering wordt er van uit gegaan dat de dam bestaat uit een goed verdichte massa gebroken basalt met een droog volumegewicht van $\gamma_d = 24 \text{ kN/m}^2$, een nat volumegewicht van $\gamma_n = 26 \text{ kN/m}^2$ en een neutrale gronddrukcoëfficiënt van $\lambda_n = 0,5$.

Voor de vorm van de muur wordt een L-muur gekozen. De muur zelf wordt belast door een horizontale grond- en waterdruk. Het moment en de dwarskracht in de muur zijn maximaal bij afwezigheid van water.

In de volgende figuur is deze situatie geschetst.



Het moment en de dwarskracht onder in de muur bedragen per m':

$$M = \frac{1}{2} \cdot 144 \cdot 12 \cdot \frac{1}{3} \cdot 12 = 3456 \text{ kNm}$$

$$D = \frac{1}{2} \cdot 144 \cdot 12 = 864 \text{ kN}$$

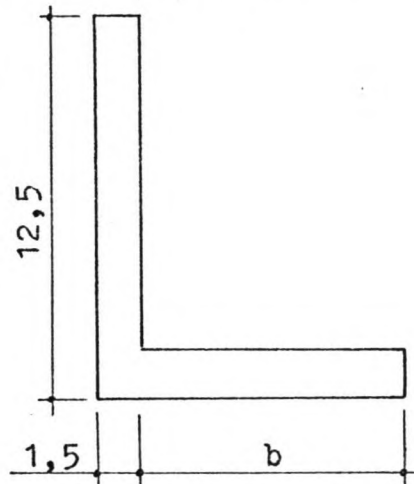
Indien geëist wordt dat het wapeningspercentage niet groter mag zijn dan 1 % volgt uit het moment dat de nuttige muurdikte minimaal 1,31 m. moet bedragen. Als totale wanddikte wordt 1,50 m. gekozen. Dit is tevens de benodigde dikte van de voetplaat. Bij deze dikte bedraagt de maximum schuifspanning:

$$\tau = \frac{1,7 \cdot 864}{1 \cdot 1,5} = 979 \text{ kN/m}^2$$

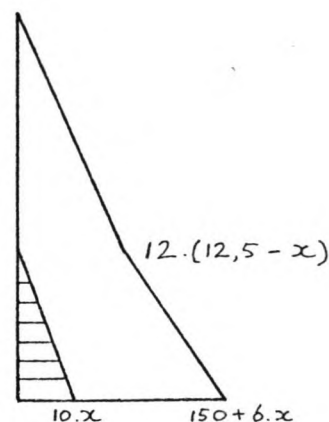
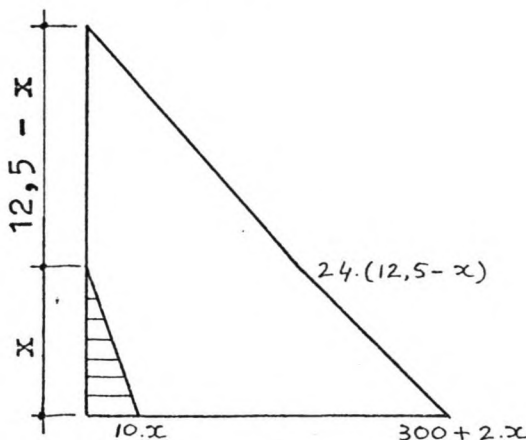
zodat er wel dwarskrachtwapening nodig is.

Door de horizontale gronddruk zal de muur uit het talud gedrukt willen worden en willen kantelen. Tevens zal de muur, doordat hij op een talud staat, hierlangs willen afschuiven. Laatstgenoemde beweging wordt verondersteld tegengegaan te worden doordat de constructie aan de voet van de dam op de grond steunt.

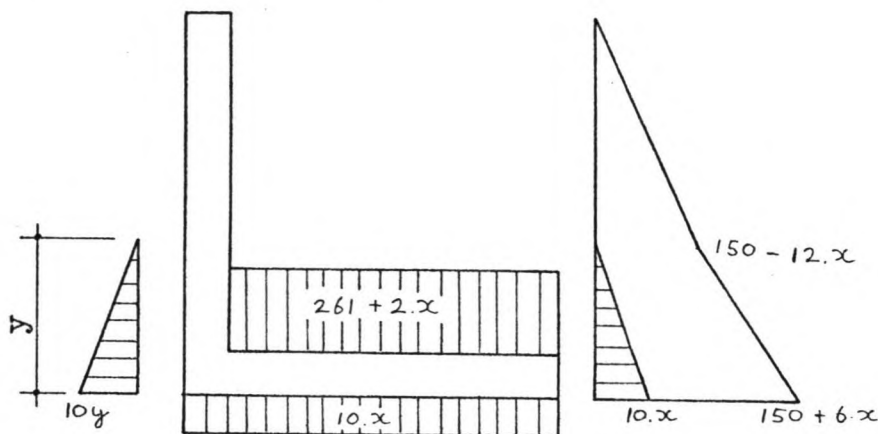
De afmetingen van de muur zijn als volgt:



Als de waterstand op x m. boven de onderkant van de muur staat zijn de verticale gronddruk en de daarbij behorende horizontale gronddruk als volgt (in deze diagrammen is de waterdruk middels een arcering aangegeven zodat het niet gearceerde deel de korrel-druk voorstelt):



Op de muur werken de volgende krachten, afgezien van de wrijvingskracht en de korrelspanning onder de muur:



In principe zijn de waterstanden aan weerszijden van de muur verschillend doordat de ene door de waterstand bovenstrooms van de stuw en de andere door de waterstand benedenstrooms van de stuw wordt bepaald. Het is echter eenvoudig in te zien dat de meest ongunstige waarde van y de minimale is. Aangezien de waterstand bovenstrooms van de stuw nooit lager is dan die benedenstrooms is deze minimum waarde: $y = x$.

De horizontale belasting op de muur bedraagt per m':

$$\begin{aligned} F_h &= \frac{1}{2} \cdot (12,5 - x) \cdot (150 - 12 \cdot x) + x \cdot (150 - 12 \cdot x) + \\ &\quad \frac{1}{2} \cdot x \cdot 18 \cdot x - \frac{1}{2} \cdot y \cdot 10 \cdot y \\ &= 938 - 2 \cdot x^2 \end{aligned}$$

De verticale belasting op de muur bedraagt per m':

$$\begin{aligned} F_v &= 24 \cdot (12,5 \cdot 1,5 + 1,5 \cdot b) + b \cdot (261 + 2 \cdot x) - (b + 1,5) \cdot 10 \cdot x \\ &= 450 + 297 \cdot b - 8 \cdot b \cdot x - 15 \cdot x \end{aligned}$$

De eis voor voldoende veiligheid tegen glijden luidt:

$$\frac{0,65 \cdot F_v}{F_h} \geq 2$$

Uitwerken van deze eis geeft als eis voor de maat b :

$$b \geq \frac{1583 + 9,75 \cdot x - 4 \cdot x^2}{193 - 5,2 \cdot x}$$

Een extreme waarde is te bepalen door deze uitdrukking voor b naar x te differentiëren. Hieruit volgt dat voor $x = 7,3$ m. een extreem optreedt en wel $b = 9,3$ m. Als waarde voor b wordt gekozen:

$$b = 9,5 \text{ m.}$$

Vervolgens wordt er gecontroleerd of de resultante van de belasting altijd in de kern ligt. Het moment van de belasting t.o.v. de middenonderkant van de voetplaat bedraagt per m':

$$\begin{aligned}
 M &= \frac{1}{2} \cdot (150 - 12 \cdot x) \cdot (12,5 - x) \cdot \left(x + \frac{1}{3} \cdot 12,5 - \frac{1}{3} \cdot x\right) + \\
 &\quad (150 - 12 \cdot x) \cdot x \cdot \frac{1}{2} \cdot x + \frac{1}{2} \cdot 18 \cdot x \cdot \frac{1}{3} \cdot x - \frac{1}{2} \cdot 10 \cdot y \cdot y \cdot \frac{1}{3} \cdot y + \\
 &\quad 24 \cdot 11 \cdot 1,5 \cdot 4,75 - 9,5 \cdot (261 + 2 \cdot x) \cdot 0,75 \\
 &= -\frac{2}{3} \cdot x^3 - 14 \cdot x + 3927
 \end{aligned}$$

De verticale belasting bedraagt per m':

$$F_v = 3272 - 91 \cdot x$$

De resultante van de belasting doorsnijdt het grondvlak in:

$$e = \frac{M}{F_v} = \frac{-\frac{2}{3} \cdot x^3 - 14 \cdot x + 3927}{3272 - 91 \cdot x}$$

Door differentiatie is aan te tonen dat deze uitdrukking een extreem heeft voor $x = 7,4$ m. Er geldt nu:

$$x = 0 \quad e = 1,20 \text{ m.}$$

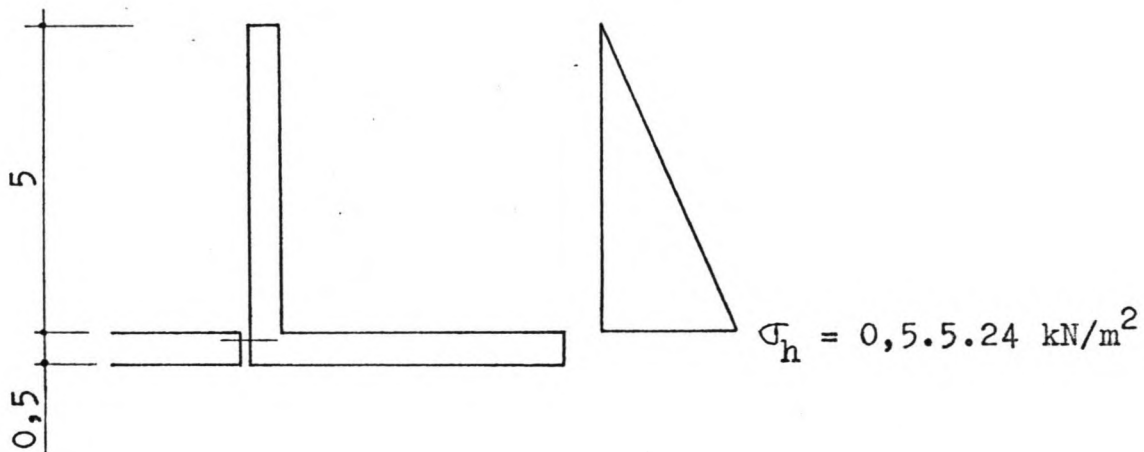
$$x = 7,4 \text{ m.} \quad e = 1,37 \text{ m.}$$

$$x = 12,5 \text{ m.} \quad e = 1,15 \text{ m.}$$

zodat er geconcludeerd kan worden dat de resultante altijd in de kern ligt.

Aan de benedenstroomse zijde van de pijler is de muur (muur B) maximaal 5 m. hoog. Er zal dezelfde berekening als hiervoor worden gemaakt.

Het moment en de dwarskracht in de muur zijn maximaal bij afwezigheid van water.



Het maximum moment bedraagt:

$$M = \frac{1}{2} \cdot 5 \cdot 60 \cdot \frac{1}{3} \cdot 5 = 250 \text{ kNm}$$

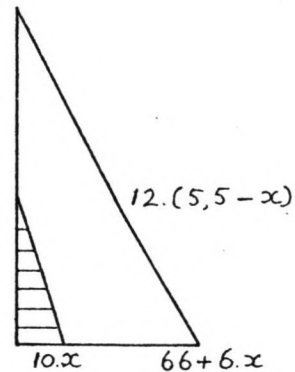
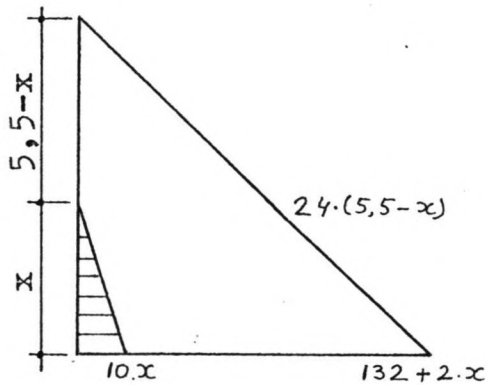
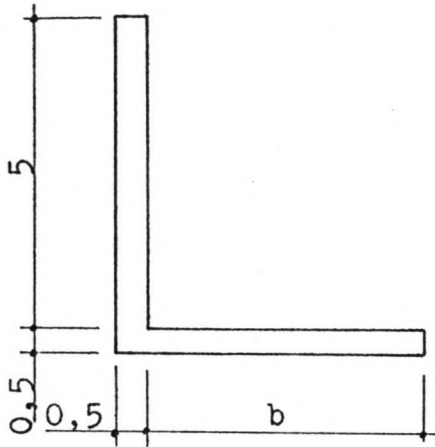
Hierbij hoort een wanddikte van 0,40 m.

De maximum dwarskracht is:

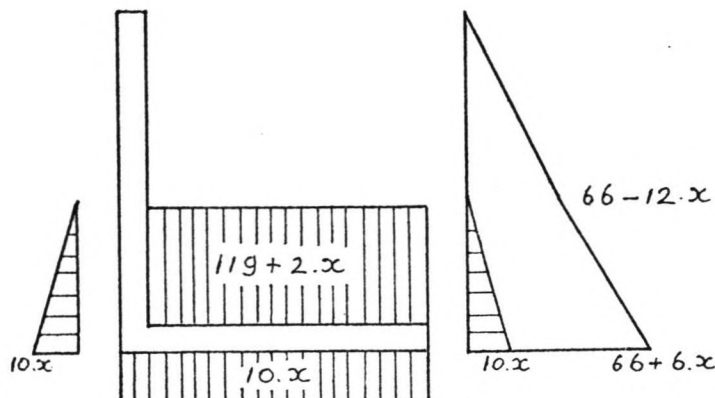
$$D = \frac{1}{2} \cdot 60 \cdot 5 = 15 \text{ kN}$$

Als er een wanddikte van 0,50 m. gekozen wordt is er geen dwarskracht-wapening nodig.

De afmetingen van de muur en de verticale en horizontale gronddruk achter de muur zijn in de volgende figuren aangegeven.



Op de muur werken nu, afgezien van de wrijvingskracht en de korrelspanning onder de muur, de volgende krachten:



De horizontale belasting op de muur bedraagt per m':

$$\begin{aligned} F_h &= \frac{1}{2} \cdot (5,5 - x) \cdot (66 - 12 \cdot x) + x \cdot (66 - 12 \cdot x) \\ &\quad + x \cdot \frac{1}{2} \cdot 18 \cdot x - \frac{1}{2} \cdot 10 \cdot x \cdot x \\ &= -2 \cdot x^2 + 182 \end{aligned}$$

De verticale belasting op de muur bedraagt per m':

$$\begin{aligned} F_v &= 24 \cdot (5,5 \cdot 0,5 + b \cdot 0,5) + b \cdot (119 + 2 \cdot x) - (b + 0,5) \cdot 10 \cdot x \\ &= 66 + 131 \cdot b - 8 \cdot b \cdot x - 5 \cdot x \end{aligned}$$

Uitwerken van de eis voor voldoende veiligheid tegen glijden levert op:

$$b \geq \frac{-4 \cdot x^2 + 3 \cdot x + 321}{85 - 5 \cdot x}$$

Een extreme waarde voor b is te bepalen d.m.v. differentiatie. Het blijkt dat voor $x = 3,2$ m. een extreem optreedt en wel

$$b = 4,3 \text{ m.}$$

Vervolgens wordt er gecontroleerd of de resultante van de belasting altijd in de kern ligt.

