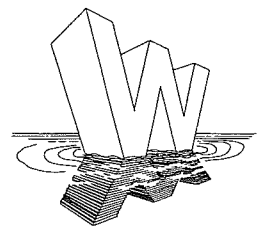


CTwa3330

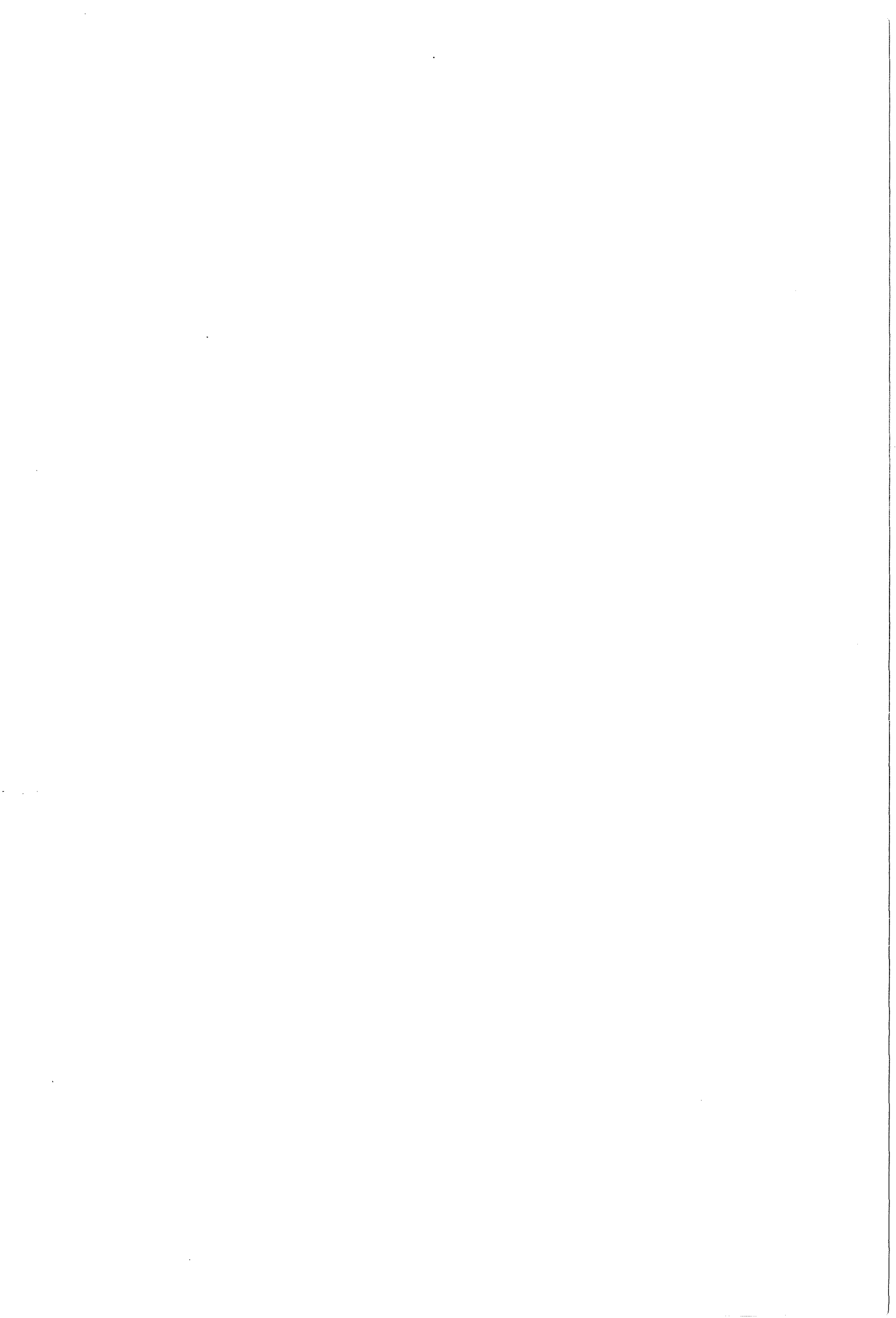
# Constructieve Waterbouwkunde

Deel A Algemeen

ir. K.G. Bezuyen  
prof.ir. A. Glerum  
ir. H.K.T. Kuijper  
ing. W. Kuiper  
ir. H.G. Voortman  
prof.drs.ir. J.K. Vrijling



710220



<b>1. INLEIDING .....</b>	<b>1-1</b>
1.1 VAN GROF NAAR FIJN .....	1-1
1.2 'WATERBOUWKUNDIGE CONSTRUCTIES' IN DE OPLEIDING.....	1-2
1.3 OPBOUW VAN HET DICTAAT .....	1-3
<b>2. ONTWERPASPECTEN.....</b>	<b>2-1</b>
2.1 INLEIDING.....	2-1
2.2 CONCEPTUELE OPLOSSINGEN .....	2-2
2.3 ECONOMISCHE ASPECTEN.....	2-3
<b>3. OVERZICHT WATERBOUWKUNDIGE KUNSTWERKEN.....</b>	<b>3-1</b>
3.1 PIJLERS .....	3-1
3.2 KUNSTMATIGE EILANDEN .....	3-4
3.3 GOLFBREKERS .....	3-5
3.4 KEERSLUIZEN EN STORMVLOEDKERINGEN .....	3-6
3.5 WATERKERINGEN: STUWDAMMEN EN STUWEN .....	3-8
3.6 UITWATERINGSVOORZIENINGEN EN SPUISLUIZEN .....	3-10
3.7 SCHUTVOORZIENINGEN.....	3-12
3.8 AFSLUITMIDDELEN .....	3-16
3.9 AANLEGVOORZIENINGEN .....	3-23
3.9.1 <i>Functies</i> .....	3-23
3.9.2 <i>Kadeconstructies</i> .....	3-23
3.9.3 <i>Steigers</i> .....	3-30
3.9.4 <i>Meerstoelen, dukdalven en remmingwerken</i> .....	3-32
3.9.5 <i>Fenders</i> .....	3-36
3.10 DROOGDOK, DRIJVEND DOK.....	3-37
3.11 TUNNELS, AQUADUCTEN EN DUIKERS.....	3-38
3.12 TOERITTEN EN VERDIEPTE WEGEN.....	3-43
3.13 BOUWDOKKEN, BOUWPUTTEN EN BOUWKUIPEN .....	3-44
3.13.1 <i>Bouwdok</i> .....	3-44
3.13.2 <i>Bouwput</i> .....	3-46
3.13.3 <i>Bouwkuip</i> .....	3-46
<b>4. NATUURLIJKE RANDVOORWAARDEN.....</b>	<b>4-1</b>
4.1 INLEIDING.....	4-1
4.2 WIND.....	4-1
4.3 WATERSTANDEN AAN DE KUST .....	4-3
4.3.1 <i>Getij</i> .....	4-3
4.3.2 <i>Windopzet</i> .....	4-4
4.3.3 <i>Stormvloed</i> .....	4-5
4.3.4 <i>Bui-oscillaties en buistoten</i> .....	4-5
4.3.5 <i>Seiches</i> .....	4-5
4.3.6 <i>Relatieve zeespiegelrijzing</i> .....	4-6
4.4 WATERSTANDEN IN RIVIEREN EN WATERLOPEN .....	4-6
4.4.1 <i>Rivierafvoer en waterstanden</i> .....	4-6
4.4.2 <i>Stroming in open waterlopen</i> .....	4-7
4.4.3 <i>Stroming door en langs kunstwerken</i> .....	4-7
4.5 GOLVEN.....	4-8
4.5.1 <i>Inleiding</i> .....	4-8
4.5.2 <i>Translatiegolven</i> .....	4-8
4.5.3 <i>Windgolven</i> .....	4-9
4.5.4 <i>Gedrag van golven nabij de kust en obstakels (regelmatige golven)</i> .....	4-12
4.6 GEOTECHNISCHE RANDVOORWAARDEN .....	4-17
4.6.1 <i>Inleiding</i> .....	4-17
4.6.2 <i>Eigenschappen en grondparameters</i> .....	4-18
4.6.3 <i>Grondwater</i> .....	4-21
4.6.4 <i>Aardbevingen</i> .....	4-22
4.7 LITERATUUR.....	4-26

<b>5.</b>	<b>BELASTINGEN.....</b>	<b>5-1</b>
5.1	BELASTINGSTYPEN .....	5-1
5.2	STATISCHE WATERDRUK.....	5-1
5.2.1	<i>Open water</i> .....	5-1
5.2.2	<i>grondwater</i> .....	5-2
5.2.3	<i>Voorbeelden</i> .....	5-4
5.3	STROMINGSDRUK BIJ STATIONAIRE STROMING IN OPEN WATERLOPEN .....	5-7
5.3.1	<i>Modellering</i> .....	5-7
5.3.2	<i>De impulsbalans</i> .....	5-7
5.3.3	<i>Potentiaalstroming en vierkantennetten</i> .....	5-7
5.3.4	<i>Sleep- en liftcoëfficiënten</i> .....	5-8
5.3.5	<i>Trillingen als gevolg van stationaire stroming</i> .....	5-11
5.3.6	<i>Voorbeelden</i> .....	5-13
5.4	WATERDRUK IN STATIONAIRE GRONDWATERSTROMING .....	5-15
5.4.1	<i>Grondwaterpotentiaal</i> .....	5-15
5.4.2	<i>Voorbeelden</i> .....	5-16
5.5	GOLFBELASTINGEN.....	5-17
5.5.1	<i>inleiding</i> .....	5-17
5.5.2	<i>Golfoploop</i> .....	5-18
5.5.3	<i>Overslag</i> .....	5-19
5.5.4	<i>Slanke constructie belast door niet brekende golven</i> .....	5-20
5.5.5	<i>Slanke constructie belast door brekende golven</i> .....	5-23
5.5.6	<i>Wand belast door niet-brekende golven</i> .....	5-23
5.5.7	<i>Wand belast door brekende en gebroken golven</i> .....	5-27
5.6	WINDBELASTING.....	5-31
5.7	GRONDBELASTING.....	5-32
5.7.1	<i>Verticale grondbelasting</i> .....	5-32
5.7.2	<i>horizontale grondbelasting</i> .....	5-32
5.7.3	<i>Horizontale gronddruk als gevolg van bovenbelasting</i> .....	5-35
5.8	SCHEEPVAARTBELASTINGEN .....	5-37
5.8.1	<i>Hydraulische belastingen</i> .....	5-37
5.8.2	<i>Afmeren en aanvaren</i> .....	5-37
5.8.3	<i>Troskrachten</i> .....	5-41
5.9	OPGELEGDE VERVORMINGEN .....	5-42
5.9.1	<i>Temperatuur</i> .....	5-42
5.9.2	<i>Vrije thermische vervorming</i> .....	5-42
5.9.3	<i>Verhinderend van thermische vervorming</i> .....	5-45
5.9.4	<i>Belasting door zettingen</i> .....	5-47
5.10	IJSBELASTINGEN .....	5-49
5.11	AARDBEVINGSBELASTING.....	5-51
5.12	LITERATUUR.....	5-52
<b>6.</b>	<b>UITVOERING VAN WATERBOUWKUNDIGE CONSTRUCTIES .....</b>	<b>6-1</b>
6.1	BOUWMETHODEN.....	6-1
6.1.1	<i>Inleiding</i> .....	6-1
6.1.2	<i>Bouwen boven water</i> .....	6-1
6.1.3	<i>Bouwen buiten waterloop</i> .....	6-2
6.1.4	<i>Bouwen in de waterloop binnen een tijdelijke kering</i> .....	6-3
6.1.5	<i>Grootschalige prefabricage</i> .....	6-5
6.1.6	<i>Combinaties van de voorgaande bouwmethoden</i> .....	6-8
6.1.7	<i>De keuze uit de bouwmethoden</i> .....	6-9
6.2	BOUWPUTTEN.....	6-10
6.2.1	<i>Inleiding</i> .....	6-10
6.2.2	<i>De klassieke bouwput</i> .....	6-10
6.2.3	<i>Alternatieve bouwwijzen</i> .....	6-22
6.3	GROOTSCHALIGE PREFABRICAGE .....	6-31
6.3.1	<i>Inleiding</i> .....	6-31
6.3.2	<i>Drijvend transport</i> .....	6-31
6.3.3	<i>Fundering</i> .....	6-38



<b>7.</b>	<b>BELASTINGAFDRACHT EN GRENSTOESTANDEN .....</b>	<b>7-1</b>
7.1	ALGEMEEN.....	7-1
7.1.1	overzicht.....	7-1
7.1.2	Faalmechanismen als basis voor het dimensioneren.....	7-1
7.1.3	Belastingcombinaties.....	7-2
7.1.4	Belastingfactoren en materiaalfactoren volgens de TGB 1990.....	7-3
7.1.5	Als de normen niet toereikend zijn.....	7-4
7.2	OP STAAL GEFUNDEERDE CONSTRUCTIES.....	7-5
7.2.1	Schematisatie.....	7-5
7.2.2	Beddingsconstante.....	7-8
7.2.3	Horizontaal belaste fundering.....	7-9
7.2.4	Grenstoestanden van een fundering op staal.....	7-9
7.3	CONSTRUCTIES OP PALEN.....	7-13
7.3.1	Fasering en belastingen.....	7-13
7.3.2	Schematisatie van een paal als constructief element.....	7-13
7.3.3	Grenstoestanden van een paalfundering.....	7-18
7.3.4	Statisch bepaalde constructies.....	7-24
7.3.5	Statisch onbepaalde constructies.....	7-26
7.3.6	Keuze rekenmethode.....	7-29
7.4	ONDERWATERBETON.....	7-29
7.4.1	Schematisatie.....	7-29
7.4.2	Gewelfwerking.....	7-30
7.4.3	Voorgespannen plaat.....	7-32
7.4.4	Krachtsoverdracht naar de palen.....	7-34
7.4.5	Grenstoestanden onderwaterbetonnen vloer.....	7-34
7.5	GRONDKERINGEN.....	7-35
7.5.1	Gewichtsconstructies.....	7-35
7.5.2	Wandconstructies.....	7-37
7.5.3	Verankering.....	7-38
7.5.4	Samengestelde constructies.....	7-39
7.5.5	Grenstoestanden van grondkerende gewichtsconstructies.....	7-40
7.5.6	Grenstoestanden van grondkerende wanden.....	7-41
7.6	WATERKERINGEN.....	7-46
7.6.1	Algemeen.....	7-46
7.6.2	Onderbouw: Fundering en aansluiting met de omgeving.....	7-46
7.6.3	Grenstoestanden van de onderbouw.....	7-47
7.6.4	Vlakke schuiven en deuren.....	7-48
7.6.5	Puntdeuren.....	7-50
7.6.6	Segmentdeuren.....	7-53
7.6.7	Sectordeuren.....	7-58
7.6.8	Bogen.....	7-58
7.7	AFMEERCONSTRUCTIE.....	7-59
7.7.1	Algemeen.....	7-59
7.7.2	Grenstoestanden van een afmeerconstructie.....	7-59
7.8	GRENSTOESTANDEN BETONNEN CONSTRUCTIE-ELEMENTEN.....	7-64
7.8.1	Ongewapend beton.....	7-64
7.8.2	Gewapend beton.....	7-65
7.9	OVERIGE GRENSTOESTANDEN.....	7-65
7.10	LITERATUUR.....	7-66

<b>8.</b>	<b>VORMGEVING EN DETAILLERING.....</b>	<b>8-1</b>
8.1	DE VORMGEVING MET BETREKKING TOT GOLFBELASTING.....	8-1
8.2	DE ONTWIKKELING VAN DE VORMGEVING VAN KADEMUREN IN ROTTERDAM .....	8-3
8.2.1	<i>Inleiding.....</i>	8-3
8.2.2	<i>Kademuur Maashaven .....</i>	8-3
8.2.3	<i>Caisson kademuur Waalhaven.....</i>	8-4
8.2.4	<i>Gerepareerde caisson kademuur Waalhaven .....</i>	8-4
8.2.5	<i>Steiger Brittanniehaven.....</i>	8-4
8.2.6	<i>Delta terminal .....</i>	8-6
8.3	DE DILATATIEVOEG .....	8-7
8.3.1	<i>Inleiding.....</i>	8-7
8.3.2	<i>Functies van dilatatievoegen.....</i>	8-7
8.3.3	<i>Voorbeelden van dilatatievoegen .....</i>	8-8

# 1. Inleiding

## 1.1 Van grof naar fijn

Waterbouwkundige constructies verrijzen met name daar waar economische systemen watersystemen ontmoeten. De ontmoeting tussen het economisch transportsysteem en de zee of de rivier leidt tot de behoefte aan kademuuren en beschutte meerplaatsen. Sluizen zijn nodig op het kruispunt tussen een waterkeringssysteem en een watertransportsysteem. Zij maken een beheerste passage van water of vaartuigen mogelijk. En zodra de natuurlijke loop van het water onvoldoende beheerst plaatsvindt in het licht van transport of opslagdoeleinden, wordt de bouw van stuwen voorgesteld.

Het bovenstaande betekent dat verandering in economische systemen door technische ontwikkeling of economische schaarste onvermijdelijk een behoefte creëert aan nieuwe of aangepaste waterbouwkundige kunstwerken.

Het is de taak van de waterbouwkundig ingenieur deze behoefte (mede) te signaleren en daarvoor oplossingen aan te dragen. Daarom behoort hij naast een bewustzijn van de factoren die zijn werkterrein bewegen, een vaardigheid te bezitten om de behoeften in technische oplossingen te vertalen en die te (laten) realiseren in de maatschappelijke context.

De eerste vraag richt zich op de functionaliteit die nodig is om de maatschappelijke behoefte te bevredigen. Een scherpe analyse is noodzakelijk om tot goede oplossingen te komen. Een daarop volgende synthese fase leidt tot het genereren van een aantal alternatieven. Met behulp van een nadere analyse wordt vastgesteld in welke mate de alternatieven functioneel zijn en of de krachten die zij door hun functioneren en hun aanwezigheid oproepen kunnen worden opgenomen bij redelijke afmetingen.

Zodra de concepten ter tafel liggen vereist ook de wijze van uitvoering aandacht, omdat hiervan een grote invloed op het constructieve concept kan uitgaan.

Op grond van een multi-criteria analyse kan een keuze volgen uit de alternatieven. In de multi criteria analyse spelen economische aspecten zoals stichtingskosten, onderhoudskosten, operationele kosten, mogelijke baten na realisatie, sloopkosten en effecten op voor de economie op langere termijn een belangrijke rol. Niet alleen de absolute waarde van kosten en baten is belangrijk maar ook het tijdstip van uitgaven en inkomsten, omdat bij een economische analyse de inflatie en rente een belangrijke invloed hebben op het rendement van een constructie.

De kostenstructuur van de uitvoering is daarbij van belang bij de beoordeling van alternatieve uitvoeringsmethoden.

Ook het milieu, in de breedste zin van het woord, speelt een belangrijke rol bij de ontwikkeling en keuze van de voorkeursvarianten. Kosten en baten zullen altijd worden gewogen in een kader van maatschappelijke acceptatie

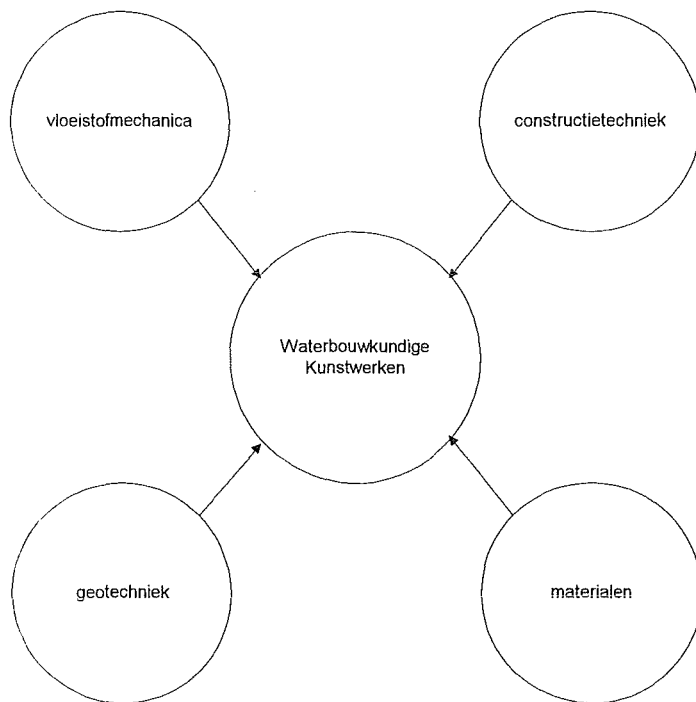
De gekozen voorkeursvarianten dienen verder constructief te worden gedetailleerd. Hier verdient de interactie tussen constructief ontwerp en de functionaliteit in detail aandacht (scheurvorming van beton, voorspanning, corrosie, waterdichtheid).

Het is vooral van belang dat de ingenieur inzicht heeft in de wijze waarop men met behulp van analyse, logica, kennis van de mechanica's en materiaaleigenschappen en inzicht in de economisch consequenties van keuzen tot gedegen ontwerpen komt. De ervaring die in bestaande oplossingen besloten ligt, illustreert hoe men met een dergelijk kennispakket onder bepaalde omstandigheden in het verleden tot resultaat is gekomen. Het dient in de woorden van wijlen prof. Bischoff van Heemskerck "begrepen ervaring" te zijn. In dit kader is het van belang in te zien hoe een onjuiste constructieve detaillering tot grote schade kan leiden. Het werk is niet voltooid met een conceptueel goede oplossing, de constructieve details verdienen ook veel aandacht.

## 1.2 'Waterbouwkundige constructies' in de opleiding

Het vak 'Waterbouwkundige constructies' is een ontwerpvak dat de praktische toepassing van gereedschappen biedt aan de ontwerper. Veel van deze gereedschappen zijn afkomstig uit de meer theoretische vakken zoals de constructieleer, de grondmechanica en de vloeistof mechanica. Onvermijdelijk is het dat de stof in dit dictaat op enkele punten een korte herhaling van eerder aangeboden colleges bevat. Deze herhalingen zijn opgenomen om vanuit het standpunt van de waterbouwkundig constructeur nog eens de theorie te vertalen in randvoorwaarden en belastingen die belangrijk zijn bij het ontwerp van een constructie. Het is niet de bedoeling dat deze herhalingen ook in het college worden behandeld maar zij zijn opgenomen in het dictaat om het vak beter studeerbaar te maken.

Anderzijds wordt ook een enkele keer vooruit gelopen op de nog te bestuderen theoretische vakken. Dit is wederom onvermijdelijk om voldoende ontwerpgereddschap aan te kunnen bieden. In deze gevallen worden geen theoretische afleidingen gegeven maar blijft het dictaat beperkt tot ontwerpregels en praktische benaderingen.



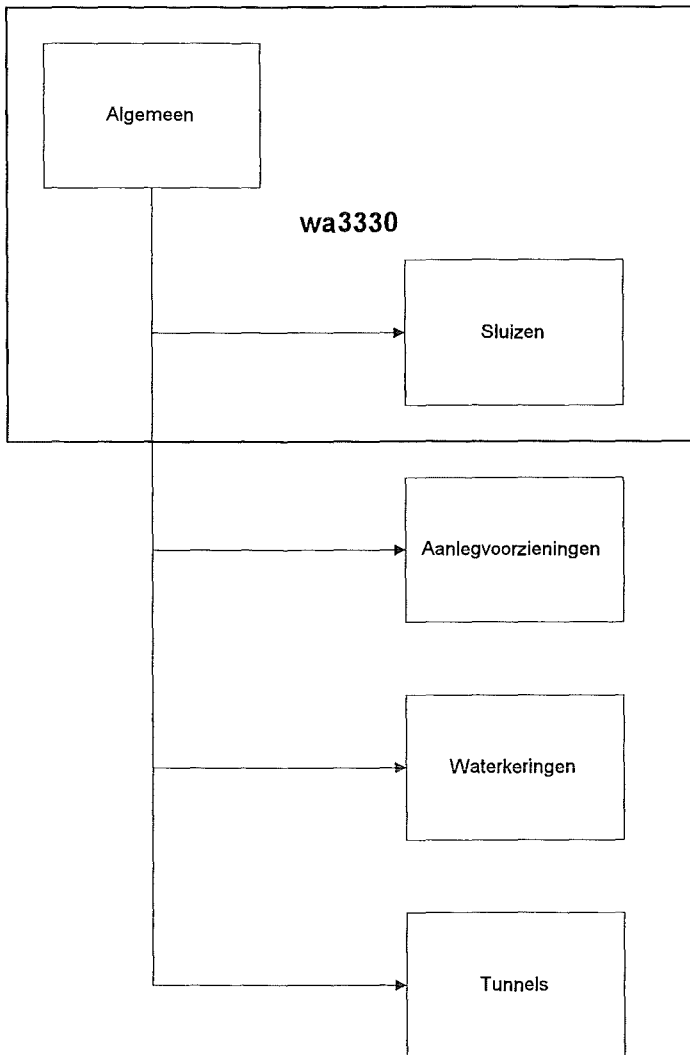
• Figuur 1-1 Relaties met de theoretische vakken

In de bijlagen is een verwijzing naar op de TU Delft beschikbare computerprogramma's opgenomen. Dit is gedaan in verband met de grote invloed die de informatisering heeft op het ontwerp, de uitvoering en het beheer in de waterbouw. In dit dictaat zijn de diverse computerprogramma's verder niet behandeld en worden met name de zogeheten "handberekening" en ontwerpregels centraal gesteld. Getracht wordt om op deze wijze inzicht te geven in de constructie en zijn omgeving.

Waterbouwkundige constructies kunnen ingedeeld worden in flexibele constructies en kunstwerken. De categorie grondwerken beslaat die waterbouwkundige constructies die voornamelijk in het grond of andere loskorrelige materialen worden uitgevoerd. Hierbij wordt dan gedacht aan rubble mound golfbrekers, dijken en dammen.

Waterbouwkundige kunstwerken zijn al die constructies die in hoofdzakelijk andere materialen dan grond worden uitgevoerd, zoals staal, beton, hout, etc. In het dit dictaat zullen met name de waterbouwkundige kunstwerken ter sprake komen. In een vervolgvak zoals "Waterkeringen" wordt veel aandacht besteed aan constructies zoals dijken.

Het college wa3330 en dit dictaat maakt onderdeel uit van een serie colleges en diktaten met betrekking tot waterbouwkundige kunstwerken, waarbij het college wa3330 gezien kan worden als de basismodule (Algemeen) plus een de module 'Sluizen'. Als vervolgvakken in het vijfde studiejaar worden de vakken 'Stuwen', 'Kades en steigers', 'Waterkeringen' en 'Tunnels' aangeboden.



• Figuur 1-2 Modulaire opbouw van het onderwijs Waterbouwkundige constructies

### 1.3 Opbouw van het dictaat

In het dictaat staat het functioneel en constructief ontwerp van een waterbouwkundig kunstwerk centraal. De opbouw van het dictaat is hier op afgestemd. Zoals reeds vermeld bestaat het dictaat uit twee delen.

Het eerste algemene deel geeft een overzicht van kunstwerken en hun functies om enig inzicht te geven in de mogelijkheden van het oplossen van problemen en het vervullen van functies. Dit overzicht is uiteraard niet uitputtend en mag ook niet remmend werken op de creativiteit van de ingenieur. De veranderende maatschappij verlangt immers een zekere mate van innovatief gedrag. Het overzicht is bedoeld om conceptuele mogelijkheden aan te reiken.

Na het overzicht komen vervolgens de natuurlijke randvoorwaarden aan de orde. Vervolgens worden de belastingen op kunstwerken en de uitvoeringsaspecten behandeld, waarna de belastingafdracht en de grenstoestanden aan bod komen. Het eerste deel van het dictaat eindigt met een hoofdstuk over details en functionele vormgeving van enkele kunstwerken.

Het tweede deel gaat nader in op het ontwerp van schutsluizen. Globaal wordt in dit deel dezelfde opbouw gevolgd als in het algemene deel.



## 2. Ontwerpaspecten

### 2.1 Inleiding

Grote waterbouwkundige werken hebben doorgaans grote gevolgen voor en interactie met de ontwikkelingen in de maatschappij. Zo kunnen dijken bijvoorbeeld de veiligheid met betrekking tot inundatie van een gebied verhogen ten koste van de natuur, landschappelijke en cultuurhistorische waarden van het gebied. De laatste decennia is er sprake van een groeiende bewustwording van de impact van waterbouwkundige werken en worden de voor- en nadelen van de realisatie van werken steeds nauwkeuriger in beeld gebracht alvorens besluiten worden genomen. De vraag "Welk bouwwerk moet worden gerealiseerd?" moet altijd vooraf worden gegaan door de vraag "Moet er wel een bouwwerk worden gerealiseerd?". Echter om de laatste vraag goed te kunnen beantwoorden moet een bestaande situatie worden vergeleken met het meest optimale ontwerp. De verantwoordelijkheid van de waterbouwkundig ontwerper is dus enerzijds het verantwoord komen tot een optimaal ontwerp en anderzijds het goed beoordelen van de huidige en de beoogde toekomstige situatie met en zonder waterbouwkundig werk. Het streven moet zijn om tot een duurzame ontwikkeling te komen: Onder een duurzame ontwikkeling wordt verstaan:

- verantwoord omgaan met het eco-systeem
- zuinig omgaan met grondstoffen
- geen probleem nalaten voor de volgende generaties

Deze duurzame ontwikkeling dient zijn beslag te vinden in alle fasen van een waterbouwkundig project. De te onderscheiden projectfasen zijn:

- Initiatiefase
- Ontwerp-fase
- Bouwfase
- Beheersfase: gebruik en onderhoud
- Sloop en hergebruik

De ontwerp-fase is een zeer belangrijke fase met betrekking tot de duurzame ontwikkeling, omdat in deze fase de productspecificaties worden vastgesteld voor alle volgende fasen.

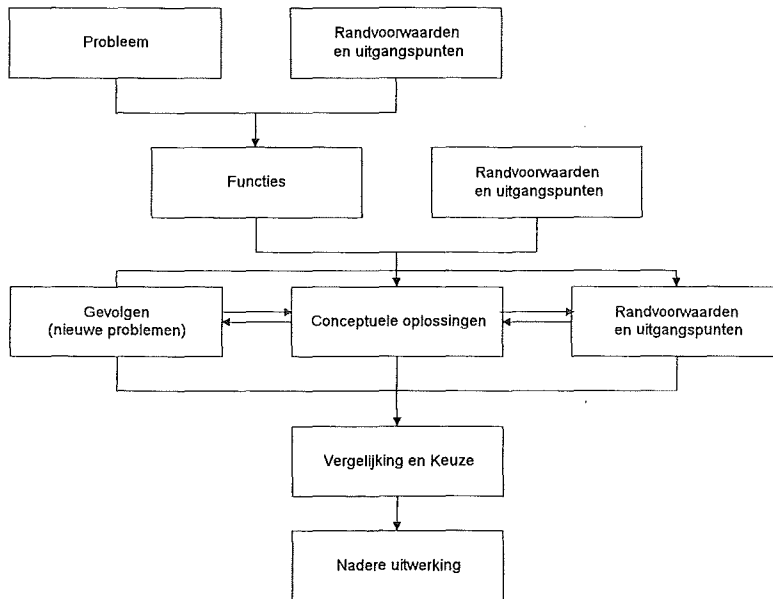
Bij het ontwerp van waterbouwkundige werken zijn meestal meer disciplines betrokken. Er is dan sprake van multidisciplinaire projecten en interdisciplinair ontwerpen. Met interdisciplinair wordt bedoeld dat de verschillende disciplines niet alleen maar naast elkaar voorkomen in een ontwerp maar dat er sprake is van een wisselwerking tussen de verschillende disciplines. Begrip van andere disciplines is daarom ook voor de waterbouwkundig ontwerper van groot belang. Het doel van dit college is echter niet om dit begrip bij te brengen, maar wel om de waterbouwkundig ontwerper voldoende vakkennis bij te brengen om binnen zijn eigen discipline te kunnen laten functioneren.

Het ontwerp-proces in de civiele techniek wordt onderwezen in de algemene colleges met betrekking tot ontwerpen van prof. dr. ir. De Ridder. In dit collegedictaat zal hier verder niet veel aan worden toegevoegd, maar zal nog even kort worden geïllustreerd hoe op een verantwoorde wijze vanuit de te vervullen functies van een systeem of object tot een aantal conceptuele ontwerpen kan worden gekomen. Tevens wordt een economische invalshoek gegeven voor nemen van beslissingen.

## 2.2 Conceptuele oplossingen

Er zijn veel theorieën om systematisch tot een ontwerp te komen. Deze theorieën zullen hier niet worden behandeld. De waterbouwkundig ontwerper zoekt meestal naar conceptuele oplossingen aan de hand van te vervullen functies. Op deze wijze is afdwalen van het probleem onmogelijk en wordt de functionaliteit van het ontwerp gegarandeerd. Een voorwaarde is wel dat de ontwerper het vak voldoende beheerst om voor elke te vervullen functie alle mogelijke oplossingen aan te kunnen dragen.

De functies worden afgeleid uit de probleemanalyse en de randvoorwaarden en uitgangspunten. In Figuur 2-1 staat een stroomschema waarin een mogelijke ordening wordt gegeven voor het vinden van een goede oplossing. De werking van deze ordening kan het beste worden geïllustreerd met een voorbeeld.



• Figuur 2-1 Stroomschema voor het genereren van oplossingen

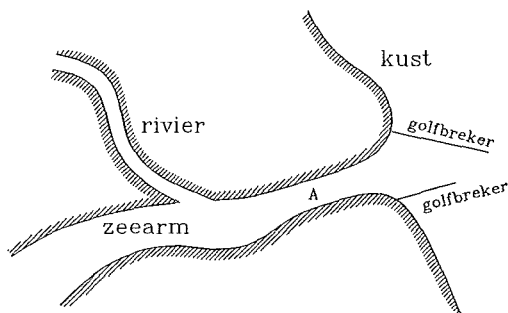
### Voorbeeld 2.1

#### **Probleem**

Langs de kust van een laaggelegen land bevindt zich een zeearm waarop een getijverschil van ca 4 m aanwezig is. Als gevolg van stormen kan er een aanzienlijke waterstandsverhoging optreden. In de zeearm mondt een rivier uit (zie Figuur 2-2)

Het gebied langs de rivier en de zeearm is door dijken beschermd tegen overstromingen. De hoogte van de dijken voldoet echter niet meer aan de gestelde veiligheidseisen; dit naar aanleiding van overstromingsgevaar bij hoge waterstanden in het recente verleden. Er zal daarom moeten worden gezocht naar middelen om de veiligheid van het gebied te kunnen waarborgen.





Figuur 2-2 Overzicht probleemgebied voorbeeld 2.1

### Randvoorwaarden

De rivier verzorgt de afwatering van een groot gebied. Bovendien functioneert de rivier als scheepvaartweg voor zeeschepen. Deze functies van de zeearm moeten worden behouden en het land moet worden beschermd tegen overstroming. Bij het zoeken naar een goede oplossing zullen randvoorwaarden zoals de optredende dagelijkse waterstanden, het stormvloedpeil, eventuele golven, de maatgevende afvoer en de grondgesteldheid van belang zijn. Ook de scheepvaartintensiteit of de maximale wachttijd voor de scheepvaart en de afmetingen van de schepen zijn van belang.

Daarnaast zullen ook uit omgevingsfactoren eisen volgen voor de oplossingen. Hierbij kan bijvoorbeeld worden gedacht aan hinder tijdens de bouw, eisen met betrekking tot de beschikbare ruimte, natuur, landschappelijke en culturele waarden etc.

### Functies

De volgende functies moeten worden vervuld:

- Waterkeren
- Water doorlaten
- Schepen doorlaten

De mogelijke wijzen van het vervullen van de functies staat in de onderstaande tabel.

• Tabel 2-1 Wijzen van het vervullen van de functies

	1 waterkeren	2 water doorlaten	3 schepen doorlaten
a	permanent aanwezig ter plaatse van de bestaande waterkering	ongewijzigd, normaal getij in de zeearm	ongewijzigd
b	tijdens stormvloed ter plaatse van de bestaande waterkering	alleen tijdens stormvloed gestremd, onder normale omstandigheden getij in de zeearm	ongewijzigd onder normale omstandigheden, alleen tijdens stormvloed gestremd
c	permanent aanwezig ter plaatse van de monding van de zeearm	alleen afvoer bij laagwater, geen getij in de zeearm	gecontroleerde doorgang
d	tijdens stormvloed ter plaatse van de monding van de zeearm		

### Conceptuele oplossingen

Door de verschillende wijzen van het vervullen van de functies met elkaar te combineren kunnen de conceptuele oplossingen worden geformuleerd. Dit is gedaan in Tabel 2-2

• Tabel 2-2 Conceptuele oplossingen

Functievervulling	Oplossing
1a+2a+3a	I. ophogen bestaande waterkering
1b+2a+3a	II. beweegbare waterkering op de bestaande waterkering
1c+2c+3c	III. afsluiten van de zeearm + uitwateringssluis + scheepvaartsuis
1d+2b+3b	IV. volledig verwijderbare stormvloedkering, zoals in de Nieuwe Waterweg
1d+2b+3c	V. permanent aanwezige stormvloedkering, zoals in de Oosterschelde + scheepvaartsuis

Afhankelijk van de randvoorwaarden zullen de in Tabel 2-2 genoemde concepten wel of niet voldoen. De concepten die voldoen aan de randvoorwaarden zijn reële alternatieven die verder moeten worden onderzocht en met elkaar worden vergeleken.

## 2.3 Economische aspecten

In de economie is het gebruikelijk om te kijken naar het rendement van een proces. Om wat te kunnen zeggen over het rendement van een proces is het nodig om de productiviteit te formuleren.

De productiviteit laat zich vaak schrijven als:

$$Q = \varepsilon K^\alpha L^\beta$$

waarin:	$Q$	=	het aantal produkten per tijdseenheid
	$\varepsilon$	=	efficiency
	$K$	=	kapitaal (waaronder investering, onderhoud en sloop van het kunstwerk)
	$L$	=	arbeid (operationeel)
	$\alpha, \beta$	=	coëfficiënten

De vergelijking is ook algemener te schrijven als een willekeurige functie van  $K$  en  $L$ :

$$Q = f(K, L)$$

De winst bij een productie  $Q$  is:

$$P = pQ - (r + \delta)hK - wL - p_m \gamma Q$$

waarin:	$p$	=	opbrengst per produkt
	$r$	=	rente
	$\delta$	=	afschrijving
	$h$	=	prijs kapitaal (omrekenfactor van kapitaal naar een monetaire eenheid)
	$w$	=	loonvoet (omrekenfactor van arbeid naar een monetaire eenheid)
	$p_m$	=	grondstofprijs
	$\gamma$	=	hoeveelheid grondstof per produkt

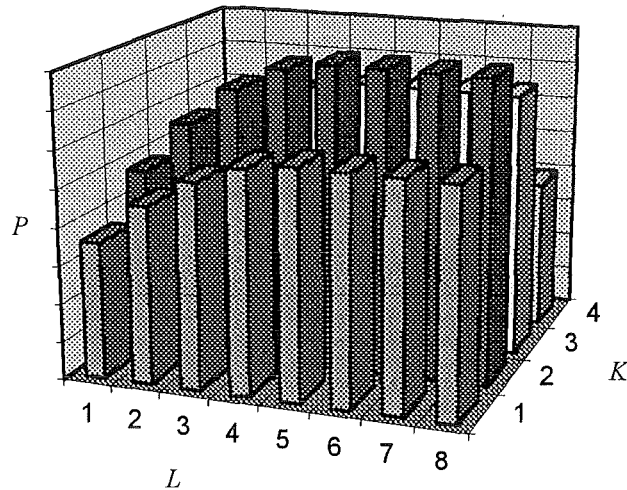
In deze formulering van de winst is impliciet aangenomen dat de volledige productie ook kan worden afgezet. Dit is een ideële marktsituatie die niet opgaat voor de meeste waterbouwkundige werken.

Een goed voorbeeld hiervan is bijvoorbeeld het proces van de aanvoer van schepen naar een haven via een kanaal waarin een sluisencomplex is gelegen.

Stel dat er gevraagd wordt om het aantal sluisen in het complex economisch te optimaliseren. De productiviteit  $Q$  van het sluisencomplex kan worden geformuleerd als het aantal schepen dat er per jaar wordt geschut. Het kapitaal  $K$  is bijvoorbeeld het aantal sluisen in het complex en  $L$  is het aantal werknemers voor de bediening en organisatie. Met de bovenstaande formules kan dan niet direct een antwoord worden gevonden, omdat de functie  $Q = f(K, L)$  niet bekend is. Deze functie is namelijk ook afhankelijk van het scheepsaanbod. Het is zelfs zo dat, als het scheepsaanbod niet wordt beïnvloed door de grootte van het sluisencomplex, het geen zin heeft om het aantal sluisen groter dan 1 te kiezen als de maximale jaarlijkse capaciteit van 1 sluis nog niet is bereikt en de kosten van wachttijden voor de scheepvaart niet in rekening worden gebracht. Dit houdt dus in dat, om een reële afweging te kunnen maken, de opbrengst per product moet worden geformuleerd als een functie van de gemiddelde productiesnelheid (schutduur en wachttijd). In dit geval is de opbrengst per produkt dus ook een functie van  $K$  en  $L$ , omdat deze de wachttijden beïnvloeden. Uit dit voorbeeld volgt dus dat de vergelijkingen voor de productiviteit en de winst algemeen toepasbaar zijn, maar dat van geval tot geval moet worden bekeken hoe de variabelen moeten worden geïnterpreteerd en gedefinieerd.

Als de functies voor de variabelen bekend zijn kan de functie van de winst worden gemaximaliseerd met  $K$  en  $L$  als variabelen. Het punt met de maximale winst kan dan worden gezien als het economische optimum. Een voorbeeld hiervan staat in Figuur 2-3. In dit voorbeeld geeft een  $K$  van 2 sluisen en een  $L$  van 5 werknemers een optimale winst.

Op dezelfde wijze zijn conceptueel verschillende oplossingen met elkaar te vergelijken. In dat geval zou de  $K$  staan voor het rangnummer van het alternatief.



• Figuur 2-3 Winst per jaar als functie van  $K$  en  $L$

Lang niet voor alle waterbouwkundige constructies is de hiervoor beschreven economische analyse te maken, omdat er bijvoorbeeld geen sprake is van een productie. Een voorbeeld hiervan is een golfbreker. De werking van een golfbreker wordt meestal aangegeven met de verwachtingswaarde van het aantal dagen dat de haventoeegang niet bevaarbaar is door te grote golfindringing in de vaarweg. Het risico per jaar met betrekking tot de niet bereikbaarheid van de haven is:

$$R = T_{DT} L_{DT}$$

waarin:  $T_{DT}$  = gemiddeld aantal dagen per jaar dat de haven niet bereikbaar is  
 $L_{DT}$  = het verlies per dag door niet bereikbaarheid

De totale kosten kunnen nu worden berekend als de som van de investeringen voor de aanleg, het onderhoud en de sloop van de golfbreker en het risico:

$$C = -(r + \delta)hK - R$$

Voor elk alternatief (type en lay-out) kan  $C$  worden berekend. Het economisch optimale alternatief is die met de laagste totale kosten  $C$ .



### 3. Overzicht waterbouwkundige kunstwerken

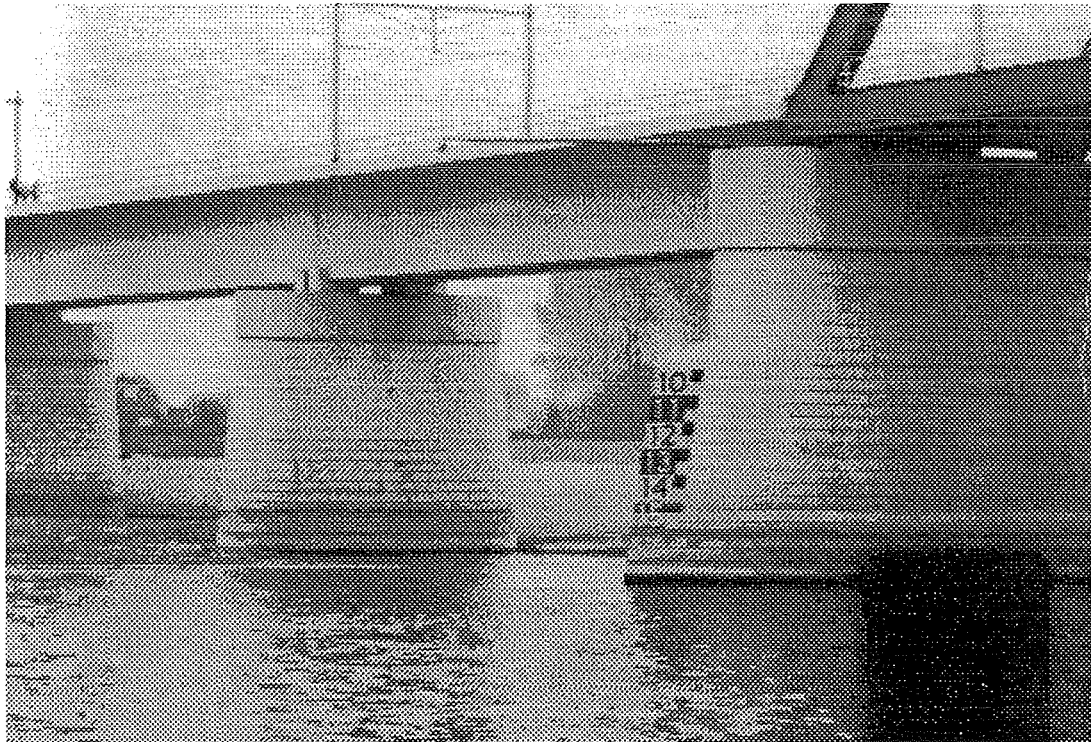
#### 3.1 Pijlers

Een pijler is geen op zich zelf staand waterbouwkundig kunstwerk maar vormt een waterbouwkundig onderdeel in civieltechnische constructies zoals bruggen en waterkeringen. De hoofdfuncties van een pijler zijn:

- het dragen van een bovenbouw, zoals bijvoorbeeld een brugdek
- het horizontaal steunen van water- of grondkerende elementen

In het algemeen komt dit neer op het leiden van horizontale en verticale krachten uit een bovenbouw naar de fundering.

De meest voorkomende pijler is de brugpijler. Dergelijke pijlers kunnen worden gemaakt van beton of metselwerk. Het type fundering van een brugpijler is afhankelijk van de ondergrond. Bij op staal gefundeerde pijlers wordt doorgaans gestreefd naar een ontwerp waarbij het volledige funderingsvlak van de pijler onder druk staat. Dit resulteert meestal in pijlers met een groot eigen gewicht. Om dit eigen gewicht te kunnen dragen moet niet zelden een grondverbetering plaats vinden. Met name bij het funderen in of op de loskorrelige afzettingen van een rivierdelta speelt dit een belangrijke rol.



• Figuur 3-1 Brugpijlers van metselwerk

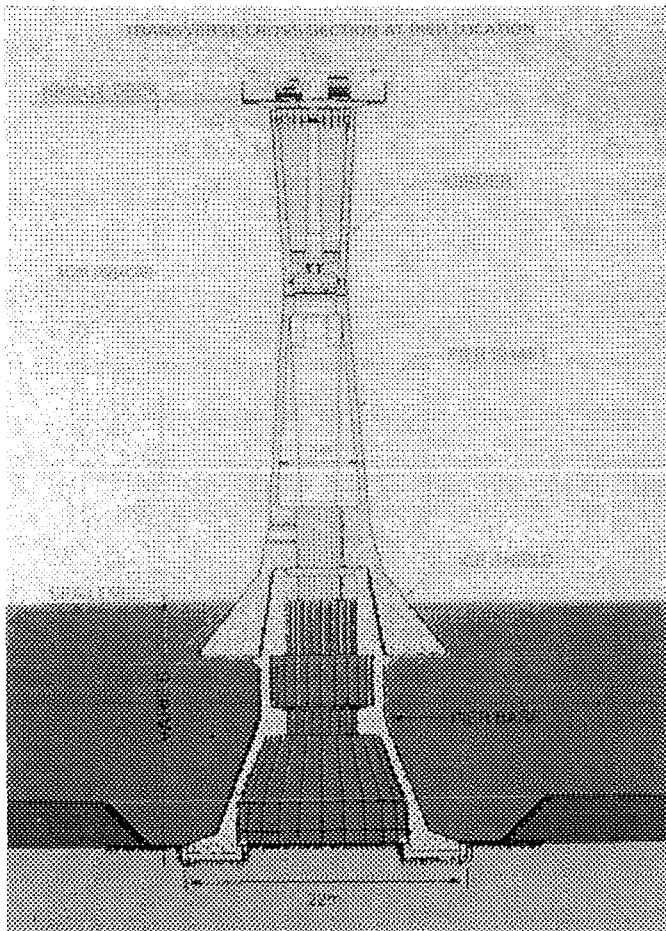
Voorbeelden van toepassingen van pijlers in waterkeringen zijn te vinden in de Stormvloedkering in de Oosterschelde en de Hartelkering.

De belangrijkste belastingen op een pijler zijn:

1. Verticaal
  - belasting uit de bovenbouw: eigen gewicht en verkeersbelasting
  - eigen gewicht van de bovenbouw
2. Horizontaal
  - waterdruk: stromingsdruk, golfbelasting en hydrostatische belasting rechtstreeks en via kerende elementen
  - wind: rechtstreeks en op de bovenbouw en via het verkeer
  - ijsbelasting
  - aardbevingsbelasting

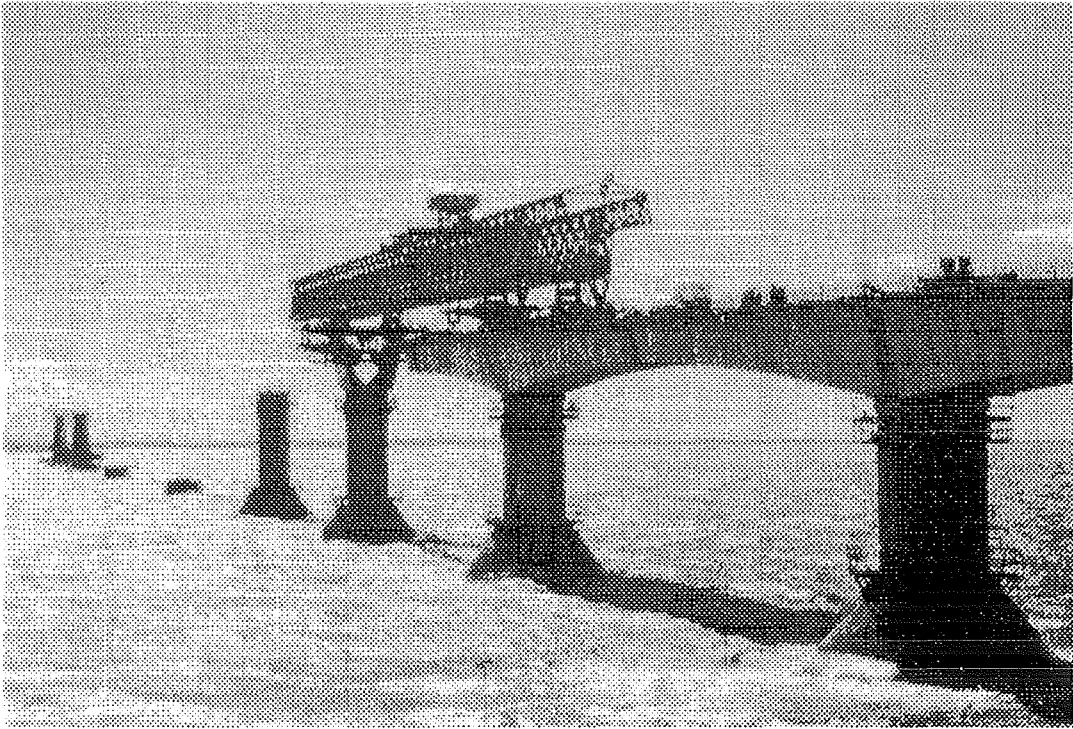
De vorm van een pijler wordt in veel gevallen opgelegd door de hoofdfunctie. Zo ziet een pijler van een waterkering er anders uit dan de pijler van een brug (vergelijk Figuur 3-2 met Figuur 3-4). Ook kunnen de natuurlijke randvoorwaarden en belastingen zoals wind, stroming, golven en ijs een belangrijke rol spelen in de vormgeving. Een mooi voorbeeld hiervan staat in Figuur 3-2, waarbij de vorm van de pijler is aangepast aan de ijsbelasting. De conusvorm zorgt voor het opbuigen van het ijs, waardoor het breekt. De ronde vorm zorgt ervoor dat het ijs zich niet opstapelt tegen de constructie.

Een ander voorbeeld is een pijler in een rivier, waarbij in één richting stroming optreedt. Een dergelijke pijler zal gestroomlijnd worden om de krachten op de pijler door de stroming te reduceren.

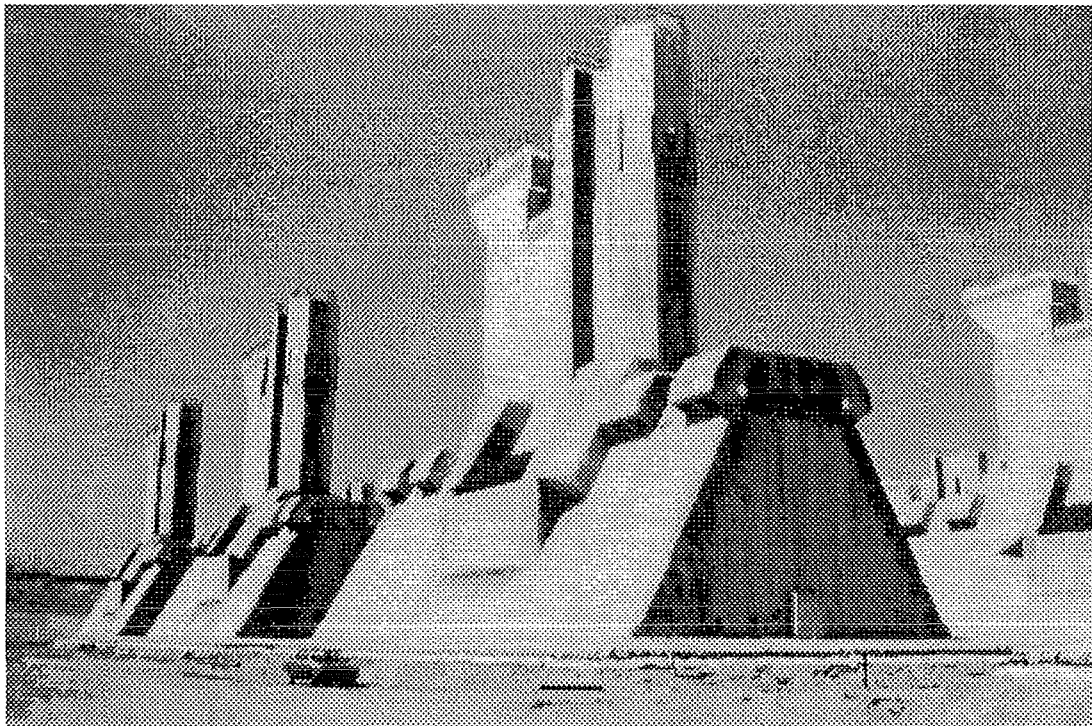


• Figuur 3-2 Prefab pijler met conusvormige ijsbreker

Bij projecten met een groot aantal pijlers kan het aantrekkelijk zijn om de pijlers te prefabriceren in een bouwput. Het grote voordeel van prefabricatie is het beperken van het aantal (moeilijk bereikbare) bouwputten in het water, waardoor de bouwtijd wordt bekort (zie Figuur 3-4). Voor het plaatsen van de pijlers op hun definitieve lokatie is dan echter speciaal materieel nodig. Dit materieel is vaak dermate specifiek dat het speciaal moet worden ontworpen en gebouwd (zie Figuur 3-5).

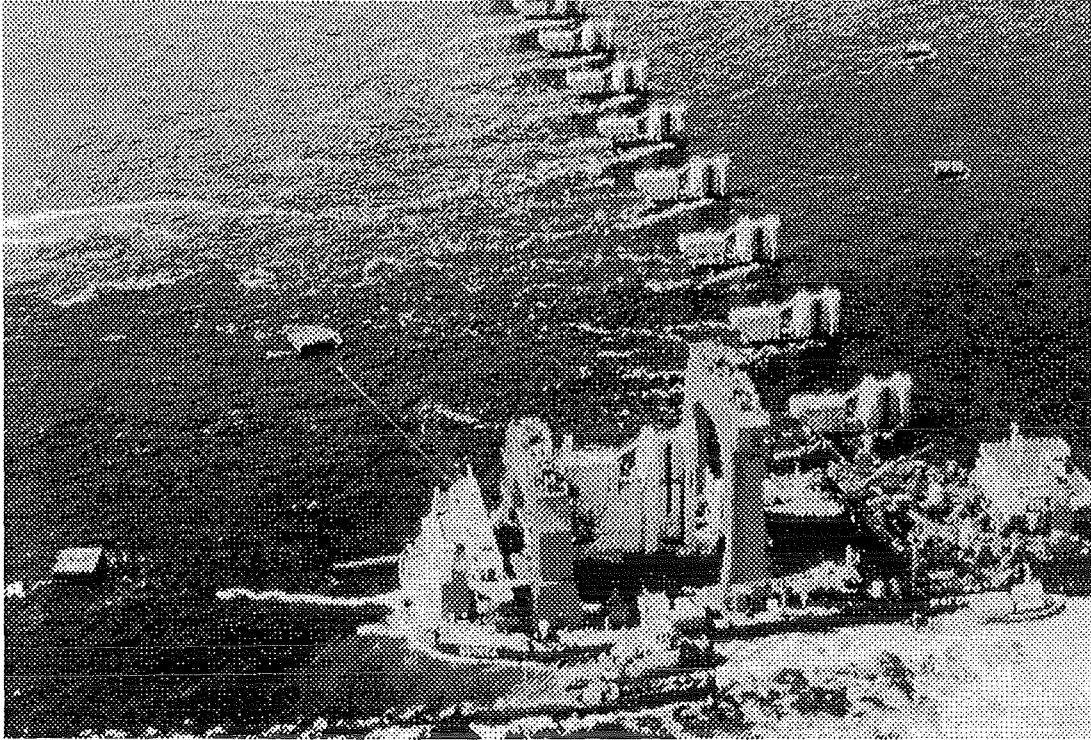


• Figuur 3-3 Verschillende fasen: aanbrengen prefab pijler, uitbouwen brugkoker



Figuur 3-4 Prefab pijlers van de Stormvloedkering in de Oosterschelde in het bouwdoek





• Figuur 3-5 Plaatsing van de pijlers van de Stormvloedkering in de Oosterschelde met het hefschip Ostrea

Een belangrijk aspect, waarmee bij het ontwerp van pijlers rekening moet worden gehouden, is het optreden van ontgrondingen. De aanwezigheid van de pijler veroorzaakt een lokale verhoging van de turbulentie en soms ook van de gemiddelde stroomsnelheid (let op het stroombeeld in Figuur 3-5). Daardoor neemt lokaal het transport van sediment toe en kan de voet van de pijler en de fundering bloot komen te liggen. Om deze reden is in bijna alle gevallen een bodembescherming noodzakelijk.

### 3.2 Kunstmatige eilanden

Kunstmatige eilanden kunnen voor verschillende doeleinden nodig zijn, zoals bijvoorbeeld als werkplatform voor oliewinning of als fundatie van een vuurtoren, een windmolen of een zender. Kunstmatige eilanden kunnen ook dienen als uitbreidingsmogelijkheid van havenfaciliteiten en als vestigingsplaats voor industrie.

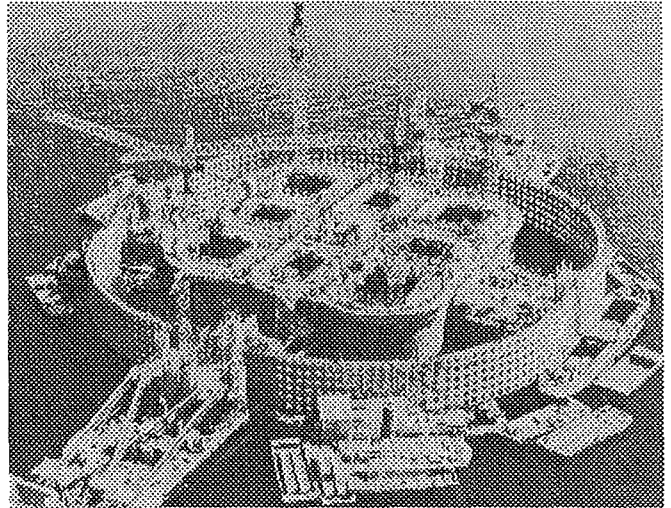
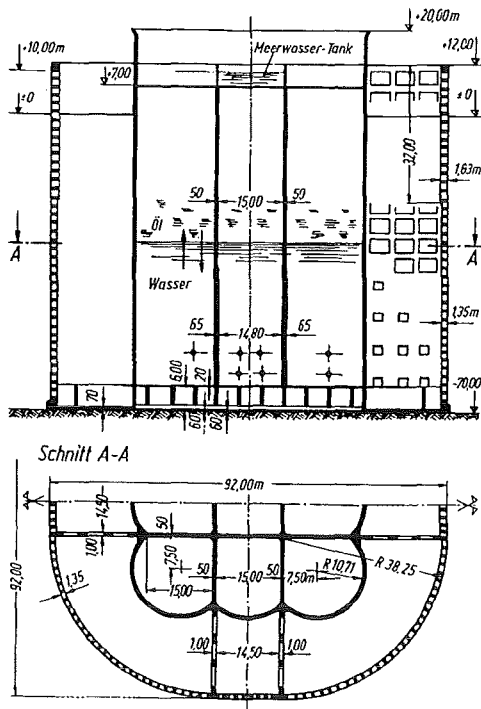
De functies van kunstmatige eilanden kunnen dus sterk uiteen lopen, maar de belangrijkste is het voorzien in een werkoppervlak boven water

Kunstmatige eilanden kunnen in grondwerk of als kunstwerk uitgevoerd worden. De keuze voor één van beide wordt in sterke mate bepaald door de zettingsgevoeligheid van de ondergrond en de diepte van de draagkrachtige laag onder het wateroppervlak.

Als een eiland bij grote waterdiepte in grondwerk wordt uitgevoerd moet er zeer veel grond in de lange taluds verwerkt worden. Het is dan meestal economisch onaantrekkelijk om het eiland op deze manier uit te voeren. Bij kunstmatige eilanden met een beperkt oppervlak kan een kunstwerk, waarbij het werkvlak steunt op één of meer pijlers, die zijn gefundeerd in de draagkrachtige laag, aantrekkelijker zijn. Bij grotere eilanden is een combinatie van kunstwerken en grondwerk mogelijk. Het kunstwerk dient dan om het hoogteverschil tussen bovenzijde van het eiland en het funderingsniveau te overbruggen. Een cirkelvormige wand en een carré van caissons opgevuld met grond zijn hier voorbeelden van. De belangrijkste functies van het kunstwerk aan de rand van een dergelijk eiland zijn:

- grond keren
- water keren bij hoogwater
- weerstand bieden tegen erosie door golfaanval en stroming
- en een eventuele kadefunctie





• Figuur 3-6 Kunstmatig eiland (Ekofisk)

### 3.3 Golfbrekers

De hoofdfunctie van een golfbreker is:

- het creëren van rustige ligplaatsen en rustig vaarwater
- Andere functies zijn
- het verminderen van aanzanding van de vaargeul
  - het visueel geleiden van scheepvaart
  - het bieden van gelegenheid voor recreatie, etc.

De functies worden vervuld door:

- het reflecteren en breken van golven
- het geleiden en ombuigen van langstromen

Uit functioneel oogpunt dient een golfbreker een barrière te zijn voor golven en/of stroming. Om de golven en stroming effectief te kunnen tegenhouden moet de golfbreker een min of meer dichte hindernis vormen van de bodem tot boven het waterniveau. Dit kan effectief op drie fundamenteel andere wijzen worden gerealiseerd, te weten:

- als een strand, grondlichaam met zeer flauwe taluds
- als een dam van grond of steen of andere losse elementen met taluds (Rubble Mound Breakwater)
- of als verticale constructie van betonnen wanden, blokken of damwanden

Natuurlijk zijn er diverse tussenoplossingen mogelijk, waarbij een combinatie van de fundamentele oplossingen wordt gemaakt (Composite Breakwater). Voor een meer volledig overzicht wordt verwezen naar het college f5n Coastal Engineering, Volume III Breakwater Design.

### 3.4 Keersluizen en stormvloedkeringen

Keersluizen en stormvloedkeringen hebben twee tegenstrijdige primaire functies, namelijk het keren van water en het doorlaten van schepen en/of water. Deze functies worden doorgaans niet tegelijkertijd vervuld.

Een keersluis heeft namelijk de functies:

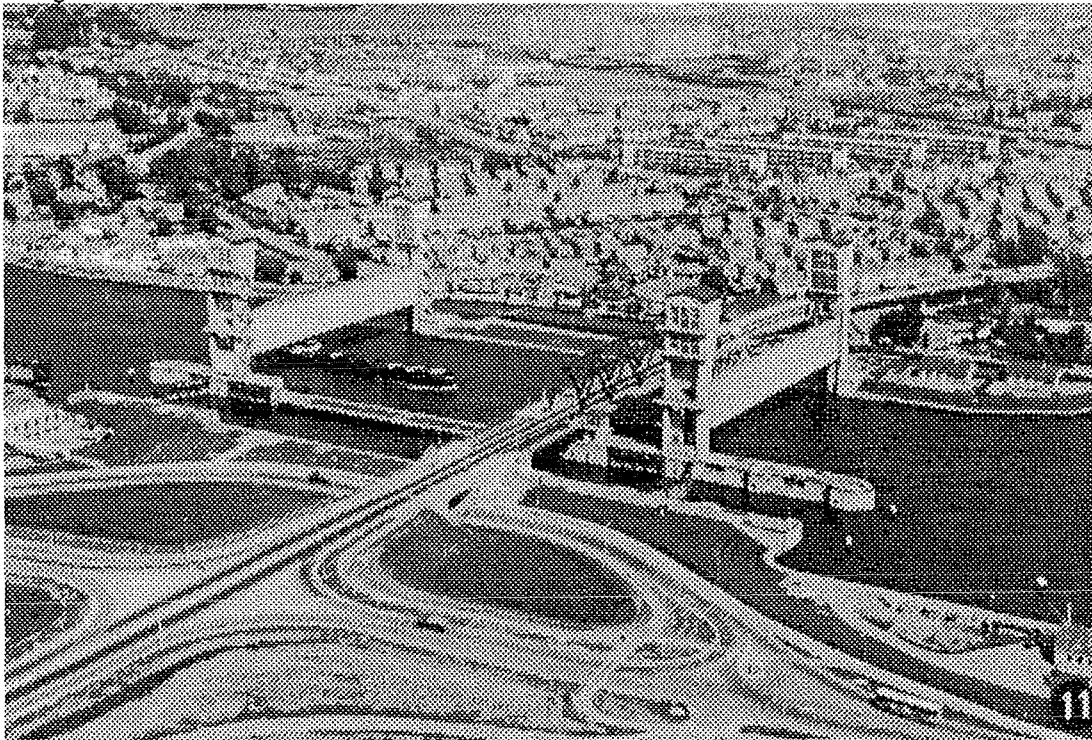
- het keren van water onder bepaalde regelmatig voorkomende condities
- het doorlaten van scheepvaart in de rest van de tijd

Een keersluis is dus een doorgang voor de scheepvaart, die gewoonlijk openstaat en alleen onder bepaalde condities gesloten wordt, zoals bij hoge of lage waterstanden. In gebieden met grote getijverschillen, zoals langs de Kanaalkust, zijn haveningangen voorzien van tweezijdig kerende keersluizen. In het havenbekken handhaaft men een minimum waterstand bij laag water en een maximum waterstand bij hoogwater. In- en uitvaart is slechts mogelijk gedurende een periode tussen hoog- en laagwater.

Een stormvloedkering heeft de functies:

- het keren van water onder stormvloed conditie
- het doorlaten van water en/of scheepvaart in de rest van de tijd

Een stormvloedkering wordt dus alleen in het geval van extreem hoge waterstanden gesloten. Voorbeelden hiervan zijn de kering in de Weser bij Hamburg, de kering in de Hollandsche IJssel bij Capelle aan de IJssel en de kering in de Nieuwe Waterweg. Een ander interessant voorbeeld van een stormvloedkering is de pijlerdam in de Oosterschelde. Hier was het instandhouden van het getij ten behoeve van het milieu de reden voor de aanleg van een stormvloedkering in plaats van een gesloten dam.

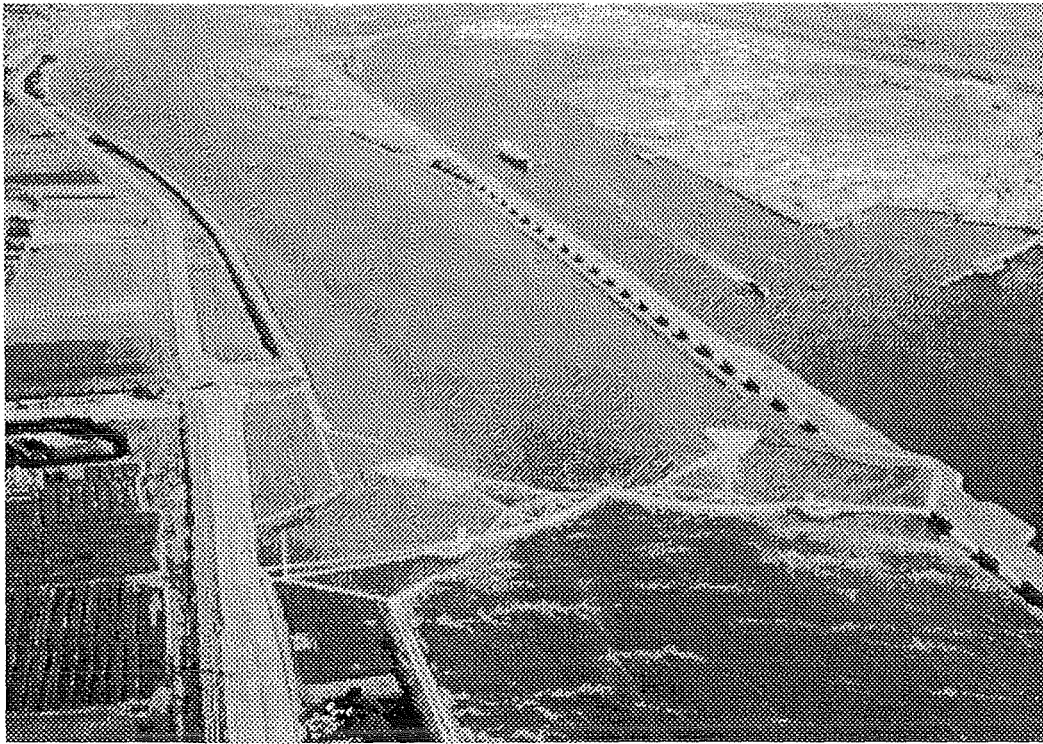


• Figuur 3-7 Stormvloedkering bij Capelle aan de IJssel



• Figuur 3-8 Stormvloedkering in de Oosterschelde

Op veel plaatsen in de wereld worden door politici stormvloedkeringen voorgesteld om overstromingen te bestrijden. In november 1995 besloot de premier van Thailand in de Chao Phraya een stormvloedkering te bouwen. De overstroming van Bangkok door de hoge rivierafvoer had dat jaar weer een ernstige vorm aangenomen, zodat actie noodzakelijk was. Het zal echter duidelijk zijn dat een stormvloedkering geen bescherming kan bieden tegen hoge rivierafvoeren. Integendeel, de situatie zou aanzienlijk verslechteren als de rivier in zijn vrije loop naar zee belemmerd wordt. Het is dus uitermate belangrijk om een juiste analyse van de bedreigingen te maken met en zonder stormvloedkering. Ook volgen uit een dergelijke analyse operationele eisen voor de kering. Zo zal bij een kering in een rivier of stroomvoerend kanaal altijd een maximale sluitingsduur gedefinieerd moeten zijn om te voorkomen dat de bedreiging van de achterzijde van de kering komt.



• Figuur 3-9 Stormvloedkering in de Nieuwe Waterweg

### 3.5 Waterkeringen: Stuwdammen en stuwen

De primaire functie van stuwen en stuwdammen is het opstuwen van het water bovenstrooms van de stuw of stuwdam. Er kunnen verschillende redenen zijn voor het opstuwen van het water, zoals:

- het waarborgen van voldoende waterdiepte ten behoeve van scheepvaart
- het creëren van een bassin ten behoeve van een irrigatiesysteem
- het tot stand brengen van een waterstandsverschil voor het opwekken van electriciteit uit waterkracht met behulp van turbines
- het bestrijden van hoog water aan de benedenstroomse zijde van de stuw of stuwdam

Het verschil tussen een stuwdam en een stuw is dat er bij een stuw sprake is van een stuwmiddel dat bij hoge rivierafvoer geheel of gedeeltelijk weggenomen kan worden en bij een dam niet.

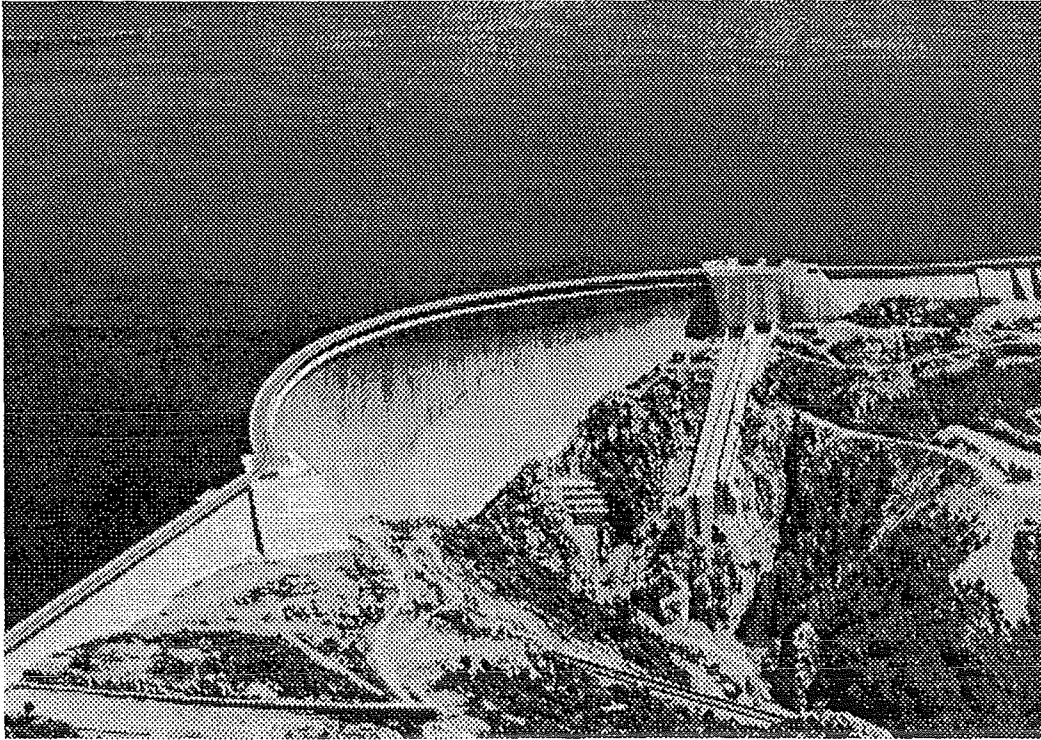
Bij stuwdammen is er meestal sprake van een stuwmeer en een groot verval over de dam. De krachten op de stuwdam door het water worden door de dam naar de ondergrond en zijkanten overgebracht. Afhankelijk van de geologische omstandigheden en beschikbaarheid van materiaal kan een stuwdam worden uitgevoerd als een gewapende of ongewapende betonnen wand (boogdam of gewichtsconstructie), of als een dam van loskorrelig materiaal zoals grond en stortsteen.

Doorgaans wordt bij een omgeving van dichte rots met een grote druk- en schuifsterkte gekozen voor een betonnen boogdam die door boogwerking de kracht afdraagt naar de zijkant en de ondergrond. Dergelijke constructies zijn relatief slank.

Bij een lossere ondergrond en bij rots met een geringere schuifsterkte wordt meestal gekozen voor een dam van grond en stortsteen of een betonnen gewichtsconstructie die eventueel wordt gesteund door steunberen. Bij een gronddam wordt de waterdichtheid verkregen door een dichte kern van bijvoorbeeld klei of bentoniet die wordt doorgezet in de ondergrond, zodat de kwel door en onder de dam wordt beperkt.

Een stuwdam is over het algemeen voorzien van één of meer overlaten waarmee het peil in het stuwmeer begrensd wordt. Een dergelijke overlaat kan worden voorzien van een beweegbaar afsluitmiddel, waarmee de waterstand in het stuwmeer enigszins kan worden geregeld.

Voor meer informatie met betrekking tot het ontwerpen van stuwdammen wordt verwezen naar het college f20 "Energiewaterbouwkunde".



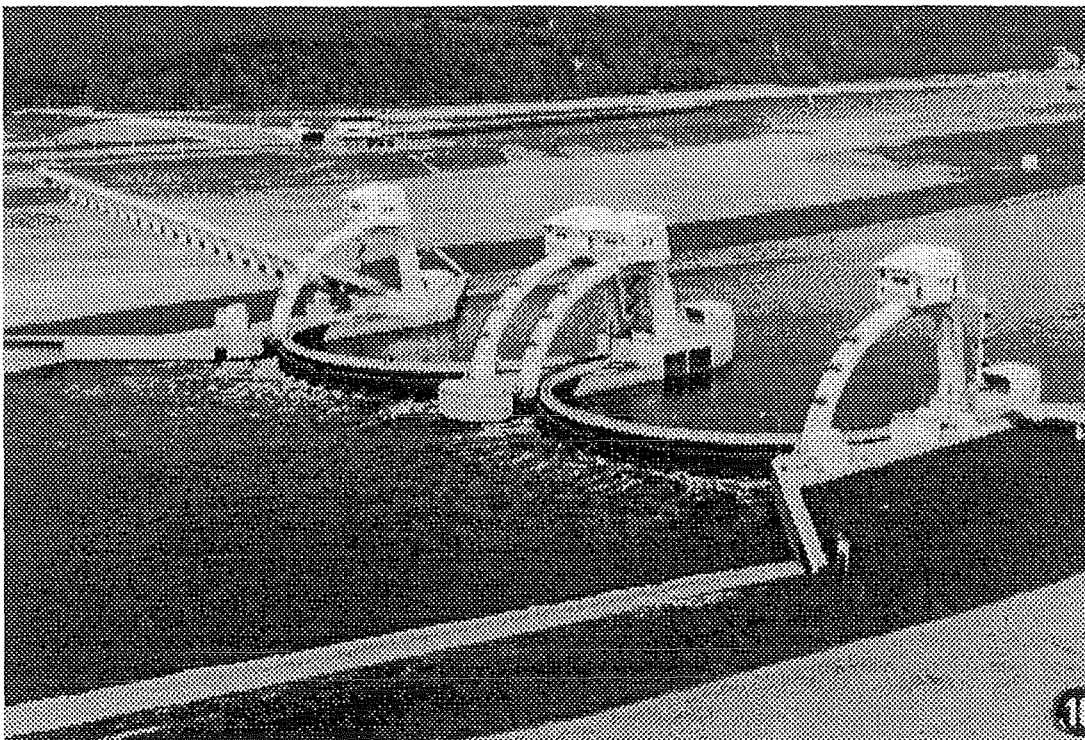
• Figuur 3-10 Betonnen boogdam met nooduitlaat (spillway)

Bij een stuw in een rivier is er sprake van een aanzienlijk kleiner verval over de stuw dan bij een stuwdam. De rivier wordt opgestuwd binnen het bestaande rivierbed. Een stuw kan een vaste hoogte hebben, maar kan ook in hoogte instelbaar zijn, zodat de bovenstrooms waterstand geregeld kan worden.

In Nederland zijn verschillende stuwen in de rivieren de Maas en de Nederrijn aanwezig. Het oorspronkelijke doel van de stuwen is het kanaliseren van de rivieren ter verbetering van de bevaarbaarheid. Met de stijgende energieprijzen kan het economisch aantrekkelijk worden om het verval over de stuwen te gebruiken om een waterkrachtcentrale aan te drijven. Vooral nog is dat niet het geval. Wel is het om milieutechnische redenen en in het kader van de duurzame exploitatie van energiebronnen aantrekkelijk om het verval te gebruiken voor electriciteitsproductie. Achteraf zijn daarom naast enkele stuwen energiecentrales gebouwd.

Voor het ruimtelijk en functioneel ontwerp van een stuw is de wijze en mate van beïnvloeding van de waterstanden door het plaatsen van een stuw van belang. In hoofdstuk 4 wordt hier nader op in gegaan.





• Figuur 3-11 Vazierstuw in de Nederrijn

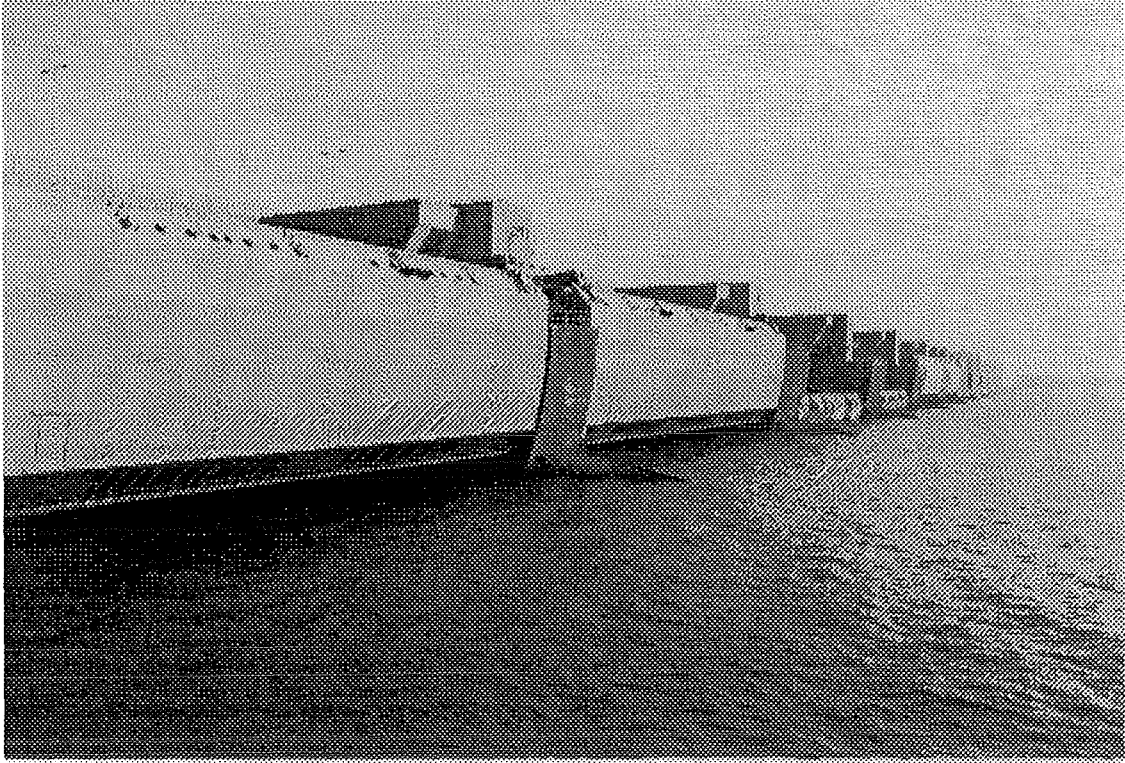
### 3.6 Uitwateringsvoorzieningen en spuisluisen

Uitwateringssluizen hebben als doel om een teveel aan water in een polderboezem af te wateren naar een rivier of de zee. Daarvoor is het noodzakelijk dat de uitwateringssluis een doorvoer is door de waterkering. De functies van een uitwateringssluis zijn derhalve:

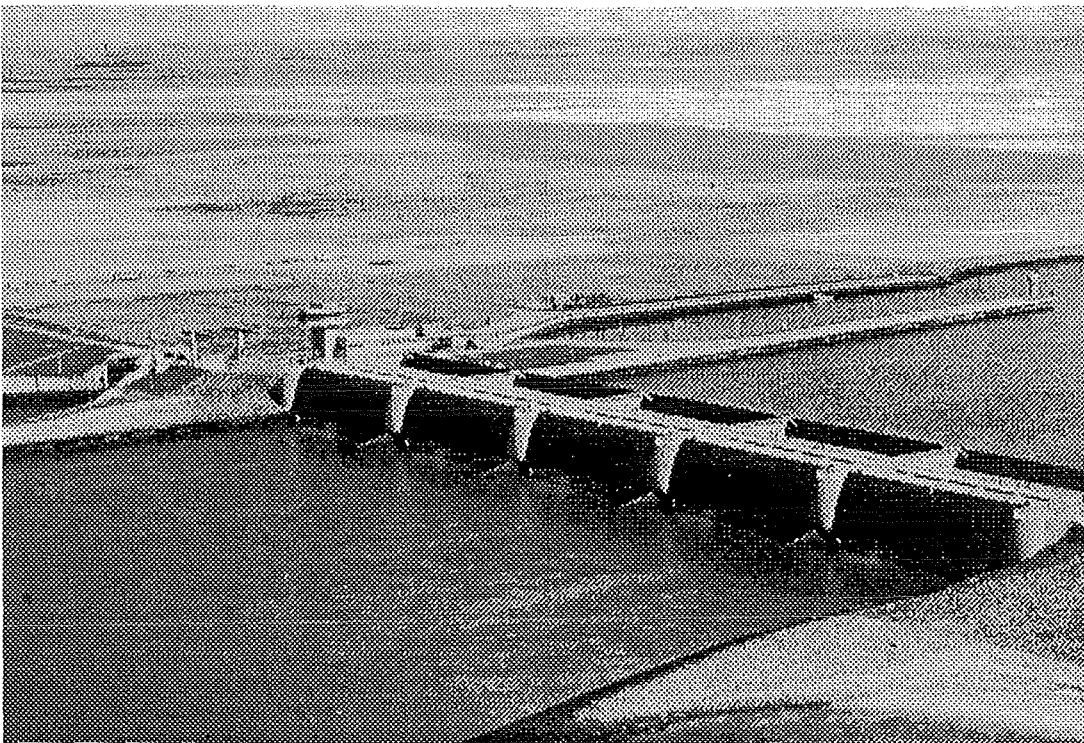
- water doorvoeren door de waterkering
- water keren bij hoog water

Het doorvoeren van water kan door middel van een al dan niet gesloten koker. Het water kan gekeerd worden met een sluitmiddel zoals genoemd in 3.5, maar een in het verleden veel toegepast deurtype is de puntdeur. Door het drukverschil over de deur bij hoogwater wordt de deur gesloten gehouden en bij laagwater automatisch geopend. Tegenwoordig is het steeds meer gewenst om het boezempeil nauwkeuriger te beheersen. Dit betekent dat er meer gestuurd uitgewaterd dient te worden met als gevolg dat er steeds vaker wordt gekozen voor deuren die gecontroleerd worden geopend en gesloten en die tweezijdig keren. Voorbeelden van dergelijke bediende uitwateringssluizen zijn die in de Afsluitdijk bij Den Oever en Kornwerderzand, de Haringvlietsluizen en de Eiderdam.