Het moment van de belasting t.o.v. de middenonderkant van de muur bedraagt per m':

$$\begin{aligned} M &= \frac{1}{2} \cdot (66 - 12 \cdot x) \cdot (5,5 - x) \cdot \left(x + \frac{1}{3} \cdot 5,5 - \frac{1}{3} \cdot x\right) + \\ &\quad x \cdot (66 - 12 \cdot x) \cdot \frac{1}{2} \cdot x + \frac{1}{2} \cdot 18 \cdot x \cdot \frac{1}{3} \cdot x - \frac{1}{2} \cdot 10 \cdot x \cdot x \cdot \frac{1}{3} \cdot x + \\ &\quad 5 \cdot 0,5 \cdot 24 \cdot 2,15 - 4,3 \cdot (119 + 2 \cdot x) \cdot 0,25 \\ &= -\frac{2}{3} \cdot x^3 - 2 \cdot x + 334 \end{aligned}$$

De verticale belasting bedraagt per m':

$$F_v = 629 - 39 \cdot x$$

De resultante van de belasting doorsnijdt het grondvlak in:

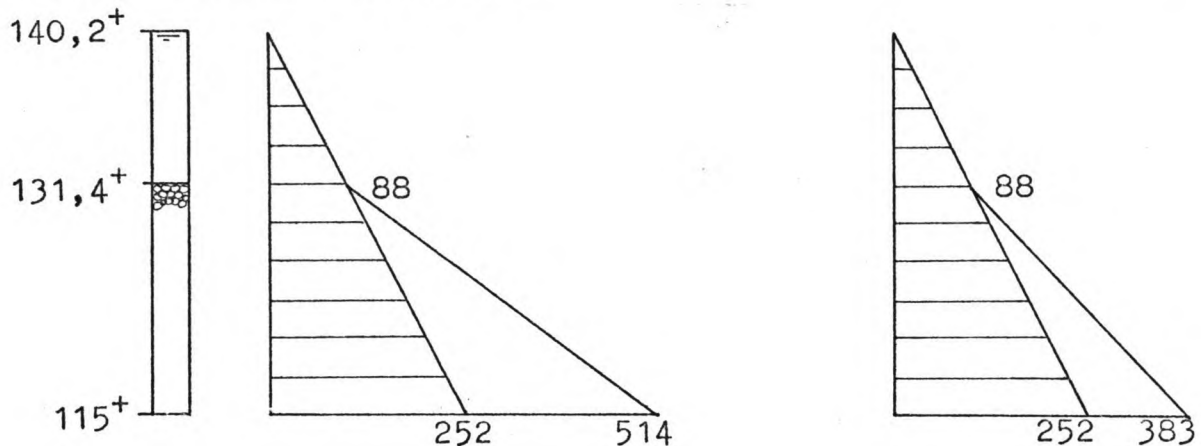
$$e = \frac{M}{F_v} = \frac{-\frac{2}{3} \cdot x^3 - 2 \cdot x + 334}{629 - 39 \cdot x}$$

D.m.v. differentiatie is aan te tonen dat deze uitdrukking voor e een extreme waarde heeft bij $x = 3,3$ m. Er geldt:

$x = 0$	$e = 0,53 \text{ m.}$
$x = 3,3 \text{ m.}$	$e = 0,61 \text{ m.}$
$x = 5,5 \text{ m.}$	$e = 0,27 \text{ m.}$

Er kan geconcludeerd worden dat de resultante altijd in de kern ligt.

Tot slot moet de randpijler zelf gedimensioneerd worden. Het uitgangspunt hierbij is een halve pijler met afmetingen zoals in hoofdstuk VI bepaald. De kelder voor de contragewichten moet aan de zijde van de overlaat met een muur afgesloten worden. T.p.v. de kelder is het gemiddelde niveau van de dam $131,4^+$. De horizontale druk op de onderste meter van de wand is maximaal als de waterstand benedenstrooms van de stuw maximaal, d.w.z. $140,2^+$ is. De verticale en horizontale gronddruk langs de wand zijn voor dit geval in de volgende figuren aangegeven.



De maximum gronddruk op de onderste meter bedraagt dus:

$$q = 383 \text{ kN/m}^2$$

Het maximum moment in de wand per m' is:

$$M = \frac{1}{12} \cdot q \cdot l^2 = \frac{1}{12} \cdot 383 \cdot 4^2 = 511 \text{ kNm}$$

De maximum dwarskracht per m' bedraagt:

$$D = \frac{1}{2} \cdot q \cdot l = 766 \text{ kN}$$

De halve pijler heeft een breedte van 5,45 m. Aan de bovenstroomse zijde van de stuw heeft de keermuur een dikte van 1,50 m. zodat de totale breedte van de randpijler op 6,95 m. gesteld kan worden. De breedte van een contragewicht is 2,3 m. Als er aan weerszijden 0,2 m. speling moet zijn is de benodigde breedte van de kelder 2,7 m. Voor de dikte van de wand tussen de kelder en de dam blijft dan over:

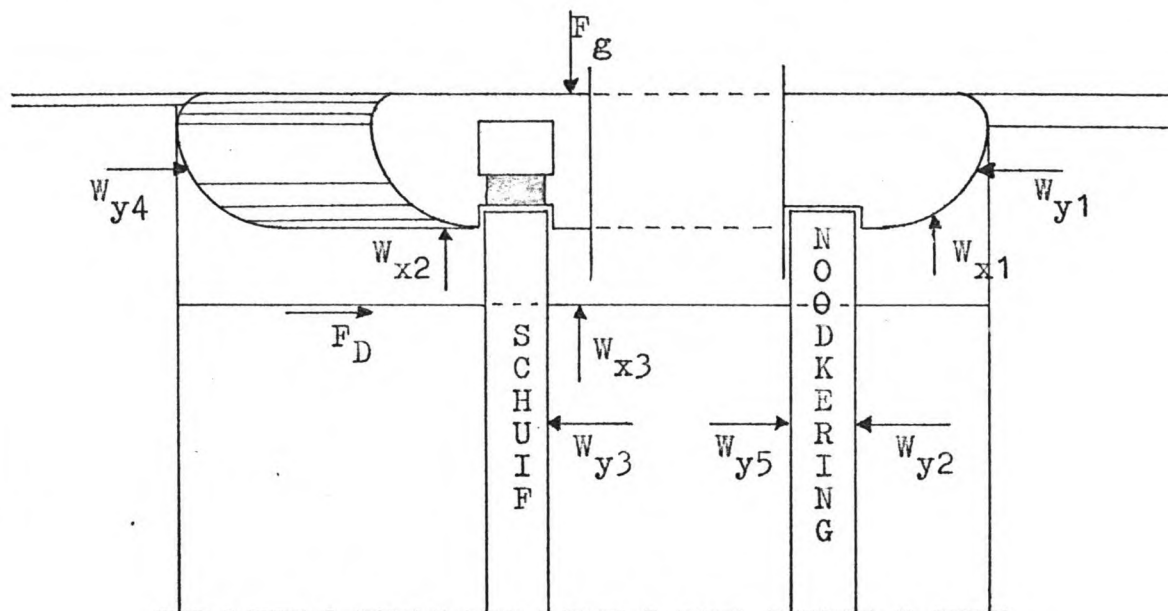
$$6,95 - (1,2 + 1,65 + 2,7) = 1,4 \text{ m.}$$

Om het moment in deze wand op te nemen is een wapeningspercentage van 0,13 % vereist. De maximum schuifspanning in de wand bedraagt 956 kN/m^2 zodat er wel dwarskrachtwapening nodig is.

Een pijlerbreedte van 6,95 m. is dus ruimschoots voldoende.

De koppen van de randpijler bestaan uit een kwart cirkel met een straal 5,45 m. (de halve kop van een gewone pijler) en een kwart cirkel met een straal 1,50 m. t.b.v. de stroomgeleiding. Verder wordt de randpijler voorzien van een in de overlaat stekende teen om de verticale belasting op de pijler te vergroten. Hoever de teen in de overlaat moet steken zal een berekening van de glijveiligheid moeten uitwijzen.

In de volgende tekening zijn de horizontale krachten op de pijler aangegeven in het geval de noodkering geplaatst is.



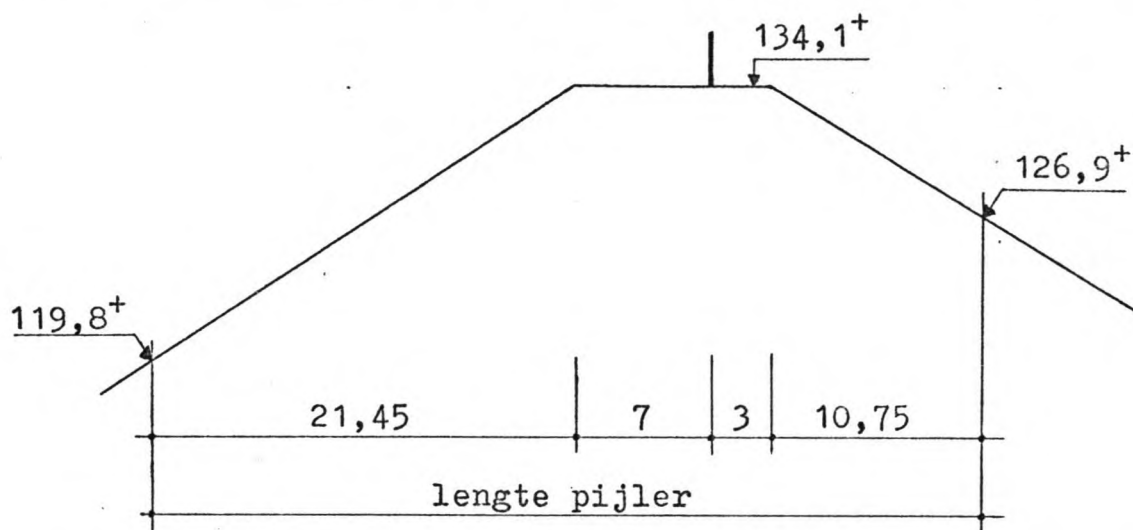
Hierin is:

- F_g : de horizontale gronddruk op de pijler
- W_{y1} : de horizontale waterdruk op de bovenstroomse zijde van de pijler
- W_{y2} : de horizontale waterdruk op de bovenstroomse zijde van de noodkering
- W_{y3} : de windbelasting op de geheven schuif
- W_{y4} : de horizontale waterdruk op de benedenstroomse zijde van de pijler
- W_{y5} : de horizontale waterdruk op de benedenstroomse zijde van de noodkering
- W_{x1} : de horizontale belasting op de zijkant van de pijler bovenstrooms van de noodkering
- W_{x2} : de horizontale belasting op de zijkant van de pijler benedenstrooms van de noodkering
- W_{x3} : de horizontale waterdruk op de vleugel van de pijler
- F_D : de door de drempel opneembare wrijvingskracht

Om de gronddruk tegen de pijler uit te rekenen is het nodig om een aantal schematisaties in te voeren.

In de eerste plaats is het niet eenvoudig om te zeggen met welke gronddrukcoëfficiënt gerekend moet worden. Deze is afhankelijk van de verplaatsing van het beschouwde contactpunt welke weer afhankelijk is van de translatie en rotatie van de randpijler. Deze worden bepaald door de belasting op de pijler dus ook door de gronddruk.

Ter wille van de eenvoud wordt er in de volgende berekening met de neutrale gronddruk gerekend. Dit is te rechtvaardigen door er op te wijzen dat wanneer de randpijler door een hogere gronddruk verschuift de grond zich ontspant en de gronddruk zal afnemen. Verder varieert de hoogte van de dam langs de randpijler. In de volgende figuur is het verloop van de hoogte aangegeven.



Ter wille van een eenvoudige berekening wordt voor de hoogte het rekenkundig gemiddelde genomen (een kwadratisch gemiddelde is echter beter omdat in de uitdrukking voor de grondbelasting de hoogte in het kwadraat voorkomt).

Tevens zal er bovenstrooms van de keermuur een waterdruk op het talud staan t.g.v. de waterstand bovenstrooms van de stuw. Om dit in de berekening te betrekken wordt de horizontale gronddruk in twee gedeelten gesplitst: bovenstrooms en benedenstrooms van de keermuur.

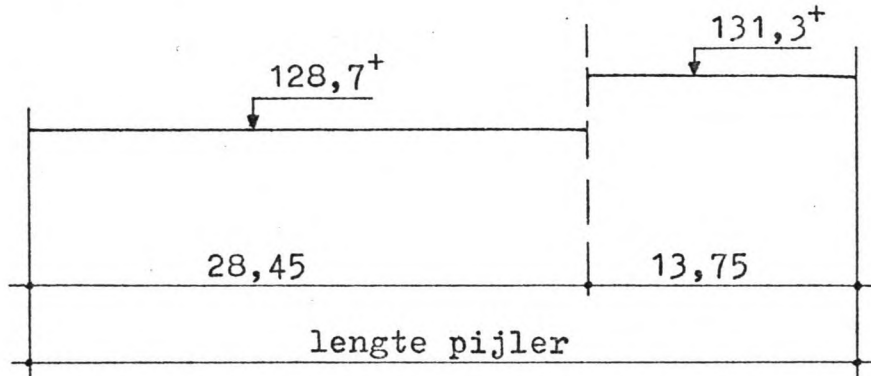
Over het eerste gedeelte is het gemiddelde niveau van de dam:

$$\frac{3,0 \cdot 134,1^+ + \frac{1}{2} \cdot 10,75 \cdot (134,1^+ + 126,9^+)}{13,75} = 131,3^+$$

en over het tweede gedeelte:

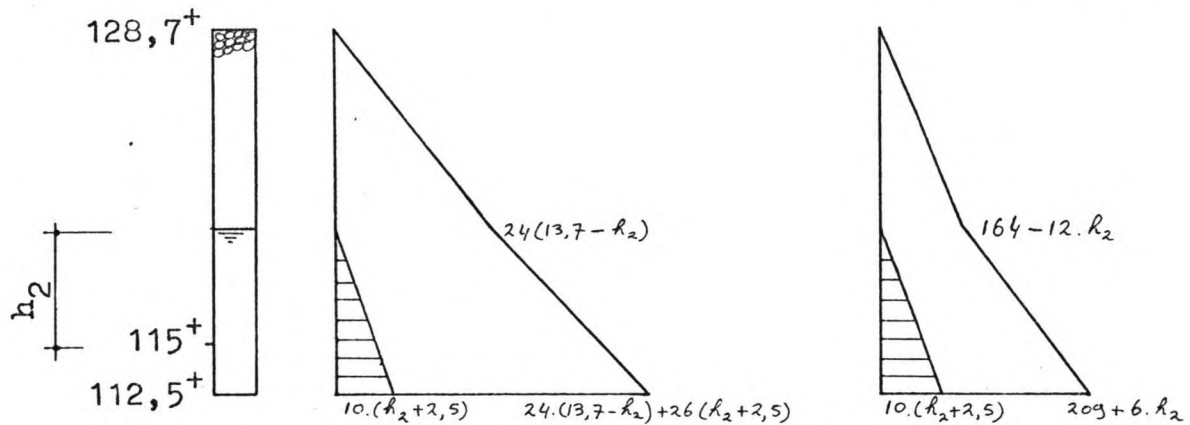
$$\frac{7,0 \cdot 134,1^+ + \frac{1}{2} \cdot 21,45 \cdot (134,1^+ + 119,8^+)}{28,45} = 128,7^+$$

Voor de berekening van de gronddruk op de randpijler wordt uitgegaan van het volgende geschematiseerde verloop van de hoogte van de dam.