Dit type sluis kan ook benut worden om water binnen te laten, als de polder te droog wordt of als het waterniveau in de binnendijks gelegen waterwegen te laag wordt. Men spreekt dan van een inlaatsluis. In aride landen komen dergelijke inlaatwerken veel voor bij irrigatiesystemen.



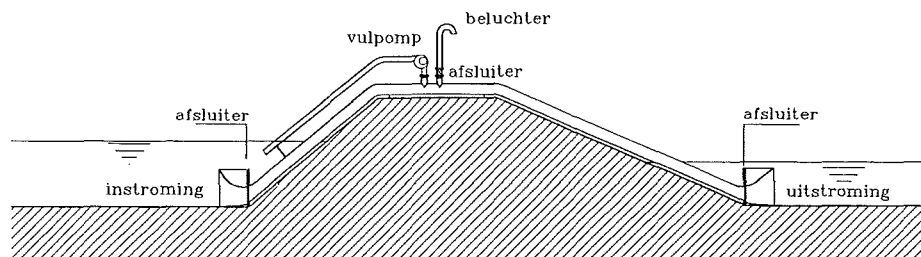
• Figuur 3-12 Haringvlietsluizen



• Figuur 3-13 Uitwateringssluis in de Eiderdam

Een andere mogelijkheid om ter plaatse van een waterkering een uitwateringsvoorziening te maken is de sifon. Hierbij wordt het water niet door maar over de waterkering gevoerd. Een groot voordeel hierbij is het ontbreken van een sluitmiddel. De waterstroming in een sifon moet op gang gebracht worden door de buis volledig vullen met water. Bij een verval over de waterkering komt de hevelwerking daarna vanzelf op gang. Het inlaten van lucht is voldoende om de stroming te

stoppen. De openingen moeten dus voldoende ver onder het wateroppervlak liggen om het aanzuigen van lucht te voorkomen. In Bergen op Zoom is deze methode toegepast.



• Figuur 3-14 Schematische weergave van een sifon

De uitwateringssluis en de sifon werken altijd in de richting van het verval. Als het noodzakelijk is om tegen de richting van het verval in uit te wateren zijn er geen oplossingen mogelijk met sluisen en sifons. In dergelijke gevallen kan alleen een gemaal oplossing bieden.

Een spuisluis heeft als doel het doorspoelen van een waterloop, een grachtenstelsel of een haven. Dit doorspoelen dient om sediment en verontreinigingen los te woelen en mee te voeren. De constructie van een spuisluis toont grote overeenkomst met die van een uitwateringssluis. Met de spuisluis wordt een bekken geblokkeerd, waarin regenwater uit de omgeving wordt opgevangen. Als het peil in het bekken voldoende hoog is, kan de spuisluis worden geopend om de achterliggende waterlopen door te spoelen. Een spuisluis heeft in principe dezelfde functies als de uitwateringssluis, met dien verstande dat een spuisluis altijd wordt geopend onder verval. Om deze reden worden er ook geen puntdeuren toegepast.

### 3.7 Schutvoorzieningen

Schutvoorzieningen hebben als doel het overbruggen van een waterstandsverschil door de scheepvaart, waarbij het waterstandsverschil gehandhaafd blijft. De functies van een schutvoorziening zijn derhalve:

- doorlaten van schepen
- verticaal transport van schepen
- het keren van water

Dit kan op twee fundamenteel verschillende wijzen, te weten:

- door het aanpassen van de waterstand in een gesloten kolk
- door het verticaal transporteren van water en schip in een gesloten bak

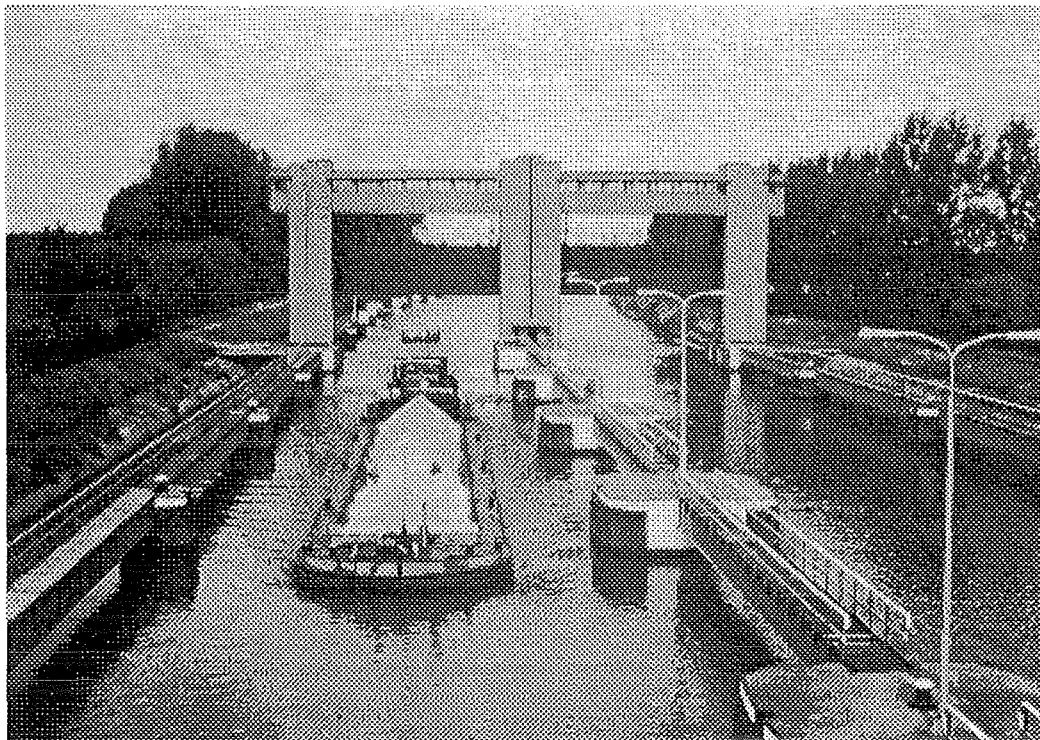
Het eerste concept wordt toegepast bij een scheepvaartsluis en het tweede concept bij een scheepslift en een hellend vlak. Voor een uitgebreide beschrijving van deze drie varianten voor schutvoorzieningen wordt verwezen naar het college f3, "Waterbouwkunde".

Een schutsluis wordt bijvoorbeeld toegepast als de scheepvaart een permanente waterkering of een stuw moet passeren. Logische lokaties voor sluisen zijn:

- in een rivier naast een stuw
- aan het begin en/of het einde van een kanaal met een beheerst peil
- aan de kust bij een doorgang door de primaire waterkering

Een schutsluis bestaat uit tenminste twee beweegbare waterkeringen in de zogeheten sluishoofden met daar tussenin een ruimte voor schepen, de kolk. Voor de beweegbare waterkeringen kunnen verschillende typen deuren worden toegepast zoals puntdeuren, hefdeuren, roldeuren, segmentdeuren, waaierdeuren, klepdeuren en sectordeuren. Door het omzetten van de kolk kan de waterstand in de kolk worden ingesteld op de hoogste en de laagste aansluitende waterstand. Op deze manier kunnen schepen verticaal worden getransporteerd.



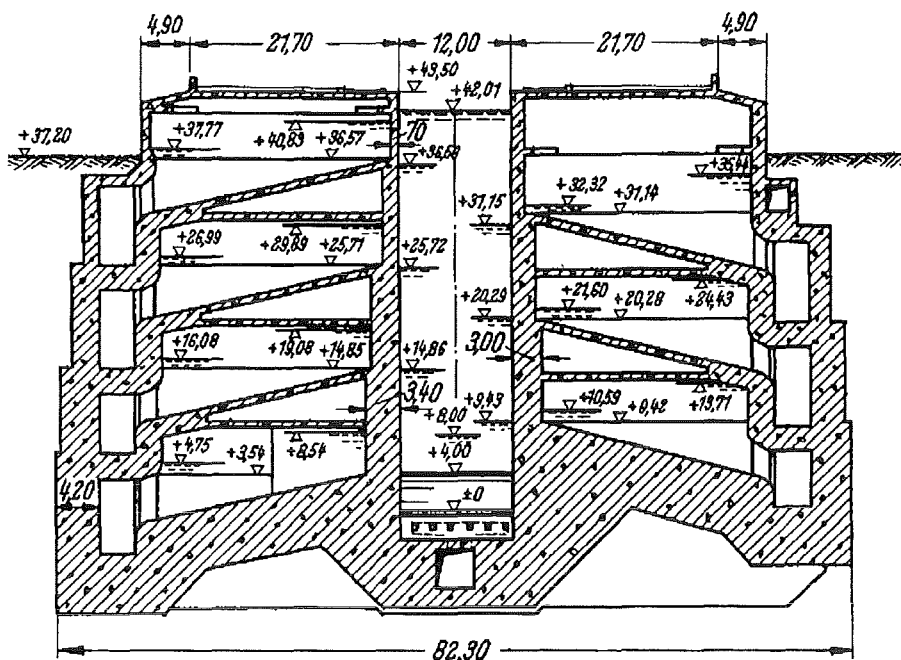


• Figuur 3-15 Sluis

Het omzetten van de kolk kan gebeuren door het in of uit laten stromen van water door het openen van de deuren of door schuiven in de deuren. Meer geavanceerd is het omzetten van de kolk door het transport van water met behulp van omloopriolen. Rioolstelsels in vloer en wanden van de schutsluizen zorgen voor gespreide toevoer en afvoer van water in of uit de kolk, waardoor schepen rustiger blijven liggen tijdens het omzetten van de kolk.

Tijdens een schutcyclus vindt er een verplaatsing van water plaats van het bovenpand naar het benedenpand. Het kan bezwaarlijk zijn dat een grote hoeveelheid water per schutcyclus verloren gaat uit het bovenpand of wordt toegevoegd aan het benedenpand. Dit laatste is het geval bij een sluis aan zee, waarbij zout water kan binnendringen tijdens het schutten. Er kan dan gebruik worden gemaakt van opslagbassins met verschillende waterniveaus, waarin bij het ledigen van de kolk tijdelijk water wordt opgeslagen. Bij het vullen van de kolk wordt dit water weer in de kolk teruggebracht. Het verlies kan hierdoor worden beperkt. Om het schutverlies bij het overbruggen van grote waterstandsverschillen te beperken kan gebruik worden gemaakt van een serie van schutsluizen. Een voorbeeld hiervan zijn de zeven schutsluizen tussen de Ottawa river en het Rideau canal (zie ook de het collegediktaat Waterbouwkunde, 1997, d'Angremond et al).

De toepassing van de schutsluis is in Nederland toegepast voor het overbruggen van vervallen tot ca 12 meter en onder de voorwaarde dat voldoende water beschikbaarheid is om het schutverlies te compenseren. In het buitenland zijn schutsluizen toegepast voor het overbruggen van grotere vervallen. Hierbij zijn dan meestal aparte spaarbekkens toegepast om het waterverlies te beperken.



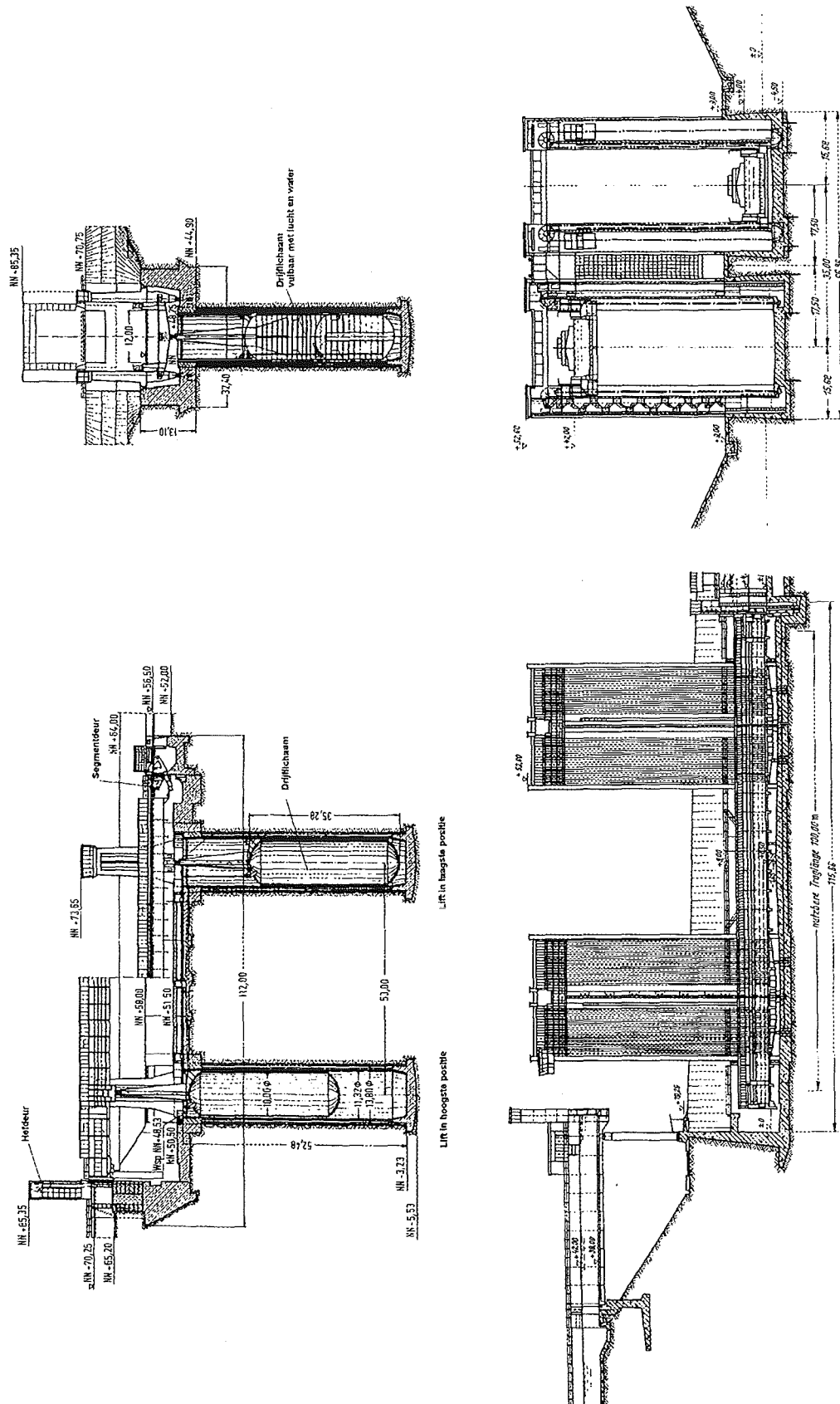
• Figuur 3-16 Sluis met een verval van 38 m met spaarbekkens

De spaarbekkens worden allemaal op een ander peil aangelegd. Het schutverlies is gelijk aan de waterschijf die tussen het laagste schutpeil en het vulniveau van het onderste spaarbekken ligt. Een scheepslift en een hellend vlak kunnen grotere waterstandsverschillen in één keer overbruggen met nauwelijks tot geen schutverlies, waardoor het waterverlies en de reisduur voor het scheepvaartverkeer kleiner is.

Bij de scheepslift wordt een bak gevuld met water en een schip verticaal getransporteerd met behulp van vijzels, pluniers of kabels.

Bij de toepassing van pluniers of drijflichamen is er veel ruimte nodig onder het kunstwerk (zie Figuur 3-17). De scheepslift beweegt door het inlaten of aflaten van lucht in of uit de pluniers, waardoor het drijflichaam opdrijft of zinkt. Ongelijkmatige zettingen moeten bij deze constructie worden voorkomen omdat de pluniers anders vast kunnen lopen langs de wanden.

Bij een scheepslift met kabels bevindt het bewegingswerk zich volledig boven de grond. Het gewicht van de bak kan worden gecompenseerd met contragewichten of met een tweede bak. Dit laatste staat geschetst in Figuur 3-17

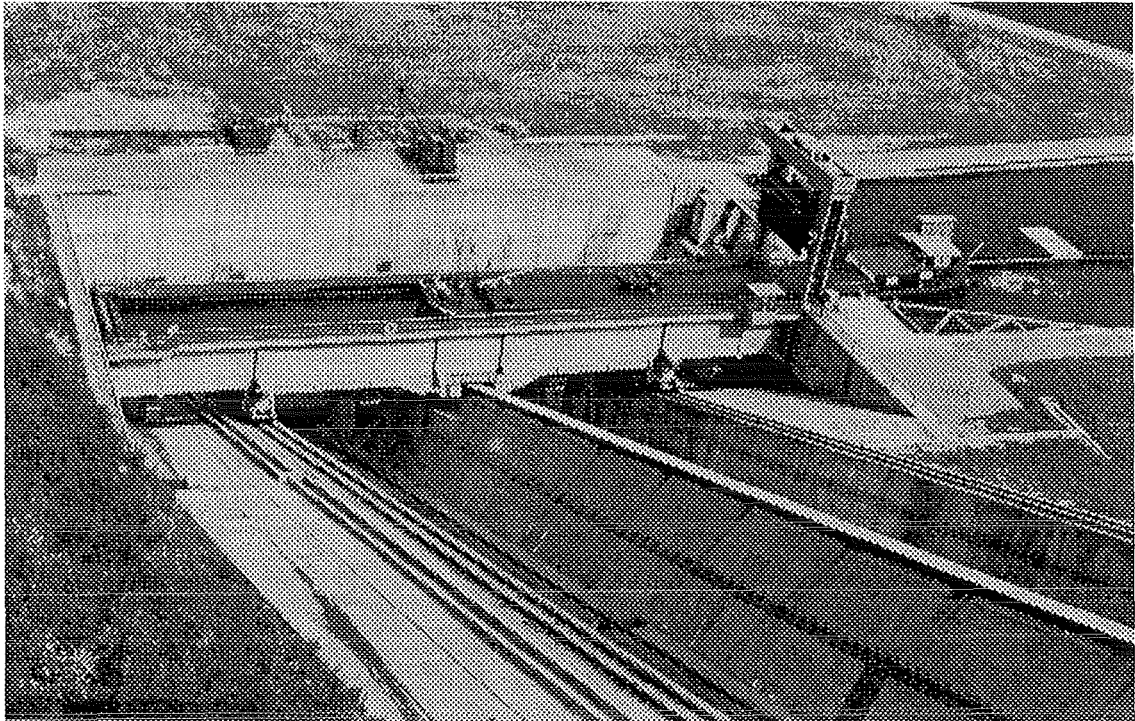


• Figuur 3-17 Een scheepslift met pluniers of driflichamen (links) en een kabellift (rechts)

Bij een hellend vlak wordt er gebruik gemaakt van een helling in het terrein. Er zijn twee typen hellend vlak te onderscheiden. Bij het eerste type wordt het water in een kanaal met een zeer sterk bodemverhang omhoog en omlaag bewogen met een waterdicht schot terwijl in het water één of

meer schepen liggen, dit type staat bekend als "Pente d'eau". Bij het tweede type wordt een bak met water met daarin één of meer schepen langs het vlak omhoog en omlaag bewogen.

De bak van een scheepslift of een hellend vlak wordt aan weerszijden afgesloten door een beweegbare waterkering. Ook de aansluitende kanalen moeten worden voorzien van een waterkering.



• Figuur 3-18 Hellend vlak in zijwaartse richting

### 3.8 Afsluitmiddelen

In de voorgaande paragrafen is reeds een aantal van de afsluitmiddelen ter sprake gekomen die gebruikt kunnen worden bij een waterkering, een uitwateringssluis of een schutvoorziening. De functies van een afsluitmiddel zijn afhankelijk van het kunstwerk waarin het middel wordt toegepast. De belangrijkste functies zijn:

- waterkeren
- water gecontroleerd doorlaten (afvoerfunctie)
- schepen door laten

Bij de beweegbare afsluitmiddelen wordt onderscheid gemaakt in deuren en schuiven. Onder deuren wordt verstaan een beweegbaar afsluitmiddel dat volledig geopend kan worden, zodat bijvoorbeeld scheepvaart toegang krijgt tot het water achter de deur. Bij schuiven is er sprake van een gedeeltelijke verwijdering van het afsluitmiddel, zodat er doorgaans alleen water kan passeren. Dit verschil is goed te illustreren met het verschil tussen de vlakke schuif en de hefdeur. De vlakke schuif wordt geheven tot maximaal boven de waterspiegel, terwijl de hefdeur moet worden geheven tot een minimale doorvaarthoogte gegarandeerd is.

De afsluitmiddelen zijn qua wijze van bewegen onder te verdelen in groepen, te weten naar elementen die sluiten met een:

- verticale translatie,
- horizontale translatie,
- rotatie om een verticale as,
- rotatie om een horizontale as
- en elementen die op een andere wijze sluiten.

De wijze van bewegen heeft een grote invloed op de ruimtelijke indeling van het kunstwerk. De afsluitmiddelen kunnen ook worden onderverdeeld in categorieën met betrekking tot de afvoer of met betrekking tot de afdracht van de belastingen, te weten:

1. afvoer

- onderafvoer
- bovenafvoer

2. belastingafdracht

- horizontale belasting naar landhoofden en pijlers, verticale belasting naar een drempel
- verticaal en horizontaal naar een drempel

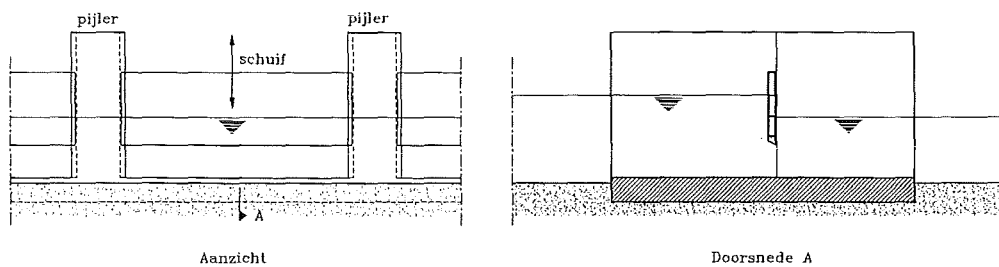
Verder is er nog onderscheid te maken tussen vormvaste en vervormbare afsluitmiddelen.

Als afsluitmiddel zijn er diverse mogelijkheden die een combinatie zijn van de verschillende wijzen van bewegen, afvoer en belastingafdracht. De bekendste zijn:

- de vlakke schuif
- de hefdeur
- de zakdeur
- de roldeur
- de vizierstuw
- de segmentdeur
- de sectordeur
- de klepkering
- puntdeuren
- de schulp- of balgkering

Bij het toepassen van de vlakke schuif als afsluitmiddel wordt de schuif tussen twee landhoofden of pijlers gehangen. Op de pijlers en/of landhoofden staan heftorens met het bewegingswerk van de schuif. De schuif kan omhoog en omlaag bewegen in inkassingen in de pijlers of landhoofden. Het bewegingswerk kan bestaan uit hydraulische vizels of uit een systeem van kabels, lieren, katrollen en contragewichten.

De schuiven dragen de horizontale belastingen af naar de landhoofden en de pijlers. Doorgaans rust de schuif in de gesloten toestand op een drempel. In de geopende toestand hangt de schuif vlak boven het water aan het bewegingswerk.



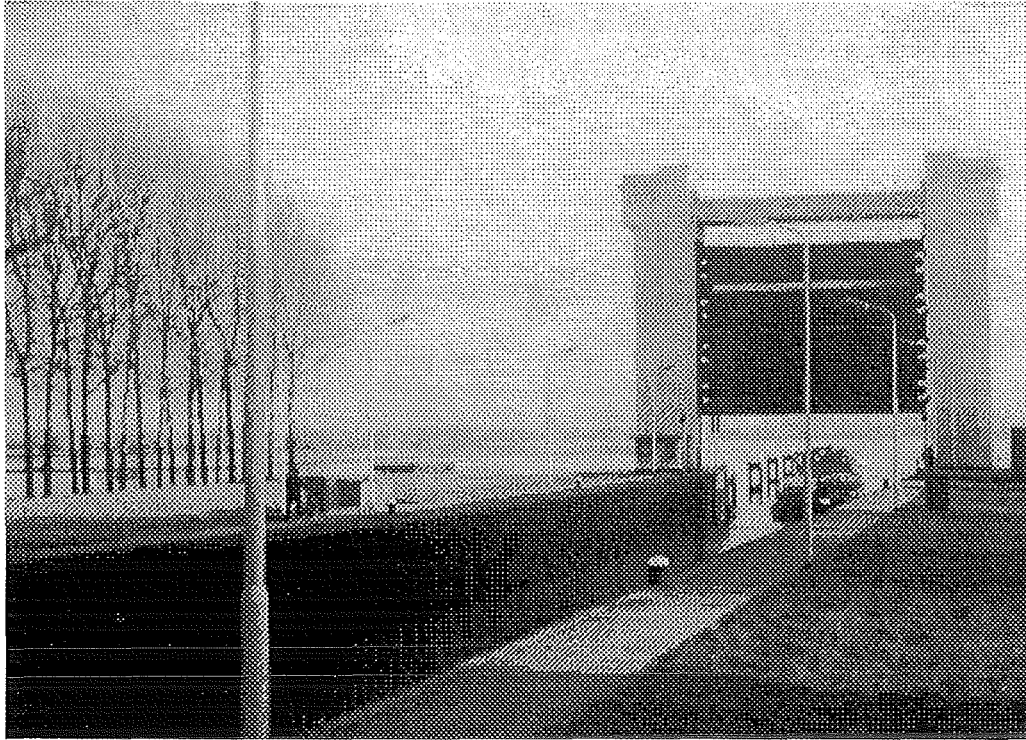
• Figuur 3-19 Principe van een schuif

De schuif kan in principe in twee richtingen keren. In de praktijk wordt de tweezijdig kerende schuif toegepast in uitwateringskokers.

Een vlakke schuif is toepasbaar als stuw en stormvloedkering als de overspanning van de schuif beperkt kan worden gehouden. Bij brede waterlopen of zeearmen kan dit door het toepassen van pijlers, waartussen de schuiven kunnen worden bewogen.

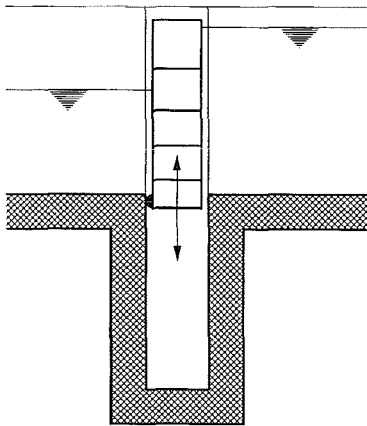
Een hefdeur lijkt veel op de vlakke schuif met dien verstande dat de schuif zo hoog moet worden gehesen dat de scheepvaart eronder door kan varen. De heftorens van de deur zijn daarom aanzienlijk hoger dan die van vlakke schuiven. De hefdeur is in principe niet geschikt om doorvaart te verlenen aan hoge schepen zoals zeilschepen en zeeschepen met een hoge bovenbouw.

De horizontale belasting op de deur wordt in gesloten toestand afgedragen naar de deurenkassen aan de zijkant en in geopende toestand naar de heftorens. De hefdeur kan in twee richtingen keren.



• Figuur 3-20 Sluis met hefdeuren

De zakdeur is een vlakke deur die in geopende toestand in de bodem is gezakt. De deur beweegt zich net als de hefdeur langs pijlers of landhoofden. De beweging van de deur kan worden gerealiseerd met kabels en lieren, hydraulische persen, drijfkisten of een combinatie hiervan.



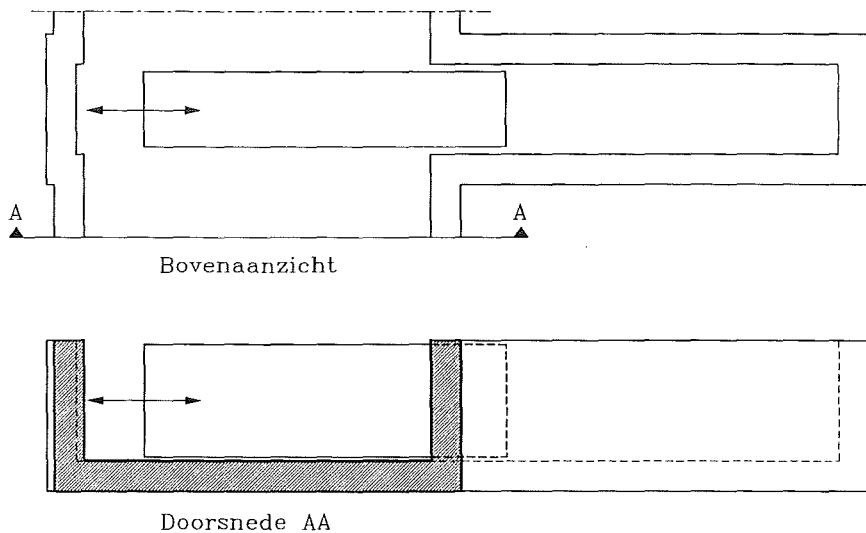
□ Figuur 3-21 Principe van een zakdeur

De zakdeur neemt veel ruimte onder het kunstwerk in beslag. Met name door de diepte van de deurkas is de toepassing van de deur beperkt tot niet al te diep water. Voor onderhoud aan de deur wordt de deur uit de deurkas gehesen.

De doorvaarthoogte is in het geval van een zakdeur niet beperkt.

De horizontale belasting op de deur wordt afgedragen naar de zijaanslagen en eventueel voor een gering deel naar de onderaanslag. De zakdeur kan in twee richtingen water keren.

De roldeur bestaat uit een deur die over een rails op de drempel rijdt. In de geopende toestand bevindt de deur zich in een kas die een iets grotere lengte heeft dan de deur.

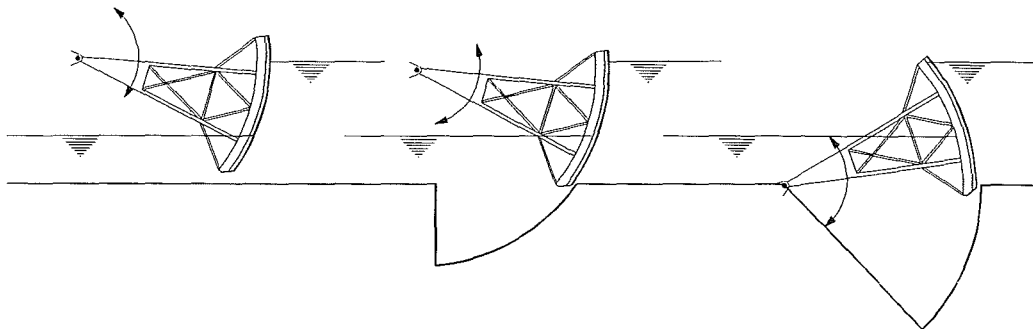


• Figuur 3-22 Principe van een roldeur

In de gesloten toestand bevindt de deur zich met de zijkanten in de deurenissen. De deur draagt de horizontale belastingen voornamelijk af naar de zijaanslagen. De roldeur kan niet gesloten worden in stromend water en is daarom niet geschikt als stormvloedkering of stuwmiddel. De deur wordt voornamelijk toegepast als afsluitmiddel van grote zeesluizen.

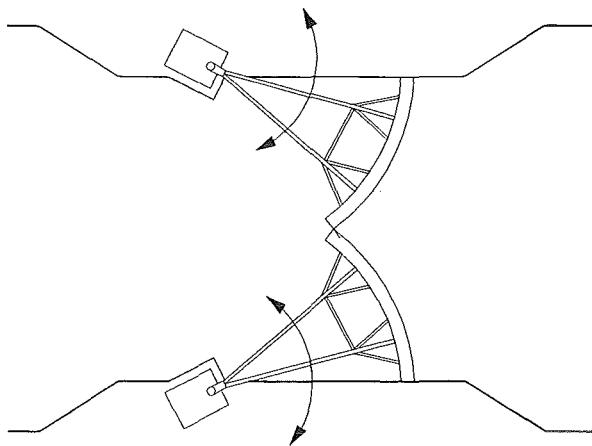
De vizerstuw wordt gebruikt voor het maken van grote overspanningen (zie Figuur 3-11). De vizerstuw is een onderdoorlaat en wordt toegepast voor de peilbeheersing in rivieren. Door de cirkelvorm van het afsluitmiddel treden er alleen trekspanningen op in de constructie. Bij een constructie van staal levert dit een optimaal materiaalgebruik en kan slank worden geconstrueerd. Net als bij de vlakke schuif wordt de belasting horizontaal afgedragen naar de pijlers en de landhoofden, echter niet door de aanslagen maar door de scharnieren.

De segmentdeur bestaat uit een cirkelsegment dat het water keert. Het segment is met vakwerkarmen scharnierend verbonden aan pijlers, landhoofden of drempel. Het bewegen van de deur gebeurt met behulp van vijzels, stangen en/of luchtkisten.



• Figuur 3-23 Segmentdeur met een horizontale as

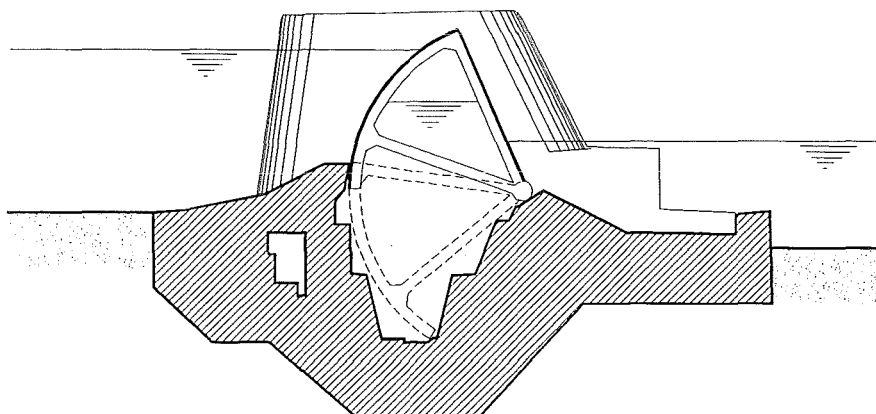
De segmentdeur kan om een verticale as (stormvloedkering in de Nieuwe Waterweg) of om een horizontale as draaien (Haringvlietsluizen).



• Figuur 3-24 Segmentdeur met verticale as

De waterdruk op de segmentdeur wordt afgedragen naar het scharnier, immers door de vorm gaat de resultante van de waterdruk door het scharnier.

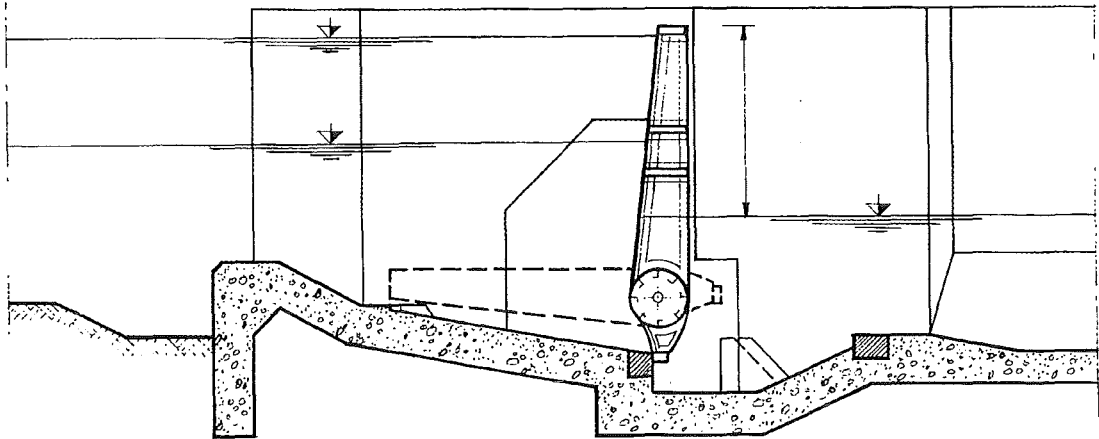
De sectordeur bestaat uit een cirkelsector van staal die in een inkassing in een drempel scharnierend kan bewegen. De sectordeur is aan twee zijden voorzien van een waterdichte beplating. De sectordeur wordt bewogen door, met behulp van riolen, water in de drempel en de sectordeur in of af te laten. De belasting wordt afgedragen naar de drempel door het scharnier. De sectordeur is geschikt voor het afsluiten van zeer brede waterlopen zonder het plaatsen van pijlers.



• Figuur 3-25 Sectordeur

Een variant van de sectorstuw is de dakstuw, waarbij de sectordeur wordt vervangen door twee vlakke platen, die onderling met een rollende verbinding zijn gekoppeld, zodat in gesloten toestand een driescharnierspant ontstaat.

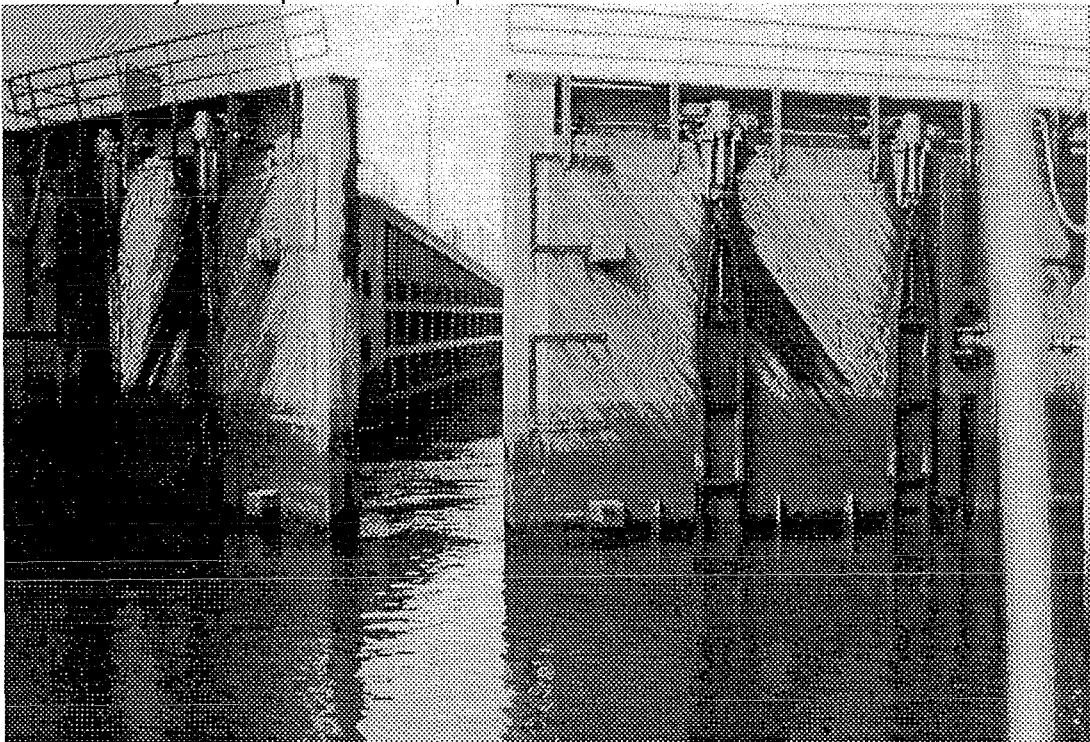




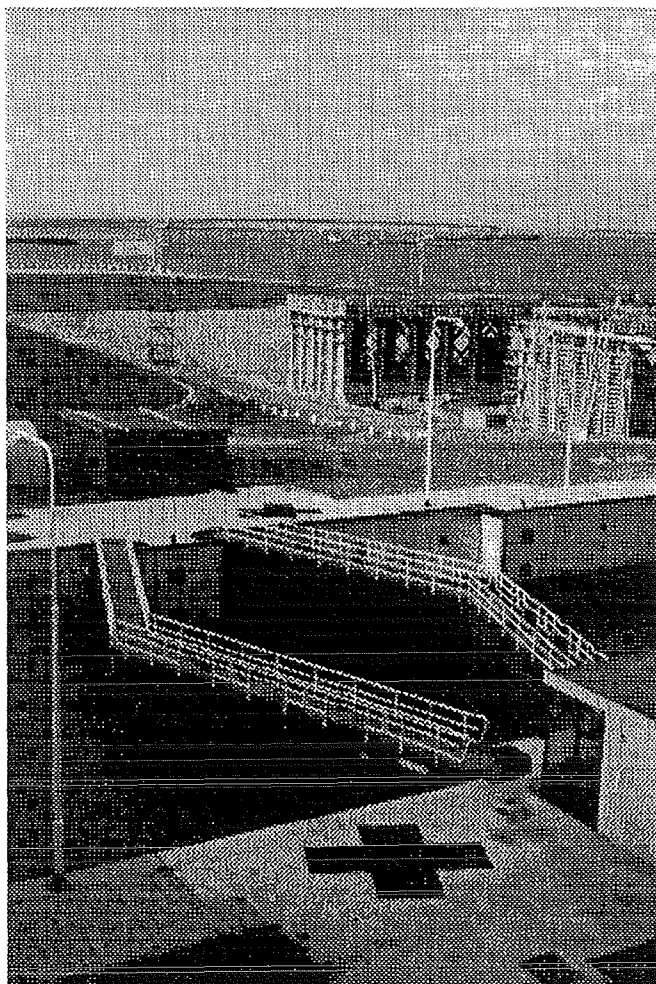
• Figuur 3-26 Klepkering

De klepkering bestaat uit een stalen plaat in de drempel, die scharnierend wordt bewogen door vijzels of stangen. Net als bij de sectordeur worden de krachten direct afgedragen naar de drempel. De klep is geschikt als stuw en als stormvloedkering.

Een in sluizen veel toegepaste deur is de puntdeur. Twee vlakke deuren worden onder een hoek tegen elkaar geplaatst zodat als het ware een horizontaal drieschamierspant ontstaat. De puntdeur kan zo worden uitgevoerd dat hij automatisch sluit bij een stroming in een richting. Door het verval ober de deuren worden de deuren tegen elkaar gedrukt en is het bij een klein verval al moeilijk om de puntdeuren te openen.



• Figuur 3-27 Sluis met houten puntdeuren (let op de schuiven in de deuren)



Figuur 3-28 dubbele puntdeuren

Puntdeuren kunnen maar in één richting water keren. Als het noodzakelijk is om water te keren in twee richtingen dan worden de puntdeuren dubbel uitgevoerd. Dit is met name het geval bij zeesluizen en sluizen in getijdgebieden.

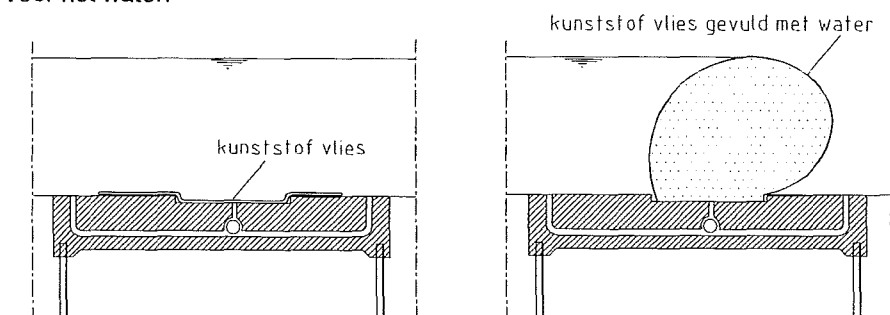
De toepassing van puntdeuren in een schutsluis stelt in het ruimtelijk ontwerp van de sluis met name eisen aan de lengte van het sluishoofd. In de geopende situatie worden de deuren namelijk opgenomen in deurkassen (zie Figuur 3-28).

De puntdeur wordt op zowel buiging als op druk belast.

Door de toename van de afmetingen van de schepen en daardoor van de schutsluizen worden de puntdeuren steeds minder toegepast. Bij een vlakke overspanning, zoals bij een roldeur of een hefdeur, wordt de deur alleen op buiging belast en kan er met materialen als staal en hout slanker worden gedimensioneerd.

wordt toegepast als keersluis in boezemwateren. De stuw wordt gesloten als er dijkbreuk optreedt en men wil voorkomen dat de gehele boezem leegloopt (Ringvaart Haarlemmermeer). Voor het eerst is overwogen om de schulpkering toe te passen als stormvloedkering ter plaatse van Ramspol. Waar door opwaaiing op het IJsselmeer de waterstanden sterk kunnen toenemen. De toepassing van een schulpkering als stormvloedkering in een zeearm is nog niet overwogen, omdat met name de duurzaamheid en betrouwbaarheid van de flexibele stuw bij dynamische belastingen onbekend is.

De balgkering bestaat uit een vlies van kunststof dat waterdicht wordt verbonden aan een drempel. De ruimte tussen het vlies en de drempel wordt gevuld met water of lucht waardoor de het vlies wordt gespannen. Door de bolle vorm die het gevulde vlies aanneemt wordt een barrière gevormd voor het water.



• Figuur 3-29 Balgkering

## 3.9 Aanlegvoorzieningen

### 3.9.1 Functies

In havens en bij wachtplaatsen zijn aanlegvoorzieningen voor de scheepvaart nodig. Een aanlegvoorziening komt voor in diverse vormen, zoals:

- kadeconstructies,
- steigers,
- remmingwerken en meerstoelen

De hoofdfuncties van een kadeconstructie zijn:

- aanlegfunctie voor schepen
- draagfunctie voor kranen en vervoersmiddelen
- draagfunctie voor tijdelijke opslag van goederen
- grondkerende functie
- en eventueel een (grond-) waterkerende functie
- oeverbescherming

De hoofdfuncties van een steiger zijn:

- aanlegfunctie voor schepen
- draagfunctie voor kranen en vervoersmiddelen

De hoofdfunctie van een remmingwerk is:

- afremmen en eventueel aanleggen van schepen

De hoofdfunctie van een meerstoel is:

- aanlegfunctie voor schepen

### 3.9.2 Kadeconstructies

Vanuit de te vervullen functies volgen de eisen die aan een kadeconstructie worden gesteld.

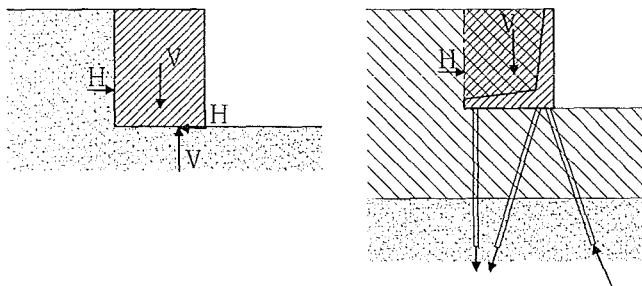
Uit de aanlegfunctie volgen bijvoorbeeld de eisen met betrekking tot:

- de diepgang voor de constructie
- de voorzieningen, zoals bolders, haken en fenders
- de op te nemen krachten, zoals scheepsstoten en bolderkrachten

De functies grondkeren, waterkeren en dragen van de bovenbelasting geven in het ontwerp zeer belangrijke belastingen, die in grote mate de dimensies van de constructie bepalen.

Er zijn diverse conceptuele constructievormen toepasbaar als kadeconstructie, te weten:

- **gewichtconstructies**

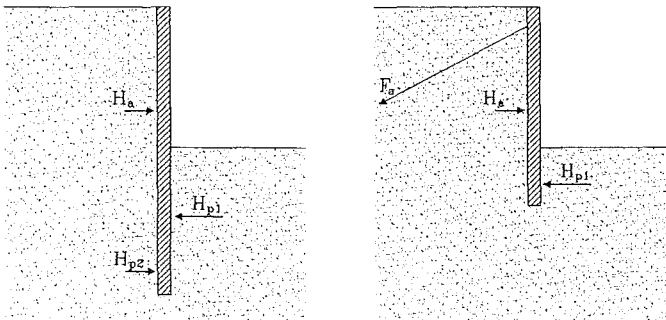


Figuur 3-30 Gewichtconstructies

de op staal gefundeerde gewichtconstructie is in staat om grond en water te keren doordat de belasting wordt overgebracht naar de ondergrond door middel van een drukkracht en een wrijvingskracht in het funderingsvlak. Bovenbelasting achter de constructie wordt grotendeels gedragen door de grond en deels via de grond door wrijving overgebracht op de constructie. Een op palen gefundeerde gewichtconstructies neemt de verticale en horizontale belastingen

op de constructie op met behulp van trek en druk elementen die gefundeerd zijn in de diepere ondergrond; de trekelementen brengen de kracht op de grond over door middel van wrijving en de drukelementen door middel van drukspanningen in het vlak onder de elementen.

- **wandconstructies:**



Figuur 3-31 Wanden

bij de wandconstructie wordt op zeer efficiënte wijze de horizontale belasting opgenomen door de wrijving in de grond en langs de wand. De wand zorgt voor de krachtsoverdracht van de hoge zijde naar de lage zijde. De verticale belastingen worden deels door de wand (wrijving) en grotendeels door de grond opgenomen.

- **samengestelde constructies:** de samengestelde constructie is een combinatie van de bovengenoemde conceptuele oplossingen, waarbij meestal sprake is van een splitsing van functies naar de onderdelen van de constructie.

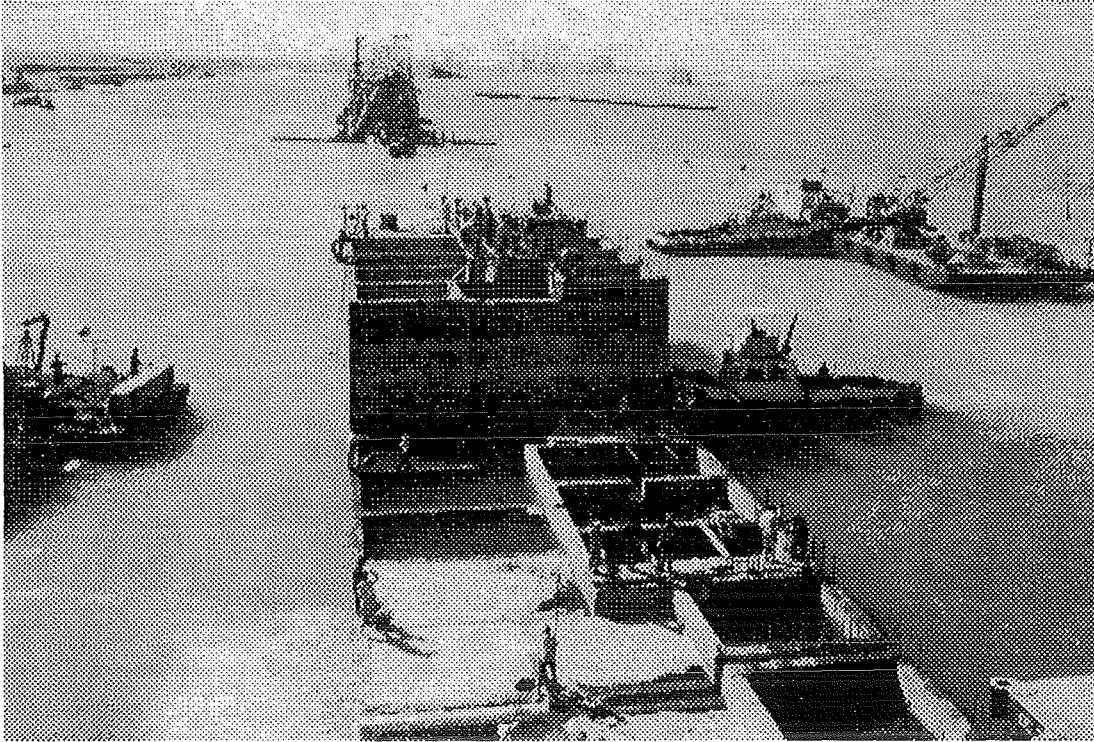
### Gewichtsconstructies

Voorbeelden van gewichtsconstructies zijn:

- afzinkcaissons
- pneumatische caissons
- ongewapende betonnen of metselwerk muren
- blokkenmuren
- L-wanden
- cellenwanden en kofferdammen
- op palen gefundeerde L-wanden

Afzinkcaissons worden in een bouwdok gebouwd en naar de locatie getransporteerd over het water. Na het afzinken van de caissons wordt het terrein achter de rij van caissons op hoogte gebracht. Caissons zijn met name geschikt als toepassing bij grote kerende hoogtes. Het aanbrengen van de bovenrand, met daarin opgenomen de bolders e.d., van de kadeconstructie gebeurt na het plaatsen van het caisson en het aanbrengen van de aanvulling, zodat aanvoer van materiaal over het werk kan plaats vinden.

Pneumatische caissons worden op de locatie in den droge gebouwd en op diepte gebracht door de grond onder het caisson te verwijderen. Dergelijke caissons zijn voorzien van een snijrand en een kamer onder het caisson waar de grond wordt weg gegraven. Om te voorkomen dat deze kamer volstroomt met (grond)water wordt er in de kamer een overdruk aangebracht.



• Figuur 3-32 Afzinken van caissons voor kademuur

Ongewapende betonnen en metselwerk muren zijn in Nederland in het verleden toegepast voor niet al te grote kerende hoogtes. De toepasbaarheid van deze constructies bij grote kerende is sterk afhankelijk van de aanwezigheid en de ligging van een eventuele draagkrachtige grondlaag waarop gefundeerd kan worden. Zettingsverschillen leiden tot scheuren in de wand. Mede hierom worden in de wand verticale dilatatievoegen aangebracht, zodat er enig verschil in zetting kan worden opgenomen door rotatie van een deel van de wand tussen twee voegen.

Uiteraard speelt de beschikbaarheid van materialen een grote rol voor een eventuele keuze van een dergelijke constructie en kan er geen algemeen oordeel worden gegeven over de toepasbaarheid van de ongewapende betonnen of metselwerk muren.

Een metselwerk wand en een massieve ongewapend betonnen wand moeten in den droge worden gemaakt.

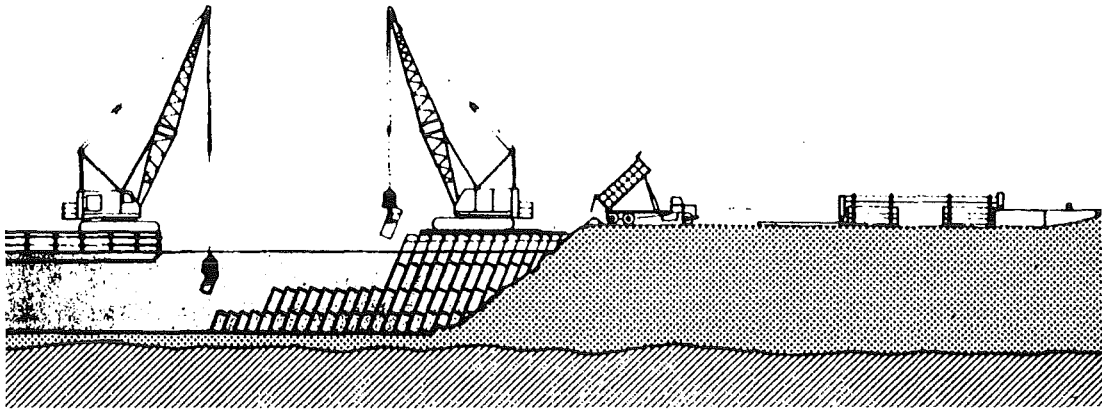
De afmeting van de constructie wordt bepaald door de toelaatbare spanningen in het materiaal.

Omdat in ongewapend beton en metselwerk geen trekspanning wordt toegelaten en de opneembare schuifspanning beperkt is, neemt de afmeting van de muur sterk toe met de kerende hoogte.

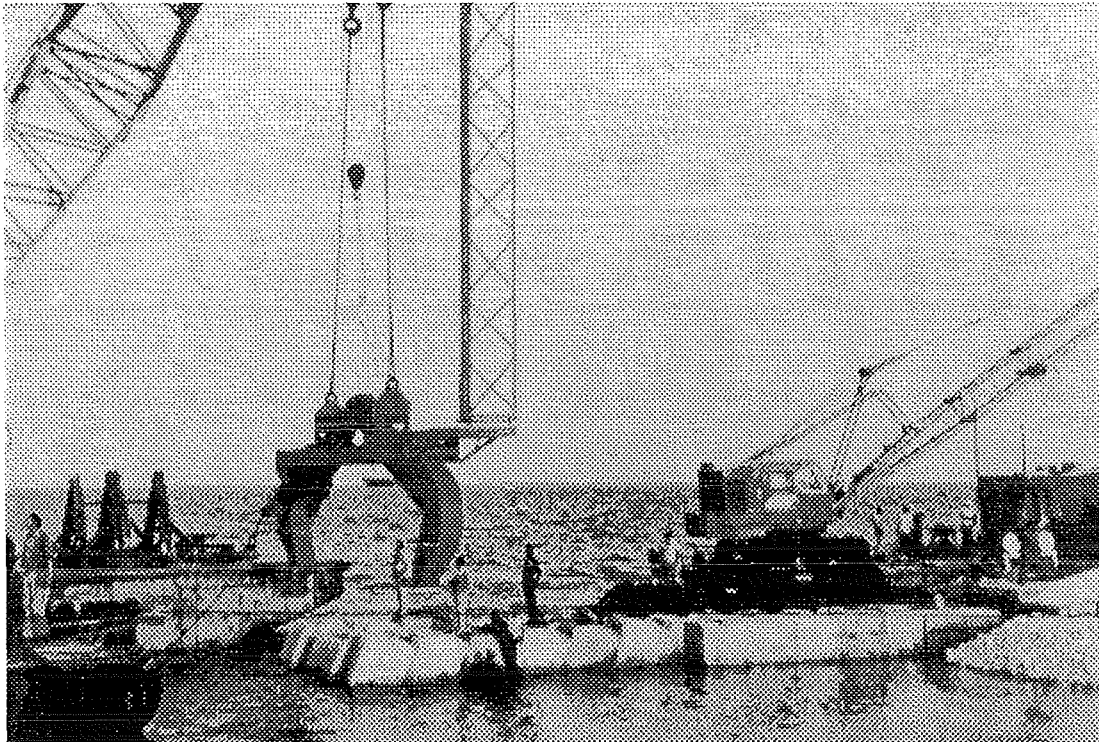
Het opbouwen van een blokkenmuur kan in den natte vanaf het land of vanaf een ponton. Vanaf het land wordt over het werk uitgebouwd. De aanvulling achter de kade kan vanaf het land gebeuren. Door de voegen van de blokken kan grondwaterstroming optreden, derhalve dient er achter de blokkenmuur een granulaire filter of filterdoek te worden aangebracht. De blokkenmuur heeft dus geen grondwater kerende functie.

De blokken worden vervaardigd van ongewapend beton of natuursteen. De blokken van ongewapend beton worden naast het werk of elders geprefabriceerd.

Bij een minder draagkrachtige grondlaag worden de blokken onder een hoek tegen elkaar gezet zodat er door wrijving in de voegen een betere spreiding van de belasting plaats heeft en dat zettingen gepaard gaan met een herverdeling van de belasting op de ondergrond. Dit principe staat bekend als 'sloping bond' (zie Figuur 3-33).



• Figuur 3-33 Blokkenmuur volgens het 'sloping bond' principe



• Figuur 3-34 Vervaardiging van een 'sloping bond' kademuur

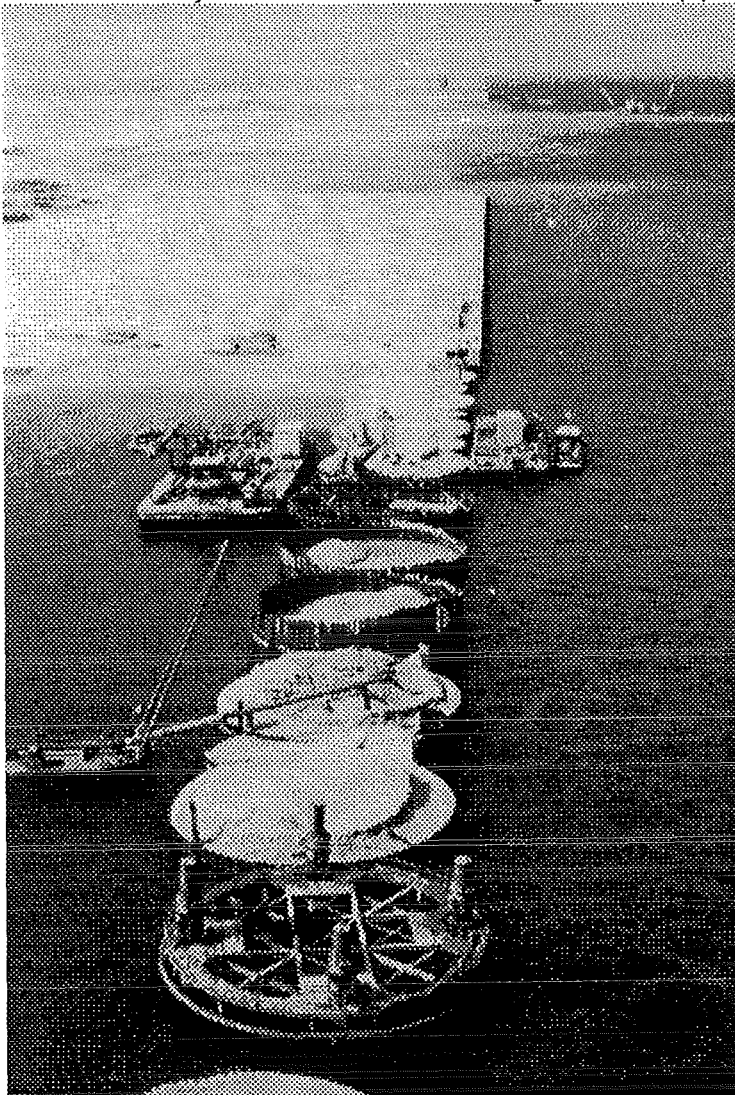
L-wanden bestaan uit een vloer en een wand die samen een L vormen. Op de vloer rust het gewicht van de moot grond boven de vloer. Het geheel van de wand en vloer plus de grondmoot boven de vloer vormt de gewichtsconstructie. De stabiliteit van een L-wand is gebaseerd op de opneembare wrijving en de toelaatbare drukspanning in, onder en naast het vlak van de fundering. De wand wordt belast op buiging en moet daarom worden uitgevoerd in gewapend beton. De L-wand wordt altijd in den droge gebouwd. Bij kleine te keren hoogtes is het mogelijk om de wanden te prefabriceren en per schip aan te voeren naar de bouwlocatie.

Een cellenwand is een samenstel van damwanden en grond dat met betrekking tot de stabiliteit functioneert als een gewichtsconstructie. De damwanden worden in een cirkelvorm geheid. Wanneer de cirkel is gesloten wordt deze gevuld met grond. De belasting op de damwand als gevolg van de grondvulling wordt opgenomen door een ringspanning in de damwand, waarbij de sloten op trek worden belast. Bij toepassing van vlakke damwandplanken treedt er alleen een trekspanning op en geen buiging. De damwanden worden dus zeer efficiënt belast. De geheel gevulde silo vormt de gewichtsconstructie.

Als ter plaatse van de kadeconstructie de draagkrachtige grondlagen op grotere diepte liggen is een op staal gefundeerde gewichtsconstructie meestal niet economisch of zelfs niet mogelijk.



Afhankelijk van de diepteligging van de draagkrachtige laag kan dan worden besloten tot het toepassen van een grondverbetering of een fundering op palen. In de praktijk wordt bij een fundering op palen meestal een gewapend betonnen L-wand toegepast. In het verleden zijn ook wel metselwerk muren gefundeerd op palen.



• Figuur 3-35 Cellenwand in aanbouw

### **Wandconstructies**

Bij de toepassing van wanden als grondkerende kadeconstructie is de materiaalkeuze beperkt. De wand moet weerstand kunnen bieden tegen buiging, compressie en afschuiven. In principe kunnen stalen damwanden en gewapend betonnen diepwanden worden toegepast.

De gewapend betonnen diepwanden moeten altijd vanaf een droog maaiveld worden gemaakt. Damwanden kunnen zowel op het land als op het water vanaf een ponton worden aangebracht.

Voor grote kerende hoogte wordt in Nederland meestal een combiwand of een samengestelde damwand van H-profielen toegepast. De combiwand bestaat uit een combinatie van buispalen met daartussen twee normale damwandplanken. Een samengestelde damwand bestaat uit H-profielen met daartussen normale damwandplanken.

Een alternatief voor een combiwand en een samengestelde wand is de gewapend betonnen diepwand, waarbij de elementen van de diepwand worden voorzien van ribben, zodat er een T-vorm ontstaat met een grotere stijfheid dan de vlakke wand.

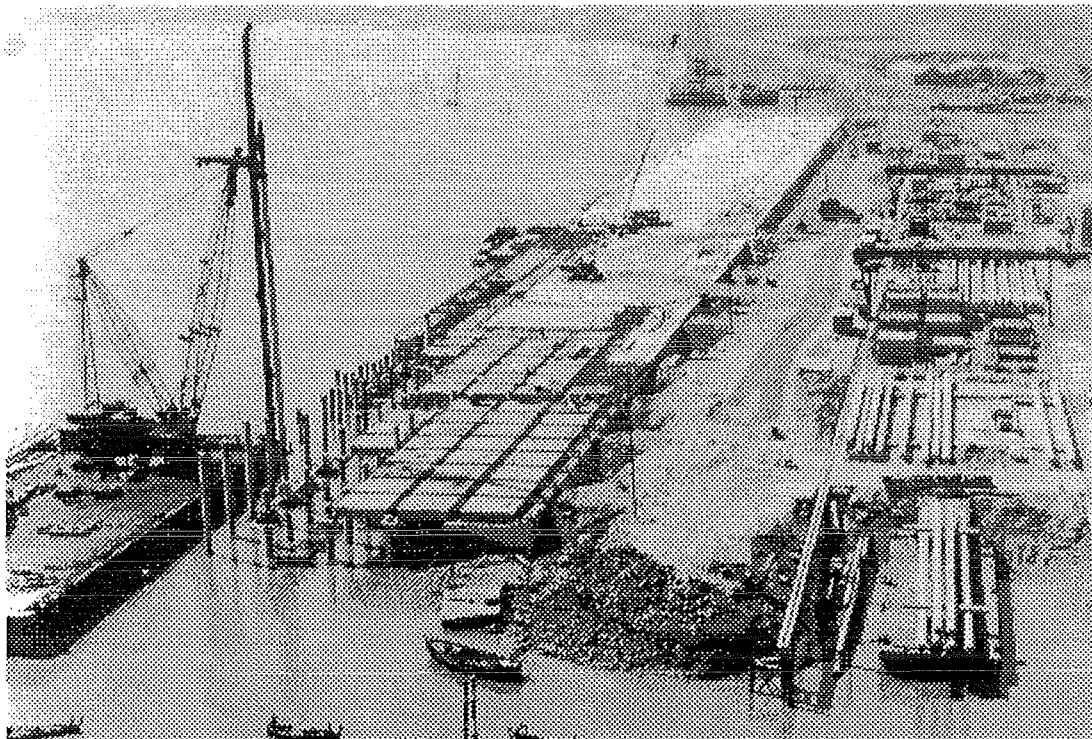
Bij de toepassing van damwanden in een kadeconstructie wordt de bovenkant voorzien van een zware betonnen deksloof. In deze deksloof worden de voorzieningen zoals fenders en bolders opgenomen. De onderkant van de deksloof kan in verband met corrosie worden doorgetrokken tot beneden het laagwater niveau, dit leidt echter wel tot extra eisen tijdens de uitvoering (waterdichte bekisting).

De mogelijkheid voor het toepassen van een wandconstructie wordt in sterke mate bepaald door de aard van de ondergrond en de te keren hoogte. Met name als er op grote bovenbelastingen moet worden gerekend kan de benodigde lengte van de wand een beperkende factor zijn voor de toepasbaarheid.

### **Samengestelde constructies**

Als de belastingen te groot zijn voor het toepassen van een wandconstructie dan kan een combinatie van een op palen gefundeerde (gewichts-) constructie en een wand een oplossing bieden.

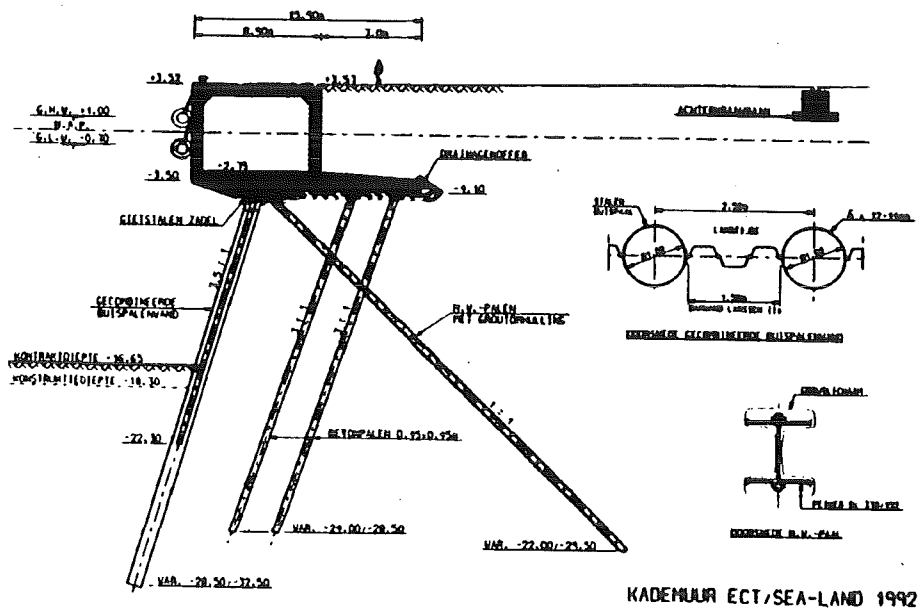
Een op palen gefundeerd platform kan bijvoorbeeld worden gebruikt om de bovenbelasting en eventuele scheepsbelastingen op te nemen terwijl een wand achter het platform de grond keert waarbij onder het platform een talud kan worden gemaakt zodat de kerende hoogte van de damwand wordt gereduceerd (zie Figuur 3-36). Er is in dit geval een strikte scheiding van functies.



• Figuur 3-36 Prefab platform in aanbouw

Een andere veel toegepaste samengestelde kadeconstructie is de op palen gefundeerde gewichtsconstructie met daaronder een wand. De gewichtsconstructie draagt de bovenbelasting en keert voor een deel de grond terwijl de wand gebruikt kan worden als onderdeel van de paalfundering en als grondkering. In feite is er hier sprake van een minder strikte functiescheiding. (zie Figuur 3-37)

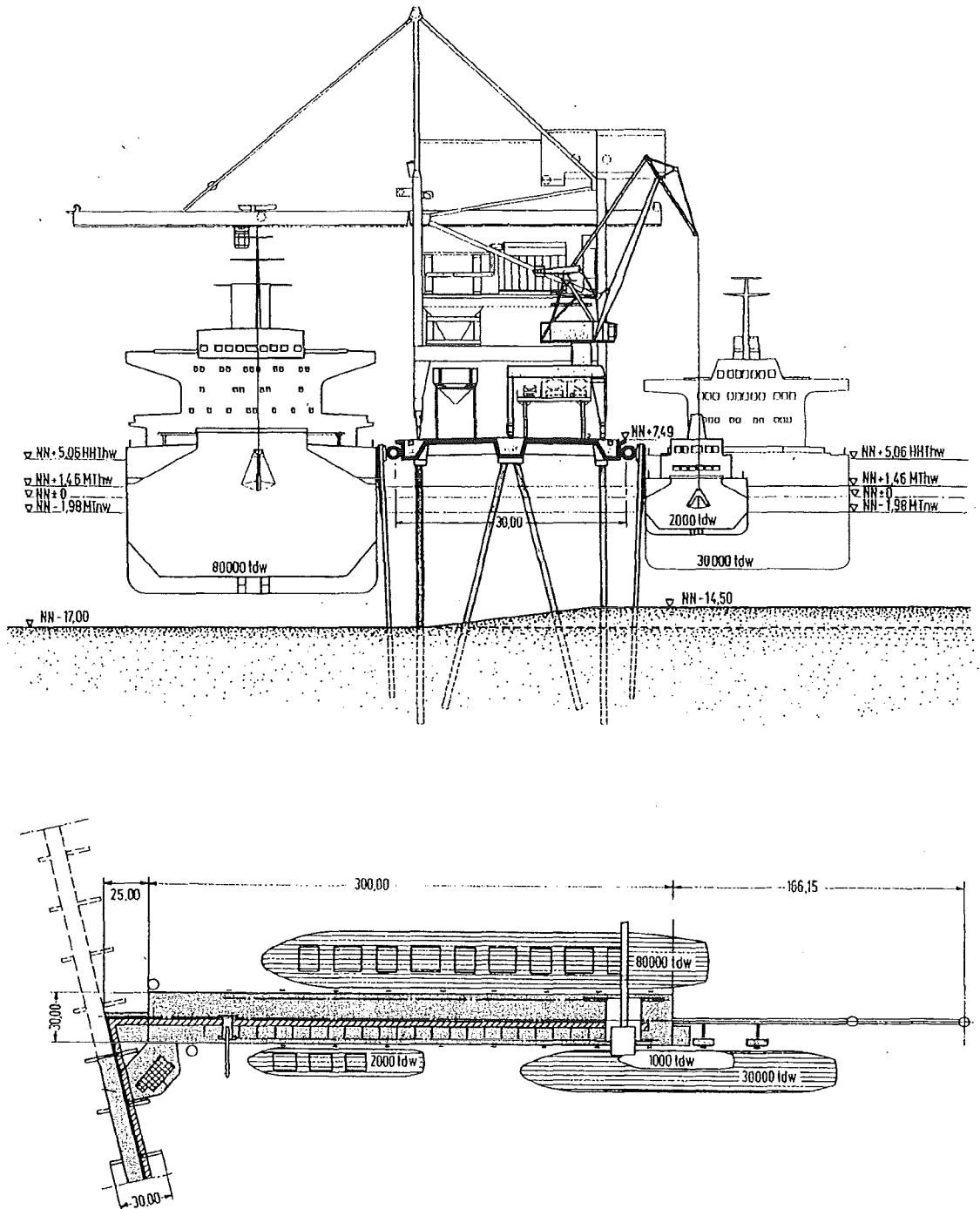




• Figuur 3-37 Samengestelde kademuur (ECT in Rotterdam)

### 3.9.3 Steigers

Steigers worden bijvoorbeeld toegepast als er geen grote bovenbelastingen optreden in de vorm van opslag van goederen en zwaar materieel. Eén van de grootste voordelen van een steiger ten opzichte van een kade is dat de steiger kan worden uitgebouwd tot een gewenste waterdiepte, waardoor veel baggerwerk kan worden vermeden. Een ander voordeel van een steiger is dat overslag van goederen uit bijvoorbeeld zeeschepen op eenvoudige wijze plaats kan vinden, doordat aan weerszijden van de steiger aangelegd kan worden.



• Figuur 3-38 Overslagsteiger

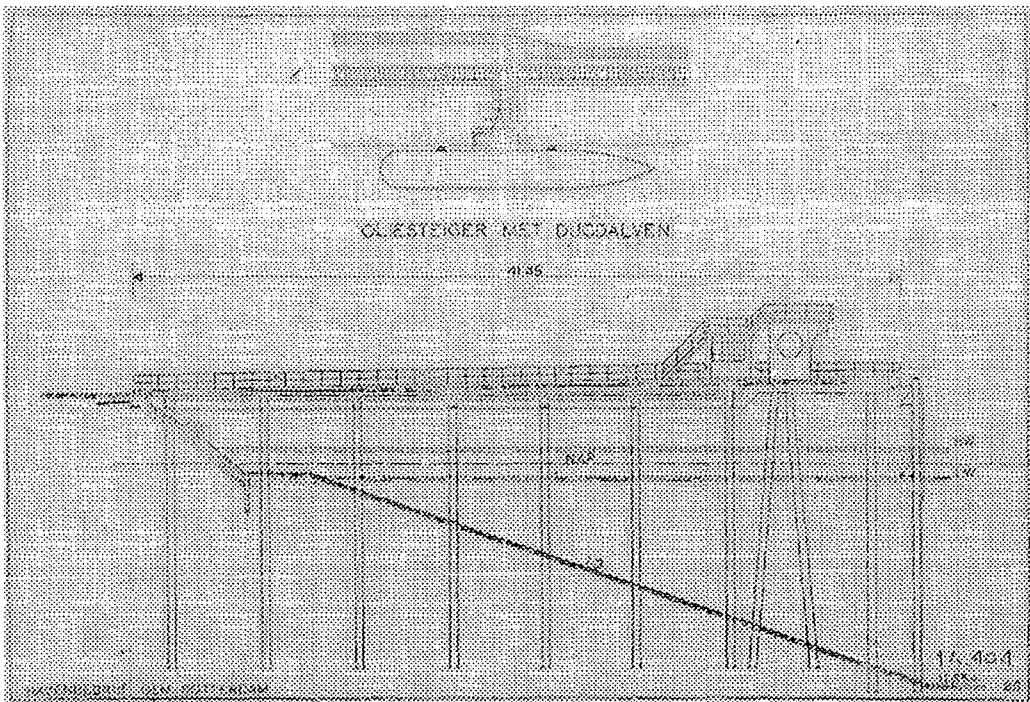
Een steiger heeft in tegenstelling tot een kadeconstructie geen grond- en waterkerende functie en is derhalve uitstekend geschikt als aanlegplaats voor schepen met grote diepgang. Bij een steiger is er altijd sprake van een afstand tussen het schip en het vaste land.

Bij eenvoudige steigers voor bijvoorbeeld cruise-schepen en kleine tankers wordt de steiger over de gehele lengte gelijk gehouden en vormt de steiger de verbinding met het vaste land.

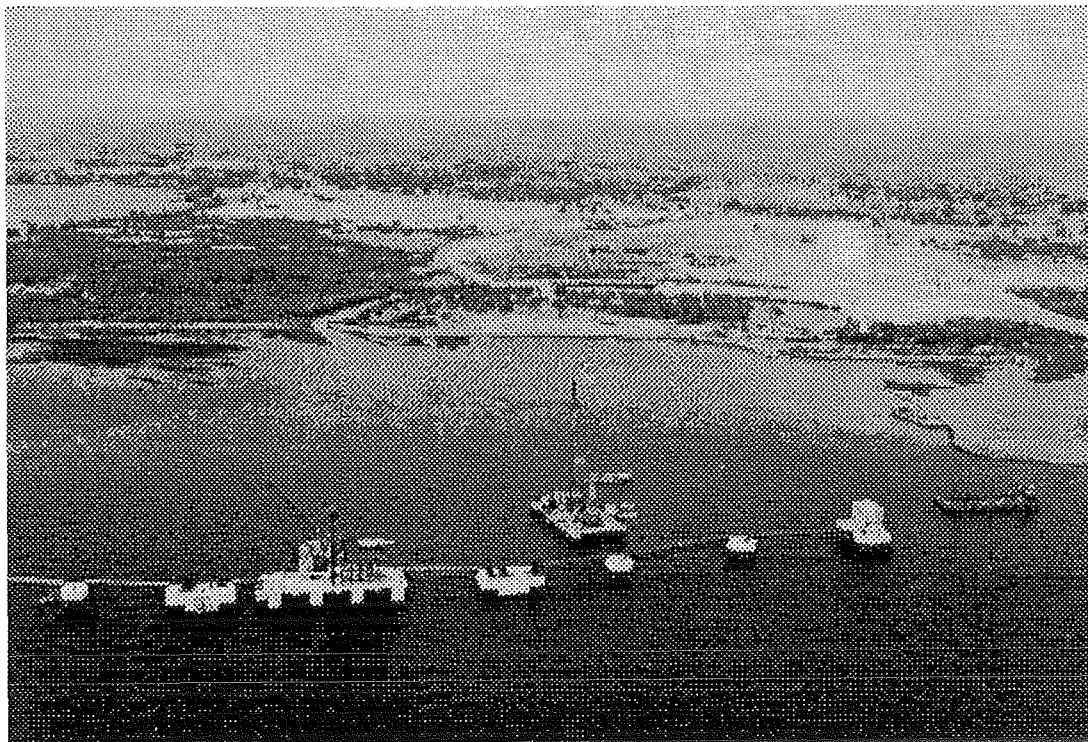
Bij steigers voor grote tankers wordt een steiger verdeeld in:

- een platform: het gedeelte waar het schip afmeert en waar de behandeling plaats vindt
- een brug met een leidingenstrook: de verbinding van het vaste land met het platform
- meerstoelen met fenders (berthing dolphins of breasting dolphins)
- meerstoelen voor bevestiging van de lijnen (mooring dolphins)
- loopbruggen (catwalks) tussen het platform en de meerstoelen

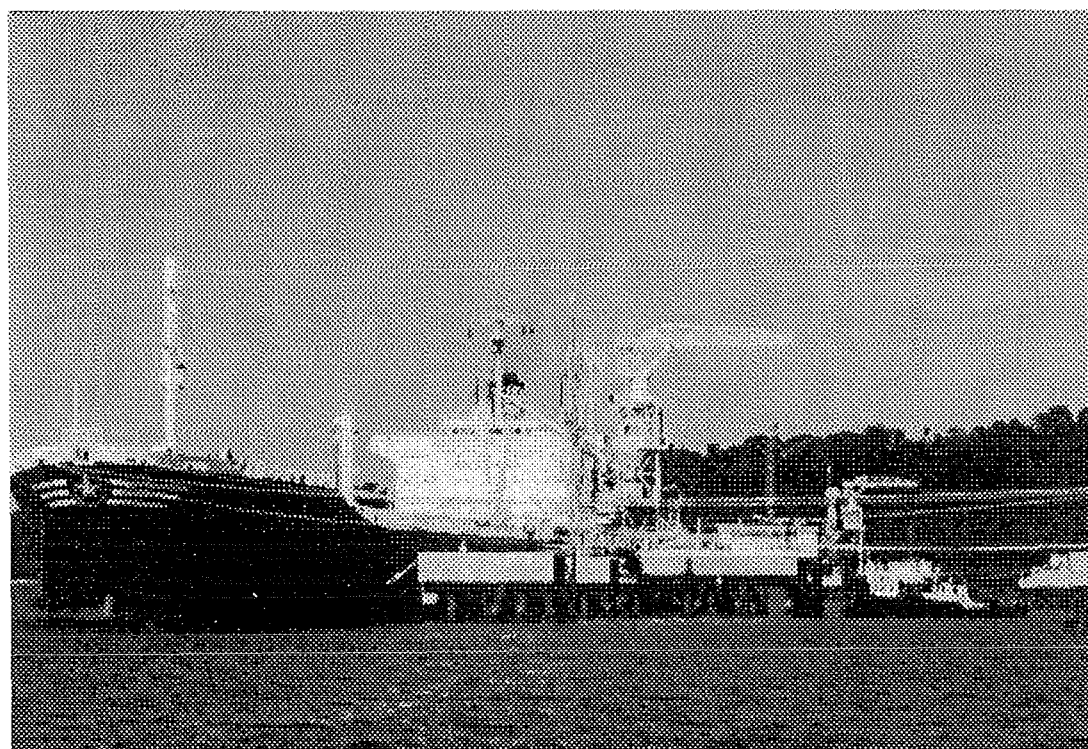
Het zal duidelijk zijn dat bij dergelijke steigers op diep water op grote afstand van het vaste land de kosten voor een brug relatief hoog zijn. Om deze reden wordt de brug dan ook wel weg gelaten en liggen de leidingen op de zeebodem. De bemanning van het platform en het schip pendelt dan per schip tussen het platform en het vaste land. Een voorbeeld van een dergelijke steiger staat in Figuur 3-40. Let ook op de situering van de meerstoelen. De berthing dolphins zijn iets voor het vlak van de steiger geplaatst en de mooring dolphins zijn verder naar achter geplaatst om aanvaren te voorkomen.



• Figuur 3-39 Steiger op palen waarbij het talud gehandhaafd blijft (let op de taludverdediging)



Figuur 3-40 Oliesteiger

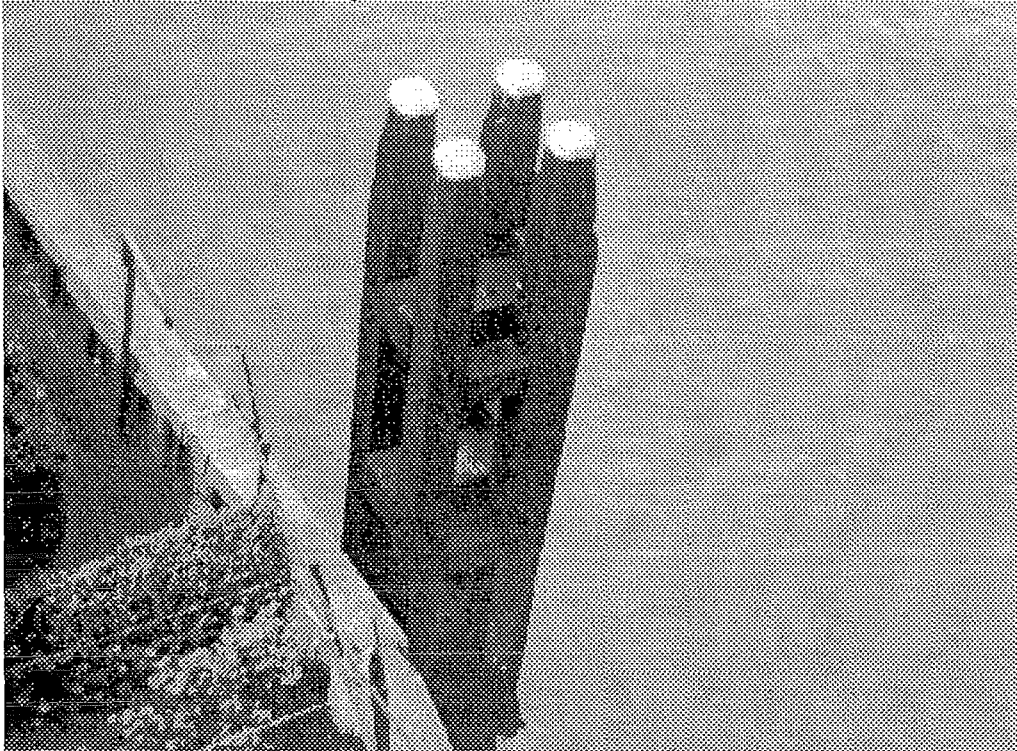


• Figuur 3-41 Olietanker aan een steiger

### 3.9.4 Meerstoelen, dukdalven en remmingwerken

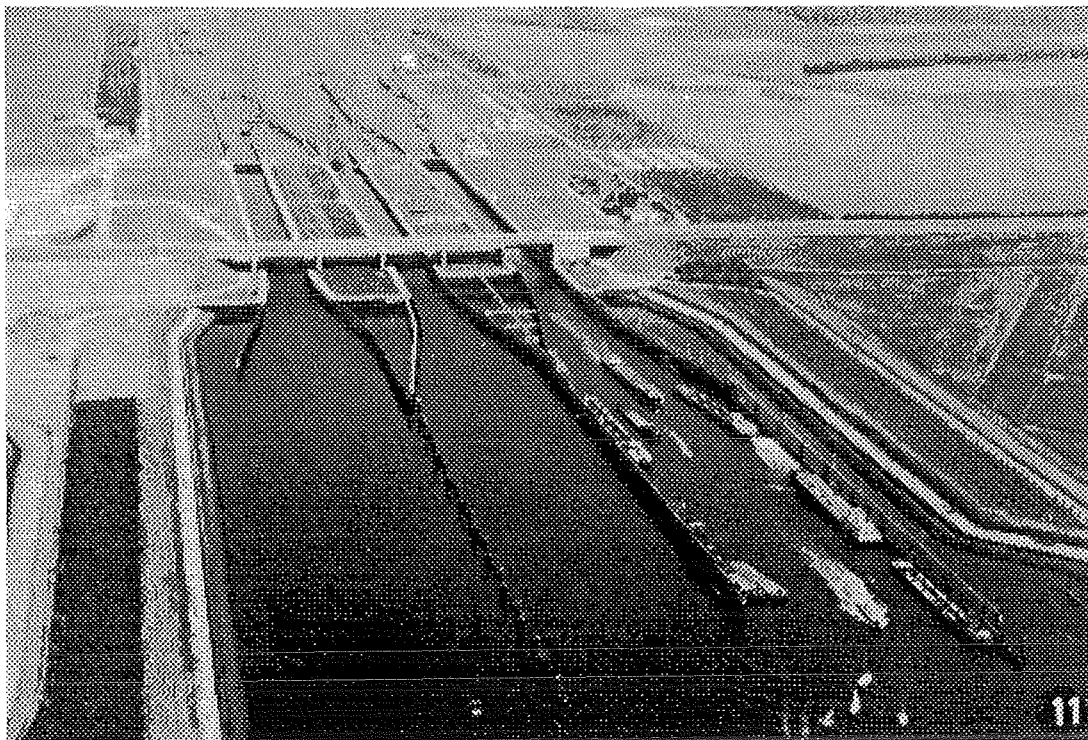
Meerstoelen, dukdalven en remmingwerken zijn de meest beperkte constructies voor het afmeren van een schip. Naast de aanlegfunctie of afremfunctie hebben deze constructies geen andere functies te vervullen. Dergelijke constructies komen voor in havens, bij steigers en bij sluisen en bruggen.

Meerstoelen en dukdalven komen in verschillende vormen voor. Zo is er bijvoorbeeld de eenvoudige enkele meerpaal, maar komen er ook meerstoelen voor met een groot aantal palen die in verschillende richtingen onder een hoek staan. De keuze voor een eenvoudige dukdalf of een meerstoel met palen wordt hoofdzakelijk bepaald door de te verwachten belastingen.



Figuur 3-42 Dukdalf met houten palen

Remmingwerken zijn min of meer lineaire constructie met als doel een schip te geleiden en af te remmen. Zij bestaan meestal uit een rij palen of dukdalven die zijn verbonden door een aantal strijkgingen. Bij het aanvaren van het systeem door een schip reageert het als een verend ondersteunde ligger, waardoor er een spreiding van belasting plaats vindt naar de verschillende palen of dukdalven.

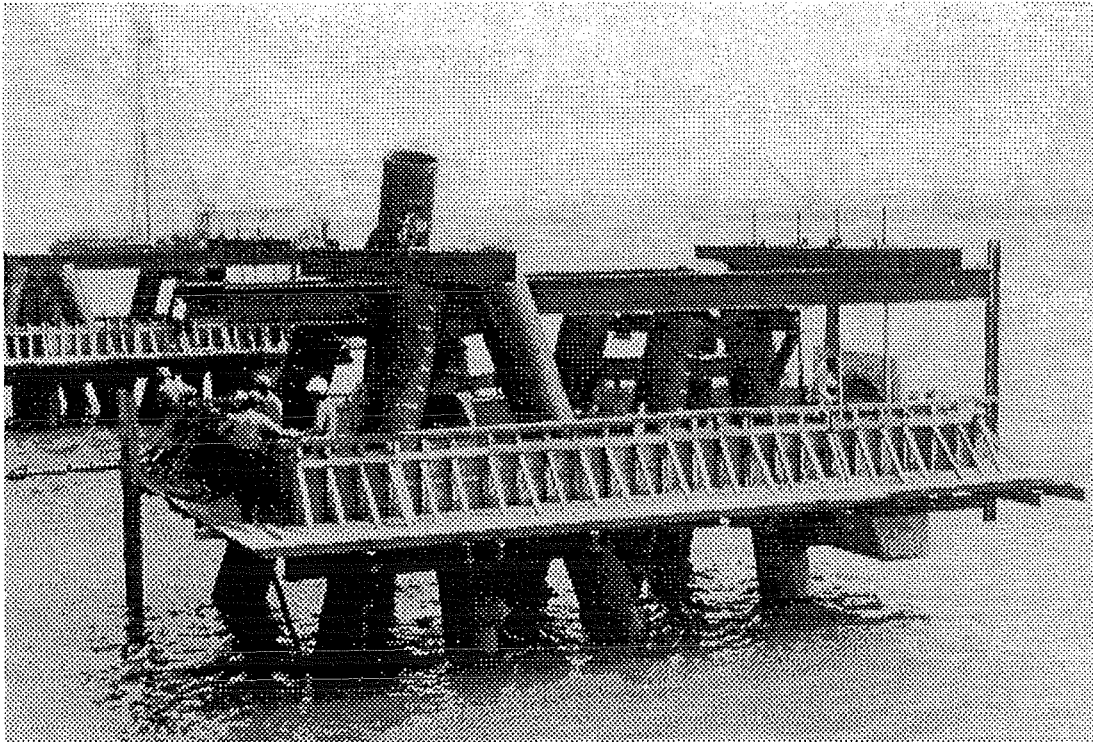


• Figuur 3-43 Remming- en geleidingswerken nabij een sluzencomplex

De werking van een dukdalf is doorgaans gebaseerd op de vervormingscapaciteit van de constructie. Door de belasting van het schip op de dukdalf treedt er vervorming op, waardoor kinetische energie van het schip wordt omgezet in potentiële energie. Dukdalven die volgens dit principe functioneren bestaan uit verticale palen, die onderling zijn verbonden en kunnen buigen bij een horizontale belasting. Dergelijke constructies ondergaan vaak een relatief grote verplaatsing aan de bovenzijde. Bij overbelasting van de constructie ontstaat door deformatie van de grond onherstelbare schade.

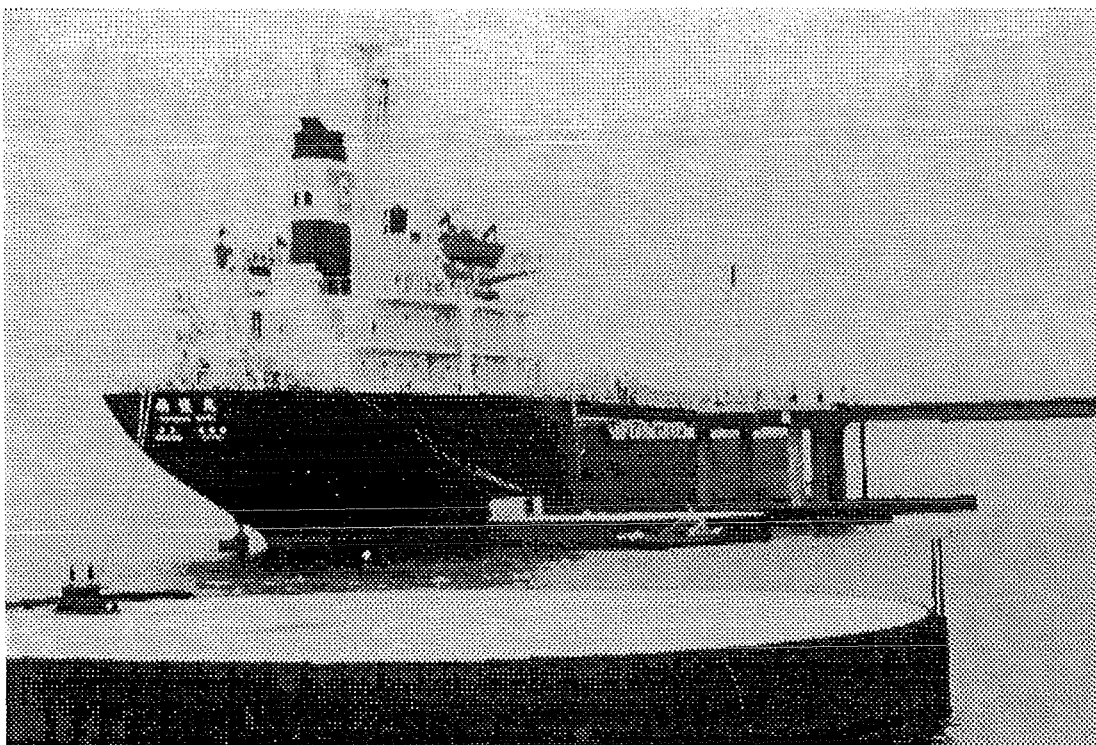
Voor het afmeren van grote zeeschepen wordt vaak een starre meerstoel toegepast die is voorzien van een fender met de nodige vervormingscapaciteit. De palen van de meerstoel worden dan onder schoor geheid om de horizontale belasting op te kunnen nemen met trek en druk. Een dergelijke meerstoel is veel stijver dan een flexibele dukdalf en wordt quasi statisch belast doordat nagenoeg alle vervorming in het fender zit. Ook worden de starre meerstoelen veel toegepast als mooring dolphin. In deze gevallen worden zij niet voorzien van een fender, maar alleen van een bolder of een quick release hook waaraan de lijnen van een schip worden vastgemaakt. Deze functiesplitsing wordt vooral toegepast bij de meerstoelen bij een steiger voor zeeschepen, omdat de belasting op een mooring dolphin doorgaans veel kleiner is dan de belasting op een berthing dolphin. De mooring dolphins kunnen daardoor veel kleiner en met minder palen worden uitgevoerd dan de berthing dolphins.





• Figuur 3-44 Schoor geheide palen van een berthing dolphin in aanbouw

Een andere constructievorm voor een meerstoel is de cellenwand. De relatief slappe damwanden vormen samen met de grond in de cel een stijf systeem. De stabiliteit van de meerstoel wordt vooral bepaald door de schuifweerstand van de grond waarmee de cellenwand is gevuld en de ondergrond (zie Figuur 3-45).



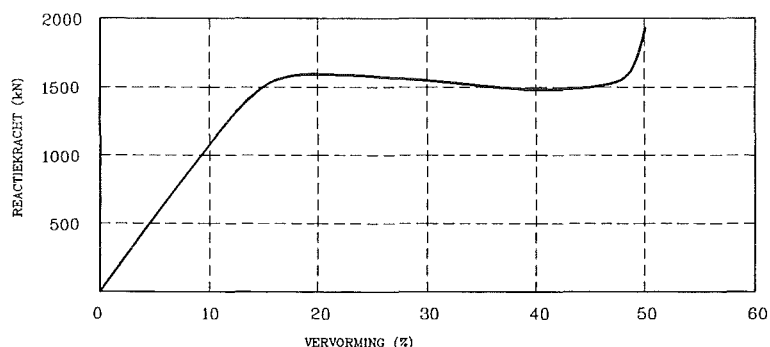
• Figuur 3-45 Cellenwand meerstoel

### 3.9.5 Fenders

De functie van een fender is het opnemen van de kinetische energie van het afmerende schip met als voorwaarde dat de kracht van het schip op de constructie en dus ook de kracht van de constructie op het schip binnen toelaatbare grenzen blijft.

In het voorgaande is reeds de benodigde vervormingscapaciteit van een afmeerconstructie aan de orde geweest. De op te nemen energie is  $\int_0^{\delta} F ds$ , waarin  $F$  de kracht en  $\delta$  de totale verplaatsing is.

Hieruit volgt dat, bij een gegeven op te nemen hoeveelheid energie, de kracht op de constructie wordt bepaald door de totale verplaatsing en dus de stijfheid van de constructie. In principe geldt dat hoe slapper de constructie des te kleiner de kracht  $F$  en des te groter de veerweg  $\delta$ . In welke mate de kracht afhankelijk is van de vervorming wordt bepaald door de veer karakteristiek van de constructie. Bij een lineair elastische constructie is de veer karakteristiek lineair. Bij rubber fenders is de veer karakteristiek van de fender doorgaans niet lineair. Een voorbeeld hiervan staat in Figuur 3-46. In de karakteristiek is een vlak middengebied te onderscheiden, waarbij de kracht in de fender nauwelijks beïnvloed wordt door de indrukking. Dit vlakke gebied is het werkgebied van de fender. De kracht van het fender op de constructie is in een dergelijk geval nagenoeg hetzelfde voor elke hoeveelheid op te nemen energie binnen het werkgebied. Door een juiste keuze van het fender is de kracht van een schip op de constructie dus nagenoeg constant.



• Figuur 3-46 Veer karakteristiek van een Cell-fender

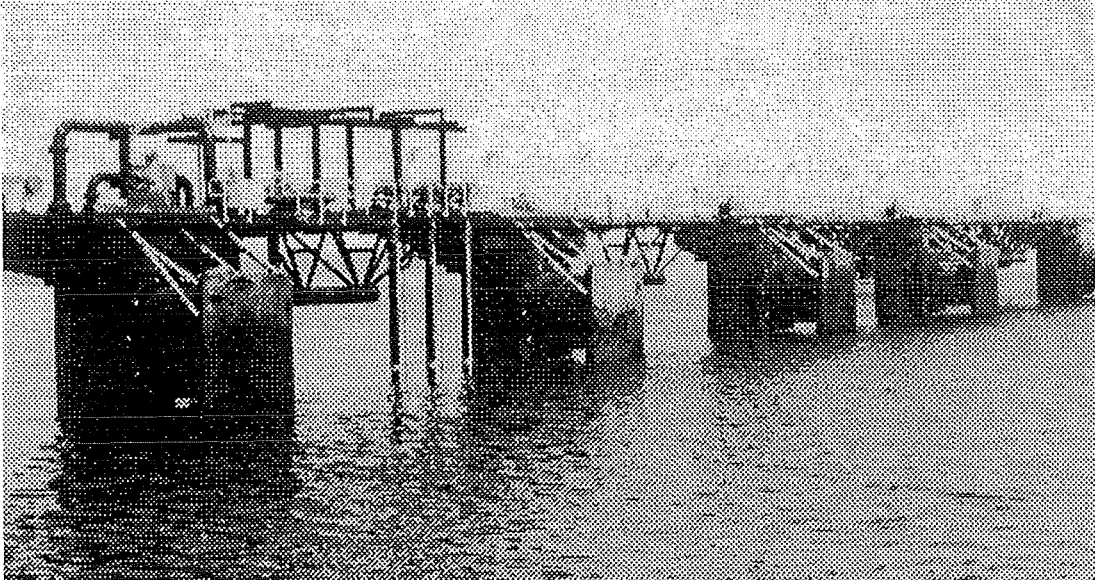
Om de kracht van de fender op het schip te spreiden over de scheepshuid wordt een fenderschot toegepast. Met name bij aanlegplaatsen voor tankers is dit gebruikelijk om beschadiging van het schip te voorkomen.

Ook dient bij de keuze van het fendertype rekening te worden gehouden met de aard van de schepen en hun lading. Bij aanlegplaatsen voor bijvoorbeeld Nafta tankers moet de kracht op het schip klein worden gehouden, zodat er gekozen moet worden voor zachte fenders. Een nadeel van een dergelijk zachte fender is dat een afgemeerd schip meer zal bewegen.

Bij de keuze en de dimensionering van de constructie spelen de volgende aspecten een belangrijke rol:

- De kinetische energie moet opneembaar zijn door het fender, de palen en de grond
- De druk op de scheepshuid moet binnen toelaatbare grenzen blijven
- De vervorming van de constructie mag geen raakpunten van het schip aan de constructie veroorzaken, anders dan aan het fender.





• Figuur 3-47 Breasting dolphins voorzien van fenders met fenderschot.

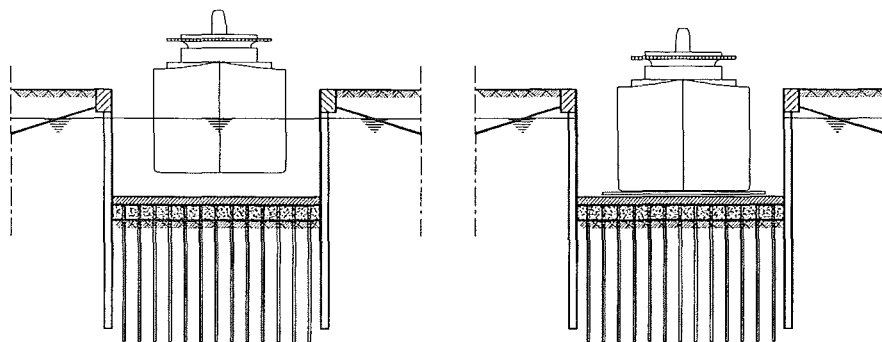


• Figuur 3-48 Fenders aan een kademuur

### 3.10 Droogdok, drijvend dok

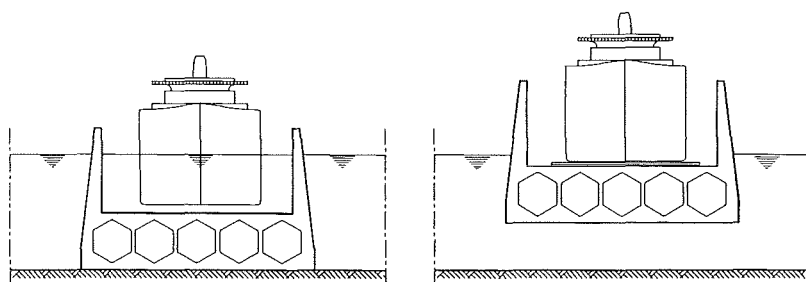
Met een droogdok of een drijvend dok is het mogelijk om in den droge onderhoud aan een schip te plegen, zonder het schip op het land te zetten. Een dok bestaat uit een kolk met een open en een gesloten zijde. Aan de open zijde zit een waterkering, waarmee het dok waterdicht kan worden afgesloten. Het dok kan worden droog gezet door het water uit de kolk te pompen. Belangrijk is dat de wanden en de vloer van het dok waterdicht zijn. De constructie van een droogdok lijkt veel op die van een schutsluis. De opwaartse kracht onder het droogdok moet worden weerstaan door de fundering van de vloer van het dok. Doorgaans gebeurt dit door middel van trekpalen of ankers.

De constructie van een droogdok lijkt veel op die van een schutsluis, waarbij er echter slechts een doorgang is.



• Figuur 3-49 Droogdok

Het essentiële verschil tussen een droogdok en een drijvend dok is dat een drijvend dok opdrijft na het leeg pompen van het dok, terwijl een droogdok op zijn plaats wordt gehouden. De waterkering van het dok kan bestaan uit één van de eerder genoemde afsluitmiddelen voor een schutsluis.



• Figuur 3-50 Drijvend dok

### 3.11 Tunnels, aquaducten en duikers

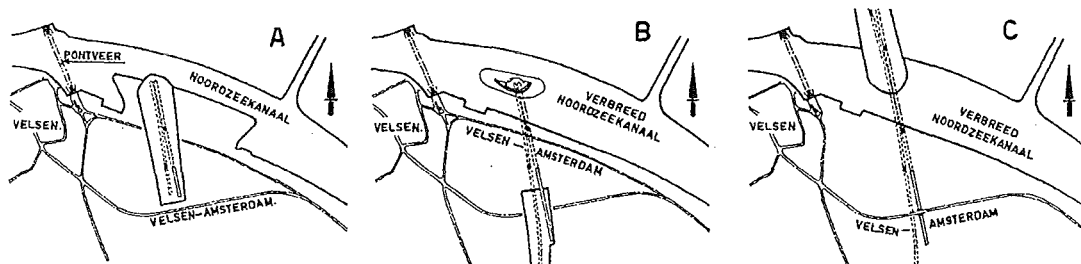
De functie van een tunnel is het ondergronds of onder water verbinden van twee punten ten behoeve van een transportsysteem. Een eerste indeling van tunnels kan aan de hand van het type transportsysteem, zoals:

- voetgangerstunnels
- autotunnels
- spoorwegtunnels
- leidingentunnels

Ook kan er onderscheid worden gemaakt naar de wijze waarop de tunnel wordt gemaakt, te weten:

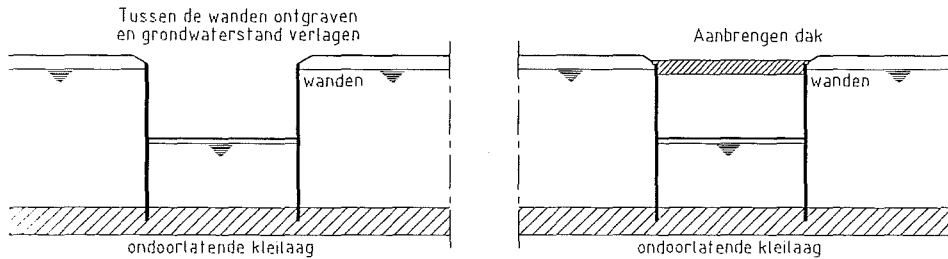
- in situ gemaakte tunnels vanaf het maaiveld
- afgezonken tunnels
- geboorde tunnels

Voorbeelden van in situ gemaakte tunnels zijn de Velsertunnel en de Schipholtunnel. Bij de Velsertunnel is er sprake van een kruising van een weg met een vaarweg. Om tijdens de bouw van de tunnel het scheepvaartverkeer doorgang te verlenen is de tunnel gefaseerd uitgevoerd, waarbij steeds de halve breedte van de vaarweg beschikbaar was voor het scheepvaartverkeer.



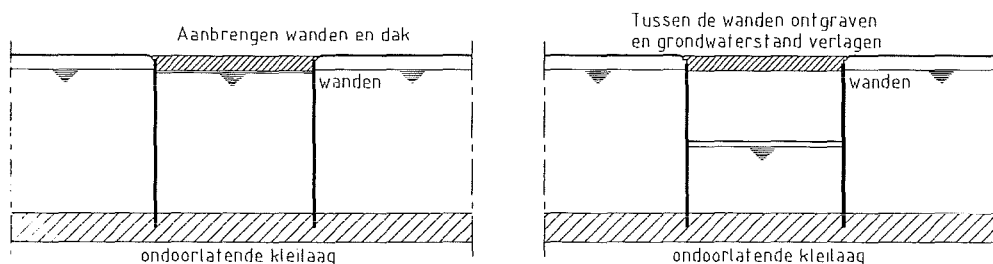
• Figuur 3-51 Fasering aanleg Velsertunnel

Bij de "cut and cover" methode of de "wanden-dak" methode worden in de grond eerst de wanden aangebracht. Deze wanden kunnen bestaan uit verankerde of onverankerde diepwanden of damwanden. Alleen tussen de wanden van de tunnel wordt ontgraven, waardoor de bouwplaats kleiner kan worden gehouden dan bij een traditionele bouwput. Afhankelijk van de situatie wordt na ontgraven een waterdichte vloer aangebracht. Als er tussen de wanden een slecht doorlatende grondlaag aanwezig is dan kan deze vloer achterwege worden gelaten. In dit laatste geval wordt de tunnel droog gehouden door het afmalen van het kwelwater. Het dak van de tunnel moet worden aangebracht, voordat een eventuele aanvulling kan plaats vinden.



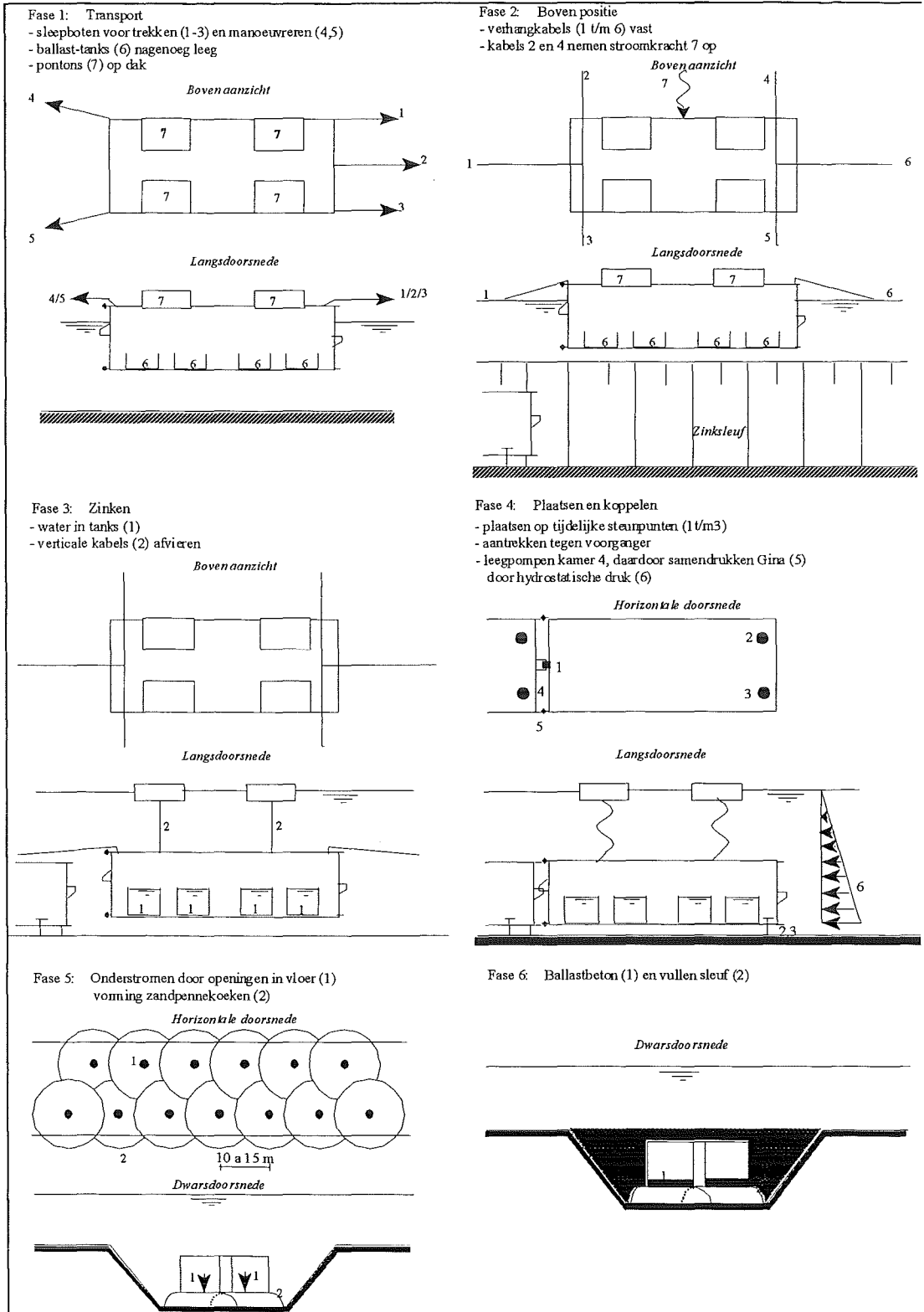
• Figuur 3-52 Fasering wanden-dak methode

In stedelijke gebieden kan de bouwvolgorde worden veranderd om zo min mogelijk overlast aan de omgeving te veroorzaken. In een dergelijk geval wordt na het plaatsen van de wanden eerst het dak gemaakt en vindt de ontgraving en het maken van de vloer onder het dak plaats. Het grootste voordeel hiervan is dat de activiteiten op maaiveldniveau slechts voor een deel van de bouwduur moeten worden onderbroken. Bij het ontbreken van een slecht doorlatende horizontale grondlaag tussen de wanden moet worden bemalen of worden de werkzaamheden onder verhoogde luchtdruk uitgevoerd.



• Figuur 3-53 Alternatieve fasering wanden-dak methode

Bij een kruising van een weg met een waterweg kan het deel van de tunnel dat onder de waterspiegel ligt worden afgezonken. In dit geval wordt de tunnel in moten geprefabriceerd in een bouwdok en wordt de overlast voor de scheepvaart aanzienlijk verminderd ten opzichte van de tunnelbouw in situ. De tunnelmoten worden op de kop voorzien van een kopschot, waardoor zij zonder ballast blijven drijven en over het water kunnen worden getransporteerd. De verschillende moten worden over water aangevoerd naar de locatie van het tunneltracé en afgezonken in een van te voren gebaggerde sleuf. De elementen worden aan een zijde voorzien van een rubberprofiel (Gina-profiel).



• Figuur 3-54 Fasering van de plaatsing van een tunnel-element



• Figuur 3-55 Afzinken tunnel-element voor de Piet-Heintunnel

Tijdens het afzinken worden de elementen tegen elkaar geplaatst met het rubberprofiel daartussen. Door het water tussen twee aaneensluitende elementen weg te pompen worden de elementen door de waterdruk aan de andere zijde van de geplaatste tunnelmoot tegen elkaar aan gedrukt en ontstaat er een waterdichte verbinding tussen de elementen. De tunnelmooten worden verticaal gesteld op vooraf geplaatste betonnen platen. Na het stellen worden de mooten met zand onderstroomd en wordt de sleuf aangevuld. In een enkel geval kan het nodig zijn om de tunnel te funderen op palen. In een dergelijk geval wordt eerst de paalfundering met platen of balken gemaakt en wordt de tunnel afgezonken op de fundering. Daar waar de tunnel boven het waterniveau ligt kan de afzink-methode niet worden toegepast en wordt de tunnel in situ gemaakt. De constructie tussen de inrit en het afgezonken deel wordt de overgangsconstructie genoemd. De afzink-methode is een in Nederland veel beproefde methode.

Een andere, in Nederland nog niet veel toegepaste bouwmethode, is de boortechiek. Boortunnels worden in het buitenland veel toegepast, met name in sterk cohesieve gronden en rots. In Japan en Duitsland zijn ook tunnels in slappe grond met de boormethode gebouwd. De eerste boortunnels met grote diameter die in Nederland (zullen) worden geboord zijn de tweede Heine Noord tunnel en de Westerschelde Oeververbinding. De grote voordelen van het boren van een tunnel zijn de beperkte afmetingen van de bouwlocatie en de geringe overlast ter plaatse van het maaiveld of de vaarweg. Echter deze voordelen bestaan alleen bij een goed verloop van het boorproces. Bij het vastlopen van de boormachine kunnen de voordelen teniet worden gedaan doordat de machine bijvoorbeeld moet worden gerepareerd vanaf het maaiveld. Er zijn verschillende boortechieken waarop hier niet nader zal worden ingegaan, hiervoor wordt verwezen naar de colleges 'Tunnels' en 'Ondergronds bouwen'.

Een aquaduct heeft als functie het dragen van een kanaal. Aquaducten worden gebruikt in:

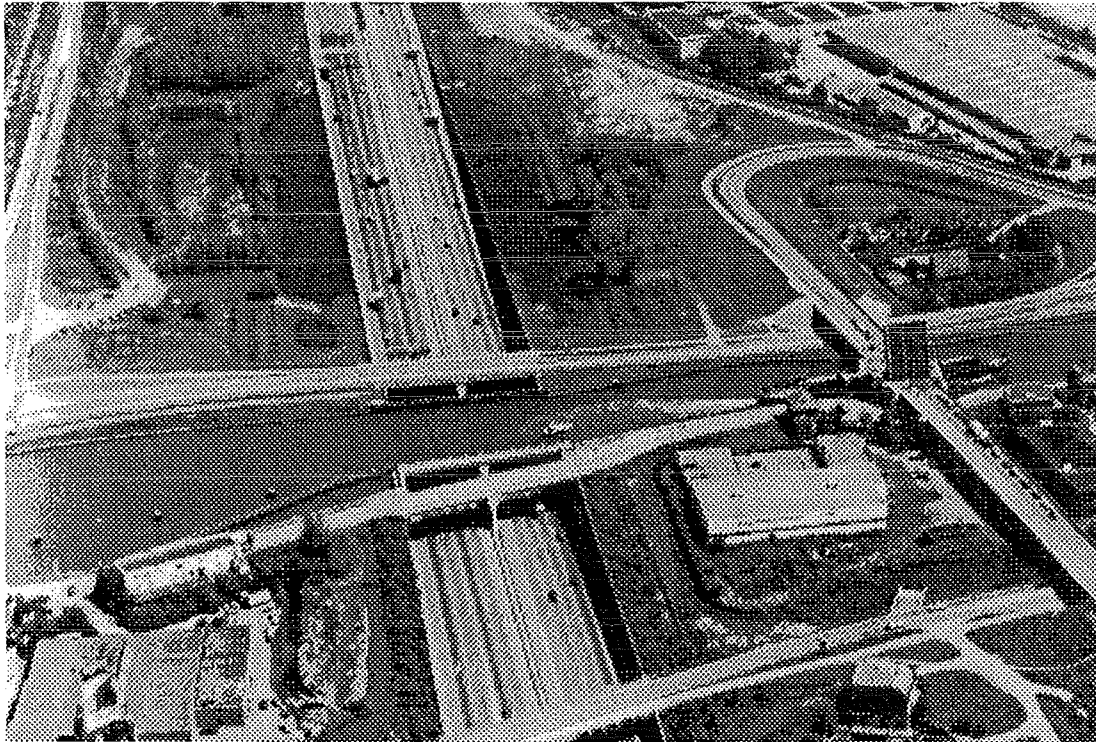
- drinkwaterkanalen,
- irrigatiekanalen en
- scheepvaartkanalen

Het belangrijkste verschil tussen een aquaduct en een tunnel onder een waterloop is dat bij een aquaduct de waterloop in een bak over een ander transportsysteem wordt geleid, terwijl bij een tunnel het kruisende transportsysteem zich onder de waterloop in een koker bevindt. Uiteraard zijn er ook aquaducten die een dal overbruggen.

Als de waterweg smaller is dan de weg die gekruist moet worden, kan de aanleg van een aquaduct overwogen worden in plaats van een tunnel. In Nederland is een aantal aquaducten uitgevoerd. Voorbeelden zijn:

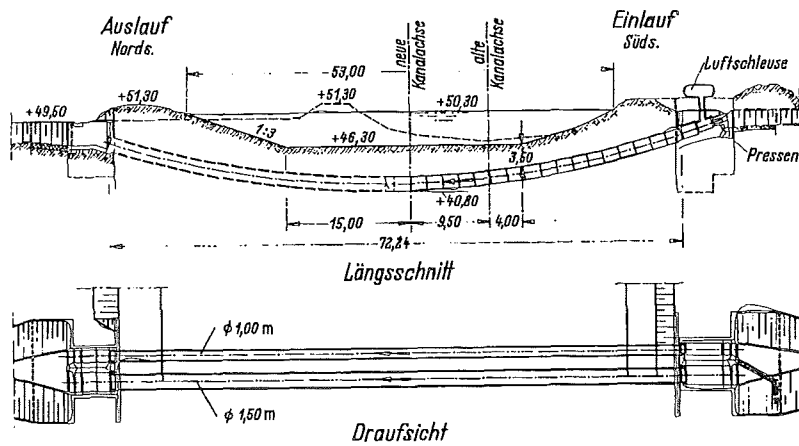
- het aquaduct in de kruising van de Haarlemmer ringvaart met de A4
- het aquaduct bij Zevenhuizen
- en het Gouwe-aquaduct bij Gouda

Een voorbeeld van een aquaduct bij een kruising van twee waterwegen is de Elbe-Kruising nabij Maagdenburg in Duitsland.



• Figuur 3-56 Gouwe aquaduct

Bij de tunnel en het aquaduct gaat de waterloop over de weg heen. Het kan in veel gevallen ook aantrekkelijk zijn om de waterloop onder de weg te laten kruizen. Dit kan bijvoorbeeld met een al dan niet beweegbare brug. Het kan echter ook met behulp van een duiker. Een duiker is in feite een tunnel onder de weg waardoor het water de weg kan kruizen. Ook is het mogelijk dat een waterloop een andere waterloop kruist met behulp van een duiker. In Figuur 3-57 staat hiervan een voorbeeld.

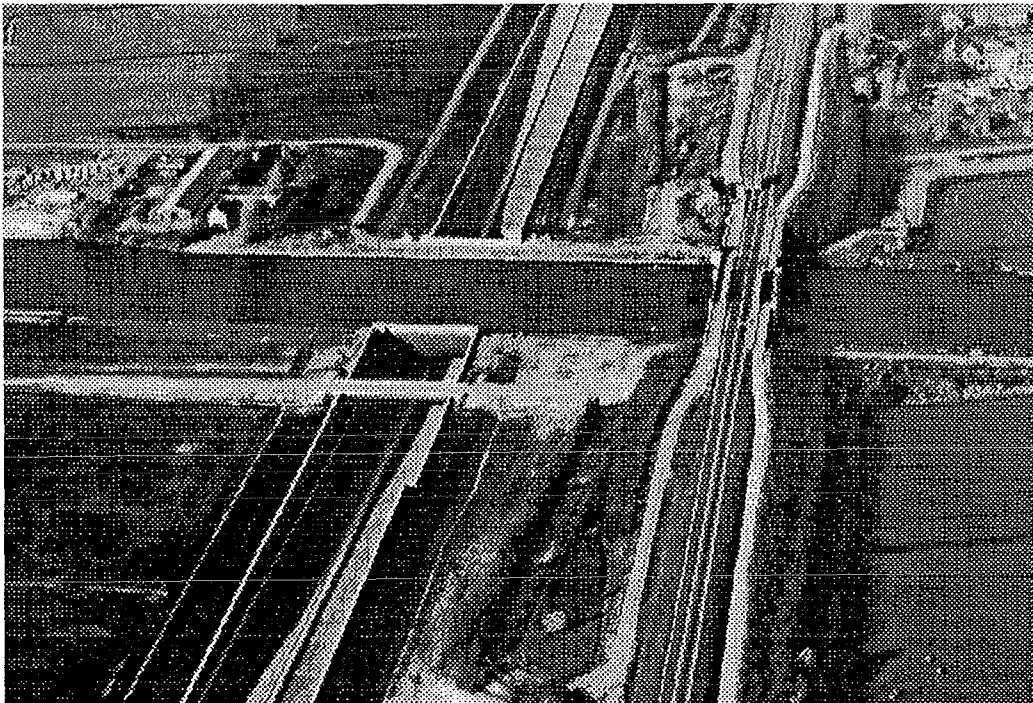


□ Figuur 3-57 Kruizing van twee waterlopen

Een duiker kan ook worden gebruikt als kruising van leidingen met een waterloop.

### 3.12 Toeritten en verdiepte wegen

In de toeritten van een tunnel zijn de wegen verdiept aangelegd en vindt aansluiting van de weg plaats vanaf het maaiveldniveau met het niveau van de tunnel. De toeritten zijn niet voorzien van dak (zie Figuur 3-58).

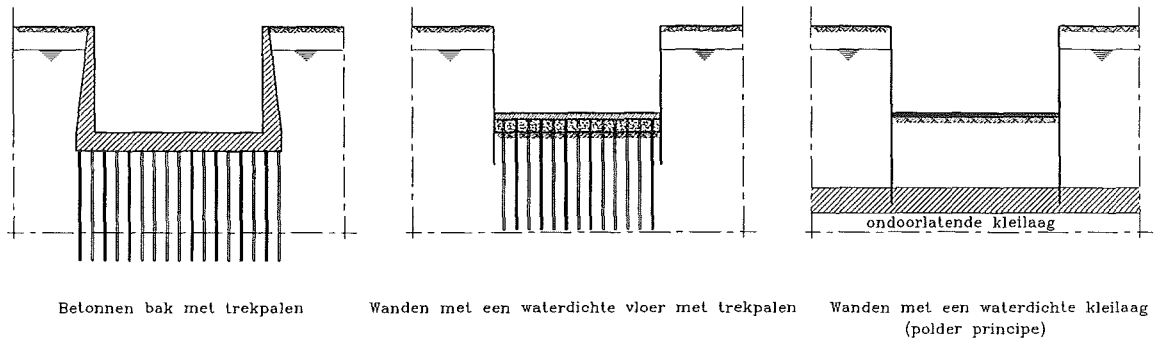


□ Figuur 3-58 Prinses Margrietunnel

Door het verdiept aanleggen van de weg moet er een waterdichte constructie worden aangelegd om te voorkomen dat het verdiepte gedeelte onder het grondwaterniveau vol loopt met water.



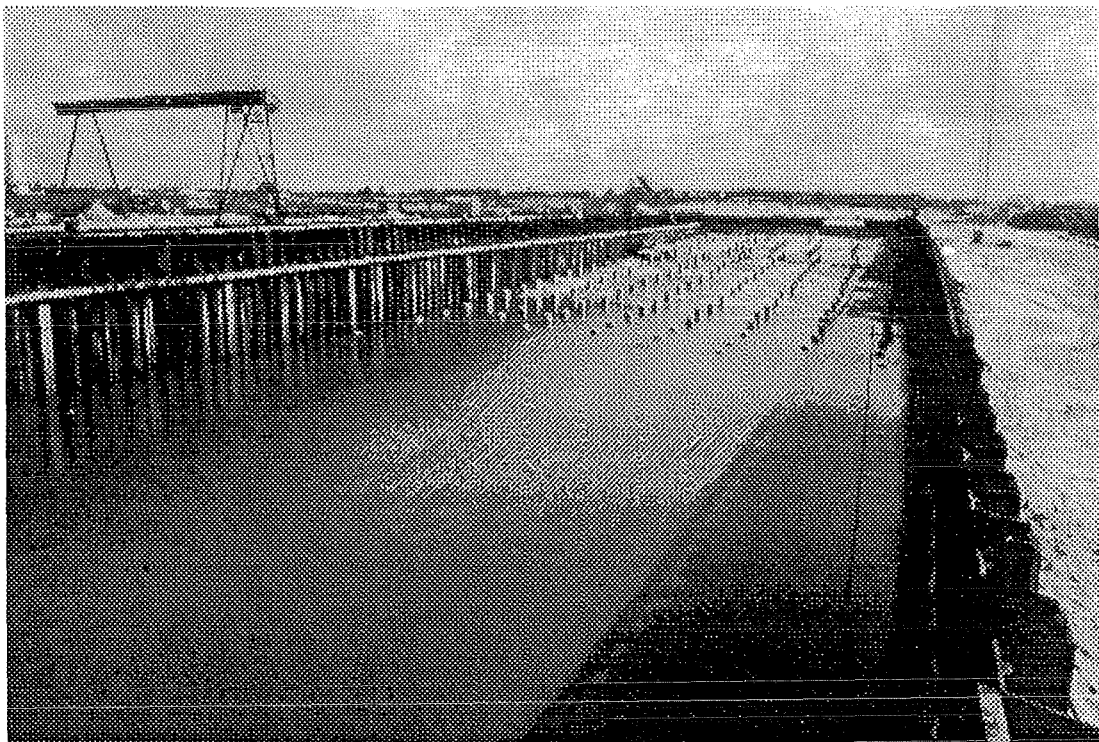
Mogelijke constructies voor een verdiepte weg zijn een betonnen bak of een constructie met verankerde of onverankerde diepwanden of damwanden. Tussen de damwanden kan, als de situatie dat vereist, een waterdichte vloer worden aangebracht. Een voordeel van een waterdichte constructie is dat er niet bemalen hoeft te worden. In Figuur 3-59 staan hiervan wat voorbeelden.



• Figuur 3-59 Mogelijke harde constructies

Een andere methode om een waterdichte constructie te verkrijgen is het toepassen van een kunststof vlies. Dit vlies is waterdicht maar kan geen belasting opnemen zonder grote vervormingen. De stabiliteit van het vlies moet worden gewaarborgd door grond op het vlies. In Figuur 3-60 staan hiervan enkele voorbeelden.

• Figuur 3-60 Mogelijke vliesconstructies



• Figuur 3-61 Onderwaterbeton in combinatie met trekpalen in de toerit van een tunnel

### 3.13 Bouwdokken, bouwputten en bouwkuipen

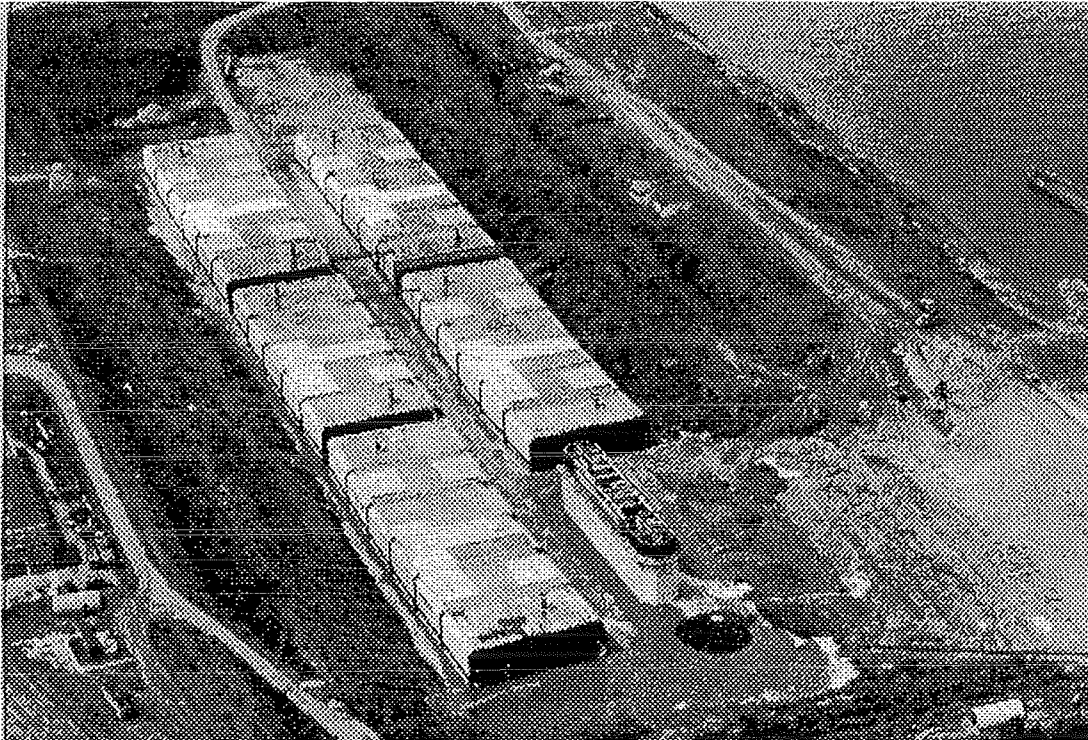
#### 3.13.1 Bouwdok

Voor het bouwen van tunnel-elementen van een zinktunnel of van elementen zoals grote prefab pijlers wordt doorgaans een bouwplaats gebruikt die onder water gezet kan worden, zodat na voltooiing van de elementen transport over water mogelijk is. Een dergelijke bouwplaats heet een bouwdok. Een bouwdok ligt beneden het gemiddeld waterniveau min de diepgang van de elementen en wordt droog gehouden door bemaling en/of door afsluiting met behulp van

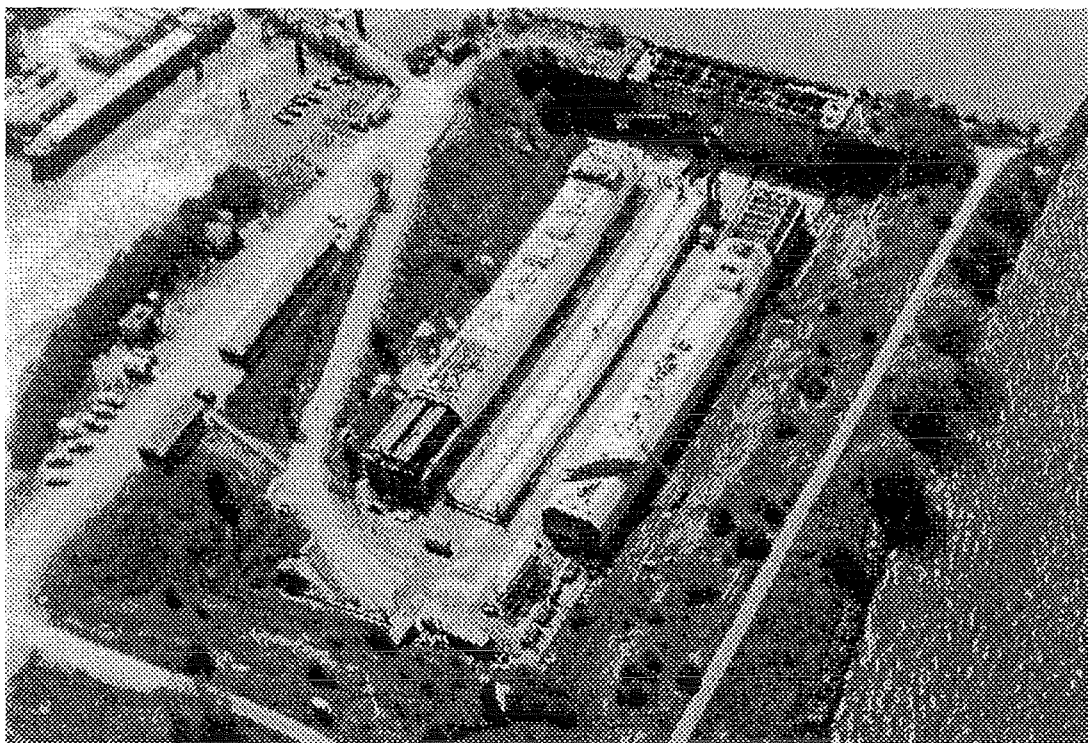


ondoorlatende grondlagen. De scheiding tussen het water en het bouwdok gebeurt door een waterkering. Deze waterkering wordt na voltooiing van de bouw van de elementen verwijderd, waarna de elementen kunnen worden getransporteerd over water.

Karakteristiek voor een bouwdok is dat de elementen tijdelijk op de bouwplaats blijven. Omdat de omvang van de elementen in een bouwdok meestal aanzienlijk is, is de omvang van een bouwdok eveneens groot. Dit betekent dat voor een bouwdok een groot terrein moet worden gereserveerd. Hiermee gaan dikwijls grote kosten gepaard. Vooral als er een groot aantal elementen moet worden gemaakt kan het rendabel zijn om naar alternatieven te zoeken. Zo kunnen tunnel-elementen bijvoorbeeld ook op een helling of een lopende band worden vervaardigd, waarbij na gereed komen van een element deze direct over land of water wordt getransporteerd naar de definitieve locatie. Ook is het mogelijk om een beperkt bouwdok meerdere malen te gebruiken om gefaseerd het totaal benodigde aantal elementen te vervaardigen.



• Figuur 3-62 Tunnel-elementen voor de Botlektunnel in het bouwdok



• Figuur 3-63 Tunnel-elementen voor de Spijkensse metro tunnel in het bouwdoek

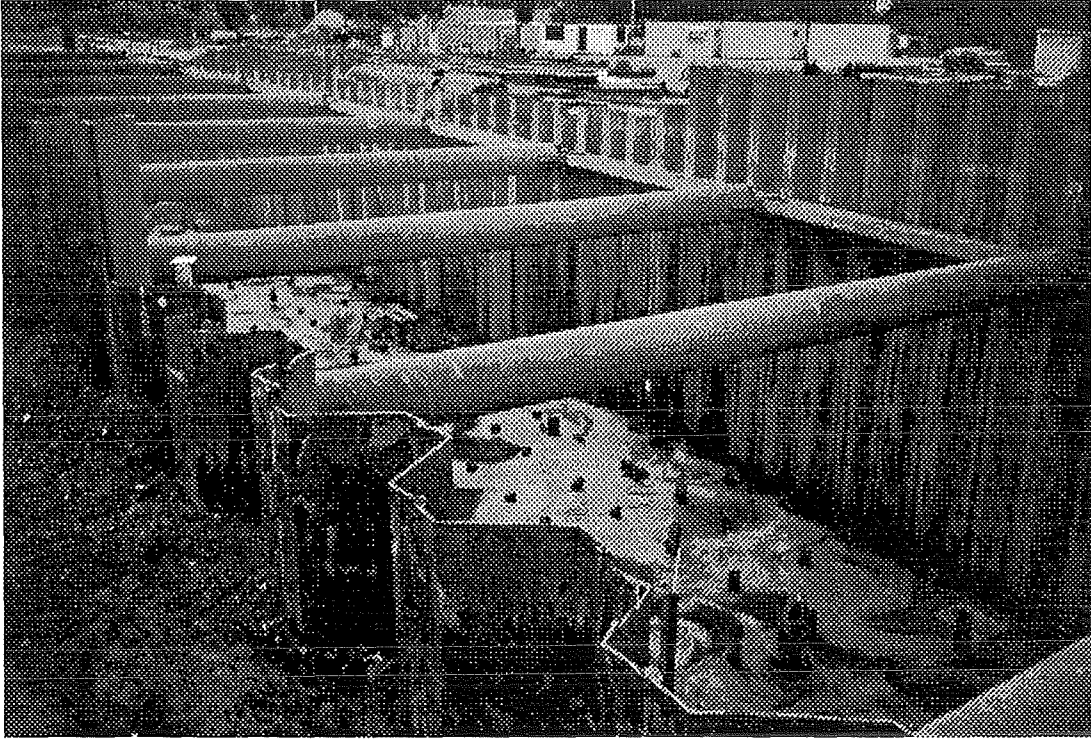
### 3.13.2 Bouwput

Een bouwput lijkt veel op een bouwdoek met dien verstande dat een bouwput op de definitieve locatie van het kunstwerk ligt. De bouwput heeft als doel het creëren van een bouwterrein op het niveau van het funderingsvlak van de constructie, zodat de constructie in den droge kan worden vervaardigd. De klassieke bouwput neemt relatief veel ruimte in beslag doordat hoogteverschillen worden overbrugd met grondwerk. Het droog houden van de put kan met behulp van bemaling. Aan deze bemaling kleef wel een aantal nadelen. Zo is er vaak bezwaar tegen bemalen in verband met verdroging en verzilting van de omgeving. Verder is er vaak sprake van verontreinigd grondwater, hetgeen niet op het oppervlaktewater mag worden geloosd. Bemaling kan ook zettingen in de omgeving als gevolg hebben. Deze zettingen treden op als gevolg van verlaging van de waterdruk in zettinggevoelige grondlagen. Doorgaans wordt een vergunning voor bemaling verstrekt voor een periode van één jaar

### 3.13.3 Bouwkuip

Als er geen ruimte beschikbaar is voor een traditionele bouwput of als bemaling niet is toegestaan, dan kan een bouwkuip worden gemaakt. De bouwkuip bestaat uit verticale wanden en indien de situatie dat vereist een ondoorlatende vloer. Het is soms ook mogelijk om de bouwkuip te integreren in het definitieve werk. Voorbeelden hiervan zijn inritten van tunnels en kolken van sluizen, waarbij de wanden van de bouwkuip tevens de wanden van de definitieve constructie zijn. Op deze wijze wordt efficiënt met ruimte en materialen omgegaan.

De waterdichte vloer van de bouwkuip kan worden gevormd door de aanwezige grondlagen of door een aan te brengen laag onderwaterbeton. In het laatste geval moet de stabiliteit van de onderwaterbeton meestal worden gewaarborgd door een systeem met trekpalen of ankers. De vloer van onderwaterbeton kan een onderdeel van de definitieve constructie vormen. Het is zelfs mogelijk om de onderwaterbeton te voorzien van wapening of staalvezels zodat een volwaardige constructieve vloer ontstaat.



• Figuur 3-64 Stalen damwanden en een ondoorlatende vloer vormen een bouwkuip



• Figuur 3-65 Trekpalen in combinatie met een vloer van onderwaterbeton



## 4. Natuurlijke randvoorwaarden

### 4.1 Inleiding

In hoofdstuk 1 is ter sprake gebracht dat waterbouwkundige kunstwerken verrijzen op kruispunten en raakvlakken tussen land en water. Het is dan ook niet verwonderlijk dat er bij het ontwerp van waterbouwkundige kunstwerken sprake is van natuurlijke randvoorwaarden met betrekking tot grond en water. Meestal heeft het kunstwerk ook een raakvlak met de lucht. Derhalve is er ook een belangrijke natuurlijke randvoorwaarde die voortvloeit uit dit raakvlak, namelijk 'wind'. Wind is een belangrijk proces dat de oorzaak is van andere processen, zoals de waterstanden aan kusten en oevers van meren en het ontstaan van golven. In dit hoofdstuk zal nader worden ingegaan op processen en parameters die een randvoorwaarde vormen voor de waterbouwkundige kunstwerken.

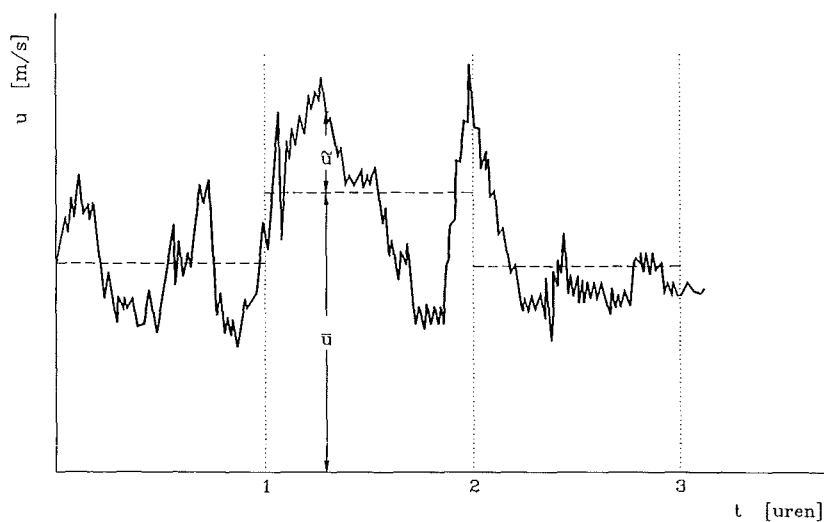
### 4.2 Wind

Wind wordt veroorzaakt door ongelijke drukken in de atmosfeer, die voorkomen in de zogeheten hoge en lage drukgebieden. Het windklimaat is een stochastisch proces, dat wordt beschreven met een aantal parameters, zoals:

- windrichting
- windsnelheid
- turbulentie

Het windklimaat wordt naast de drukverschillen bepaald door diverse factoren, waaronder de topografie en de hoogteligging. De bovengenoemde parameters zijn stochastische variabelen die worden geschat door statistische bewerking van gemeten gegevens van het windklimaat.

Deze gegevens worden gemeten door de meteorologische instituten. Met behulp van een groot aantal meetstations wordt statistisch materiaal verzameld voor de beschrijving van het windklimaat. Het verzamelen van de gegevens gebeurt op een standaard hoogte van 10 m boven het maaiveld en bij genormaliseerde terreinruwheid (0,03 m).



• Figuur 4-1 Windsnelheid: uurgemiddelde en fluctuatie

De gemiddelde windsnelheid in een uur wordt beschreven met de zogeheten lange termijn verdeling. De fluctuatie van de windsnelheid binnen een uur wordt beschreven met een korte termijn beschrijving, waarbij een gemiddelde waarde en een in de tijd fluctuerende waarde worden onderscheiden:

$$\vec{u}(t) = \begin{bmatrix} u_x(t) \\ u_y(t) \\ u_z(t) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \bar{u}_x \\ \bar{u}_y \\ \bar{u}_z \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \tilde{u}_x(t) \\ \tilde{u}_y(t) \\ \tilde{u}_z(t) \end{bmatrix}$$

waarin:  $\vec{u}(t)$  = vector met de windsnelheid in alle drie richtingen als functie van de tijd binnen een uur [m/s]  
 $\bar{u}_x$  = gemiddelde windsnelheid in de x richting in een uur [m/s]  
 $\tilde{u}_x(t)$  = fluctuatie van de windsnelheid binnen een uur [m/s]

Bij het ontwerp, de uitvoering en het gebruik van waterbouwkundige kunstwerken speelt met name de windrichting, de windsnelheid en de turbulentie in de onderste laag van de atmosfeer een belangrijke rol. In deze laag is de wrijving van de wind met het aardoppervlak van belang. De wrijving wordt bepaald door zaken zoals begroeiing en bebouwing. De gemiddelde windsnelheid op een gegeven hoogte laat zich redelijk beschrijven door een logaritmische functie:

$$\bar{u}(z) = 2,5 u_* \ln\left(\frac{z-d}{z_0}\right)$$

waarin:  $\bar{u}(z)$  = gemiddelde windsnelheid in een uur op hoogte z [m/s]  
 $u_*$  = wrijvingsnelheid [m/s]  
 $d$  = verplaatsingshoogte, de gemiddelde bebouwingshoogte [m]  
 $z_0$  = ruwheidslengte, afhankelijk van de aard van het terrein [m]

De fluctuatie van de windsnelheid binnen een uur kan worden geschreven als een standaardafwijking rond het gemiddelde:

$$\sigma_u = \sqrt{\int_0^{\text{1 uur}} (u(t) - \bar{u})^2 dt}$$

De variatiecoëfficiënt  $\sigma_u / \bar{u}$  staat bekend als de turbulentie-intensiteit. de turbulentie-intensiteit op een hoogte z boven het maaiveld is te benaderen met:

$$I(z) = \frac{k}{\ln\left(\frac{z-d}{z_0}\right)}$$

waarin:  $k$  = factor afhankelijk van het oppervlak:  
onbebouwd  $k=1,0$  ;  
bebouwd  $k=0,9$

Hieruit is de standaardafwijking van de momentane windsnelheid te bepalen met:

$$\sigma_u = \bar{u} I$$

De windsnelheid kent dus pieken en dalen met respectievelijk een maximum en een minimum snelheid. De pieken worden windvlagen genoemd. De maximum momentane windsnelheid in een windvlaag is te beschrijven met een Rayleigh-verdeling:

$$P(\hat{u} > \xi) = \exp\left(-\frac{(\xi - \bar{u})^2}{2 \sigma_n^2}\right)$$

De kansverdeling van de maximum windsnelheid in een periode met  $n$  windvlagen kan worden bepaald met:

$$P(\hat{u}_n < \xi) = P(\hat{u} < \xi)^n = \left( 1 - \exp\left(-\frac{(\xi - \bar{u})^2}{2\sigma_n^2}\right) \right)^n = \exp\left(-n \exp\left(-\frac{(\xi - \bar{u})^2}{2\sigma_n^2}\right)\right)$$

Deze kansverdeling is een voorwaardelijke kansverdeling, omdat  $\bar{u}$  bekend moet zijn. Voor het bepalen van de onvoorwaardelijke kansverdeling wordt verwezen naar het college b3 "probabilistisch ontwerpen".

## 4.3 Waterstanden aan de kust

### 4.3.1 Getij

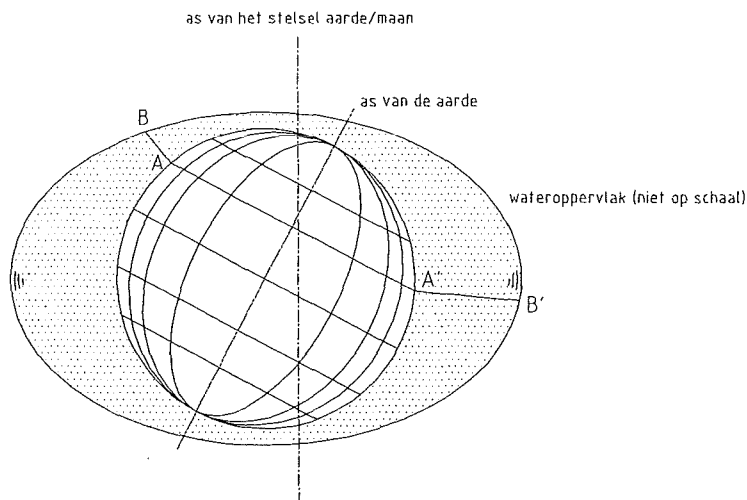
Eén van de meest kenmerkende eigenschappen van kustwateren is de getijbeweging. Er kan onderscheid worden gemaakt naar de bewegingsrichting van het water, te weten:

- verticaal getij : op en neer gaan van de waterspiegel
- horizontaal getij : getijstromen in zeegaten en zee-armen en langs de kust.

De getijden op aarde worden veroorzaakt door de aantrekkende werking van de hemellichamen. De invloed van de maan en de zon zijn hierbij de belangrijkste.

De door de maan en de zon opgewekte getijbeweging noemt men het astronomisch getij. Door weersinvloeden kan de werkelijke getijbeweging hier in belangrijke mate van afwijken

Als de aarde alleen met water bedekt zou zijn, dan zou de watermassa de vorm van een elipsoïde aannemen, zoals getekend in Figuur 4-2. Deze fictieve toestand staat bekend als het evenwichtsgetij als gevolg van de maan. De aarde draait als het ware onder de watermassa door, hierdoor ontstaan op een willekeurige plaats op aarde per dag twee hoogwaters en twee laagwaters. Doordat de gemeenschappelijke as van het aarde-maan systeem niet evenwijdig is aan de draaiingsas van de aarde treedt er een ongelijkheid op tussen twee opeenvolgende hoogwaters respectievelijk laagwaters.



• Figuur 4-2 Evenwichtsgetij

De invloed van de zon beperkt zich tot het versterken of verzwakken van het maangetij.

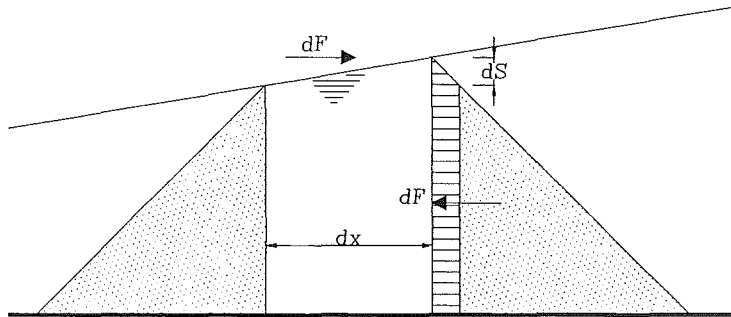
Als de krachten van de zon en de maan elkaar versterken is er sprake van springtij en als zij elkaar tegenwerken is er sprake van doortij. Springtij treedt op bij nieuwe en volle maan en doortij vindt plaats bij het eerste en laatste kwartier.

Het astronomisch getij vertoont in werkelijkheid weinig overeenkomst met het theoretische evenwichtsgetij. Dit komt o.a. door de aanwezigheid van de continenten en het coriolis-effect, waardoor getijdestromen worden afgebogen. De werkelijke getijhoogten en tijdstippen van hoog- en laagwater zijn met behulp van een "Harmonische analyse" of "Fourier analyse" van gegevens van meet-stations te voorspellen. Deze technieken zullen hier niet worden behandeld.

De met deze methoden berekende waarden worden elk jaar door het Rijksinstituut voor Kust en Zee (RIKZ) van Rijkswaterstaat gepubliceerd in het boekje "Getijtafels voor Nederland". Hierin staat voor een aantal stations wanneer hoog- en laagwater optreedt met de daarbij horende waterstanden.

### 4.3.2 Windopzet

Op ondiepe zeeën, delta's, afgesloten zeearmen en meren kunnen windvelden de waterstanden aanzienlijk beïnvloeden door opstuwjen (windopzet, opwaaiing). Een model ter benadering van de windopzet staat in Figuur 4-3.



• Figuur 4-3 Krachtenbalans bij windopzet

De totale windopzet in de evenwichtstoestand is bij benadering gelijk aan:

$$\frac{dS}{dx} = C_2 \frac{U^2}{gd}$$

waarin:	$S$	=	totale windopzet	[m]
	$C_2$	=	constante $\approx 3,5 \cdot 10^{-6}$ a $4 \cdot 10^{-6}$	[s <sup>2</sup> /m]
	$d$	=	waterdiepte	[m]
	$U$	=	windsnelheid	[m/s]

Als de windopzet klein is ten opzichte van de waterdiepte dan is bij een horizontale bodemligging het verhang  $\frac{dS}{dx}$  constant.

Aan de formule is te zien dat de windopzet toeneemt bij toename van de windsnelheid, toename van de strijklengte en afname van de diepte.

Opwaaiing speelt daarom vooral een rol in rivierdelta's en bij meren en ondiepe zeeën. In kustgebieden van diepe zeeën komt opwaaiing vrijwel niet voor. In de Noordzee, de Waddenzee en het IJsselmeer kan de opwaaiing oplopen tot enkele meters. In 1953 bedroeg de opwaaiing bij Vlissingen 3,05 m.

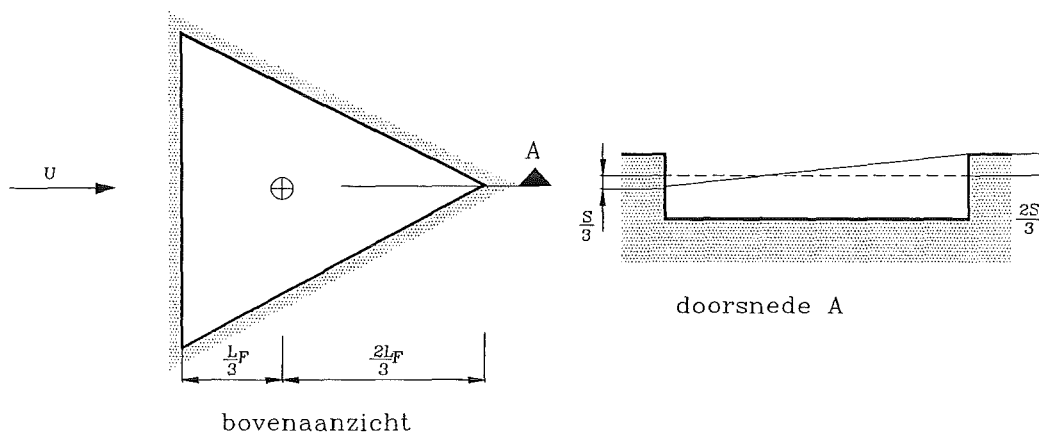
Met een eenvoudige numerieke oplossing (methode Heun) kan het verloop van de waterstand in een bekken worden berekend als de waterstand aan de rand van het bekken bekend is.:

$$d_x = d_{x-\Delta x} + \frac{dS}{dx} \Delta x - \Delta z_{x-\Delta x, x}$$

waarin:	$d_x$	=	de waterdiepte op plaats $x$	[m]
	$d_{x-\Delta x}$	=	de waterdiepte op plaats $x-\Delta x$	[m]
	$\Delta z_{x-\Delta x, x}$	=	verschil in bodemligging tussen plaats $x$ en $x-\Delta x$	[m]

Als er sprake is van een afgesloten bekken of een meer kan de totale waterhoeveelheid niet veranderen. Dit betekent dat, als het verhang constant mag worden verondersteld, de waterspiegel bij benadering zal gaan kantelen om de zwaartelij n van het bekkenoppervlak loodrecht op de windrichting. Aan de van de wind af gelegen zijde zal sprake zijn van afwaaiing (zie Figuur 4-4).





• Figuur 4-4 Windopzet op een afgesloten bekken

### 4.3.3 Stormvloed

Het is min of meer mogelijk om het tijdstip en de hoogte van springvloed te bepalen. De windopzet voor de kust kan worden berekend bij een gegeven windsnelheid. Uit waarnemingen van windgegevens kan de kans worden berekend dat een bepaalde combinatie van springvloed en een mate van windopzet zal optreden. Een dergelijke combinatie heet stormvloed.

Omdat het rekenmodel voor de windopzet nogal wat onzekerheden bevat, wordt in de praktijk een andere aanpak gevolgd. Met behulp van zo veel mogelijk waargenomen stormvloedstanden wordt een frequentieverdeling gemaakt. Een veel toegepaste frequentieverdelingen zijn de Gumbelverdeling en de exponentiële verdeling. Door extrapolatie kan bij een vooraf gekozen kleine overschrijdingsfrequentie de ontwerp stormvloedstand worden bepaald. Bij projecten in het buitenland heeft men echter meestal te weinig gegevens om een op statistische basis de ontwerp stormvloedstand te bepalen. In dergelijke gevallen moet dan toch met de modellen voor het getij en de windopzet een schatting worden gemaakt van het stormvloedpeil.

### 4.3.4 Bui-oscillaties en buistoten

Bui-oscillaties zijn onregelmatige schommelingen van de zeespiegel, veroorzaakt door macroscopische turbulenties in de atmosfeer bij storm. De periode van een bui-oscillatie kan variëren van enige minuten tot meer dan een uur; de amplitude bedraagt aan de Nederlandse wateren circa 0,20 à 0,30 m.

Buistoten zijn eenmalige extra opslingeren van de zeespiegel bij storm. De duur van een buistoot kan variëren van enkele minuten tot meer dan een uur. De grootte kan aan de Nederlandse kust oplopen tot 0,50 m.

Aan de Nederlandse wateren domineert het buistoot-effect het effect van bui-oscillaties; daarom wordt aangenomen dat het laatste effect in de bijdrage van de buistoot verdisconteerd is. Bij Guadalupe zijn bij het passeren van de orkaan Hugo waterstandsverhogingen van 0,30 à 0,60 m waargenomen op diep water. Op ondiep water zijn zelfs verhogingen waargenomen van 2,50 à 3,00 m.

### 4.3.5 Seiches

Een seiche is een opslinging van de waterstand in een aan drie zijden gesloten bekken als gevolg van oscillatie van de waterstand buiten het bekken. Met name de buioscillatie met perioden van enkele minuten tot een uur kunnen in bijvoorbeeld een havenbasin aanleiding geven tot opslinging van de waterstand. Bij het ontwerp van constructies in gesloten bekkens dient rekening te worden gehouden met seiches.

### 4.3.6 Relatieve zeespiegelrijzing

De relatieve zeespiegelrijzing heeft verschillende oorzaken, te weten:

- Daling van het bodemniveau door geologische processen en gas- en oliewinning
- Toename van de gemiddelde temperatuur, met als gevolg het smelten van de poolkappen en thermische expansie van het oceanwater.

De relatieve zeespiegelrijzing is nog steeds een onderwerp van onderzoek. Een recente schatting van de relatieve zeespiegelrijzing bedraagt 20 cm/eeuw.

Onderzoek heeft aangetoond dat deze schatting aan de lage kant is (Nota kustverdediging van 1990 - TR6 - Zeespiegelrijzing).

## 4.4 Waterstanden in rivieren en waterlopen

### 4.4.1 Rivierafvoer en waterstanden

De afvoer en waterstanden die van belang zijn voor het ontwerp van een kunstwerk in of naast de rivier is afhankelijk van de functie van het kunstwerk. Zo zal bij een waterkering een maximum waterstand en dus een maximum afvoer belangrijk zijn, terwijl een drempel van een inlaat van een irrigatiesysteem zal worden ontworpen voor een minimum waterstand, dus een minimum rivierafvoer.

De minimum en maximum afvoer zijn stochastische variabelen en bezitten een extreme waarde verdeling. Bij de statistische analyse van extreme maximum- en minimumafvoeren is meestal de waarnemingsreeks te kort om tot duidelijke uitspraken te komen over de te gebruiken theoretische kansverdeling. In de praktijk wordt het beschikbare waarnemingsmateriaal geordend en vergeleken met enkele theoretische kansverdelingen.

Bij de statistische analyse van de afvoeren moet voorzichtig worden omgegaan met betrekking tot de grootte van de waarnemingsreeks. Het is namelijk niet altijd zo dat de statistische analyse beter wordt naarmate er meer waarnemingen worden meegenomen in deze analyse. Door veranderingen in de rivier en het stroomgebied in de loop van de tijd kunnen oude waarnemingen onbruikbaar worden.

Daarnaast speelt de vraag of een bepaalde extreme afvoer fysisch mogelijk is. Als er namelijk bij zeer hoge afvoer overstromingen optreden bovenstrooms van het punt, waarvoor de statistische analyse wordt gemaakt, zal de afvoer min of meer begrensd zijn.

Bij een stationaire stroming kan de afvoer worden beschreven met een evenwichtsvergelijking, zoals die van Chezy en Manning (zie 4.4.2), waarbij de wrijving in balans is met het verhang van de energielijn.

Bij een afvoergolf volstaat een dergelijke eenvoudige formulering niet. Traagheid en berging spelen dan een belangrijke rol. De stroming moet worden gemodelleerd als een zogenaamde lange golf. Voor de lange golfvergelijkingen wordt verwezen naar het collegedictaat "Stroming in open waterlopen" [Battjes, 1997].

Met behulp van een computermodel voor de voortplanting van een gegeven afvoergolf kan op elke plaats in het model de bijbehorende waterstand worden berekend.

Een berekende waterstand moet worden beschouwd als een schatting bij de gegeven afvoer. De werkelijk optredende waterstanden kunnen zowel hoger als lager zijn, als gevolg van onzekerheden in het gehanteerde rekenmodel en in de ingevoerde gegevens.

Een dergelijk computermodel is te beschouwen als een transformatie van de afvoer naar de waterstand. Door een groot aantal berekeningen te maken met verschillende afvoeren, waarvan de kansverdeling min of meer bekend is, kan de kansverdeling van de waterstanden worden geschat. In de praktijk wordt doorgaans echter bij een gekozen afvoer met een bepaalde frequentie de waterstand berekend. Deze waterstand is dan de ontwerpwaterstand.

#### 4.4.2 Stroming in open waterlopen

Water stroomt als er een verschil in potentiaal is tussen twee punten. De snelheid waarmee het water stroomt is afhankelijk van de grootte van het potentiaalverschil en weerstand die het stromende water ondervindt. De weerstand die het stromende water ondervindt wordt veroorzaakt door wrijving en plotselinge profielveranderingen.

Een eenparige stroming kan worden beschreven met de vergelijking van Chezy of de vergelijking van Manning. De vergelijking van Chezy luidt:

$$u = C\sqrt{Ri} \quad \text{met } C = 18 \cdot \log \frac{12R}{k}$$

$$C = 25 \left(\frac{R}{k}\right)^{1/6}$$

waarin:	$u$	=	stroomsnelheid	[m/s]
	$C$	=	coëfficiënt van Chezy	[-]
	$R$	=	hydraulische straal van het stroomprofiel	[m]
	$i$	=	verhang van de energielijn; bij eenparige stroming is dit gelijk aan het verhang van de bodem.	[-]
	$k$	=	ruwheid van de begrenzing van het stroomprofiel	[m]

Het nadeel van de benadering van de stroomsnelheid volgens Chezy is dat  $C$  geen constante is. Internationaal geeft men daarom de voorkeur aan de vergelijking van Manning. De vergelijking van Manning luidt:

$$u = \frac{1}{n} R^{2/3} i^{1/2}$$

waarin:  $n$  = coëfficiënt van Manning, afhankelijk van de bodemruwheid.

Bij plotselinge profielveranderingen kan het energieverlies worden geschat met behulp van de impulsbalans, echter in de praktijk worden lokale verliezen als gevolg van profielveranderingen in rekening gebracht in een aangepaste coëfficiënt van Chezy.

#### 4.4.3 Stroming door en langs kunstwerken

De waterstanden in een rivier kunnen worden beïnvloed door kunstwerken zoals stuwen, pijlers en drempels. De mate van beïnvloeding wordt beschreven door de afvoerrelatie van het kunstwerk.

Bij de afvoer van een kunstwerk worden twee situaties onderscheiden, te weten:

- de onvolkomen afvoer; in dit geval is de afvoer afhankelijk van het verschil in energiehoogte voor en achter het kunstwerk
- de volkomen afvoer; hierbij is de afvoer alleen afhankelijk van de bovenstroomse energiehoogte.

##### Onvolkomen afvoer

Voor het energieverlies over een kunstwerk geldt in het algemeen:

$$\Delta H = \xi \frac{u^2}{2g}$$

waarin:	$\xi$	=	verliescoëfficiënt	[-]
	$u$	=	stroomsnelheid ter plaatse van het kunstwerk	[m/s]

Dit is ook te schrijven als:

$$u = \sqrt{\frac{2g\Delta H}{\xi}}$$

De relatie tussen de afvoer en het energieverlies over het kunstwerk is dan:

$$Q = mA\sqrt{2g\Delta H}$$

waarin:	$m$	=	afvoercoëfficiënt = $\sqrt{\frac{1}{\xi}}$	[-]
	$A$	=	de kleinste doorstroomopening ter plaatse van het kunstwerk	[m <sup>2</sup> ]

##### Volkomen afvoer

Als er sprake is van volkomen afvoer dan is de relatie tussen de afvoer en de waterstanden:

$$Q = mA\sqrt{2g(H_b - h_A)}$$

waarin:  $H_b$  = energiehoogte bovenstrooms van het kunstwerk [m]  
 $h_A$  = drukhoogte in de kleinste doorstroombopening [m]

## 4.5 Golven

### 4.5.1 Inleiding

In de waterbouw zijn verschillende soorten golven te onderscheiden, zoals:

- translatiegolven, die bijvoorbeeld ontstaan door het snel legen of vullen van een sluiskolk op of vanuit een kanaalpan
- windgolven, die ontstaan op grote wateroppervlakken als gevolg van de langsstrijkende wind
- getij, dat ontstaat door de stand en wenteling van de hemellichamen
- afvoergolven, die ontstaan door neerslag of dooi
- druggolven, die in gesloten leidingen kunnen ontstaan door snelle debietsveranderingen
- scheepvaartgolven.

In dit hoofdstuk zullen de translatiegolven en de windgolven in het kort worden beschreven. Het getij komt ter sprake in 4.3.1 en afvoergolven worden behandeld in 4.4.1. Druggolven in gesloten leidingen worden hier niet behandeld.

### 4.5.2 Translatiegolven

Translatiegolven kunnen verschillende oorzaken hebben. Een van de meest voorkomende oorzaken is het legen en vullen van een schutsluis op of vanuit een kanaalpan. Ook zijn er natuurlijke processen die een translatiegolf kunnen veroorzaken. Voorbeelden hiervan zijn damdoorbraken (ijsdammen en natuurlijke gronddammen) en vloedspongen.