De horizontale gronddruk is nu te berekenen. Als waterstand bovenstrooms van de stuw wordt $140,6^+$ genomen terwijl de maatgevende waterstand benedenstrooms van de stuw verondersteld wordt tussen 115^+ en $128,7^+$ te liggen.

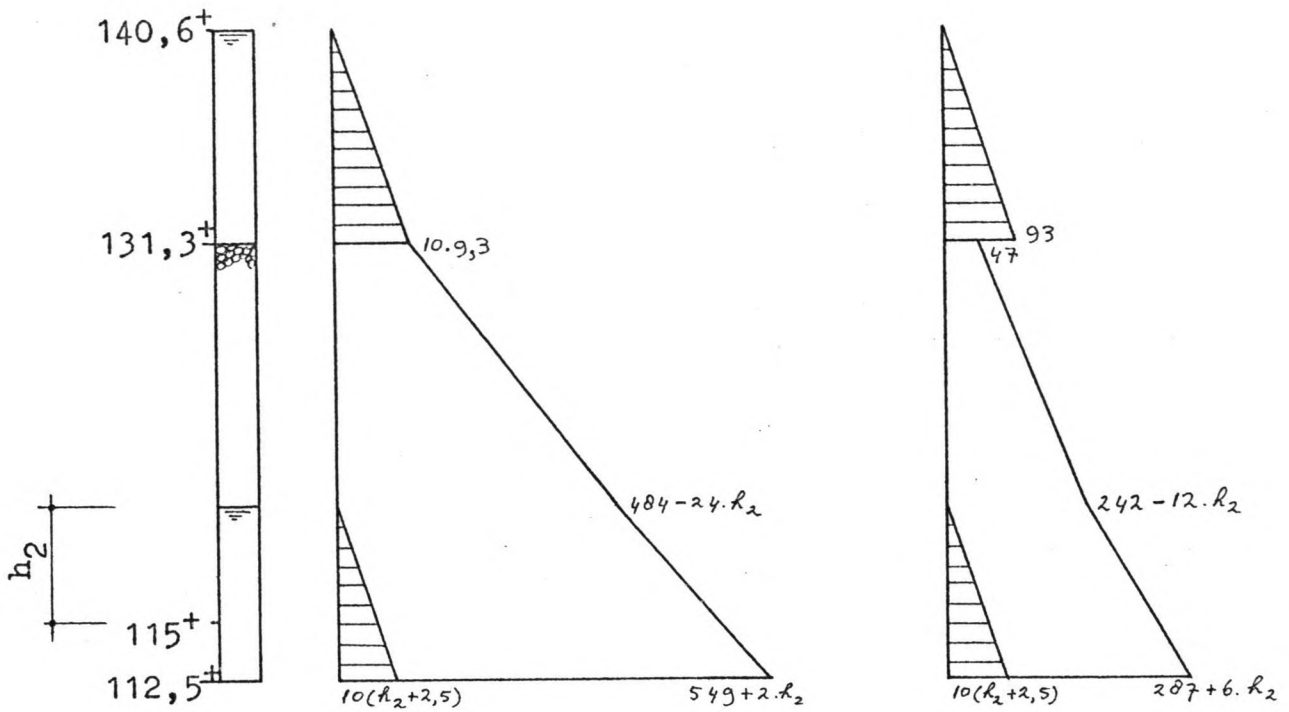
Over het gedeelte benedenstrooms van de keermuur is de verticale en horizontale gronddruk als in de volgende figuren is aangegeven.



De horizontale gronddruk op de pijler wordt daarmee voor dit gedeelte per m':

$$\begin{aligned}
 F_h &= \frac{1}{2} \cdot (164 - 12 \cdot h_2) \cdot (13,7 - h_2) + (164 - 12 \cdot h_2) \cdot (h_2 + 2,5) \\
 &\quad + \frac{1}{2} \cdot (45 + 18 \cdot h_2) \cdot (h_2 + 2,5) \\
 &= 3 \cdot h_2^2 + 15 \cdot h_2 + 1588
 \end{aligned}$$

Bij het gedeelte bovenstrooms van de keermuur is er boven het grondlichaam nog een bovenbelasting van water aanwezig. In de volgende figuren zijn de verticale en horizontale grond- en waterdruk naast de pijler aangegeven.



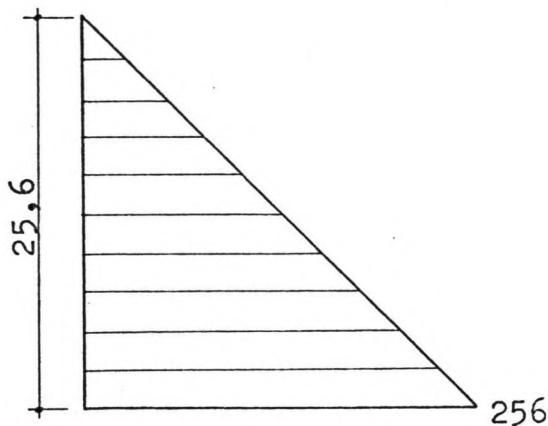
De horizontale gronddruk op de pijler wordt daarmee voor dit gedeelte per m':

$$\begin{aligned}
 F_h &= \frac{1}{2} \cdot 93 \cdot 9,3 + 47 \cdot (16,3 - h_2) - \frac{1}{2} \cdot (195 - 12 \cdot h_2) \cdot \\
 &\quad \cdot (16,3 - h_2) + (242 - 12 \cdot h_2) \cdot (h_2 + 2,5) + \\
 &\quad \frac{1}{2} \cdot (45 + 18 \cdot h_2) \cdot (h_2 + 2,5) \\
 &= 3 \cdot h_2^2 + 15 \cdot h_2 + 3444
 \end{aligned}$$

In totaal is de horizontale gronddruk op de pijler:

$$\begin{aligned}
 F_g &= 28,45 \cdot (3 \cdot h_2^2 + 15 \cdot h_2 + 1589) + \\
 &\quad 13,75 \cdot (3 \cdot h_2^2 + 15 \cdot h_2 + 3444) \\
 &= 127 \cdot h_2^2 + 633 \cdot h_2 + 92562 \text{ kN.}
 \end{aligned}$$

Bovenstrooms van de waterkering werkt de in de volgende figuur aangegeven waterdruk op de pijler:

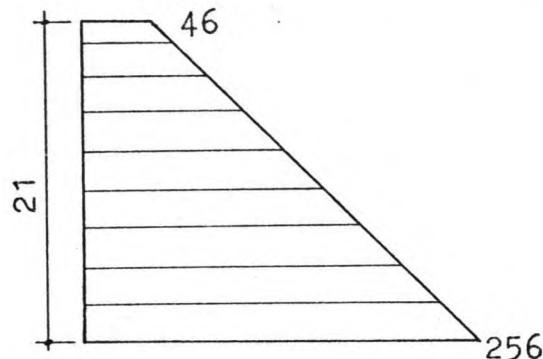


Op het kopvlak werkt deze over een breedte van 6,95 m. en op de zijkant over een lengte van 10,75 m. Hiermee wordt:

$$W_{y1} = 6,95 \cdot \frac{1}{2} \cdot 25,6 \cdot 256 = 22774 \text{ kN.}$$

$$W_{x1} = 10,75 \cdot \frac{1}{2} \cdot 25,6 \cdot 256 = 35226 \text{ kN.}$$

Op de bovenstroomse zijde van de noodkering werkt in principe dezelfde waterdruk. Alleen is deze slechts 21 m. hoog zodat het bovenste topje niet meedoet. De waterdruk is als volgt:



De noodkering is 40,3 m. lang, de belasting wordt naar twee zijden afgedragen. De belasting op de randpijler is:

$$W_{y2} = \frac{1}{2} \cdot 40,3 \cdot \frac{1}{2} \cdot (46 + 256) \cdot 21 = 63896 \text{ kN.}$$

De windbelasting op de schuif kan volgens de VOSB aangenomen worden op $1,5 \text{ kN/m}^2$. Het getroffen oppervlak is ongeveer 21 m. hoog. De windbelasting op de schuif wordt naar twee zijden afgevoerd zodat de randpijler de windbelasting over een breedte van $\frac{1}{2} \cdot 40,3 + 6,95 = 27,1 \text{ m.}$ moet kunnen opnemen. De windbelasting bedraagt:

$$W_{y3} = 1,5 \cdot 21 \cdot 27,1 = 854 \text{ kN.}$$

Benedenstrooms staat er over een hoogte h_2 water tegen de pijler en de noodkering. De belasting per m' is daarmee:

$$\frac{1}{2} \cdot 10 \cdot h_2 \cdot h_2 = 5 \cdot h_2^2 \text{ kN/m'}$$

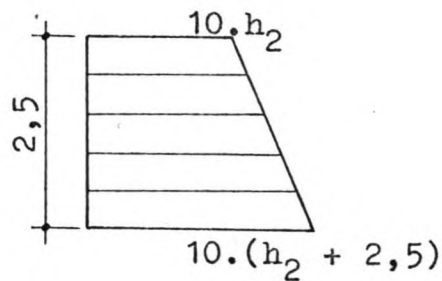
W_{y4} , W_{y5} en W_{x2} worden daarmee respectievelijk:

$$W_{y4} = 6,95 \cdot 5 \cdot h_2^2 = 35 \cdot h_2^2 \text{ kN.}$$

$$W_{y5} = \frac{1}{2} \cdot 40,3 \cdot 5 \cdot h_2^2 = 101 \cdot h_2^2 \text{ kN.}$$

$$W_{x2} = 31,45 \cdot 5 \cdot h_2^2 = 157 \cdot h_2^2 \text{ kN.}$$

De horizontale waterdruk tegen de vleugel kan geacht worden volledig bepaald te zijn door de benedenwaterstand. Op de bovenstroomse en de benedenstroomse rand zijn ze evengroot maar tegengesteld van richting zodat ze elkaar opheffen. Tegen de zijkant staat de volgende waterdruk:



Deze werkt over de volledige zijkant (ter lengte van 42,2 m.).
Hiermee wordt:

$$\begin{aligned} W_{x3} &= 42,2 \cdot \frac{1}{2} \cdot (10 \cdot h_2 + 10 \cdot h_2 + 25) \cdot 2,5 \\ &= 1319 + 1055 \cdot h_2 \text{ kN.} \end{aligned}$$

De wrijvingskracht die de drempel kan leveren is al eerder bepaald (zie blz. 157) met als resultaat:

$$F_D = 34460 - 564 \cdot h_2 \text{ kN.}$$

Resultierend kan gesteld worden dat de op het grondvlak van de pijler werkende wrijvingskracht een horizontale kracht moet leveren met de volgende componenten:

- in de damasrichting:

$$\begin{aligned} F_x &= F_g - W_{x1} - W_{x2} - W_{x3} \\ &= 127 \cdot h_2^2 + 633 \cdot h_2 + 92562 - 35226 - 157 \cdot h_2^2 - (1319 + \\ &\quad + 1055 \cdot h_2) \\ &= -30 \cdot h_2^2 - 422 \cdot h_2 + 56017 \end{aligned}$$

- in de stroomrichting:

$$\begin{aligned} F_y &= W_{y1} + W_{y2} + W_{y3} - W_{y4} - W_{y5} - F_D \\ &= 22774 + 63896 + 854 - 35 \cdot h_2^2 - 101 \cdot h_2^2 - (34460 - 564 \cdot h_2) \\ &= -136 \cdot h_2^2 + 564 \cdot h_2 + 53064 \end{aligned}$$

De grootte van de resultante is:

$$F_h = \sqrt{F_x^2 + F_y^2}$$

Om de benodigde wrijvingskracht te kunnen leveren moet de verticale belasting voldoende groot zijn. De verticale belasting op de ondergrond is opgebouwd uit de volgende onderdelen:

- eigen gewicht van de pijler.

Het pijlervolume is ongeveer (inclusief de vleugel):

$$\begin{aligned} V &= 27 \cdot (2 \cdot 23,3 + 1 \cdot 3,6,95 + 4 \cdot 5,75 + 12 \cdot 6,95 + 4 \cdot 3,05 + \\ &\quad + 2 \cdot 1,5 \cdot 3,95 + 2 \cdot 1,8 + \frac{1}{2} \cdot 10 \cdot 6,95) + 0,4 \cdot 15 \\ &\quad + 2,5 \cdot 10,9 \cdot 42,2 = 7221 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

Het eigen gewicht is daarmee:

$$G = 173304 \text{ kN.}$$

- in de overlaat stekende teen.

De dikte hiervan wordt geschat op 1 m., de lengte moet middels deze berekening bepaald worden, noem deze maat a.

Het eigen gewicht hiervan is:

$$G = 24 \cdot 1 \cdot a \cdot 42,2 = 1013 \cdot a \text{ kN.}$$

Op de teen staat ook de verticale gronddruk. Als de onderkant van de teen gelijk genomen wordt met de onderkant van de pijler is m.b.v. de eerder gemaakte schematisaties de verticale gronddruk te bepalen. Hiervoor wordt verwezen naar de eerder gemaakte gronddrukdiagrammen. Voor het gedeelte benedenstrooms van de overlaat is dit:

$$\sigma_v = 324 - 24 \cdot h_2 + (h_2 + 1,5) \cdot 26 = 363 + 2 \cdot h_2 \text{ kN/m}^2$$

en voor het gedeelte bovenstrooms van de overlaat:

$$\sigma_v = 487 - 24 \cdot h_2 + 26 \cdot (h_2 + 1,5) = 526 + 2 \cdot h_2 \text{ kN/m}^2$$

In totaal is de verticale gronddruk op de teen:

$$\begin{aligned} F_v &= 27,75 \cdot a \cdot (363 + 2 \cdot h_2) + 14,95 \cdot a \cdot (526 + 2 \cdot h_2) \\ &= 17755 \cdot a + 84 \cdot h_2 \cdot a \text{ kN.} \end{aligned}$$

- brug.

Aan een kant van de randpijler ligt de brug over de stuwopening met een overspanning van 40,3 m., aan de andere kant over de overlaat met een overspanning van 10 m. Het bruggewicht, voorzover het op de pijler rust, is te schatten op:

$$G = 24 \cdot \{2 \cdot 10 \cdot (20,15 + 3,5) + 1 \cdot 10 \cdot (3,5 + 5)\} = 13392 \text{ kN.}$$

- contragewichten: $G = 3627 \text{ kN.}$

- heftoren: $G = 2257 \text{ kN.}$

- schuif: de helft van het gewicht van de geheven schuif werkt op de pijler dus: $G = 3224 \text{ kN.}$

- noodkering, voorzover op de vleugel rustend: $G = 1243 \text{ kN.}$

- bewegingswerk: wordt om de bekende reden niet meegenomen.