In Figuur 4-5 is een translatiegolf geschetst. De voortplantingssnelheid van de golf is:

$$c = u \pm \sqrt{g \frac{(2d + \eta)(d + \eta)}{2d}}$$

waarin:  $u$  = de normale stroomsnelheid [m/s]  
 $d$  = de waterdiepte [m]  
 $\eta$  = de uitwijking van het wateroppervlak [m]

Bij een relatief kleine  $\eta$  kan de voortplantingssnelheid worden benaderd met:

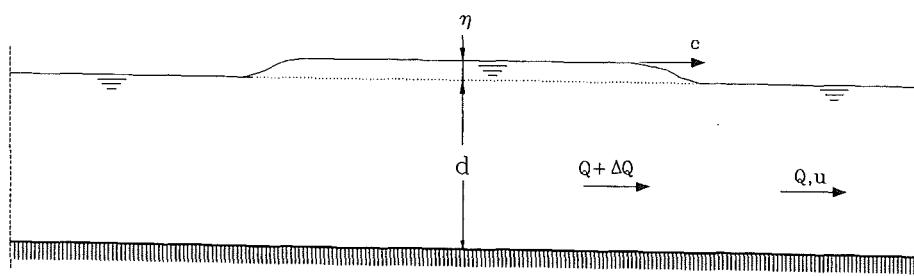
$$c = u \pm \sqrt{gd}$$

De uitwijking van het wateroppervlak is afhankelijk van de verandering van het debiet, de voortplantingssnelheid en de stroomvoerende breedte:

$$\eta = \frac{\Delta Q}{B c}$$

waarin:  $\Delta Q$  = de verandering van het debiet [m<sup>3</sup>/s]  
 $B$  = de stroomvoerende breedte [m]

In een translatiegolf is de druk hydrostatisch. De druk op diepte  $z$  onder de waterspiegel is:  $p = \rho g z$ .



Bij een profielwijziging gaat er een golf door in de oorspronkelijke richting en kaatst er een golf terug in de tegenovergestelde richting. Hetzelfde treedt op bij een vertakking.

Bij de bepaling van de uitwijking van de waterspiegel bij de doorgaande en de teruggekaatste golf geldt dat na het passeren van de golf ter plaatse van de profielwijziging

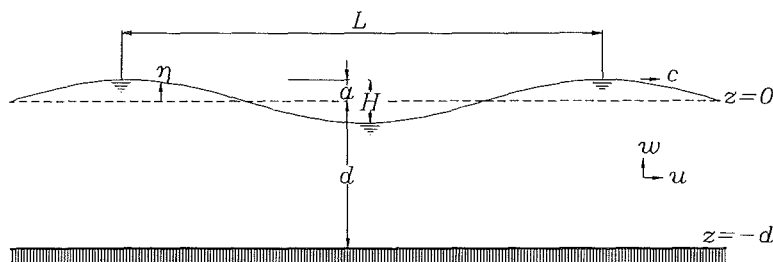
- de waterstanden links en rechts van het dit punt gelijk zijn
- de som van de afvoeren gelijk is aan nul.

### 4.5.3 Windgolven

#### Lineaire golftheorie (regelmatige golven)

In dit hoofdstuk zal in het kort een aantal eigenschappen van windgolven worden gegeven. Voor nadere uitleg en afleiding van vergelijkingen wordt verwezen naar het collegedictaat "Korte golven" (J.A. Battjes, 1988).

De begrippen die een rol spelen bij golven kunnen het beste worden gedefinieerd met behulp van een afbeelding van een enkelvoudige golf.



• Figuur 4-6 Sinusvormige golf

De belangrijkste begrippen zijn:

- De golflengte ( $L$ ) is de horizontale afstand tussen twee opeenvolgende golftoppen (of dalen)
- De periode ( $T$ ) is de tijd die op een bepaald vast punt verloopt tussen het passeren van twee opeenvolgende golfkammen
- De frequentie ( $f$ ) is gedefinieerd als de reciproke van de periode ( $= 1/T$ )
- De voortplantingssnelheid ( $c$ ) - ook wel golfsnelheid of fasesnelheid genoemd - is de snelheid waarmee de golfkam zich verplaatst
- De uitwijking van het wateroppervlak ( $\eta$ )
- De amplitude van de golf ( $a$ )
- De golfhoogte ( $H$ ) is het hoogteverschil tussen het hoogste en het laagste punt van het golfprofiel
- De steilheid is de verhouding van golfhoogte tot golflengte ( $H/L$ )
- De orbitaalbeweging van de waterdeeltjes met de snelheidscomponenten  $u$  en  $w$
- De waterdruk ( $p$ )
- De waterdiepte ( $d$ )

In Figuur 4-6 is een sinusvormige schematisatie van de verticale doorsnede van het wateroppervlak gegeven die loodrecht staat op de richting van de golfkammen.

Deze schematisatie wordt gebruikt in de lineaire golftheorie. De werkelijke vorm van korte golven is sterk afhankelijk van de steilheid ( $H/L$ ).

Bij  $H/L \leq 1/40$  is de vorm te vergelijken met een sinus. Bij grotere waarden voor  $H/L$  zal de vorm van de golf meer overeenkomen met een trochoïde.

Voor de sinusvormige benadering van de uitwijking van het wateroppervlak geldt:

$$\eta(r, t) = a \sin\left(\frac{2\pi t}{T} - \frac{2\pi r}{L} + \alpha\right) \quad \text{of} \quad \eta(r, t) = a \sin(\omega t - k r + \alpha)$$

waarin:  $\omega = \frac{2\pi}{T}$  = hoekfrequentie [rad/s]

$k = \frac{2\pi}{L}$	=	golfgetal	[rad/m]
$t$	=	tijdstip	[s]
$r$	=	plaats gemeten in de golfrichting	[m]
$\alpha$	=	fase	[rad]
$a$	=	amplitude; halve golfhogte	[m]

(Opmerking: In de Amerikaanse literatuur wordt voor de uitwijking van het oppervlak de volgende vergelijking toegepast:  $\eta(r, t) = a \cos(kr - \omega t + \alpha)$   
Dit houdt in dat er sprake is van een faseverschuiving van  $\pi/2$ .)

De voortplantingssnelheid, de golflengte en de periode staan met elkaar in relatie volgens:

$$c = \frac{L}{T}$$

waarin:  $c$  = voortplantingssnelheid [m/s]  
 $L$  = golflengte [m]  
 $T$  = golfperiode [s]

Uit theoretische afleidingen volgen verbanden tussen de voortplantingssnelheid, de golflengte en de waterdiepte, te weten:

$$c = \sqrt{\frac{g}{k} \tanh(kd)} \quad \text{of} \quad c = c_o \tanh(kd)$$

$$L = \frac{gT^2}{2\pi} \tanh(kd) \quad \text{of} \quad L = L_o \tanh(kd)$$

waarin:  $c_o = \frac{gT}{2\pi}$   
 $L_o = \frac{gT^2}{2\pi}$

Bij waarneming van golven valt het op dat een groep golven zich niet met dezelfde snelheid voortbeweegt als de afzonderlijke golven. Een groep golven plant zich met een kleinere snelheid voort dan de individuele golven, waarbij de golven elkaar inhalen. Het golfvront verplaatst zich met de zogeheten groepssnelheid:

$$c_g = n c \quad \text{met} \quad n = \frac{1}{2} + \frac{kh}{\sinh(2kh)}$$

Voor de theoretische achtergrond van de groepssnelheid wordt verwezen naar het dictaat "Korte golven" [Battjes, 1988].

Alle waterdeeltjes in een golf beschrijven een min of meer ellipsvormige baan. De beweging van de waterdeeltjes neemt af naarmate ze dieper onder het oppervlak zitten. De ellipsvormige beweging van de waterdeeltjes staat bekend als de orbitaalbeweging. De maximale horizontale en verticale componenten van de orbitale snelheid van een waterdeeltje worden gegeven door:

$$\hat{u} = \omega a \frac{\cosh(k(d+z))}{\sinh(kd)} \quad \text{en} \quad \hat{w} = \omega a \frac{\sinh(k(d+z))}{\sinh(kd)}$$

waarin:  $\hat{u}$  = maximale horizontale snelheid [m/s]  
 $\hat{w}$  = maximale verticale snelheid [m/s]  
 $z$  = z-coördinaat van de beschouwde diepte t.o.v. de gemiddelde waterspiegel (0, -d) [m]

Uit de formule blijkt dat de watersnelheid het grootste is bij  $z = 0$  en het kleinst bij  $z = -d$

De druk in een punt  $z$  onder de gemiddelde waterlijn is:

$$p = -\rho g z + \rho g a \frac{\cosh(k(d+z))}{\cosh(kd)} \sin(\omega t - kr) \quad \text{voor } z < 0$$

Voor de druk in een punt boven de gemiddelde waterlijn geldt bij benadering:

$$p = \rho g(\eta - z) \quad \text{voor } z > 0$$

In het voorgaande is er geen rekening gehouden met een eventuele stroomsnelheid van het water. De gegeven vergelijkingen zijn geldig voor een assenstelsel dat vastzit aan het onverstoorde wateroppervlak. In het geval er sprake is van stroming zijn de vergelijkingen juist voor een met de stroming meebewegend assenstelsel. Ten opzichte van een assenstelsel in een vast punt wijzigen de voortplantingssnelheid en de fasesnelheid volgens:

$$c' = c + \vec{U} \vec{e}_r \quad \text{en} \quad \omega' = \omega + \vec{k} \cdot \vec{U} = \sqrt{gk \tanh(kd)} + \vec{k} \cdot \vec{U}$$

Een golf bezit kinetische en potentiële energie. De potentiële energie zit in de uitwijking van het wateroppervlak en de kinetische energie in de orbitaalbeweging.

De totale mechanische energie in één golf is:

$$E = \frac{1}{8} \rho g H^2 L \quad (\text{per m' golfkam}) \quad 1$$

Dus wordt de energie gemiddeld per eenheid van oppervlak:

$$E = \frac{1}{8} \rho g H^2 = (\rho g) \left(\frac{1}{2} a^2\right) \quad 2$$

Deze energie speelt een belangrijke rol in het beschrijven van golven in een golfveld.

### Golfvelden (onregelmatige golven)

In het voorgaande is de zogeheten regelmatige golf beschreven. In een golfveld dat wordt opgewekt door de wind is er echter sprake van zeer veel golven met verschillende perioden, fasen, golfhogtes en golfrichtingen.

Het wateroppervlak vertoont in een golfveld een grillig oppervlak en de enkelvoudige golven zijn niet te onderscheiden. Met een Fourieranalyse is het echter mogelijk om het grillige wateroppervlak te beschrijven als de som van een groot aantal enkelvoudige golven met een random fase.

De uitwijking van het wateroppervlak laat zich beschrijven:

$$\eta(\vec{r}, t) = \sum_i \sum_j a_i \sin(\omega_i t - \vec{k}_{i,j} \cdot \vec{r} + \alpha_{i,j})$$

waarin:  $\vec{k}_{i,j} = \begin{bmatrix} k_i \cos(\theta_j) \\ k_i \sin(\theta_j) \end{bmatrix}$   
 $\theta_j =$  hoek van de golfrichting met de positieve x-as  
 $\alpha_{i,j} =$  stochastische fase

Als de beschouwing zich beperkt tot één punt dan wordt het model een ééndimensionaal random-phase model:

$$\eta(t) = \sum_i a_i \sin(\omega_i t + \alpha_i)$$

De eigenschappen van een golfveld worden vastgelegd in een energiespectrum. Voor de theoretische achtergrond en de formele definitie van het energiespectrum wordt verwezen naar het collegedictaat "Windgolven" (Battjes, 1986).

Uitgaande van het ééndimensionale random-phase model geldt voor het energie spectrum:

$$E_{\eta\eta}(f) \Delta f = \sum_{f_i=f}^{f+\Delta f} \frac{1}{2} a_i^2$$

Voor een 2-dimensionaal spectrum over frequentie en richting geldt:

$$E_{\eta\eta}(f, \theta) \Delta f \Delta \theta = \sum_{f_i=f}^{f+\Delta f} \sum_{\theta_i=\theta}^{\theta+\Delta \theta} \frac{1}{2} a_{i,j}^2$$

Een aantal belangrijke eigenschappen van een golfveld is uit te drukken in de momenten van het spectrum. Deze momenten zijn gedefinieerd als:

$$m_n = \int_0^{\infty} f^n E_{\eta\eta}(f) df$$

Een van de eigenschappen is de significante golfhoogte:

$$H_s = 3,8 \sqrt{m_0}$$

De momentane golfhoogte is Rayleigh verdeeld. De overschrijdskans van een gegeven golfhoogte binnen een gegeven golfveld is:

$$P(H > x) = \exp\left(-2 \left(\frac{x}{H_s}\right)^2\right)$$

### Golfgroei

Er zijn vanaf de tweede wereldoorlog diverse voorspellingsmodellen ontwikkeld voor de golfgroei als gevolg van wind. Voor een overzicht wordt verwezen naar (Holthuijsen, 1980).

In de strekking van dit collegedictaat worden enkele eenvoudige relaties gegeven voor het schatten van de significante golfhoogte en de piekperiode van het energiespectrum vanuit een gegeven windsnelheid.

Voor diepwater condities ( $d > L/2$ ) wordt gegeven (Groen en Dorrestein, 1976):

$$\begin{aligned} \tilde{H} &= 0,24 \tanh(0,015 \tilde{F}^{0,45}) && \text{voor } \tilde{F} > 10 \\ \tilde{T} &= 0,502 \tilde{F}^{0,225} && \text{voor } 10 < \tilde{F} < 400 \\ \tilde{T} &= 2\pi \tanh(0,0345 \tilde{F}^{0,37}) && \text{voor } \tilde{F} > 400 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{waarin: } \tilde{H} &= \frac{gH_s}{U^2} \\ \tilde{T} &= \frac{gT_p}{U} \\ \tilde{F} &= \frac{gF}{U^2} \\ F &= \text{strijklengte} \\ U &= \text{windsnelheid op een hoogte van 10 m} \end{aligned}$$

Voor ondiep water ( $d < L/2$ ) geeft Bretschneider:

$$\begin{aligned} \tilde{H} &= 0,283 \tanh(0,53 \tilde{d}^{0,75}) \tanh\left(\frac{0,0125 \tilde{F}^{0,42}}{\tanh(0,53 \tilde{d}^{0,75})}\right) \\ \tilde{T} &= 7,54 \tanh(0,833 \tilde{d}^{0,375}) \tanh\left(\frac{0,077 \tilde{F}^{0,25}}{\tanh(0,833 \tilde{d}^{0,375})}\right) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{waarin: } \tilde{d} &= \frac{gd}{U^2} \\ d &= \text{waterdiepte} \end{aligned}$$

#### 4.5.4 Gedrag van golven nabij de kust en obstakels (regelmatige golven)

Als golven de kust naderen treedt er een aantal veranderingen op. Dit wordt veroorzaakt door verandering van de waterdiepte (shoaling) en eventueel aanwezige obstakels voor de kust.

##### Shoaling

Door het ondieper worden nemen de voortplantingssnelheid 3en de golflengte af bij gelijk blijvende periode. Dit heeft invloed op de golfhoogte, volgens:



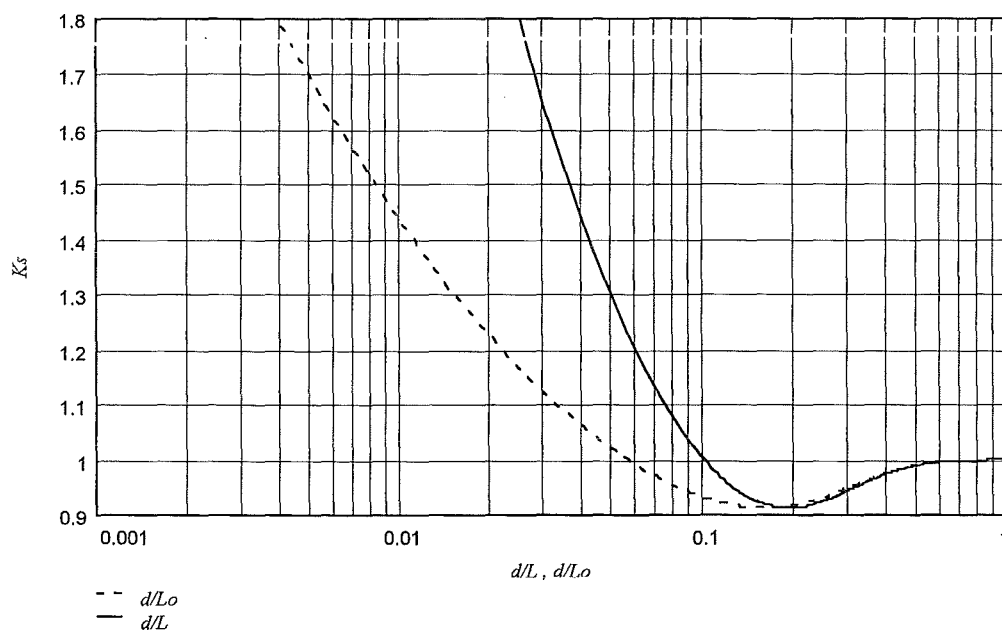
$$H = K_s H_o$$

waarin:  $H$  = de golfhoogte op de beschouwde waterdiepte  
 $H_o$  = de golfhoogte op diep water  
 $K_s$  = de shoalingcoëfficiënt

De shoalingcoëfficiënt is een functie van het golfgetal en de waterdiepte:

$$K_s = \sqrt{\frac{1}{\tanh(kd) \left(1 + \frac{2kd}{\sinh(2kd)}\right)}}$$

Het golfgetal  $k$  is een functie van de golflengte en de golflengte is op zijn beurt weer een functie van de waterdiepte en de periode van de golf. Voor een willekeurige periode is het verband tussen de shoalingcoëfficiënt en de relatieve waterdiepte gegeven in Figuur 4-7.



• Figuur 4-7 Relatie tussen  $K_s$  en  $d/L$  ( $L$  = golflengte op beschouwde diepte,  $L_o$  = golflengte op diepwater)

### Breken op ondiepten en taluds

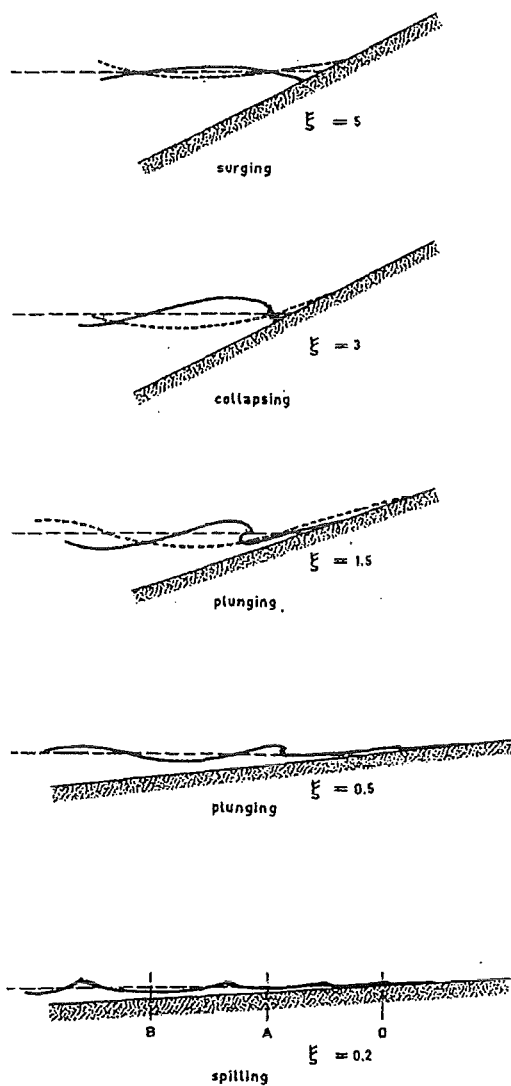
Door het kleiner worden van de golflengte en het groter worden van de golfhoogte wordt de golf steiler. Theoretisch treedt bij een steilheid van  $H/L = 1/7$  breking op van de golf. Ook de diepte beperkt de golfhoogte; theoretisch is afgeleid dat als  $\frac{H}{d} \geq 0,784$  de golf zal breken, echter er zijn individuele golven waargenomen met een verhouding  $\frac{H}{d} = 1,2$ .

De wijze waarop een golf op een vlak talud met een constante hellingshoek breekt is afhankelijk van de steilheid van de golf en de helling van de bodem. Dit wordt gekarakteriseerd door de brekerparameter:

$$\xi = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{H_s / L_o}}$$

waarin:  $\alpha$  = hellingshoek van het talud [°]  
 $H_s$  = significante golfhoogte [m]  
 $L_o$  = golflengte op diepwater [m]

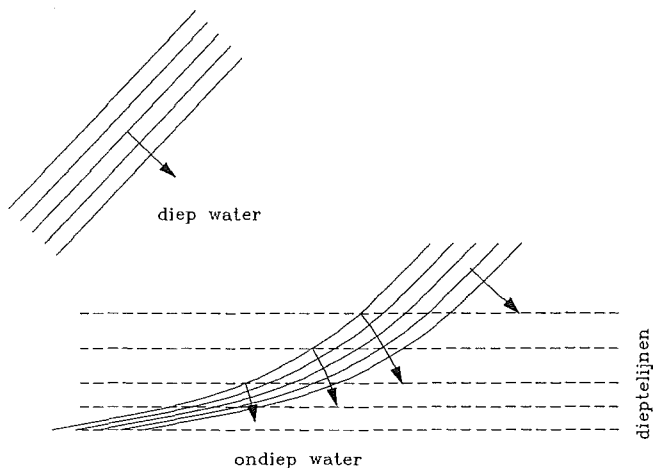
Afhankelijk van de waarde van de brekerparameter treden er verschillende typen van breken op, zoals weergegeven in Figuur 4-8.



• Figuur 4-8 Brekertypen

### Refractie

Als een golf onder een hoek naar een opeenvallende kust loopt, zal door het verschil in diepte langs de golfkam de voortplantingssnelheid langs de golfkam variëren. In ondiep water is de voortplantingssnelheid van de golven namelijk afhankelijk van de waterdiepte  $c = \sqrt{gd}$ . Hierdoor zal een buiging van de voortplantingsrichting plaatsvinden naar de kust. Dit verschijnsel staat bekend als refractie.



• Figuur 4-9 Refractie

In het geval van een kust met rechte evenwijdige dieptelijnen is de hoek die de golfstralen maken met een dieptelijn direct af te leiden uit de diepte ter plaatse van de dieptelijn en de hoek die de golfstralen op diepwater maken met de beschouwde dieptelijn (zie ook Figuur 4-9). De relatie luidt:

$$\sin(\theta) = \tanh(k d) \sin(\theta_o)$$

waarin:  $\theta_o$  = de hoek die de golfstraal en op diepwater maken met de beschouwde dieptelijn  
 $\theta$  = de hoek die de golfstralen maken met de beschouwde dieptelijn

Afhankelijk van de spreiding of concentratie van de golfstralen zal de golfhoogte afnemen of toenemen. In het algemeen geldt:

$$H = K_s K_r H_o$$

waarin:  $K_r$  = de refractiecoëfficiënt

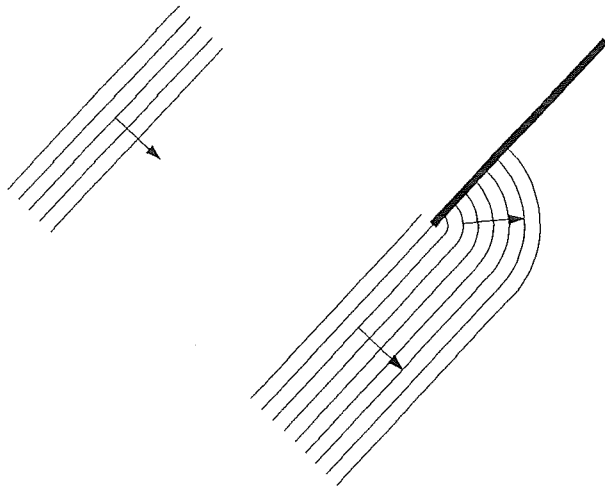
In het geval van rechte evenwijdige dieptelijnen geldt:

$$K_r = \sqrt{\frac{\cos(\theta_o)}{\cos(\theta)}}$$

Refractie doet zich ook voor als een golf een gebied binnen loopt waarin stroming (langs de kust) plaatsvindt. In dit geval zal de golf min of meer in de richting van de stroming draaien.

### DiffRACTIE

Als er een obstakel ligt in de baan van de golven (bijv. een golfbreker of een eiland), zal in het schaduwgebied achter het obstakel toch een golfbeweging voorkomen. De energie-overdracht vindt blijkbaar niet alleen in de golfrichting plaats. De golfkammen buigen zich om het obstakel heen in de vorm van cirkelbogen, dit verschijnsel heeft diffractie.



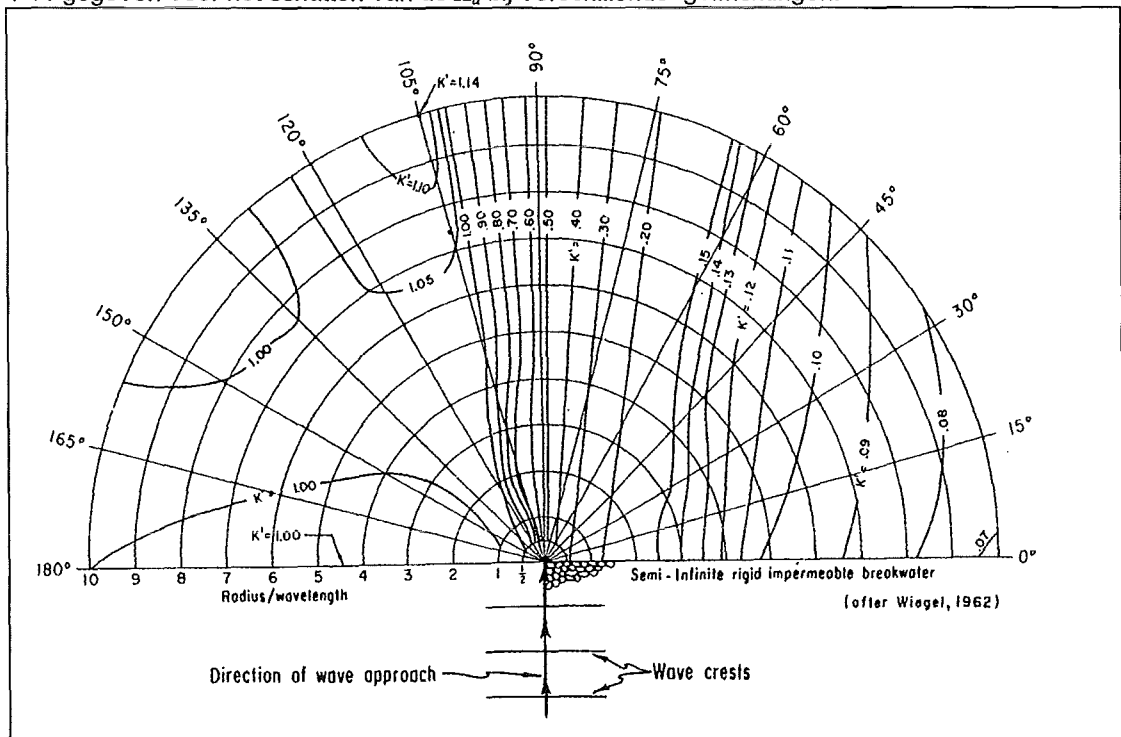
= Figuur 4-10 DiffRACTIE

De golfhoogte verandert ten gevolge van de diffractie, waarbij in de luwte van het obstakel de golfhoogte kleiner is dan die van de inkomende golf terwijl naast het obstakel de golfhoogte vaak groter is dan die van de inkomende golf.  
In het algemeen geldt:

$$H = K_d H_o$$

waarin:  $K_d$  = de diffractiecoëfficiënt

In de "SHORE PROTECTION MANUAL" (CERC 1984) staat een groot aantal diagrammen zoals Figuur 4-11 gegeven voor het schatten van de  $K_d$  bij verschillende golfrichtingen.



• Figuur 4-11 Diffractiecoëfficiënten bij recht inkomende golven

## Reflectie

Als golven tegen een constructie aanlopen kunnen zij breken of reflecteren. Eigenschappen van gereflecteerde golven zijn

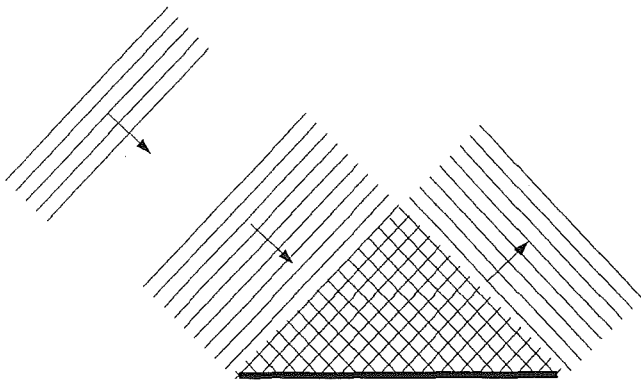
- de energie van de gereflecteerde golf is gelijk aan de energie van de inkomende golf
- de periode van de gereflecteerde golf is gelijk aan de periode van de inkomende golf
- de gereflecteerde golf is in fase met de inkomende golf.

Het gevolg van het bovenstaande is dat er voor de constructie een staande golf ontstaat met een golfhoogte die bij volledige reflectie tweemaal zo groot is als die van de inkomende golf. Bij onvolledige reflectie is de golfhoogte van de staande golf kleiner. In het algemeen geldt:

$$H = (1 + \chi)H_i$$

waarin:  $H$  = de golfhoogte van de staande golf  
 $H_i$  = de golfhoogte van de inkomende golf  
 $\chi$  = de reflectiecoëfficiënt  $\leq 1$

De waarde van  $\chi$  is afhankelijk van de doorlatendheid, ruwheid en de helling van de constructie en van de steilheid van de inkomende golven en de waterdiepte voor de constructie.



• Figuur 4-12 Reflectie

## 4.6 Geotechnische randvoorwaarden

### 4.6.1 Inleiding

Belastingen op waterbouwkundige kunstwerken worden afgedragen naar de ondergrond. De eigenschappen van deze ondergrond zijn daarom van groot belang voor het ontwerp en de dimensionering van een kunstwerk. De keuze van de wijze van funderen wordt bepaald door de aard van de belastingen en de eigenschappen van de ondergrond.

De civieltechnisch ingenieur tracht meestal de ondergrond te schematiseren in een model met lagen waarin de eigenschappen min of meer constant zijn. Een dergelijke model geeft een geologisch profiel van de ondergrond.

Voor de verkenning van de ondergrond zijn verschillende technieken beschikbaar. Enkele van deze technieken zijn:

- sonderen
- boren
- seismisch onderzoek
- waterspanningsmetingen
- nucleair onderzoek

Deze onderzoeksmethoden zijn geschikt voor het verkennen van de laagopbouw en het inschatten van een aantal grondparameters. Naast de in het veld uitgevoerde metingen zijn doorgaans laboratoriumproeven nodig om een beter inzicht te krijgen in het materiaalgedrag van de verschillende lagen.

De belangrijkste laboratoriumproeven voor alluviale grondsoorten zijn:

- triaxiaalproef
- directe schuifproef
- doorlatendheidsproef
- samendrukkingsproef
- proef van Cassagrande

8 Zeven

Voor steen en steenachtige materialen worden parameters bepaald zoals de druksterkte, de slijtsterkte, de dichtheid en de doorlatendheid.

Met de genoemde proeven kunnen voor een laag de representatieve grondparameters worden geschat.

#### 4.6.2 Eigenschappen en grondparameters

##### Samendrukbaarheid

De samendrukbaarheid van grond is in de praktijk een belangrijke eigenschap met betrekking tot zettingsproblemen. Grond is geen lineair elastisch materiaal. Doorgaans neemt de stijfheid toe met een toename van de alzijdige drukspanning. In Nederland wordt voor de beschrijving van de samendrukbaarheid doorgaans de formule van Koppejan gebruikt. Deze luidt:

$$\varepsilon = \left( \frac{1}{C'_p} + \frac{1}{C'_s} \log(t) \right) \ln \left( \frac{\sigma'_i + \Delta\sigma'}{\sigma'_i} \right)$$

waarin:	$\varepsilon$	=	relatieve samendrukking
	$C'_p$	=	primaire samendrukkingscoëfficiënt
	$C'_s$	=	secundaire samendrukkingscoëfficiënt
	$t$	=	tijd in dagen
	$\Delta\sigma'$	=	toename van de effectieve spanning
	$\sigma'_I$	=	initiële effectieve spanning

Internationaal wordt vaak de Angelsaksische methode gebruikt voor het bepalen van samendrukking. Deze methode luidt:

$$\text{primaire samendrukking: } \varepsilon_p = \frac{C_c}{1 + e_0} \log \left( \frac{\sigma'_i + \Delta\sigma'}{\sigma'_i} \right)$$

$$\text{seculaire samendrukking: } \varepsilon_s = C_\alpha \log(t)$$

waarin:	$C_c$	=	primaire samendrukkingscoëfficiënt
	$C_\alpha$	=	secundaire samendrukkingscoëfficiënt
	$e_0$	=	aanvangsporiëngetal

Er wordt ook wel de vergelijking volgens de lineaire elasticiteit gebruikt:

$$\varepsilon = m \Delta\sigma$$

waarin:	$m$	=	samendrukkingsconstante
---------	-----	---	-------------------------

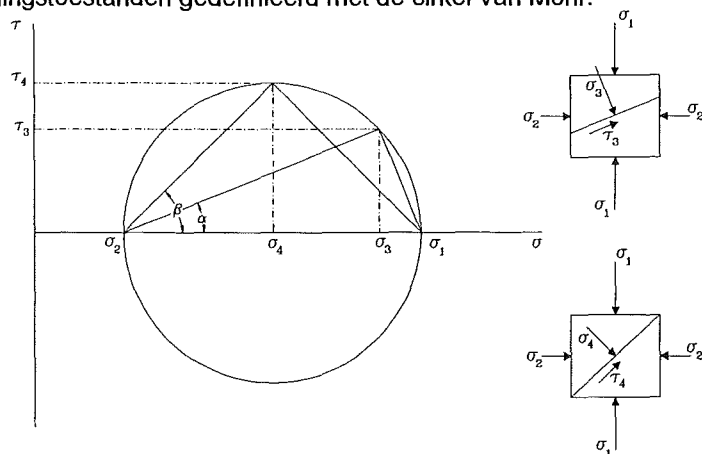
Omdat grond in principe geen lineair elastisch materiaal is, is deze vergelijking slechts beperkt toepasbaar. De constante  $m$  is afhankelijk van de spanningstoestand en is slechts constant te veronderstellen op een beperkt spanningstraject.

##### Sterkte volgens het Mohr Coulomb model

Voor het schematiseren van de sterkte van grond zijn diverse modellen beschikbaar. De belangrijkste zijn het Mohr Coulomb model en het Cam Clay model. In deze collegehandleiding wordt alleen het Mohr Coulomb model nader toegelicht.

Alvorens de sterkte van grond te definiëren is het verstandig om nog even het principe van de spanningscirkel van Mohr te herhalen. De spanningscirkel van Mohr geeft alle spanningscombinaties in een tweedimensionale ruimte, waarbij gegeven is dat er twee vlakken bestaan waarop alleen een normaal spanning werkt en geen schuifspanning. De richtingen van de normaalspanningen op deze

twee vlakken heten de hoofdrichtingen. Als de spanningen op twee vlakken bekend zijn, zijn alle spanningstoestanden gedefinieerd met de cirkel van Mohr.



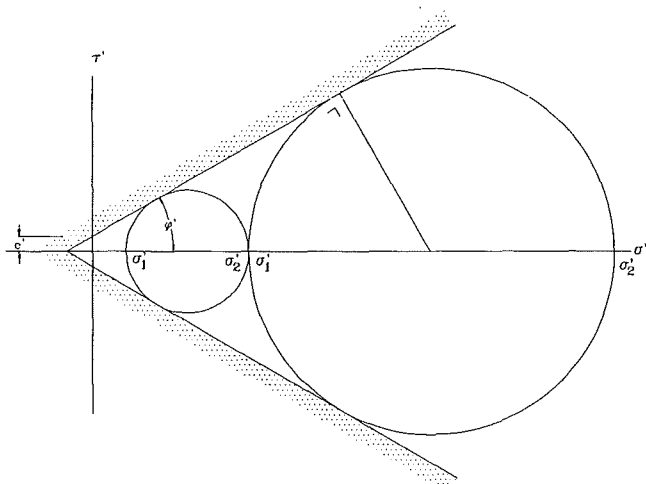
• Figuur 4-13 Cirkel van Mohr

De sterkte van grond wordt uitgedrukt in de maximale schuifweerstand. Als deze schuifweerstand wordt overschreden dan treedt er een afschuifvlak op. De maximale schuifweerstand is:

$$\tau_{\max} = c' + \sigma' \tan(\varphi')$$

waarin:	$\tau_{\max}$	=	maximaal opneembare schuifspanning	$[\text{N/m}^2]$
	$c'$	=	cohesie	$[\text{N/m}^2]$
	$\varphi'$	=	hoek van inwendige wrijving	$[\text{°}]$
	$\sigma'$	=	de effectieve spanning	$[\text{N/m}^2]$

In Figuur 4-14 staat de maximale opneembare schuifspanning uitgezet in het  $\sigma, \tau$  - vlak. Bij alle spanningscirkels die in het gebied  $|\tau| \leq c' + \sigma' \tan(\varphi')$  liggen zal er geen afschuiving plaats vinden.



• Figuur 4-14 Maximale opneembare spanningen

In Tabel 4-1 zijn voor een aantal grondsoorten de representatieve waarden gegeven van enkele belangrijke grondparameters. Behalve de reeds genoemde worden de volgende parameters gegeven:

$\gamma$	=	volume gewicht
$q_c$	=	sondeerwaarde
$C_{sv}$	=	zweelcoëfficiënt (te gebruiken in plaats van $C_c$ bij spanningsverlaging)
$E$	=	elasticiteitsmodulus
$f_{undr}$	=	ongedraineerde schuifsterkte

Grondsoort			representatieve waarde van de grondeigenschappen van het laaggemiddelde													
hoofdnaam	bijmengsel	consistentie zie 1)	$\gamma$ zie 3) kN/m <sup>3</sup>	$\gamma_{\text{nat}}$ kN/m <sup>3</sup>	$q_c$ zie 4) Mpa	$C'_p$	$C'_s$	$C_c$ zie 5)	$C_\alpha$	$C_{sw}$	$E$ zie 6) Mpa	$\phi'$ °	$c'$ kPa	$f_{\text{uncl}}$ kPa		
grind	zwak siltig	los	17	19	15	500	-	0,008	0	0,003	75	32,5	-	-		
		matig	18	20	25	1000	-	0,004	0	0,002	125	35	-	-		
		vast	19 of 20	21 of 22	30	1200 of 1400	-	0,003 of 0,002	0	0,001 of 0	150 of 200	37,5 of 40	-	-		
	sterk siltig	los	18	20	10	400	-	0,009	0	0,003	50	30	-	-		
		matig	19	21	15	600	-	0,006	0	0,002	75	32,5	-	-		
		vast	20 of 21	22 of 23	25	1000 of 1500	-	0,003 of 0,002	0	0,001 of 0	125 of 150	35 of 40	-	-		
zand	schoon	los	17	19	5	200	-	0,021	0	0,007	25	30	-	-		
		matig	18	20	15	600	-	0,006	0	0,003	75	32,5	-	-		
		vast	19 of 20	21 of 22	25	1000 of 1500	-	0,003 of 0,002	0	0,001 of 0	125 of 150	35 of 40	-	-		
	zwak siltig kleiig sterk siltig kleiig		18 of 19	20 of 21	5 of 20	450 of 650	-	0,008 of 0,005	0	0,003 of 0,001	25 of 35	27 of 32,5	-	-		
			18 of 19	20 of 21	2 of 15	200 of 400	-	0,019 of 0,009	0	0,006 of 0,001	20 of 30	25 of 30	-	-		
leem zie 2)	zwak zandig	slap	-	19	1	25	650	0,168	0,004	0,056	2	27,5 of 30	0	50		
		matig	-	20	2	45	1300	0,084	0,002	0,028	5	27,5 32,5	2	100		
		vast	-	21 of 22	3	70 of 100	1900 of 2500	0,049 of 0,030	0,001	0,017 of 0,005	10 of 20	27,5 of 35	5 of 7,5	200 of 300		
	sterk zandig	-	-	19 of 20	2	45 of 70	1300 of 2000	0,092 of 0,055	0,002	0,031 of 0,005	5 of 10	27,5 of 35	0 of 2	50 of 100		
klei	schoon	slap	-	14	0,5	7	80	1,357	0,013	0,452	1	17,5	0	25		
		matig	-	17	1	15	160	0,362	0,006	0,121	2	17,5	10	50		
		vast	-	19 of 20	2	25 of 30	320 of 500	0,168 of 0,126	0,004	0,056 of 0,042	4 of 10	17,5 of 25	25 of 30	100 of 200		
	zwak zandig	slap	-	15	0,7	10	110	0,759	0,009	0,253	1,5	22,5	0	40		
		matig	-	18	1,5	20	240	0,237	0,005	0,079	3	22,5	10	80		
		vast	-	20 of 21	2,5	30 of 50	400 of 600	0,126 of 0,069	0,003	0,042 of 0,014	5 of 10	22,5 of 27,5	25 of 30	120 of 170		
	sterk zandig	-	-	18 of 20	1	25 of 50	320 of 1680	0,190 of 0,027	0,004	0,063 of 0,025	2 of 5	27,5 of 32,5	0 of 2	0 of 10		
	organisch	slap	-	13	0,2	7,5	30	1,690	0,015	0,550	0,5	15	0 of 2	10		
		matig	-	15 of 16	0,5	10 of 15	40 of 60	0,760 of 0,420	0,012	0,250 of 0,140	1 of 2	15	0 of 2	25 of 30		
veen	niet voorbelast	slap	-	10 of 12	0,1 of 0,2	5 of 7,5	20 of 30	7,590 of 1,800	0,023	2,530 of 0,600	0,2 of 0,5	15	2 of 5	10 of 20		
	matig voorbelast	matig	-	12 of 13	0,2	7,5 of 10	30 of 40	1,810 of 0,900	0,016	0,600 of 0,300	0,5 of 1	15	5 of 10	20 of 30		
variatiecoëfficiënt			0,05		-	0,25							0,10		0,20	

De tabel geeft de lage representatieve waarde van het gemiddelde van de betreffende grondsoort. Indien in een bepaling de ongunstigste situatie ontstaat door invoering van de hoge representatieve waarde van het gemiddelde, moet bij de consistentie van de betreffende grondsoort worden gekozen voor de waarde die behoort bij de volgende (steviger) consistentie en ingeval van vaste consistentie voor de waarde die als twee-ke (na "of") wordt genoemd. Voor de eigenschappen  $C_\alpha$  en  $C_{sw}$  geldt dit ook, met dien verstande dat hier een lagere waarde tot een lagere zetting leidt.

- 1) Voor zand en grind het relatieve poriëngehalte
  - los  $0 < R_r < 0,33$
  - matig  $0,30 < R_r < 0,67$
  - vast  $0,67 < R_r < 1,00$
- 2) Gerekend wordt verzadigde leem
- 3) Bij natuurlijk vochtgehalte
- 4) De hier gegeven  $q_c$ -waarden dienen als ingang in de tabel, en mogen niet worden gebruikt in berekeningen,  $q_c$ -waarden zijn genormeerd op een effectieve verticale spanning van 100 kPa.
- 5)  $C_\alpha$ -waarden zijn geldig voor een spanningsverhogingstraject van ten hoogste 100%
- 6)  $E$  is genormeerd op een effectieve verticale spanning van 100 kPa

• Tabel 4-1 Indicatieve grondeigenschappen volgens TGB 1990 Geotechniek NEN 6740 (te verifiëren door grondonderzoek ter plaatse)



### 4.6.3 Grondwater

In 4.6.2 zijn grondparameters opgesomd die van belang zijn bij het schematiseren van de sterkte en de stijfheid van de ondergrond als constructief element van een kunstwerk.

Een belangrijk aspect voor de sterkte van de grond is de aanwezigheid van grondwater. Grondwater beïnvloedt de sterkte van de grond in hoge mate. Een goed voorbeeld hiervan is de maximaal opneembare schuifspanning. De schuifweerstand is een functie van de cohesie, de hoek van inwendige wrijving en de zogenaamde effectieve spanning. De effectieve spanning ( $\sigma'$ ) is afhankelijk van de totale gronddruk en de waterspanning:

$$\sigma' = \sigma - \sigma_w$$

waarin:	$\sigma$	=	de totale gronddruk	[N/m <sup>2</sup> ]
	$\sigma_w$	=	de waterspanning	[N/m <sup>2</sup> ]

Hieruit blijkt dat de aanwezigheid van grondwater een reducerende werking heeft op de effectieve grondspanning en daarmee op de schuifweerstand van de grond. Immers,  $\tau = c + \sigma' \cdot \tan(\phi)$

Een andere eigenschap van grond waarbij aanwezigheid van grondwater een belangrijke rol speelt is het verloop van de samendrukking van grond als gevolg van een toename van de grondspanning. In het geval van slecht doorlatende samendrukbare grond (klei, veen) veroorzaakt een verhoging van de gronddruk vaak een evenredige toename van de waterdruk. Dit komt doordat bij het samendrukken van de grond het water niet snel genoeg uit de poriën kan stromen. Het water kan als onsamendrukbaar worden beschouwd en zal de volledige spanningstoename voor zijn rekening nemen. Het gevolg is een hoge grond- en waterspanning en een relatief lage effectieve spanning. Als gevolg van de toename van de waterspanning zal er grondwaterstroming naar een lagere potentiaal optreden en passen de waterspanning en de effectieve spanning zich aan aan de belasting.

Het samendrukingsproces is in dit geval afhankelijk van de snelheid waarmee het grondwater uit de poriën zal stromen. Dit proces waarbij in de tijd de waterspanning afneemt en de effectieve spanning toeneemt is het consolidatieproces.

De aanwezigheid van grondwater leidt bij slecht doorlatende samendrukbare grond dus tot een tijdelijke stijfheidsvergroting met betrekking tot samendrukken.

De snelheid van de consolidatie is sterk afhankelijk van de snelheid waarmee het grondwater uit de poriën stroomt als gevolg van een spanningsverschil.

Volgens Darcy is er een lineair verband tussen de grondwaterstroming, de doorlatendheid van de grond en het verhang van de drukhoogte:

$$q = -\frac{k}{\gamma_w} \frac{dh}{ds}$$

waarin:	$q$	=	specifiek debiet	[m/s]
	$k$	=	doorlatendheid	[N/m <sup>2</sup> s]
	$h$	=	drukhoogte = $\sigma_w/(\rho g)$	[m]
	$s$	=	afstand langs een stroomlijn	[m]
	$\gamma_w$	=	volume gewicht van water	[N/m <sup>3</sup> ]

Als aangenomen wordt dat het water in de poriën en de korrels volledig onsamendrukbaar zijn, dan wordt de volumeverandering in de tijd veroorzaakt door het kleiner worden van de poriën. In dit geval geldt de relatie:

$$\frac{dV}{dt} = q$$

Doorgaans wordt er van uitgegaan dat tijdens het consolidatieproces het samendrukkingsgedrag beschreven kan worden volgens de lineaire elasticiteitstheorie, hieruit volgt:

$$\varepsilon = -m d\sigma'$$

waarin:  $\varepsilon$  = relatieve samendrukking  
 $m$  = samendrukkingscoëfficiënt  
 $d\sigma'$  = toename van de effectieve spanning

De grootte van de samendrukkingscoëfficiënt kan worden verkregen door de vergelijking van Koppejan te lineariseren.

Uit het voorgaande blijkt dat  $k$  en  $m$  belangrijke parameters zijn in het consolidatieproces. Afhankelijk van de wijze waarop het overspannen poriënwater tot afstroming komt is er sprake van twee- of driedimensionale consolidatie. In de literatuur [Lambe en Whitman, 1969] zijn voor zowel twee als driedimensionale consolidatie vergelijkingen bekend voor de aanpassing van de waterspanning in de tijd.

Voor de tweedimensionale consolidatie geldt:

$$t_{99\%} = \frac{2h^2}{c_v}$$

waarin:  $t_{99\%}$  = tijdstip waarop de spanning voor 99% is aangepast  
 $c_v$  =  $\frac{k}{\gamma_w m}$   
 $h$  = de laagdikte bij tweezijdige afstroming en tweemaal de laagdikte bij eenzijdige afstroming

Voor het verloop van de spanning in de tijd wordt verwezen naar de literatuur [A. Verruijt, 1987].

#### 4.6.4 Aardbevingen

Bij het ontwerp van een waterbouwkundig kunstwerk is het belangrijk om te weten of in het gebied waar gebouwd moet worden aardbevingen voorkomen. De door aardbevingen veroorzaakte horizontale versnellingen hebben grote invloed op de verhouding tussen de horizontale en verticale grondspanningen en kunnen leiden tot plastische vervorming van de grond. Ook hebben de versnellingen effect op bouwwerken op en in de grond. Deze bouwwerken worden immers ook onderworpen aan dezelfde versnellingen in horizontale en verticale richting.

In de theorie van het ontstaan van aardbevingen wordt er van uitgegaan dat de aardkorst bestaat uit platen die ten opzichte van elkaar zeer langzaam bewegen. Op het raakvlak van de platen (breuklijn) vindt een elastische vervorming plaats totdat er een maximale vervorming wordt overschreden. Op dat moment vervormt de aardkorst plastisch en komt de potentiële energie die in de elastische vervorming zat vrij in de vorm van een schoksgewijze vervorming (golven en trillingen).

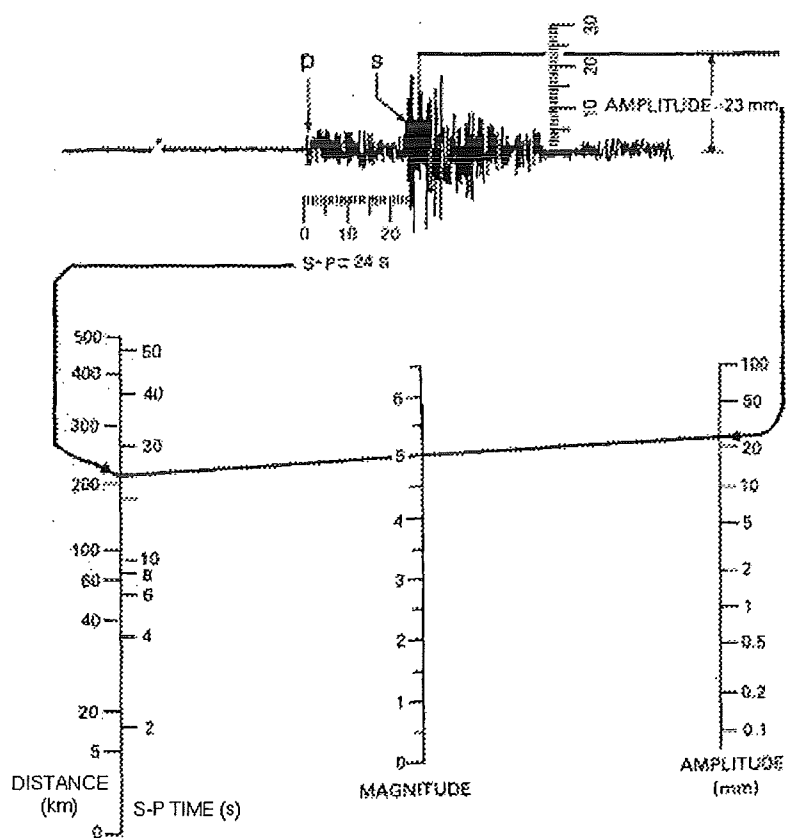
Aardbevingen kunnen ook worden veroorzaakt door vervormingen in de aardkorst. Voorbeelden hiervan zijn de aardbevingen als gevolg van gas en oliewinning.

Bij de registratie en classificatie van aardbevingen wordt meestal de schaal van Richter gebruikt. De schaal van Richter wordt afgeleid uit de geregistreerde maximale amplitude van de beving en de afstand van registratie tot aan het epicentrum van de aardbeving. Het epicentrum is de projectie op het aardoppervlak van het punt waar de aardbeving ontstaat. Het getal op de schaal van Richter heet de magnitude van de aardbeving. Deze magnitude is onafhankelijk van de plaats van meten van de amplitude. Hoewel elke aardebeving een unieke magnitude heeft die op elke locatie op aarde dezelfde waarde heeft is het effect van de aardbeving niet overal hetzelfde. Met de magnitude kan dus geen schatting worden gegeven van de te verwachten schade of de belasting op een constructie. Toch kan men een globale indicatie geven met de onderstaande tabel.

□ Tabel 4-2 Effecten gerelateerd aan de schaal van Richter

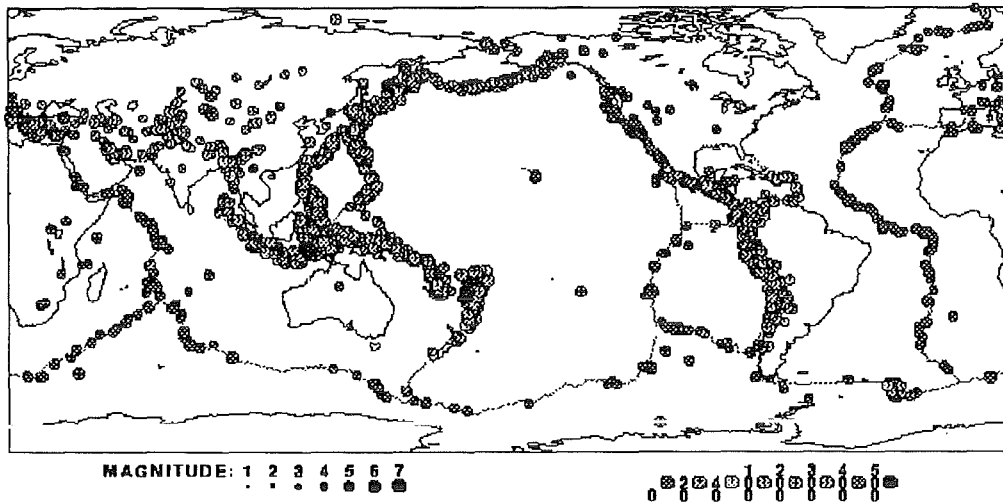
Earthquake Severity	
Richter Magnitudes	Earthquake effects
Less than 3.5	Generally not felt, but recorded
3.5-5.4	Often felt, but rarely causes damage.
Under 6.0	At most slight damage to well-designed buildings. Can cause major damage to poorly constructed buildings over small regions.
6.1-6.9	Can be destructive in areas up to about 100 kilometers across where people live.
7.0-7.9	Major earthquake. Can cause serious damage over larger areas.
8 or greater	Great earthquake. Can cause serious damage in areas several hundred kilometers across.

Het bepalen van de schaal van richter kan met behulp van een nomogram, waarbij de afstand tot het epicentrum en de maximale amplitude worden ingevoerd. Hiervan staat een voorbeeld in Figuur 4-15.



• Figuur 4-15 Bepaling van de magnitude van een aardbeving op de schaal van Richter

## WORLD EARTHQUAKES OF 1996 $M \geq 4.0$



• Figuur 4-16 Waargenomen aardbevingen ( $M \geq 4$ )

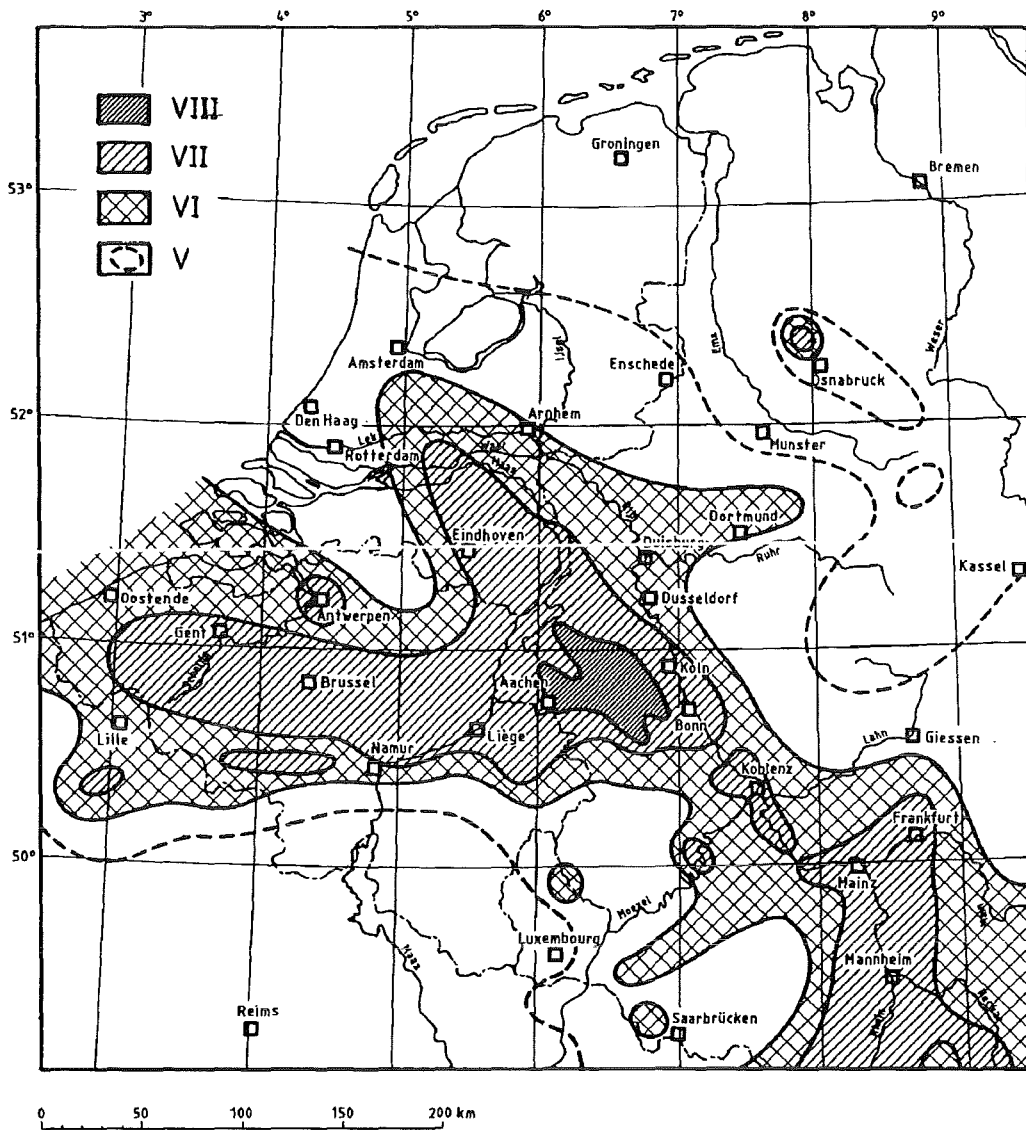
In Figuur 4-16 staan de gebieden waar in 1996 aardbevingen met een magnitude IV (zie Tabel 4-1) zijn geregistreerd.

Civiel technici hebben behoefte aan een maat waarmee de belasting op een constructie kan worden bepaald. In feite is een constructeur alleen geïnteresseerd in de maximale versnelling van de ondergrond. Om deze reden is de intensiteit volgens Mercalli een betere maat dan de Magnitude volgens Richter. Deze intensiteit is onder andere afhankelijk van de afstand tot het epicentrum en de opbouw van de aardkorst.

De voortplanting en demping van golven en trillingen in de aardkorst is afhankelijk van een groot aantal factoren zoals bijvoorbeeld de grondsoorten en de laagopbouw en de variatie in dichtheid van de aardkorst. Door de demping neemt de intensiteit van de aardbeving af met de afstand ten opzichte van het epicentrum. Lokale registraties en ervaringen zijn van groot belang bij het inschatten van de aard en de grootte van de aardbevingsbelastingen. Bij het inschatten van de intensiteit van aardbevingen kan gebruik worden gemaakt van de classificatie volgens Tabel 4-3.

• Tabel 4-3 Intensiteiten volgens de Modified Mercalli Scale (1931)

Intensiteit	omschrijving	versnelling $m/s^2$
I	alleen door seismografen geregistreerd	0.01
II	zeer licht; slechts onder gunstige omstandigheden gevoeld	0.02
III	licht; door enkele personen gevoeld; trilling als voorbijgaand verkeer	0.05
IV	matig; door velen gevoeld; trilling als van zwaar verkeer; rammelen van ramen en deuren	0.1
V	vrij sterk; algemeen gevoeld; opgehangen voorwerpen slingeren; klokken blijven staan	0.2
VI	sterk; schrikreacties; voorwerpen in huis vallen om; bomen bewegen; weinig solide huizen worden beschadigd	0.5
VII	zeer sterk; schade aan vele gebouwen; schoorstenen breken af; golven in vijvers; kerkklokken geven geluid	1
VIII	vernielend; paniek; algemeen schade aan gebouwen; zwakke gebouwen gedeeltelijk vernield	2



• Figuur 4-17 Aardbevingsintensiteiten in en rond Nederland

## 4.7 Literatuur

Battjes J.A.; **Korte Golven**; Technische Universiteit Delft, 1988

Battjes J.A.; **Windgolven**; Technische Universiteit Delft, 1990

Lambe T.W., Whitman R.V.; **Soil mechanics**; John Wiley & Sons, Inc., New York, 1969

TGB 1990, **Geotechniek**, Nen 6740

Veen C. van der, Horvat E., Kooperen C.H. van; **Grondmechanica, met de beginselen van de funderingstechniek**; Uitgeverij Waltman, Delft 1981

Verruijt A.; **Grondmechanica**; Delftse Uitgeversmaatschappij, 1987

Vrouwenvelder A.C.M., Klaver E.C.; **Stochastische trillingen**; Technische Universiteit Delft, 1997

## 5. Belastingen

### 5.1 Belastingstypen

De belastingen op een waterbouwkundig kunstwerk kunnen voortvloeien uit de natuurlijke randvoorwaarden en het gebruik van het kunstwerk. De belastingen zijn zelden exact te bepalen voor de levensduur van het kunstwerk en kunnen het beste worden beschreven als stochastische variabelen.

In het ontwerp van waterbouwkundige kunstwerken kan gebruik worden gemaakt van probabilistische rekentechnieken of van voorschriften. De keuze voor de probabilistische rekentechnieken of de voorschriften wordt meestal bepaald door de importantie, het veiligheidsniveau en de omvang van het kunstwerk. Ook de aard van de belastingen kan aanleiding geven tot het toepassen van probabilistische rekentechnieken in plaats van de beschikbare voorschriften.

Bij het dimensioneren volgens de voorschriften wordt rekening gehouden met reken- of ontwerpwaarden van de belastingen. De keuze van de rekenwaarden voor de belastingen is afhankelijk van het veiligheidsniveau en de levensduur van het kunstwerk.

Meestal is er sprake van permanente en variabele belastingen. De variabele belastingen kunnen zowel dynamisch als statisch zijn. Afhankelijk van de aard van de belastingen worden zij beschreven als kracht, moment, impuls of hoeveelheid energie. In de volgende paragrafen worden de meest voorkomende belastingen op waterbouwkundige kunstwerken beschreven.

### 5.2 Statische waterdruk

#### 5.2.1 Open water

Een belangrijke eigenschap van vloeistoffen in het algemeen is dat er alleen schuifspanningen kunnen optreden als er sprake is van een snelheidsverschil tussen de vloeistofdeeltjes.

Bij een vloeistof in rust bestaan er geen schuifspanningen en zijn de drukken in een punt in alle richtingen gelijk. Deze eigenschap staat bekend als de wet van Pascal.

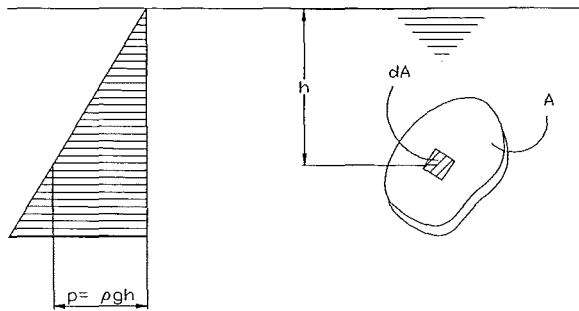
Bij een stromende vloeistof is de wet van Pascal een goede benadering.

De druk in een willekeurig punt onder water is een functie van de drukhoogte en de dichtheid van het water. De functie luidt:

$$p = \rho gh$$

waarin:	$p$	=	de waterdruk	[Pa]
	$h$	=	de drukhoogte	[m]
	$g$	=	de versnelling van de zwaartekracht	[m/s <sup>2</sup> ]
	$\rho$	=	de dichtheid van het water	[kg/m <sup>3</sup> ]

Bij een vloeistof in rust of bij een eenparige stroming (geen versnelling of vertraging) in open waterlopen is de drukhoogte gelijk aan de waterdiepte ter plaatse van het beschouwde punt. Sterk veranderende stroomsnelheden in open waterlopen gaan gepaard met sterke kromming van de stroomlijnen. In dergelijke gevallen is de drukhoogte niet gelijk aan de waterdiepte. In 5.3 wordt hier nader op ingegaan.



• Figuur 5.1 Waterdruk

De kracht op een vlak onder water wordt berekend door de druk over het vlak te integreren.

$$F = \int_A p dA$$

waarin:  $F$  = de kracht loodrecht op het vlak [N]  
 $dA$ , = zie Figuur 5.1 [m<sup>2</sup>]  
 $A$  = oppervlak [m<sup>2</sup>]

Als het vlak waarop de kracht werkt recht is dan is de kracht gelijk aan het product van de waterdruk in het zwaartepunt van het vlak en het oppervlak van het vlak.

De ontbondenen van de kracht op het vlak in de x, y en z richting kunnen worden bepaald met:

$$F_x = \iint_A p dy dz$$

$$F_y = \iint_A p dx dz$$

$$F_z = \iint_A p dx dy$$

De coördinaten van de werklijn van de kracht in de x richting wordt gevonden met:

$$y_x = \frac{\iint_A p y dy dz}{F_x}$$

$$z_x = \frac{\iint_A p z dy dz}{F_x}$$

Op gelijke wijze kunnen de werklijnen van de krachten  $F_y$  en  $F_z$  worden bepaald.

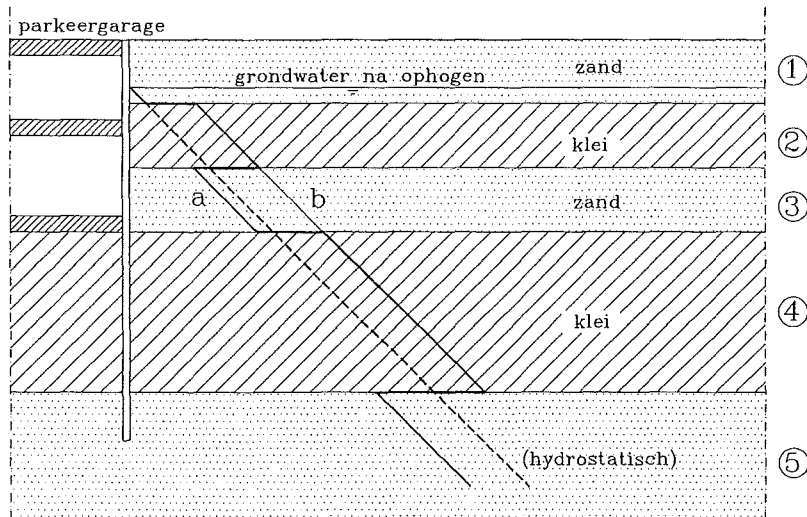
De voorgaande vergelijkingen komen exact overeen met de vergelijkingen van de inhoud en de zwaartepunten van de drukfiguren. Dit maakt het mogelijk om met relatief eenvoudige standaard formules voor bekende vormen de krachten en aangrijpingspunten te bepalen.

### 5.2.2 grondwater

In hoofdstuk 4 is de aanwezigheid van water in de grond reeds aan de orde geweest met betrekking tot de sterkte en de stijfheidseigenschappen van de grond. Het grondwater is meestal ook een belasting op een kunstwerk dat geheel of gedeeltelijk in de grond staat.

Bij volledig verzadigde loskorrelige goed doorlatende grond zal de waterdruk op een bepaald niveau overeenkomen met de hydrostatische waterdruk vanaf de grondwaterspiegel conform de hydrostatische waterdruk in open water. Het voorkomen van verschillende grondlagen met verschillende doorlatendheidseigenschappen geeft echter aanleiding tot afwijkende grondwaterdrukken in een verticale doorsnede. In hoofdstuk 4 is de doorlatendheid van de grond aan de orde geweest in verband met het consolidatieproces. De spanningsaanpassing van het grondwater zal volgens de consolidatietheorie langer duren naarmate de doorlatendheid van de grond slechter is.





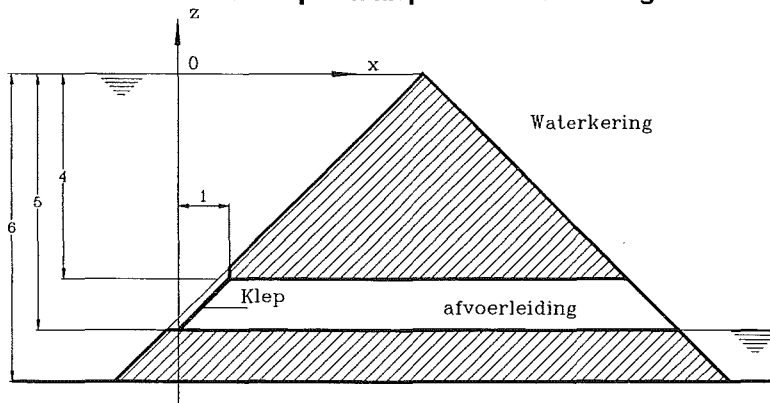
= Figuur 5.2 Waterdruk op een kunstwerk in een gelaagde bodem

In Figuur 5.2 staat een gelaagd systeem van zand (1, 3, 5) en klei (2, 4) geschetst, waarbij de bovenste laag zand is aangebracht nadat de constructie is gemaakt. Direct na het aanbrengen van de zandlaag zal de waterdruk in de slecht doorlatende kleilagen toenemen met een druk die evenwicht maakt met de bovenbelasting. De waterdruk in de zandlaag tussen de kleilagen is afhankelijk van de uitgestrektheid van de bovenbelasting en de mogelijkheid van horizontale afstroming van het grondwater. Lijn a geeft de maximale waterdruk op de constructie bij directe aanpassing van de waterspanning in laag 3. Lijn b schetst de maximale waterdruk voor het geval laag 3 over het gebied van de voorbelasting volledig, zowel verticaal als horizontaal, is ingesloten door kleilagen.

Het valt op dat de grondwaterdruk in de diepere zandlagen afwijkt van de hydrostatische waterdruk ten opzichte van het freatisch vlak. Deze situatie komt vaak voor en wordt veroorzaakt doordat de diepe zandlaag in verbinding staat met een lagere potentiaal (bijvoorbeeld een meer of kanaal). De grondwaterpotentiaal boven de kleilagen wordt bepaald door de aanvulling van het grondwater van bovenaf (neerslag). Door de slechte doorlatendheid van de kleilagen kan de potentiaal in de bovenlagen zich niet snel aanpassen aan de potentiaal in de diepe laag. Het potentiaalverschil zal zich op den duur zodanig instellen dat er een dynamisch evenwicht is van de percolatie naar de diepere lagen met de aanvulling van het grondwater in de vorm van neerslag en aanvoer vanuit andere gebieden.

### 5.2.3 Voorbeelden

#### Voorbeeld 5-1 Kracht op een klep in een waterkering



• Figuur 5.3 Klep in een waterkering

Een wand van 6m hoog maakt onderdeel uit van een waterkering (zie Figuur 5.3). De wand staat onder  $45^\circ$  met de vertikaal en keert maximaal 6m water. In de wand bevindt zich een rechthoekige klep van 1m breed volgens Figuur 5.3.

Gevraagd wordt de horizontale en verticale belasting op de klep en het werkpunt van de resultante te berekenen.

#### Oplossing

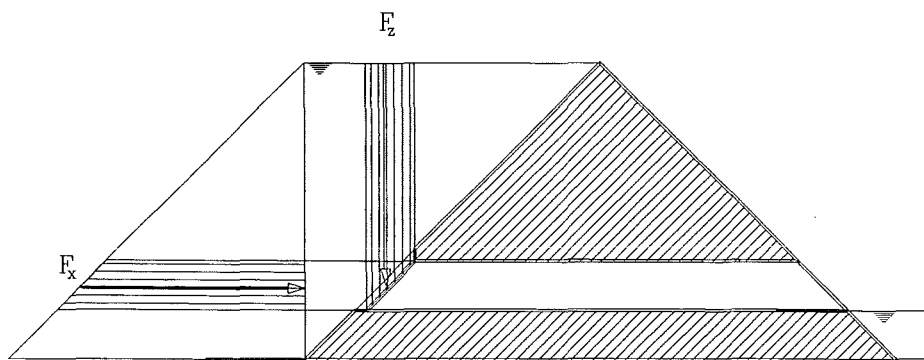
Uit de configuratie volgt dat de druk constant is over de  $y$  richting (loodrecht op het papier). De waterdruk als functie van  $x$  of  $z$  is:  $p(x) = (5-x)\rho g$  en  $p(z) = -z\rho g$

De horizontale kracht op het luik is:

$$F_x = \int_{-5}^{-4} -z\rho g dz = \frac{9}{2}\rho g = 45 \cdot 10^3 \text{ N}$$

De verticale kracht op het luik bedraagt:

$$F_x = \int_0^1 (5-x)\rho g dx = \frac{9}{2}\rho g = 45 \cdot 10^3 \text{ N}$$



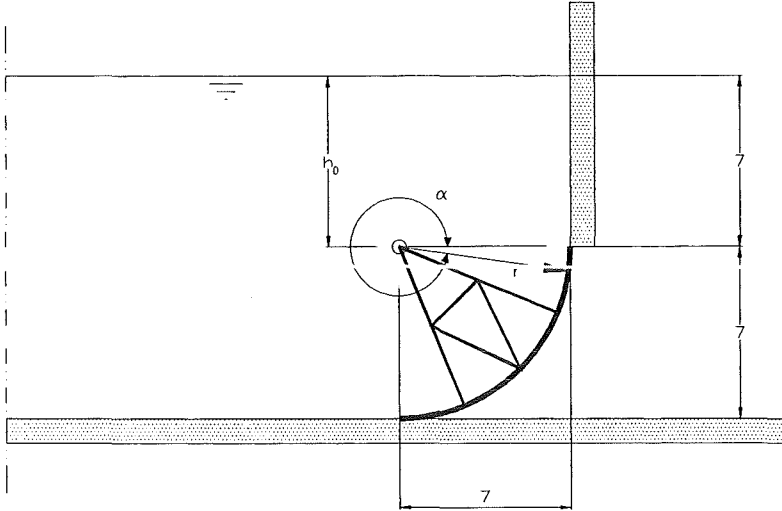
• Figuur 5.4 Horizontale en verticale belasting

De coördinaten van het werkpunt van de belastingen zijn:

$$x_F = \frac{\int_0^1 x(5-x)\rho g dx}{\int_0^1 (5-x)\rho g dx} = \frac{13}{27} = 0,48 \text{ m}$$

$$z_F = \frac{\int_{-5}^{-4} z^2 \rho g dx}{\int_{-5}^{-4} z \rho g dx} = \frac{-122}{27} = -4,52 \text{ m}$$

### Voorbeeld 5-2 Kracht op een gesloten segmentdeur



• Figuur 5.5 Segmentdeur in een stuw

In een stuw met een onderdoorraat is een segmentdeur geplaatst die naar boven toe open draait. De deur heeft een straal van 7m en een breedte van 10m. De waterdiepte voor de stuw bedraagt 14m.

Gevraagd wordt de belasting op de segmentdeur en de richting van de resultante te berekenen in de gesloten toestand. In deze toestand is er geen water achter de stuw.

#### Oplossing

In verband met de cirkelvormige doorsnede van de segmentdeur is het handig om voor een polair assenstelsel te kiezen in het  $xz$ -vlak met de oorsprong in het middelpunt van de cirkel.

Door over te gaan op poolcoördinaten geldt:  $dA = dy r d\alpha$

De druk op de deur is te schrijven als functie van de hoek met de positieve  $x$  as.

De functie luidt:

$$p = (h_0 - r \sin(\alpha))\rho g$$

waarin:  $h_0$  = de drukhoogte in het middelpunt [m]  
 $r$  = de straal van de deur. [m]

De bijdrage van een strook over de breedte van de deur en een hoogte van  $r d\alpha$  aan de kracht op de deur is:

$$dF_x = (h_0 - r \sin(\alpha))\rho g \cos(\alpha) b r d\alpha$$

$$dF_z = (h_0 - r \sin(\alpha)) \rho g \sin(\alpha) b r d\alpha$$

Integreren van deze vergelijkingen geeft de belasting op de deur:

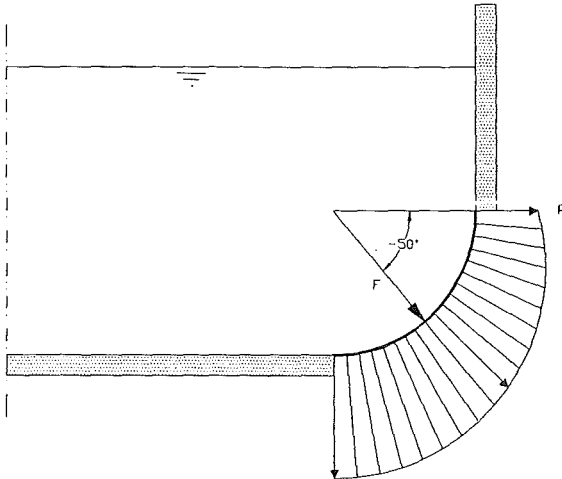
$$F_x = \int_{-\frac{\pi}{2}}^0 (h_0 - r \sin(\alpha))\rho g \cos(\alpha) b r d\alpha = \rho g b r (h_0 + \frac{r}{2}) = 7,35 \cdot 10^6 \text{ N} \quad 735 \text{ kN}$$

$$F_z = \int_{-\frac{\pi}{2}}^0 (h_0 - r \sin(\alpha)) \rho g \sin(\alpha) b r d\alpha = \rho g b r \left( -h_0 - \frac{\pi r}{4} \right) = -8,748 \cdot 10^6 \text{ N}$$

De richting van de kracht is:

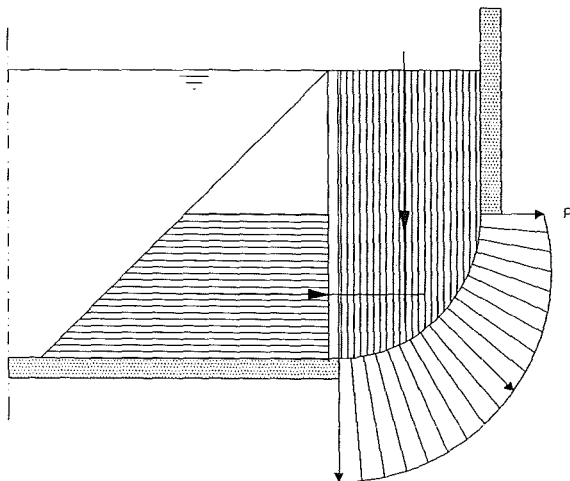
$$\alpha_F = \arctan\left(\frac{F_z}{F_x}\right) = -50^\circ$$

In Figuur 5.6 zijn de druk en de resulterende kracht op de segmentdeur getekend.



• Figuur 5.6 Druk en resultante op de deur

In het voorgaande is uitgegaan van de basisvergelijkingen voor de waterdruk en de kracht. Bestudering van de antwoorden leert dat de kracht in x richting gelijk is aan de gesommeerde druk in een vertikaal over de hoogte van de deur en dat de kracht in de z richting gelijk is aan het gewicht van het volume water boven de deur. In Figuur 5.7 staat dit aangegeven.



• Figuur 5.7 Eenvoudige bepaling van de krachten

## 5.3 Stromingsdruk bij stationaire stroming in open waterlopen

### 5.3.1 Modelling

Naast de statische waterdrukken spelen drukken in stromend water een belangrijke rol bij waterbouwkundige kunstwerken. Te denken valt aan bijvoorbeeld een stuw of een pijler in een rivier of afvoerkanaal.

De kracht die op een dergelijk kunstwerk wordt uitgeoefend is niet alleen afhankelijk van de waterdiepte aan weerszijde van het kunstwerk, maar ook van de stroomsnelheid van het water. Naast de stroomsnelheid zijn de vorm en de aard van het oppervlak van het kunstwerk van belang.

Bij veel waterbouwkundige kunstwerken kan met behulp van de impulsbalans de kracht op het kunstwerk worden geschat. De werklijn van de resulterende kracht kan echter niet worden bepaald met een eendimensionale schematisatie zoals de impulsbalans. Hiervoor zijn twee- of driedimensionale stromingsmodellen vereist. Met dergelijke modellen kan de drukverdeling op het kunstwerk worden bepaald. De theorie voor tweedimensionale potentiaalstroming kan worden gebruikt voor de kracht op een kunstwerk in een rotatie vrije stroming.

Voor kunstwerken die zich in een stroming met wervels bevinden is er een methode om de kracht te schatten met behulp van coëfficiënten en de gemiddelde stroomsnelheid.

In deze collegehandleiding worden methoden gegeven die bij een eerste ontwerp kunnen worden gebruikt om de belasting van stromend water op een kunstwerk te schatten. Voor een meer gedetailleerd ontwerp dienen doorgaans modelproeven te worden uitgevoerd.

### 5.3.2 De impulsbalans

Bij het opstellen van de impulsbalans moet met grote zorg het balansgebied worden gekozen. Een goede keuze van de grenzen van het balansgebied volgt uit de stroomlijnen.

Om de balansvergelijkingen goed te kunnen toepassen is het vereist dat aan de grenzen van het gebied de stroomlijnen recht en evenwijdig zijn, zodat de krachten op de randen eenvoudig kunnen worden bepaald volgens 5.2 (hydrostatische drukverdeling).

De balansvergelijkingen luiden:

$$\vec{F} dt = d(m\vec{u}) \quad \text{en} \quad Q = uA = \text{constant}$$

waarin:	$\vec{F} dt$	=	de resulterende kracht in de beschouwde richting	[Ns]
	$d(m\vec{u})$	=	de verandering van impuls in het balansgebied	[kgm/s]
	$Q$	=	het debiet	[m <sup>3</sup> /s]
	$u$	=	de stroomsnelheid	[m/s]
	$A$	=	het doorstroom oppervlak	[m <sup>2</sup> ]

Voor het balansgebied geldt:

$$\sum \vec{F} + \rho Q(u_{in} - u_{uit}) = 0$$

Met deze vergelijking is de kracht op een kunstwerk te bepalen in een balansgebied met bekende in- en uitstromende impuls en bekende waterstanden aan de randen.

### 5.3.3 Potentiaalstroming en vierkantennetten

De drukverdeling op een kunstwerk in de stroming is niet met de impulsbalans te bepalen. Hiervoor kan gebruik worden gemaakt van de theorie voor potentiaalstroming. Echter een voorwaarde voor het toepassen van deze theorie is dat de stroming rotatievrij is. Dit wil zeggen dat schuifspanningen moeten worden verwaarloosd. De theorie voor potentiaalstroming zal hier niet worden beschreven, daarvoor wordt verwezen naar het collegedictaat "Stroming in open waterlopen" [Battjes, 1997]. Een belangrijke eigenschap van een tweedimensionale potentiaalstroming is dat de stroomlijnen en equipotentiaallijnen loodrecht op elkaar staan.

Door lijnen te tekenen van gelijke potentiaal op een onderlinge afstand  $\Delta\phi$  en stroomlijnen op een onderlinge afstand  $\Delta\psi$ , die gelijk is aan  $\Delta\phi$ , ontstaat er een vierkantennet.

Een dergelijk vierkantennet kan ook iteratief worden getekend door gebruik te maken van de genoemde eigenschappen. De diagonalen van het vierkantennet vormen op zich ook weer een

vierkantennet met dezelfde eigenschappen. Dit gegeven kan goed worden gebruikt als visuele controle van het geconstrueerde vierkantennet.

Ter plaatse van een bekende randvoorwaarde kan met behulp van de vergelijking van Bernoulli de stroomsnelheid worden berekend. Het debiet op deze locatie is tussen de twee eerste opeenvolgende stroomlijnen gelijk aan het produkt van de berekende stroomsnelheid en de afstand tussen de stroomlijnen gemeten langs de equipotentiaallijn. In het hele beschouwde gebied met potentiaalstroming is het debiet tussen twee opeenvolgende stroomlijnen gelijk. De afstand  $a$  tussen de stroomlijnen gemeten langs de equipotentiaallijn is het doorstroomprofiel per eenheid van breedte en bepaalt de stroomsnelheid volgens:

$$u = \frac{q}{a}$$

waarin:  $u$  = stroomsnelheid [m/s]  
 $q$  = debiet per eenheid van breedte [m<sup>2</sup>/s]

De druk kan vervolgens worden bepaald met behulp van de vergelijking van Bernoulli, resulterend in:

$$H = z + \frac{\bar{p}}{\rho g} + \frac{u^2}{2g} \Leftrightarrow p = (H - z - \frac{u^2}{2g})\rho g$$

waarin:  $H$  = de energiehoogte (potentiaal) [m]  
 $z$  = de plaatshoogte [m]  
 $p$  = de druk op plaatshoogte  $z$  [N/m<sup>2</sup>]

De hier genoemde methode is niet geschikt voor het berekenen van krachten op een constructie die zich in een stromingsgebied bevindt, waarbij achter en langs de constructie wervels optreden. Voor dergelijke constructies wordt een methode gebruikt die is gebaseerd op theorie en fysisch modelonderzoek. Bij grote en kostbare werken zal bij het ontwerp dan ook dikwijls fysisch modelonderzoek vereist zijn.

Met behulp van de zogenaamde sleep- en liftcoëfficiënten kan een eerste ontwerp worden gemaakt.