- verticale waterdruk bovenstrooms van de noodkering:

$$W = 10 \cdot 25,6 \cdot (6,35 + 1,2 \cdot 4 + 4 \cdot 10,75) = 13862 \text{ kN.}$$

- verticale waterdruk benedenstrooms van de noodkering:

$$W = 10 \cdot h_2 \cdot (4 \cdot 31,45 + 1,2 \cdot 4 + 6,35) = 1370 \cdot h_2 \text{ kN.}$$

- verticale waterdruk tegen de onderkant:

$$\begin{aligned} W &= -10 \cdot (h_2 + 2,5) \cdot 42,2 \cdot (10,95 + a) \\ &= -422 \cdot h_2 \cdot a - 4621 \cdot h_2 - 1055 \cdot a - 11552 \text{ kN.} \end{aligned}$$

In totaal is de verticale belasting op de ondergrond:

$$F_v = 199357 + 17713 \cdot a - 338 \cdot h_2 \cdot a - 3251 \cdot h_2$$

Uit de resultante van de horizontale belasting $F_h = \sqrt{F_x^2 + F_y^2}$ is een vereiste verticale belasting F_{vv} te berekenen en wel op de volgende manier:

$$\frac{0,65 \cdot F_{vv}}{F_h} \geq 2 \Rightarrow F_{vv} \geq \frac{2}{0,65} \cdot F_h$$

Met deze uitdrukking is uit te rekenen hoe groot a in de uitdrukking voor F_v moet zijn opdat $F_v \geq F_{vv}$. Aangezien als onbekende grootte de h_2 nog voorkomt is dit voor verschillende waarden van h_2 in de onderstaande tabel gedaan.

h_2 (m)	F_v (kN)	F_x (kN)	F_y (kN)	F_{vv} (kN)	a (m)
0	$199357 + 17713 \cdot a$	56017	53064	237416	2,15
2	$192855 + 17037 \cdot a$	55053	53648	236522	2,56
4	$186353 + 16361 \cdot a$	53849	53144	232791	2,84
6	$179851 + 15685 \cdot a$	52405	51552	226188	2,95
7	$176600 + 15347 \cdot a$	51593	50348	221811	2,95
8	$173349 + 15009 \cdot a$	50721	48872	216723	2,89
10	$166847 + 14333 \cdot a$	48797	45104	204460	2,62

Uit bovenstaande tabel valt te concluderen dat als $a = 3,0$ m. gekozen wordt er altijd aan de eis van voldoende glijzekerheid wordt voldaan. Verder blijkt dat de maatgevende benedenwaterstand $h_2 \approx 6$ m. is ($h_2 \approx 121^+$) zodat de gemaakte veronderstelling dat de maatgevende benedenwaterstand tussen 115^+ en $128,7^+$ ligt juist is geweest.

De controle of de resultante van de belasting altijd in de kern ligt blijft hier achterwege. Mocht bij deze controle echter blijken dat dit niet het geval is dan kan men dit accepteren of een van de volgende maatregelen treffen:

- de vleugel verbreden
- de in de overlaat stekende teen vergroten
- de pijler middels horizontale ankerkabels tegen de overlaat afspannen.

VIII DE OVERLAAT

Zoals in V.13 al is aangegeven bestaat de overlaat uit een 3 m. hoge muur op een dam van gebroken basalt. De kruin van de muur ligt op 137,1⁺ en die van de dam op 134,1⁺. Voor de vorm van de muur zijn er vele mogelijkheden zoals rechthoekig, driehoekig, paraboolvormig, een L-muur, etc.

De muur wordt door de horizontale waterdruk op afschuiven en kantelen belast. De vorm en afmetingen dienen zodanig te zijn dat hier weerstand aan geboden wordt.

Om afschuiven te voorkomen moet er op het grondvlak van de muur een voldoende grote wrijvingskracht werken. Deze wordt opgewekt door de verticale belasting op de ondergrond. De belasting bestaat uit het eigen gewicht van de muur, de verticale waterdruk op de muur en het gewicht van de brug, inclusief de pijlers, die over de overlaat loopt en waarvoor de muur als funderingsplaat kan dienen. De grootte van de laatste belasting ligt vast, door een combinatie van de andere twee moet er voor voldoende verticale belasting gezorgd worden. Aangezien beton geld kost verdient het aanbeveling om zo min mogelijk beton te gebruiken oftewel er voor te zorgen dat de verticale waterdruk zo groot mogelijk is en dit leidt tot de conclusie dat er een L-muur gekozen moet worden.

Om kantelen te voorkomen moet de resultante in ieder geval binnen het grondvlak liggen. Door aan de L-muur een teen vast te maken zodat de muur min of meer de vorm van een omgekeerde T krijgt is dit te bereiken.

De totale breedte van de muur is aan een beperking onderhevig. Zoals in V.13 is uitgelegd is de kruinbreedte van de dam 10 m. opdat er tijdens de bouw van de brugpijlers een werkweg langs kan lopen. Deze werkweg is ook nodig bij de bouw van de muur zodat de totale breedte van de muur niet meer dan 6,5 m. mag bedragen.

In de lengterichting van de muur zijn dilatievoegen nodig. Aangezien de brugpijlers hart-op-hart 10 m. staan ligt het voor de hand om deze voegen midden tussen de pijlers om de 10 m. of 20 m. aan te brengen.

In de ontwerpafvoersituatie is de waterstand bovenstrooms van de stuw 141,2⁺ en benedenstrooms van de stuw 140,2⁺. In andere gevallen zijn deze waarden geringer. Indien een afvoergolf de gesloten stuw passeert moet er op een waterstand bovenstrooms van de stuw van 140,6⁺ gerekend worden. Van deze waarde zal in de volgende berekening

uitgegaan worden.

De muur zal waterdicht moeten aansluiten aan de bekleding op de bovenstroomse zijde van de dam ter wille van de waterkerende functie van de stuw. Hiervoor is het noodzakelijk om tussen deze twee delen een voegstrip aan te brengen. Bij de berekening van de stuwpijlers is deze nabij de bovenkant van de drempel aangenomen. Dit kan hier ook gedaan worden, stel 10 cm. onder de bovenkant dus op $134,0^+$. Op de bovenstroomse zijde wordt de muur hierboven belast door de bovenwaterstand en hieronder door de benedenwaterstand.

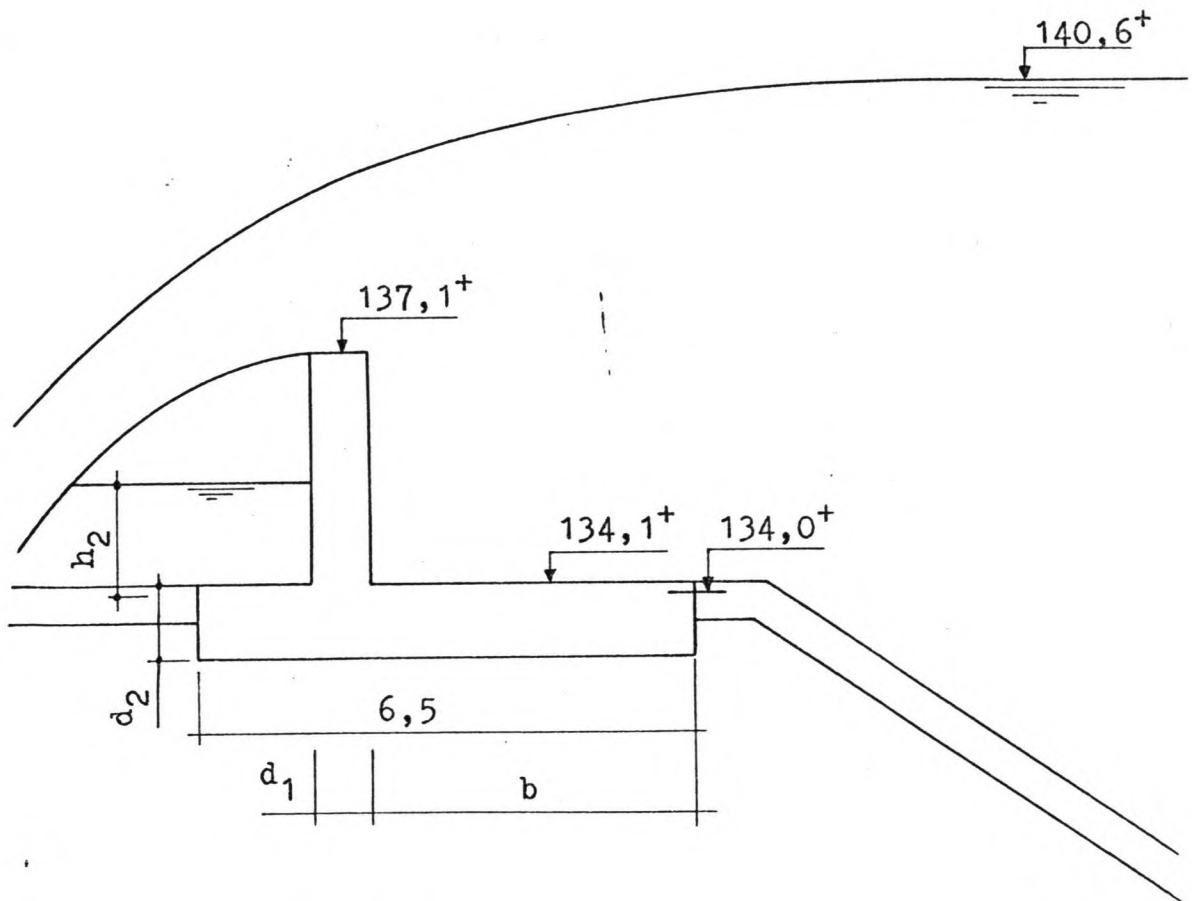
Verder werkt er op de grondplaat het bruggewicht. Een definitief ontwerp van de brug wordt achterwege gelaten, er wordt uitgegaan van de in V.13 vermelde geschatte afmetingen. Per overspanning van 10 m. bedraagt het gewicht van de brug:

$$\text{brugdek: } 24 \cdot 0,5 \cdot 10 \cdot 10 = 1200 \text{ kN.}$$

$$\text{pijler: } 24 \cdot 3 \cdot 8 = \underline{576 \text{ kN.}}$$
$$1776 \text{ kN.}$$

De pijlers staan hart-op-hart 10 m. dus is deze belasting te zien als een belasting van 178 kN/m' die in het hart van de brugpijler aangrijpt.

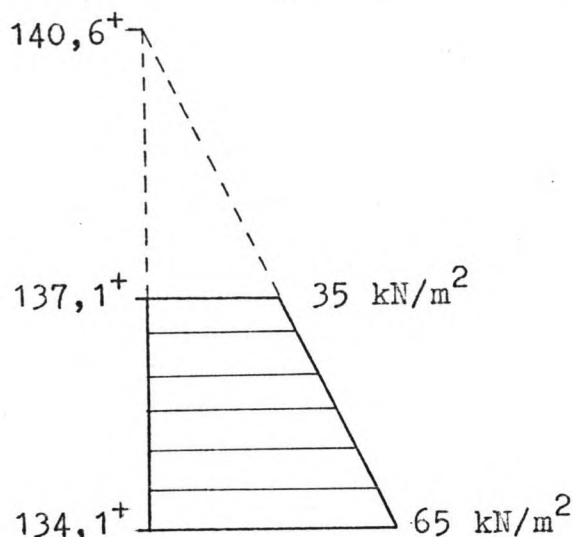
Schematisch ziet de muur er uit als in de volgende figuur is aangegeven.



De benedenwaterstand (h_2) wordt gemeten t.o.v. niveau 134^+ (dus niveau voegstrip). Daaronder zijn de horizontale belastingen op de muur aan boven- en benedenstroomse zijde gelijk en vallen dus tegen elkaar weg.

Allereerst wordt de benodigde dikte van de muur uitgerekend.

De belasting hierop is maximaal als de bovenwaterstand maximaal (dus $140,6^+$) en de benedenwaterstand minimaal (dus onder $134,1^+$) is. Op de muur werkt de volgende horizontale waterdruk:



Het moment in de overgang verticale muur-bodemplaat is daarmee:

$$M = 35 \cdot 3 \cdot 1,5 + \frac{1}{2} \cdot 30 \cdot 3 \cdot \frac{1}{3} \cdot 3 = 203 \text{ kN}.$$

De dwarskracht aldaar is:

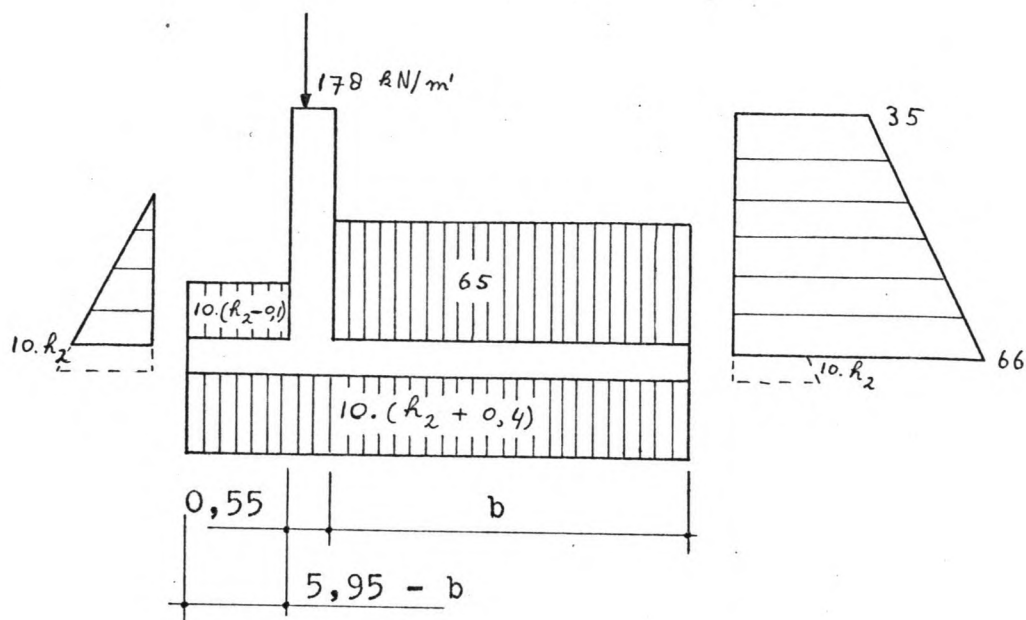
$$D = 35 \cdot 3 + \frac{1}{2} \cdot 30 \cdot 3 = 150 \text{ kN}.$$

Als er op dwarskracht gedimensioneerd wordt moet de nuttige dikte 0,47 m. zijn. Het wapeningspercentage daarbij is 0,42 %. De totale dikte (dus inclusief dekking etc.) moet dus 0,55 m. bedragen.

Voor de dikte van de voetplaat wordt in eerste instantie $d_2 = 0,50$ m. geschat.

Voor de hoogte van de waterstand benedenstrooms van de muur geldt hetzelfde als op blz. 126 is vermeld.

In de volgende figuur is de belasting op de muur aangegeven indien $h_2 \leq 3,1$ m. is.