### 5.3.4 Sleep- en liftcoëfficiënten

Op een voorwerp dat zich geheel in een uniform stroomveld bevindt werken krachten in de richting van de stroming en haaks op de stroomrichting die fluctueren in de tijd. Deze krachten zijn niet theoretisch te bepalen met de voorgaande methoden.

De reden waarom de stroming niet als potentiaalstroming mag worden geschematiseerd is het voorkomen van rotatie in de vorm van wervels achter de cilinder. Er ontstaat een zog direct achter de cilinder met een kleinere druk, waardoor er een resulterende kracht ontstaat in de richting van het zog.

Uit proeven is gebleken dat de resulterende kracht op een voorwerp in de stroming redelijk evenredig is met de snelheidshoogte maal het soortelijk gewicht van de vloeistof (vergelijk dit met de bovenstaande vergelijking van Bernoulli):

$$\rho g \frac{u^2}{2g} = \frac{1}{2} \rho u^2$$

waarin:  $\rho$  = volumieke massa van het water [kg/m<sup>3</sup>]  
 $u$  = de onverstoorde stroomsnelheid [m/s]

Onderscheiden worden een kracht in de richting van de stroomsnelheid en een kracht loodrecht op de stroomrichting. De eerste staat bekend als de sleepkracht of drag force (eng.) en de laatste als de liftkracht. Deze krachten zijn in de tijd fluctuerende krachten die trillingen kunnen veroorzaken. In 5.3.5 wordt hier wat nader op in gegaan.

De empirische formules voor deze krachten zijn:

$$F_D = \frac{1}{2} \rho u^2 C_D A \quad \text{en} \quad F_L = \frac{1}{2} \rho u^2 C_L A$$

waarin:  $F_D$  = sleepkracht in de stroomrichting [N]  
 $F_L$  = liftkracht haaks op de stroomrichting [N]  
 $C_D$  = sleepcoëfficiënt [-]

$C_L$	=	liftcoëfficiënt	[-]
$A$	=	aangestroomd oppervlak geprojecteerd haaks op de stroomrichting	[m <sup>2</sup> ]

De coëfficiënten  $C_D$  en  $C_L$  zijn sterk afhankelijk van de vorm van het kunstwerk en de stroming rond het kunstwerk, uitgedrukt in het getal van Reynolds.

$$Re = \frac{u d}{\nu}$$

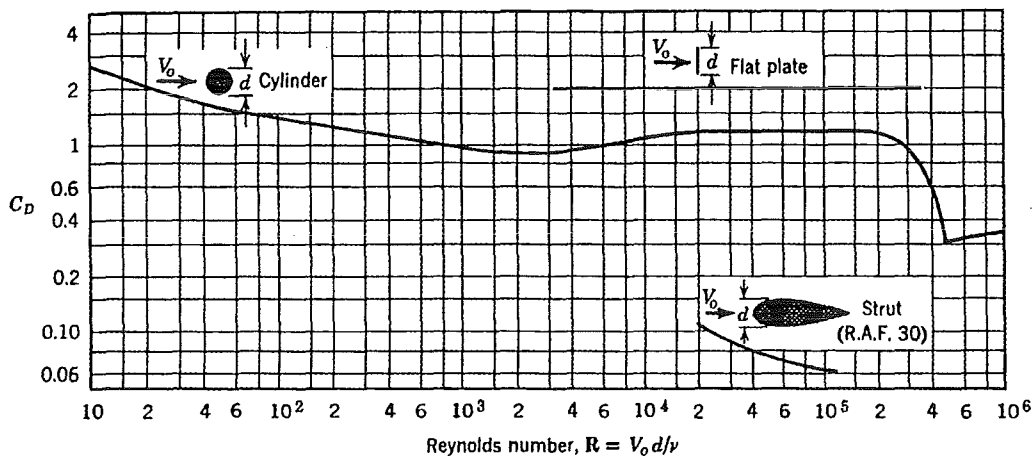
waarin:	Re	=	getal van Reynolds	[-]
	$u$	=	stroomsnelheid	[m/s]
	$\nu$	=	kinematische viscositeit = $10^{-6}$	[m <sup>2</sup> /s]
	$d$	=	lengtemaat afhankelijk van geometrie	[m]

In de waterbouw is er meestal sprake van turbulente stroming ( $Re > 10^4$ ). Uit Figuur 5.8 blijkt dat de  $C_D$  coëfficiënt van een cilinder (ronde pijler) in het gebied  $10^2 < Re < 10^6$  gevoelig is voor fluctuatie van  $Re$ . De  $C_D$  coëfficiënten van hoekige vormen zoals platen en balken daarentegen zijn in dit turbulentiegebied nauwelijks nog afhankelijk van  $Re$ .

Bij een cilinder wordt het zog kleiner bij een groter getal van Reynolds in het gebied  $10^5 < Re < 10^6$ , de loslaatpunten schuiven verder naar achter. Een kleiner zog betekent een kleinere resulterende kracht.

Bij voorwerpen met scherpe randen zijn de loslaatpunten van stroming en daarmee het zog nagenoeg gefixeerd. De resulterende kracht op dergelijke voorwerpen is daardoor minder gevoelig voor fluctuaties van  $Re$ .

Het fluctueren van de vorm van het zog en de wervels in de tijd veroorzaakt een fluctuatie van de grootte en de richting van de kracht, hetgeen trillingen kan veroorzaken. In 5.3.5 wordt hier nog wat nader op ingegaan.

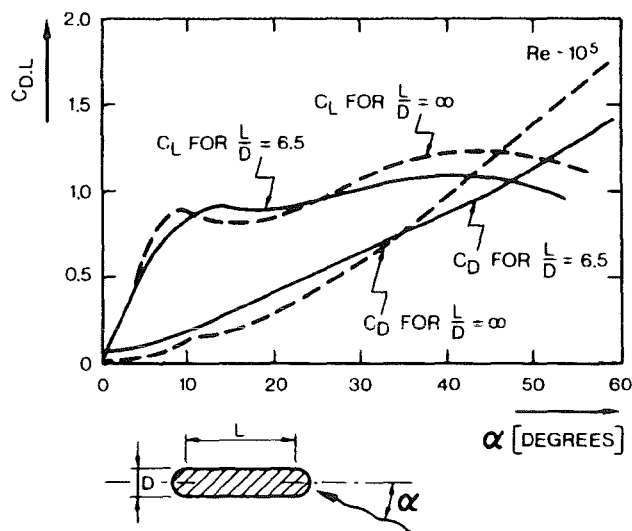
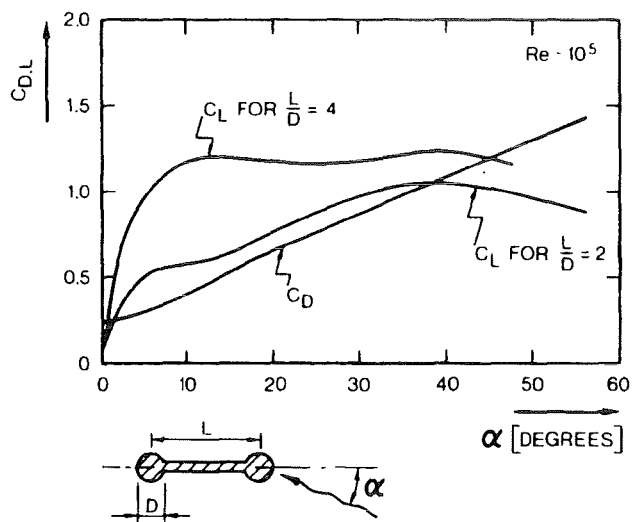
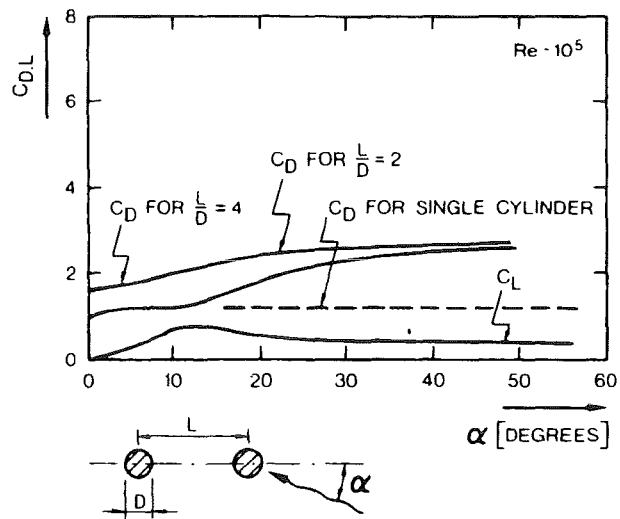


• Figuur 5.8  $C_D$  waarde van een cilinder, plaat en een gestroomlijnde vleugel

Uit Figuur 5.8 blijkt dat de vorm van een pijler zeer belangrijk is voor de krachten als gevolg van stroming tegen de pijler.

In Figuur 5.9 staan de  $C_D$  en  $C_L$  coëfficiënten van brugpijler die schuin in een stroming staan. Er zijn drie verschillende vormen voor de pijler gegeven. De gegeven coëfficiënten zijn voor de cilinders het grootst. Dit houdt echter niet in dat de kracht op de cilinder ook daadwerkelijk het grootst is want het geprojecteerde oppervlak loodrecht op de stroming is bij de cilinder kleiner dan bij de andere gegeven pijlers.

Naarmate de vorm van de pijler meer afwijkt van een cilinder zal bij schuin aanstromen van een pijler de kracht op de pijler groter zijn.



• Figuur 5.9  $C_D$  en  $C_L$  coëfficiënten van enkele pijlvormen bij aanstroming onder een hoek (Apelt en Isaacs, 1986)



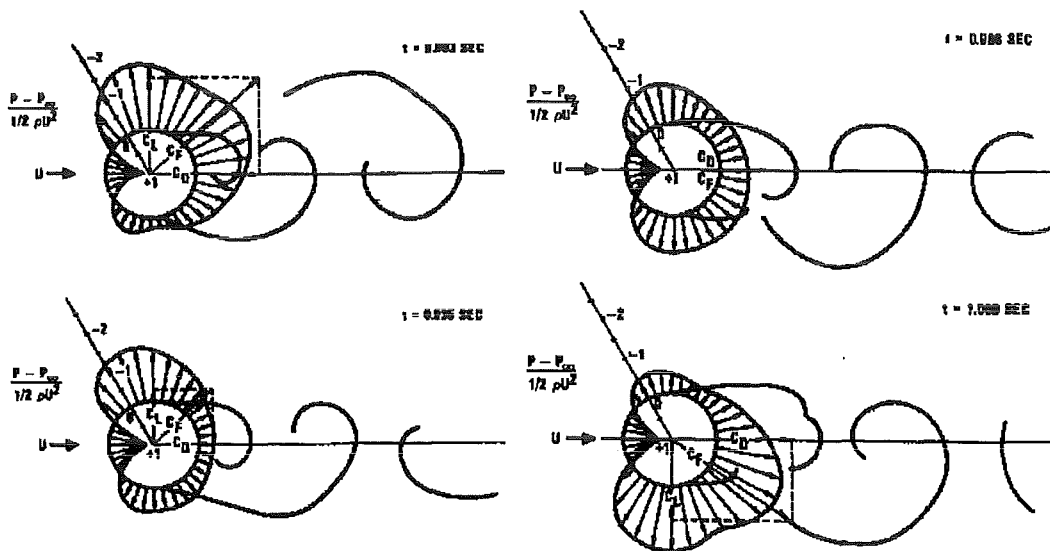
### 5.3.5 Trillingen als gevolg van stationaire stroming

In het voorgaande is al ter sprake gekomen dat een stationaire stroming trillingen kan veroorzaken aan een constructie die in de stroming is geplaatst. In deze collegehandleiding zal het verschijnsel van trillingen ten gevolge van stationaire stroming slechts inleidend worden behandeld, omdat de gecompliceerdheid van de materie het niet toestaat een volledige beschrijving te geven binnen de strekking van dit dictaat.

De belangrijkste trillingen van een constructie in een stationaire stroming worden veroorzaakt door instabiliteit van het zog en de wervels achter en langs het object of door hydrodynamische instabiliteit.

In 5.3.4 is beschreven welke invloed het zog heeft op de resulterende kracht op een voorwerp in de stroom. Door de fluctuatie in de tijd van de wervels en het zog treden er fluctuaties in de tijd op van de grootte en de richting van de resulterende kracht op een voorwerp in een overigens stationaire stroming.

In Figuur 5.10 staat de drukverdeling rond een cilinder bij wervelwisselingen in de tijd geschetst. Uit de figuur blijkt dat er duidelijk sprake is van een dynamische resulterende belasting.



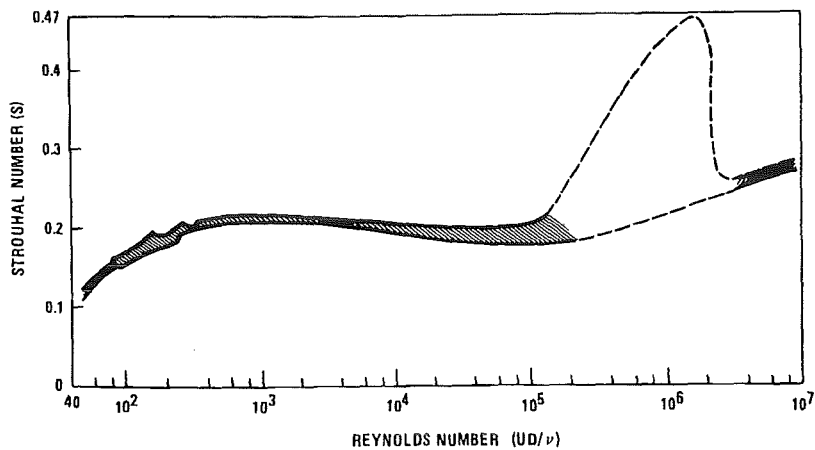
• Figuur 5.10 Fluctuatie in de tijd van de druk en het zog bij  $Re=1,12 \cdot 10^5$  (Drescher 1956)

De frequentie van de wervelwisselingen (vortex shedding) achter een object in de stroming wordt gegeven door:

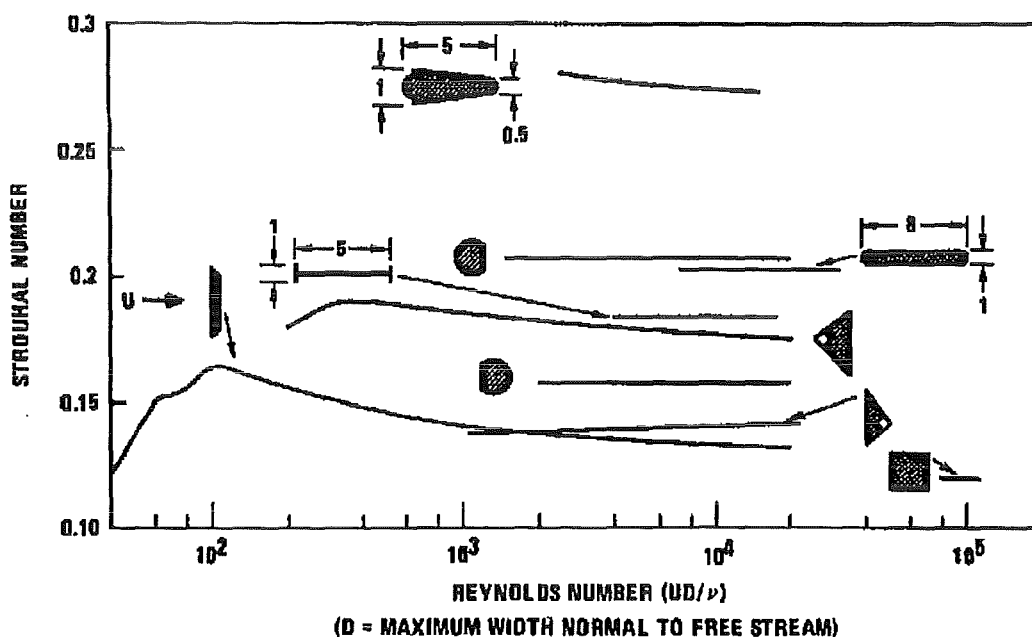
$$f_s = \frac{uS}{D} \quad S = \frac{v_s \cdot D}{u}$$

waarin:  $u$  = de stroomsnelheid in de ongestoorde stroming [m/s]  
 $S$  = het getal van Strouhal [-]  
 $D$  = de karakteristieke diameter loodrecht op de stroming [m]

Het getal van Strouhal voor cilinders als functie van het getal van Reynolds is gegeven in Figuur 5.11. Voor niet cirkelvormige doorsneden wordt verwezen naar Figuur 5.12.



• Figuur 5.11 Het getal van Strouhal voor cilinders



• Figuur 5.12 Het getal van Strouhal voor niet cirkelvormige doorsneden

Hydrodynamische instabiliteit treedt op als een lichte beweging van een voorwerp wordt versterkt door de stroming, waardoor een kleine uitwijking van een voorwerp kan leiden tot trillingen met een toenemende amplitude

Afhankelijk van de stijfheid van de constructie zal er al dan niet hydrodynamische instabiliteit op kunnen treden. Als  $\frac{f_s}{f_n} > 1$  treedt er geen resonantie op. Hierin is  $f_n$  de eigenfrequentie van het systeem (constructie + water).

De krachten op een lichaam in de stroming kunnen bij het optreden van trillingen worden beschreven met:

$$F_D = \frac{1}{2} \rho u^2 (C_D + C'_D) A \quad \text{en} \quad F_L = \frac{1}{2} \rho u^2 (C_L + C'_L) A$$

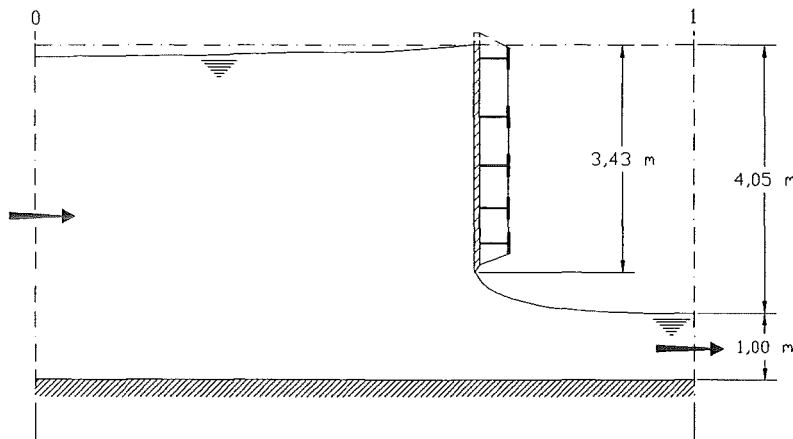
waarin:  $C'_D$  = dynamische sleepcoëfficiënt (tijdafhankelijk)  
 $C'_L$  = dynamische liftcoëfficiënt

Bij waarde van  $\frac{f_s}{f_n} > 1$  is de coëfficiënt  $C'_D$  ongeveer 10 à 25% van  $C_D$ . De waarde van  $C'_L$  is sterk afhankelijk van de ratio  $\frac{f_s}{f_n}$  en loopt sterk op nabij  $\frac{f_s}{f_n} = 1$ . Er is nog geen redelijk nauwkeurige formulering voor de waarde  $C'_L$  beschikbaar.

### 5.3.6 Voorbeelden

#### Voorbeeld 5-3 Kracht op een geopende vlakke schuif

In een brede open waterloop met een rechthoekige doorsnede is een kunstwerk met een vlakke schuif geplaatst (zie Figuur 5.13). Achter de schuif treedt superkritische stroming op. In de kleinste doorsnede achter de schuif bedraagt de waterdiepte  $\mu \cdot h = 0.62 \cdot 1.62 = 1.00$  m. Het water voor de stuw wordt opgestuwd tot een energiehogte van 5,05 m.



• Figuur 5.13 Schuif in een open waterloop

Gevraagd wordt de kracht op de vlakke plaat te berekenen, als gegeven is dat in de doorsneden 0 en 1 de stroomlijnen recht zijn.

Oplossing

Omdat de vlakke schuif zich volledig in een versnellingsgebied bevindt kan op eenvoudige wijze de impulsbalans worden toegepast nadat met Bernoulli de stroomsnelheden en de waterdiepte in doorsnede 0 is bepaald.

Bernoulli in doorsnede 1:

$$h_1 + \frac{u_1^2}{2g} = H \Rightarrow u_1 = \sqrt{2g(H - h)} = \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 4,05} = 8,91 \text{ m/s}$$

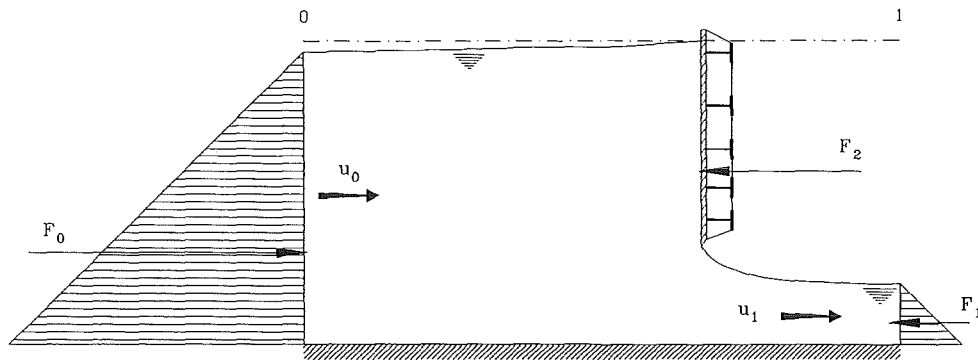
Continuïteitsvergelijking van 0 naar 1:

$$u_0 h_0 = q = u_1 h_1 = 8,91 \text{ m}^2/\text{s}$$

Bernoulli in doorsnede 0:

$$h_0 + \frac{u_0^2}{2g} = H \Rightarrow q + \frac{u_0^3}{2g} - H u_0 = 0 \Rightarrow u_0 = 1,83 \text{ m/s}$$

$$h_0 = \frac{q}{u_0} = 4,88 \text{ m}$$



• Figuur 5.14 Impulsbalans

Omdat in de doorsneden 0 en 1 de stroomlijnen recht zijn is er op de randen van het balansgebied sprake van een hydrostatische drukverdeling. De krachten op het balansgebied zijn:

$$F_0 = \frac{1}{2} \rho g h_0^2 = 1,17 \cdot 10^5 \text{ N/m} = 117 \text{ kN/m}$$

$$F_1 = \frac{1}{2} \rho g h_1^2 = 4,9 \cdot 10^3 \text{ N/m} = 4,9 \text{ kN/m}$$

$F_2 =$  te bepalen met de impulsbalans

De balansvergelijking luidt:

$$F_0 - F_1 - F_2 + \rho q (u_{in} - u_{uit}) = 0$$

Hieruit volgt de kracht op de vlakke deur:

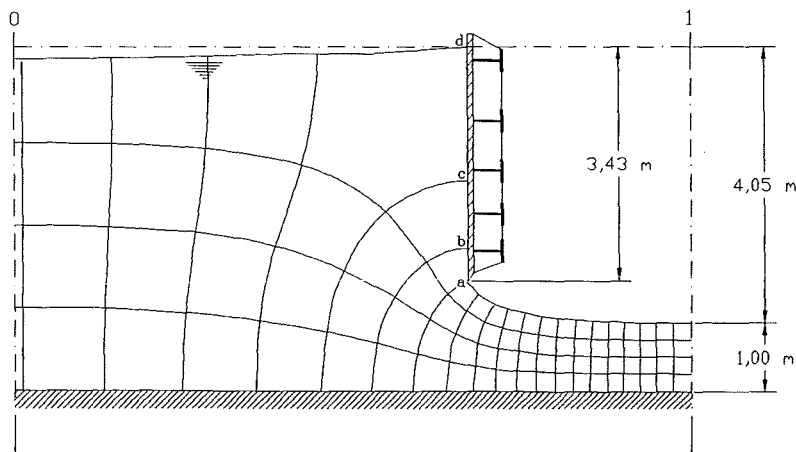
$$F_2 = F_0 - F_1 + \rho q (u_{in} - u_{uit}) = 1,17 \cdot 10^5 - 4,9 \cdot 10^3 + 8910 \cdot (1,83 - 8,91) = 4,9 \cdot 10^4 \text{ N/m} = 49 \text{ kN/m}$$

#### Voorbeeld 5-4 Kracht op een geopende vlakke schuif (vervolg)

Bepaal voor de schuif uit het vorige voorbeeld de drukverdeling op de schuif

Oplossing

Omdat de schuif zich volledig in een potentiaalstrooming bevindt kan de drukverdeling worden bepaald met een vierkantennet. In Figuur 5.15 is het vierkantennet getekend.



• Figuur 5.15 Vierkantennet

In de punten a en d van Figuur 5.15 is de druk gelijk aan de atmosferische druk omdat er sprake is van een vrije waterspiegel.

In de punten b en c kunnen de drukken worden geschat met het vierkantennet. Het debiet per eenheid van breedte tussen twee opeenvolgende stroomlijnen bedraagt  $2,229 \text{ m}^2/\text{s}$

Ter plaatse van b is de afstand tussen de schuif en de eerste stroomlijn gemeten langs de equipotentiaallijn ca.  $0,65 \text{ m}$ . De stroomsnelheid bedraagt in dit punt dus  $3,52 \text{ m/s}$

De potentiaal in punt b is  $5,05 - 2,09 = 2,96$  m

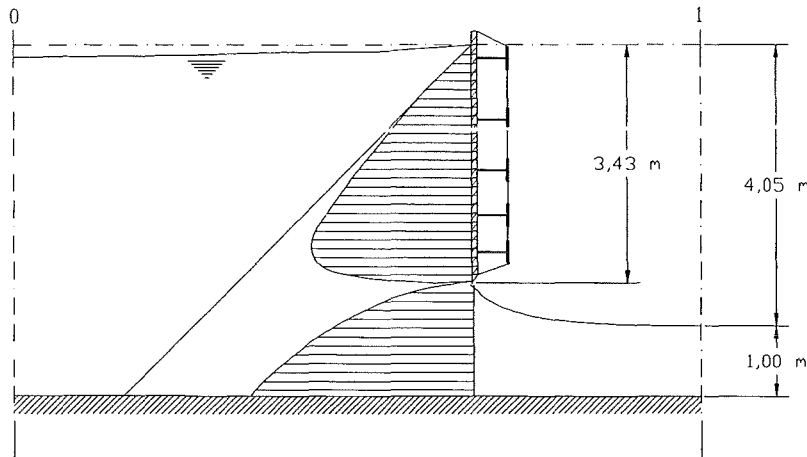
De druk in punt b bedraagt volgens Bernoulli:

$$\frac{p}{\rho g} + \frac{u^2}{2g} = H \Rightarrow p = 1000 \cdot 9,81 \left( 2,96 - \frac{3,52^2}{2 \cdot 9,81} \right) = 23 \cdot 10^3 \text{ N/m}^2$$

Ter plaatse van punt c is de potentiaal 1,96 m en is de afstand tussen de schuif en de eerste stroomlijn gemeten langs de equipotentiaallijn ca. 1,31 m

Op gelijke wijze als voor punt b is de druk in punt c berekend, deze bedraagt  $18 \cdot 10^3$  N/m<sup>2</sup>

In Figuur 5.16 is het verloop van de drukhoogte  $\frac{p}{\rho g}$  geschetst.



• Figuur 5.16 Verloop van de drukhoogte

## 5.4 Waterdruk in stationaire grondwaterstroming

### 5.4.1 Grondwaterpotentiaal

In het algemeen is voor grondwaterstroming de wet van Darcy toepasbaar, deze luidt:

$$q = -k \frac{dh}{ds}$$

waarin:	$q$	=	specifiek debiet	[m/s]
	$k$	=	doorlatendheidscoëfficiënt	[m/s]
	$h$	=	potentiaal, stijghoogte	[m]
	$s$	=	afstand langs een fictieve stroomlijn	[m]

Deze wet gaat op zolang er sprake is van laminaire potentiaalstroming. Hiervoor geldt:

$$Re = \frac{u d}{\nu} < 1$$

waarin:	$Re$	=	het getal van Reynolds	[-]
	$u$	=	filtersnelheid van de vloeistof	[m/s]
	$d$	=	korreldiameter	[m]
	$\nu$	=	kinematische viscositeit	[m <sup>2</sup> /s]

De situatie  $Re > 1$  treedt op bij grote korreldiameters (steen) en bij hogere stroomsnelheden, die normaal niet optreden bij grondwaterstroming.

De grondwaterstroming laat zich beschrijven met de theorie voor potentiaalstroming. Dit houdt in dat een tweedimensionale grondwaterstroming kan worden geanalyseerd met behulp van een vierkantennet volgens 5.3.3.

Tussen de stroomlijnen geldt:

$$q da = -k \frac{dh}{ds} da = \text{constant}$$

waarin:  $da$  = de afstand tussen twee opeenvolgende stroomlijnen [m]

Omdat de opeenvolgende stroomlijnen en equipotentiaallijnen een vierkant vormen geldt:

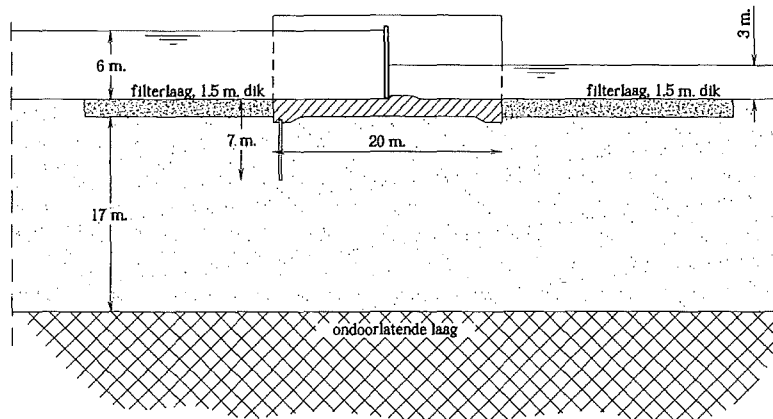
$\frac{da}{ds} = \text{constant}$ , en omdat  $k$  ook een constante is geldt dus dat het potentiaalverschil tussen twee opeenvolgende equipotentiaallijnen constant is.

Bij gegeven potentiaal op de twee locaties ligt met het vierkantennet het verloop van de potentiaal en het specifiek debiet langs een stroomlijn vast.

## 5.4.2 Voorbeelden

### Voorbeeld 5-5 Waterdruk onder een waterkerende constructie

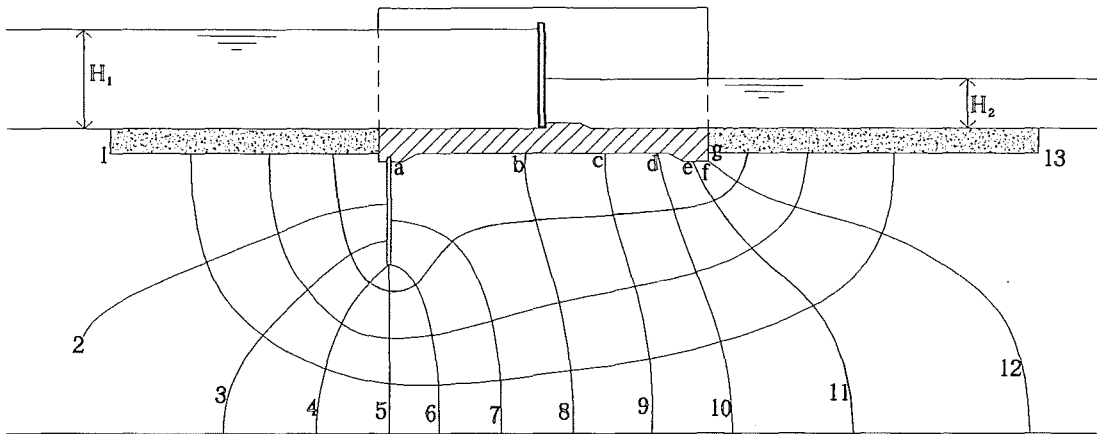
In een kanaal wordt de waterstand met behulp van een waterkerende constructie verlaagd. De constructie heeft een lengte van 20 m en een dikte van 1.5 m. Onder de constructie bevindt zich een damwand met een lengte van 5.5 m. De grond onder de constructie bestaat uit een zandpakket van 17 m, hieronder bevindt zich een ondoorlatende laag. De waterdiepte links van het kunstwerk is 6 m, rechts van de constructie is deze 3 m.



Gevraagd wordt om met behulp van equipotentiaallijnen de waterdruk tegen de onderzijde van deze constructie te bepalen en deze te vergelijken met de lineair langs de constructie afnemende waterdruk. Het potentiaalverlies over de filterlaag mag worden verwaarloosd.

#### Oplossing

Met de eigenschap dat equipotentiaallijnen loodrecht staan op de stroomlijnen kan iteratief een vierkantennet getekend worden, waarin de equipotentiaallijnen en de stroomlijnen zo goed mogelijk vierkantjes vormen. De buitenste equipotentiaallijnen worden gevormd door de bodemlijnen links en rechts van de constructie. De buitenste stroomlijnen worden gevormd door de constructie en door de ondoorlatende laag.



per equipotentiallijn zakt de potentiaal met :  $\Delta H = \frac{H_1 - H_2}{13-1} = \frac{3}{12}$  m

potentiaal in punt a:  $H_1 + d_{\text{filter}} - \left(6.3 * \frac{3}{12}\right) = 6 + 1.5 - 6.3 * \frac{3}{12} = 5.9$  m

potentiaal in punt b:  $6 + 1.5 - \left(7 * \frac{3}{12}\right) = 5.8$  m

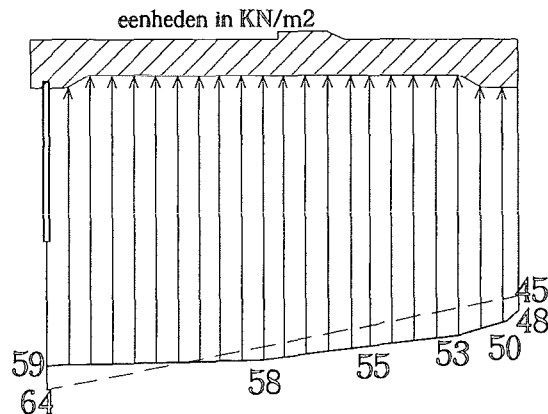
potentiaal in punt c: 5.5 m

potentiaal in punt d: 5.3 m

potentiaal in punt e: 5 m

potentiaal in punt f: 4.8 m

potentiaal in punt g: 4.5 m



De lineair afnemende druk is direct achter de damwand 64 KN/m<sup>2</sup> (controleer dit zelf) en neemt lineair af tot 45 KN/m<sup>2</sup> benedenstrooms (gelijk aan 4.5 m water). Hieruit blijkt dat de lineaire drukverdeling een lichte onderschatting is van de werkelijke druk, maar voor een eerste ontwerp wel toepasbaar is. Het moment op de constructie wordt overschat met de lineaire benadering.

## 5.5 Golfbelastingen

### 5.5.1 inleiding

Het gedrag van golven en de belasting van golven op een kunstwerk wordt sterk bepaald door de omvang van de verstoring van het golfbeeld door constructie. Om deze reden worden twee typen constructies onderscheiden, namelijk:

- slanke constructies, zoals palen en pijlers
- wanden, bijvoorbeeld als onderdeel van een waterkering of golfbreker.

Bij slanke constructies wordt het golfbeeld nauwelijks verstoord en kunnen de golfbelastingen direct worden afgeleid van de beweging van de waterdeeltjes van de onverstoorde golven.

Bij de relatief massieve constructies wordt het golfbeeld wel sterk verstoord. De golfhoogtes bij het kunstwerk kunnen worden geschat met behulp van diffractie/reflectie berekeningen. De krachten op het kunstwerk zijn functies van de berekende golfhoogtes.

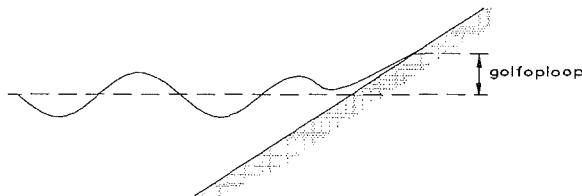
Naast de aard van de constructie is ook de aard van de golven van groot belang, te onderscheiden zijn:

- niet brekende golven
- gebroken golven
- tegen de constructie brekende golven

In hoofdstuk 4 is het fenomeen golven in het kort beschreven en is de reflectie tegen een rechte of schuine wand reeds aan de orde geweest. De golfhoogte tegen de wand is een functie van de zogenaamde reflectiecoëfficiënt. Bij schuine wanden met een grote hoek met de verticaal kan de constructie worden vergeleken met een talud. Verschijnselen zoals golfloop en overslag zijn dan belangrijke factoren bij de beoordeling van de functionaliteit van de constructie.

### 5.5.2 Golfloop

Onder de golfloop wordt verstaan "de verticale afstand tussen de gemiddelde waterstand en de plaats op een talud of schuine wand, die wordt bereikt door de oplopende watertong, als gevolg van al dan niet brekende golven" (zie Figuur 5.17).



• Figuur 5.17 Golfloop

De golfloop is afhankelijk van:

- het golfveld
- de geometrie van de waterkering
- de ruwheid van het oppervlak

De ruwheid van een wand of een talud en het eventueel aanwezig zijn van een berm op gemiddeld waterniveau zal de golfloop reduceren. Als de invallende golven een hoek maken met de waterkering zal de golfloop kleiner zijn dan bij recht invallende golven. De golfloop is in het algemeen te berekenen met:

$$R_n = C_n \xi \sqrt{2\pi} H_s \gamma_R \gamma_B \gamma_\beta$$

waarin:

$R_n$	=	de waarde voor de golfloop die door $n$ % van de golven wordt overschreden	[m]
$C_n$	=	een factor die afhankelijk is van het spectrum van het golfveld en $n$ .	[-]
$\xi$	=	de golfbrekingsparameter (Iribarren parameter)	[-]
		$\xi = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{\frac{H_s}{L_0}}} = \sqrt{\frac{g T_p^2}{2\pi H_s}} \tan \alpha$	
$T_p$	=	periode van de golf (piekperiode)	[s]
$\alpha$	=	hoek van het talud met de horizontaal	[°]
$H_s$	=	de significante golfhoogte	[m]
$L_0$	=	golflengte op diep water	[m]
$\gamma_R$	=	reductiecoëfficiënt met betrekking tot de ruwheid	[-]
$\gamma_B$	=	reductiecoëfficiënt in verband met de aanwezigheid van een berm met breedte B	[-]
$\gamma_\beta$	=	reductiecoëfficiënt in verband met schuin invallende golven	[-]



In Nederland is voor het ontwerp van de zeedijken in het verleden gewerkt met  $n = 2\%$  als ontwerp-criterium voor de kruinhoogte. Voor dijken aan het IJsselmeer is aangehouden:

$$C_{2\%} = 0,7 \quad \text{en} \quad \frac{H_s}{L_0} = 0,05$$

Dit heeft geleid tot een zeer praktische ontwerp-formule.  $R_{2\%} = 8 H_s \tan(\alpha) \gamma_R \gamma_B \gamma_\beta$

Deze vergelijking voldoet redelijk voor:  $1/8 \leq \tan(\alpha) \leq 1/3$

### Reductiefactoren

De reductiefactor  $\gamma_R$  die de ruwheid en de doorlatendheid van het oppervlak in rekening brengt is :

- 1,00 voor asfalt, beton met glad oppervlak
- 0,95 voor beton blokken, blokkenmatten
- 0,70 voor gravel, gabions (schanskorven)
- 0,60 voor breuksteen (rip-rap)

De invloed van een berm is afhankelijk van de bermbreedte ( $B$ ), de waterdiepte op de berm ( $d_b$ ) en het al dan niet breken van de golven. Voor enkele waarden van de reductiecoëfficiënt  $\gamma_B$  wordt verwezen naar CUR/TAW rapport 155. De grootte van de maximale waarde van  $\gamma_B$  ligt tussen 0,60 en 0,65.

De invloed van de invalshoek van de golven ( $\beta$ ; met  $\beta = 0^\circ$  bij een loodrechte golfaanval) is door [Van der Meer en De Waal, 1990] met kortkammige golven onderzocht. Bij dit type golven is er een zekere spreiding in de golfvoortplantingsrichting, waardoor niet alle golven uit precies dezelfde richting komen. Hierdoor komt het golfbeeld beter overeen met de werkelijkheid dan met langkammige golven, waarbij alle golven uit precies één richting komen.

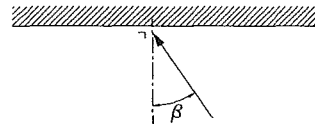
In tegenstelling tot eerder onderzoek met langkammige golven blijkt de invloed van de invalshoek vrij klein te zijn:

Als:  $\beta \leq 30^\circ$ , dan:  $\gamma_\beta = 1,01$

Als:  $\beta > 30^\circ$ , dan:  $\gamma_\beta = 1,12 - 0,004 \cdot \beta^2$

Met:  $\beta =$  invalshoek van de golven [ $^\circ$ ]

Bij een invalshoek van  $80^\circ$  (strijkgolven) levert dit een reductiefactor op van  $\gamma_B = 0,8$ . De golfoploop is dan 20% kleiner dan bij een loodrechte golfaanval.



### 5.5.3 Overslag

Overslaande golven kunnen een gevaar voor het kunstwerk betekenen als ze erosie en verweking van de fundering veroorzaken. Golfoverslag kan ook wateroverlast geven voor de omgeving. Ernstige golfoverslag moet daarom meestal worden voorkomen door de constructie voldoende waakhogte te geven boven de ontwerpwaterstand.

De golfoverslag wordt meestal gekarakteriseerd door een in de tijd gemiddeld overslagdebiet  $q$  per strekkende meter waterkering. Dit debiet is afhankelijk van de golfhoogte, de golfsteilheid, het talud en de aanwezige waakhogte. Er is een directe relatie met het percentage overslaande golven. Praktijkmetingen van overslagdebieten zijn niet beschikbaar. Uit de resultaten van verschillende modelonderzoeken kan echter globaal een relatie tussen al deze factoren worden afgeleid (zie Figuur 5.18).

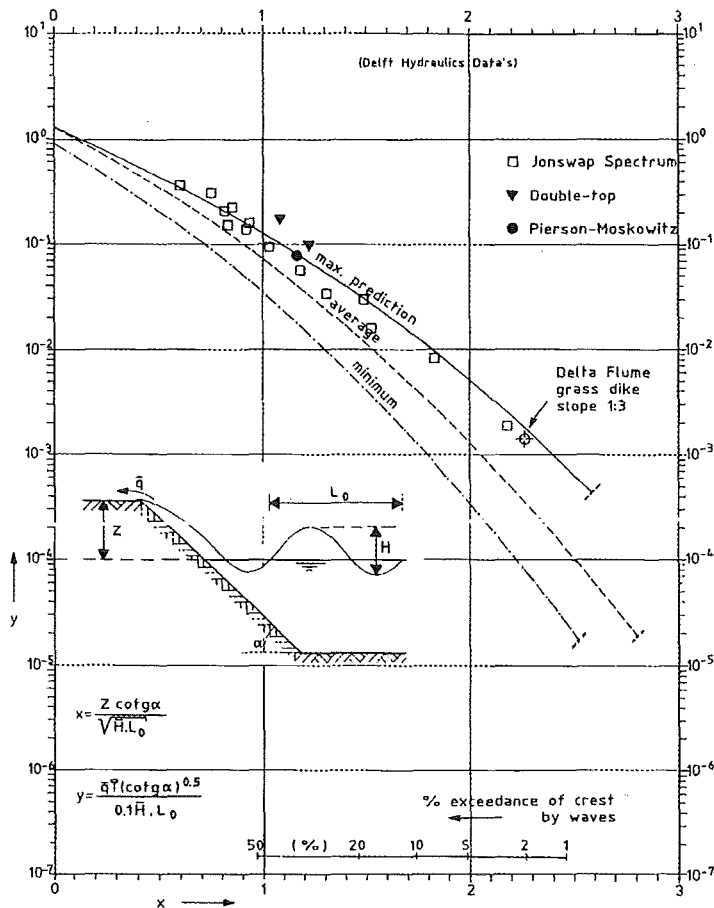
Voor verticale wanden is door Franco et al (1994) een statistische analyse gemaakt van beschikbare metingen van overslag bij diverse constructievormen. Door middel van curve-fitting van data is een algemeen toepasbare vergelijking tot stand gekomen, deze luidt:

$$q = 0,2 \exp\left(-\frac{4,3}{\gamma} \frac{z}{H_s}\right)$$

waarin:  $\gamma =$  een coëfficiënt, afhankelijk van de geometrie van de constructie (voor een vlakke rechte wand:  $\gamma=1$ )

In deze vergelijking is de golfsteilheid niet meer expliciet zichtbaar. Dit betekent dat eigenschappen van het golfspectrum zijn verwerkt in de constanten 0,2 en 4,3.

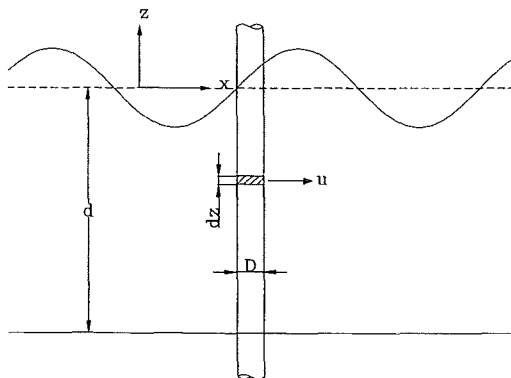
Het gaat hier om in de tijd gemiddelde overslagdebieten. In werkelijkheid zal, afhankelijk van het percentage overslaande golven, in korte tijd een veel groter debiet kunnen voorkomen



• Figuur 5.18 Golfoverslag over een talud op basis van modelonderzoek (TAW 1985)

### 5.5.4 Slanke constructie belast door niet brekende golven

Analoog aan de formulering van de kracht op een voorwerp in een stationaire stroom heeft Morison (1950) een verband gevonden voor de kracht op een verticale paal als functie van de snelheid en de versnelling van de waterdeeltjes in een golf. Het gedeelte van de kracht dat wordt veroorzaakt door de stroomsnelheid is de sleepkracht en het gedeelte dat wordt veroorzaakt door de versnelling van de waterdeeltjes is de traagheidskracht.



• Figuur 5.19 Golfbelasting op een slanke constructie

De formule van Morison luidt:

$$\frac{dF}{dz} = p(t, z) = p_i + p_D = C_M \rho \frac{\pi D^2}{4} \frac{du}{dt} + C_D \frac{1}{2} \rho D u |u|$$

waarin:  $p(t, z)$  = paalkracht per lengte-eenheid paal op tijdstip  $t$  en plaats  $z$  [N/m]  
 $p_i$  = traagheidskracht per lengte-eenheid paal  
 $p_D$  = sleepkracht per lengte-eenheid paal  
 $C_M$  = traagheidscoëfficiënt  $\approx 2,0$   
 $C_D$  = sleepcoëfficiënt (bij kleine stroomsnelheden  $C_D \approx 1,2$ , zie Figuur 5.20)  
 $\rho$  = volumieke massa van het water  
 $D$  = diameter van de paal  
 $u$  = horizontale snelheid van de waterdeeltjes

$$u = \omega a \frac{\cosh(k(d+z))}{\sinh(kd)} \sin(\omega t)$$

$\frac{du}{dt}$  = horizontale versnelling van het water

$$\frac{du}{dt} = \omega^2 a \frac{\cosh(k(d+z))}{\sinh(kd)} \cos(\omega t)$$

De kracht op de paal wordt gevonden door integratie:

$$F(t) = \int_{-d}^{\eta} p(t, z) dz = \int_{-d}^{\eta} p_i dz + \int_{-d}^{\eta} p_D dz = C_M \rho \frac{\pi D^2}{4} \int_{-d}^{\eta} \frac{du}{dt} dz + C_D \frac{1}{2} \rho D \int_{-d}^{\eta} u |u| dz$$

In het algemeen kan worden geschreven:

$$F(t) < F_i + F_D = C_M \rho g \frac{\pi D^2}{4} H K_i + C_D \frac{1}{2} \rho g D H^2 K_D$$

waarin:  $K_i$  = coëfficiënt afhankelijk van de golfperiode, de fase en de waterdiepte en van de toepasbare golftheorie voor het bepalen van de snelheid van de waterdeeltjes  
 $K_D$  = idem  
 $H$  = golfhoogte [m]

Het moment op de paal ten opzichte van de bodem wordt gevonden met:

$$M(t) = \int_{-d}^{\eta} p(t, z)(z+d) dz = \int_{-d}^{\eta} p_i(z+d) dz + \int_{-d}^{\eta} p_D(z+d) dz$$

De oplossing van deze integraal kan worden geschreven als:

$$M(t) < F_i d S_i + F_D d S_D$$

waarin:  $S_i$  = coëfficiënt afhankelijk van de golfperiode en de waterdiepte en van de toepasbare golftheorie voor het bepalen van de snelheid van de waterdeeltjes  
 $S_D$  = idem

In de "SHORE PROTECTION MANUAL" (CERC 1984) staan grafieken met de maximale waarden voor de coëfficiënten  $K_i$ ,  $K_D$ ,  $S_i$ ,  $S_D$ . Deze grafieken zijn eveneens opgenomen in de bijlagen.

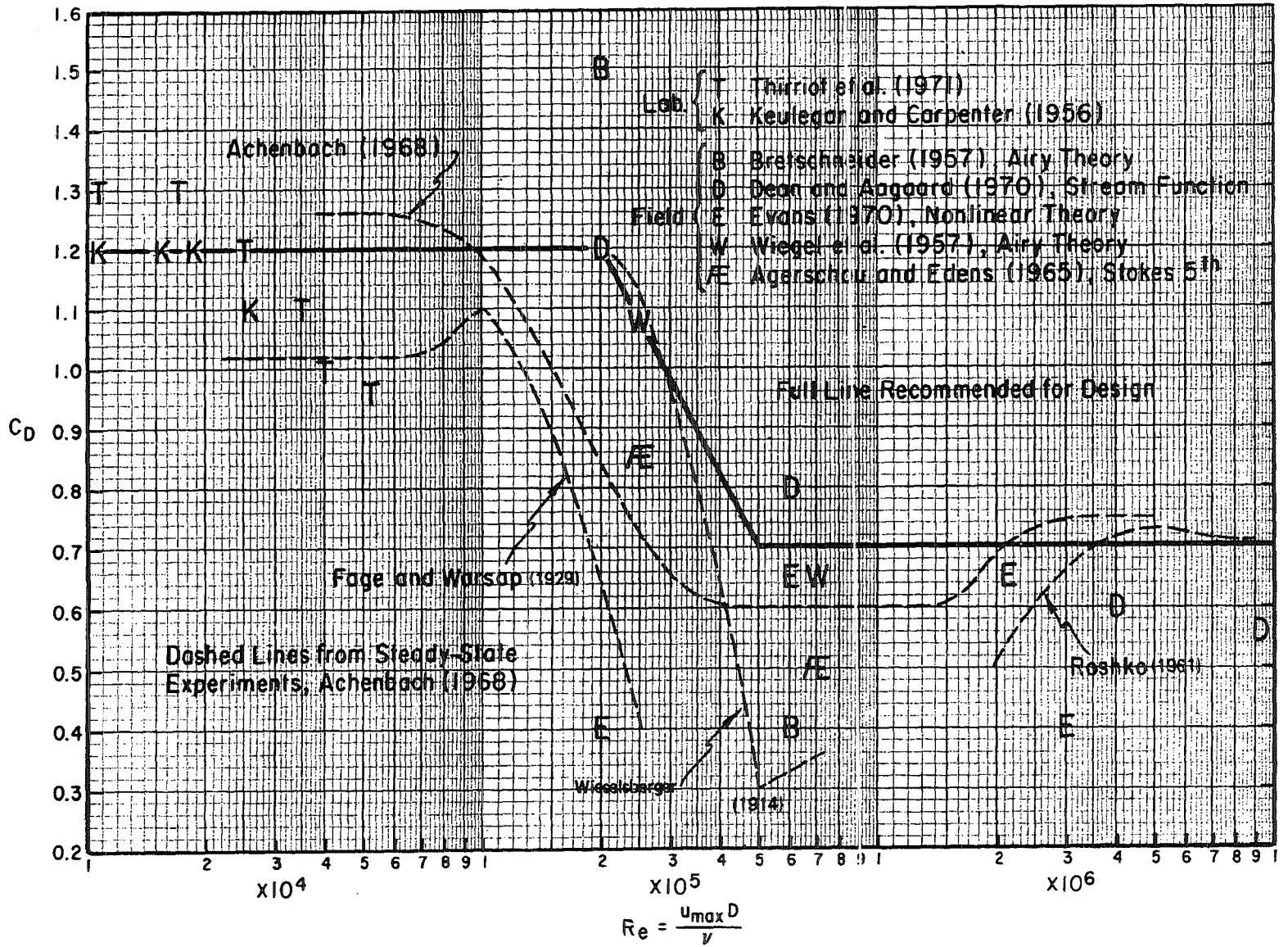
Net als bij een lichaam in een stationaire stroming is er bij een paal in een golf ook sprake van een liftkracht die loodrecht op de golfrichting en de as van de paal staat. Deze kracht wordt veroorzaakt door fluctuaties van de wervelingen naast en achter de paal.

Voor een eerste ontwerp kan de liftkracht worden benaderd met:

$$F_L(t) = C_L \frac{1}{2} \rho g D H^2 K_{Dmax} \sin(2 \omega t)$$

waarin:  $C_L$  = liftcoëfficiënt  
 $K_{Dmax}$  = maximum waarde van  $K_D$

• Figure 5.20  $C_D$  coefficient (SPM)



### 5.5.5 Slanke constructie belast door brekende golven

Bij een brekende golf is er sprake van grote horizontale snelheden van de waterdeeltjes. De versnellingen zijn in dit geval ondergeschikt aan de snelheid van het water. Dit heeft als gevolg dat de traagheidskracht op een slanke constructie verwaarloosbaar is ten opzichte van de sleepkracht. De kracht op een paal is daarom te benaderen met de gereduceerde vergelijking:

$$F(t) = C_D \frac{1}{2} \rho g D H^2 K_D$$

Het moment op de paal is in dit geval:

$$M(t) = F(t) d S_D$$

Uit waarnemingen is gebleken dat de  $C_D$ -waarde bij brekende golven een factor 2,5 groter is dan bij niet brekende golven. Rekening houdend met deze factor kunnen de bekende waarden voor  $C_D$  bij niet brekende golven worden gebruikt.

In een brekende golf in ondiep water is er sprake van schietend water. Voor het ontwerp van ronde palen kan voor deze condities worden aangehouden:

- $C_D = 1,75 (= 1,2 \cdot 7,5)$
- $F(t) = C_D \frac{1}{2} \rho g D H_b^2$
- $M(t) = F(t) (1,11 d_b)$

waarin:  $H_b$  = hoogte van de brekende golf  
 $d_b$  = diepte waarbij de golf breekt

### 5.5.6 Wand belast door niet-brekende golven

Kunstwerken die aan de zeezijde van de brekerzone liggen kunnen belast worden door niet brekende golven. Ook komen niet brekende golven voor in waterlopen en meren, waarbij de golfhogte beperkt is. Anders dan bij slanke constructies wordt door een wand het golfbeeld beïnvloed. De golfhogte voor de wand wordt bepaald door diffractie en reflectie.

Bij niet-brekende golven tegen een verticale wand kan de kracht op de wand worden bepaald met de uit de golftheorie volgende drukverdeling in een verticaal. Voor de lineaire golftheorie geldt bij volledige reflectie ( $H=2H_i$ ) van de inkomende golf voor de maximale druk tegen een wand:

$$p = \rho g H_i \frac{\cosh(k(d+z))}{\cosh(kd)} \quad \text{voor } -d < z < 0$$

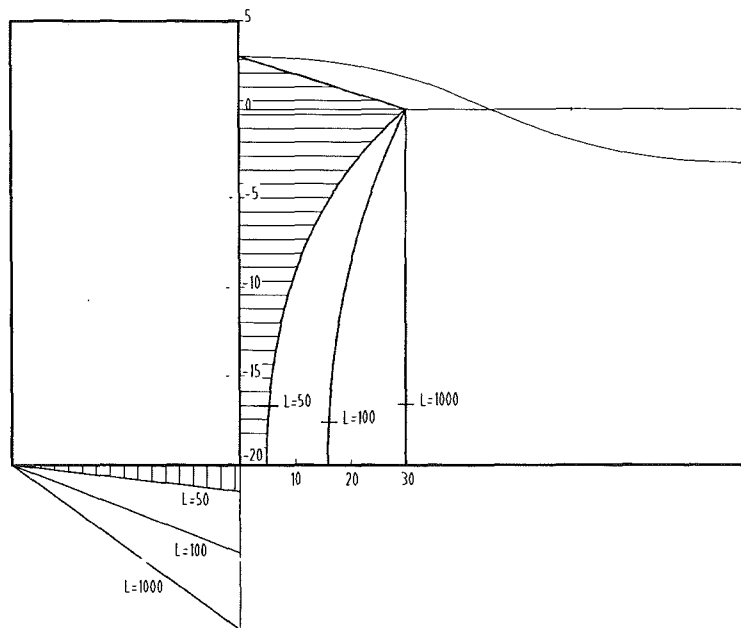
$$p = \left(1 - \frac{z}{H_i}\right) \rho g H_i \quad \text{voor } 0 < z < H_i$$

waarin:  $H_i$  = de golfhogte van de inkomende golf [m]  
 $k$  = het golfgetal van de inkomende golf [ $m^{-1}$ ]

Bij een zeer grote golflengte nadert de golfdruk naar de hydrostatische waterdruk. In Figuur 5.21 staat hiervan een voorbeeld. In de figuur zijn de golfdrukken voor verschillende golflengtes getekend die moeten worden opgeteld bij de hydrostatische druk behorende bij het stilwater-niveau.

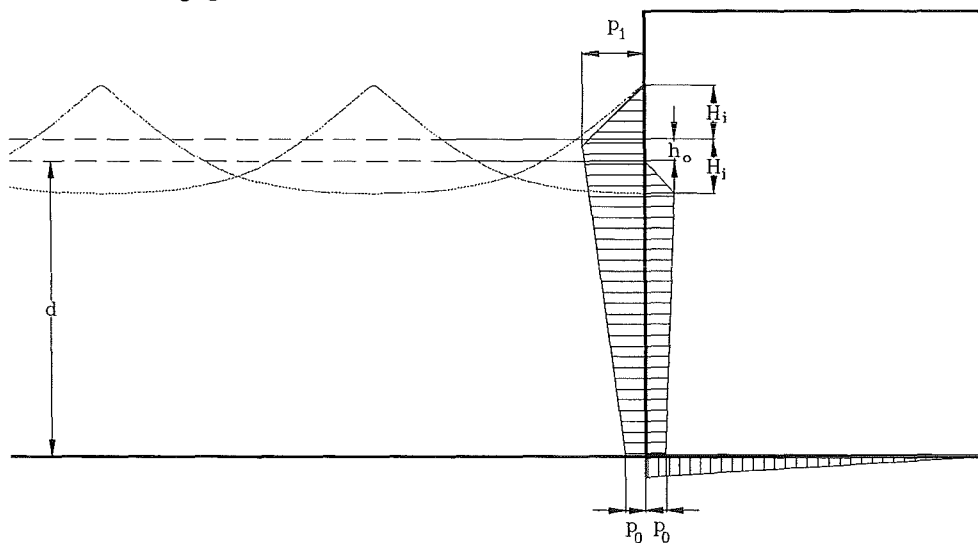
De kracht per strekkende meter wand volgt uit integratie over de waterdiepte:

$$F = \int_{-d}^0 \rho g H_i \frac{\cosh(k(d+z))}{\cosh(kd)} dz + \int_0^{H_i} \left(1 - \frac{z}{H_i}\right) \rho g H_i dz = \rho g H_i \left( \frac{1}{2} \frac{(\exp(kd) - \exp(-kd))}{k \cosh(kd)} + \frac{H_i}{2} \right)$$



□ Figuur 5.21 Golfdruk volgens de lineaire golftheorie

In de praktijk wordt vaak een andere eenvoudige benadering gehanteerd voor de totale kracht op een wand die bekend staat als de methode van Sainflou. In Figuur 5.22 staat deze benadering schematisch weergegeven.



• Figuur 5.22 Het model van Sainflou

In de benadering wordt uitgegaan van de tweede orde golftheorie van Stokes en volledige reflectie ( $\chi = 1$ ), waarbij de golven de vorm van een trochoïde hebben. In dit geval is er sprake van een verhoging van de middenstand gelijk aan:

$$h_0 = \frac{1}{2} k H_i^2 \coth(k d)$$

waarin:  $h_0$  = de verhoging van de middenstand [m]  
 $H_i$  = de golfhogte van de inkomende golf [m]  
 $k$  = het golfgetal van de inkomende golf [m<sup>-1</sup>]

Voor de maximale druk ter hoogte van de middenwaterstand wordt aangenomen:

$$p_1 = \rho g H_i$$

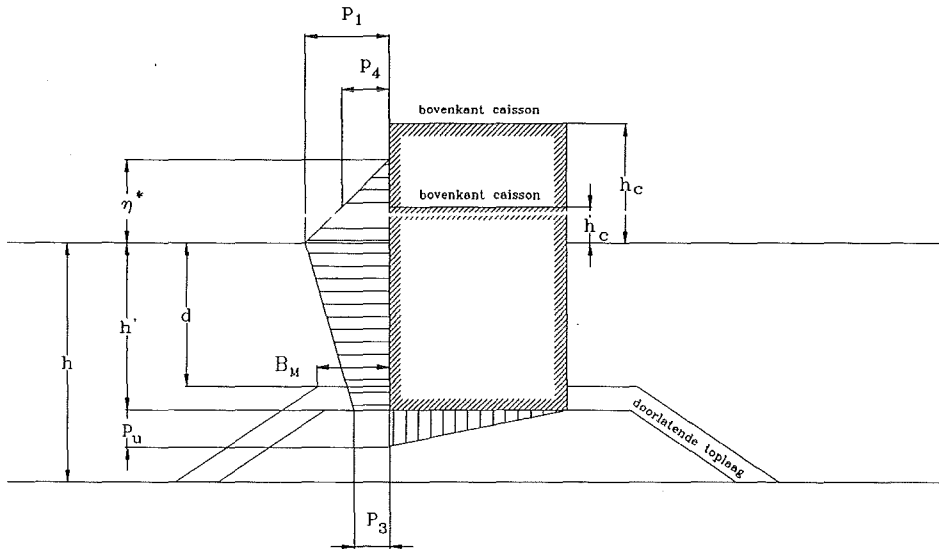
En de druk aan de bodem bedraagt volgens Sainflou:

$$p_0 = \frac{\rho g H_i}{\cosh(k d)}$$

Het drukverloop tussen  $p_0$  en  $p_1$  wordt lineair verondersteld.

Voor steile golven geeft Sainflou een overschatting van de belasting. Op basis van aangepaste hogere orde golftheorie heeft Rundgren de formules van Sainflou aangepast. De aangepaste formules zijn gebruikt voor het samenstellen van de grafieken in CERC (1984). In deze grafieken wordt ook rekening gehouden met het overtoppen en scheef invallen van golven, waardoor een reductie van de belasting optreedt.

Goda (1985, 1992) heeft een algemene formulering van de golfdruk op een caisson op een stortstenen drempel gegeven. Deze formulering kan ook worden gebruikt voor gebroken en brekende golven. De vergelijkingen van Goda worden wereldwijd veel gebruikt bij het ontwerp van verticale golfbrekers.



• Figuur 5.23 Het model van Goda (gemodificeerd door Tanimoto)

Deze vergelijkingen zijn:

$$\eta^* = 0,75(1 + \cos(\beta))\lambda_1 H_D$$

$$p_1 = 0,5(1 + \cos(\beta))(\lambda_1 \alpha_1 + \lambda_2 \alpha_2 \cos^2(\beta))\rho g H_D$$

$$p_3 = \alpha_3 p_1$$

$$p_4 = \alpha_4 p_1$$

$$p_u = 0,5(1 + \cos(\beta))\lambda_3 \alpha_1 \alpha_3 \rho g H_D$$

$$\text{waarin: } \alpha_1 = 0,6 + 0,5 \left( \frac{4\pi h / L_D}{\sinh(4\pi h / L_D)} \right)^2$$

$$\alpha_2 = \min \left( \frac{(1 - d/h_b)(H_D/d)^2}{3}, \frac{2d}{H_D} \right)$$

$$\alpha_3 = 1 - (h'/h) \left( 1 - \frac{1}{\cosh(2\pi h / L_D)} \right)$$

$$\alpha_4 = 1 - \frac{h_c^*}{\eta^*}$$

$$h_c^* = \min(\eta^*, h_c)$$

$$\lambda_1, \lambda_2, \lambda_3 = \text{factoren afhankelijk van de constructievorm en golfcondities;}$$

(rechte wand en niet brekende golven:  $\lambda_1 = \lambda_2 = \lambda_3 = 1$ )

$$h_b = \text{de waterdiepte op afstand van } 5H_D \text{ van de wand}$$

$$H_D = \text{ontwerp golfhoopte}$$

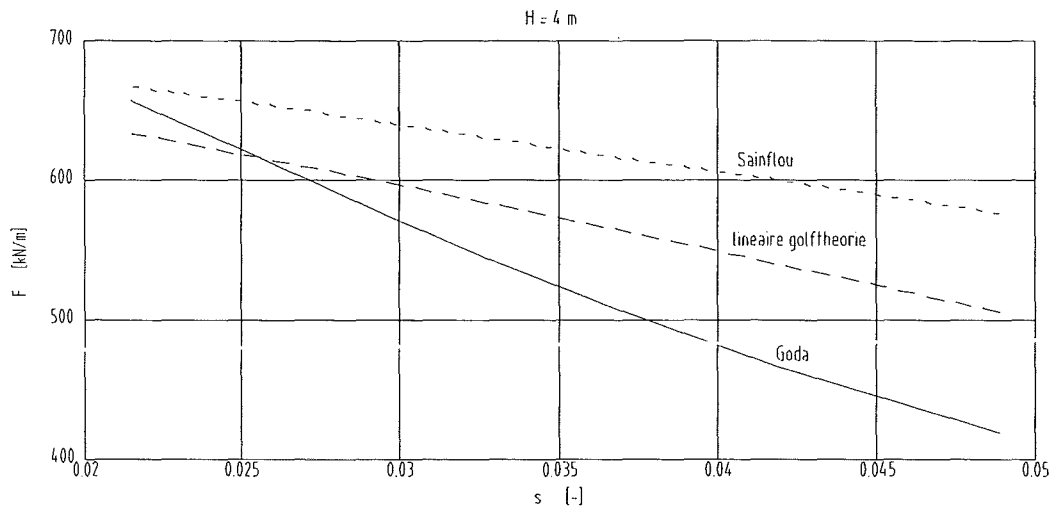
$$L_D = \text{golflengte}$$

$$d = \text{waterdiepte boven de toplaag van de drempel}$$

$$h' = \text{waterdiepte boven het funderingsvlak van de wand}$$

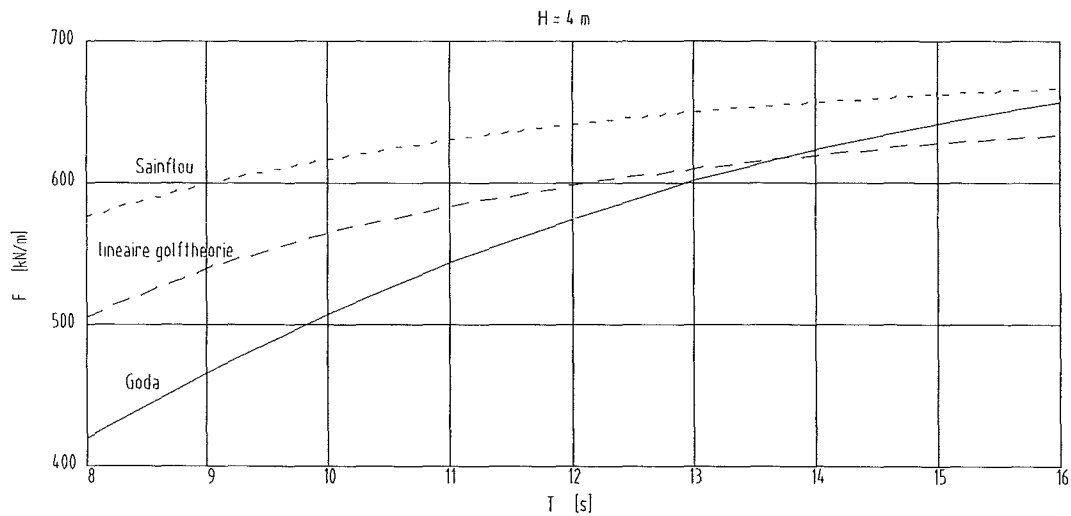
$h$  = waterdiepte voor de drempel.

In Figuur 5.24 is een vergelijking gegeven van de drie genoemde benaderingsmethoden voor het berekenen van de kracht op een vlakke wand bij verschillende steilheid van de golf. Hierbij is de drempelhoogte in de formules van Goda gelijk aan nul gehouden. De vergelijkingen van Goda zijn in principe afgeleid voor een caisson op een drempel.



• Figuur 5.24 Golfbelasting door niet brekende golven ( $H = 4$  m) als functie van de steilheid;  $h = h' = d = h_b = 15$  m

Voor dezelfde wand is in Figuur 5.25 de golfbelasting van een golf van 4 meter hoog uitgezet als functie van de periode van de golf.



• Figuur 5.25 Golfbelasting door niet brekende golven ( $H = 4$  m) als functie van de periode;  $h = h' = d = h_b = 15$  m



### 5.5.7 Wand belast door brekende en gebroken golven

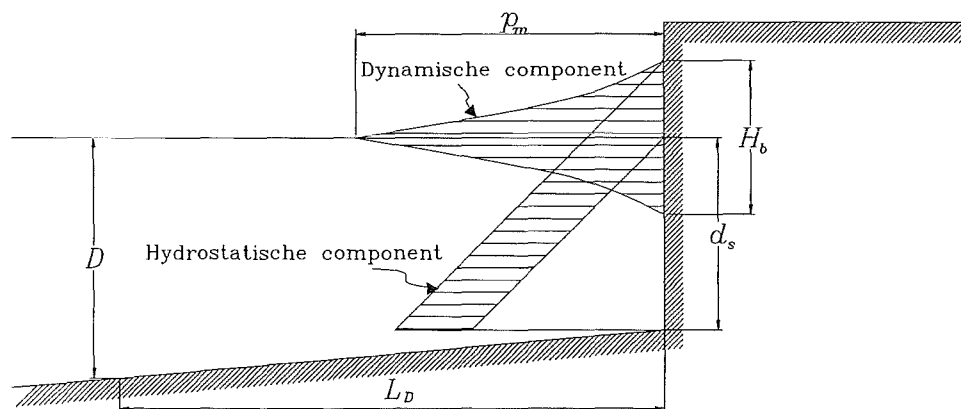
In het geval er sprake is van brekende golven is de drukverdeling in de ongebroken golf geen maat meer voor de kracht op een wand. In dit geval is de snelheid waarmee de waterdeeltjes de wand raken van belang. De vorm van de brekende golf en eventuele luchtinsluitingen tussen de brekende golf en de constructie hebben een grote invloed op de maximale golfklap en het verloop van de drukverdeling in de tijd. De belasting als gevolg van brekende golven is nog steeds een punt van onderzoek. Het zou voor dit college te ver voeren om de laatste stand van zaken te geven van dit onderzoek. Temeer omdat het recente onderzoek nog niet heeft geleid tot ontwerpformules. Essentieel bij brekende golven is het dynamische karakter van de belasting. Door de botsing van de golf met de constructie wordt impuls overgedragen. Op het moment van de impact treedt een relatief grote druk op die slechts zeer kort aanhoudt (orde grootte 1/100 s). Door de zeer korte duur is deze druk niet representatief voor de stabiliteit van een constructie. Wel kan deze druk van belang zijn voor de sterkte van de constructie (partieel bezwijken).

In het navolgende zullen drie modellen worden beschreven brekende en gebroken golven. Deze modellen zijn:

- het model van Minikin
- het model voor gebroken golven volgens de CERC 1984
- het model van Goda

Het model van Minikin is gebaseerd op zowel laboratoriumproeven als prototype metingen. De methode staat beschreven in CERC (1984).

Het model staat geschetst in Figuur 5.26. Het gaat uit van een maximale dynamische druk op het stilwater-niveau en van een parabolische afname naar nul over de afstand  $H_b/2$  boven en onder stilwater-niveau plus een verhoging van de hydrostatische druk als gevolg van de uitwijking van het wateroppervlak.



• Figuur 5.26 Drukverdeling volgens Minikin

De maximale druk bedraagt:

$$P_m = \frac{1}{2} C_{mk} \pi \rho g \frac{H_b}{L_D} \frac{d_s}{D} (D + d_s)$$

waarin:	$C_{mk}$	=	coëfficiënt voor de impact	[-]
	$H_b$	=	brekerhoogte	[m]
	$d_s$	=	diepte voor de wand	[m]
	$D$	=	diepte op een golflengte voor de wand	[m]
	$L_D$	=	golflengte op diepte $D$	[m]

Minikin heeft gevonden dat  $C_{mk} = 2$ . In de publicatie van Minikin (1963) wordt de druk op de wand uitgedrukt in tons per vierkante foot. Dit is niet juist dit hoort tonforce per vierkante foot te zijn. Deze fout is in de CERC 1984 bij de transformatie naar SI-eenheden meegenomen en heeft geleid tot

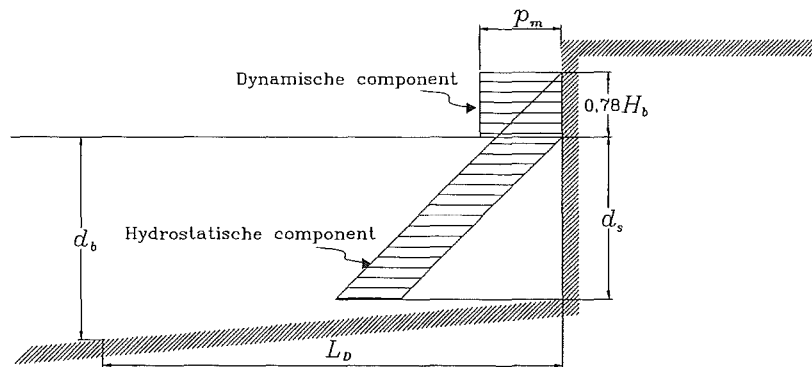
een formule voor  $p_m$  die veel te hoge waarden geeft. Hierdoor wordt in diverse publicaties gewaarschuwd voor de vergelijking van Minikin, waarbij wordt gemeld dat de vergelijking 10 tot 15 maal te hoge waarden zou geven, terwijl de oorspronkelijke vergelijking van Minikin juist veel lagere waarden geeft. Geadviseerd wordt om geen vergelijkingen te gebruiken die zijn afgeleid van Minikin.

De resulterende kracht volgens Minikin is:

$$F = \frac{P_m H_b}{3} + \frac{\rho g H_b}{2} \left( \frac{H_b}{4} + d_s \right)$$

Het model voor gebroken golven volgens de CERC 1984 geeft slechts een indicatie van de belasting. Als nauwkeurige schattingen van de maximale belasting op een kunstwerk door gebroken golven vereist zijn, dan dient voor de specifieke situatie nader onderzoek te worden verricht.

Het model gaat net als het model van Minikin uit van een dynamische en een hydrostatische component van de waterdruk op het kunstwerk.



• Figuur 5.27 Gebroken golven volgens CERC 1984

De dynamische component wordt afgeleid uit de voortplantingssnelheid van de gebroken golf. De gebroken golf wordt beschouwd als een translatiegolf met de voortplantingssnelheid  $C = \sqrt{gd}$ .

De dynamische druk is:

$$p_m = \rho g \frac{C^2}{2g} = \frac{\rho g d_b}{2}$$

waarin:  $d_b$  = de waterdiepte waar de golf is gebroken [m]

Het hydrostatische deel van de belasting wordt evenals bij Minikin veroorzaakt door de uitwijking van de wateroppervlak. De totale belasting ten gevolge van de gebroken golf is:

$$F = \rho g h_c \left( \frac{d_b}{2} + \frac{h_c}{2} + d_s \right)$$

waarin:  $h_c$  = de hoogte van de gebroken golf (translatiegolf) =  $0,78 H_b$  [m]

Het model van Goda is in de vorige paragraaf reeds gegeven. Voor golven die breken op het berm van de drempel waarop een caisson is geplaatst is een aanpassing van enkele factoren nodig (Takahashi et al, 1994):

$$\lambda_1 = \lambda_3 = 1$$

$$\lambda_2 = \max \left( 1, \frac{\alpha_I}{\alpha_2} \right)$$

waarin:  $\alpha_I$  = impulscoëfficiënt

De impulscoëfficiënt wordt bepaald met de volgende vergelijkingen:

$$\alpha_I = \alpha_n \alpha_m$$

$$\alpha_m = \min\left(\frac{H_D}{d}, 2\right)$$

$$\alpha_n = \frac{\cos(\delta_2)}{\cosh(\delta_1)} \quad \text{als } \delta_2 \leq 0$$

$$\alpha_n = \frac{1}{\cos(\delta_1) \sqrt{\cosh(\delta_2)}} \quad \text{als } \delta_2 > 0$$

$$\delta_1 = 20 \delta_{11} \quad \text{als } \delta_{11} \leq 0$$

$$\delta_1 = 15 \delta_{11} \quad \text{als } \delta_{11} > 0$$

$$\delta_2 = 4,9 \delta_{22} \quad \text{als } \delta_{22} \leq 0$$

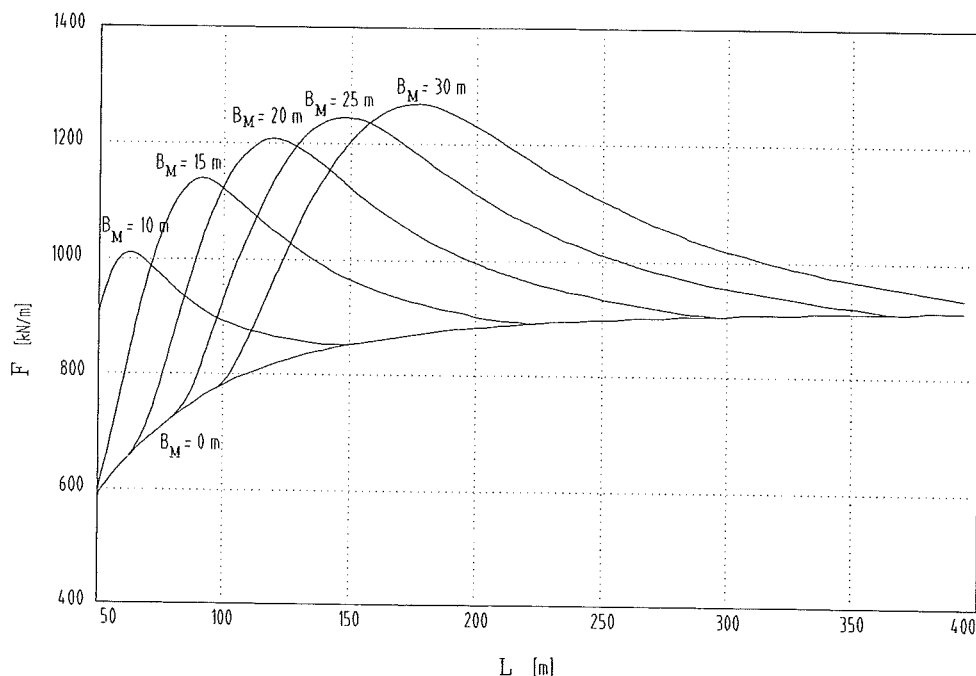
$$\delta_2 = 3,0 \delta_{22} \quad \text{als } \delta_{22} > 0$$

$$\delta_{11} = 0,93 \left( \frac{B_M}{L_D} - 0,12 \right) + 0,36 \left( \frac{h-d}{h} - 0,6 \right)$$

$$\delta_{22} = -0,36 \left( \frac{B_M}{L_D} - 0,12 \right) + 0,93 \left( \frac{h-d}{h} - 0,6 \right)$$

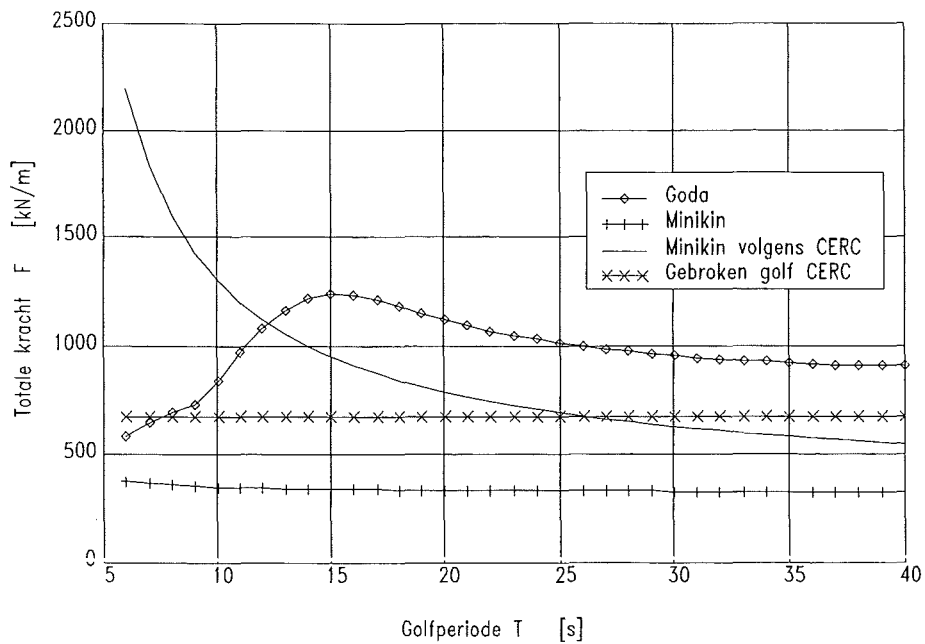
waarin:  $B_M$  = breedte van de berm voor de wand (zie Figuur 5.23) [m]

De afmeting van de berm heeft een sterke invloed op de grootte van de belasting. Dit is voor een voorbeeld gegeven in Figuur 5.28.



• Figuur 5.28 Invloed van een berm op de golfbelasting ( $H_D=6$  m,  $h=9$  m,  $h_c=7$  m,  $d=5$  m,  $h_c=\infty$ )

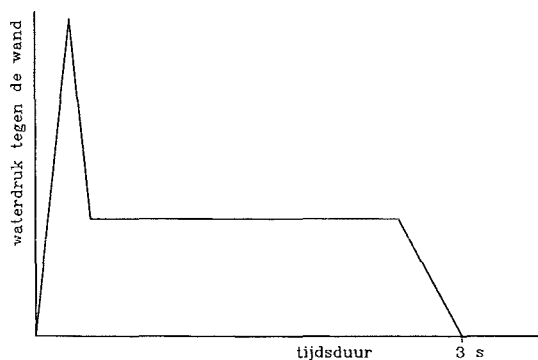
In Figuur 5.29 is een vergelijking gemaakt van de golfbelasting bij een gegeven configuratie (caisson op een stortstenen drempel).



• Figuur 5.29 Vergelijking van Minikin, Goda en gebroken golven volgens CERC 1984  
 ( $H_D=6$  m,  $h=9$  m,  $h_c=7$  m,  $d=5$  m,  $h_c=\infty$ )

Uit de vergelijking van de verschillende rekenmodellen blijkt dat er nog al wat verschil zit in de uitkomsten van de modellen, vooral als golven worden beschouwd met een periode tussen de 6 en 15 seconden. Bij het toepassen van de modellen kan wellicht worden gesproken van boven en ondergrenzen, waarbij het model van Minikin een duidelijke ondergrens is bij de genoemde perioden.

Een reden van de afwijking van de modellen kan waarschijnlijk worden verklaard uit de wijze van meten van de golfbelasting door de verschillende onderzoekers. De golfkracht van een brekende golf varieert in de tijd. Op het moment dat een golf tegen de constructie breekt is de impact het grootst, gedurende een zeer korte tijd is de druk tegen de wand extreem hoog. Direct na de impact neemt de druk sterk af en blijft dan nog even constant op een bepaald drukniveau. In Figuur 5.30 staat dit schematisch weergegeven. Deze schematisatie staat bekend als de kerkdakbelasting. De responsie van de constructie die belast wordt door de kerkdakbelasting is afhankelijk van de stijfheid en de traagheid van de constructie. Deze bepalen namelijk de reactiesnelheid van de constructie. Een constructie met een kleine traagheid (massa) en een grote stijfheid zal gevoeliger zijn voor korte impulsbelastingen dan een constructie met een grote traagheid.



• Figuur 5.30 Belastingverloop in de tijd

De golfbelasting en de responsie van een constructie zijn nog een onderwerp van onderzoek.

## 5.6 Windbelasting

De belasting van de wind op een object wordt bepaald door het stroombeeld dat ontstaat rondom het object. Dit stroombeeld is analogoos aan dat rond een voorwerp in een vloeistofstroming (zie 5.3). De kracht op een constructie in de richting van de wind en loodrecht op de windrichting is dan ook te beschrijven met:

$$F_D = \frac{1}{2} \rho u^2 C_D A \quad \text{en} \quad F_L = \frac{1}{2} \rho u^2 C_L A \quad (\text{zie 5.3.4})$$

De waarde  $\frac{1}{2} \rho u^2$  staat bekend als de stuwdruk. In hoofdstuk 4 is het stochastische karakter van de windsnelheid reeds aan de orde geweest. Omdat de stuwdruk een functie is van de windsnelheid is ook de stuwdruk een stochastische variabele. Voor het gemiddelde en de variatiecoëfficiënt van de stuwdruk geldt:

$$\bar{p}_w = \frac{1}{2} \rho \bar{u}^2 \quad V_{p_w} = \frac{\partial p_w}{\partial u} \frac{I_{\bar{u}}}{\bar{p}_w} = 2I$$

De ontwerpstuwdruk op een hoogte  $z$  boven het maaiveld is in zijn algemeenheid te schrijven als:

$$p_w(z) = (1 + \alpha 2 I(z)) \frac{1}{2} \rho (u(z))^2 \quad (\text{met } I(z) \text{ en } u(z) \text{ volgens 5.2})$$

In de Nederlandse Technische Grondslagen voor Bouwconstructies is de waarde  $\alpha=3,5$  aangehouden. Deze waarde is afhankelijk van het gewenste veiligheidsniveau en kan worden bepaald met een risicoanalyse.

De  $C_d$  waarde is afhankelijk van verschillende factoren, zoals de vorm en de afmetingen van het bouwwerk of object. In NEN 6702 zijn deze factoren nader beschouwd.

Net als de windsnelheid zal de kracht op een object bestaan uit een in een uur constant deel en een variabel deel. Het variabele deel wordt veroorzaakt door de variatie van de windsnelheid, maar ook door eventuele loslaatwervels. Dit laatste is met name het geval bij relatief slanke elementen (ronde torens, tuikabels en dergelijke). Het variabele deel van de belasting kan aanleiding geven tot trillen van het bouwwerk of object. Op gelijke wijze als bij een voorwerp in een stationaire stroom in een vloeistof kan met behulp van het getal van Strouhal de trillingsgevoeligheid worden beschouwd.

## 5.7 Grondbelasting

### 5.7.1 Verticale grondbelasting

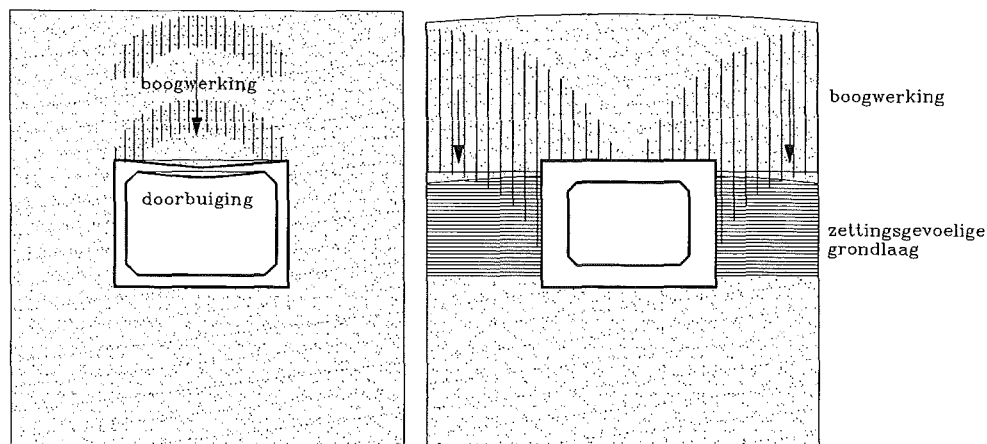
De verticale grondbelastingen komen voor op horizontale en schuine vlakken van constructies in de grond. Voorbeelden hiervan zijn kelders en tunnels. De totale belasting komt overeen met het gewicht van de grond. Het is verstandig om het grondwater en de grond apart te beschouwen. De verticale grondbelasting kan worden bepaald volgens:

$$\sigma_v = \sigma'_v + p \quad \text{met} \quad \sigma'_v = \sum_{i=1}^n \rho_{di} g d_i + \sum_{j=1}^m \rho_{nj} g d_j - p$$

waarin:	$\sigma_v$	=	totale verticale grondspanning	[N/m <sup>2</sup> ]
	$\sigma'_v$	=	effectieve verticale grondspanning	[N/m <sup>2</sup> ]
	$p$	=	waterdruk in het beschouwde vlak	[N/m <sup>2</sup> ]
	$\rho_{di}$	=	droge volumieke massa van grondlaag $i$	[kg/m <sup>3</sup> ]
	$\rho_{nj}$	=	natte volumieke massa van grondlaag $j$	[kg/m <sup>3</sup> ]
	$d_i$	=	dikte van grondlaag $i$ boven het beschouwde vlak	[m]
	$n$	=	aantal droge lagen boven het beschouwde vlak	
	$m$	=	aantal natte lagen boven het beschouwde vlak	

De interactie tussen de constructie en de grond is anders dan de interactie tussen de constructie en het grondwater. Het grondwater bezit namelijk geen stijfheid en de grondwaterdrukken hangen niet af van eventuele vervormingen van de constructie.

Dit is anders bij de grond. In de grond is het mogelijk dat door vervormingen van een constructie of de omringende grond een herverdeling van de grondspanningen optreedt. Zo kan bij een tunnel met beperkte afmetingen in dwarsrichting boogwerking optreden, waardoor het dak van de tunnel min of meer wordt ontlast. Door zettingen van omringende grond kan een stijve constructie juist zwaarder worden belast, doordat de grond als het ware aan de constructie hangt.



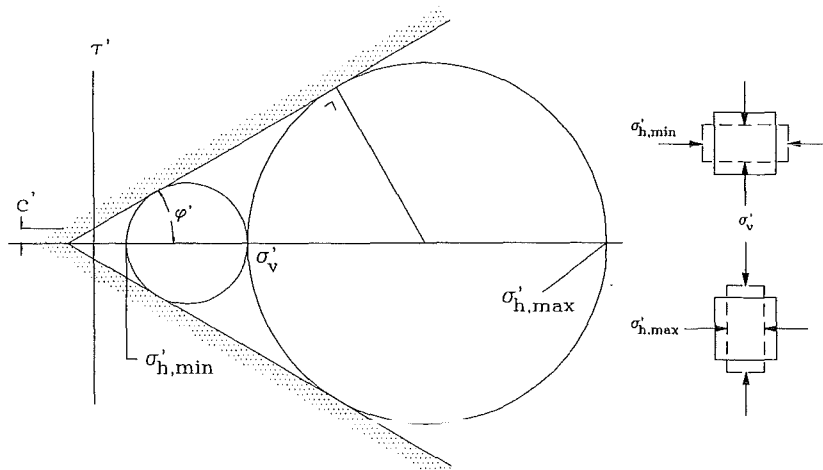
• Figuur 5.31 Boogwerking

### 5.7.2 horizontale grondbelasting

Voor grondkerende constructies speelt met name de horizontale gronddruk een belangrijke rol in de belasting van de constructie. Bij het bepalen van de horizontale gronddruk worden de waterdruk en de effectieve gronddruk gescheiden van elkaar beschouwd. De grondwaterdruk wordt bepaald volgens 5.2.2. De horizontale gronddruk is in beginsel onbepaald, er kan slechts een onder en een bovengrens worden aangegeven die behoren bij twee bezwijkvormen van de grond.

Rankine heeft met behulp van de cirkel van Mohr een definitie gevonden voor de maximum en minimum horizontale effectieve gronddruk bij een gegeven verticale spanning. De gedachte hierbij

is dat bij de combinatie van verticale en horizontale spanningen er juist een glijvlak optreedt. Dit betekent dat de cirkels van Mohr raken aan de lijn  $\tau = c' + \sigma' \tan(\varphi')$



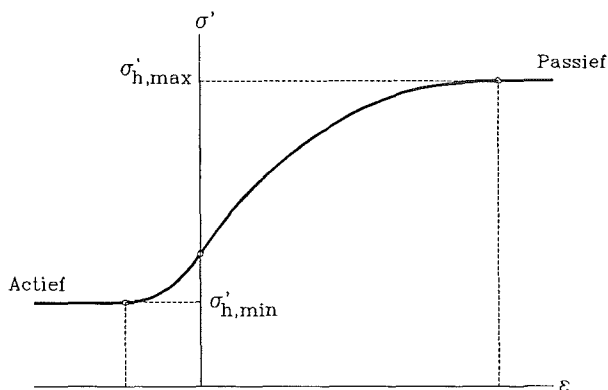
• Figuur 5.32 Rankine

Met behulp van wat goniometrie is af te leiden dat:

$$\sigma'_{h,min} = \frac{1 - \sin \varphi'}{1 + \sin \varphi'} \sigma'_v - \frac{\cos \varphi'}{1 + \sin \varphi'} 2c' = \frac{1 - \sin \varphi'}{1 + \sin \varphi'} \sigma'_v - \sqrt{\frac{1 - \sin \varphi'}{1 + \sin \varphi'}} 2c' = K_a \sigma'_v - 2c \sqrt{K_a}$$

$$\sigma'_{h,max} = \frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} \sigma'_v + \frac{\cos \varphi'}{1 - \sin \varphi'} 2c' = \frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} \sigma'_v + \sqrt{\frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'}} 2c' = K_p \sigma'_v + 2c \sqrt{K_p}$$

De maximum en minimum horizontale gronddruk horen bij een bezwijktoestand van de grond. De richting van de vervormingen zijn rechts aangegeven in Figuur 5.32. In de praktijk wordt vaak een spanning-rek relatie gevonden zoals getekend in Figuur 5.33.



• Figuur 5.33 Spanning rek relatie

De verhouding tussen de horizontale en de verticale gronddruk zonder vervorming is de neutrale gronddruk. Uit ervaring blijkt dat de neutrale horizontale gronddruk ongeveer gelijk is aan:

$$\sigma'_{h,n} = (1 - \sin(\varphi)) \sigma'_v$$

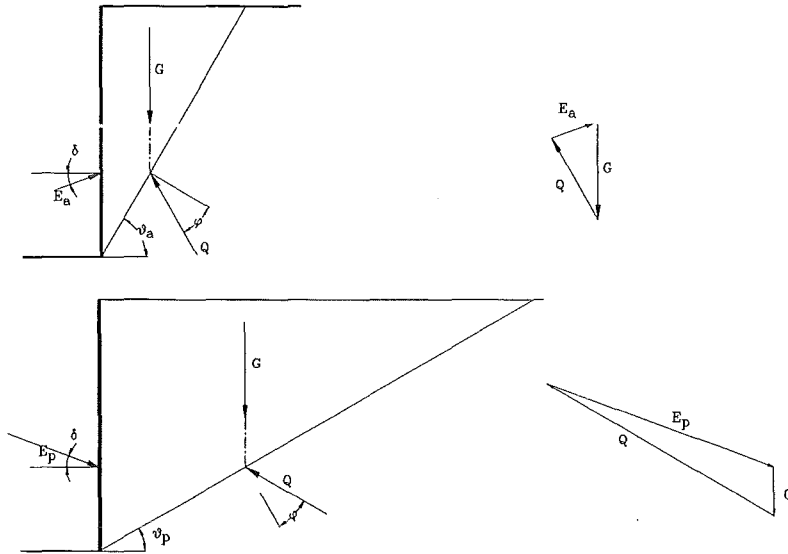
De belasting op een grondkering wijkt af van de door Rankine afgeleide maximum en minimum grondspanning. De oorzaak hiervan ligt in de wrijving van de grond langs de grondkering, een eventueel opevend maaiveld en een eventuele scheefstand van de grondkering.

De algemene formulering van de horizontale spanning is:

$$\sigma'_{h,\min} = K_{a,h,\sigma} \sigma'_v + K_{a,h,c} c$$

$$\sigma'_{h,\max} = K_{p,h,\sigma} \sigma'_v + K_{p,h,c} c$$

waarin:  $K_{a,h,\sigma}$  = coëfficiënt voor de horizontale component van de actieve gronddruk voor het aandeel van de effectieve grondspanning  
 $K_{a,h,c}$  = coëfficiënt voor de horizontale component van de actieve gronddruk voor het aandeel van de cohesie  
 $K_{p,h,\sigma}$  = coëfficiënt voor de horizontale component van de passieve gronddruk voor het aandeel van de effectieve grondspanning  
 $K_{p,h,c}$  = coëfficiënt voor de horizontale component van de passieve gronddruk voor het aandeel van de cohesie



• Figuur 5.34 Krachtenevenwicht bij rechte afschuifvlakken

Uit evenwichtsbeschouwingen van een wig grond dat afschuift langs een recht glijvlak dat behoort bij de spanningstoestand van Rankine is het krachtenevenwicht schematisch weergegeven in Figuur 5.34. De resulterende kracht  $E_a$  of  $E_p$  op de grondkering maakt een hoek  $\delta$  met de normaal op de kerende wand. De horizontale component van de gronddruk wordt gevonden door het ontbinden van de totale gronddruk in de horizontale en verticale richting.

Voor het algemene geval zijn formules voor de horizontale gronddrukcoëfficiënten afgeleid.

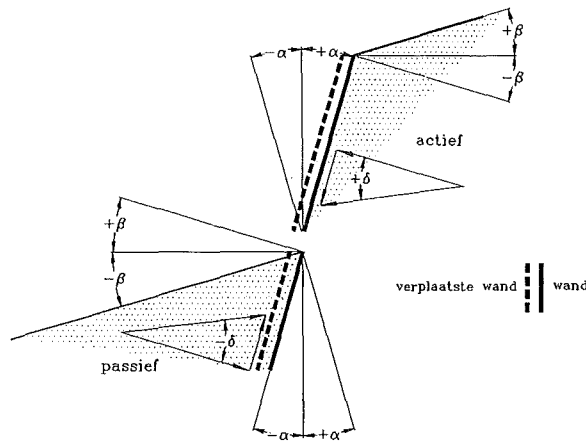
$$K_{a,h,\sigma} = \frac{\cos^2(\varphi + \alpha)}{\cos^2(\alpha) \left( 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta)\sin(\varphi - \beta)}{\cos(\alpha - \delta)\cos(\alpha + \beta)}} \right)^2} \quad K_{p,h,\sigma} = \frac{\cos^2(\varphi - \alpha)}{\cos^2(\alpha) \left( 1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi - \delta)\sin(\varphi + \beta)}{\cos(\alpha - \delta)\cos(\alpha + \beta)}} \right)^2}$$

$$K_{a,h,c} = -\frac{2\cos(\varphi)\cos(\beta)(1 - \tan(\alpha)\tan(\beta))\cos(\alpha - \delta)}{1 + \sin(\varphi + \delta - \alpha - \beta)}$$

$$K_{p,h,c} = \frac{2\cos(\varphi)\cos(\beta)(1 - \tan(\alpha)\tan(\beta))\cos(\alpha - \delta)}{1 - \sin(\varphi - \delta + \alpha + \beta)}$$

waarin:  $\alpha$  = de scheidingshoek van de grondkerende constructie (zie Figuur 5.35)  
 $\beta$  = de helling van het maaiveld (zie Figuur 5.35)  
 $\delta$  = wandwrijvingshoek grond/constructie (zie Figuur 5.35)





• Figuur 5.35 Definitie hoeken

De bovenstaande formules gaan uit van rechte glijvlakken.

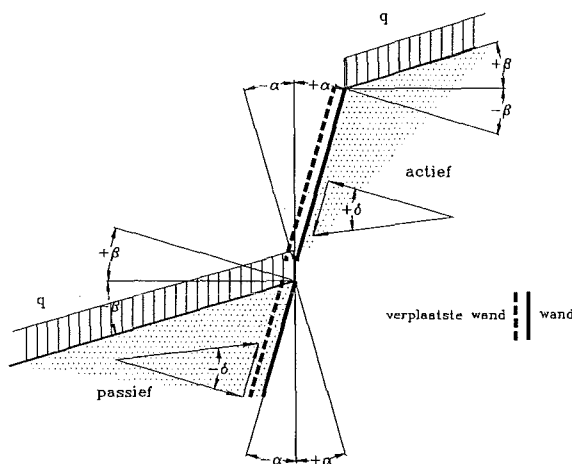
### 5.7.3 Horizontale gronddruk als gevolg van bovenbelasting

Belasting op het maaiveld heeft verandering van de spanningen in de grond tot gevolg. De horizontale en verticale grondspanningen op een constructie in de grond zullen hierdoor toenemen. Er zijn diverse modellen voor het berekenen van de verhoging van de grondspanning als gevolg van een belasting op het maaiveld. De meest bekende zijn die van Bousinesq, Flamant en Newmark. Voor deze methoden wordt verwezen naar het collegedictaat "Grondmechanica" (A. Verrijt).

In deze collegehandleiding wordt een benaderingsmethode gegeven voor het bepalen van de horizontale belasting op een grondkering als gevolg van een verticale belasting op het maaiveld.

Bij een belasting op het maaiveld die zich oneindig ver uitstrekt in twee richtingen is de horizontale belasting van een grondkering:

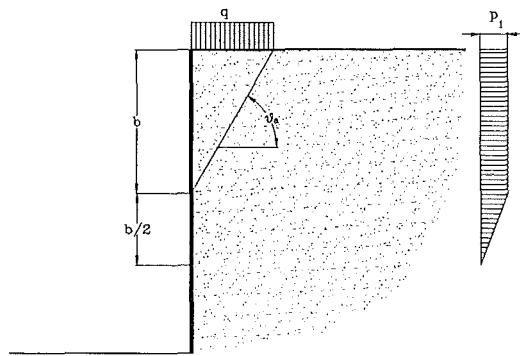
$$\sigma'_{h,\min} = K_{a,h,\sigma} q \frac{\cos(\alpha) \cos(\beta)}{\cos(\alpha + \beta)} \quad \sigma'_{h,\max} = K_{p,h,\sigma} q \frac{\cos(\alpha) \cos(\beta)}{\cos(\alpha + \beta)}$$



• Figuur 5.36 Oneindig uitgestrekte bovenbelasting

Als er slechts sprake is van een belaste strook langs de grondkering dan is de horizontale belasting aan de onderzijde van de wand kleiner. Een benadering van de horizontale belasting van de grondkering staat gegeven in Figuur 5.37. Hierbij wordt verondersteld dat de bovenbelasting

doorwerkt tot een diepte  $b$  die wordt bepaald door het actieve glijvlak dat zou kunnen ontstaan achter de bovenbelasting. Aangenomen wordt dat de belasting tot nul reduceert over hoogte  $b/2$ .



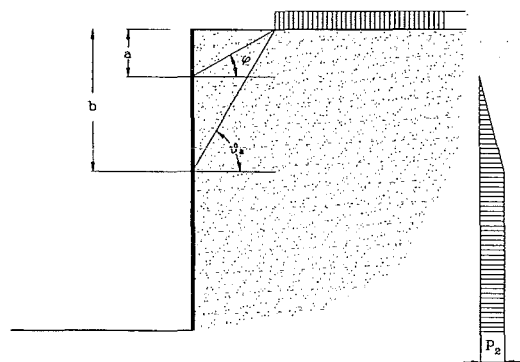
• Figuur 5.37 Belaste strook naast de grondkering

Voor dit geval kan bij benadering worden aangehouden:

$$\tan(\vartheta_a) = \tan(\varphi) + \sqrt{\frac{(1 + \tan^2(\varphi)) \tan(\varphi)}{\tan(\varphi) + \tan(\delta)}}$$

$$p_1 = q K_{a,h,\sigma}$$

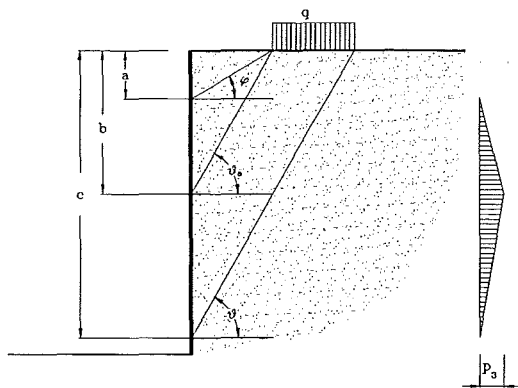
In het geval er sprake is van een zeer uitgestrekte belasting op enige afstand van de grondkering zal de bovenzijde van de grondkering minder zwaar belast worden. In Figuur 5.38 staat een benadering van de horizontale belasting op de grondkering.



• Figuur 5.38 Uitgestrekte belasting op enige afstand van de grondkering

Ook in dit geval is de maximum horizontale gronddruk:  $p_2 = q K_{a,h,\sigma}$

Voor een strookbelasting op enige afstand van de grondkering is de horizontale belasting te benaderen met de schematisatie volgens Figuur 5.39.



• Figuur 5.39 Strookbelasting op enige afstand van de grondkering

De maximale horizontale gronddruk bedraagt in dit geval:

$$p_3 = \frac{2qs\theta}{c-a}$$

$$\text{waarin: } \theta = \frac{\sin(\vartheta_a - \varphi) \cos(\delta)}{\cos(\vartheta_a - \varphi - \delta)}$$

$$s = \text{de breedte van de strook waarop de belasting aangrijpt}$$

$$a, c = \text{zie Figuur 5.39}$$

## 5.8 Scheepvaartbelastingen

### 5.8.1 Hydraulische belastingen

Voor constructies in havens en scheepvaartwegen kunnen de waterbewegingen die worden opgewekt door varende en manoeuvrerende schepen van belang zijn. Deze waterbewegingen zijn:

- retourstroming
- spiegeldaling
- scheepsgolven
- schroefstraalstromen

Doorgaans zijn deze hydraulische belastingen op een kunstwerk ondergeschikt aan de overige belastingen. Wel zijn deze belastingen van groot belang voor de stabiliteit van flexibele constructies die aansluiten aan het kunstwerk. Voor het ontwerp van dergelijke constructies wordt verwezen naar het collegedictaat 'f4, Introduction to bed, bank and shore protection' [Schiereck, juli 1996].

### 5.8.2 Afmeren en aanvaren

Bij het afmeren van een schip aan een constructie spelen zich vergelijkbare processen af als bij het aanvaren van een constructie, zij het dat het proces min of meer gecontroleerd plaatsvindt. In het volgende zal alleen nog van afmeren worden gesproken. Voor de wijze van het vaststellen van de belasting als gevolg van een aanvaring kan dezelfde methode worden gebruikt als behandeld voor het afmeren. De snelheid van het schip zal echter groter zijn bij aanvaren dan bij afmeren. Aanvaringen met grote snelheden is, anders dan bij bijvoorbeeld brugpijlers, echter zelden of nooit een ontwerp-criterium, hoewel de kans op een dergelijke gebeurtenis toch dikwijls reëel is. Dit komt ondermeer omdat het economisch niet verantwoord is om een constructie op aanvaring te dimensioneren.

Bij het afmeren van een schip is een aantal factoren van belang ten aanzien van de belasting van het schip op een constructie. Deze factoren zijn:

- de afmetingen van het schip
- de massa van het schip
- de snelheid van het schip
- de stijfheid van de sloopshuid
- de massa van het mee bewegende water
- de aanvaarhoek
- de stijfheid van de constructie
- de geometrie van het afmeersysteem
- de plaats waar het schip de constructie raakt
- stroming
- wind

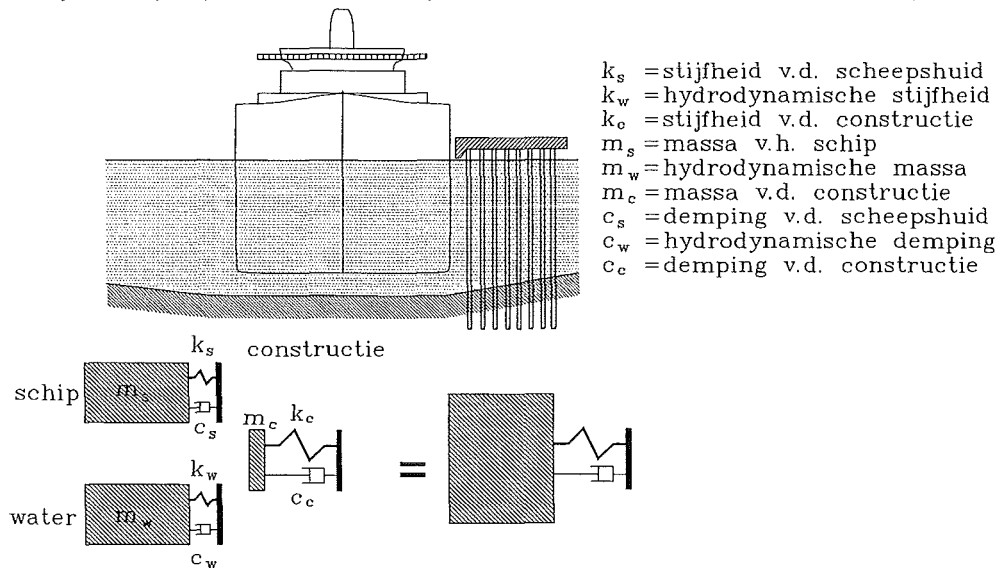
Het af te meren schip bezit samen met het meebewegende water kinetische energie ter grootte van:

$$E_{kin} = \frac{1}{2} (m_s + m_w) v_s^2$$

waarin:	$E_{kin}$	=	kinetische energie	[kNm]
	$m_s$	=	massa van het schip	[ton]
	$m_w$	=	massa van het mee bewegende water; toegevoegde massa	[ton]
	$v_s$	=	snelheid van het schip en het water	[m/s]

Deze energie moet worden opgenomen door de constructie en is derhalve een maat voor de belasting op de constructie. De maximale kracht die een afmerend schip uitoefent op een constructie is sterk afhankelijk van de stijfheid van het systeem.

Het systeem (schip, water, constructie) is te schematiseren als een massa-veer-systeem.



• Figuur 5.40 Schematisatie als massa-veer-systeem

In een eerste ontwerp kan de demping worden verwaarloosd, waardoor er theoretisch te grote belasting op de constructie wordt aangenomen. Alle kinetische energie wordt omgezet in potentiële energie en de gevonden verplaatsingen en krachten zijn daardoor een overschatting van de werkelijk optredende verplaatsingen en krachten.

De potentiële energie in een veer is:

$$E_{pot} = \int_0^{\Delta x} k(x) x dx$$

Voor een lineaire veer is de oplossing van de integraal:

$$E_{pot} = \int_0^{\Delta x} k x dx = \frac{1}{2} k \Delta x^2$$

Als de massa van het afgeveerde deel van een constructie verwaarloosbaar is ten opzichte van de massa van het schip met de toegevoegde watermassa zal de maximale potentiële energie in de veer gelijk zijn aan de maximale kinetische energie van het schip en watermassa. De gelijkstelling van de potentiële en kinetische energie levert voor een lineair elastische constructie:

$$E_{pot,max} = E_{kin,max} \Leftrightarrow \frac{1}{2} k \Delta x^2 = E_{kin,max} \Leftrightarrow \Delta x = \sqrt{\frac{2 E_{kin,max}}{k}}$$

De kracht op een lineair elastische constructie is dan dus:

$$F = k \Delta x = \sqrt{2 k E_{kin,max}}$$

Uit de bovenstaande vergelijking blijkt duidelijk de invloed van de stijfheid van de constructie op de resulterende kracht van het schip op de constructie en dus ook van de constructie op het schip. Omdat de stijfheid van de constructie pas bekend is na het ontwerp wordt de belasting van een schip op de constructie niet als kracht gegeven, maar als een op te nemen hoeveelheid kinetische energie.

De totale energie die moet worden opgenomen door de constructie bedraagt:

$$E_{kin} = \frac{1}{2} m_s v_s^2 C_H C_E C_S C_C$$

waarin:  $C_H =$  hydrodynamische coëfficiënt  $= \frac{m_s + m_w}{m_s}$

$C_E =$  excentriciteitscoëfficiënt

$C_S =$  softness-coëfficiënt, met deze coëfficiënt wordt de elasticiteit van de scheepswand in rekening gebracht

$C_C =$  configuratiecoëfficiënt

De massa van het schip dat in rekening moet worden gebracht is de totale waterverplaatsing van het beladen schip (FL.D = full load displacement)

De toegevoegde massa van het water is afhankelijk van onder andere de bewegingen van het schip in de driedimensionale ruimte. Er zijn diverse modellen ontwikkeld voor het bepalen van de hydrodynamische toegevoegde massa, die gebaseerd zijn op de potentiaaltheorie of de theorie met betrekking tot het behoud van impuls. Het ligt niet in de strekking van dit dictaat om deze modellen verder te behandelen. Hier zal worden volstaan met een eenvoudige benadering die bij het eerste ontwerp goed kan worden toegepast. Deze benadering is gebaseerd op de potentiaaltheorie en staat bekend als de vergelijking van Stelson Mavils:

$$m_w = \rho L \frac{1}{4} \pi D^2$$

waarin:  $L =$  lengte van het schip [m]

$D =$  diepgang van het schip [m]

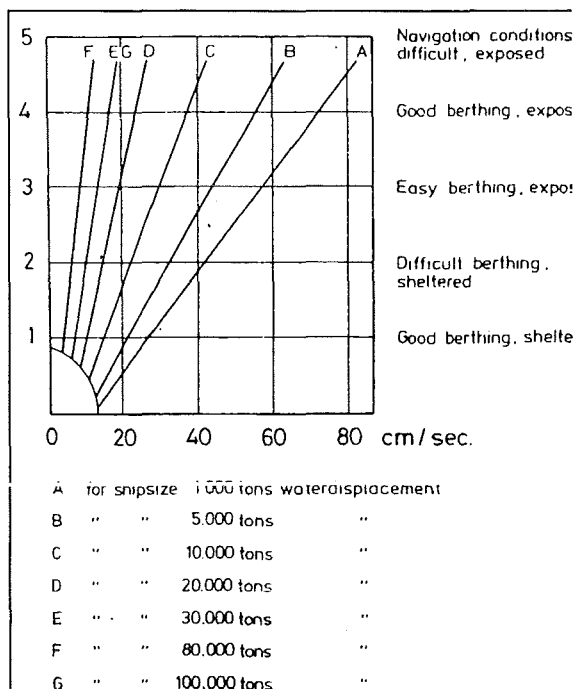
(vergelijk de formule met de vergelijking van Morison)

$$C_H = 1 + 2 \frac{D}{B} \quad \text{Vasto Costa}$$

$$\Rightarrow C_H = 1,2 + 0,12 \frac{D}{h-D} \quad \text{Giraudet}$$

$$C_H = \frac{m_s + m_w}{m_s} = \frac{m_s + \rho L \frac{1}{4} \pi D^2}{m_s}$$

$$= 1 + \frac{\rho L \frac{1}{4} \pi D^2}{m_s}$$



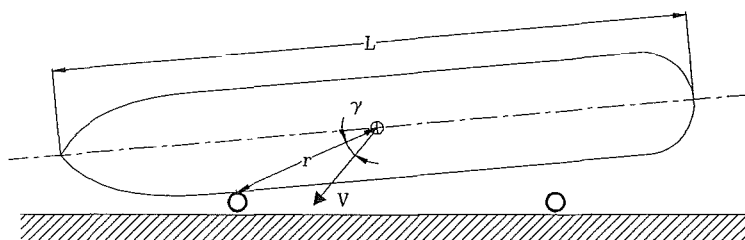
Schip [ton]	waargenomen snelheid [m/s]	ontwerp snelheid [m/s]
<10.000	0,10~0,30	0,20
10.000~50.000	0,10~0,20	0,15
>50.000	0,10~0,15	0,15

Tabel 5-1 Afmeersnelheid bij goede omstandigheden

De snelheid waarmee het schip afmeert is een belangrijke factor, immers de kinetische energie is evenredig met de snelheid in het kwadraat. Uit een groot aantal metingen is gebleken dat de afmeersnelheid afhankelijk is van de afmetingen van het schip, het type iading en de afmeercondities.

Voor goede afmeercondities kan worden uitgegaan van de snelheden uit Tabel 5-1. De ontwerp-snelheid als functie van de scheepsgrootte en de afmeercondities staat gegeven in Figuur 5.41

De excentriciteitscoëfficiënt brengt de energiedissipatie in rekening die wordt veroorzaakt doordat het schip bijdraait als het excentrisch afmeert tegen de constructie. In Figuur 5.42 staat dit bijdraaien weergegeven.



• Figuur 5.42 Excentrisch afmeren

Als de beweging van het schip op het moment van botsen met de constructie te beschrijven is als alleen een translatie van het zwaartepunt dan is de excentriciteitscoëfficiënt:

$$C_E = \frac{k^2 + r^2 \cos^2(\gamma)}{k^2 + r^2}$$

- waarin:  $k$  = traagheidsstraal van het schip  
 $r$  = de straal tussen het zwaartepunt van het schip en het punt waar het schip op de constructie botst  
 $\gamma$  = de hoek van de straal  $r$  met de snelheid van het schip

De traagheidsstraal van het schip kan worden benaderd met:

$$k = (0,19 C_b + 0,11) L$$

- waarin:  $C_b$  = blokcoëfficiënt [-]  
 $L$  = lengte van het schip [m]

De softness-coëfficiënt is afhankelijk van de stijfheid van de constructie en die van de scheepshuid en brengt het deel in rekening dat wordt opgenomen door de constructie. Bij slappe constructies

zoals fenders wordt nagenoeg de totale energie door de constructie opgenomen, de vervorming van de scheepshuid is verwaarloosbaar. In dit geval is  $C_S = 1$ .

Bij een relatief stijve constructie, zoals een kade met houten gordingen en autobanden, zal de vervorming van de scheepshuid niet geheel verwaarloosbaar zijn ten opzicht van de vervorming van de constructie. Bij het ontwerp kan in dit geval  $C_S = 0.9$  worden aangehouden.

Met de configuratiecoëfficiënt wordt de hydrodynamische wrijving in rekening gebracht. Deze wordt veroorzaakt door de massa water tussen het schip en de constructie. Als er sprake is van een dichte constructie dan zal er een waterkussen ontstaan tussen de constructie en het schip dat het schip afremt. Bij een dichte kade en parallel afmeren van het schip ( $\theta = 0^\circ$ ) kan dit een reductie van de op te nemen energie van ca. 20% geven. Bij een kleine hoek tussen de kade en het schip ( $\theta = 5^\circ$ ) kan deze reductie weer geheel afnemen doordat het water eenvoudig kan weg stromen. Bij een open constructie, zoals een steiger, treedt er geen hydrodynamische demping op. De uiterste grenzen van de configuratiecoëfficiënt zijn derhalve:  $0,8 \leq C_C \leq 1,0$ .

Naast de op te nemen energie dient bij het afmeren ook nog rekening te worden gehouden met krachten die op het schip aangrijpen, zoals wind en stroming. Deze krachten worden door het schip overgedragen aan de constructie.

### 5.8.3 Troskrachten

Troskrachten worden veroorzaakt door:

- bewegingen van het schip, hierbij spelen de massa van het schip en de stijfheid van de trossen een belangrijke rol
- belastingen op het schip zoals stroming en wind
- voorspankrachten in de trossen

De voorspankrachten in de trossen ontstaan tijdens het aanhalen na het afmeren. De troskracht wordt gelimiteerd door de breukkracht van de trossen en het aantal trossen. Bij moderne steigers en aanlegconstructies worden steeds frequenter "quick release hooks" toegepast. Deze lossen de trossen automatisch als een maximale kracht wordt overschreden. Bij de conventionele bolder en haalpenen, die met name nog steeds worden gebruikt bij zware kadeconstructies en sluiskommen, worden zogeheten vloeibouten toegepast als verbinding met de constructie. De vloeibouten vloeien bij het overschrijden van de maximaal toelaatbare belasting. Bij een eerste ontwerp kunnen de troskrachten uit Tabel 5-2 worden aangehouden voor zeeschepen en binnenvaartschepen.

• Tabel 5-2 Troskrachten per bolder

ZEESCHEPEN		BINNENVAARTSCHEPEN	
Waterverplaatsing van het schip (ton)	troskracht [kN]	Scheepsklasse	troskracht [kN]
< 2.000	100	recreatieschepen	55
2.000 ~ 10.000	300		
10.000 ~ 20.000	600	beroepsvaart:	
20.000 ~ 50.000	800	klasse I + II	140
50.000 ~ 100.000	1000	klasse III + IV	210
100.000 ~ 200.000	1500	klasse V + VI	280
> 200.000	2000		

Krachten op schip:

$$F_{wind} = \frac{1}{2} \rho_{l} v_l^2 c_d A_l$$

$$F_{strom} = \frac{1}{2} \rho_w v_w^2 c_d A_w$$

$$F_{verhang} = I \cdot DWT$$

Krachten in de trossen:

- 1) Oplegreacties
- 2) Voorspankrachten
- 3) Dynamica v.h. systeem

## 5.9 Opgelegde vervormingen

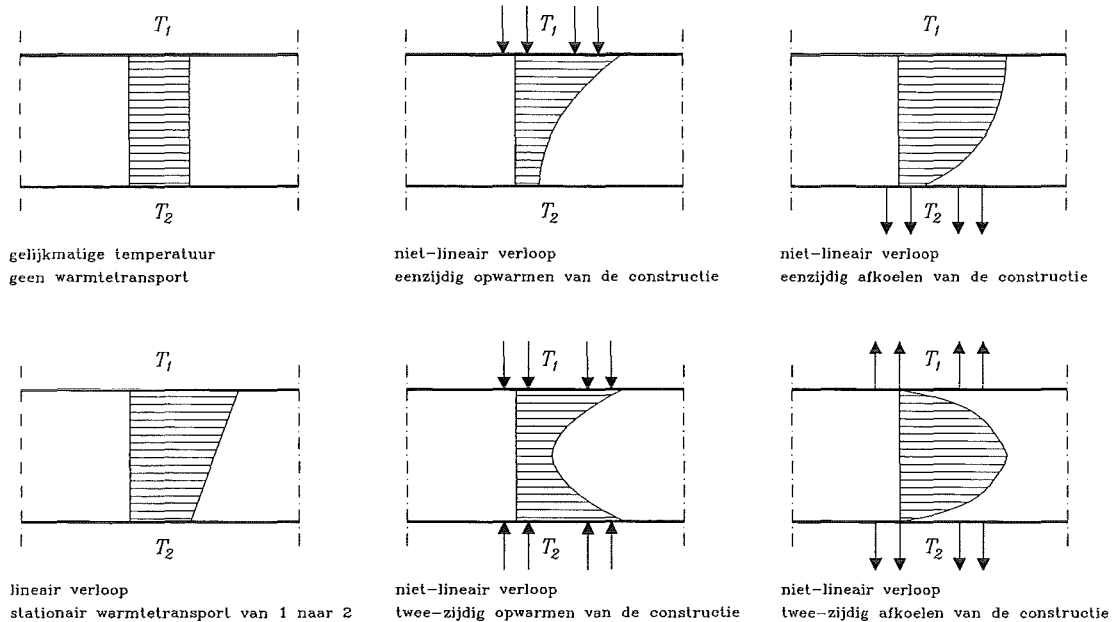
### 5.9.1 Temperatuur

Temperatuurveranderingen van constructies en constructie-onderdelen geven doorgaans aanleiding tot vervormingen en spanningen. De temperatuurverandering kan zowel extern als intern worden veroorzaakt. Voorbeelden van externe oorzaken zijn:

- warmte-accumulatie door zonnestraling (overdag)
- afkoeling door uitstraling van warmte ('s nachts)
- aanpassing aan veranderende luchttemperatuur
- afkoeling door wind
- afkoeling door neerslag
- afkoeling door verdamping van water in of op de constructie
- verwarming en afkoeling door activiteiten in de constructie (verwarming, airconditioning)

Een interne oorzaak van temperatuurverandering is de warmteontwikkeling die ontstaat tijdens het binden en verharden van beton (hydratatiewarmte).

De verdeling van de temperatuur over de doorsnede van een constructie-element is afhankelijk van de warmtestroming door het element. In Figuur 5.43 staan enkele voorbeelden van mogelijke temperatuurprofielen.



• Figuur 5.43 Temperatuurprofielen

### 5.9.2 Vrije thermische vervorming

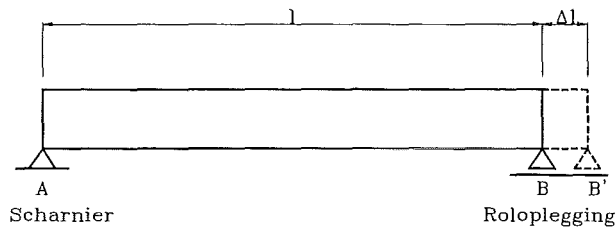
De verandering van de temperatuur van een object bestaande uit een vaste stof heeft tot gevolg dat het volume van het object verandert. Deze verandering is recht evenredig met de verandering van de temperatuur. De vorm van het object verandert niet als de vervorming nergens wordt verhinderd. Dit betekent dat de verandering van de dimensies van het object lineair is. De verandering van een lengtemaat van een object is:

$$\Delta l = \alpha \Delta T l$$

waarin:	$\Delta l$	=	de verandering van de lengte	[m]
	$\alpha$	=	de lineaire uitzettingscoëfficiënt	[°C <sup>-1</sup> ]
	$\Delta T$	=	de temperatuurverandering	[°C]
	$l$	=	de lengte bij de referentietemperatuur	[m]

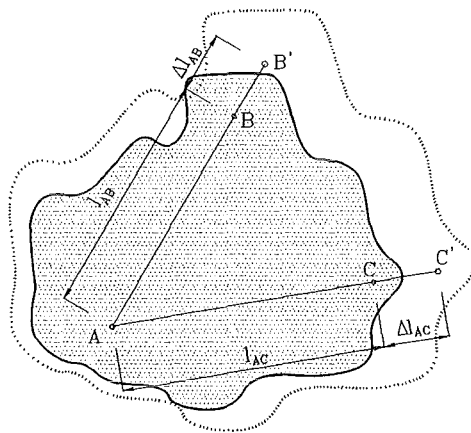


In Figuur 5.44 staat een voorbeeld gegeven van de verlenging van een ligger door een verhoging van de temperatuur. De vorm van de ligger is niet van belang voor de lineaire uitzetting.



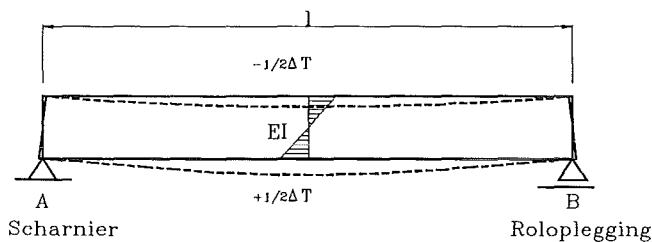
• Figuur 5.44 Toename van de lengte van een ligger als gevolg van algehele temperatuurverhoging

Omdat de vorm van een voorwerp niet van belang is, is voor willekeurige vormen de plaats van alle punten op het voorwerp ten opzichte van een vast punt te bepalen na een temperatuurverandering. In Figuur 5.45 staat hiervan een voorbeeld.



• Figuur 5.45 Verandering van het oppervlak van een plaat bij algehele temperatuurverhoging

In het voorgaande is er sprake van een algehele temperatuurverandering. Het is echter ook mogelijk dat er een temperatuurgradiënt optreedt over de constructie. In Figuur 5.46 staat hiervan een voorbeeld. Aan de onderzijde is er sprake van een temperatuurverhoging en aan de bovenzijde treedt een temperatuurverlaging op. Het gevolg is dat aan de bovenzijde een verkorting en aan de onderzijde een verlenging van de ligger ontstaat, waardoor er een kromming van de ligger plaats heeft.



• Figuur 5.46 Temperatuurgradiënt over een ligger

De kromming van de ligger is overal gelijk en bedraagt:  $\kappa = \frac{\epsilon_b - \epsilon_o}{h} = -\frac{\alpha \Delta T}{h}$

De hoekverdraaiing en de doorbuiging van de ligger worden gevonden door integratie van de kromming over de lengte:

$$\varphi_B = \varphi_A + \int_0^x \kappa dx = \varphi_A + \kappa x$$

$$f_x = \int_0^x \left( \varphi_A + \int_0^x \kappa dx \right) dx = \varphi_A x + \frac{1}{2} \kappa x^2$$

Uit de randvoorwaarden bij de opleggingen volgt:  $\varphi_A = -\frac{1}{2} \kappa l = \frac{\alpha \Delta T l}{2h}$

Voor de doorbuiging in het midden geldt dus:  $f_m = -\frac{1}{4} \kappa l^2 + \frac{1}{8} \kappa l^2 = -\frac{1}{8} \kappa l^2 = \frac{\alpha \Delta T l^2}{8h}$

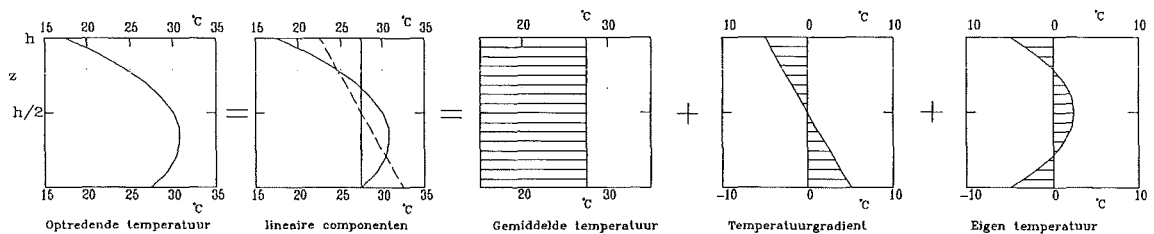
In het geval van een plaat in plaats van een ligger moet de kromming in twee richtingen worden beschouwd. Bij een vrije vervorming van een plaat gaat de plaat bij opbolling op de hoekpunten rusten.

Bij een temperatuurverandering van de ligger, waarbij zowel aan de bovenzijde als aan de onderzijde de temperatuur verandert in dezelfde richting, kan onderscheid gemaakt worden in een gemiddelde temperatuurverandering en een temperatuurgadiënt. Met de hiervoor afgeleide vergelijkingen voor de vervormingen kan de lengteverandering en de doorbuiging worden berekend.

In het voorgaande is steeds uitgegaan van een lineair verloop van de temperatuur over de constructiehoogte. In de werkelijkheid is het temperatuurverloop dikwijls niet lineair maar gekromd. In een dergelijk geval wordt het temperatuurverloop opgedeeld in een gemiddelde temperatuur, een lineair verlopende temperatuur en een zogeheten eigen temperatuur. De lineair verlopende temperatuur wordt zodanig gekozen dat de resterende eigen temperatuur geen vervormingen veroorzaakt. In Figuur 5.47 staat hiervan een voorbeeld. Voor de eigen temperatuur geldt:

$$\int_0^h (T_e - T_0) dz = 0 \quad \text{en} \quad \int_0^h (T_e - T_0) z dz = 0$$

waarin:  $h$  = hoogte van de constructie [m]  
 $T_e$  = eigen temperatuur [°C]  
 $T_0$  = referentietemperatuur [°C]



• Figuur 5.47 Willekeurige temperatuurverdeling

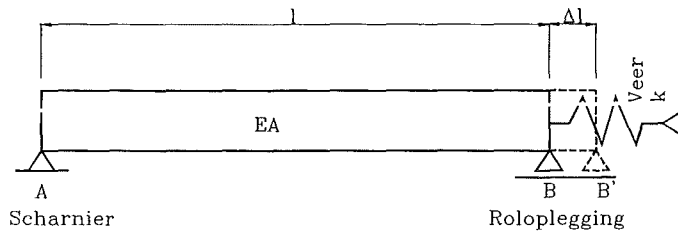
De eigen temperatuur veroorzaakt geen resulterende vervormingen maar wel spanningen. Bij een constructie-materiaal als beton dient met deze spanningen rekening te worden gehouden. Dit speelt met name een rol bij het tweezijdig afkoelen van een dikke constructie tijdens en na verharding van de beton (hydratatiewarmte), waardoor trekspanningen in de beton optreden.

### 5.9.3 Verhinderung van thermische vervorming

Als de vervorming van een constructie als gevolg van temperatuurverandering ongehinderd kan plaats hebben, treden er geen spanningen op in het materiaal. Doorgaans vindt er wel verandering van de vervorming op. Dit is meestal het gevolg van de randvoorwaarden in de opleggingen, die op hun beurt weer worden bepaald door eventueel aansluitende constructie-elementen en de omgeving. Denk hierbij bijvoorbeeld aan een in de grond opgesloten constructie.

Bij verhinderde vervorming zal de optredende vervorming gelijk zijn aan de onverhinderde temperatuurvervorming minus de vervorming als gevolg van de spanningsverhoging.

Voor een ligger kan de verandering van de lineaire uitzetting worden geschematiseerd met een veer in de roloplegging (zie Figuur 5.48)



• Figuur 5.48 Verhinderde temperatuurvervorming

Als gevolg van de lengteverandering van de ligger ontstaat er een kracht in de veer die gelijk is aan:

$$F = k \Delta l$$

waarin:  $k$  = de stijfheid van de veer

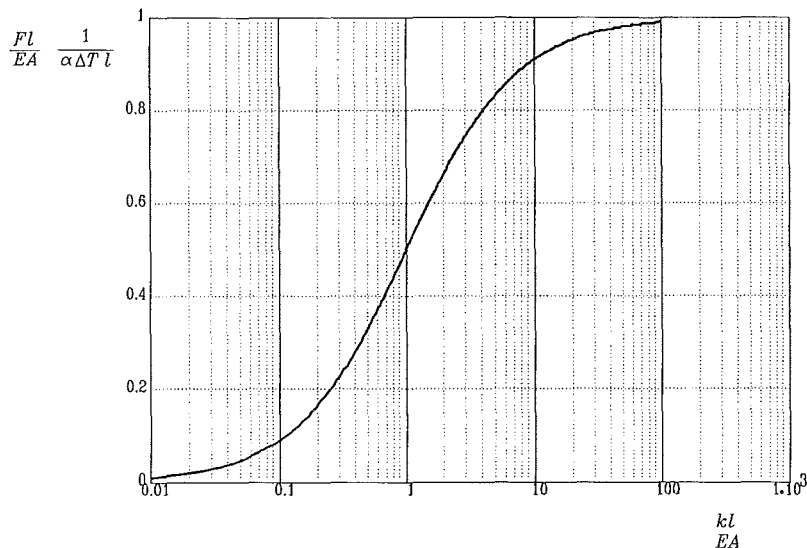
De optredende vervorming is gelijk aan de vrije temperatuurvervorming minus de lineair elastische vervorming:

$$\Delta l = \alpha \Delta T l - \frac{F l}{EA}$$

Hieruit volgt voor de kracht:

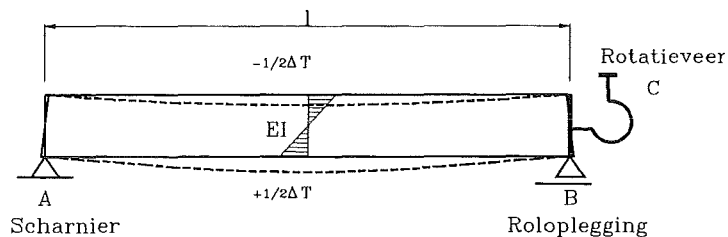
$$\frac{F}{k} = \alpha \Delta T l - \frac{F l}{EA} \Rightarrow F = \frac{\alpha \Delta T l}{\frac{1}{k} + \frac{l}{EA}}$$

In de grafiek van Figuur 5.49 is het quotiënt van de lineair elastische vervorming als functie van de vrije temperatuurvervorming uitgezet. Hieruit blijkt dat als de veerstijfheid van de veer even groot is als de stijfheid van de ligger er 50% van de vrije vervorming optreedt. Voor een volledige verandering van de vrije vervorming is een veerstijfheid van meer dan 100 maal de axiale stijfheid van de ligger nodig.



• Figuur 5.49 Kracht als functie van de relatieve stijfheid van de verandering

De verandering van de hoekverdraaiing van een ligger in de opleggingen kan eveneens met een veer worden geschematiseerd (zie Figuur 5.50). Het moment in de oplegging is dan gelijk aan:  
 $M = c \varphi$



• Figuur 5.50 Verandering van de rotatie

De hoekverdraaiing in de oplegging is gelijk aan de vrije temperatuurvervorming minus de lineair elastische vervorming:

$$\varphi = \frac{\alpha \Delta T l}{2h} - \frac{Ml}{3EI}$$

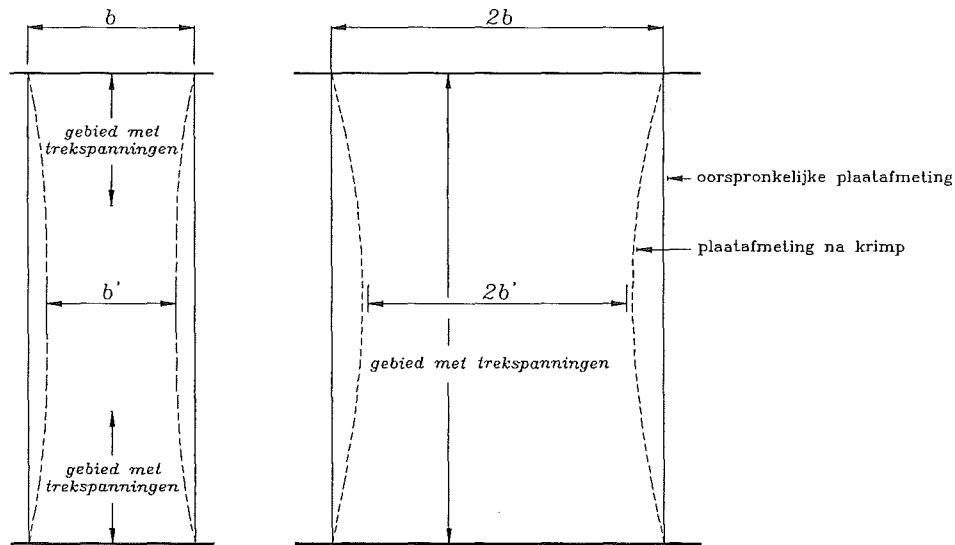
Hieruit volgt voor het moment:

$$\frac{M}{c} = \frac{\alpha \Delta T l}{2h} - \frac{Ml}{3EI} \Rightarrow M = \frac{\alpha \Delta T l}{2h \left( \frac{1}{c} + \frac{l}{3EI} \right)}$$

De grafiek in Figuur 5.49 is exact gelijk voor de relatie tussen  $\frac{Ml}{3EI} \frac{2h}{\alpha \Delta T l}$  (op de verticale as) en

$$\frac{cl}{3EI} \text{ (op de horizontale as).}$$

Bij de verandering van de vervormingen van een plaat moet rekening worden gehouden met de vervormingen in alle richtingen. Nabij de opleggingen van de plaat, waar de vervorming wordt verhinderd, kan door krimp een aanzienlijke trekspanning ontstaan. Bij betonnen platen dient daarom voldoende wapening aanwezig te zijn in de richting haaks op de overspanning. Naarmate de plaat breder is zal de trekspanning zich verder in het veld voortplanten (zie Figuur 5.51).



• Figuur 5.51 Effect van de breedte van een plaat

#### 5.9.4 Belasting door zettingen

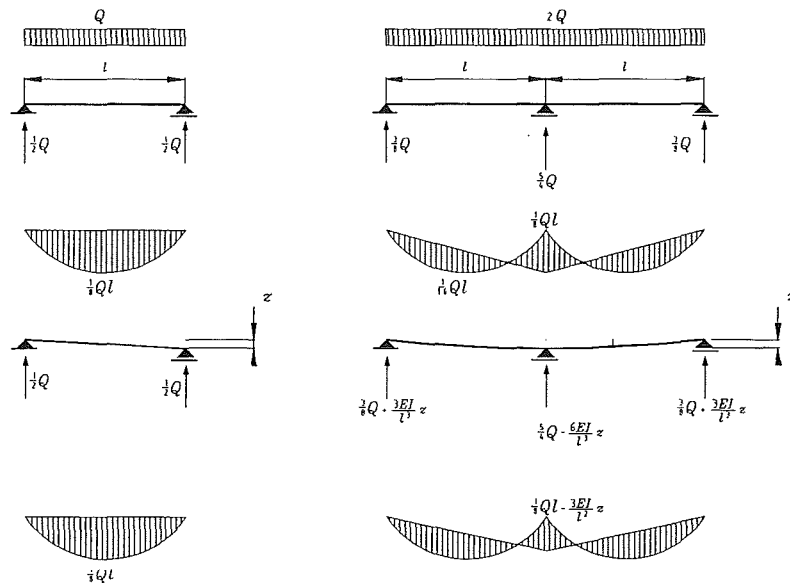
Zettingen treden op als gevolg van het verhogen van de effectieve spanningen in de ondergrond. Dit kan door het aanbrengen van bijvoorbeeld een fundering of door het verlagen van de grondwaterstand. Als de zetting gelijkmatig onder een constructie plaats vindt dan zal dit niet gepaard gaan met extra krachten en momenten op de constructie. Ongelijkmatige zettingen daarentegen kunnen grote spanningen in een constructie veroorzaken.

Een ongelijke funderingsdruk kan de oorzaak zijn van een ongelijkmatige zetting. Ook bij een gelijkmatige funderingsdruk zijn ongelijkmatige zettingen echter niet uitgesloten. Dit kan worden veroorzaakt door:

- Verschillende afmetingen van de funderingselementen. Bij brede elementen zal bij gelijke funderingsdruk een grotere zetting optreden dan bij smalle elementen doordat de spanning in het hart van de constructie minder gespreid wordt en dus dieper doorwerkt.
- Lokale verstoringen in de eigenschappen van de ondergrond. Lokaal kan de grond stijver of minder stijf zijn, waardoor er bij gelijke belasting een verschil in de zetting optreedt.

De krachtenverdeling in een constructie kan veranderen door ongelijkmatige zettingen. Voor deze krachtenverdeling is alleen het verschil in zettingen en de aard van de constructie belangrijk. De krachtenverdeling in een statisch bepaalde constructie wordt niet beïnvloed door een verschil in zettingen van de opleggingen. Een statisch onbepaalde constructie is meestal wel gevoelig voor zettingsverschillen.

In Figuur 5.52 staat dit aangegeven voor een statisch bepaalde ligger en een ligger op drie steunpunten. In het eerste geval worden de krachten en momenten niet beïnvloed door de zetting van een steunpunt en in het tweede geval neemt het moment boven het gezakte middensteunpunt af en het moment in het veld neemt daardoor juist toe.



• Figuur 5.52 krachten en momenten als gevolg van een zakking van een steunpunt

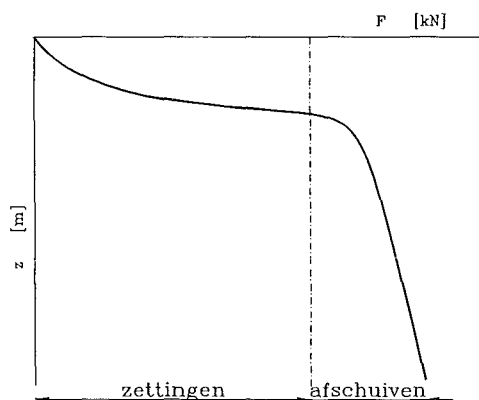
Zettingen kunnen op twee manieren worden meegenomen in de constructieve berekeningen, te weten:

- door schematisatie van de grond als een veer,
- door het in rekening brengen van een opgelegde vervorming.

#### Schematisatie van de grond als een veer

Bij de schematisatie van de grond als een veer is het kracht-verplaatsingsgedrag van de grond belangrijk. Over het algemeen heeft een ondiepe fundering een kracht-verplaatsingsgedrag zoals geschetst in Figuur 5.53. In de kracht-verplaatsing diagram zijn duidelijk twee trajecten te onderscheiden, te weten:

- een traject waarbij de vervormingen worden veroorzaakt door de zettingen
  - en een traject waarbij de vervormingen worden veroorzaakt door het ontstaan van glijvlakken.
- Bij het ontwerp van een constructie zal altijd de nodige veiligheid met betrekking tot bezwijken in acht moeten worden genomen, hetgeen inhoudt dat de belasting voldoende kleiner moet zijn dan de belasting die het ontstaan van glijvlakken veroorzaakt. De belasting bevindt zich derhalve in het flauw hellende gebied.



• Figuur 5.53 Kracht-verplaatsing diagram

Het zettingsgedrag kan worden geschematiseerd als een niet-lineaire veer of als een lineaire veer met een aangebrachte voorspanning. De gekozen voorspanning moet ongeveer overeenkomen met de kracht in de oplegging. De lineaire veer is een linearisering van het werkelijke veergedrag in het punt rond de voorspanning.

Om de onzekerheden in de veerstijfheid van de grond in rekening te brengen dienen combinaties met grotere en kleinere veerstijfheden te worden doorgerekend.

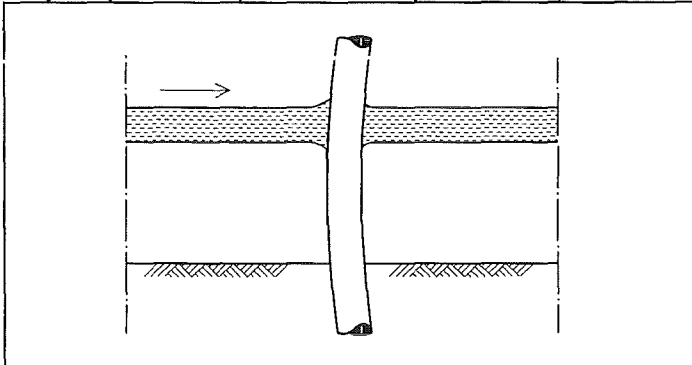
### Het in rekening brengen van een opgelegde vervorming

Het is eenvoudig om de zettingen in rekening te brengen als opgelegde vervormingen, waarbij de zettingen worden bepaald met behulp van de krachtsverdeling in de constructie zonder zettingen. Hiermee worden de zettingen overschat en is de berekende belasting conservatief. Eventueel kan de berekening een aantal malen iteratief worden uitgevoerd om de belastingen wat nauwkeuriger te schatten.

## 5.10 Ijsbelastingen

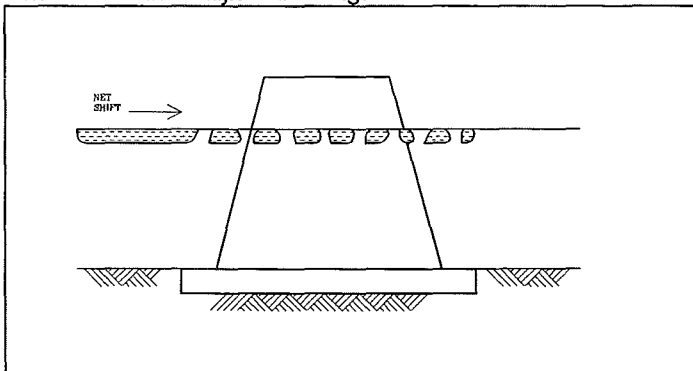
In principe zijn er vier verschillende gevallen te onderscheiden waarop ijs een belasting kan uitoefenen op een waterbouwkundig kunstwerk. Deze zijn:

- De statische horizontale belasting door thermische expansie van het ijs. Dit speelt alleen een rol als het ijs belemmert wordt in zijn beweging. Voorbeelden hiervan zijn de krachten op kunstwerken aan de oevers van dichtgevroren meren en de krachten op de palen van steigers als gevolg van de expansie van het ijs tussen de palen.



Figuur 5.54

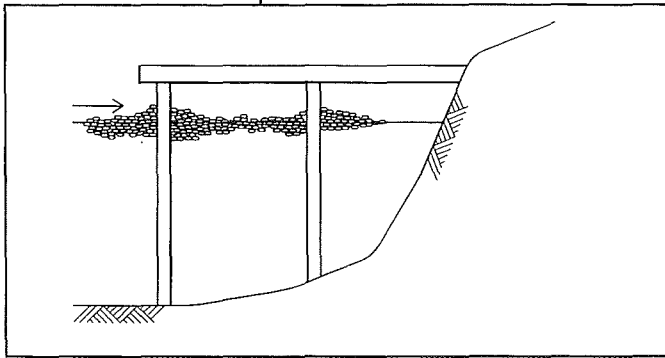
- De dynamische horizontale belasting op een kunstwerk door het botsen van met stroming en wind meegevoerd ijs. Dit speelt met name een rol bij kunstwerken in rivieren en langs kusten met een aanzienlijke stroming.



Figuur 5.55

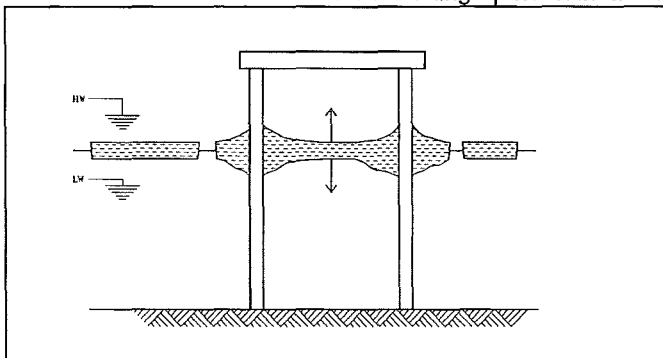
- De statische horizontale belasting door ijsaccumulatie tegen het kunstwerk bij langzaam stromend water. Als gevolg van een geringe stroming kan ijs zich ophopen tegen een constructie. Stroming onder het ijs veroorzaakt schuifspanningen langs het ijs, die evenwicht

maken met krachten op het kunstwerk



Figuur 5.56

- De statische verticale belasting op een kunstwerk als gevolg van ijsgroei aan de constructie. Dit speelt met name een rol bij wisselende waterstanden. In het hele gebied tussen hoog en laag water kan ijsaangroei plaats vinden. Onder water veroorzaakt de massa een opwaartse kracht en boven water een neerwaartse helasting op het kunstwerk.



• Figuur 5.57

De thermische expansie van ijs is vergelijkbaar met de temperatuurbelasting zoals beschreven in 5.9. De thermische uitzettingscoëfficiënt bedraagt gemiddeld ongeveer  $5,5 \cdot 10^{-5} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$ .

De expansie heeft spanningen tot gevolg in zowel de door het ijs belaste constructie als in het ijs zelf. Deze spanningen zullen in het raakvlak van het ijs met de constructie evenwicht met elkaar maken. De bovengrens van deze spanningen is de vloeispanning van het ijs of de constructie. De vloeispanning van het ijs is sterk afhankelijk van de dichtheid en de samenstelling van het ijs. De saliniteit, de mate van verontreiniging van het water en de temperatuur zijn daarbij belangrijke factoren. Het is daarom niet mogelijk om een algemene vloeispanning van ijs te geven. Deze is sterk gebonden aan de locatie waar het ijs is gevormd en ook afhankelijk van de temperatuurhistorie van het ijs.

Op verschillende locaties is onderzoek gedaan naar de vloeispanning van ijs. Deze varieert tussen de 20 en de 300 kN/m<sup>2</sup>. Uit de grote spreiding in de waarde van de sterkte blijkt dat kennis van de lokale ijssterkte van groot belang is.

Een belangrijk fenomeen bij thermische expansie is het uitknikken van het ijsoppervlak op plaatsen waar de ijslaag onregelmatigheden vertoont. Hierdoor reduceert de lengte van het ijsvlak waarover de thermische expansie wordt verhinderd.

De impact van grote ijsplaten, die botsen tegen een kunstwerk, kan worden vergeleken met het botsen van schepen tegen een constructie. Uit de vergelijkingen van 5.8.2 volgt dat de massa en de snelheid van de botsende ijsplaat bepalend zijn voor de belasting op een constructie. Ook hier geldt dat de spanningen in het contactvlak van het ijs met de constructie evenwicht maakt. Bij het overschrijden van de maximum spanning in het ijs zal bezwijken van het ijs optreden. Bekend is dat als gevolg van buiging de spanningen in de uiterste vezels maximaal zijn. Bij buiging zal daardoor eerder bezwijken optreden dan bij een gelijkmatig verdeelde normaalkracht.

Hiervan kan gebruik worden gemaakt om krachten op constructies te reduceren of te voorkomen. Een geknikt talud voor een constructie kan het ijs laten uitknikken en voorkomt dat een ijsplaat kan doorschuiven tegen de constructie.



## 5.11 Aardbevingsbelasting

In hoofdstuk 4 is kort aandacht besteed aan aardbevingen als natuurlijke randvoorwaarde. Voor bouwwerken zijn met name de versnellingen in alle richtingen van het aardoppervlak van belang. Deze versnellingen veroorzaken dynamische belastingen. Dit dynamische karakter van de belastingen komt in de verschillende voorschriften en bouwnormen niet altijd even goed naar voren. In de verschillende voorschriften wordt de aardbevingsbelasting vaak berekend als een statische belasting in alle richtingen die een functie is van de massa van de elementen van het bouwwerk. De stijfheid van de elementen van het bouwwerk wordt hierbij niet altijd in beschouwing genomen.

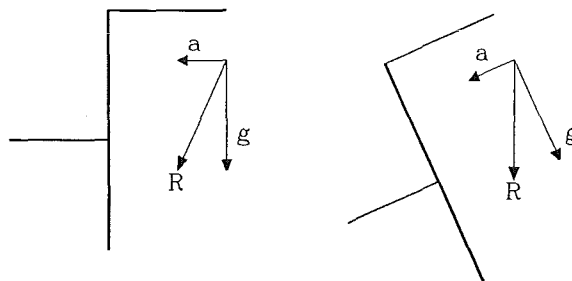
De equivalente statische methode (ESM) benadert het dynamische gedrag van de constructie door de grootte van de belasting mede te relateren aan de laagste eigenfrequentie van de constructie. Deze en andere methoden voor het bepalen van de aardbevingsbelasting worden beschreven in het collegedictaat "Seismisch ontwerpen van betonconstructies" (Den Uijl, 1994). De essentie van de meeste methoden is dat de constructie wordt geschematiseerd als een massa-veer-systeem met vrijheidsgraden in alle richtingen.

Voor een beschrijving van aardbevingen als stochastisch proces wordt verwezen naar het collegedictaat "Stochastische trillingen" (Vrouwenvelder, 1997)

Bij grondkerende constructies is het niet gebruikelijk om de constructie te schematiseren als een massa-veer-systeem. Het probleem bij een dergelijke schematisatie is namelijk het schatten van de massa van de grond die moet worden gekeerd onder aardbevingscondities.

In de EAU (Empfehlungen des Arbeitsausschusses Uferneinrichtungen) staat een eenvoudig toepasbare benaderingsmethode. Bij deze benadering wordt verondersteld dat de maximale horizontale versnelling constant is en dat de maximale horizontale en verticale versnelling niet tegelijk optreedt. Dit houdt in dat de resulterende versnelling kan worden gevonden door vectorieel optellen van de versnelling van de zwaartekracht en de horizontale versnelling door de aardbeving. In de berekening wordt uitgegaan van een fictieve verdraaiing van het systeem zodanig dat de resulterende versnelling samenvalt met de versnelling van de zwaartekracht. Dit betekent dat zowel de damwand als het maaiveld voor en achter de kering een verdraaiing krijgen volgens

Figuur 5.58. De verdraaiing bedraagt  $\tan\left(\frac{a}{g}\right)$ .



• Figuur 5.58 Fictieve verdraaiing van de grondkering en het maaiveld als gevolg van horizontale versnellingen

Met de algemene horizontale gronddrukcoëfficiënten volgens 5.7.2 en 5.7.3 kan de horizontale gronddruk worden bepaald in de verdraaide schematisatie. De werkelijke horizontale belasting wordt gevonden door het ontbinden van de kracht in de werkelijke horizontale en verticale richting. Voor de grond onder de grondwaterspiegel moet ook de massa van het water meegerekend worden. Dit gebeurt door het corrigeren van de hoekverdraaiing, hiervoor wordt verwezen naar de EAU.

## 5.12 Literatuur

Apelt CJ, Isaacs LT, **Bridge piers hydrodynamic force coefficients**, Journal of Hydraulic Division, proc.ACSE, HYI, januari 1968.

Drescher, H., **Messung der auf querongestromte Zylinderausgeubten zeitlich veränderten Drucke**, Zeitung für Flugwiss. 4, 17-21, 1956.

Blevins, Robert D., **Flow-induced vibration**, Van Nostrand Reinhold Company, New York, 1977.

**International Conference on Flow Induced Vibrations in fluid engineering**, Reading, England, September 14-16, 1982.

Kolkman, P.A., **Flow induced gate vibrations**, Thesis Delft University of Technology, (ook als publikatie nr. 164 delft hydraulics), 1976

CUR/TAW rapport 155, **handboek voor dimensionering van gezette taludbekledingen**, CUR, Gouda 1992.

Meer J.W., **Golfoploop en golfoverslag bij dijken** (concept), waterloopkundig laboratorium, juni 1992

Minikin, R.R., **Winds, waves and maritime structures**, Griffin London, London 1963.

Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, **leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken deel 1 bovenriviereengebied**, Staatsuitgeverij 's-Gravenhage, september 1985

Groen P. en Dorrestein R., **Zeegolven**, 3de druk, Staatsdrukkerij en Uitgeverijbedrijf 's-Gravenhage, 1976

Vrouwenvelder A.C.W.M., Klaver E.C., **Stochastische Trillingen**, collegedictaat B15, Technische Universiteit Delft, Delft 1997.

**Empfehlungen des Arbeitsausschusses Ufereinfassungen**, Wilhelm Ernst & Sohn, Munich

$\sigma_{max} = k_p \cdot \sigma'$   
 maar breedte = 3D

$H = \frac{1}{2} \cdot 3D k_p \gamma h^2$   
 $P \rightarrow 3D \cdot k_p \gamma$

$\sum M = 0 \quad F(h + b_0) = \frac{1}{2} 3D k_p \gamma b_0^2 \frac{b_0}{3}$

$\sum H = 0 \quad F \cdot H + P = 0$   
 inker diepte  $t = b_0 + P$   
 lengte  $l = h + t$

$\delta = \frac{F(h + 0,65t)}{\sum H}$

$0,65t$

Stum:

## 6. Uitvoering van waterbouwkundige constructies

Het hoofdstuk 'Uitvoering van waterbouwkundige constructies' is overgenomen uit het dictaat van F9 geschreven in 1991 door prof.ir. A. Glerum en prof.dr.s.ir. J.K. Vrijling.

In de uitgave van 1999 zal dit hoofdstuk in herziene vorm worden opgenomen in dit dictaat.

### 6.1 Bouwmethoden

#### 6.1.1 Inleiding

Waterbouwkundige kunstwerken zijn gesitueerd in, aan, onder en boven waterlopen. Het begrip waterloop is hier ruim gedefinieerd. Het kan gaan om sloten, kanalen, havenbekkens, beken, rivieren, estuaria maar ook om zeeën en zeestraten.

Het maken van beton-, metselwerk, hout- en staalconstructies in het water is vrijwel ondoenbaar (kwaliteit, kosten). Daarom wordt er naar gestreefd de constructie zoveel mogelijk in den droge te bouwen en alleen de hoogst noodzakelijke werkzaamheden onder water te laten geschieden. Dit betekent dat de uitvoering in hogere mate bepalend zal zijn voor het ontwerp dan bij veel andere civieltechnische constructies het geval is. De uitvoering kan zowel de situering als de constructie beïnvloeden.

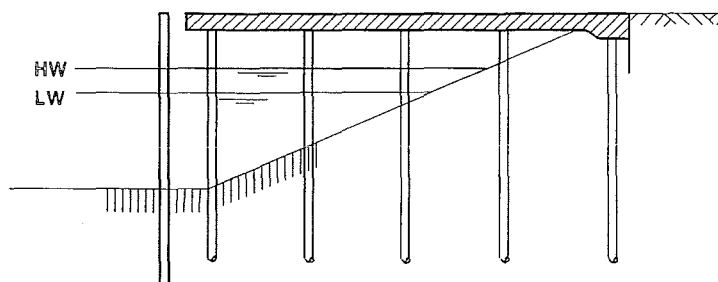
Teneinde het bouwen in den droge, dus onder geconditioneerde omstandigheden, mogelijk te maken, kunnen de volgende methoden worden overwogen:

- bouwen boven het water.
- bouwen buiten de waterloop en deze verleggen of verbreden.
- bouwen in de waterloop binnen een tijdelijke kering.
- elders grote elementen prefabriceren en deze na drijvend transport plaatsen (grootschalige prefabricage).
- combinaties van de genoemde methoden.

In de volgende paragrafen worden deze methoden beschreven, waarna in paragraaf 6.1.7 enige selectiecriteria worden aangedragen voor de keuze tussen de methoden.

#### 6.1.2 Bouwen boven water

Deze methode is slechts mogelijk indien de hoofdconstructie boven water is gesitueerd. Eén van de weinige voorbeelden hiervan is een steiger.



□ Figuur 6-1 Principe van een steiger

De palen kunnen met een drijvende stelling en ten dele vanaf het land worden geheid. Het dek wordt gestort op een aan de palen bevestigde bekisting of geheel of gedeeltelijk opgebouwd uit geprefabriceerde elementen.

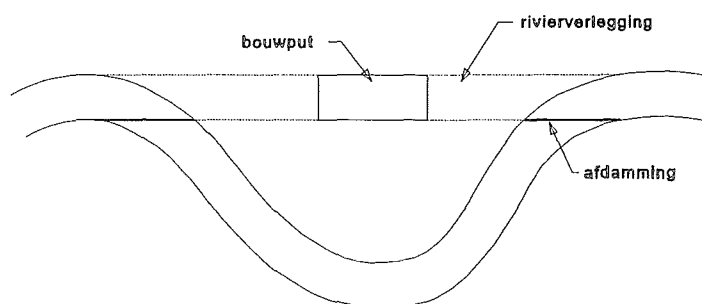
De hoogteligging van het dek wordt naar alle waarschijnlijkheid bepaald door de gewenste eindsituatie (inundatiefrequentie, beperking opwaarts gerichte golfstoten), maar de bekisting vraagt een zekere ruimte boven de hoogwaterstanden. Welke hoogwaterstand men daarvoor kiest hangt

af van de overschrijdingsfrequentie en de duur van deze standen alsmede van de uitvoeringsduur en de schade (werkonderbreking, uitspoeling van nog niet verhard beton etc.).

### 6.1.3 Bouwen buiten waterloop

Na voltooiing van het kunstwerk in een klassieke bouwput (een ingraving begrensd door taluds, waarbij de grondwaterstand tot beneden de putbodem wordt verlaagd door een tijdelijke bemaling) buiten de waterloop wordt de waterloop dusdanig verlegd dat het kunstwerk er in wordt opgenomen. Indien dit bezwaren oproept (ruimtebeslag, bemalingsschade) kunnen alternatieven op de klassieke bouwput worden toegepast (paragraaf 6.2.3). Ook is het denkbaar de waterloop geheel of gedeeltelijk te verleggen, dan het kunstwerk te bouwen om vervolgens de waterloop weer door de oude bedding en door, langs of over het kunstwerk te leiden. Deze laatste methode is reeds 4000 jaar geleden toegepast bij de bouw van een tunnel onder de Tigris in Babylon. De figuren 6-2 en 6-3 geven enkele willekeurige voorbeelden van verlegging/verbreding na voltooiing van het kunstwerk.

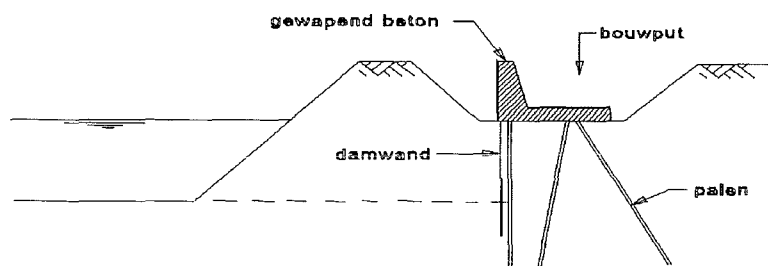
#### Voorbeeld verlegging:



Figuur 6-2 Locatie van een bouwput voor een schutsluis

#### Voorbeeld verbreding:

Bij het type kademuur van figuur 6-3 is slechts een beperkte bouwputdiepte nodig en geen of een beperkte grondwaterstandsverlaging. Vanaf de bouwputbodem worden de damwanden en palen geheid, waarna de L-muur wordt gebouwd. Vervolgens wordt de landzijde aangeaard en de vooroever ontgraven, bijvoorbeeld weggebaggerd. Een ander type kademuur, een ter plaatse gebouwde gewichtsmuur, zou in deze situatie een diepere bouwput, een groter ruimtebeslag en een zware bemaling vragen.



Figuur 6-3 Bouwput voor een kademuur

Nadrukkelijk zij vermeld dat de L- en de gewichtsmuur slechts enige van de vele typen kademuurconstructies zijn.

Uit de bovenstaande voorbeelden mag blijken dat bouwen buiten de waterloop, althans bij verlegging/verbreding na voltooiing van het kunstwerk, (mede)bepalend is voor de situering van de constructie.

Punten die spelen bij deze methode zijn:

- de omvangrijke grondwerken voor de verlegging/verbreding. Daarbij is het niet ondenkbaar dat bij het inbaggeren van de oevers en dergelijke, verontreinigde specie vrij komt.
- het ruimtebeslag. Laten de bebouwing, de landbouw, de natuurgebieden de riviervlugging voor de stuw wel toe? Gaat door de situering van de kademuur niet te veel opslag- of industrieterrein verloren? Wordt anderzijds het wateroppervlak niet onnodig breed voor de scheepvaart?
- de eventuele gevolgen van de tijdelijke grondwaterstandsverlaging.

In het bovenstaande is uitgegaan van bestaande waterlopen. Bij nieuw te bouwen kanalen (of te baggeren havenbekkens) is geen sprake van verlegging of verbreding. Ook hier kunnen kunstwerken in bouwputten (klassieke of varianten daarop) worden gemaakt, vaak vooruitlopend op de grondwerken van het kanaal, daar de bouw van grotere kunstwerken zoals schutsluizen, veel tijd vraagt en ernaar gestreefd zal worden alle werken gelijktijdig te voltooien (beperking bouwrente).

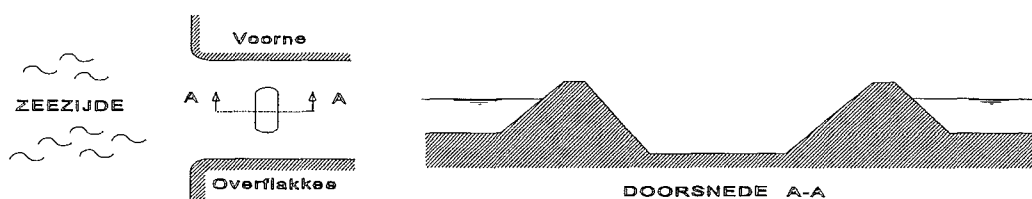
#### 6.1.4 Bouwen in de waterloop binnen een tijdelijke kering

De bouwplaats die wordt omringd door een kering kan een eiland- of een schiereilandvorm hebben. In het laatste geval is het bouwterrein bereikbaar vanaf het land. De tijdelijke kering kan afhankelijk van de situatie (o.a. de beschikbare ruimte) en de kosten verschillende vormen hebben: een dijk, een kistdam (twee damwandschermen die aan elkaar verankerd zijn een waarbij de tussenruimte wordt gevuld met grond) of bij smalle "eilanden" twee op elkaar afgestempelde damwandschermen ter weerszijde van de bouwput. De laatste oplossing is kwetsbaar voor scheepsaanvaringen en wordt dan ook meestal voorzien van los gefundeerde aanvaarconstructies aan de waterzijde, bijvoorbeeld meerstoelen.

Teneinde in den droge te kunnen werken wordt de grondwaterstand in het eiland verlaagd tot beneden het aanlegniveau van het kunstwerk of wordt een bodemafluiting toegepast van bijvoorbeeld onder water gestort beton. Een bodemafluiting wordt in de regel toegepast bij de typen keringen die uit damwandschermen bestaan opdat ook de zijdelingse toestroming van water wordt voorkomen.

De figuren 6-4 t/m 6-6 geven enkele willekeurige voorbeelden van eiland- en schiereilandvormige bouwplaatsen.

#### Voorbeeld "eiland" omgeven door dijk:



Figuur 6-4 Het principe van de bouwput van de uitwateringssluizen in het Haringvliet

De ringdijk is aangelegd op een ondiep gedeelte van het Haringvliet. De putbodem is diep ingebaggerd tot nabij het aanlegniveau van de spuisluis teneinde later droge grondwerken te beperken. De daarbij vrijkomende specie kon grotendeels worden gebruikt voor de opbouw van de dijk. Aan de Haringvlietzijde is een (niet getekende) havendam gebouwd, om de ligplaatsen voor schepen, die zorgden voor de aan- en afvoer van personeel, materieel en materialen voor de bouw van de spuisluizen, te beschermen.

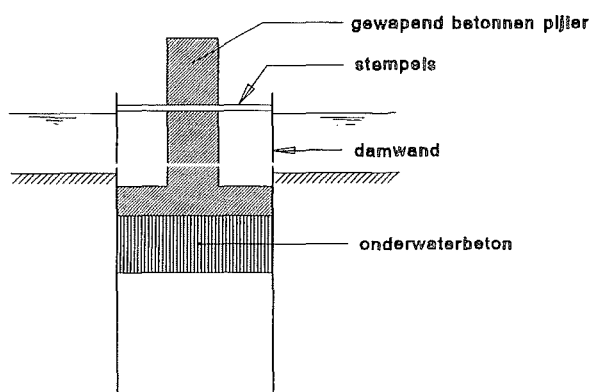
Tijdens de aanwezigheid van de ringdijk verdiepten de geulen zich, vooral ten noorden van het eiland. Na gereedkoming van het kunstwerk zijn geulen gebaggerd, die "toegang" geven tot de spuisluis, in de ondiepe gedeelten en is de ringdijk verwijderd. Door het toegenomen natte profiel

namen de stroomsnelheden af. Dit was gunstig voor de aanleg van de afsluitdam (waarvan de spuisluizen een onderdeel zijn) ten noorden en ten zuiden van de spuisluis.