De verticale belasting bestaat uit:

- eigen gewicht: $24 \cdot (3 \cdot 0,55 + 6,5 \cdot 0,5) = 118 \text{ kN/m'}$
- bruggewicht: 178 kN/m'
- waterdruk op de bovenkant: $65 \cdot b + 10 \cdot (h_2 - 0,1) \cdot (5,95 - b)$
 $= 59,5 \cdot h_2 - 6 - 10 \cdot h_2 \cdot b + 66 \cdot b \text{ kN/m'}$
- waterdruk tegen de onderkant: $-6,5 \cdot 10 \cdot (h_2 + 0,4)$
 $= -65 \cdot h_2 - 26 \text{ kN/m'}$

In totaal:

$$\Sigma F_v = 264 - 5 \cdot h_2 + 66 \cdot b - 10 \cdot h_2 \cdot b \text{ kN/m'}$$

De horizontale belasting is:

- t.g.v. de bovenwaterstand: $W = \frac{1}{2} \cdot 3,1 \cdot (35 + 66) = 157 \text{ kN/m'}$
- t.g.v. de benedenwaterstand: $W = -\frac{1}{2} \cdot 10 \cdot h_2 \cdot h_2 = -5 \cdot h_2^2 \text{ kN/m'}$

zodat:

$$\Sigma F_h = 157 - 5 \cdot h_2^2 \text{ kN/m'}$$

De eis voor de glijveiligheid luidt:

$$\frac{0,65 \cdot \Sigma F_v}{\Sigma F_h} \geq 2 \Rightarrow 0,65 \cdot \Sigma F_v \geq 2 \cdot \Sigma F_h \Rightarrow$$

$$b \geq \frac{142 + 3 \cdot h_2 - 10 \cdot h_2^2}{43 - 6,5 \cdot h_2}$$

Dit moet voor iedere h_2 gelden. De meest ongunstigste waarde van h_2 is te vinden door differentiatie.

$$\frac{db}{dh_2} = 0 \Rightarrow$$

$$65 \cdot h_2^2 - 860 \cdot h_2 + 1052 = 0 \Rightarrow$$

$$h_2 = 1,4 \text{ m.}$$

Invullen van deze waarde van h_2 geeft:

$$b \geq 3,75 \text{ m.}$$

M.b.v. deze waarde van b is ook het kantelmoment t.o.v. de midden-onderkant van de muur uit te rekenen. Deze bestaat uit de volgende delen:

- horizontale waterdruk op de bovenstroomse zijde:

$$M = 35.3,1.(0,4 + \frac{1}{2}.3,1) + \frac{1}{2}.31.3,1.(0,4 + \frac{1}{3}.3,1) \\ = 280 \text{ kNm/m'}$$

- verticale waterdruk op de bovenstroomse zijde:

$$M = -3,75.65.1,5 = -366 \text{ kNm/m'}$$

- horizontale waterdruk op de benedenstroomse zijde:

$$M = -5.h_2^2.(0,4 + \frac{1}{3}.h_2) = -2.h_2^2 - \frac{5}{3}.h_2^3$$

- verticale waterdruk op de benedenstroomse zijde:

$$M = 10.(h_2 - 0,1).2,2.2,28 = 50.h_2 - 5 \text{ kNm/m'}$$

- eigen gewicht verticale muur:

$$M = 24.0,55.3.0,78 = 31 \text{ kNm/m'}$$

- gewicht brug:

$$M = 178.1,75 = 312 \text{ kNm/m'}$$

- eigen gewicht voetplaat en de waterdruk tegen de onderkant grijpen centrish aan.

In totaal is:

$$\Sigma M = 252 + 50.h_2 - 2.h_2^2 - \frac{5}{3}.h_2^3$$

De verticale belasting op de ondergrond is:

$$\Sigma F_v = 512 - 42,5.h_2$$

De resultante doorsnijdt het grondvlak op een afstand uit het midden van:

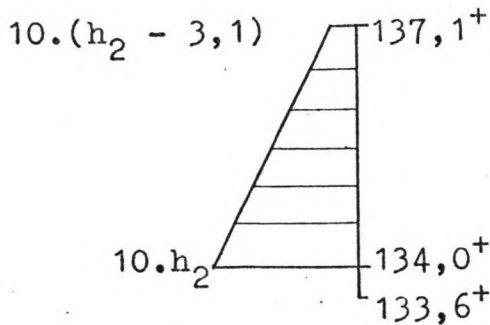
$$e_y = \frac{252 + 50.h_2 - 2.h_2^2 - \frac{5}{3}.h_2^3}{512 - 42,5.h_2}$$

Deze uitdrukking heeft een extreme waarde als:

$$\frac{de_y}{dh_2} = 0$$

Uitwerken geeft dat e_y een extreme waarde heeft als $h_2 = 3,8 \text{ m.}$ en dit is meer dan de gedane aanname $h_2 \leq 3,1 \text{ m.}$

Als $h_2 \geq 3,1 \text{ m.}$ wordt het moment t.g.v. de horizontale waterdruk op de benedenstroomse zijde:



$$M = -10.(h_2 - 3,1).3,1.(0,4 + \frac{1}{2}.3,1) - \frac{1}{2}.31.3,1.(0,4 + \frac{1}{3}.3,1)$$

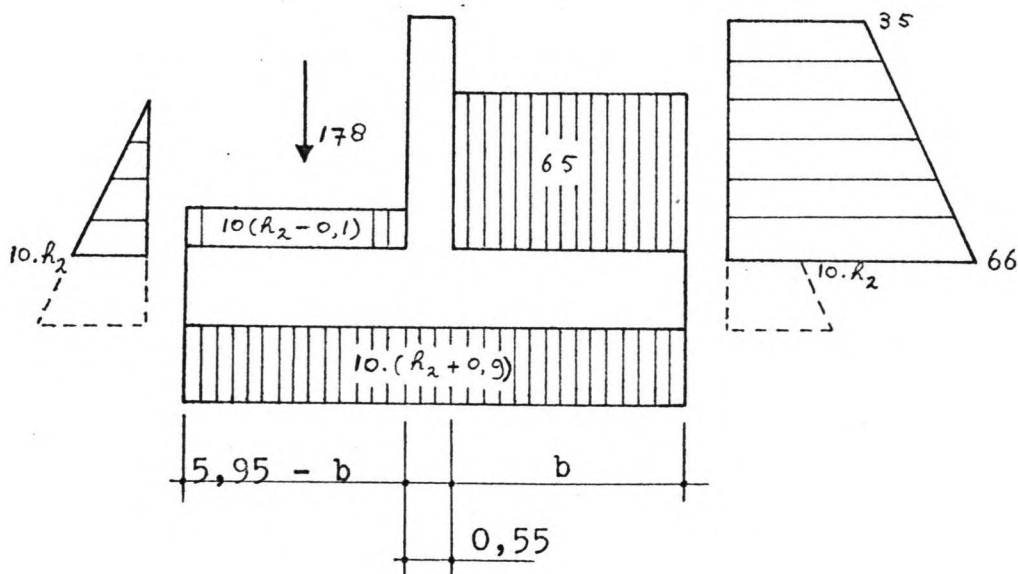
$$= -60.h_2 + 119 \text{ kNm/m'}$$

Nu ligt de resultante t.o.v. het midden op:

$$e_y = \frac{371 - 10.h_2}{512 - 42,5.h_2}$$

Door differentiatie zou in principe bepaald kunnen worden voor welke h_2 deze uitdrukking een extreme waarde heeft. Dit blijkt geen resultaat op te leveren omdat de uitdrukking monotoon stijgend is in h_2 . De maximum waarde voor h_2 is: $h_2 = h_0 = 6,6$ m. Hierbij hoort $e_y = 1,32$ m. dus buiten de kern. Om dit te voorkomen kan de voet dikker gemaakt worden, neem daarom $d_2 = 1,0$ m.

De voorgaande berekeningen zijn nu nogmaals te maken. In de volgende figuur is de belasting op de muur aangegeven.



De verticale belasting bestaat uit:

- eigen gewicht: $24 \cdot (3,0,55 + 6,5 \cdot 1) = 196 \text{ kN/m'}$
- gewicht brug: 178 kN/m'
- waterdruk op de bovenkant: $65 \cdot b + 10 \cdot (h_2 - 0,1) \cdot (5,95 - b)$
 $= 60 \cdot h_2 - 6 - 10 \cdot h_2 \cdot b + 66 \cdot b \text{ kN/m'}$
- waterdruk tegen de onderkant: $-6,5 \cdot 10 \cdot (h_2 + 0,9)$
 $= -65 \cdot h_2 - 59 \text{ kN/m'}$

In totaal is de verticale belasting:

$$\Sigma F_v = 309 + 66 \cdot b - 10 \cdot h_2 \cdot b - 5 \cdot h_2 \text{ kN/m'}$$

De horizontale belasting is:

$$\Sigma F_h = 157 - 5 \cdot h_2^2 \text{ kN/m'}$$

De eis voor de glijveiligheid is:

$$\frac{0,65 \cdot \Sigma F_v}{\Sigma F_h} \geq 2 \Rightarrow 0,65 \cdot \Sigma F_v \geq 2 \cdot \Sigma F_h$$
$$b \geq \frac{113 + 3 \cdot h_2 - 10 \cdot h_2^2}{43 - 6,5 \cdot h_2}$$

Dit moet voor iedere waarde van h_2 gelden. De extreme waarde is d.m.v. differentiatie te vinden.

$$\frac{db}{dh_2} = 0 \Rightarrow h_2 = 1,1 \text{ m.} \Rightarrow b \geq 2,9 \text{ m.}$$

Kies:

$$b = 2,9 \text{ m.}$$

Nu is wederom de kantelstabiliteit te bepalen. Het moment van de belastingen t.o.v. de middenonderkant bestaat uit:

- horizontale waterdruk op de bovenstroomse zijde:
 $M = 35 \cdot 3,1 \cdot (0,9 + \frac{1}{2} \cdot 3,1) + \frac{1}{2} \cdot 31 \cdot 3,1 \cdot (0,9 + \frac{1}{3} \cdot 3,1)$
 $= 359 \text{ kNm/m'}$
- verticale waterdruk op de bovenstroomse zijde:
 $M = 2,9 \cdot 65 \cdot (-1,9) = -358 \text{ kNm/m'}$
- horizontale waterdruk op de benedenstroomse zijde (als $h_2 \leq 3,1 \text{ m.}$)
 $M = -5 \cdot h_2^2 \cdot (0,9 + \frac{1}{3} \cdot h_2) = -4,5 \cdot h_2^2 - \frac{5}{3} \cdot h_2^3 \text{ kNm/m'}$
- verticale waterdruk op de benedenstroomse zijde:
 $M = 10 \cdot (h_2 - 0,1) \cdot 3,05 \cdot 1,63 = 50 \cdot h_2 - 5 \text{ kNm/m'}$
- eigen gewicht muur:
 $M = 24 \cdot 0,55 \cdot 3 \cdot (-0,98) = -3 \text{ kNm/m'}$
- gewicht brug:
 $M = 178 \cdot 1,75 = 312 \text{ kNm/m'}$

In totaal:

$$\Sigma M = 305 + 50 \cdot h_2 - 4,5 \cdot h_2^2 - \frac{5}{3} \cdot h_2^3 \quad \text{kNm/m'}$$

$$\Sigma F_v = 500 - 34 \cdot h_2 \quad \text{kN/m'}$$

De resultante van de belasting doorsnijdt het grondvlak t.o.v. het midden op een afstand:

$$e_y = \frac{305 + 50 \cdot h_2 - 4,5 \cdot h_2^2 - \frac{5}{3} \cdot h_2^3}{500 - 34 \cdot h_2}$$

De extreme waarde hiervan is d.m.v. differentiatie te vinden, deze blijkt op te treden voor $h_2 = 3,2$ m. dus bij een hogere waterstand dan waarvan hierboven is uitgegaan.

Indien de benedenwaterstand hoger is dan 3,1 m. wordt het aandeel van de horizontale waterdruk op de benedenstroomse zijde aan het moment:

$$\begin{aligned} M &= -10 \cdot (h_2 - 3,1) \cdot 3,1 \cdot (0,9 + \frac{1}{2} \cdot 3,1) - \frac{1}{2} \cdot 31 \cdot 3,1 \cdot (0,9 + \frac{1}{3} \cdot 3,1) \\ &= -76 \cdot h_2 + 143 \quad \text{kNm/m'} \end{aligned}$$

Hiermede wordt het totale moment t.o.v. het midden:

$$\Sigma M = 448 - 26 \cdot h_2$$

en daarmee:

$$e_y = \frac{448 - 26 \cdot h_2}{500 - 34 \cdot h_2}$$

Deze uitdrukking heeft zelf geen extremen. Een extreme situatie is als de muur geheel onder water staat en $h_0 = h_2$. Dan bestaat de verticale belasting uit het onderwater gewicht van de muur (114 kN/m') en het gewicht van de brug (178 kN/m').

Hierbij is:

$$\Sigma F_v = 114 + 178 = 292 \quad \text{kN/m'}$$

$$\Sigma M = 23 \cdot (-0,08) + 178 \cdot 1,75 = 310 \quad \text{kNm/m'}$$

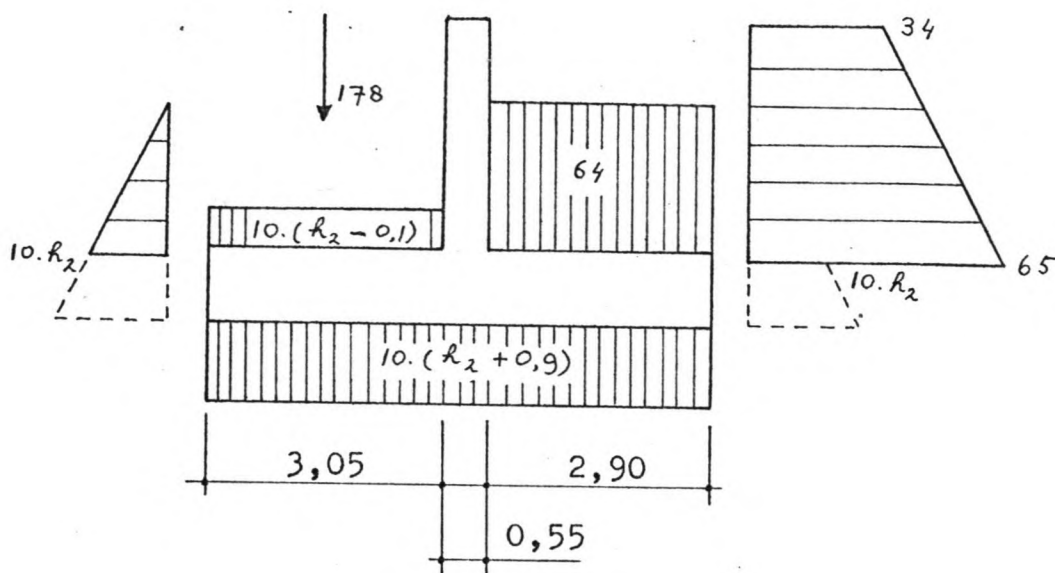
De excentriciteit van de resultante bedraagt:

$$e_y = 1,06 \quad \text{m.}$$

zodat de resultante net in de kern ligt.

In de voorgaande berekening is er van uitgegaan dat de maatgevende bovenwaterstand 140,6⁺ is. Om te controleren of dit waar is zou bij een andere bovenwaterstand, bijvoorbeeld 140,5⁺, de muur nog eens doorgerekend kunnen worden.

Uit de voorgaande berekening volgt het volgende profiel van de muur:



De verticale belasting bestaat uit:

- eigen gewicht: 196 kN/m'
- gewicht brug: 178 kN/m'
- waterdruk op de bovenkant: $2,9 \cdot 64 + 3,05 \cdot 10 \cdot (h_2 - 0,1)$
 $= 31 \cdot h_2 + 183$ kN/m'
- waterdruk tegen de onderkant: $-65 \cdot h_2 - 59$ kN/m'

In totaal:

$$\Sigma F_v = 498 - 34 \cdot h_2 \text{ kN/m'}$$

De horizontale belasting is:

$$\Sigma F_h = \frac{1}{2} \cdot (34 + 65) \cdot 3,1 - 5 \cdot h_2^2 = 153 - 5 \cdot h_2^2 \text{ kN/m'}$$

De benodigde wrijvingscoëfficiënt volgt uit:

$$\frac{f \cdot \Sigma F_v}{\Sigma F_h} \geq 2 \Rightarrow f \geq \frac{2 \cdot \Sigma F_h}{\Sigma F_v}$$

$$f \geq \frac{306 - 10 \cdot h_2^2}{498 - 34 \cdot h_2}$$

De extreme waarde hiervoor volgt uit:

$$\frac{df}{dh_2} = 0 \Rightarrow h_2 = 1,1 \text{ m.}$$

Daarmee wordt de benodigde wrijvingscoëfficiënt:

$$f \geq 0,638$$

en dit is minder dan de ontwerpwaarde $f = 0,65$ dus op dit punt kan geconcludeerd worden dat $h_0 = 140,6^+$ maatgevend is.

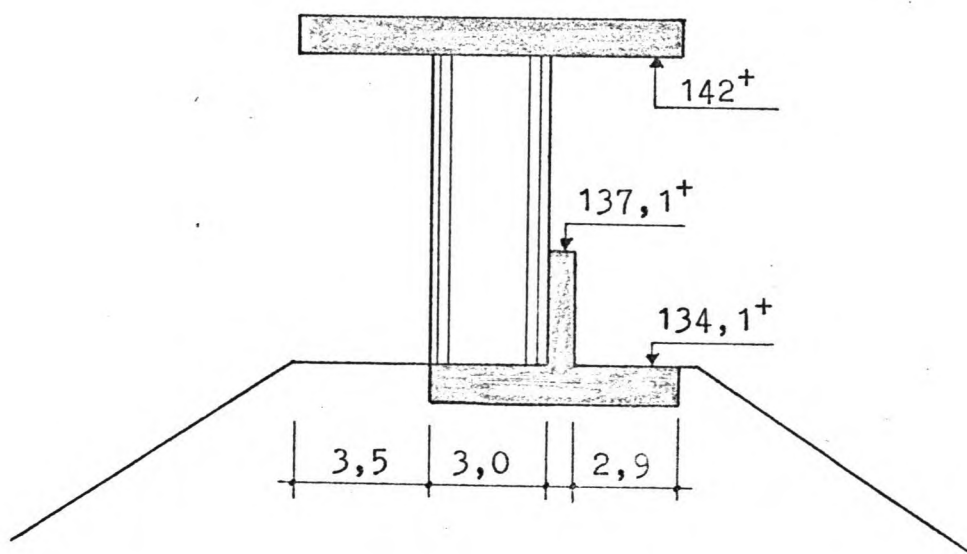
Bij de controle van de kantelstabiliteit is al gebleken dat daarbij maatgevend is dat de muur onder water staat ongeacht de hoogte van het water dus ook ongeacht h_0 zodat geconcludeerd kan worden dat

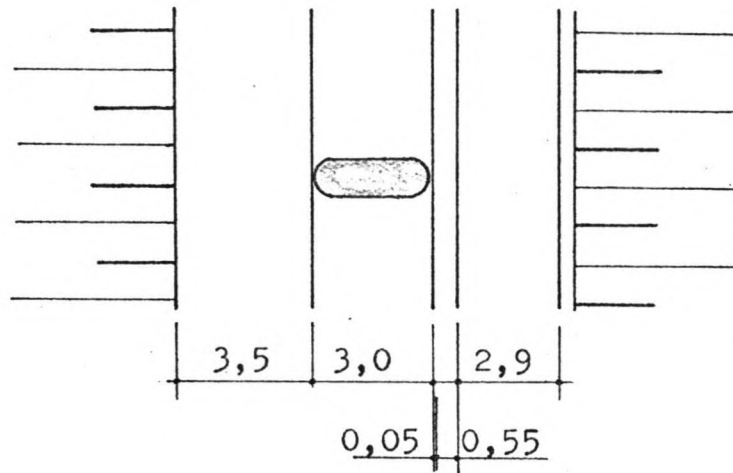
$h_0 = 140,6^+$ inderdaad maatgevend is.

Bij het ontwerp van deze muur is er tot nu toe geen rekening gehouden met hydraulische eisen. Als de waterstand benedenstrooms van de stuw lager is dan $137,1^+$ en er stroomt water over de overlaat dan zal er tussen de overstortende straal en de muur lucht ingesloten worden. Dit betekent dat de straal belucht moet worden. Voor dit beluchten kan men in de eerste plaats denken aan de contractie van de overstortende straal bij de brugpijlers. Als men hierop niet kan of wil vertrouwen is de oplossing het aanbrengen van beluchtungs-gleuven in de pijler. Deze beluchtungs-gleuven moeten tot boven de waterspiegel doorgetrokken worden.

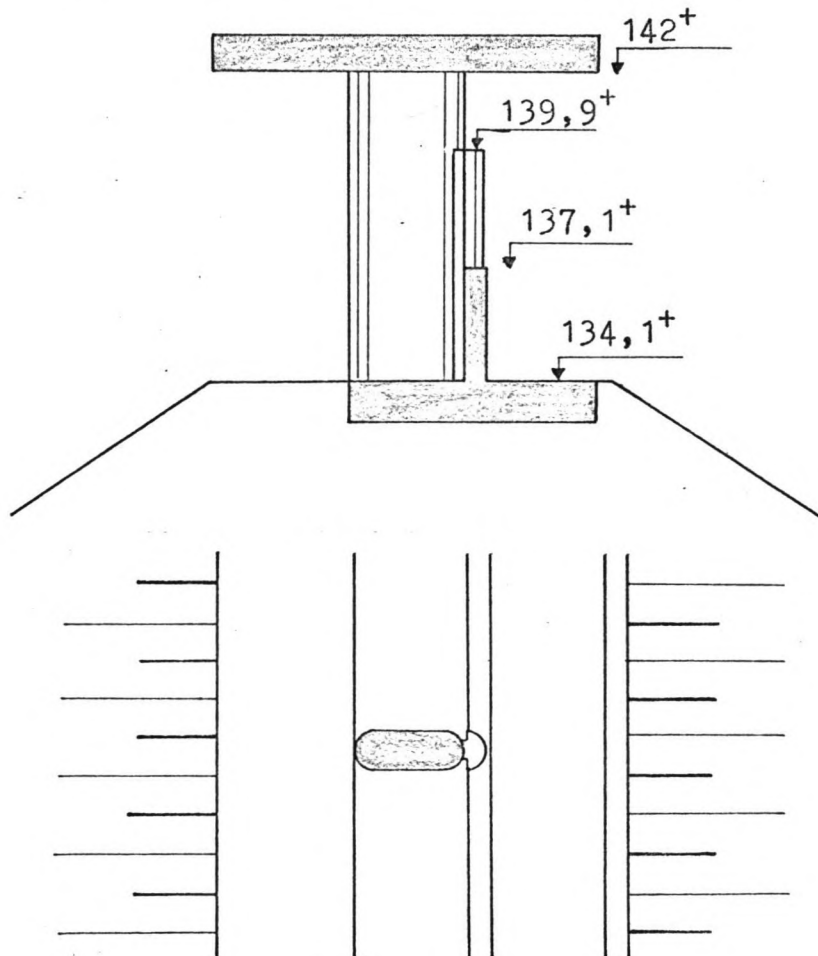
In de situatie dat ze nodig zijn is de afvoer volkomen zodat er op de kruin van de overlaat de grensdiepte aanwezig is. De waterstand bovenstrooms van de stuw is dan maximaal $140,6^+$. Dit is $3,5$ m. boven de kruin van de overlaat zodat de waterstand op de kruin dan maximaal $\frac{2}{3} \cdot 3,5 = 2,73$ m. is. Dit betekent dat de beluchtungs-gleuven minstens tot $139,9^+$ doorgetrokken moeten worden.

Bij het bepalen van de kosten van de stuw is uitgegaan van een brugpijler met een grondvlak van 3×1 m² (zie V.13). De meest ideale plaats van deze pijler is midden onder de brug en midden op de dam. Uitgaande van deze situatie zien een dwarsdoorsnede en een bovenaanzicht van de overlaat er uit als in de volgende figuren is geschetst (schaal 1 : 200).





Tussen de muur en de brugpijler zit een spleet van 0,05 m. Het ligt voor de hand dat deze opgevuld wordt met beton. Als er nu beluchtingsgleuven in de pijler worden aangebracht dan liggen dezen 0,55 m. voor de voorkant van de muur. De meest ideale plaats is echter direct na de muur zodat iedere overstortende straal belucht wordt. Dit is te bereiken door de pijler plaatselijk te verbreden. Een dwarsdoorsnede en een bovenaanzicht van de overlaat zien er dan uit als in de volgende figuren is aangegeven.

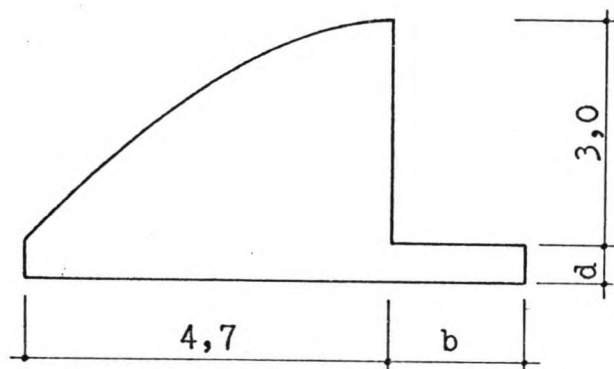


Men kan het ontwerp van de pijler nog verder aanpassen. Voor de hand liggend is het om de plaatselijke verbreding tot bovenaan door te trekken en zo ook een dragende functie te geven of de pijler 0,6 m. opschuiven zodat er geen plaatselijke verbreding nodig is. De consequentie is dat de pijler dan niet meer midden op de dam staat. De plaats van de brug kan midden boven de kruin of midden boven de pijlers zijn. In het eerste geval worden de pijlers niet centrisch belast, in het tweede geval is het nodig om t.p.v. de randpijler een knik in de brug aan te brengen of de dam iets te verschuiven in de stroomrichting t.o.v. de op blz. 182 geschetste ligging.

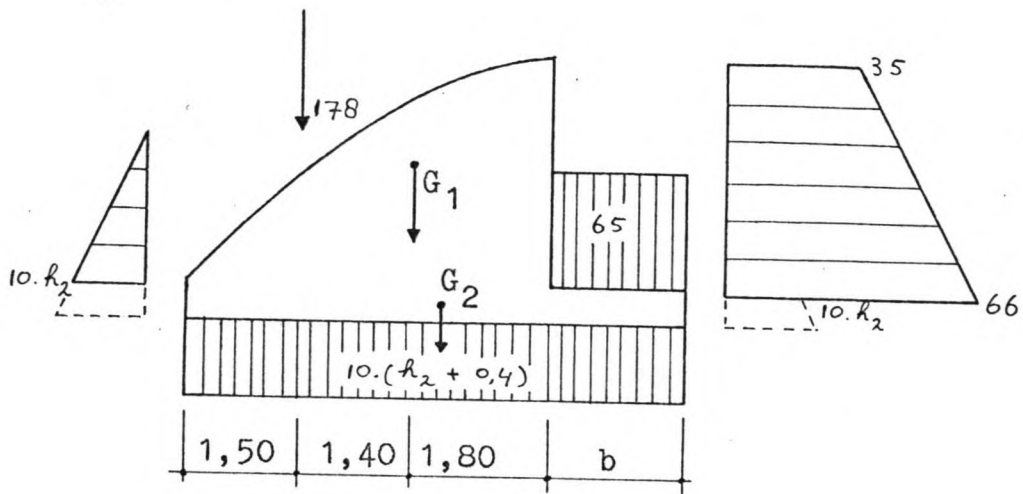
De noodzaak tot beluchten vervalst als er een zodanige vorm van de muur gekozen wordt dat de straal blijft aanliggen. De vergelijking waaraan deze vorm moet voldoen is al eerder vermeld namelijk:

$$x^{1,85} = 2 \cdot H^{0,85} \cdot y$$

Een bovengrens voor H is in het geval van een volkomen overlaat: H = 3,5 m. Een doorsnede van de muur is in de volgende figuur gegeven.



Om uitvoeringstechnische redenen mag de muur niet breder zijn dan 6,5 m. dus $b \leq 1,80$ m. De voegstrip wordt wederom op niveau 134,0⁺ aanwezig verondersteld. Voor d wordt gekozen d = 0,50 m. De op de muur werkende belastingen zijn in de volgende figuur aangegeven indien de waterstand bovenstrooms van de stuw 140,6⁺ is.



De belasting op de muur per strekkende meter bestaat uit de volgende onderdelen:

- eigen gewicht: $G_1 \approx \frac{2}{3} \cdot 3.4 \cdot 7.24 = 226 \text{ kN/m'}$
 $G_2 = 0.5 \cdot (4.7 + b) \cdot 24 = 56 + 12 \cdot b \text{ kN/m'}$
- gewicht brug: 178 kN/m'
- verticale waterdruk op de muur (de verticale waterdruk op de parabool wordt hierbij verwaarloosd):
 $W = 65 \cdot b \text{ kN/m'}$
- verticale waterdruk tegen de onderkant:
 $W = -10 \cdot (h_2 + 0.4) \cdot (4.7 + b)$
 $= -47 \cdot h_2 - 10 \cdot h_2 \cdot b - 19 - 4 \cdot b \text{ kN/m'}$
- horizontale waterdruk op de bovenstroomse zijde van de pijler:
 $W = \frac{1}{2} \cdot (35 + 66) \cdot 3.1 = 157 \text{ kN/m'}$
- horizontale waterdruk op de benedenstroomse zijde van de pijler indien $h_2 \leq 3.1 \text{ m}$ is:
 $W = -\frac{1}{2} \cdot 10 \cdot h_2 \cdot h_2 = -5 \cdot h_2^2 \text{ kN/m'}$

De totale horizontale belasting is:

$$\Sigma F_h = 157 - 5 \cdot h_2^2 \text{ kN/m'}$$

en de totale verticale belasting is:

$$\Sigma F_v = 441 + 73 \cdot b - 47 \cdot h_2 - 10 \cdot h_2 \cdot b$$

De eis voor de glijveiligheid luidt:

$$\frac{0.65 \cdot \Sigma F_v}{\Sigma F_h} \geq 2$$

Omwerken hiervan levert op:

$$b \geq \frac{27 + 31 \cdot h_2 - 10 \cdot h_2^2}{47 - 6.5 \cdot h_2}$$

Dit moet voor iedere h_2 gelden. De meest ongunstige waarde van h_2 is te vinden door het rechterlid naar h_2 te differentiëren en vervolgens nul te stellen. Dit levert op $h_2 = 2,0$ m. waaruit volgt:

$$b \geq 1,44 \text{ m.}$$

De keuze $b = 1,5$ m. is dus acceptabel en voldoet ook aan de eerder gestelde eis $b \leq 1,8$ m.

Vervolgens wordt er gecontroleerd of de resultante altijd in de kern ligt bij deze waarde van b .