In het zuidelijk damgedeelte bevindt zich een schutsluis, die eveneens binnen een ringdijk is gebouwd.

Vrij kort na het begin van de bouw van de spuisluis bleek dat het grootste deel van het personeel woonde op de zuidoever en dat met het scheepstransport te veel tijd verloren ging. Het bleek rendabel een tijdelijke vaste oeververbinding te bouwen (ten dele een Bailey-brug en ten dele een gedeelte van de definitieve Haringvlietdam) tussen de bouwputten van de spuisluis en de schutsluis en Overflakkee. De verbinding is vooral gebruikt voor personeel en licht materieel.

#### Voorbeeld "eiland" omgeven door damwand:



Figuur 6-5 Bouwkuip voor een pijler in de rivier

De bouwvolgorde is: heien damwanden met drijvende stelling, plaatsen stempels, ontgraven, storten onderwaterbetonnen vloer (deze kan eventueel worden verankerd, tegen opbarsten door de waterdruk, aan van te voren geheide palen), leegpompen kuip, bouwen pijler, kuip met water vullen, verwijderen damwanden en stempels (zie figuur 6-5). De damwanden worden daartoe eventueel afgebrand door duikers juist boven de pijlervloer.

De damwand is kwetsbaar voor aanvaringen. Zeer belangrijk is daarbij de veiligheid van de mensen die in de bouwkuip werken. Een remmingwerk (aanvaarbeveiliging) is daarom op zijn plaats.

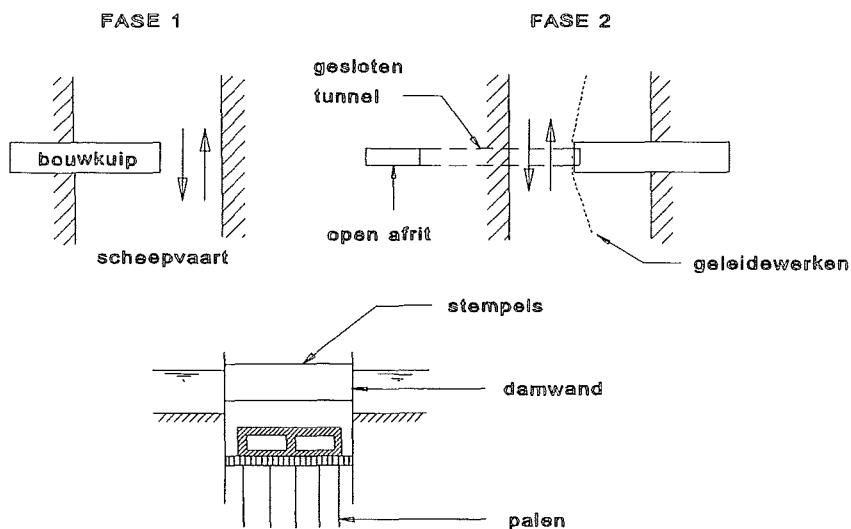
De bevoorrading geschiedt per schip. Hiervoor is een afmeervoorziening bij de bouwkuip nodig. Bij grotere constructies (zoals de pijlers van de stormvloedkering in de Theems) kan een tijdelijke toegangsbrug rendabel zijn. Deze toegangsbrug werd bij de Theems stormvloedkering gecombineerd met werkbordessen rondom de bouwkuipen.

#### Voorbeeld "schiereiland" omgeven door damwand:

In fase 1 wordt in een bouwkuip, die reikt tot iets voorbij het midden van de waterloop, de eerste tunnelhelft gebouwd, zie figuur 6-6. Het rechter uiteinde van de tunnelkokers wordt door middel van een tijdelijk waterdicht schot afgesloten alvorens deze fase wordt beëindigd. De bouwvolgorde is in grote lijnen gelijk aan die vermeld voor de bouwkuip van de rivierpijler. De scheepvaart en de eventuele waterstroom hebben nog maar iets minder dan de halve breedte van de waterweg ter beschikking. Na voltooiing worden de damwanden verwijderd (afgebrand) en wordt de bouwkuip aangeaard tot aan de oorspronkelijke bodem van de waterweg.

In de bouwkuip van fase 2 is het rechtereinde van het in de eerste fase voltooide tunneldeel opgenomen zodat het volgende tunneldeel hier tegenaan kan worden gebouwd. De damwand aan het linkereinde van de tweede bouwkuip moet als een kraag sluiten om de reeds voltooide tunnel. Een niet zo eenvoudige detail, dat hier verder niet zal worden behandeld.

De smalle passage maakt de aanvaarkansen van de bouwkuipen groot. Geleidewerken (bijvoorbeeld verticale stalen palen met doorgaande horizontale geleidebalken) moeten de schepen de doorvaart vereenvoudigen en aanvaringen met de damwand voorkomen. De geleidewerken zijn alleen geschetst in de tweede fase maar zijn ook onmisbaar in de eerste.



Figuur 6-6 Bouwkuipen voor een in situ gebouwde tunnel

In smalle kanalen kan worden overwogen de nauwe scheepvaartpassage tijdens de bouw te verruimen door het kanaal ter plaatse van de tunnel te verbreden. Dit is onder andere gedaan voor het Gouwe-aquaduct in de A12. Het leidt echter tot een tunnel die langer is dan die welke nodig zou zijn geweest voor de kruising met het kanaal volgens de oorspronkelijke breedte.

Bij alle genoemde tijdelijke keringen dient de vraag zich aan op welke kerende hoogten (waterstanden, maar ook golven) moet worden ontworpen. Dit is een kwestie van de duur van de aanwezigheid van de kering en van de gevolgen van een eventueel bezwijken of overtoppen. In het algemeen kan worden gesteld dat de tijdelijke kering wordt ontworpen op waterstanden en golven met een grotere kans van voorkomen dan die waarop het kunstwerk, dat binnen de tijdelijke kering wordt gebouwd, is gedimensioneerd.

Zo was bijvoorbeeld de ringdijk van de bouwput in het Haringvliet bemeeten op zeestanden met een overschrijdingsfrequentie van 0,02 per jaar, terwijl voor de spuiscuizen alsook de gehele Haringvlietdam is uitgegaan van  $2,5 \cdot 10^{-4}$  per jaar. Een algemene regel is niet te geven. Per geval zal dit moeten worden onderzocht.

Punten die spelen bij het bouwen in de waterloop binnen een tijdelijke kering zijn:

- de kosten van het maken en verwijderen van de tijdelijke kering.
- de hinder die de eilanden en schiereilanden veroorzaken voor de scheepvaart en het waterregime (opstuwning bovenstrooms, te grote stroomsnelheden daar waar men het niet hebben wil, etc.). De hoge snelheden kunnen bijvoorbeeld leiden tot ongewenste erosie en aantasting van platen die men om milieutechnische en ecologische redenen behouden wil.
- de geïsoleerde ligging van eiland-oplossingen. Dit betekent hogere kosten voor de aan- en afvoer van personeel, materieel en materialen. Zoals eerder vermeld wordt daarom bij grotere werken wel eens een tijdelijke brugoplossing toegepast. Voor kleine kunstwerken zal een dergelijke investering niet lonen. De werkvoorbereiding moet ook strakker georganiseerd zijn dan bij werken "op het land"; het ontbreken van een klein onderdeel kan leiden tot uren gedwongen werkonderbreking voor vele mensen en duur materieel door de lange aanvoertijden om dit manco alsnog goed te maken.
- het werken in de meestal nauwe door damwanden begrensde bouwkuipen vermindert vaak de produktie per man. Zo bedroeg de produktie per man voor het Gouwe-aquaduct slechts 75% van die indien dezelfde tunnelconstructie in een klassieke bouwput zou zijn gemaakt. Het betrof hier overigens een schiereiland-oplossing, waarbij de bereikbaarheid vanaf het land aanmerkelijk beter is dan bij een eiland-variant.

### 6.1.5 Grootschalige prefabricage

Bij deze bouwmethode worden grote delen van het kunstwerk (of de gehele constructie) elders onder geconditioneerde omstandigheden (in den droge) geprefabriceerd, waarna deze delen

drijvend worden vervoerd en op de definitieve locatie worden geïnstalleerd en onderling of met andere constructies worden verbonden.

De prefabricage kan bijvoorbeeld geschieden in een bouwdok, een bestaand scheepsdok, een scheepshelling of bij kleinere, minder zware elementen op een nabij de oever gelegen bouwterrein. Onder een bouwdok wordt verstaan een nabij de waterloop gemaakte klassieke bouwput of een alternatieve bouwput, indien slechts weinig ruimte beschikbaar is of indien gevreesd moet worden voor schadelijke gevolgen van de bemaling.

Bij het drijvend vervoer wordt geheel of gedeeltelijk gebruik gemaakt van het drijfvermogen van de elementen. Bij gedeeltelijk gebruik (dus wanneer het drijfvermogen van de elementen niet toereikend is) kan worden gedacht aan extra drijfvermogen door pontons of bakken. Voorts is het mogelijk elementen te vervoeren op al dan niet afzinkbare stalen bakken en afzinkbare transportschepen.

Het installeren, bijvoorbeeld het plaatsen op de bodem kan bij zelfdrijvende elementen geschieden door het aanbrengen van ballast. Vaak wordt daarvoor water gebruikt, dat snel kan worden ingelaten, waardoor de duur van de operatie wordt verkort en de hinder voor bijvoorbeeld de scheepvaart in de tijd gezien wordt beperkt. Later wordt de tijdelijke waterballast vervangen door definitieve (bijvoorbeeld beton of grind). Bij extra drijfvermogen tijdens het transport in de vorm van bakken of pontons kan worden overwogen het element (dat dan niet geheel zelfdrijvend is) af te lieren ten opzichte van de pontons. Afhankelijk van de vorm en dimensionering van het element kan dan toch nog ballast nodig zijn (indien een deel van het element boven de waterspiegel uitsteekt zal bij verder zakken de waterverplaatsing en daarmee het opdrijvend vermogen toenemen).

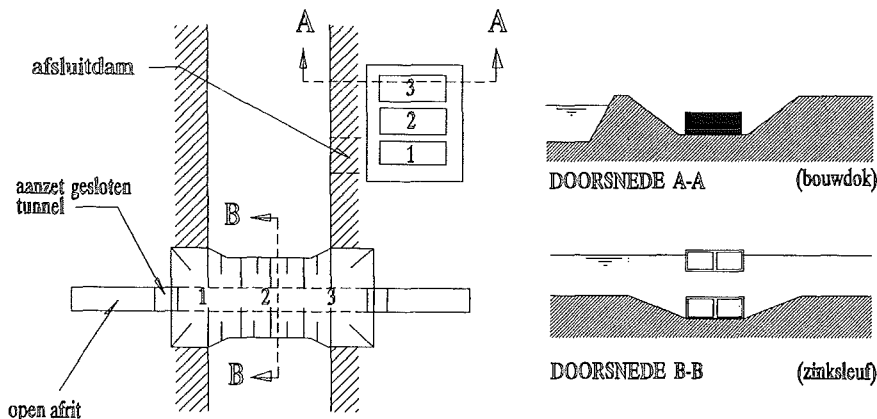
Het onder water koppelen met andere constructies kan betrekking hebben op van te voren in de oever gebouwde, dus niet geprefabriceerde, gedeelten (bijvoorbeeld de landgedeelten en open afritten van tunnels) maar ook met de andere geprefabriceerde elementen.

Een willekeurig voorbeeld van grootschalige prefabricage is gegeven in figuur 6-7.

#### Voorbeeld grootschalige prefabricage:

In een bouwdok, hier een klassieke bouwput, worden de tunnel-elementen in den droge geprefabriceerd. Ieder element is een lang stuk tunnel (bijvoorbeeld 100 tot 250 m lang) dat na voltooiing aan beide uiteinden wordt afgesloten door tijdelijke waterdichte schotten. Op deze manier ontstaan grote "holle dozen", die dusdanig zijn gedimensioneerd, dat ze na het vullen van het bouwdok met water en het beëindigen van de bemaling drijvend kunnen worden vervoerd. Bij voorkeur met een klein vrijboord, zodat later weinig ballast nodig is. Voor het transport moet de afsluitdam worden weggebaggerd, of -indien het dok daarmee is uitgerust- de dokdeur worden geopend.

Gelijktijdig met de elementen worden op beide oevers de landgedeelten (open afrit plus aanzet gesloten tunnel) in den droge gebouwd. Afhankelijk van de situatie kan dit op beide oevers in klassieke bouwputten geschieden. Deze bouwfase is niet aangegeven in de figuur. Wel de daarop volgende fase, waarin tussen de landgedeelten dwars over de waterweg een zinksleuf is gebaggerd.



Figuur 6-7 Bouwlokaties van een gezonken tunnel



Sleepboten vervoeren element na element vanuit het bouwdok naar de definitieve lokatie. Hier worden de elementen geballast (water in tanks, welke zich in het inwendige van een element bevinden) waardoor ze naar de bodem zinken, waar ze op hun fundering worden geplaatst en gekoppeld worden met de op de oever gebouwde aanzet van de gesloten tunnel of een voorgaand element. Het afzinken dient beheerst en plaatsvast te geschieden. In het horizontale vlak worden de elementen op hun plaats gehouden door een aantal, in verschillende richtingen uitgebrachte, kabels welke zijn voorzien van lieren. Verticaal zakt het element na geballast te zijn (waardoor het gewicht groter is geworden dan het opdrijvend vermogen) hangend aan vier verticale kabels welke worden bediend door lieren, die zich bevinden op pontons die blijven drijven. De hier gesuggereerde kabel -en ponton- configuratie wordt vaak toegepast, maar is slechts een van de mogelijkheden voor een beheerst afzinkproces.

Nadat de elementen zijn geplaatst wordt de tijdelijke ballast (het water in de tanks) vervangen door definitieve ballast: bijvoorbeeld een laag ongewapend beton aangebracht op de constructievloer van de tunnelkoker. Op het ballast-beton wordt het wegdek of de rail aangebracht. Overigens is het ook mogelijk de rail en de bielzen aan te brengen op een steenslag-ballastbed, zoals dat buiten de tunnel op baanlichamen gebruikelijk is.

De kopschotten worden verwijderd, terwijl de zinksieuf wordt aangevuld totdat de oorspronkelijke bodem van de waterweg is hersteld. Dit kan bijvoorbeeld geschieden door het klappen van de specie, die eerder is vrijgekomen bij het baggeren van de zinksleuf en tijdelijk is opgeslagen in een onder- of bovenwaterdepot.

In figuur 6-7 is het dok getekend in de onmiddellijke nabijheid van de tunnellocatie. De kosten van het drijvend transport worden hierdoor verminderd, maar vaak zal er geen ruimte beschikbaar zijn voor het dok of zal de bemaling van het bouwdok (een klassieke bouwput is veelal goedkoper dan een alternatieve oplossing) tot te veel schade leiden. In die gevallen kan het dok op grote afstand worden geprojecteerd. Wel dient de aanvoer-route over voldoende diepte te beschikken voor de tunnelementen met hun bij voorkeur kleine vrijboord (en dus grote diepgang). Ook moeten de afstanden tussen de pijlers van eventuele bruggen en de breedte van eventuele schutsluizen het transport toelaten. Bij een beperkte vaardiepte zijn er overigens oplossingsmogelijkheden. Een daarvan is het pas nabij de tunnel-locatie aanbrengen van het tunneldak zoals dit bij de tunnel onder de Noord in de A12 is geschied.

Het zal duidelijk zijn dat de afzinkmethode minder hinder oplevert voor de scheepvaart en het waterregime dan de in paragraaf 6.1.4 beschreven methode "schiereilanden omgeven door damwand".

In het bovenstaande voorbeeld van grootschalige prefabricage is een constructie aangehaald, die geheel onder water verdwijnt. Maar er zijn talloze voorbeelden waarbij een gedeelte boven water blijft. Ondermeer kunnen genoemd worden de pijlers van de stormvloedkering in de Oosterschelde en die voor de Willemsbrug in Rotterdam.

Grootschalige prefabricage wordt vaak toegepast, onder andere voor:

- kademuren opgebouwd uit caissons.
- doorlaatcaissons en dichte caissons voor de afsluiting van getijde-wateren.
- caissons voor de bouw van havendammen (waaronder de havens in Normandië voor de invasie in 1944).
- de reeds genoemde pijlers voor stormvloedkeringen en bruggen.
- andere onderdelen van stormvloedkeringen, zoals de drempels van de storm-surge barrier in de Theems en de dorpelbakken van de Oosterschelde.
- constructies voor buitengaatse olie- en gasexploratie en -winning.

Daarnaast biedt grootschalige prefabricage mogelijkheden onder andere bij:

- zwevende tunnels en onderwaterbruggen.
- turbine-huizen en doorlaatsluizen voor getijdecentrales.
- de verlenging van bestaande schutsluizen.
- stuwen etc.

Punten die spelen bij grootschalige prefabricage zijn:

- de grote invloed die de uitvoering heeft op het ontwerp: voldoende drijfvermogen, stabiliteit tijdens het transport, koppelingsvoorzieningen met andere elementen. De eerste twee punten

komen tezamen met de afwijkende methoden van funderen aan de orde in paragraaf 6.3. Voor de fundatie zijn duidelijk andere systemen nodig dan bij het ter plaatse in den droge bouwen. Bij deze laatste bouwwijze wordt de constructie als het ware gecontramald op de bodem, terwijl bij grootschalige prefabricage grote elementen met een relatief vlakke onderzijde worden geplaatst op een minder vlakke bodem, die van nature aanwezig is dan wel onder water gebaggerd of opgestort is. Dit onder water werken komt de vlakheid niet ten goede, hetgeen, zonder extra maatregelen, kan leiden tot een slechte krachtsoverdracht en/of maatafwijkingen in de uiteindelijke constructie.

- is er ruimte beschikbaar voor het maken van een bouwdok? Duren de procedures voor het verkrijgen van de benodigde vergunningen voor de aanleg van een bouwdok niet te lang? Uiteraard kan men eventueel gebruikmaken van dokken die gebruikt zijn voor eerdere werken (in het bouwdok bij Barendrecht zijn de elementen voor zeven verschillende tunnels geprefabriceerd) of van scheepsdokken.
- de vaarroute tussen het dok en de definitieve locatie moet voldoende waterdiepte hebben. Zoals eerder aangeduid zijn er varianten mogelijk om tegemoet te komen aan een te geringe diepte (elementen niet geheel afbouwen, opdrijf-assistentie door pontons of stalen bakken, etc.).
- de kosten van het dok, het drijvend vervoer en het plaatsen (afzinken).

### 6.1.6 Combinaties van de voorgaande bouwmethoden

Volstaan wordt met het geven van enkele voorbeelden naar aanleiding van wat eerder is beschreven.

In figuur 6-2 in paragraaf 6.1.3 wordt als voorbeeld van verlegging bij bouwen buiten de waterloop de bouwput voor een stuw met schutsluis in een later te maken bochtafsnijding gegeven. Het is ook mogelijk de bouwput in de uiterwaard te situeren, indien daar voldoende ruimte beschikbaar is en de situering ook in de eindfase tot een vloeiende belijning leidt voor de waterafvoer en de scheepvaart. Combinatie met de methode "binnen een tijdelijke kering" is dan echter noodzakelijk: de uiterwaard wordt begrensd door de bandijk en de zomerkade. Deze laatste is laag, waardoor de uiterwaard als regel enige malen per jaar overstroomt. Een tijdelijke kering, die de overstromingskans van de bouwplaats verkleint, is dan ook gewenst. Wel betekent dit, dat bij grote afvoeren het natte profiel van de rivier tijdelijk is verkleind, hetgeen tot opstuwing bovenstrooms leidt.

De pijlers van de stormvloedkering in de Theems zijn, zoals eerder vermeld, gebouwd in stalen damwandkeringen (bouwen in de waterloop binnen een tijdelijke, eilandvormige, kering). Voor de drempels tussen de pijlers is deze methode aanvankelijk ook overwogen. Uiteindelijk is de door de aannemerscombinatie voorgestelde variant "grootschalige" prefabricage toegepast. De drempels (voorzien van inwendige holle ruimte) zijn elders geprefabriceerd, drijvend vervoerd en tussen de pijlers afgezonken.

Voor de Zeeburgertunnel is aanvankelijk de methode "schiereilanden omgeven door damwanden" overwogen. Uiteindelijk is op voorstel van de aannemer het middendeel, ter plaatse van de scheepvaartgeul, volgens de zinkmethode uitgevoerd (grootschalige prefabricage), terwijl de zijgedeelten (waar het water ondieper was en weinig scheepvaart plaatsvond) zijn gemaakt in de waterloop tussen stalen damwanden met een bodemafluiting van onderwaterbeton verankerd aan trekpalen (schiereiland-methode). Aan een zijde is de bouwkuip gebruikt als bouwdok voor de zinkelementen.

Nadat het laatste element was uitgevaren en afgezonken is in de bouwkuip ter plaatse het nog ontbrekende tunneldeel gebouwd (in de waterloop binnen een tijdelijke kering). Door deze bouwwijze (eerst de kuip gebruiken voor de bouw van elementen, daarna voor het ter plaatse bouwen) werd de bouwtijd verlengd, maar een nieuw dok was niet nodig (de nabij de Zeeburgertunnel gelegen Oranjesluizen waren te nauw om gebruik te kunnen maken van het bestaande bouwdok ten westen van Amsterdam). Aan een nieuw dok waren bovendien bezwaren verbonden uit milieu-overwegingen, terwijl het Buiten-IJ, waaronder de Zeeburgertunnel is gebouwd, plaatselijk zou moeten worden verdiept voor het transport van het nieuwe dok naar de zinksleuf (ook de scheepvaartgeul had te weinig diepte).

Dit probleem speelde niet bij de als bouwdok gebruikte bouwkuip die immers in het verlengde van de zinksleuf lag.

### 6.1.7 De keuze uit de bouwmethoden

Of een bouwmethode toepasbaar is hangt af van de vrijheid die de situatie biedt.

Zo zal de bouwput voor de stuw en schutsluis uit figuur 6-2, gesitueerd in de later te maken bochtafsnijding, alleen mogelijk zijn indien de rivier een sterk meanderend verloop heeft, indien de verlegde waterloop past in de water-, bodem- en zwevend-transportfunctie van de rivier en ook een goede scheepvaartontwikkeling mogelijk maakt. Daarnaast is het de vraag of de aanwezige bebouwing, de landbouw en natuurgebieden een dergelijke ingreep toelaten.

Het eiland voor de bouw van de Haringvlietsluizen in figuur 6-4 was slechts mogelijk door de grote breedte van het estuarium. Er resteerde voldoende nat profiel voor de afvoer van de Rijn en de in- en uittrekkende getijstroom alsmede voor de scheepvaart. De kosten van de tijdelijke ringdijk waren relatief gezien gering door de situering op de ondiepten (circa N.A.P. - 6 m). Deze ondiepten bepaalden de plaats van de spuisluizen.

In nauwe wateren zal een ringdijk teveel beslag leggen op de ruimte en is een eiland omgeven door damwanden misschien meer op zijn plaats, indien de situatie ook dit beperkte ruimtebeslag toelaat.

Ook in bredere wateren is een ringdijkoplossing soms onmogelijk. In de Oosterschelde is de stormvloedkering geheel geprefabriceerd en geplaatst in de diepe getijgeulen, terwijl de damvakken zijn gebouwd op de platen.

De primaire functionele eisen van de afsluiting zijn: verhoging van de veiligheid tegen inundatie en het zoveel mogelijk behouden van bepaalde natuurwaarden. Dit laatste houdt onder meer in: het zout blijven van het Oosterschelde bekken, het zo min mogelijk reduceren van de getijde-amplitude (dit bepaalt het doorstroomprofiel van de stormvloedkering) en het behoud van de platengebieden. Dit laatste nu was in hoge mate bepalend voor de keuze van de bouwmethode. Zou men gekozen hebben voor de ringdijk-oplossing van het Haringvliet dan zouden er twee mogelijkheden zijn geweest: de eilanden situeren op de platen dan wel in de geulen.

De eerste mogelijkheid zou hebben geleid tot goedkope ringdijken maar zou in strijd zijn geweest met de primaire eis: behoud van de platen. Na voltooiing van de stormvloedkering zouden immers toeganggeulen door de platen moeten worden gebaggerd, hetgeen niet alleen omvangrijke baggerwerken zou hebben betekend, maar ook een ontoelaatbare aantasting van deze rijke natuurgebieden.

De tweede mogelijkheid (ringdijken in de geulen) zou een zeer kostbare omdijking hebben gevraagd maar zou eveneens het verlies van de platen hebben betekend: door het grote getijverschil en het omvangrijke bekken zouden de platen geheel zijn geërodeerd. Mede om deze redenen lag de grootschalige prefabricage-oplossing voor de hand.

Hebben soortgelijke overwegingen dan geen rol gespeeld bij het Haringvliet? Nee, de primaire functionele eisen waren anders: verhoging van de veiligheid tegen inundatie, gecontroleerd lozen van Rijnwater en creëren van een zoetwaterbekken aan de binnenzijde. Met andere woorden: een ingrijpende wijziging van het milieu (zout werd zoet). In deze gewijzigde situatie speelde het behoud van de ondiepten (hierdoor werden de toeganggeulen tot de spuisluizen gebaggerd) geen rol.

Dit betekent echter nog niet dat, indien vandaag de spuisluizen opnieuw zouden moeten worden ontworpen, grootschalige prefabricage ook niet als een alternatief zou moeten worden meegenomen. Sinds de vijftiger jaren, waarin het Haringvliet werd ontworpen, is de techniek van prefabricage immers verbeterd en verder ontwikkeld.

Als criteria voor de keuze tussen de bouwmethoden, ervan uitgaande dat de situatie de vrijheid biedt voor alle of een aantal methoden, kunnen worden genoemd:

- de hinder voor de omgeving (onder andere voor de scheepvaart en de waterafvoer, maar ook voor de bebouwing etc.).
- het milieu.
- de kosten (niet alleen de bouwkosten, maar ook de kosten van de verwerving van gronden en de kosten resulterend uit de situering van de constructie in de eindfase, etc.). Bij de kosten van de situering in de eindfase kan bijvoorbeeld gedacht worden aan het verlies aan opslag- en industrieterreinen bij het "voorbeeld verbreding" van de methode "bouwen buiten de waterloop" in figuur 6-3 (het wegbaggeren van de vooroever bij de L-vormige kademuur).

- uiteraard dienen alle variant-oplossingen (van bouwmethode en van kunstwerk) te voldoen aan de primaire functionele eisen welke worden gesteld aan het te bouwen kunstwerk. Het is voor bepaalde gevallen denkbaar dat een der bouwmethoden beter voldoet aan de eisen bijvoorbeeld door een gunstiger situering van het kunstwerk in de waterloop. Men zou dit keuzecriterium kunnen noemen: de mate waarin wordt voldaan aan de primaire functionele eisen.

## **6.2 Bouwputten**

### **6.2.1 Inleiding**

In grote lijnen kunnen we een onderscheid maken tussen klassieke bouwputten en bouwkuipen. Bij klassieke bouwputten wordt de ingraving begrensd door taluds terwijl de grondwaterstand tijdens de bouw met behulp van een bemaling wordt verlaagd tot beneden de putbodem. Bij een bouwkuip wordt de ingraving begrensd door verticale wanden (bijvoorbeeld stalen damwanden) en kan de grondwaterstand worden verlaagd door een bemaling, maar het is ook mogelijk een bodemafluiting te maken of gebruik te maken van een afdichtende bodemiaag. Dit laatste is soms ook mogelijk bij klassieke bouwputten.

Alle bouwputten hebben tot doel een ruimte te creëren waarin het kunstwerk in den droge, dus onder gecontroleerde omstandigheden, kan worden gebouwd. In een aantal gevallen is het mogelijk of kan worden overwogen de verticale begrenzing van de bouwkuip en/of de bodemafluiting in de (definitieve) constructie van het kunstwerk op te nemen.

Wanneer wordt gekozen voor een klassieke bouwput en wanneer voor een van de vele vormen van bouwkuipen is onmogelijk aan te geven. Dit wordt bepaald door de situatie, het soort kunstwerk en de eisen die de omgeving stelt.

Wel is het mogelijk om in algemene termen te stellen dat, indien ruimte voorhanden is en bemaling is toegestaan (en niet tot al te grote schade leidt), een klassieke bouwput in de regel goedkoper is dan een bouwkuip. Bij deze laatste methode moeten immers kerende wanden worden gemaakt, die meer kosten met zich meebrengen dan extra grondwerken. Dit is echter een algemene regel, waarop wel degelijk uitzonderingen bestaan.

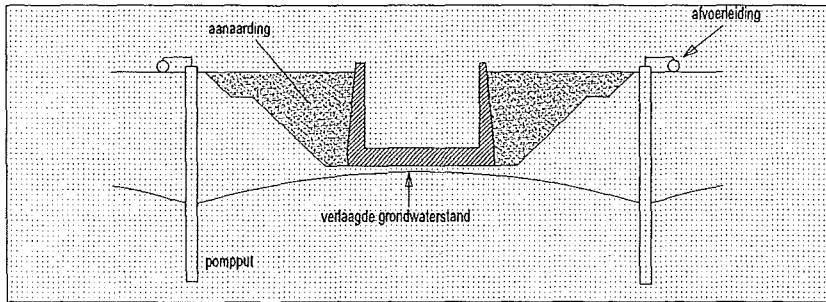
Door de relatief lage kosten worden klassieke bouwputten veel toegepast. Bij de methode "bouwen buiten de waterloop" ligt dit al zeer voor de hand, terwijl bij "bouwen in de waterloop", bijvoorbeeld het werkterrein van de spuisluisen in het Haringvliet, als een klassieke bouwput kan worden gezien.

Zoals in paragraaf 6.1.5 is vermeld worden bouwdokken voor het prefabriceren van elementen vaak als klassieke bouwput uitgevoerd. Om deze redenen wordt in paragraaf 6.2.2 aandacht besteed aan de klassieke bouwput (afmetingen, stabiliteit taluds, bemaling en eventuele problemen voor de omgeving) terwijl in paragraaf 6.2.3 alternatieven voor de klassieke bouwput-oplossing worden behandeld, waartoe ook bouwkuipen worden gerekend.

### **6.2.2 De klassieke bouwput**

#### **Werkwijze en afmetingen**

Begonnen wordt met het installeren van de bemaling en de ontgraving, zie figuur 6-8. Vanaf de bouwputbodem worden de palen aangebracht (in de figuur niet getekend), indien een fundering op staal niet mogelijk is, en worden eventuele onderloopsheidschermen geheid. Na het aanbrengen van de werkvloer, 6 à 10 cm dik en nodig voor het vlechten van de wapening en het storten van de vloer, wordt de betonconstructie gemaakt, in de figuur een bakprofiel voor bijvoorbeeld een sluis of een tunnelafrit, maar het kan uiteraard ook een kokerprofiel zijn of een meer-verdiepingen-gebouw voor bijvoorbeeld een gemaal. Na voltooiing wordt de bouwput aangeaard, bij voorkeur met grond die eerder bij het maken van de put vrij is gekomen. De bemaling kan dan worden beëindigd.



Figuur 6-8 Klassieke bouwput

De ontgraving van de bouwput geschiedt als regel in den droge hoewel een gebaggerde put ook tot de mogelijkheden behoort. De baggerwerktuigen maken dan een toegangseuil vanaf open water naar de bouwput. Nadat de put is gebaggerd wordt het baggermaterieel afgevoerd via de toegangseuil en wordt deze afgesloten (afgedamd) zodat de put kan worden drooggezet. Bij gebruik van demontabele cutters zijn de toegangseuil en de afdamming uiteraard niet nodig.

De keuze tussen nat en droog grondwerk wordt onder meer bepaald door:

- de bereikbaarheid van de bouwput voor drijvend of demontabel baggermaterieel (dat over de weg wordt aangevoerd); indien de bouwput zich direct naast open water bevindt hoeft slechts een korte toegangseuil te worden gemaakt.
- het beschikbaar zijn van voldoende ruimte voor depots en bezinkingsbassins in de omgeving. Baggerdepots kunnen vaak minder hoog worden opgezet dan droge depots, althans indien de uitvoering in een kort tijdsbestek geschiedt, en vragen daardoor, en door de noodzaak van bezinkingsbassins, meer ruimte dan bij droog grondwerk het geval is.
- dat bij een droge ontgraving reeds kan worden begonnen met het bouwen van het kunstwerk wanneer nog maar een gedeelte van de put op diepte is gebracht. Bij een gebaggerde put daarentegen moet na het wegvaren van het baggermaterieel nog een afsluitdam worden gemaakt. Pas na het droogpompen van de gehele put kan worden begonnen met de bouw. Een sneller beginnen vertaalt zich in lagere bouwrente en overheadkosten.
- dat bij een droge ontgraving de ontwatering van de taluds geleidelijker geschiedt en meer tijd krijgt. De ontgraving geschiedt immers in lagen. De ontwatering vindt dan reeds plaats terwijl de put nog niet tot op de volle diepte is ontgraven. Bij een gebaggerde put wordt de waterstand pas verlaagd nadat de taluds over de volle hoogte zijn gemaakt. Indien het water in de put snel wordt weggepompt en de grondwaterstanden (of waterspanningen) onder en achter het talud dit niet snel genoeg volgen en evenmin snel genoeg reageren op de inmiddels aangezette bemalingspompen (de pompputten uit figuur 6-8), dan kan dit leiden tot bezwijken van de taluds. Dit geldt vooral in slecht doorlatende gronden. Natuurlijk kan dit worden ondervangen door de bronbemaling tijdig aan te zetten en het water in de put langzaam weg te pompen, maar ten opzichte van droge ontgraving met de daaraan inherente geleidelijke en tijdige taludontwatering kan dit leiden tot verlenging van de bouwtijd.
- de kosten. Zeker bij grotere bouwputten zal het tempo van ontgraven en de prijs per m<sup>3</sup> lager zijn voor nat grondverzet dan voor droog.

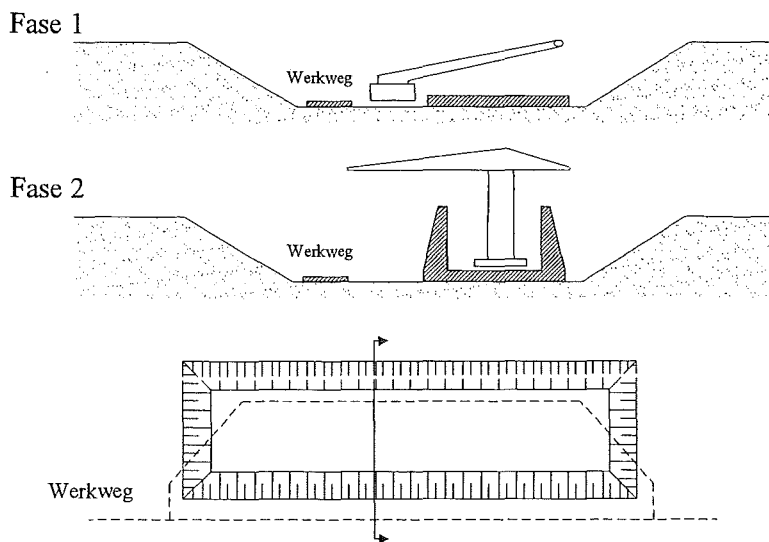
Ten aanzien van de diepteligging en de afmetingen van de bouwputbodem kan het volgende worden opgemerkt.

De bodem ligt op het niveau van de onderzijde van het te maken kunstwerk. Dit hoeft niet over het gehele oppervlak dezelfde diepteligging te zijn; de vloeren van de hoofden van schutsluizen zullen bijvoorbeeld dikker zijn dan die van de kolk. Bovendien kan het noodzakelijk zijn de bouwputbodem hellend te maken, bijvoorbeeld bij een tunnelafrit. Bij de gebaggerde put zullen de vlakheid en de hoogteligging van de bodem niet in overeenstemming zijn met de nauwkeurigheid die vereist is voor de definitieve constructie. Het is daarom niet ongebruikelijk te hoog in te baggeren en de laatste grond in den droge te verwijderen omdat daarbij nauwkeuriger kan worden gewerkt.

De horizontale afmetingen van de bouwputbodem zijn gelijk aan de buitenmaten van de definitieve constructie vermeerderd met de ruimte voor de bekisting met ondersteuning, werkruimte en eventueel ruimte voor werkwegen, kraanbanen en opslagruimte.

De taluds zullen zo steil worden opgezet als de stabiliteit toelaat. Dit wordt gedaan om het grondwerk te beperken: eerst de ontgraving, later de aanzanding.

Bij ondiepe bouwputten en smalle kunstwerken kan de bevoorrading geschieden door kranen. Bij grotere werken wordt de spreid van de kranen te groot en worden werkwegen toegepast waarover de materialen tot onder de kranen worden gebracht. Een voorbeeld van de inrichting van de bouwput van een schutsluis is in figuur 6-9 aangegeven. Het betreft een voorbeeld, het kan ook anders.



Figuur 6-9 Bouwen in een bouwput

De werkweg daalt vanaf het maaiveld langs het talud naar de putbodem. Het tracé is zodanig dat de vrachtwagens in dezelfde richting rijdend de put weer kunnen verlaten. Dit bevordert de doorstroming in drukke perioden, onder andere van betonauto's tijdens het storten.

In fase 1 worden de materialen voor de vloer met behulp van een mobiele kraan vanaf de weg in het werk gebracht.

In fase 2 worden de wanden met behulp van een rijdende torenkraan gemaakt, waarvan de rail is gelegd op de inmiddels gereedgekomen vloer. De fasen overlappen elkaar in de tijd: vooraan worden vloeren gemaakt, daarachter volgt de opbouw.

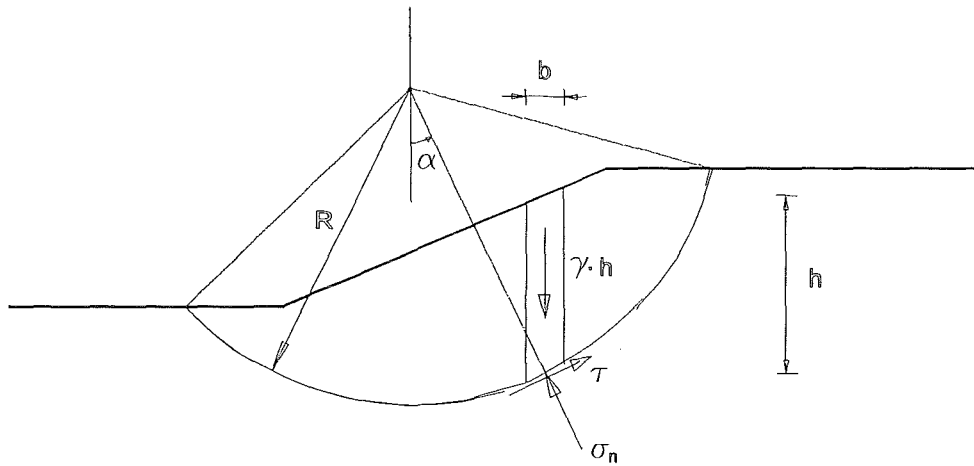
Naast de getekende kranen zal ook ander materieel kunnen worden gebruikt zoals betonpompen, heistellingen en dergelijke.

De uitvoering is gebaat bij royale werk- en opstelruimten en werkwegen. Dit leidt echter tot extra grondverzet en aankoop of huur van terreinen. Voor iedere situatie zullen de totale kosten moeten worden geoptimaliseerd.

### De stabiliteit van de taluds

Teneinde het grondverzet en de terreinverwerving te beperken worden de taluds zo steil mogelijk ontworpen. De steilheid hangt af van de grondsoort, de grondwaterstand, de diepte van de ontgraving en het al dan niet toepassen van tussenbermen.

In het onderstaande wordt een vereenvoudigde methode aangegeven voor de stabiliteitscontrole van taluds (volgens Fellenius).



Figuur 6-10 Het principe van een glijvlakberekening

In deze benadering wordt, zoals bij vele andere, uitgegaan van cirkelvormige glijvlakken. Het grondmassief erboven wordt verdeeld in lamellen, waarvan er één is getekend met breedte  $b$  en (gemiddelde) hoogte  $h$ .

Beschouwt men de momenten ten opzichte van het middelpunt van de cirkel dan geldt:

• het aandrijvend moment:  $A = \sum \gamma b h R \sin(\alpha)$  ..... (1)

waarin de som van de bijdragen van alle lamellen wordt beschouwd en  $\gamma$  het volumegewicht van de grond is. Indien het grondmassief is opgebouwd uit meerdere lagen kan men over de hoogte  $h$  te maken krijgen met verschillende volumegewichten. Indien de waterspiegel zich boven het glijvlak bevindt moet men onder de waterspiegel rekenen met het volumegewicht van natte grond en daarboven met dat van droge grond.

• het weerstandbiedend moment:  $W = \sum \tau b \frac{l}{\cos(\alpha)} R$  ..... (2)

waarin  $b/\cos(\alpha)$  bij benadering de lengte van de cirkelomtrek over de lamelbreedte  $b$  is. Fellenius veronderstelt dat de schuifspanning  $\tau$  langs de gehele cirkelomtrek een factor  $F$  kleiner is dan de schuifspanning die maximaal kan worden ontwikkeld. Deze factor wordt wel de stabiliteitsfactor genoemd en kan als een soort veiligheidscoëfficiënt worden beschouwd.

Voor de schuifspanning kan derhalve worden geschreven:

$\tau = \frac{l}{F} (C + \sigma_k \tan(\varphi))$  ..... (3)

waarin:  $C$  = cohesie [kN/m<sup>2</sup>]  
 $\sigma_k$  = korrelnormalspanning [kN/m<sup>2</sup>]  
 $\varphi$  = hoek van inwendige wrijving [-]

Voorts geldt:

$\sigma_k = \sigma_n - p$  ..... (4)

waarin:  $\sigma_n$  = grondnormalspanning [kN/m<sup>2</sup>]  
 $p$  = waterspanning [kN/m<sup>2</sup>]

Fellenius neemt aan dat de lamellen onderling geen krachten op elkaar uitoefenen. Uit krachtenevenwicht langs de radiaal volgt dan:

$\sigma_n b \frac{l}{\cos \alpha} = \gamma b h \cos(\alpha)$  of  $\sigma_n = \gamma h \cos^2(\alpha)$  ..... (5)

(5) en (4) ingevuld in (3) geeft:

$\tau = \frac{l}{F} (C + (\gamma h \cos^2(\alpha) - p) \tan(\varphi))$  ..... (6)

Momentenevenwicht om het cirkelmiddelpunt betekent dat het aandrijvend moment  $A$  (1) gelijk is aan het weerstand biedend moment  $W$  (2).

Gelijkstelling van (1) en (2) onder invoering van (6) en aannemende dat alle lamellen dezelfde breedte  $b$  hebben, leidt tot de volgende formule:

$$F = \frac{\Sigma (C + (\gamma h \cos^2(\alpha) - p) \tan \varphi)}{\Sigma \gamma h \sin \alpha} \dots\dots\dots (7)$$

De stabiliteitscontrole geschiedt door het grondmassief te verdelen in bijvoorbeeld 10 lamellen van gelijke breedte en door voor iedere lamel  $\alpha$  en  $h$  op te meten en dan de waarde van de stabiliteitsfactor  $F$  te bepalen. De controle wordt voor meerdere glijvlakken uitgevoerd (verschillende middelpunten en stralen). De kleinste waarde van  $F$  (behorend bij het meest kritische glijvlak) moet groter zijn dan bijvoorbeeld 1,2; een waarde die wel eens wordt gehanteerd voor tijdelijke werken zoals bouwputten (voor definitieve werken dient een grotere waarde van  $F$  te worden aangehouden).

De Fellenius-methode is één van de vele. Het gehanteerde model staat ver van de werkelijkheid af, maar wordt nogal eens gebruikt en leidt veelal tot resultaten, die in de praktijk hebben bewezen te voldoen. De in de vorige alinea geschetste rekenwijze brengt veel werk met zich mee. Zeker indien men bedenkt dat meerdere talud-hellingen moeten worden onderzocht teneinde het steilste mogelijke te bepalen. De computer zal hierbij uitkomst brengen.

Aan de bovenvermelde stabiliteitsfactor van 1,2 moet niet te veel waarde worden toegekend. Dit te meer omdat vraagtekens bij de gehele methodiek kunnen worden gezet. Om er maar enige te noemen:

- het cirkelvormige glijvlak.
- alleen momenten; geen krachtenevenwicht.
- geen krachtsoverdracht tussen de lamellen.

Uit formule (7) blijkt dat kennis van de grondwaterdrukken ( $p$ ) belangrijk is. Een hoge grondwaterspanning verkleint de stabiliteitsfactor. Zeker in slecht doorlatende gronden zal de waterspanning (veel) tijd nodig hebben om zich aan te passen aan de bemaling en aan het leegpompen van de bouwput. Rekenen met te optimistische waarden voor de waterspanning heeft in vele gevallen geleid tot het bezwijken van taluds (afschuiven). Maatregelen hiertegen zijn onder andere:

- ontwerpen met meer realistische waarden (en dus flauwere taluds).
- tijdig de bemaling aanzetten.
- de bouwput langzaam leegpompen.
- het aanbrengen van zandpalen of geo-drains voor de snellere ontwatering van slecht doorlatende lagen ter plaatse van de te verwachten glijvlakken.

Uit het voorgaande zal duidelijk zijn, dat de in paragraaf 6.2.2 genoemde tijdige ontwatering van de taluds bij het ontgraven van bouwputten in den droge aantrekkelijk kan zijn.

### De bemaling

In principe kennen we twee soorten grondwater: freatisch en spanningswater. Bij de eerste soort is er sprake van een vrije waterspiegel in een doorlatend pakket, bij de tweede is een met water gevuld doorlatend grondmassief opgesloten tussen twee slecht doorlatende lagen. De stijghoogte van het grondwater in het massief reikt tot boven de onderzijde van de bovenste "ondoortlatende" laag.

Afhankelijk van de grond- en grondwatergesteldheid waarin de bouwput wordt gemaakt kan de bemaling twee functies hebben:

- het verlagen van de freatische lijn tot circa 0,50 m beneden de putbodem teneinde het kunstwerk in den droge te kunnen uitvoeren. De circa 0,50 m extra verlaging is nodig om geen verweekt werkerrein te hebben (ook opvriezen kan een rol spelen), om zware neerslag te kunnen accumuleren en om bij uitval van een van de pompen niet direct de put "onder water" te hebben.
- het voorkomen van opbarsten van de putbodem indien zich daaronder een slecht doorlatende laag bevindt. Indien de stijghoogte in een hieronder gelegen watervoerend pakket niet voldoende wordt verlaagd door middel van een zogenaamde spanningsbemaling (het betreft



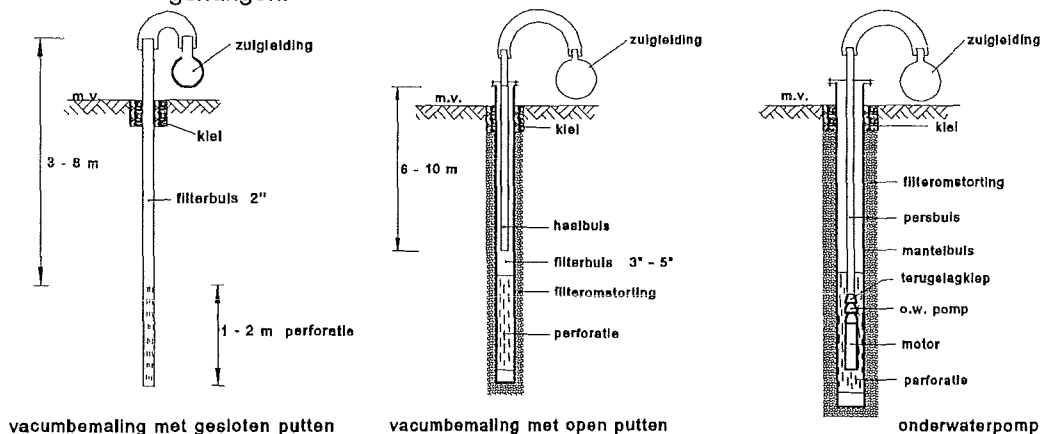
hier immers spanningswater) dan wordt de bodem van de put omhoog gedrukt omdat door de ontgraving de bovenbelasting is verminderd.

In bepaalde bodemprofielen kan het, mede afhankelijk van de bouwput-diepte, nodig zijn de freatische lijn te verlagen tot onder de bouwputbodem en tevens een spanningsbemaling toe te passen onder een slecht doorlatende laag, waarvan de bovenzijde dan op enige diepte beneden de putbodem ligt.

Te allen tijde zal de bemaling ook moeten zorgen voor de verlaging van de stijghoogte en de waterspanningen nabij de taluds, teneinde de aan het slot van de vorige paragraaf gesignaleerde instabiliteit te voorkomen.

In principe zijn twee bemalingstypen mogelijk:

- een open bemaling, waarbij afvoersloten of drains langs de teen van het talud het water naar putten brengen, van waaruit het met behulp van vuilwaterpompen uit de bouwput wordt verwijderd.
- een bronbemaling (figuur 6-11), waarbij de volgende typen kunnen worden onderscheiden:
  - een vacuümbemaling met gesloten putten, waarbij de stijgbuis van elke put via een flexibele leiding wordt aangesloten op de gemeenschappelijke zuigleiding. De onderdruk in de zuigleiding wordt verkregen door een centrifugaal- of plunjerpomp.
  - een vacuümbemaling met open putten. Het systeem is gelijk aan het bovengenoemde, zij het dat in iedere put een haalbuis hangt, en heeft het voordeel ten opzichte van de eerste type dat de waterstand in de putten maximaal kan worden verlaagd, mits de haalbuizen voldoende lengte hebben.
  - een bemaling met onderwaterpompen, waarbij in elke put een pomp wordt gehangen.



Figuur 6-11 Typen bronbemaling

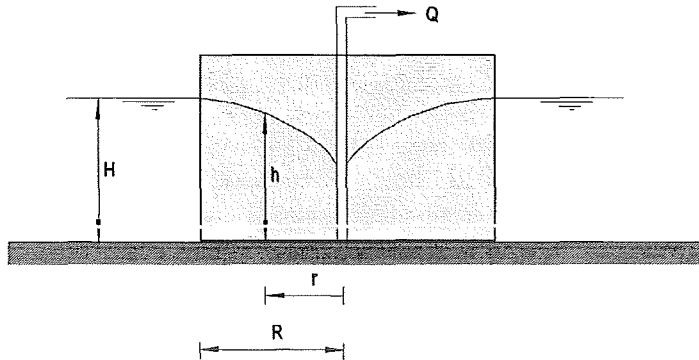
Een open bemaling is slechts mogelijk bij een geringe verlaging in slecht doorlatende gronden (hooguit 4 à 5 m in klei).

Doordat de onderdruk nooit meer kan zijn dan de atmosferische druk ( $\approx 10$  m waterkolom), is de grondwaterstandsverlaging, die men met een vacuümbemaling kan bereiken, zelden meer dan 5 à 6 m. Bij diepe bouwputten moet een vacuümbemaling dan ook in trappen worden aangebracht. Het toepassingsgebied loopt van slibhoudende tot fijne zanden. De opbrengst per put ligt in de orde van 1,5 à 2 m<sup>3</sup>/uur.

Bij onderwaterpompen, die in het grondwater hangen, speelt de beperking door de zuighoogte niet (voornamelijk persen i.pl.v. zuigen). De daardoor te bereiken grote grondwaterstands-verlagingen maken dit type aantrekkelijk voor de bouw van waterbouwkundige kunstwerken. De installatie is bedrijfszekerder dan bij een vacuümbemaling, waar luchtlekages tot problemen kunnen leiden ("luchttrekken" in één put kan veroorzaken dat de wateropbrengst van alle putten aangesloten op één pomp stopt). Wel moet men er voor zorgen dat de pomp diep genoeg hangt om droogvallen te voorkomen. Zij worden toegepast in het gebied lopend van fijn zand tot grof grind. De capaciteit van de pompen varieert van 5 tot 250 m<sup>3</sup>/uur (in de waterbouw worden meestal pompen van 40 tot 120 m<sup>3</sup>/uur toegepast).

Alhoewel de opzet van een bemaling als regel het werk is van gespecialiseerde adviseurs, zal hieronder een schets worden gegeven van de berekening teneinde enig inzicht in deze materie te verschaffen.

Zoals vermeld kunnen we grondwater onderverdelen in twee soorten: freatisch en spanningswater. We zullen eerst nagaan welk freatisch vlak zich instelt in het cirkelvormig eiland van figuur 6-12, waar in het middelpunt een bemalingsput is geplaatst. De ondergrond van het vrije water rondom het eiland en onder het eiland is niet doorlatend in tegenstelling tot de opbouw van het eiland. Voordat de pomp wordt aangezet is de grondwaterspiegel gelijk aan het niveau van het open water.



Figuur 6-12 Bemaling van freatisch water in een cirkelvormig eiland

Geleidelijk aan daalt de spiegel totdat een stationaire toestand is bereikt, die we nader zullen onderzoeken. We gaan hierbij uit van de filterwet van Darcy:

$$Q = k F \frac{dh}{dr}$$

waarin  $Q$  = debiet [m<sup>3</sup>/s]  
 $k$  = doorlatendheidscoëfficiënt [m/s]  
 $F$  = filteroppervlak [m<sup>2</sup>]  
 $\frac{dh}{dr}$  = verhang [-]

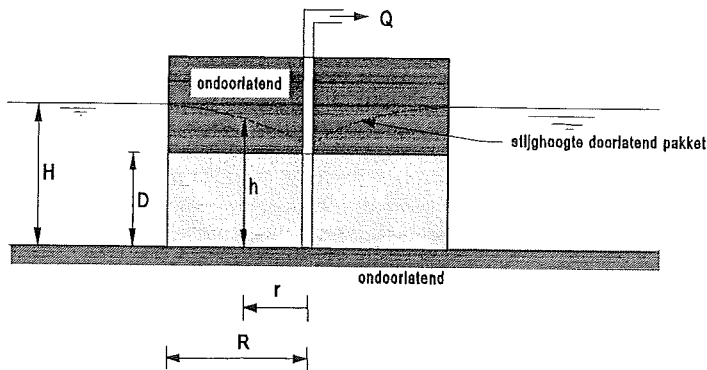
Voor het eiland betekent dit:  $Q = k 2\pi h r \frac{dh}{dr}$  of  $2 h dh = \frac{Q}{\pi k} \frac{dr}{r}$

waarvan de oplossing is  $h^2 = \frac{Q}{\pi k} \ln r + C$

Voor  $r=R$  geldt:  $H^2 = \frac{Q}{\pi k} \ln R + C$

Trekken we beide vergelijkingen van elkaar af, dan is het resultaat:

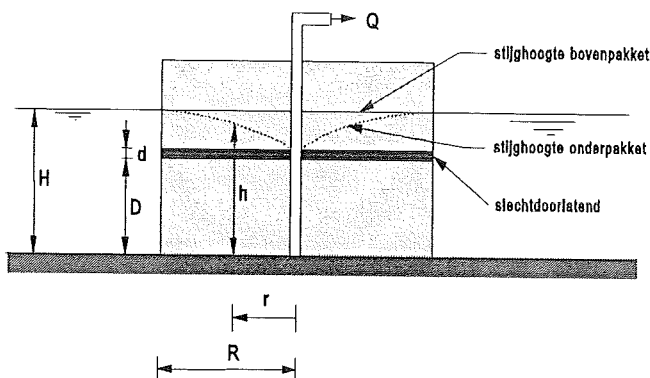
$$H^2 - h^2 = -\frac{Q}{\pi k} \ln \frac{r}{R} \dots\dots\dots (8)$$



Figuur 6-13 Bemaling van spanningswater in een cirkelvormig eiland

Op overeenkomstige wijze kunnen we voor het spanningswater in de doorlatende laag van figuur 6-13. de volgende relatie afleiden:

$$H - h = - \frac{Q}{2\pi k D} \ln \frac{r}{R} \dots\dots\dots (9)$$



Figuur 6-14 Bemaling van onvolkomen spanningswater in een cirkelvormig eiland

Meestal is de afdekkende laag niet volledig afsluitend en krijgen we onvolkomen spanningswater. In figuur 6-14 is een veelvoorkomend profiel aangegeven: twee goed doorlatende lagen gescheiden door een slecht doorlatende kleilaag met dikte  $d$ . We nemen aan dat door onttrekking aan het onderpakket geen verlaging van de waterstand in het bovenpakket optreedt (dit wordt bijvoorbeeld gerealiseerd door poldersloten in het bovenpakket). Dit betekent dat het onderpakket via de kleilaag voeding krijgt vanuit het bovenpakket.

Volgens Darcy bedraagt deze voeding

$$L = k' \frac{H - h}{d}$$

per eenheid van oppervlak, waarin  $k'$  de verticale doorlatendheidscoëfficiënt van de kleilaag is. Voor dit geval kan de volgende relatie worden afgeleid (zie ook collegedictaat b90 van Prof.dr.ir. A. Vennij):

$$H - h = \frac{Q}{2\pi k D} K_0 \frac{r}{\lambda} \dots\dots\dots (10)$$

waarin  $K_0 r/\lambda$  een gemodificeerde Bessel-functie van de eerste soort, orde nul is (zie bijvoorbeeld collegedictaat b90; appendix A of Abramowitz & Stegun: Handbook of mathematical functions).

$\lambda$ , is de zogenaamde *lekfactor* ([m]), deze kan bepaald worden uit:  $\lambda^2 = k D C$

waarin:  $C = \frac{d}{k'}$  = de weerstand van de kleilaag [s.] of [etm]

Met de formules (8) t/m (10) voor respectievelijk freatisch, volkomen en onvolkomen spanningswater kunnen de meeste stationaire stromingsbeelden worden berekend. Alvorens enige globale berekeningsvoorbeelden te geven volgen hier nog een aantal opmerkingen.

- De formules zijn allemaal afgeleid voor zogenaamde volkomen putten, dat wil zeggen dat hun filter over de volle hoogte van de laag, waaraan water wordt onttrokken, doorloopt. Dit zal lang niet altijd het geval zijn. Indien het ondereinde van de put bij freatisch water niet samenvalt met een ondoorlatende laag wordt formule (8) meestal ook toegepast, daar gebleken is dat het water beneden de onderzijde van de put vrijwel niet aan de stroming deelneemt (m.a.w. denk de doorlatende laag niet dieper dan de onderzijde van de put). Indien de ondoorlatende laag op grote diepte ligt beveelt Sichardt aan om het aldus berekende debiet met 20% te vergroten.
- De formules zijn afgeleid voor een cirkelvormig eiland, een niet alledaagse situatie. In werkelijkheid ligt de te bemalen bouwput meestal op het land. Onder  $R$  wordt dan verstaan de afstand uit de put, waarop de verlaging nagenoeg nul is. Voor kleine bemalingen wordt  $R$  wel eens benaderd door de empirische formule van Sichardt :

$$R = 3000 (H - h) \sqrt{k} \dots\dots\dots (11)$$

De eenheden zijn meters en seconden.

Voor grote bemalingen gaat men af op ervaring of de indicaties uit de hierna onder 5 te noemen pompproeven. Zoals in het rekenvoorbeeld zal worden aangetoond, is de invloed van een "foute" schatting van  $R$  beperkt door het feit, dat het om de (natuurlijke) logaritme van  $1/R$  gaat.

- De formules zijn afgeleid voor één put in het centrum. In werkelijkheid zullen rondom de bouwput een aantal bemalingsputten worden geïnstalleerd. Voor de formules (9) en (10) bestaat een lineair verband  $Q$  en de verlaging. Hier geldt het superpositiebeginsel, dat wil zeggen, dat in enig punt de totale daling gelijk is aan de som der dalingen veroorzaakt door de individuele putten. Bij freatisch water (formule 8) is dit niet het geval, daar moet men de verschillen van de kwadraten van  $H$  en  $h$  superponeren. In dit verband zij opgemerkt, dat voor freatisch water in de praktijk zeer vaak toch formule (9) wordt gebruikt. Dit kan als volgt worden gerechtvaardigd. Deel formule (9) door  $(H+h)$ . We krijgen dan:

$$H - h = - \frac{Q}{\pi k (H + h)} \ln \frac{r}{R}$$

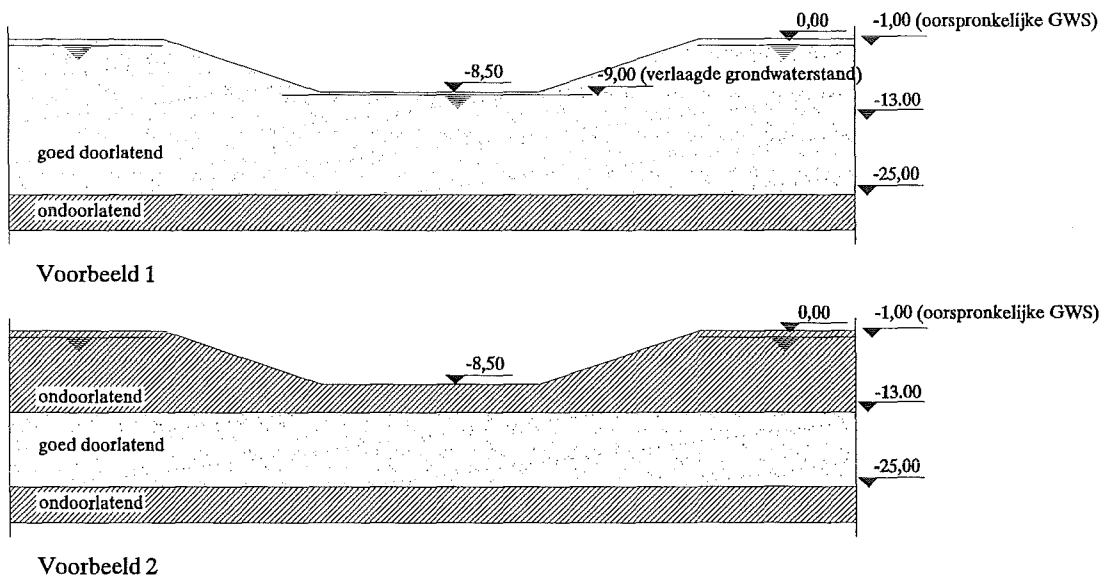
Door  $H+h$  gelijk te stellen aan  $2D$  gaat formule (8) in (9) over. We hebben dan wel een andere definitie voor  $D$  ingevoerd, namelijk niet meer de dikte van de waterdoorlatende laag, maar de gemiddelde waarde van de grootste en de kleinste waterhoogte in het beschouwde gedeelte van het watervoerende pakket. Gebruiken we formule (9) dan kunnen we weer uitgaan van het lineair superpositie beginsel, dat eerder is genoemd voor spanningswater.

- De formules zijn afgeleid voor de stationaire toestand. Voor de daaraan voorafgaande niet-stationaire fase gelden andere formules. Meestal worden bemalingen echter ontworpen op de stationaire toestand, waarbij het wel zaak is de pompen tijdig aan te zetten, want het duurt enige tijd totdat de stationaire toestand (en de gewenste situatie) is bereikt. Voorts dient de bemaling voldoende overcapaciteit te bezitten voor het opvangen van neerslag (een grotere verlaging dan technisch noodzakelijk kan een buffer vormen voor extreme regenval) en eventueel het uitvallen van een der pompen.
- Bepaalde parameters, zoals de doorlatendheidscoëfficiënt  $k$  kunnen ontleend worden aan de laboratoriumproeven op ongeroerde monsters. Zij zijn echter meestal niet representatief voor het omvangrijke gebied waarin de grondwaterstroming zich afspeelt. Het is dan ook gewenst, zo niet noodzakelijk, een pompproef te doen; een bemalingsput met daaromheen een aantal raaien met peilputten. Uit de pompproef worden parameters zoals het *doorlaatvermogen*  $kD$  (meestal  $[m^2/etm]$ ) en de *lekfactor*  $\lambda$  ( $[m]$ ) bepaald.
- In de regel bevinden de bouwputten zich nabij waterlopen (rivieren, kanalen), waarin het waterbouwkundige kunstwerk later wordt opgenomen. Deze waterloop kan dan werken als een "voedende" grens. Ter plaatse van de grens wordt de stijghoogte dan niet beïnvloed door de bemaling. Rekentechnisch kan men dit benaderen door de introductie van een denkbeeldige "spiegelput": vanuit de bemalingsput trekt men een loodlijn op de voedingsgrens en op deze loodlijn doch aan de andere zijde van de grens projecteert men een injectieput, die dezelfde hoeveelheid water injecteert als de bemalingsput onttrekt. Door de afstanden tot de grens gelijk te nemen, wordt bereikt dat langs de grens, tenminste als

deze recht is, de stijghoogte gelijk blijft (de verlaging hier veroorzaakt door de bemalingsput wordt ongedaan gemaakt door een gelijke verhoging bewerkstelligd door de injectieput). Met deze beide putten kan men op ieder gewenst punt aan de bemalingszijde van de grens de optredende verlaging berekenen. Bij volkomen spanningswater geldt bijvoorbeeld voor een punt op de loodlijn (indien de afstand van de bemalingsput -en dus ook van de injectieput- tot de grens A bedraagt):

$$H - h = -\frac{Q}{2\pi k D} \left( \ln \frac{r}{R} - \ln \frac{2A-r}{R} \right) \dots\dots\dots (12)$$

Opgemerkt zij dat er meestal geen sprake is van een volkomen voedende grens: ook bij brede, diepe rivieren (bijvoorbeeld de Nieuwe Maas bij Pernis van ca. 600 m bij ca. 13 m) was de invloed van de bemaling nog aan de overzijde te bespeuren. Een sliblaag op de bodem van de rivier geeft een grote intreeweerstand, waardoor niet aan de definitie van een volkomen voedende grens wordt voldaan: geen stijghoogteverlaging t.p.v. de grens als gevolg van de bemaling. In dat geval moet eigenlijk een verschoven grens worden geïntroduceerd, dus niet t.p.v. de waterloop, maar meer landinwaarts aan de niet bemalen zijde. Ten slotte volgen enige globale rekenvoorbeelden voor de eerste opzet van een bemaling (figuur 6-15).



Figuur 6-15 Situaties bij de rekenvoorbeelden

**Eerste rekenvoorbeeld**

Beschouw een bouwput met afmetingen aan de bodem van 50x100 m<sup>2</sup>, welke zich bevindt in een 25 m dik goed doorlatend grondpakket, dat rust op een ondoorlatende laag. De grondwaterspiegel bevindt zich op 1 m onder het maaiveld (H = 24 m).

Ter plaatse van de bouwput willen we de grondwaterstand met 8 m verlagen (h = 16 m), dus tot 0,5 m beneden de bodem. Voor de grond geldt k = 5·10<sup>-4</sup> m/sec.

Ter vergelijking volgt hier een overzicht, dat zeker niet absoluut is, voor de orde van grootte van k voor:

grind	10 <sup>-2</sup>	[m/sec.]
grof zand	10 <sup>-3</sup>	[m/sec.]
matig grof tot matig fijn zand	10 <sup>-3</sup> à 10 <sup>-4</sup>	[m/sec.]
fijn zand	10 <sup>-4</sup> à 10 <sup>-5</sup>	[m/sec.]
klei	10 <sup>-9</sup> à 10 <sup>-11</sup>	[m/sec.]

We benaderen de rechthoekige put (diagonaal = 112 m) door een ronde met een straal van 56 m en vervangen in gedachte de bemalingsputten, welk in werkelijkheid langs de zijden van de rechthoekige bouwput zullen worden geïnstalleerd, door één grote in het midden van de cirkel (eigenlijk mag dit bij formule (8) alleen, indien ook de werkelijke bemalingsputten regelmatig langs de omtrek van een cirkel zijn verdeeld).

We schatten  $R$  op 1000 m en vinden dan met formule (8):

$$24^2 - 16^2 = -\frac{Q}{\pi \cdot 5 \cdot 10^{-4}} \ln \frac{56}{1000}$$

Hieruit volgt:  $Q = 0,174 \text{ m}^3/\text{sec.}$  of  $628 \text{ m}^3/\text{uur}$ . Dit betekent 16 onderwaterpompen van ieder  $40 \text{ m}^3/\text{uur}$ . Deze bemalingsputten worden rondom de bouwput geprojecteerd (zij zullen vanaf maaiveld buiten de bouwput-insteek worden geïnstalleerd) en wel gelijkmatig verdeeld langs de omtrek van de bouwput. Vervolgens moet worden gecontroleerd of de verlaagde waterstand zich overal op tenminste 0,50 m onder de putbodem bevindt.

Is dit niet het geval dan moet een andere verdeling van de pompputten (of eventueel andere pompcapaciteiten) worden onderzocht.

Dit zal ook moeten geschieden indien de grondwaterspiegel te diep wordt verlaagd. Enige reserve is overigens niet ongewenst voor het eventuele uitvallen van één der pompen, etc.

Wat is nu de invloed van de keuze van de straal? Gebruiken we de empirische formule van Sichardt (11), die overigens alleen wordt toegepast voor kleine bemalingen en dus zeker niet hier, dan krijgen we een straal  $R = 537 \text{ m}$ , waaruit een debiet  $Q = 800 \text{ m}^3/\text{uur}$  volgt (27,4% meer dan bij een straal

$R = 1000 \text{ m}$ ). Bij een straal  $R = 2000 \text{ m}$  wordt het debiet  $Q = 506 \text{ m}^3/\text{uur}$  (19,4% minder). Met andere woorden: het debiet is betrekkelijk ongevoelig voor de grootte van de straal, die in het bovenstaande nagenoeg gehalveerd dan wel verdubbeld is.

We krijgen overigens exact dezelfde uitkomsten, indien we -zoals in de voorgaande opmerkingen hiervoor is uiteengezet- voor deze freatische situatie formule (9) gebruiken, waarbij voor  $D$  wordt ingevoerd het gemiddelde van  $H$  en  $h$ .

### Tweede rekenvoorbeeld

Stel dat we een andere grondopbouw hebben, met dien verstande dat de bovenste 13 m ondoorlatend is, terwijl daaronder het bodemprofiel ongewijzigd blijft met de stijghoogte van het grondwater op - 1,00 m.

Op de onderzijde van deze ondoorlatende laag werkt een opwaartse waterdruk van  $120 \text{ kN/m}^2$ . Na de ontgraving rest boven de -13 m nog maar een laag ter dikte van 4,5 m. Bij een volumegewicht van  $16 \text{ kN/m}^3$  betekent dit een neerwaartse kracht van  $72 \text{ kN/m}^2$ , te weinig om evenwicht te maken, waardoor de bodem op zal barsten. Indien we een veiligheid van 1,2 willen hebben, mag de opwaartse waterdruk niet meer bedragen dan  $72/1,2 = 60 \text{ kN/m}^2$ . Met andere woorden: de stijghoogte moet met 6 m worden verlaagd. Daar het volkomen spanningswater betreft, gebruiken we formule (9), waarbij  $D = 25 - 13 = 12 \text{ m}$ :

$$6 = -\frac{Q}{2\pi \cdot 5 \cdot 10^{-4} \cdot 12} \ln \frac{56}{1000}$$

Waaruit volgt:  $Q = 0,078 \text{ m}^3/\text{sec.}$  of  $283 \text{ m}^3/\text{uur}$ .

Indien 8 onderwaterpompen van elk  $40 \text{ m}^3/\text{uur}$  rondom de bouwput worden geprojecteerd, moet ook hier weer worden gecontroleerd of overal onder de putbodem de stijghoogte met tenminste 6 m wordt verlaagd.

Wat verandert er indien zich op 300 m uit het hart van de bouwput een "voedende grens" bevindt (dit moet een diepe rivier zijn, want zij moet direct contact maken met de watervoerende laag, waarvan de bovenzijde op -13 m ligt)? We introduceren nu een denkbeeldige injectieput, welke aan de overzijde van de grens ligt, symmetrisch t.o.v. de bemalingsput. Aan de "voorzijde" van de cirkelvormige bouwput geeft deze injectieput een verhoging van de stijghoogte, groot:

$$-\frac{0,078}{2\pi \cdot 5 \cdot 10^{-4} \cdot 12} \ln \left( \frac{600 - 56}{1000} \right) = 1,27 \text{ m}$$

De totale verlaging is in dit geval dus  $6 - 1,27 = 4,73 \text{ m}$ , waardoor de bouwputbodem zou opbarsten. Het debiet moet derhalve worden verhoogd tot

$$\frac{6}{4,73} \times 283 = 359 \text{ m}^3/\text{uur}$$

Door verschillende oorzaken kan een bemalingsstelsel (bijvoorbeeld bestaande uit putten met onderwaterpompen) minder goed (gaan) functioneren of zelfs geheel uitvallen. Oorzaken kunnen onder meer zijn:

- uitvallen stroomvoorziening (elektrische centrale, trafostations, kabels, etc.).
- mechanische of elektrische defecten van pomp(en).
- breken, scheuren, lek raken van leidingen.

- verstopt raken leidingen (door bijv. ijzeroxideafzettingen) en/of filteromstortingen en perforaties van de mantelbuizen (zie figuur 6-11).
- lucht in afvoerleidingen of aanzuigen lucht via pompen. De lucht kan zich verzamelen in de hoge punten van een niet vlak gelegde afvoerleiding waardoor de weerstand wordt vergroot.

Het minder goed functioneren dan wel uitvallen kan de volgende consequenties hebben:

- bij freatisch water:
  - geheel of gedeeltelijk vollopen van de bouwput, hetgeen zal leiden tot werkvertraging en eventuele schade aan materieel, zeker waar het elektrische of elektronische onderdelen betreft.
- bij spanningswater:
  - als bij freatisch water, maar daarbij het opbarsten van de putbodern, hetgeen onder meer verstoring van de funderingsgrondslag van het kunstwerk kan betekenen.

Afhankelijk van de grootte van eventuele schade moeten voorzieningen worden getroffen zoals noodstroomaggregaten, die de stroomvoorziening geheel of gedeeltelijk overnemen bij het wegvallen van de openbare netspanning en misschien een dubbele bekabeling op het werkterrein. In het voorgaande is uitgegaan van stroom uit het openbare net, maar bij geïsoleerde ligging kan het rendabel zijn eigen aggregaten te hebben voor de stroomvoorziening. Ook dan kunnen reserve-aggregaten worden overwogen.

Daarnaast zullen, afhankelijk van de grootte van eventuele schade en de duur van de bemaling nodig zijn:

- regelmatige inspectie.
- preventief onderhoud.
- bewaking van het functioneren.
- noodprocedures voor calamiteiten e.d.

Voor de laatste twee punten zijn sterk afhankelijk van de situatie. Bij kleinere werken hoeft het stagneren van de bemaling niet zo erg te zijn (verstoring van de funderingsgrondslag is ook daar ernstig). Maar bij grote projecten kan het gewenst zijn bepaalde parameters continu te registreren en bij over- of overschrijding van zekere grenzen alarm te geven en bepaalde procedures automatisch in werking te stellen. Bij overschrijding kan gedacht worden aan (te) hoge grondwaterstanden gemeten in peilbuizen, bij overschrijding aan het debiet dat door de bemaling wordt geloosd. Het alarm kan worden gegeven in een continu bemande ruimte of bij iemand thuis, die nabij het werk woont en wachtdienst heeft buiten de normale werktijden. Tot de procedures die automatisch in werking kunnen worden gesteld, behoort het starten van de noodstroomaggregaten bij het wegvallen van de netspanning.

### **Eventuele problemen voor de omgeving**

Zeer vaak leidt de klassieke bouwput (tussen taluds en met bemaling) tot de laagste bouwkosten, ook indien men hieraan de kosten van eventuele schade aan de omgeving toevoegt. De nadelen kunnen zijn het grote ruimtebeslag (door de taluds vraagt de uitvoering veel meer ruimte dan voor het voltooide kunstwerk nodig is, hetgeen problemen kan geven in stedelijke gebieden en indien een nieuw kunstwerk naast een bestaand moet worden gebouwd) en de eventuele gevolgen van de bemaling.

Alvorens op dit laatste punt in te gaan, dient nadrukkelijk gezegd te worden, dat zeer vaak in het geheel geen of slechts beperkte schade zal optreden.

In agrarische gebieden kan een bemaling leiden tot verdroging en daardoor tot oogstderving. Ook natuur- en recreatiegebieden kunnen ernstig te leiden hebben onder grondwaterstandsverlaging. Soms zal de oppervlaktelaag het regenwater voldoende "vasthouden" om het negatieve effect van de verlaging ongedaan te maken. Daarnaast kunnen beregeningsputten voor de land- en tuinbouw droog komen te staan.

Een belangrijk punt zijn de eventuele zettingen als gevolg van de tijdelijke verlaging van de grondwaterstand. Dit wordt met het volgende toegelicht.

Op een diepte  $h$  onder het maaiveld geldt dat de gronddruk ( $\sigma_g$ ) = korreldruk ( $\sigma_k$ ) + waterdruk ( $p$ ). De gronddruk is gelijk aan het gewicht van de kolom grond erboven.

Voor de grond boven het grondwaterniveau is het volumegewicht bij een poriënvolume van 40% :  $0,6 \cdot 26,5 = 15,9 \text{ kN/m}^3$  (26,5 is het volumegewicht van de minerale korrels).

Voor de grond onder het niveau is het volumegewicht  $15,9 + 0,4 \cdot 10 = 19,9$ .

Zakt het grondwaterniveau door de bemaling bijvoorbeeld 1 m, dan neemt  $\sigma_g$  af met 4 en  $p$  met  $10 \text{ kN/m}^2$ , waardoor  $\sigma_k$  toeneemt met  $6 \text{ kN/m}^2$ .

In daarvoor gevoelige gronden zal dit leiden tot samendrukking van het grondpakket en zetting van het maaiveld alsmede tot vergroting van de negatieve kleeft op palen. Indien huizen of gebouwen gelijkmatig over hun hele grondvlak zetten hoeft dit niet tot schade te leiden.

Erger kan het zijn bij ongelijke zettingen binnen één gebouw. Ook het afbreken van niet onderheide rioleringen en leidingen ter plaatse van de aansluiting op een woning of gebouw op palen is een niet ongebruikelijk verschijnsel. Houten palen kunnen boven de grondwaterstand gaan rotten.

Gelijkmatige maaiveldzettingen in een agrarisch gebied zijn geen probleem indien de slootwaterstand daarop kan worden aangepast. In oude landbouwgebieden met zeer verschillende slootpeilen is dit niet altijd mogelijk en kan een kleinere afstand tussen maaiveld en grondwater leiden tot blijvende oogstvermindering (daar waar deze afstand aanvankelijk te groot was kan echter ook een verbetering intreden). Ongelijke maaiveldzettingen kunnen hinderlijk zijn voor zaaien en oogsten. Drains kunnen een verkeerd afschot krijgen.

In waterwingebieden zal bemaling meestal verboden zijn, daar het bemalingswater als regel op open water wordt geloosd en daardoor verloren gaat. Retourbemaling (zie ook paragraaf 6.2.3) kan hier een oplossing bieden: het opgepompte water wordt daarbij via injectieputten op enige afstand van het werk teruggebracht in de ondergrond. Bij de bouw van de tunnel onder de Dordtse Kil werd een groot gedeelte van het opgepompte water rechtstreeks aan het waterwinbedrijf geleverd (de onttrekking geschiedde uit een laag, waaruit normaal geen drinkwater werd gewonnen, doch waar het water van goede kwaliteit was; de eigen winning uit de diepere lagen kon gedurende de tunnelbouw worden beperkt).

Soms is het door de bemaling opgepompte water van slechte kwaliteit en mag niet op open water worden geloosd, met het oog op verzilting en dergelijke (land- en tuinbouw, veeteelt).

De laatste jaren is men zich ervan bewust geworden, dat grondwaterstromingen (hoe langzaam ook) kunnen leiden tot ongewenste verspreiding van schadelijke stoffen uit "gifbelten".

Nogmaals: deze problemen kunnen optreden doch vaak zal dit niet het geval zijn. Indien schade optreedt zal deze door de bouwer moeten worden vergoed. Goede waarnemingen (grondwaterstanden, hoogtemetingen, beschrijving gebouwen en gewassen) zowel vóór, tijdens als na de bemaling zijn nodig om de schade te kunnen vaststellen. Bij de beschrijving van huizen en gebouwen kunnen foto's worden gebruikt.

### 6.2.3 Alternatieve bouwwijzen

#### Inleiding

Redenen om alternatieve bouwwijzen toe te passen kunnen zijn:

- het te grote ruimtebeslag van klassieke bouwputten. Dit speelt vooral in stedelijke en industriegebieden, maar kan ook van invloed zijn in bijvoorbeeld natuurgebieden of wanneer direct naast een bestaand kunstwerk een nieuw moet worden gebouwd. Bijvoorbeeld wanneer de schutcapaciteit van een schutsluis te klein is geworden en een tweede sluis moet worden gebouwd.
- de eerder beschreven bezwaren van een grondwaterstandsverlaging. Dit kan leiden tot een opzet waarin bemaling geheel of gedeeltelijk wordt vermeden of de gevolgen daarvan worden beperkt.

Afhankelijk van de situatie kunnen aan de bouw nog andere eisen worden gesteld, zoals bijvoorbeeld:

- het zo goed mogelijk gaande houden van het verkeer. Dit kan bijvoorbeeld geschieden door tijdelijke wegomleggingen rond de bouwplaats, maar dit is niet altijd mogelijk. Dan zullen mogelijk tijdelijke bruggen over de bouwplaats worden gelegd of een bouwwijze worden gekozen die het maaiveld niet of slechts kort beroert.
- het beperken van geluids- en trillingsoverlast (door bijvoorbeeld het heien van damwanden) voor de omgeving; diepwanden in plaats van damwanden is dan één van de mogelijkheden.
- het beperken van vervormingen van de ondergrond, die de draagkracht van de fundering van nabijgelegen constructies nadelig kunnen beïnvloeden. Dit kan leiden tot zwaardere



damwanden langs bouwkuipen dan nodig uit sterkte-overwegingen (een zwaardere damwand betekent kleinere uitbuigingen en daarmee minder vervormingen van de grondslag onder de fundering van belendende percelen). Ook kan men toepassing van diepwanden of betonnen boorpaalwanden overwegen, die immers een grotere buigstijfheid hebben dan stalen damwanden.

Er zijn vele situaties en vele combinaties van eisen mogelijk. Ideeën moeten worden ontwikkeld per geval. Ideeën die vaak veel creativiteit van de ontwerpers vragen.

Beperken we ons tot de in de aanhef van deze paragraaf genoemde twee zaken (beperkt ruimtebeslag en bemalingsproblemen) dan kunnen onder meer de volgende concepten worden overwogen.

Bij uitsluitend ruimtebeslagbeperking: begrenzing van de bouwsleuf door tijdelijke verticale wanden (verankerde of gestempelde damwanden, diepwanden of boorpaalwanden). Overwogen kan worden deze wanden ook deel te laten zijn van de definitieve constructie.

Bij uitsluitend bemalingsproblemen: het wederom in de grond terugbrengen van het opgepompte water (een retourbemaling) alsmede het buiten de insteek van de bouwput, die begrensd wordt door taluds, maken van ondoorlatende schermen (bijvoorbeeld cement-bentoniet schermen) die reiken tot in een van nature aanwezige slechtdoorlatende laag (figuur 6-18.B). Door op deze wijze de watertoevoer te beperken kan worden volstaan met een simpele, misschien open, bemaling (lekwater, neerslag etc.), terwijl de grondwaterstandsverlaging zich niet of nauwelijks doet gevoelen in de omgeving. Bij retourbemaling wordt bemaling niet vermeden, integendeel; zij moet in capaciteit worden vergroot, maar de retourputten moeten dusdanig gesitueerd worden dat grondwaterstandsverlaging wordt voorkomen of beperkt bij objecten of gewassen die daarvan nadelige gevolgen zouden ondervinden.

In tegenstelling tot de voorgaande methoden, wordt bij een retourbemaling de bemaling niet voorkomen, maar worden de nadelige effecten voor de omgeving geheel of gedeeltelijk ongedaan gemaakt.

Daartoe worden de afvoerleidingen aangesloten op putten met filters, via welke het opgepompte water weer in de grond wordt geïnjecteerd op enige afstand van het werk. De relatie tussen debiet en verhoging van de grondwaterstand (stijghoogte) is conform de eerder genoemde formules voor bemalingsputten.

Opgemerkt wordt dat retourneren altijd een zwaardere bemaling betekent, tenzij de infiltratie op grote afstand ( $\geq R$ ) geschiedt, waardoor de infiltratieputten geen verhoging meer geven ter plaatse van de bouwput. Maar infiltratie buiten het gebied, waar de bemaling verlaging geeft, ligt weinig voor de hand. De retourputten kunnen rondom de bouwput worden geplaatst, waardoor de invloed van de bemaling in alle richtingen wordt afgeschermd of alleen vóór of nabij objecten, die schadegevoelig zijn.