De totale verticale belasting bedraagt dan:

$$\Sigma F_v = 550 - 62 \cdot h_2 \text{ kN/m'}$$

Het kantelmoment t.o.v. de middenonderkant van de muur bestaat uit de volgende componenten:

- eigen gewicht: $G_1 \cdot 0,2 = 45 \text{ kNm/m'}$
- gewicht brug: $178 \cdot 1,6 = 285 \text{ kNm/m'}$
- verticale waterdruk: $65 \cdot 1,5 \cdot (-2,35) = -229 \text{ kNm/m'}$
- horizontale waterdruk op de bovenstroomse zijde:
 $35 \cdot 3,1 \cdot (0,4 + \frac{1}{2} \cdot 3,1) + \frac{1}{2} \cdot 31 \cdot 3,1 \cdot (0,4 + \frac{1}{3} \cdot 3,1) = 280 \text{ kNm/m'}$
- horizontale waterdruk op de benedenstroomse zijde indien $h_2 \leq 3,1$ m.
 is: $-5 \cdot h_2^2 \cdot (0,4 + \frac{1}{3} \cdot h_2) = -2 \cdot h_2^2 - \frac{5}{3} \cdot h_2^3 \text{ kNm/m'}$

In totaal is het kantelmoment:

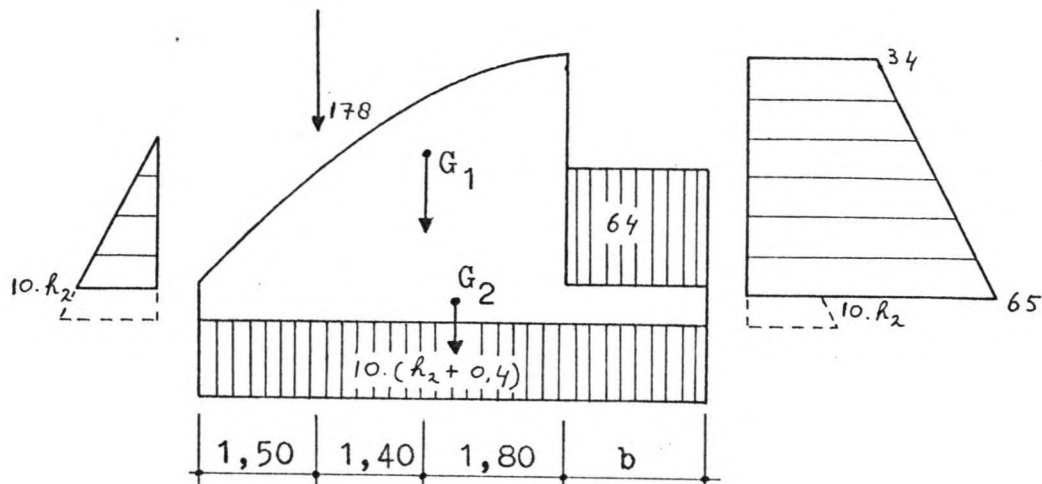
$$\Sigma M = 381 - 2 \cdot h_2^2 - \frac{5}{3} \cdot h_2^3 \text{ kNm/m'}$$

De resultante van de belasting doorsnijdt het grondvlak in:

$$e_y = \frac{381 - 2 \cdot h_2^2 - \frac{5}{3} \cdot h_2^3}{550 - 62 \cdot h_2}$$

De extreme waarde hiervan is d.m.v. differentiatie te bepalen. Deze blijkt op te treden voor $h_2 = 2,9$ m. en te bedragen $e_y = 0,874$ m. De resultante ligt dus ruimschoots in de kern.

Om te controleren of een waterstand bovenstrooms van de stuw van $140,6^+$ inderdaad maatgevend is moet de berekening voor een lagere waarde, bijvoorbeeld $140,5^+$ herhaald worden. De dan op de muur werkende belasting is in de volgende figuur aangegeven.



De belasting op de muur bestaat uit de volgende onderdelen:

- eigen gewicht: $G_1 + G_2 = 282 + 12 \cdot b \text{ kN/m'}$
- gewicht brug: 178 kN/m'
- verticale waterdruk op de bovenkant: $64 \cdot b \text{ kN/m'}$
- verticale waterdruk tegen de onderkant:
 $W = -47 \cdot h_2 - 10 \cdot h_2 \cdot b - 19 - 4 \cdot b \text{ kN/m'}$
- horizontale waterdruk tegen de bovenstroomse zijde:
 $W = \frac{1}{2} \cdot (34 + 65) \cdot 3,1 = 153 \text{ kN/m'}$
- horizontale waterdruk tegen de benedenstroomse zijde:
 $W = -5 \cdot h_2^2 \text{ kN/m'}$

De totale horizontale belasting is:

$$\Sigma F_h = 153 - 5 \cdot h_2^2 \text{ kN/m'}$$

en de totale verticale belasting is:

$$\Sigma F_v = 441 + 72 \cdot b - 47 \cdot h_2 - 10 \cdot h_2 \cdot b \text{ kN/m'}$$

De eis voor de glijveiligheid luidt:

$$\frac{0,65 \cdot \Sigma F_v}{\Sigma F_h} \geq 2$$

Uitwerken hiervan levert op:

$$b \geq \frac{19 + 31 \cdot h_2 - 10 \cdot h_2^2}{47 - 6,5 \cdot h_2}$$

D.m.v. differentiatie is aan te tonen dat dit een extreem heeft voor $h_2 = 1,9 \text{ m.}$ zodat er moet gelden:

$$b \geq 1,21 \text{ m.}$$

Indien $b = 1,50 \text{ m.}$ is de totale verticale belasting:

$$\Sigma F_v = 549 - 62 \cdot h_2 \text{ kN/m'}$$

Het kantelmoment t.o.v. de middenonderkant van de muur bestaat uit de volgende componenten:

- eigen gewicht: $G_1 \cdot 0,2 = 45 \text{ kNm/m'}$
- gewicht brug: $178 \cdot 1,6 = 285 \text{ kNm/m'}$
- verticale waterdruk: $64 \cdot 1,5 \cdot (-2,35) = -226 \text{ kNm/m'}$
- horizontale waterdruk tegen de bovenstroomse zijde:

$$34 \cdot 3,1 \cdot (0,4 + \frac{1}{2} \cdot 3,1) + \frac{1}{2} \cdot 31 \cdot 3,1 \cdot (0,4 + \frac{1}{3} \cdot 3,1) = 274 \text{ kNm/m'}$$

- horizontale waterdruk tegen de benedenstroomse zijde indien $h_2 \leq 3,1 \text{ m}$. is:

$$-5 \cdot h_2^2 \cdot (0,4 + \frac{1}{3} \cdot h_2) = -2 \cdot h_2^2 - \frac{5}{3} \cdot h_2^3 \text{ kNm/m'}$$

In totaal is het kantelmoment:

$$\Sigma M = 378 - 2 \cdot h_2^2 - \frac{5}{3} \cdot h_2^3 \text{ kNm/m'}$$

De resultante doorsnijdt het grondvlak in:

$$e_y = \frac{378 - 2 \cdot h_2^2 - \frac{5}{3} \cdot h_2^3}{549 - 62 \cdot h_2}$$

D.m.v. differentiatie is te bepalen wanneer dit een extreem oplevert. Dit blijkt te zijn bij $h_2 = 3,1 \text{ m}$. en hierbij hoort $e_y = 0,866 \text{ m}$. Het blijkt dat zowel de benodigde b als e_y bij een waterstand bovenstrooms van de stuw van $140,5^+$ kleiner zijn dan wanneer deze waterstand $140,6^+$ is zodat geconcludeerd kan worden dat deze waterstand maatgevend is.

Verder blijkt er dat deze muur een dwarsdoorsnede van $12,5 \text{ m}^2$ heeft. De muur in de vorm van een omgekeerde T heeft een dwarsdoorsnede van $8,2 \text{ m}^2$. Deze heeft een kleiner materiaalverbruik en zal dus goedkoper zijn, mede gezien de eenvoudiger bekistingsvorm. Anderzijds heeft de muur in de vorm van een omgekeerde T meer wapening nodig.

IX OVERIGE CONSTRUCTIES.

Behalve de in de voorgaande hoofdstukken al behandelde constructies bevat het stuwcomplex nog een aantal onderdelen. Hiervan zal in dit hoofdstuk kort iets gezegd worden.

In de eerste plaats is er een sluis aanwezig die het mogelijk maakt dat scheepvaart de stuw kan passeren. Deze sluis moet in de vaargeul dus min of meer in het midden van het stuwcomplex komen te liggen.

In de sluis moeten duwvaartconvooien met een totale lengte van 172 m. en een breedte van 23 m. gesluisd kunnen worden. Er zijn twee schutkolken nodig om de benodigde capaciteit te halen. Als kleine afvoergolven de gesloten stuw passeren is de maximum waterstand bovenstrooms van de stuw $140,6^+$. Bij kleine afvoergolven is er nog wel scheepvaart mogelijk zodat er op een maximum waterpeil in de kolk van $140,6^+$ gerekend moet worden.

De brug die over het gehele stuwcomplex loopt gaat ook over de sluis. Deze moet zo hoog zijn dat de scheepvaart er onderdoor kan. De schepen zijn maximaal 7 m. hoog zodat de onderkant van de brug daar minimaal op $147,6^+$ moet liggen.

Bij de sluis zijn ook de nodige geleidewerken en wachtplaatsen nodig evenals een bedieningsgebouw. In dit gebouw kan tevens de bediening van de stuw ondergebracht worden.

Gedurende een deel van het jaar staat het waterpeil boven het stuwpeil. De scheepvaart hoeft dan geen gebruik te maken van de sluis maar kan door een aangepaste stuwopening de stuw passeren. Een stuwopening is 40,3 m. breed, dit is 1,75 maal de breedte van een duwconvooi. Met goede geleidewerken moet het mogelijk zijn dat de scheepvaart hier zonder problemen doorheen kan varen.

De maximum waterstand benedenstrooms van de stuw is $140,2^+$. Bovenstrooms kan de waterstand wel hoger zijn maar dan is er sprake van een topafvoer of gesloten schuiven. In het eerste geval is er geen scheepvaart mogelijk, in het tweede geval kan de scheepvaart de stuwopening niet passeren. De maximum waterstand op de drempel is dus $140,2^+$ zodat de onderkant van de brug bij deze opening(en) minimaal op $147,2^+$ moet liggen.

De onderkant van de geheven schuif moet ook tot $147,2^+$ geheven kunnen worden. In principe kan dit iets minder zijn door bij hoge waterstanden de scheepvaart over de gesloten schuif te laten varen maar uit veiligheidsoverwegingen moet dit afgeraden worden.

De heftoren zal 7,2 m. hoger moeten zijn dan bij een gewone stuwopening. Verder moet hij uitgerust worden met nokken om de beweging van de schuif o.i.v. de wind te beperken (zie VI.5), bijvoorbeeld in de vorm van betonnen haken die op 147,2⁺ aan de heftoren vastzitten.

Doordat de onderkant van de schuif in geheven stand boven de bovenkant van de pijlervoet uitkomt moet de bovenkant van de schuifnis een zodanige vorm hebben dat de schuif bij het zakken hier in loopt. Naar verwachting passeren er ongeveer 30 duwconvoeien per dag de stuw. Het aanpassen van één stuwopening is in principe voldoende. Dit noodzaakt wel tot een goede verkeersregeling om aanvaringen te voorkomen. Het is daarom beter om twee stuwopeningen aan te passen zodat er in de stuwopeningen eenrichtingsverkeer mogelijk is. Deze openingen moeten net als de sluis ongeveer in de vaargeul liggen.

Doordat de sluis in het stuwcomplex ligt moet er tussen de sluis en de beweegbare stuw een overgangsconstructie aanwezig zijn. De eenvoudigste vorm hiervoor is dat aan of in de muur van de sluis voorzieningen worden getroffen voor een schuifnis, een schotbalkspanning en een contragewichtkelder. Deze overgang dient in samenhang met de sluis ontworpen te worden.

De overgang van landhoofd naar overlaat kan, net als bij de overgang van overlaat naar beweegbare stuw, plotseling of geleidelijk zijn. In het eerste geval wordt het landhoofd afgesloten door een 6,6 m. hoge muur, in het tweede geval door een talud. Dit laatste spaart een betonnen muur uit maar noodzaakt wel tot het aanbrengen van een extra overspanning van de brug, compleet met pijler en oplegpunt in het landhoofd. Qua kosten zullen deze twee oplossingen elkaar niet veel ontlopen.

Het stuwpeil is 135⁺. Een hogere waterstand is geen enkel bezwaar aangezien de maximum waterstand in het stuwmeer 140,2⁺ is. Indien het waterpeil boven 136⁺ uitkomt loopt het water over de schuiven weg. Er is dus geen noodzaak aanwezig om constructies voor fijnregeling van het waterpeil in de stuw op te nemen.

Als een afvoergolf de stuw passeert is het heel goed mogelijk dat de waterstand benedenstrooms van de stuw lager staat dan de kruin van de dam. Dit betekent dat het water dat over de overlaat stroomt

eerst langs het damtalud naar beneden en vervolgens langs het daltalud naar de rivier stroomt. De kruin en de benedenstroomse zijde van de dam moeten weerstand bieden aan deze stroming. Verder wordt ook het daltalud door deze stroming aangevallen.

Als het daltalud hiertegen niet beveiligd wordt betekent dit dat de toplaag en een deel van de ondergrond weggespoeld worden. Dit kan acceptabel zijn indien de harde rots niet zo diep onder het maaiveld ligt. Het damtalud moet dan wel voldoende diep doorgetrokken worden om te voorkomen dat de dam zelf bezwijkt.

Is dit wegspoelen niet acceptabel dan moeten er maatregelen getroffen worden. Men kan de oorzaak van het probleem wegnemen door te eisen dat er geen water over de overlaat stroomt zolang de waterstand benedenstrooms van de stuw lager staat dan de kruin van de dam ($134,1^+$). Dit houdt in dat slechts kleine afvoergolven (tot $1000 \text{ m}^3/\text{s}$) de gesloten stuw kunnen passeren. Bij hogere afvoergolven moet er met de schuiven gemanipuleerd worden. Het beheer wordt hierdoor ingewikkelder terwijl als er nagelaten wordt op tijd een schuif te heffen de ongewenste situatie toch optreedt.

Behalve de oorzaak is het ook mogelijk om het gevolg van het probleem weg te nemen. Dit betekent dat het daltalud verdedigd moet worden. Dit kan op verschillende manieren zoals het aanbrengen van een bodemverdediging of het aanleggen van een verzamelgeul aan de voet van de dam.

Als er een verzamelgeul wordt aangelegd komt deze langs de voet van de dam te liggen. De stroomrichting hierin staat dus haaks op de stroomrichting van het water dat over de overlaat stroomt. De geul moet dus zo breed en diep zijn dat het water onderaan een bocht van 90° kan maken. Het is in dit verband gunstig als de stroomsnelheid aan de voet van de dam zo gering mogelijk is zodat een ruw damtalud verlangd wordt.

Er moet verwacht worden dat er in de geul schietend water zal optreden. Dit moet via een watersprong omgezet worden in stromend water. Bij een lage waterstand benedenstrooms van de stuw zal deze aan het einde van de geul optreden. De geul komt uit op de woelbak. Als er water over de overlaat stroomt stroomt het ook over de schuiven. Dit betekent dat er dan aan het einde van de geul een gecompliceerde stromingstoestand ontstaat met twee watersprongen die door elkaar lopen.

Bij een hogere waterstand benedenstrooms van de stuw zal de watersprong ergens in de geul optreden. Dit betekent dat net voor de

watersprong de stijghoogte van het water lager is dan de waterstand in de rivier. Bij een gesloten bekleding van de geul bepaalt de laatste de opwaartse waterdruk op de bekleding. Deze wordt dus plaatselijk op oplichten belast. Deze belasting is te voorkomen door de bekleding poreus te maken.

De bekleding van de afvoergeul dient verder bestand te zijn tegen de te verwachten hoge stroomsnelheden in de geul terwijl een ruwe bekleding gewenst is voor de energievernietiging.

Over het ontwerp van de woelbak, zo deze nodig is, is in V.11 al gesproken. De maximum lengte van de watersprong is 81,5 m. In het ontwerp is al voorzien in perforaties tussen de woelbak en de drempelbekleding. De gehele woelbak poreus maken heeft in dit geval geen gunstige, maar ook geen ongunstige, invloed op de stabiliteit i.c. oplichten.

Het water dat over de woelbak stroomt oefent hierop een wrijvingskracht uit. De grootte hiervan is $\tau = \rho \cdot g \cdot u^2 / C^2$. De woelbak moet zo zwaar zijn dat deze niet verschuift t.g.v. deze wrijvingskracht.

De drempel waar de stuw op staat, de dam waar de overlaat op staat en de landhoofden zijn opgebouwd gedacht uit gebroken basalt. In de voorgaande hoofdstukken is er vanuit gegaan dat de lokale basalt, opgezet onder een talud van 1 : 1,5, bij alle belastingsituaties een stabiele constructie oplevert. Er behoort gecontroleerd te worden of dit het geval is.

Verder vormen de drempel, dam en landhoofden een deel van de totale stuw. Dit houdt in dat ze waterdicht moeten zijn en ook waterdicht moeten aansluiten aan de betonconstructies en de ondoorlatende ondergrond. Aangezien basalt zelf geen waterdichte dam vormt moet hiervoor een aparte voorziening in de vorm van een waterdicht scherm aangebracht worden. Dit waterdichte scherm kan op drie plaatsen aangebracht worden: op de bovenstroomse zijde van de steenmassa, erin of op de benedenstroomse zijde ervan.

De laatste mogelijkheid is het ongunstigste: doordat de stijghoogte van het water onder de bekleding dan hoger kan zijn dan erboven moet er rekening gehouden worden met oplichten. Verder worden de betonconstructies op de drempel en de dam nu op een grote opwaartse waterdruk belast.

Bij een waterdichte bekleding op de stroomopwaartse zijde bestaat er geen gevaar voor oplichten en is ook de opwaartse waterdruk op de betonconstructies het kleinst.

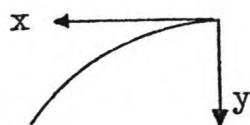
Bij situering van het waterdichte scherm in de steenmassa is de grote opwaartse waterdruk ook onder een deel van de constructies aanwezig. Dit deel is tot nul te reduceren door het waterdichte scherm aan de bovenstroomse rand van de constructies te plaatsen. Een waterdicht scherm in de steenmassa heeft als voordeel boven een waterdichte bekleding dat er geen gevaar voor beschadiging door scheepvaart o.i.d. bestaat. Het nadeel is dat de opbouw van de drempel en dam gecompliceerder en daardoor duurder wordt. Een waterdichte kern kan bestaan uit klei, grout, asfalt of een damwand. Bij een kleikern is de toepassing van filterlagen nodig om uitspoeling tegen te gaan. Bij een damwand bestaat er de kans dat de waterdichtheid door uit het slot lopen van planken verloren gaat.

Verderop zal een opsomming worden gegeven van een aantal mogelijke materialen waaruit een bekleding van de bovenstroomse zijde gemaakt kan worden. Deze dient niet alleen waterdicht maar ook stroombestendig te zijn.

De benedenstroomse zijde van de dam moet ook bekleed worden. Deze bekleding dient bestand te zijn tegen het langs het vrij steile talud afstromende water en ook ruw te zijn i.v.m. beperking van de stroomsnelheid. Verder moet de bekleding zodanig ontworpen zijn dat er geen overdruk achter kan ontstaan. Dit houdt in een poreuse bekleding of een goed werkend filter met filterlaag achter de bekleding. In principe is iedere bekleding poreus te maken door er gaten in aan te brengen.

De bekleding volgt het talud. Eventueel moet de bekleding flauwer gelegd worden om afglijden te voorkomen. Dit afglijden wordt veroorzaakt door de component van het eigen gewicht langs het talud en de wrijving t.g.v. het over de bekleding stromende water. Bij bepaalde bekledingsmaterialen, zoals beton, is het mogelijk om dit afglijden tegen te gaan door aan de voet een ondersteuningsconstructie aan te brengen.

Benedenstrooms van de stuwpijlers moet de bekleding een speciale vorm hebben zoals in V.11 al is vermeld. De formule voor deze vorm is:

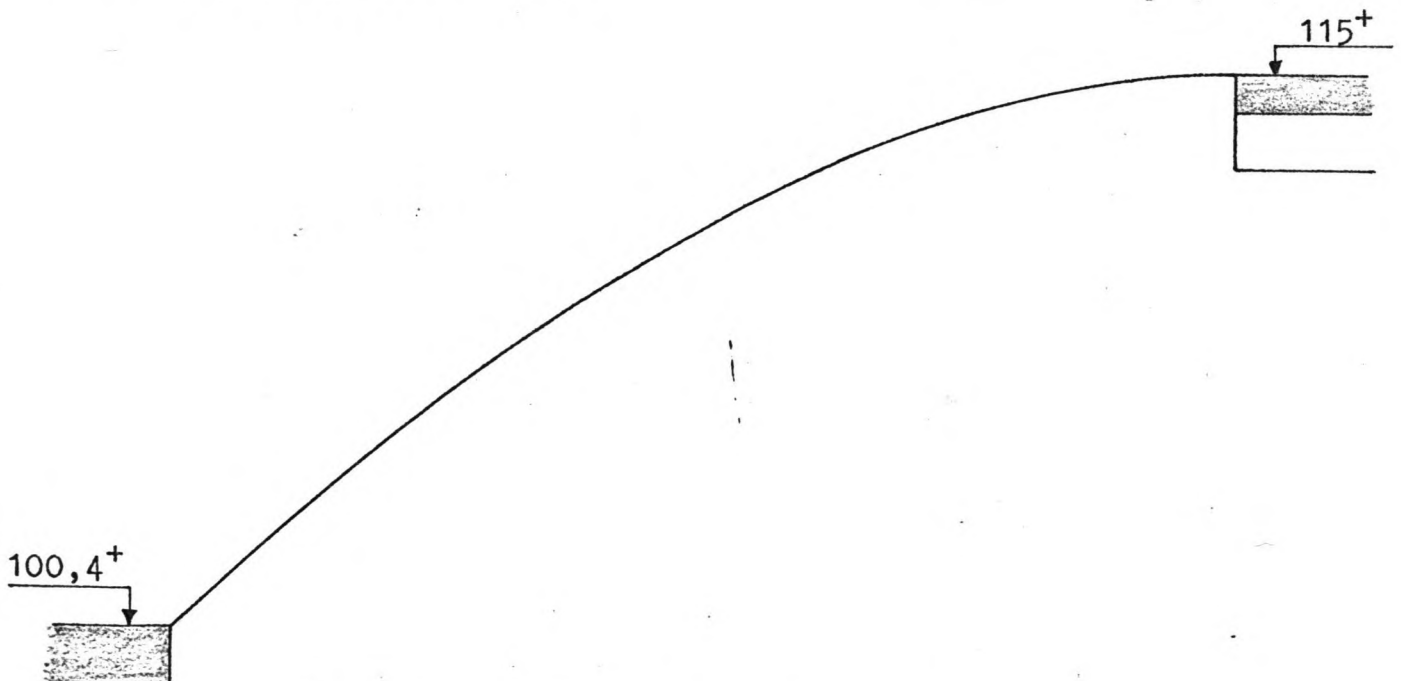


$$x^{1,85} = 2 \cdot H^{0,85} \cdot y$$

Een bovengrens voor de energiehogte is het verschil tussen de maximum waterstand bovenstrooms van de stuw bij gesloten schuiven (140,6⁺) en de bovenkant van de drempel (115⁺) : H = 25,6 m. In de volgende tabel zijn de coördinaten van de bovenkant van deze bekleding vermeld.

x(m)	y(m)	x(m)	y(m)
0	0	16	5,37
2	0,11	18	6,67
4	0,41	20	8,11
6	0,87	22	9,67
8	1,49	24	11,36
10	2,25	26	13,17
12	3,15	17,5	14,6
14	4,19		

Het verloop van de bovenkant is in de volgende figuur aangegeven, hoe de onderkant eruit ziet hangt af van de materiaalkeuze en de wijze van uitvoering. Het materiaal dient bestand te zijn tegen het erover stromende water.



De bekleding kan uit een van de volgende materialen of een combinatie ervan opgebouwd worden.

- BETON:

Dit materiaal kan in verschillende vormen toegepast worden zoals prefab betonplaten, een in het werk gestorte betonhuid en als

penetratiemiddel voor stortsteen. Het is een relatief goedkoop materiaal. Om afglijden van de bekleding te voorkomen is het niet noodzakelijk om het talud flauw te maken, het is ook mogelijk om de bekleding op een ondersteuningsconstructie aan de voet te laten rusten. Door het aanbrengen van allerlei richels en uitsteeksels is de bekleding net zo ruw te maken als men wenst. Het nadeel van beton is zijn geringe elasticiteit. Door ongelijke zettingen en ook door temperatuursinvloeden kunnen scheuren ontstaan. Deze scheuren zijn moeilijk te repareren. Aangezien de dam en drempel bestaan uit een steenskelet op een rotsachtige ondergrond is het gevaar voor zettingen gering. Om scheuren t.g.v. krimp tegen te gaan zijn dilitatievoegen nodig. Bij een goede uitvoering is een goede totale waterdichtheid te verkrijgen. De bereiding en verwerking van het beton zullen geen grote moeilijkheden opleveren aangezien er in de rest van het werk ook veel beton verwerkt moet worden.

- BITUMEN:

Dit materiaal kan toegepast worden als een asfaltlaag of in de vorm van een bitumenpenetratie van de aanwezige steen. Bij langzame vervormingen is het materiaal elastisch zodat ongelijke zettingen opgevangen kunnen worden. Eventueel optredende scheuren zijn gemakkelijk te repareren.

De nadelen zijn dat asfalt gevoelig is voor aantasting door olie en algen en dat het toepassen van een ondersteuningsconstructie aan de voet nu niet mogelijk is. Verder is er voor de bereiding en verwerking van asfalt speciaal materieel nodig hetgeen de toepassing duur kan maken.

- STORTSTEEN:

Een steenbestorting is van zichzelf niet waterdicht zodat dit materiaal alleen als waterdichte bekleding kan worden toegepast indien het door een asfalt- of cementpenetratie waterdicht gemaakt wordt of als er een waterdichte laag onder ligt. Met name bij een cementpenetratie is het de vraag of de bekleding nog wel voldoende waterdicht is bij de te verwachten temperatuurscheuren.

Bij toepassing van stortsteen op de benedenstroomse zijde is het de vraag of de steen o.i.v. het overstromende water blijft liggen.

- KUNSTSTOF FOLIE:

Toepassing van een folie van PVC of polyetheen levert een waterdichte constructie op. Een folie heeft voldoende elasticiteit om vervormingen te volgen. Het heeft echter bescherming nodig tegen hitte, ultraviolet licht, chemische en mechanische aantasting en knaagdieren. Daarom moet het afgedekt worden door grond o.i.d. waarvan het niet de bedoeling is dat het langs de folie naar beneden glijdt. Dit kan de taludhelling bepalen.

- KLEI:

Klei is niet stroombestendig dus dient het bij toepassing afgedekt te worden door een stroombestendige laag met de nodige filterlagen. Verder kunnen er bij uitdroging krimpscheuren ontstaan.

- GEZETTE STEEN:

Deze bekleding is op zichzelf niet waterdicht. Indien de bekleding waterdicht moet zijn dient er zich een afsluitende laag onder te bevinden. Als steen kan natuursteen of betonsteen genomen worden. Natuursteen in de vorm van basalt is lokaal wel aanwezig maar het is de vraag of er vakmensen voor de verwerking hiervan beschikbaar zijn. Voor het zetten van betonsteen is minder vakmanschap vereist. Eventuele toepassing hangt sterk van de beschikbaarheid van de steen en de daarmee gemoeide kosten af.

- HOUT:

Hout is niet zo'n erg geschikt bekledingsmateriaal. De meeste houtsoorten hebben een volumegewicht kleiner dan 1 zodat er speciale maatregelen genomen moeten worden om opdrijven ervan te voorkomen. Verder zal hout, met name het gedeelte dat afwisselend boven en onder water staat, gaan rotten. Dit is door verduurzaming en de keuze van een geschikte houtsoort tegen te gaan. De naden tussen de planken vormen evenzoveel mogelijke lekwegen. Het poreus maken van de bekleding is eenvoudig te realiseren door het boren van gaten in het hout.

- METAALPLAAT:

Het is ook mogelijk om de bekleding op te bouwen uit platen staal, aluminium of koper. De ervaring is echter dat zo'n bekleding niet voldoet.

Lijst van geraadpleegde literatuur.

- Elevatorski, E.A. : Hydraulic energy dissipators;
New York 1959.
- Johnson, B.L.C. : India, resources and development;
Londen 1966.
- King, H.W.; E.F. Brater : Handbook of hydraulics;
New York 1963.
- Lindsley, R.K.; J.B. Franzini : Water resources engineering;
New York 1979.
- N.N.I. : Voorschriften voor het ontwerpen
van stalen bruggen (VOSB 1963,
NEN 1008);
Rijswijk 1963.
- N.N.I. : Voorschriften beton, VB 1974, deel
A en E (NEN 3861 en NEN 3865);
Rijswijk 1977.
- P.B.N.A. : Polytechnisch zakboekje;
Arnhem 1980.
- Peter, P. : Canal and river levées;
Amsterdam 1982.
- Press, H. : Stauanlagen und Wasserkraftwerken,
II Teil: Wehre;
Berlijn 1954.
- Rescher, O.J. : Talsperrenstatik;
Berlijn 1965.
- Striegler, W.; D. Wernher : Dammbau in Theorie und Praxis;
Wenen 1969.

- Thomas, H.H. : The engineering of large dams;
Londen 1976.
- Vischer, D.; A. Huber : Wasserbau;
Berlijn 1979.
- Wadia, D.N. : Geology of India;
Londen 1966.

Verder zijn er diverse collegedictaten van de T.H. Delft geraadpleegd o.a.:

- b13 : Toegepaste mechanica: elastisch ondersteunde liggers (1979).
- b15A : Dynamica van constructies, deel 1 en 4 (1979).
- bb26 : Ontwerpmethodieken (1981).
- b72 : Inleiding vloeistofmechanica (1977).
- f8 : Rivieren en rivierwerken (1978).
- f9 : Het ontwerpen van waterbouwkundige constructies (1980).
- f9A : Waterbouwkundige constructies B.O.1 (1981).
- g20 : Het gedrag van betonconstructies (1976, 1978, 1979).