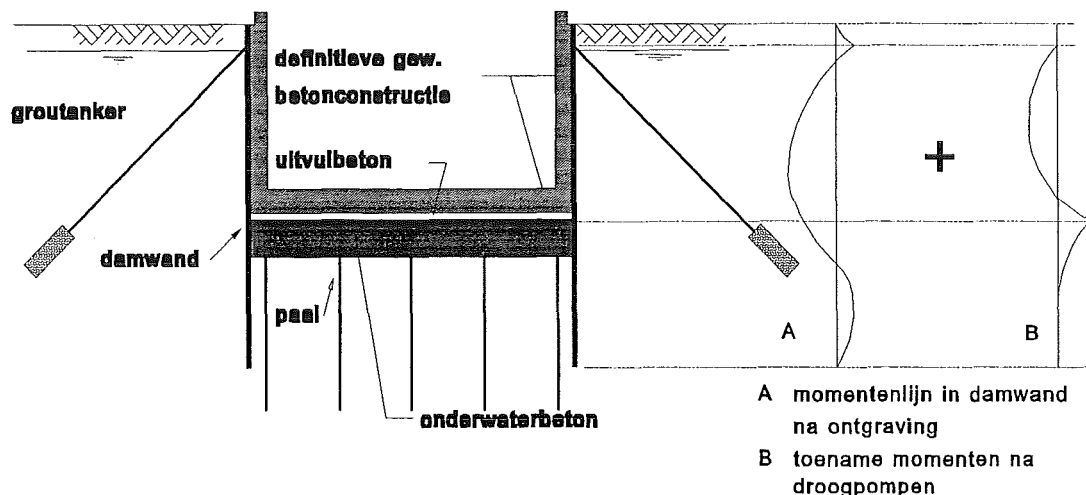
In verband met de bedrijfszekerheid wordt meestal voorkeur gegeven aan meerdere kleine infiltratieputten (orde  $10 \text{ m}^3/\text{uur}$ ) boven enkele grote (in de orde van bemalingsputten, zeg  $60 \text{ m}^3/\text{uur}$ ). Ontwerp, installatie en exploitatie dienen zeer zorgvuldig te geschieden. Zo kan bij beluchting van het systeem ijzer-uitvloeking (verstopping) bij de filters optreden. Ook kunnen de infiltratiefilters "verstopt" raken door de afzetting van gasbelletjes (methaangas, eerst opgelost in het grondwater, vormt na opgepompt te zijn, dus bij lagere druk, belletjes).

Bij èn ruimtebeslagbeperking èn bemalingsproblemen: begrenzing van de bouwsleuf door verticale, grondkerende wanden gecombineerd met een bodemafluiting (onderwaterbeton, injectielaag, een van nature aanwezige slecht doorlatende laag etc.).

Dit zijn slechts een aantal opties voor de ontwerper, er zijn er meer. In de volgende paragraaf zullen enige alternatieve bouwwijzen meer in detail worden bekeken. De volgorde van behandeling is niet conform die van de aan de bouwwijze te stellen eisen. De omgekeerde weg wordt bewandeld: de bouwmethode wordt beschreven, waarbij dan wordt vermeld aan welke eisen wordt voldaan (ruimtebeslagbeperking etc.).

### **Beschrijving van enige alternatieven**

Een van de meest toegepaste alternatieven is de damwandkuip gevormd door verankerde of gestempelde stalen damwanden en een vloer van onderwaterbeton verankerd aan trekpalen (figuur 6-16).



Figuur 6-16 Damwandkuip met onderwaterbetonnen vloer

De voordelen zijn het kleine ruimtebeslag en het voorkomen van een bemaling.

De volgorde van uitvoering is: heien van de damwandschermen, ontgraven van de tussenliggende grond (waarbij het grondwaterniveau in de put gehandhaafd blijft), het door het water heen heien van palen en het storten van de onderwaterbetonnen vloer. Na het leegpompen van de kuip wordt de eigenlijke gewapend betonconstructie gemaakt.

De groutankers (in plaats daarvan kunnen stempels tussen de damwandschermen worden aangebracht) worden als regel na een geringe ontgraving juist boven het grondwaterniveau aangebracht.

Meestal worden geprefabriceerde voorgespannen betonpalen toegepast, welke over de hoogte, waarover zij in het onderwaterbeton worden opgenomen, zijn gebouchardeerd of voorzien van ribbels voor een betere dwarskrachtoverbrenging.

De dikte van de onderwaterbetonnen vloer bedraagt tenminste 1,20 m, teneinde ongelijkmatigheden van de ontgraven bodem en onzekerheden omtrent de juiste ligging van het bovenzvlak te kunnen opvangen. Het geheel geschiedt immers onder water, waar ook het aanbrengen van het beton niet onder ideale omstandigheden geschiedt (trillen en afwerken is er niet bij). Na het droogpompen worden de hoogste punten weggehakt en de gehele vloer vlak afgewerkt met vulbeton alvorens de eigenlijke vloer te maken. De boven het vulbeton uitstekende paalkoppen worden van beton ontdaan, waardoor de paalwapening in de constructievloer wordt opgenomen.

De damwand wordt tijdens de ontgraving uitsluitend belast door de horizontale korreldrukken, waarbij zij aan de bovenzijde is opgelegd op de stempels (of groutankers) en aan de onderzijde in de grond. Na het leegpompen moet bij het aldus ontstane momentenvlak worden opgeteld het vlak veroorzaakt door de waterdruk (figuur 6-16, rechts).

Voor de waterdruk is de damwand opgelegd op het stempel en aan de bovenzijde van het onderwaterbeton (ca. 0,20 m onder het bovenzvlak van de vloer) gedeeltelijk ingeklemd. De mate van inklemming hangt af van de passieve grondrukken beneden dit draaipunt, maar \_ van de waarde van een volkomen inklemming is een redelijke aanname voor een eerste dimensioneringsberekening.

De onderwaterbetonnen vloer wordt belast door de opwaartse waterdruk verminderd met het eigengewicht. De vloer brengt de belasting over naar de trekpalen. Een controleberekening zal moeten uitwijzen of met de praktisch bepaalde dikte kan worden volstaan. Hieronder volgt het principe van een dergelijke controle.

Uitgangspunten:

- vloerdikte 1,50 m
- betonkwaliteit B 22,5
- palen 0,4 m, h.o.h. 3,05 m (in beide richtingen)
- grondwaterdruk onderzijde vloer 100 kN/m<sup>2</sup>

Rekenwaarde voor de belasting bij de grenstoestand bezwijken:

$$q = 1,7 \cdot (100 - 1,5 \cdot 23) = 111,35 \text{ kN/m}^2$$

(N.B.  $\gamma = 1,2$  van het eigen gewicht en  $1,5$  voor de waterdruk leiden tot een lagere  $q$ ; zie ook VB 1974/1984, artikel A 401.2.2).

Langs het omtrekvlak van de paal (dit is het ongunstigste schuifvlak i.v.m. de aanhechting van jong op oud beton) is de afschuifkracht:

$$T_d = 3,05^2 \cdot 111,35 = 1035,8 \text{ kN}$$

$$\tau_d = \frac{1035,8}{4 \cdot 0,4 \cdot 1,5} = 431,6 \text{ kN/m}^2 < \tau_1$$

$\tau_1 = 0,5 \cdot f_b = 675 \text{ kN/m}^2$ .  $f_b$  is de rekenwaarde voor de treksterkte van beton.

Het beton kan de schuifkracht dus overbrengen. Opgemerkt zij, dat voor onderwaterbeton wordt afgeweken van de VB 1974/1984, waar in deel D wordt gesteld, dat bij ongewapend beton geen dwarskrachten kunnen worden opgenomen, tenzij een normaaldrukkraft aanwezig is.

In plaats daarvan wordt gebruik gemaakt van de dwarskrachtberekening van deel E (gewapend beton).

Ook de damwanden worden soms beschouwd als elementen voor het opnemen van trekkrachten veroorzaakt door de opwaartse waterdrukken tegen de onderwaterbetonnen vloer (het aantal trekpalen kan dan worden verminderd). De damwanden worden daartoe voorzien van opgelaste stalen nokken voor de overdracht van dwarskrachten vanuit het onderwaterbeton.

Het buigend moment wordt in eerste instantie gesteld op:

$$\frac{1}{10} \cdot q \cdot l^2 = 103,6 \text{ kNm / m}^1$$

$$\sigma_b = \frac{103,6}{\frac{1}{6} \cdot 1 \cdot 1,5^2} = 276,3 \text{ kN/m}^2$$

$276,3 < 0,7 \cdot f_b (= 910 \text{ kN/m}^2)$  en is dus toelaatbaar (VB 1974/1984, art. D 503.5).

In werkelijkheid is het moment kleiner, daar het een paddestoelvloer betreft, die in twee richtingen overspant. Bij de definitieve controle moeten ook het moment en de normaaldrukkraft, veroorzaakt door de oplegging van de damwand op de vloer, worden onderzocht.

De paal krijgt in de gebruikstoestand een trekkracht van  $3,05^2 \cdot (100 - 1,5 \cdot 23) = 609 \text{ kN}$  en moet hiervoor voldoende zijn voorgespannen. De grenstrekkracht  $T$  van een paal is gelijk aan de gesommeerde plaatselijke kleefweerstand (bepaald uit mechanische sonderingen) over de, in de grond opgenomen, lengte, waarop de volgende empirisch bepaalde correcties worden toegepast (methode Begemann; "Funderingen op palen", Stichting Bouwresearch):

$$T = O (V_1 + aV_2 + V_3) f \dots\dots\dots (13)$$

waarin

- O paalomtrek
- $V_1$  bijdrage aan de wrijving uit bovenste  $\frac{1}{4}$  deel v/d paal.
- $V_2$  bijdrage aan de wrijving uit middelste  $\frac{1}{2}$  deel v/d paal.
- $V_3$  bijdrage aan de wrijving uit onderste  $\frac{1}{4}$  deel v/d paal.
- $a$  reductiefactor, afhankelijk van eventuele belastingswisselingen, welke varieert van 0,9 voor uitsluitend trek (ons geval) tot 0,3 voor wisselingen van druk naar trek.
- $f$  paalfactor volgens Begemann, variërend van 0,3 voor gladde palen met vlakke punt (ons geval) tot 0,8 à 1,0 voor bepaalde in de grond gevormde palen.

Bij een afwisselende opbouw van de ondergrond worden alleen de bijdragen van de stijvere lagen (zand) meegerekend, daar die van de slappere lagen pas bij grotere paalverplaatsingen tot ontwikkeling komen. De toelaatbare trekkracht in de gebruikstoestand wordt bepaald door  $T$  te delen door een veiligheid van 2,5.

Om de kracht te kunnen opnemen, moet zich voldoende grond (gewicht) rondom de paal bevinden: een grondkegel, waarvan de top zich bevindt in de paalpunt en met een tophoek ter

grootte van  $\gamma$ . In ons geval staan de palen echter te dicht op elkaar. Per paal kan niet meer grond worden geactiveerd dan een prisma van  $3,05 \times 3,05 \text{ m}^2$  met een lengte gelijk aan die van de paal, welke bovendien aan de onderzijde kegelvormig is afgesloten. Nemen we op dit grondgewicht een veiligheid van 1,2 dan moet onze paal een lengte krijgen van 9,85 m ( $\alpha = 30^\circ$ ; terwijl voor het gewicht alleen het "onderwatergewicht" van de "grondkorrels" in rekening is gebracht, dus bij een aangenomen poriënvolume van 40%;  $0,6 \cdot (26,5 - 10) = 9,9 \text{ kN/m}^3$ ). Uiteraard zal gecontroleerd moeten worden (met de formule voor T) of de gesommeerde kleefweerstand voldoende zijn.

De palen moeten bovendien "goed" staan voor de belastingen, die op de definitieve betonconstructie werken. In dit verband wordt opgemerkt dat de onderwaterbetonnen vloer zeker niet waterdicht is (door onvolkomenheden en eventuele scheuren in dit ongewapend massief) en dat men er daarom rekening mee moet houden dat direct onder de constructievloer de volledige opwaartse waterdruk aanwezig is. Vandaar dat eerder is gesteld dat de paalkoppen van beton worden ontdaan ("gesneld") en de paalwapening in de constructievloer wordt gestort. Op deze manier ontstaat een trekvaste verbinding.

In wezen wordt de grond- en waterkerende constructie twee maal gebouwd: éénmaal in de vorm van de kuip, daarna als definitieve constructie. Twee keer omdat de kuip als regel niet voldoende wordt geacht om als blijvende, duurzame constructie te fungeren. Het een en ander betekent dan ook dat de voordelen (beperkte ruimte, geen bemaling) staan tegenover aanzienlijk hogere kosten. Zo liggen de extra kosten voor de uitvoering in een dergelijke bouwkuip t.o.v. die in een klassieke bouwput (taluds, bemaling) voor de open afrit van een  $2 \times 3$ -strooks autotunnel (28 m tussen de wanden) in de orde van 25%. De methode is overigens geschikt voor veel soorten kunstwerken: sluisen, gesloten tunnelprofielen, gemalen etc.

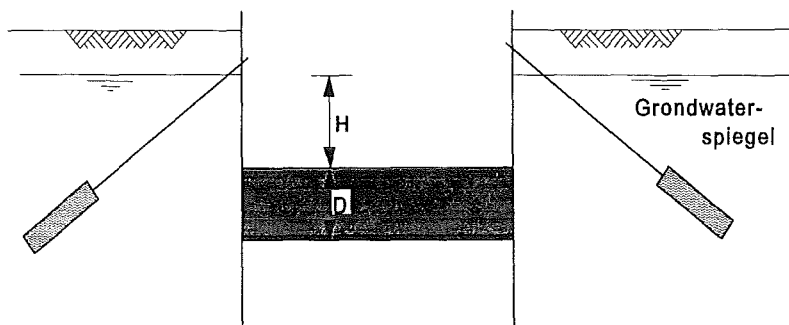
In sommige gevallen kunnen de kosten worden gedrukt door de damwanden terug te winnen door ze na voltooiing van de definitieve constructie te trekken. Dit is niet mogelijk indien de damwanden zijn gebruikt als trekelementen voor de opwaartse waterdrukken tegen de vloer. De opgelaste stalen dwarskrachtnokken zullen trekken dan onmogelijk maken.

Er wordt naar gestreefd de onderwaterbetonnen vloer te wapenen en hem in de definitieve constructie op te nemen, waardoor de later te maken constructievloer kan vervallen. Tot nog toe (november 1990) is dit alleen gedaan voor kunstwerken met geringe diepte (kleine opwaartse waterdrukken). Dat dit systeem nog niet is toegepast voor grotere waterdrukken heeft te maken met twijfels aan de kwaliteit: een hoogwaardige constructie onder water maken is moeilijk. Denk bijvoorbeeld aan slibinsluitingen, overal goed beton om de wapening, etc.

Theoretisch is het mogelijk een diepwand of een betonnen boorpalenwand te maken in plaats van een stalen damwand. De later te maken constructieve betonwand is dan niet meer nodig. Wel een afwerkwand omdat een diep- of boorpalenwand niet vlak is (alleen diepwanden met prefabpanelen zijn redelijk vlak). De combinatie van "stijve" diepwand met "slappe" groutankers is echter niet gelukkig: bij toenemende "stempelkrachten" (ontgraven en water in de kuip afpompen) zullen de ankers relatief veel vervormen en zal de diepwand ter plaatse van de gedeeltelijke inklemming bij de vloer een te grote hoekverdraaiing ondergaan en dus "kraken". Een combinatie met stijvere stempels is beter. In de definitieve fase moet de stempelfunctie dan worden overgenomen door een dak of vloer (niet mogelijk bij een open bak constructie zoals een sluis, wel bij een kokerprofiel of bij bijvoorbeeld een pompenhuis).

Anders dan in figuur 6-16 kunnen de stempels of ankers niet alleen worden aangebracht boven het waterniveau maar ook op lagere niveaus, zodat meervoudig gesteunde damwanden ontstaan, die een lichter profiel vereisen. De lager gelegen stempelramen worden dan aangebracht naarmate het waterniveau in de kuip wordt verlaagd. Dit systeem kan aantrekkelijk zijn voor diepe bouwkuipen (o.a. voor die van de Willemsspoortunnel).

In het bovenstaande is uitgegaan van een onderwaterbetonnen vloer verankerd aan trekpalen. Het is echter ook mogelijk een damwandkuip met een onverankerde onderwaterbetonnen vloer toe te passen (figuur 6-17). Deze moet dan wel voldoende gewicht hebben.



Figuur 6-17 Damwandkuip met onverankerde onderwaterbetonnen vloer

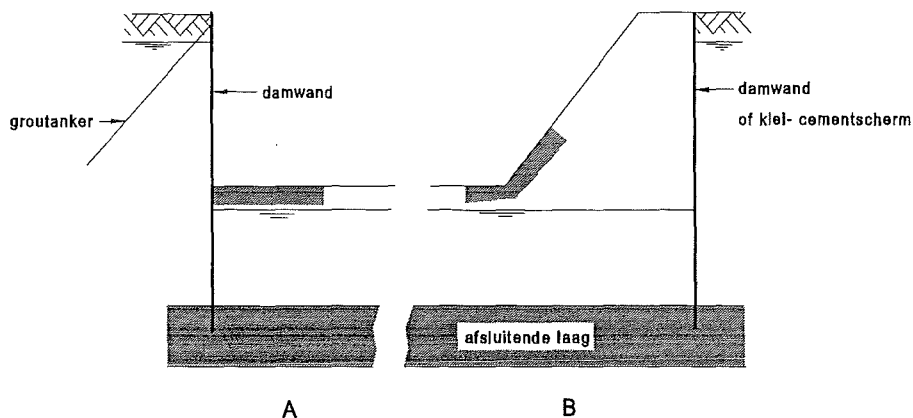
Indien de onderzijde van de definitieve constructie is geprojecteerd op een afstand  $H$  beneden de grondwaterspiegel wordt de dikte van de onderwaterbetonnen vloer  $D$  als volgt bepaald uit verticaal evenwicht:

$$n \gamma_w (H + D) = \gamma_b D$$

waarin:  $n$  = veiligheidscoëfficiënt [-]  
 $\gamma_w$  = volumegewicht water (10) [kN/m<sup>3</sup>]  
 $\gamma_b$  = volumegewicht beton (ca. 22) [kN/m<sup>3</sup>]

Nemen we voor  $n$  een waarde van 1,2 dan volgt daaruit een dikte  $D$  van  $1,2 \cdot H$ . Ten opzichte van een vloer verankerd aan trekpalen zal dit zeker bij kunstwerken waarvan het bodemvlak van de definitieve constructie op grotere diepte ligt, leiden tot hogere kosten: de dikte onderwaterbetonnen vloer, de diepere ontgraving en de, als gevolg daarvan, langere en zwaardere damwandprofielen. Om deze reden wordt een onderwaterbetonnen vloer nagenoeg altijd verankerd, zelfs bij niet al te grote putdiepte. Bovendien moet worden nagegaan of het kunstwerk zelf niet opdrijft (het is nu niet verankerd aan trekpalen). Een remedie voor dit laatste zou kunnen zijn verankering van de constructievloer aan de onderwaterbetonnen vloer.

Een gelukkige omstandigheid, die zich in Nederland en elders wel eens voordoet, is het aantreffen van een goed afsluitende kleilaag beneden de putbodem (figuur 6-18).



Figuur 6-18 Het gebruik van natuurlijke afsluitende lagen

In dat geval zijn de met A en B aangegeven oplossingen mogelijk voor het maken van de bouwput. Bij B kan met een lichter damwandprofiel (of een klei-cement-scherm van bijv. 0,08 m dikte) worden volstaan en zijn geen groutankers (of stempels) nodig, waar als nadeel het grotere terreinbeslag tegenover staat. Het gewicht van de kleilaag en van de resterende grondlaag erboven moet groter zijn dan de opwaartse waterdruk onder tegen de kleilaag. Vaak wordt gewerkt met een veiligheid van 1,1 à 1,2. Enig waterbezwaar zal men houden omdat de kleilaag nooit absoluut waterdicht is en bovendien gerekend moet worden op slotlekkage van de damwanden en kwel door het klei-cement-scherm. Waar een groter ruimtebeslag geen rol speelt is oplossing B wel eens gebruikt als definitieve constructie voor verdiepte wegen en tunnelritten (Drechtunnel) door het wegdek aan te brengen op de bodem van de afgraving. In dat geval komt men -als enige

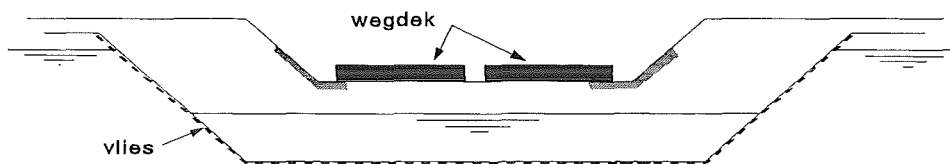
uitzondering in deze paragraaf- tot goedkopere bouwmethoden dan met de zogenaamde klassieke bouwput: er heeft immers geen definitieve gewapend betonnen bakconstructie verankerd aan trekpalen te worden gebouwd.

In principe kan men de slecht doorlatende laag ook kunstmatig creëren door het via injectielansen aanbrengen van een horizontale injectielaag (dikte 1 à 1,50 m) tussen de onderzijden van de damwandschermen.

Grove alluviale gronden kunnen worden geïnjecteerd met stabiele mengsels, gebaseerd op klei en cement.

Voor middelfijn zand ( $k=10^{-4}$  à  $10^{-5}$  m/s) worden gels gebaseerd op waterglas gebruikt.

Door de relatief hoge kosten van de injectie zal men proberen het oppervlak te beperken en krijgt men oplossingen, die op die van figuur 6-17A lijken, zij het dat de injectielaag even links van de damwand stopt en de laag naar verhouding dunner is dan het hier getekende kleipakket. Ook bij de injectielaag zal men op kwel moeten rekenen. In mijn eigen praktijk bleek dat de injectielaag vaak tot duurder oplossingen leidde dan de damwandkuip met een onderwaterbetonnen vloer. De oorzaken waren tweërlei: de hoge kosten van de injectielaag en de zware damwandprofielen en verankeringen. Bij de injectiemethode (en ook bij de kleilaag volgens figuur 6-17A) is de damwand immers aan de onderzijde in de grond opgelegd en krijgt daardoor een grotere overspanning dan bij de onderwaterbetonnen vloer, althans voor de waterbelasting (zie figuur 6-16 onder B). Ook de gedeeltelijke inklemming bij deze vloer werkt gunstig. Een andere kunstmatige bodemafluiting is de vliesconstructie voor verdiepte wegen en tunnelafritten (figuur 6-19).

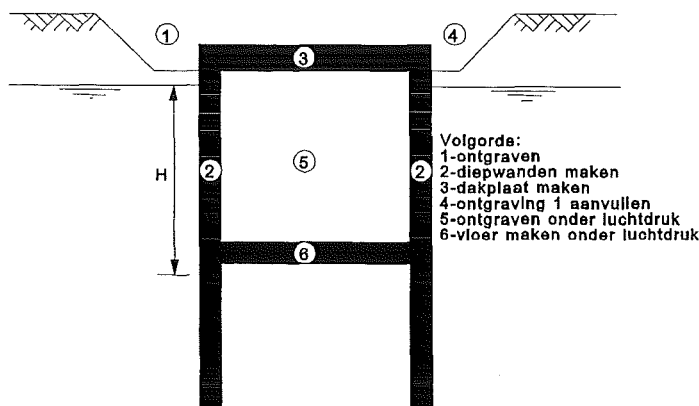


Figuur 6-19 Vliesconstructie

In een cunet wordt een vlies van p.v.c. of polyetheen (dik bijv. 1,0 mm) aangebracht en vervolgens afgedekt met een zandlaag waarop het wegdek wordt aangebracht.

Een drainagesysteem zorgt ervoor dat de waterstand boven het vlies (neerslag, eventueel lekwater) op ruim 1 m beneden de verharding blijft. Het vlies kan in den droge worden aangebracht, maar indien een bemaling met het oog op de omgeving niet is toegestaan, kan dit ook in den natte geschieden. Het cunet wordt dan gebaggerd, waarbij in het cunet een waterstand gelijk aan het grondniveau wordt gehandhaafd. Na het afzinken van het vlies op de bodem en de taluds wordt de grondaanvulling aangebracht, waarna de grondwaterstand boven het vlies verlaagd kan worden. Ook hier geldt weer dat de gronddekking op het vlies zwaar genoeg moet zijn om de opwaartse waterdruk te weerstaan (veiligheid 1,1 à 1,2).

Een methode ontwikkeld voor de metrobouw in steden (Milaan) is de wanden-dakmethode (figuur 6-19), waarbij vanuit een ondiepe ingravation diepwanden worden gemaakt, welke worden afgedekt door een gewapend betonnen dakplaat, die ter plaatse wordt gestort.



Figuur 6-20 Wanden-dak methode

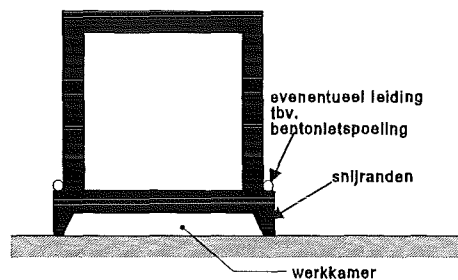
Daarna kan het straatniveau hersteld en weer in gebruik worden genomen, terwijl onder het dak wordt ontgraven en eenmaal op diepte gekomen de vloer wordt gestort. Teneinde de grondwaterstand te verlagen tijdens de laatstgenoemde werkzaamheden wordt onder de dakplaat met luchtdruk gewerkt (overdruk= $10 \cdot H$ ; zie figuur 6-20). Via een plaatselijke luchtsluis zullen personeel, materialen en materieel in- en uitgeschut moeten worden.

De methode is ook toegepast voor de in de oever gebouwde gesloten gedeelten van de Drechtunnel, zij het dat daar de diepwanden zijn doorgezet in een horizontale slecht doorlatende kleilaag, waardoor zonder druklucht gewerkt kon worden.

De voordelen van de methode zijn niet alleen het vermijden van bemaling en het geringe ruimtebeslag, maar ook het zeer vroegtijdig weer in gebruik kunnen nemen van het terrein boven de tunnel.

Ook pneumatische caissons behoren tot de bouwwijzen, waarbij een bemaling wordt vermeden en het ruimtebeslag klein is (figuur 6-21). De methode is toegepast voor de metrolijn in Amsterdam, maar ook overwogen voor één van de varianten van de stormvloedkering in de Nieuwe Waterweg en wel als fundering voor de in de oevers geprojecteerde scharnieren voor de sectordeuren. Voorts is hij gebruikt voor de kleine schutsluis van Almere en is voorzien voor de hoofden van nog te bouwen schutsluizen.

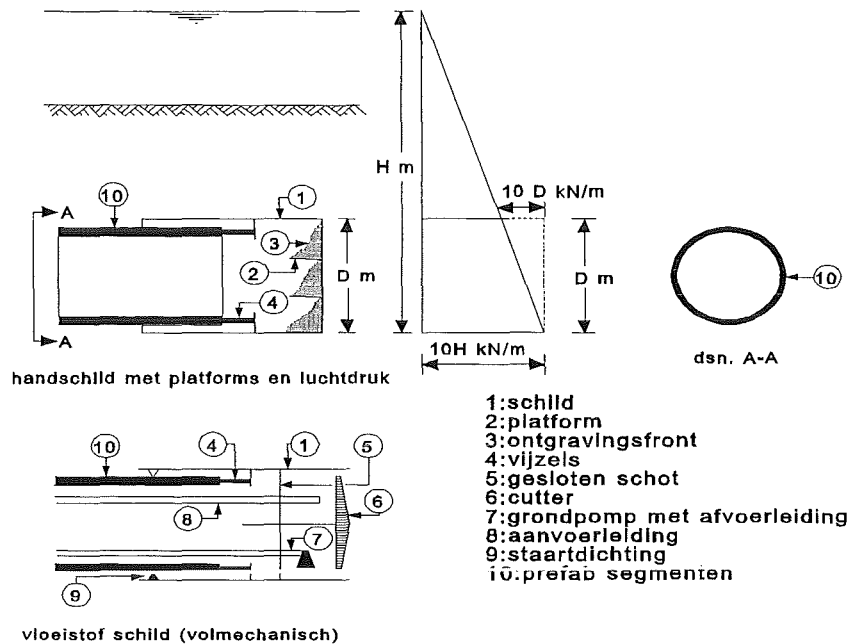
De caisson wordt op het maaiveld gebouwd. Door ondergraven zakt hij langzaam weg totdat de gewenste diepte is bereikt. Het ondergraven geschiedt vanuit de werkkamer. Deze werkkamer wordt onder een dusdanige luchtoverdruk gehouden, dat het grondwater niet kan binnendringen. De werkkamer is daartoe bereikbaar via een niet getekende luchtsluis. Om de grondwrijving tijdens het zakken te beperken steken de snijranden die de werkkamer omsluiten iets buiten het profiel van de opbouw uit.



Figuur 6-21 Pneumatisch caisson

Teneinde de wrijving verder te beperken wordt wel eens bentonietspoeling toegevoegd via geperforeerde leidingen. Het gewicht moet groter zijn dan de opwaartse waterdruk tegen de onderzijde van de "luchtbel" in de werkkamer. Eenmaal op diepte gekomen wordt de werkkamer gevuld met beton teneinde een goede fundering te krijgen.

Bij de schildmethode (figuur 6-22) wordt nagenoeg geheel ondergronds gewerkt.



Figuur 6-22 Schildmethode

De methode die zowel geschikt is voor stedelijke tunnels als voor oeververbindingen (o.a. de Kanaaltunnel) is in Nederland nog maar één keer toegepast, namelijk voor de ruwwatertunnel onder het Hartelkanaal. Daar betrof het overigens een persvariant die later wordt genoemd.

De eigenlijke werkzaamheden geschieden binnen een stalen cilinder (het schild) waarbinnen de grond wordt ontgraven en een cirkelvormige constructie wordt opgebouwd uit geprefabriceerde betonnen (soms gietstalen) segmenten. Nadat is ontgraven en een nieuwe ring is aangebouwd wordt met vijzels het schild naar voren gedrukt en begint de ontgraaf- en segmentstelcyclus opnieuw. De vijzels zetten zich af tegen de reeds gemaakte tunnel. De getekende platforms dienen als steun voor het ontgravingsfront (indien de grondgesteldheid dat vraagt) en voor vereenvoudiging van de graafwerkzaamheden. Deze zijn hier nog met de hand verricht gedacht, maar tegenwoordig geschiedt de ontgraving bijna altijd machinaal. Afvoer van grond en aanvoer van segmenten geschieden via het reeds gemaakte tunneldeel naar en vanaf de startschacht, waar het schild zijn werk is begonnen.

Teneinde het grondwater buiten de tunnel te houden wordt een dicht schot met luchtsluis (het schot is niet getekend bij het "handschild") nabij het begin van de tunnel geplaatst en wordt het inwendige onder luchtdruk gebracht. Deze druk moet aan de onderzijde tenminste  $10 \cdot H \text{ kN/m}^2$  zijn, wil het water buiten blijven. Dit betekent dat aan de bovenzijde van de tunnel de lucht een overdruk heeft van  $10 \cdot D \text{ kN/m}^2$  ten opzichte van de waterdruk. Teneinde hiermee evenwicht te maken en geen lucht te laten ontsnappen moet de gronddekking theoretisch  $D$  bedragen, indien het volumegewicht van de grond onder water  $10 \text{ kN/m}^3$  bedraagt (de verticale kolom grond boven de tunnel ter plaatse van de voorzijde van het schild met een gewicht van  $10 \cdot D \text{ kN/m}^2$  maakt dan juist evenwicht met de luchtoverdruk). Om praktische redenen wordt echter een dekking van 1,2 à 1,5  $\cdot D$  aangehouden. De uitvoeringsmethode bepaalt dus de diepteligging.

Het werken onder luchtdruk is kostbaar (tijdverliezen bij in- en uitschutten). Vandaar dat tegenwoordig vaak wordt gewerkt met een gesloten schot in het schild (zie figuur 6-22 onderste afbeelding, het zogenaamde vloeistofschild), waarvoor een graafrad (cutter) de grond lossnijdt en grondpompen het grond-watermengsel naar achteren afvoeren. Via een aanvoerleiding wordt een gelijk volume aan water toegevoerd teneinde het graaffront stabiel te houden (meer afvoeren dan aanvoeren betekent afname van de druk). Vaak wordt bentoniet aan het aangevoerde water toegevoegd voor een grotere steun aan het graaffront. Aan de achterzijde van het schild zorgt een staardichting ervoor dat geen water (en grond) naar binnenkomt.

Tijdens het graven wordt het schild naar voren gedrukt door vijzels die zich afzetten tegen de reeds gemaakte tunnel. Nadat het schild ca. 1 m gevorderd is wordt het graven gestopt en wordt in het inwendige van het schild een nieuwe tunnelring uit segmenten opgebouwd. Vervolgens wordt het schild opnieuw, al cutterend, naar voren gedrukt.



Het zal duidelijk zijn dat de aanvoer van water met bentoniet zeer nauwkeurig op de afvoer van grond, water en bentoniet en de voorwaartse beweging van het schild moet zijn afgestemd. Is dit niet het geval dan verliest het graaffront zijn stabiliteit. Daarbij komt het schild zelf niet alleen in moeilijkheden, maar kunnen ook grote zettingen optreden van het maaiveld, hetgeen misschien geen probleem is bij een rivierbodembodem, maar wel in en onder stedelijke bebouwingen.

Het vloeistof-schild is bij uitstek geschikt voor zand maar kan ook worden toegepast in andere grondsoorten. Tot de familie van vol-automatische schilden behoren ook andere varianten, waaronder het gronddruk-balansschild. De moderne generatie van schilden wordt toegepast in klei, zand, grind en zachte vaste gesteenten. Aanvankelijk waren de diameters beperkt. Op dit moment (november 1990) wordt onder de Tokio-baai een autotunnel gebouwd met een inwendige diameter van 11,40 m (uitwendig 13,40 m) in slibhoudende sedimenten met een maximale waterdruk van 55 m.

Het ruimtebeslag op het maaiveld is nihil behalve ter plaatse van de begin- en eindschacht. De grondwaterstand behoeft niet te worden verlaagd. Wel moet rekening worden gehouden met zettingen ter plaatse van het maaiveld.

Een methode die een zekere gelijkenis heeft met de schildmethode, waar het geheel ondergronds werken betreft, is het doorpersen. Deze methode waarbij het gehele tunnelprofiel in ringen naar voren wordt geperst (en niet opgebouwd uit segmenten) wordt veel toegepast voor leidingen en kabelkokers. Deze methode wordt hier verder niet behandeld.

## 6.3 Grootschalige prefabricage

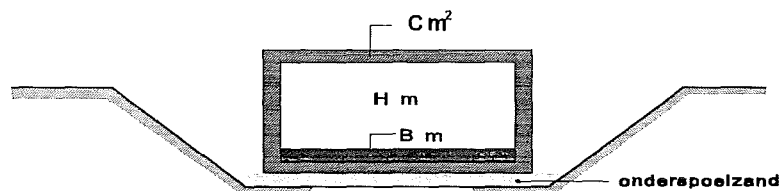
### 6.3.1 Inleiding

Meer dan bij andere methoden beïnvloedt de uitvoering het ontwerp. In de navolgende paragrafen wordt aandacht besteed aan de twee voornaamste aspecten: het drijvend transport en de fundering.

### 6.3.2 Drijvend transport

#### Gewicht en opdrijvend vermogen

In paragraaf 6.1.5 is een onderscheid gemaakt tussen zelfdrijvende en niet-zelfdrijvende elementen alsmede tussen elementen welke zich na ballasten geheel onder water bevinden en die welke in het definitieve stadium nog gedeeltelijk boven de waterlijn uitsteken. In het onderstaande wordt de relatie bepaald tussen het gewicht en de inwendige holle ruimte van een constructie die zelfdrijvend wordt aangevoerd en geheel onder water verdwijnt. In dit geval een tunnel, waarvan een schets in afgezonken toestand is gegeven in figuur 6-23. De tunnel bevindt zich op de bodem van de zinksleuf en is gefundeerd op onderspoelzand (paragraaf 6.3.3).



Figuur 6-23 Gezonken tunnel

Uitgangspunt voor het ontwerp is het benodigde profiel van vrije ruimte dat een oppervlak heeft van  $H m^2$ . Daaromheen bevindt zich de gewapend betonconstructie (wanden, vloer en dak; bij grotere tunnels ook nog vaak, de hier niet getekende, tussenwanden) met een oppervlak van  $C m^2$ . Het element wordt drijvend aangevoerd en vervolgens afgezonken met behulp van water dat wordt ingelaten in ballasttanks in het inwendige van de tunnel. Is de tunnel eenmaal gefundeerd op de laag onderspoelzand dan wordt de tijdelijke ballast vervangen door definitieve ballast: een laag ongewapend beton met een oppervlak van  $B m^2$ .

Indien we het gewicht van de tijdelijke waterdichte schotten aan de uiteinden van het tunnelelement (paragraaf 6.1.5) alsmede dat van de overige zinkuitrusting (waaronder dat van de ballasttanks) verwaarlozen, dan kunnen we per strekkende meter tunnel de volgende vergelijkingen opstellen:

Tijdens het drijvend transport:

De ontwerper zal als regel streven naar een klein vrijboord, zeg 1% van de uitwendige hoogte van de tunnel, teneinde later weinig ballast te hoeven aanbrengen. Dit betekent dat het gewicht correspondeert met 99% van het maximum drijfvermogen. Indien het volumegewicht van gewapend beton  $25 \text{ kN/m}^3$  bedraagt en dat van water 10, dan kunnen we schrijven:

$$25 C = 0,99 \cdot 10 \cdot (B + C + H) \dots\dots\dots (14)$$

Op de bodem (vóór aanvulling zinksleuf):

Het gewicht moet nu groter zijn dan het drijfvermogen, zeg 8% meer. Indien het volumegewicht van ongewapend beton  $22 \text{ kN/m}^3$  bedraagt, dan kunnen we schrijven:

$$25 C + 22 B = 1,08 \cdot 10 (B + C + H) \dots\dots\dots (15)$$

Oplossing van (14) en (15) geeft:

$$C = 0,72 \cdot H \text{ m}^2 \dots\dots\dots (16)$$

$$B = 0,073 \cdot H \text{ m}^2 \dots\dots\dots (17)$$

Met andere woorden: uit het benodigde profiel van vrije ruimte, de gekozen uitvoeringsmethode en de daaraan gestelde grenzen (vrijboord, overwicht) volgen de hoeveelheden constructie- en ballastbeton. De formules zijn overigens slechts indicatief. In werkelijkheid moet rekening worden gehouden met het gewicht van de zinkuitrusting, een spreiding in het volumegewicht van beton en van water (zoet, zout, brak), maatafwijkingen van de betonconstructie, etc.

In de volgende ronde van de ontwerp-cyclus wordt onderzocht of het oppervlak aan constructiebeton voldoende is om de belastingen te kunnen opnemen. Bepalend daarvoor is de eindsituatie, wanneer de sleuf is aangevuld en rekening wordt gehouden met de maatgevende hoogwaterstand. Vaak zal het nodig zijn het constructiebeton anders in de doorsnede te verdelen dan in figuur 6-23 is aangegeven, door bijvoorbeeld afschuiningen in dak en vloer nabij de wanden aan te brengen, waardoor de dwarskrachten en momenten beter kunnen worden opgenomen. Dit nabij de hoekpunten toegevoegd materiaal moet dan elders worden "onttrokken", opdat het oppervlak niet groter wordt dan dat volgend uit formule (16). Een teveel aan materiaal zou immers het drijvend transport onmogelijk maken.

In de Nederlandse situatie (diepte van de vaarwegen, breedte van de verkeersbuizen) blijkt het als regel mogelijk met het constructiebeton-oppervlak van formule (16) een verkeerstunnel van gewapend beton te maken, die de belastingen (grond- en waterdrukken) kan opnemen. Dit zal echter niet altijd mogelijk zijn. Bij grote waterdiepten en/of brede verkeersbuizen worden de dwarskrachten en momenten, vooral in dak en vloer, te groot.

In die gevallen kunnen de volgende oplossingen worden overwogen:

- de dwarsdoorsnede gedeeltelijk voorspannen.
- de dwarsdoorsnede geheel voorspannen.
- toepassen van lichtbeton in plaats van grindbeton.
- toepassen van een grotere holle ruimte ( $H$ ) dan die welke volgt uit de functionele eisen (het benodigde profiel van vrije ruimte).
- de tunnel niet zelfdrijvend maken (bijv. bakken met extra drijfvermogen gebruiken).
- combinaties van bovenstaande.

Tunnels wijken af van vele grootschalige prefab constructies doordat:

- de constructie geheel onder water verdwijnt en dus de waterverplaatsing niet verder toeneemt nadat het dak de waterlijn is gepasseerd. Het gecontroleerd zakken geschiedt met behulp van verticale kabels welke door lieren worden afgevierd. De lieren bevinden zich op pontons die blijven drijven (zie figuur 6-27C). Bij constructies die in de eindfase gedeeltelijk boven de waterlijn blijven uitsteken zal tijdens het afzinken voortdurend meer ballast moeten worden toegevoegd.

- tunnels direct na plaatsing op de bodem en in het eindstadium niet of nauwelijks zijn onderworpen aan horizontale belastingen. Het overgewicht ten opzichte van het opdrijvend vermogen behoeft dan ook maar klein te zijn. In formule (15) is daarvoor slechts 8% aangehouden (overigens een arbitraire waarde), voornamelijk met het oog op onzekerheden (afwijkende volumegewichten) en bijvoorbeeld het naitjen van de grondwaterstand onder het element ten opzichte van de vrije waterspiegel. Zo is het bij vallend water in getijrivieren denkbaar dat het grondwater in het onderspoelzand een wat grotere stijghoogte heeft dan het water op het tunneldak.

Bij veel constructies zullen wel (grote) horizontale belastingen kunnen optreden. Zo moest na plaatsing van de pijlers van de stormvloedkering in de Oosterschelde rekening gehouden worden met golfbelastingen. Dit is ook het geval bij de caissonpijlers van de Grote Belt brug en offshore platforms. Bij dit soort constructies geldt, dat zo spoedig mogelijk na plaatsing, en voordat het gehele kunstwerk is voltooid, over voldoende stabiliteit tegen horizontale belastingen moet kunnen worden beschikt. Daarbij kan overigens worden uitgegaan van golven met een grotere kans van optreden dan die waarop de voltooide constructie wordt gedimensioneerd.

Bij dit type prefab constructies moet dan ook een andere ontwerp-cyclus worden doorlopen dan voor tunnels waarbij de hoordarmetingen voor een belangrijk deel worden bepaald uit verticaal evenwicht tijdens de elkaar opvolgende bouwfases (waarna de controle op sterkte plaats vindt).

Als voorbeeld van een andere ontwerp-cyclus wordt de kademuur-caisson uit figuur 6-29B genomen.

Allereerst wordt het eindstadium onderzocht. De afmetingen van deze gewichtsconstructie worden na een iteratief proces dusdanig vastgesteld dat voldaan is aan de stabiliteits-criteria:

- Afschuiving:  
 $n H \leq V \tan \varphi$  ..... (18)  
 waarin:  $n$  = veiligheidscoëfficiënt (bijv. 1,2 a 1,5).  
 $H$  = resulterende horizontale belasting (o.a. water- en gronddrukken).  
 $V$  = resulterende verticale belasting (o.a. eigen gewicht, gewicht vulling in caisson, gewicht grond en L-muur bovenop caisson, opwaartse waterdrukken tegen caissonbodem).  
 $\varphi$  = hoek van inwendige wrijving van de funderingsgrondslag.
- Resultante van  $H$  en  $V$  binnen de kern van het caisson-grondvlak.
- Fundatie- (korrel-) drukken onder het caisson-grondvlak niet groter dan de toelaatbare waarde.

Opgemerkt wordt dat bij de laatste twee criteria gaat om een snelle en eerste benadering: een beter inzicht wordt verkregen uit het onderzoek van glijvlakken.

De volgende stap in de ontwerp-cyclus is, dat wordt nagegaan of de voor het eindstadium gedimensioneerde caisson inderdaad drijvend kan worden vervoerd, waarbij ook de stabiliteit tijdens het drijvend transport moet worden gecontroleerd (paragraaf 6.3.2). Ook moet worden onderzocht of de waterdiepte van de transportroute voldoende is. Blijkt een en ander niet mogelijk dan worden de hoofdafmetingen bepaald voor het eindstadium bijgesteld of worden andere maatregelen getroffen (bijvoorbeeld stabiliteitspontons; zie ook paragraaf 6.3.2 en figuur 6-27A).

Vervolgens worden de betondikten (vloer, wanden etc.) op sterkte gecontroleerd. Daarbij kan het voorkomen dat de belasting onmiddellijk na plaatsen groter is dan in het eindstadium. Dit is bijvoorbeeld het geval wanneer voor het plaatsen op de bodem maar weinig ballast in het inwendige van de caisson nodig is.

Men krijgt dan de situatie dat de vloer en de onderzijde van de wanden zwaar belast worden door de waterdruk aan de buitenzijde en maar weinig steundruk ondervinden van de dunne laag ballast in het inwendige.

De ballast voor het plaatsen (afzinken) van de caisson kan bijvoorbeeld bestaan uit water (dat snel kan worden ingelaten waardoor het afzinken kort duurt) of uit zand of grind.

In het eindstadium is de caisson geheel gevuld met zand of grind en water en misschien gedeeltelijk met beton als de stabiliteit dat eist. Indien uit de sterkteberekeningen blijkt dat de vloer en/of de wanden te dun zijn dan is aanpassing noodzakelijk (grotere dikten; extra tussenwanden die de overspanningen van vloer en buitenwanden verkleinen) en moet de ontwerp-cyclus opnieuw geheel of gedeeltelijk worden doorlopen.

In deze ontwerp-cyclus voor een kademuur-caisson (controle van achtereenvolgens de stabiliteit in de eindfase, het drijvend transport en de betondikten) is niet stilgestaan bij de eerder vermelde stabiliteit tegen stromings- en golfdrukken onmiddellijk na plaatsing.

Bij kademuuren zal dit in het algemeen niet nodig zijn (behoudens die welke direct aan zee worden gebouwd), maar bij andere constructies zoals pijlers voor stormvloedkeringen en offshore-platforms is dit een essentieel onderdeel van de ontwerp- en/of uitvoeringscyclus.

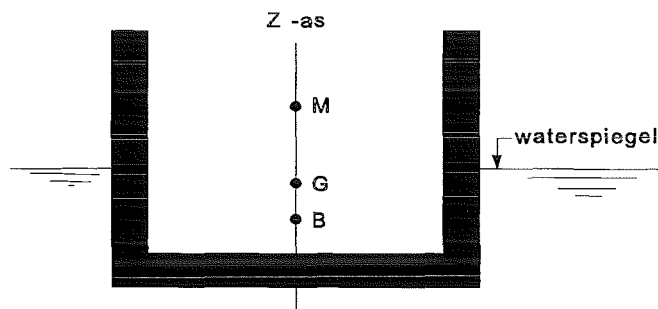
### Stabiliteit (tijdens drijvend transport)

Bij het ontwerpen van elementen voor grootschalige prefabricage speelt niet alleen het gewicht een rol maar moet ook de zekerheid bestaan dat het element niet kantelt tijdens het drijvend transport of het afzinken.

Bij labiele elementen kan kantelen worden ingeleid door troskrachten, golfbewegingen etc. Het element moet dusdanig zijn ontworpen, of er moeten zodanige voorzieningen worden getroffen, dat bij een door externe oorzaken opgelegde hoekverdraaiing een corrigerend, tegenwerkend koppel (moment) ontstaat dat het element weer naar zijn ruststand terugbrengt. In figuur 6-24 zijn de drie punten getekend die bij de beoordeling van de stabiliteit een rol spelen.

$B$  is het drukkingspunt, het aangrijpingspunt van de opdrijvende kracht in rusttoestand (dus wanneer de symmetrie-as van het element verticaal staat).  $B$  is dus het massazwaartepunt van het verplaatste water. Bij de hier geschetste rechthoekige bak bevindt  $B$  zich halverwege tussen de waterspiegel en de onderzijde van de caisson.

$G$  is het gewichtspunt, het massazwaartepunt van de caisson. Indien ten behoeve van het afzinken een laag grind of water in de caisson wordt aangebracht (niet getekend) dan moeten voor de bepaling van het gewichtspunt ook deze gewichten in rekening worden gebracht. De ballast zal bovendien de inzinking (diepgang) vergroten en daarmee het drukkingspunt  $B$  omhoog brengen ten opzichte van de caissonvloer.

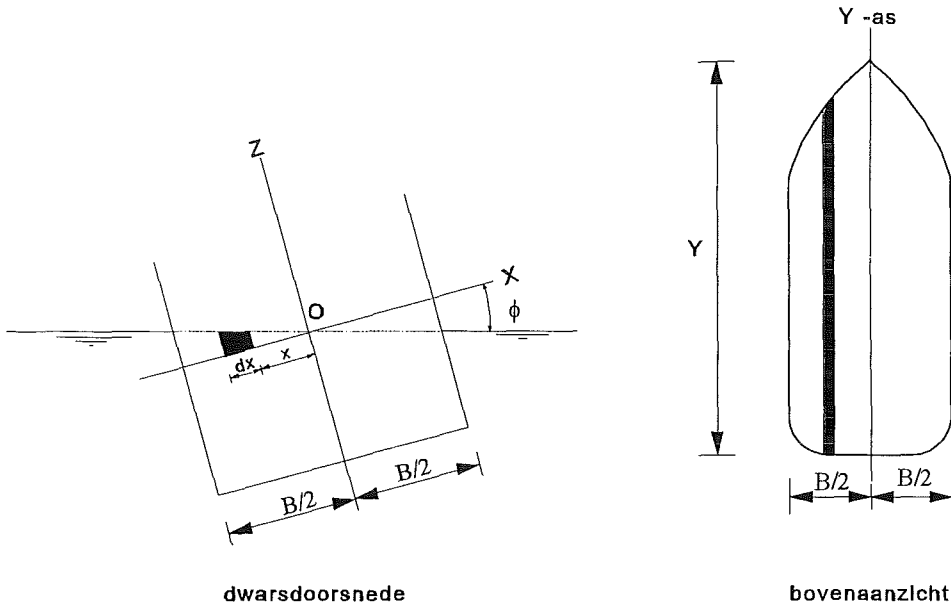


Figuur 6-24 Drijvend element

$M$  is het metacentrum, het snijpunt van de opdrijvende kracht bij een, in figuur 6-24 niet getekende, hoekverdraaiing met de symmetrie-as, de z-as. De bepaling van  $M$  wordt hieronder toegelicht.

oor de statische stabiliteit is het nodig dat  $M$  boven  $G$  ligt: het lijnstuk  $\overline{GM}$ , ook wel de metacentrumhoogte,  $h_m$ , genoemd, moet positief zijn.

In figuur 6-25 is een element getekend, waaraan een hoekverdraaiing  $\alpha$  is opgelegd.

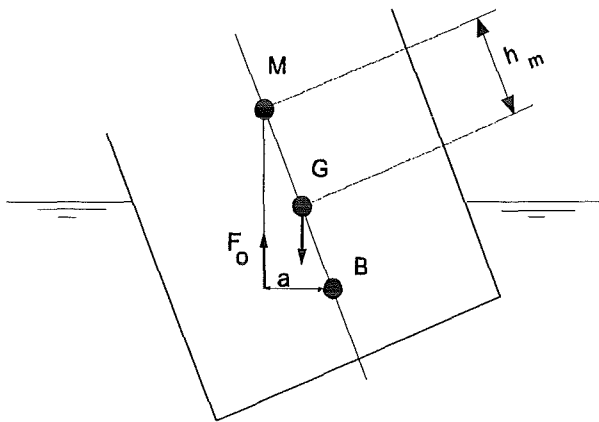


Figuur 6-25 Gekanteld element

Het door de hoekverdraaiing onder water gedrukte deeltje met een breedte  $dx$  (gearceerd in figuur 6-25) ondervindt een opwaartse kracht  $dF$  ter grootte van  $\varphi x y dx \rho g$ , althans bij hoekverdraaiingen kleiner dan  $10^\circ$ .  $\rho$  is de volumieke massa van water. Ten opzichte van  $O$  geeft dit een moment  $dM$  van  $x \cdot dF$ . Voor de gehele breedte betekent dit een "corrigerend" moment van:

$$M = \int_{-B/2}^{+B/2} \varphi x^2 y dx \rho g = \varphi \rho g I$$

Hierin is  $I$  het traagheidsmoment van het waterdoorsnijdend oppervlak ten opzichte van de  $y$ -as.



Figuur 6-26 Tegenwerkend (stabiliserend) moment

In de ruststand greep de oprijvende kracht ( $F_o$ ) aan in het drukingspunt  $B$  (figuur 6-26). Door de hoekverdraaiing \_ verschuift de werklijn van  $F_o$  over een afstand  $a$ :

$$a = \frac{M}{F_o} = \frac{\varphi \rho g I}{\rho g V} = \frac{\varphi I}{V}$$

hierin is  $V$  de waterverplaatsing, het volume van de caisson dat zich onder de waterspiegel bevindt. De afstand tussen drukingspunt en metacentrum wordt dus:

$$\overline{BM} = \frac{a}{\varphi} = \frac{I}{V} \dots\dots\dots (19)$$

Ligt  $M$  boven  $G$  dan treedt een corrigerend moment op,  $F_o h_m \varphi = \rho g V h_m \varphi$ , dat de caisson weer naar zijn ruststand wil toebrengen. Soms wordt een  $h_m$  van tenminste 0,50 m geëist. Ligt  $M$  onder  $G$  dan is het element labiel en zal het inderdaad kantelen.

De controle op de statische stabiliteit (in dit geval ook wel de aanvangsstabiliteit genoemd, omdat alleen kleine opgelegde hoekverdraaiingen zijn onderzocht) bestaat dus uit de volgende stappen:

- bepaling van het gewicht en van de ligging van  $G$ .
- uit het gewicht volgen de diepgang, de ligging van  $B$  (bij rechthoekige bakken op de halve diepgang beneden de waterspiegel) en de waterverplaatsing  $V$  [ $m^3$ ].
- met formule (19) kan dan de ligging van  $M$  worden bepaald.
- ligt  $M$  boven  $G$  en is  $h_m$  voldoende groot dan is de caisson stabiel.

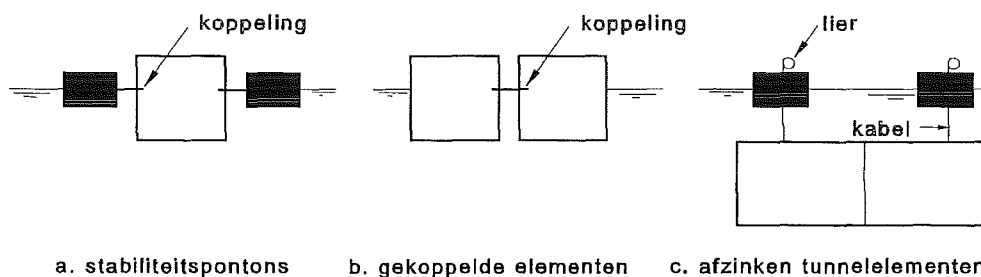
Is het element niet stabiel dan behoeft het ontwerp aanpassing of er kunnen extra voorzieningen worden getroffen.

Voorbeelden van ontwerp-aanpassingen zijn:

- verbreding van het element, waardoor  $I$  toeneemt.
- verzwaring van de vloer, waardoor  $G$  lager komt te liggen en de diepgang toeneemt (indien de transportroute dit toelaat) waardoor  $B$  ten opzichte van het ondervlak van het element hoger komt te liggen. Negatief is alleen de toename van  $V$ , hetgeen  $\overline{BM}$  verkleint, maar de andere effecten overheersen, waardoor de stabiliteit wordt vergroot.

Voorbeelden van voorzieningen en maatregelen zijn:

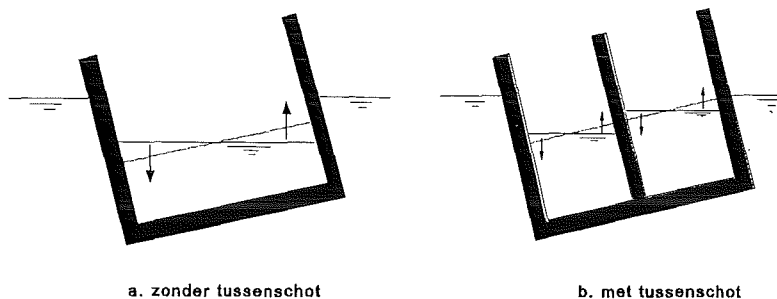
- het reeds tijdens het transport aanbrengen van ballast op de bodem.
- het toepassen van stabiliteitspontons of -bakken (zie figuur 6-27A), waardoor  $I$  toeneemt.
- het koppelen van 2 caissons tijdens het drijvend transport (zie figuur 6-27B), waardoor  $I$  toeneemt. Voordat de elementen op hun plaats van bestemming worden ontkoppeld dient dan eerst een dusdanige hoeveelheid ballast te worden aangebracht, dat de stabiliteit van de individuele caissons is verzekerd.



Figuur 6-27 Stabiliteitsverbeterende maatregelen

Drijvende tunnelementen ontleen hun stabiliteit in het algemeen aan hun grote  $I$ . Eenmaal geballast verdwijnen zij onder water en hebben zij geen waterdoorsnijdend oppervlak meer. De  $I$  is dan nul. Stabiliteit wordt dan alleen verkregen indien  $B$  boven  $G$  ligt. Maar zoals eerder vermeld geschiedt het zakken van de elementen door het aflieren van 4 kabels met behulp van op 4 pontons geplaatste lieren (figuur 6-27C). Op deze manier geschiedt het plaatsen beheerst en nauwkeurig. Het element en de 4 pontons vormen tezamen één systeem, dat ter plaatse van de pontons wel degelijk een waterdoorsnijdend oppervlak heeft en dus een  $I$ . Door de pontons zoveel mogelijk nabij de hoekpunten van het element te positioneren ontstaan grote  $I$ 's, zowel in de dwarsrichting (figuur 6-27C) als in de langsrichting van het element.

In het voorgaande is gesproken over ontwerp-aanpassingen dan wel maatregelen of voorzieningen indien de vereiste stabiliteit niet wordt bereikt. Uiteraard zijn ook combinaties van aanpassingen en voorzieningen mogelijk.



Het gebruik van water als ballast voor het afzinken is aantrekkelijk door de snelheid en de eenvoud van aanbrengen (openen afsluiters) maar heeft een negatieve invloed op de stabiliteit, zoals mag blijken uit figuur 6-28A.

Door de hoekverdraaiing neemt aan de linkerkzijde de diepte van de waterballast toe, aan de rechterzijde wordt de diepte minder. Dit resulteert in een moment dat draait in de richting van de hoekverdraaiing, dus tegengesteld aan het corrigerend moment veroorzaakt door het buitenwater (Figuur 6-25). Wordt een tussenschot toegepast zoals getekend in figuur 6-28B, dan neemt het aandrijvend moment veroorzaakt door het ballastwater af.

De invloed van het ballastwater op de stabiliteit kan worden verdisconteerd door in formule (19) voor  $I$  te schrijven:

$$I = I_u - \sum I_i \quad \dots\dots\dots (20)$$

waarin:  $I_u$  = traagheidsmoment van het waterdoorsnijdend oppervlak  
 $I_i$  = traagheidsmoment van het ballast-wateroppervlak ten opzichte van de zwaartelij van het betreffende compartiment

Dit wordt toegelicht door het volgende rekenvoorbeeld.

Stel dat in figuur 6-28A de uitwendige breedte van de caisson 10 m bedraagt en de inwendige breedte 9 m. We bekijken 1 m caissonlengte (loodrecht op het vlak van tekening).

Zonder waterballast is  $I = \frac{1}{12} I 10^3 = 83,3 m^4$

Met waterballast is  $I = 83,3 - \frac{1}{12} I 9^3 = 22,5 m^4$

De toepassing van een tussenschot, zoals getekend in figuur 6-28B, werkt gunstig op de stabiliteit. Stel dat de maten gelijk zijn aan die van het voorgaande rekenvoorbeeld en dat de dikte van de tussenwand 0,4 m bedraagt. Dan geldt:

$$I = 83,3 - 2 \cdot I \cdot \frac{1}{12} \cdot 4,3^3 = 70 m^4$$

Een groter aantal tussenschotten doet  $I$ , en daarmee de stabiliteit, verder toenemen.

Niet alleen in de hiervoor behandelde dwarsrichting maar zeker in langsrichting van de caisson zal compartimentering door middel van tussenschotten gunstig zijn voor de stabiliteit.

De tussenschotten, die overigens niet altijd zullen worden toegepast en niet bij ieder type prefab element, hebben bovendien nog de volgende voordelen:

- kleinere overspanningen (en dus momenten en dwarskrachten) van buitenwanden, vloer en, indien aanwezig, dak.
- inleiden van geconcentreerde lasten bij bepaalde constructies, zoals fenderkrachten (scheepsstoten) en kraanlasten bij kademuren uitgevoerd als caisson.
- het corrigeren van scheefstand (trimmen) tijdens het afzinken door in bepaalde compartimenten meer dan wel minder water te brengen dan in de andere.

Eerder is gesteld dat bij het afzinken van tunnelelementen water wordt ingelaten in ballasttanks in het inwendige. Deze tanks krijgen beperkte afmetingen teneinde de  $I_i$  (formule (20)) zo klein mogelijk te houden. Werken zonder tanks, dus water zonder meer inlaten in het inwendige, leidt onmiddellijk tot kantelen, zeker in de lengterichting van het element.

De bovenstaande stabiliteitsproblemen gelden niet indien zand of grind als ballastmateriaal worden toegepast, vooropgesteld dat het materiaal gelijkmatig wordt aangebracht (zodat geen onnodige scheefstand van het element optreedt) en dat een toevallige, niet gewilde, scheefstand niet leidt tot het schuiven van het ballastmateriaal.

In het voorgaande is gesproken over de statische stabiliteit. Maar ook de dynamische stabiliteit dient te worden onderzocht indien een element drijvend wordt vervoerd of gepositioneerd in golven of deining. Wil opslingeren worden voorkomen dan dient de eigenperiode van het element (aanzienlijk) groter te zijn dan die van de golven of de deining. Indien dit niet het geval is en aanpassingen van het ontwerp of extra voorzieningen geen uitkomst brengen (of te duur zijn) dan dienen het transport en het positioneren boven de definitieve locatie onder gunstige omstandigheden (voor wat betreft golven en/of deining) te geschieden. Maar dit kan leiden tot ernstige vertragingen en dus hogere kosten. Er dient derhalve een kostenoptimalisatie te worden

uitgevoerd: enerzijds de kosten van ontwerp-aanpassing en/of extra voorzieningen, anderzijds die veroorzaakt door eventuele vertragingen. Onder verwaarlozing van de hydrodynamische massa (de toegevoegde massa water) bedraagt de eigenperiode van het drijvend vervoerde element:

$$T_0 = \frac{2 \pi j}{\sqrt{h_m g}} \dots\dots\dots (21)$$

waarin:  $T_0$  = eigenperiode [s]  
 $j$  = polaire massa-traagheids-straal van het element [m]  
 $h_m$  = metacentrumhoogte [m]  
 $g$  = versnelling van de zwaartekracht [m/s<sup>2</sup>]

Een grote eigenperiode wordt dus verkregen door een grote traagheidsstraal. Een grote metacentrumhoogte daarentegen, die gunstig is voor de statische stabiliteit, verkleint de eigenperiode.

### 6.3.3 Fundering

#### Inleiding

De onderzijde van de geprefabriceerde elementen is -binnen zekere marges- nauwkeurig gemaakt en dus vlak. De bodem waarop de elementen worden geplaatst kent grotere afwijkingen. Het kan daarbij gaan om een van nature aanwezige bodem, een gebaggerde bodem (bijv. de bodem van een tunnelzinksleuf) of een opgeklapte of gestorte bodem (bijv. bij caissons voor havendammen die worden geplaatst op een steenstorting). Van geen van deze bodems kan worden verwacht dat zij dezelfde orde van nauwkeurigheid (vlakheid) hebben als de onderzijde van de elementen.

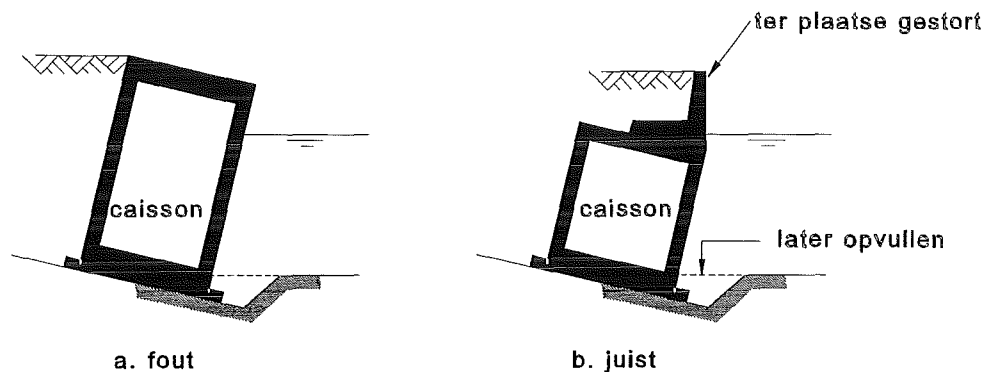
Dit vraagt om andere oplossingen dan bij ter plaatse gemaakte kunstwerken. Daar wordt op de bodem, die aanzienlijk vlakker is dan een onder water gemaakte, eerst een werkvloer gemaakt, waarop dan de eigenlijke vloer wordt gestort en later de opbouw wordt gemaakt. De onderzijde is dus gecontramald op de bodem waardoor een goede belastingsoverdracht is verzekerd. Bij een paalfundering worden eerst de palen geheid en vervolgens worden de boven de werkvloer uitstekende paaldelen (vaak alleen de wapening na het "snellen" van de paalkoppen) ingestort in de betonvloer. Ook hier is dus sprake van een goede krachtsoverdracht. Mocht de vloer desalniettemin niet geheel nauwkeurig liggen (hetgeen alleen het geval zal zijn bij slechte uitvoering) dan heeft dit geen invloed op de bovenbouw: de wanden en daken worden in een volgende fase gemaakt en eventuele "fouten" in de vloerligging kunnen worden gecorrigeerd in de wanden etc. Toch gelden de eisen die worden gesteld aan een ter plaatse gemaakte fundering in grote lijnen ook voor de fundatie van prefab elementen.

De eisen voor de fundering van prefab elementen kunnen als volgt worden omschreven:

- een goede krachtsoverdracht naar de ondergrond.
- afwijkingen in bodemligging mogen niet leiden tot maatonnauwkeurigheden in de uiteindelijke constructie tenzij correctiemogelijkheden zijn voorzien.

Figuur 6-29A laat -overdreven- zien welke consequenties afwijkingen van de bodemligging (in dit geval een te grote helling) kunnen hebben voor de maatvastheid van de uiteindelijke constructie (hier een kademuur opgebouwd uit caissons).





Figuur 6-29 Principe bouwfout in de bodemligging van kademuur-caisson (overdreven)

Door de scheefstand van de bodem krijgt ook het kadefront een helling; schepen kunnen niet goed aanleggen.

Figuur 6-29B laat een veel toegepaste correctiemogelijkheid zien. Nadat de, minder hoge, caissons zijn geplaatst wordt boven de waterlijn een gewapend betonnen L-muur gestort, die uiteraard goed verankerd moet zijn aan de caissons. Het voorvlak van de L-muur wordt te lood gemaakt zodat schepen goed kunnen aanleggen. De fout in de bodemligging wordt op deze manier weggewerkt. Het plaatsen van de grote caissons zal niet altijd even nauwkeurig geschieden. Hun voorvlakken komen hierdoor soms niet in hetzelfde vlak te liggen (tenzij voorzieningen zijn getroffen zoals "zoekers"). Daardoor kunnen vooruitspringende hoeken ontstaan, die kwetsbaar zijn voor afmerende schepen. Dit alles wordt strak getrokken door de na plaatsing te maken L-muur. In figuur 6-29 is aangegeven dat de caissons worden geplaatst in een bodemverdieping, die later wordt opgevuld. Direct op de bodem geplaatste caissons hebben het nadeel dat erosie, bijvoorbeeld door schroefstralen, leidt tot ondermijning van de caissonfundering. Afhankelijk van de te verwachten waterbewegingen en het bodemmateriaal (bijv. geklapt grind) zal een zekere diepteligging onder de havenbodem worden gekozen.

In figuur 6-29 zijn zowel aan de voor- als de achterzijde van de caisson verlengingen van de vloer getekend. Die aan de voorzijde is bedoeld om het funderingsvlak te vergroten en daarmee de resultante van de belastingen binnen de kern te houden. De verlenging aan de achterzijde wordt wel toegepast om extra gewicht te mobiliseren (gewicht van de aanaarding) om aan de stabiliteitscriteria (niet afschuiven, resultante binnen de kern, etc.) te voldoen.

In het voorgaande is ingegaan op de eisen welke worden gesteld aan de fundering van prefab elementen en is reeds iets verteld over correctiemogelijkheden. In het volgende kopje zal uitvoerig worden stilgestaan bij de mogelijkheden om aan de funderingseisen te voldoen. Door tijdgebrek blijft een en ander beperkt tot funderingen op staal.

### Funderingsmogelijkheden (op staal)

Zonder uitputtend te zijn zullen in deze paragraaf de volgende oplossings-principes worden beschreven:

- grondslag zo vlak mogelijk afwerken; gevolgen van desondanks optredende maatafwijkingen compenseren (corrigeren) dan wel accepteren.
- funderingsvlak zo klein mogelijk maken.
- plaatsen op een beperkt aantal vaste punten of ribben.
- tijdelijk op vijzels plaatsen.
- nivelleren.

#### • grondslag zo vlak mogelijk afwerken.

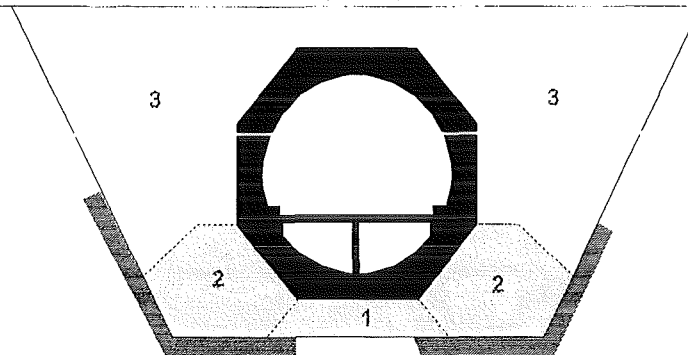
Het onderwater vlak afwerken over grote oppervlakken is zonder meer moeilijk. In bepaalde gevallen wordt er toch naar gestreefd dit zo goed mogelijk te doen door het afreien van materialen die zich daar het best toe lenen. Voor de kademuur-caissons van figuur 6-29B is het niet ongebruikelijk grind of steenslag via een pijp gedoseerd (en dus beheerst) op de bodem te storten en vervolgens het oppervlak af te reien door er een verzwaarde balk over heen te trekken. De afrei-balk wordt voortgetrokken over geleidebalken, die deel uitmaken van een ruimtelijk vakwerk, dat op de bodem is geplaatst en waarvan de bovenzijde boven water uitsteekt. De geleidebalken worden zo nauwkeurig mogelijk horizontaal en op hoogte gesteld. Ook de stortpijp is opgenomen in het vakwerk. Daar het vakwerk horizontaal gezien slechts beperkte afmetingen heeft, wordt het regelmatig verplaatst door drijvende bokken om weer nieuwe gedeelten van een grind- of

steenslagbed te voorzien. Geheel vlak zal de grondslag echter niet worden. Voor zover maatafwijkingen van de grondslag doorwerken als maatafwijkingen van de bovenbouw kan dit worden gecorrigeerd met behulp van de in figuur 6-29B getekende L-muur.

Voor de krachtsoverdracht naar de ondergrond zal men er van uit moeten gaan dat dit niet overal optimaal geschiedt. Zo zal niet overal het grind aanliggen tegen het bodemvlak van de caisson en op andere plaatsen zal te hoog liggend grind meer kracht naar zich toetrekken (overigens zal door indrukking van te hoge toppen wel enige nivellering optreden). De vloer van de caisson moet gedimensioneerd worden op deze plaatselijk hogere drukken, alhoewel van te voren niet bekend is waar deze zullen optreden. Met andere woorden: ten opzichte van een ter plaatse gebouwde constructie moet de vloer van de prefab caisson-kade over het gehele oppervlak worden overgedimensioneerd.

- funderingsvlak zo klein mogelijk maken.

Deze methode wordt bijvoorbeeld toegepast bij Amerikaanse gezonken tunnels (figuur 6-30).



Figuur 6-30 Amerikaanse gezonken tunnel

In de figuur zijn de taluds van de zinksleuf te steil getekend (althans voor de Nederlandse bodem). De tunnelelementen bestaan uit staalplaten en beton en worden op een scheepshelling geprefabriceerd, waarna een groot deel van het beton in drijvende toestand wordt aangebracht. Vóór plaatsing wordt op de bodem van de sleuf een grindbed 1 (figuur 6-30) aangebracht. De bovenzijde wordt vlak gemaakt met behulp van een afrei-balk die wordt voortgetrokken ten opzichte van een op de bodem geplaatst frame. Een relatief grote nauwkeurigheid is nodig, niet alleen voor het overbrengen van krachten, maar ook voor de aansluiting op het voorgaande element. Na plaatsing worden de grindpakketten 2 (figuur 6-30) vanaf het wateroppervlak gestort. Door de hoeken onder 45°, van het achthoekige element, sluit het grind redelijk aan tegen de schuine vlakken. Vervolgens wordt pakket 3 gestort. Hiervoor kan minder goed materiaal worden gebruikt (bijvoorbeeld het materiaal dat vrij is gekomen bij het baggeren van de sleuf), met dien verstande dat in Amerika het bovengedeelte van pakket 3 (boven het tunneldak) vaak bestaat uit gestort natuursteen ter bescherming van de tunnel tegen vallende en krabbende ankers (in Nederland wordt het betonnen tunneldak daar meestal op gedimensioneerd).

Pakket 1 vormt de fundering, 2 de zijopsluiting (bijvoorbeeld indien het dumpen van het materiaal voor pakket 3 in grote hoeveelheden, ongelijkmatig - dus tussentijds met grote hoogteverschillen ter weerszijden van het element - en daarmee goedkoop geschiedt), pakket 3 de aanvulling van de zinksleuf.

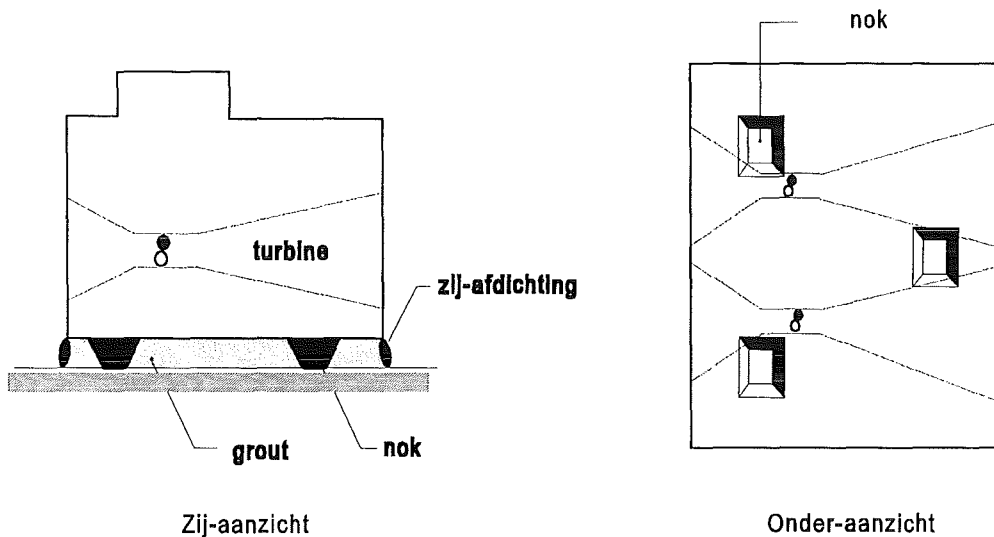
Bewust wordt gekozen voor een klein funderingsvlak en daarmee voor een klein oppervlak van 1. Hoe kleiner dit oppervlak, hoe minder duur een (relatief) nauwkeurige afwerking is. Opgemerkt wordt dat bij een tunnel slechts kleine verticale en nauwelijks horizontale krachten behoeven te worden overgedragen, behoudens die als gevolg van de eerder genoemde ongelijkmatige aanvulling.

Voor constructies die grote krachten moeten overdragen (zoals kademuuren) is dit geen zinnige oplossing, integendeel: de breedte van het funderingsvlak (en daarmee van de constructie) wordt bepaald door de stabiliteit in het eindstadium (niet afschuiven, resultante binnen de kern etc.) en niet door de uitvoering.

- plaatsen op een beperkt aantal vaste punten of ribben:

Hoe kleiner het "vlak te maken" bodemoppervlak is, hoe beter aan eisen van maatnauwkeurigheid kan worden voldaan en hoe goedkoper dit is. Dit betreft echter alleen de maatvoering en de doorwerking daarvan in de bovenbouw. Een goede fundering is daarmee nog niet verkregen. Daarvoor zijn extra maatregelen nodig.

Figuur 6-31 geeft daarvan een voorbeeld.



Figuur 6-31 Turbine-caisson

Het betreft een turbine-caisson (waarin 2 turbines worden ondergebracht) voor een getij-centrale. Het ondervlak van de caisson is voorzien van 3 oplegnokken, waarmee de caisson na ballasten wordt geplaatst op nauwkeurig op hoogte afgewerkte grindbedden (door middel van afreien). Hiermee is de positionering (onder andere in verticale zin) verzekerd. Voor de eigenlijke fundering wordt onder het hele grondvlak grout (zand-cement-water) geïnjecteerd via leidingen welke zijn ingestort in de betonconstructie van de caisson. Het grout wordt onder druk ingebracht en zou zonder zij-afdichting nooit de gehele ruimte tussen onderkant caisson en grondslag opvullen, maar zijdelings afvloeien. De zij-afdichting kan bestaan uit een kunststofslang, welke aan de caisson is bevestigd en na plaatsing wordt volgeperst met grout. Ook kan een met grind gevulde kunststofslang worden toegepast, zoals hierna zal worden beschreven voor de Oosterschelde stormvloedkering. Afhankelijk van de horizontale afmetingen van het grondvlak is compartimentering nodig (opdeling van het gehele grondvlak in kleinere van elkaar gescheiden ruimten).

Het persen van grout in een gesloten ruimte lukt alleen als het aanwezige water kan ontsnappen. Daarom zijn er meerdere afsluitbare injectiepunten in het bodemvlak (ook al nodig om een goede spreiding van het grout te bereiken). Door één punt wordt geïnjecteerd, via een geselecteerd aantal (of één) andere ontsnapt het water. Komt via een van de andere (of de ander) na een zekere tijd geen water meer omhoog maar grout, dan wordt vanaf dit punt het grouten voortgezet (en het eerste injectiepunt gesloten).

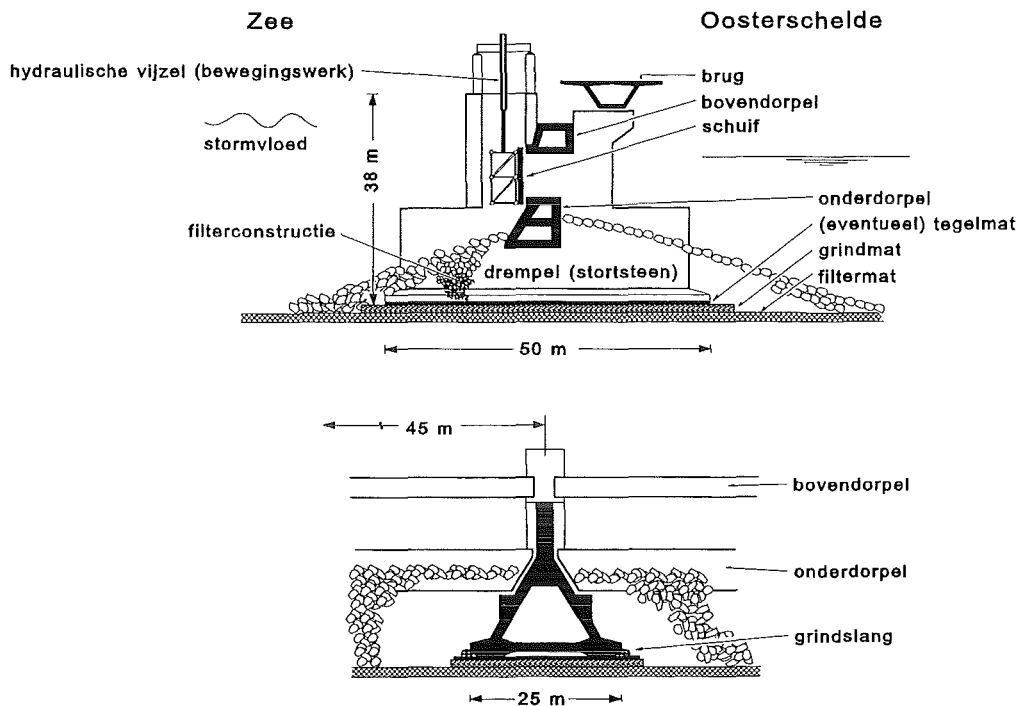
In eerste instantie komt het element op de ondergrond te rusten via de drie oplegnokken en draagt daar zijn gewichtsbelasting af naar de ondergrond. Daarna wordt de caisson verder geballast. Voor een gelijkmatige krachtsoverdracht naar het gehele grondvlak zou het ideaal zijn indien dan de vloer reeds ondergrout is. Toch is dit niet altijd mogelijk en wel om twee redenen.

Zoals is opgemerkt in paragraaf 6.3.2 dient het element voldoende stabiliteit en dus gewicht te hebben om eventuele golf- en stromingsbelastingen in de periode na plaatsing en voor afbouw te weerstaan. Bovendien wordt de grout onder druk ingebracht. Dit betekent een extra opwaarts gerichte kracht op het bodemvlak van de caisson, waarvoor eveneens voldoende gewicht aanwezig moet zijn. Toch zal men er voor een goede fundering naar streven zoveel mogelijk van het gewicht en tenslotte ook van de uitwendige belastingen (golven, verval etc.) via het gehele ondergroute grondvlak af te dragen en zo min mogelijk "extra" via de nokken.

Dit kan onder meer worden bereikt door te "spelen" met de waterballast (veelal gebruikt voor het plaatsen) en deze bijvoorbeeld te verminderen (en daarmee de nokken te ontlasten) juist vóór het aanbrengen van de grout. Ook plastische vervormingen van de ondergrond zullen er eventueel toe bijdragen dat de "hoge" gronddrukken onder de nokken afnemen en worden overgenomen door het gehele grondvlak.

Een constructie waarbij gebruik is gemaakt van een oplegging op ribben in plaats van nokken is de Oosterschelde stormvloedkering (figuur 6-32).

De stormvloedkering bestaat uit 64 afsluitbare openingen die worden gescheiden door pijlers, hart op hart 45 m. Voor de afsluiting worden hefschuiven gebruikt, die met hydraulische vijzels op en neer worden bewogen langs schuifgeleidingen in de pijlerzijvlakken. Van pijler naar pijler overspannen de onder- en bovendorpel van de schuifopening en de brug. De onderdorpel wordt ingestort in een drempel van stortsteen. Bij gesloten schuiven zal er water door de stortsteen naar binnen stromen: het Oosterschelde-bekken is echter dusdanig groot dat de waterstandstijging acceptabel is voor de omringende dijken.



Figuur 6-32 Stormvloedkering in de Oosterschelde

De stormvloedkering kent een hoge graad van prefabricage. Na het zo nauwkeurig mogelijk op diepte baggeren van de bodem en plaatselijk ophogen (en rüttelen, trillen, voor het verkrijgen van een betere pakking en daarmee een beter draagvermogen) zijn geprefabriceerde filtermatten vanaf drijvende trommels uitgerold over het gehele grondvlak (elke mat had een breedte van ca. 42 m en een lengte van ca. 200 m loodrecht op de kering).

De matten, een soort matrassen, waren ca. 0,35 m dik en aan de buitenzijde voorzien van een kunststofweefsel. Van beneden naar boven zijn ze gevuld met resp. een laag zand, een laag kif en een laag grind, zodat een filteropbouw is verkregen tussen het fijne bodem-materiaal en de gestorte drempel. Ook de drempel zelf is opgebouwd als een filter: "fijnere" materialen onderin, grover naar boven toe en afgedekt met een stroom- en golfbestendige toplaag van zware stenen.

Ter plaatse van de pijlers, voetvlak 25×50 m<sup>2</sup>, is ter bescherming van de filtermat (tijdens het plaatsen van de pijlers) een grindmat uitgerold breed 31 m, lang 60 m en dik 0,35 m. Alvorens een pijler te plaatsen werd de hoogteligging van de grindmat opgemeten. Mocht deze vallen buiten de daaraan gestelde toleranties dan konden onder de ribben van de pijlervoet pasgemaakte tegelmatten worden uitgelegd.

Deze matten bestonden uit betonblokken verbonden door kabels. De betonblokken werden dusdanig bemeten dat hun bovenzijde, eenmaal uitgelegd op de grindmatten weer een horizontaal vlak vormde, eigenlijk twee evenwijdige stroken van een horizontaal vlak, waarop de pijlers konden worden geplaatst met hun ribben.

Dit betekende dat de betonblokken werden gecontramald op de afwijkingen van het bovenvlak van de grindmat ten opzichte van het gewenste horizontale opleggingsvlak (let wel: een te hoge ligging van de grindmatten kon op deze wijze niet worden gecorrigeerd, een te lage en een ongelijkmatige -in hoogte- wèl). In de praktijk zijn maar weinig tegelmatten nodig geweest, daar de vereiste nauwkeurigheid in het algemeen werd gehaald.

Vervolgens zijn de pijlers drijvend aangevoerd en geplaatst. Zij waren overigens niet zelf-drijvend, maar ondervonden drijfassistentie van een catamaranhefschip dat ook de plaatsing met de gewenste nauwkeurigheid verzorgde.

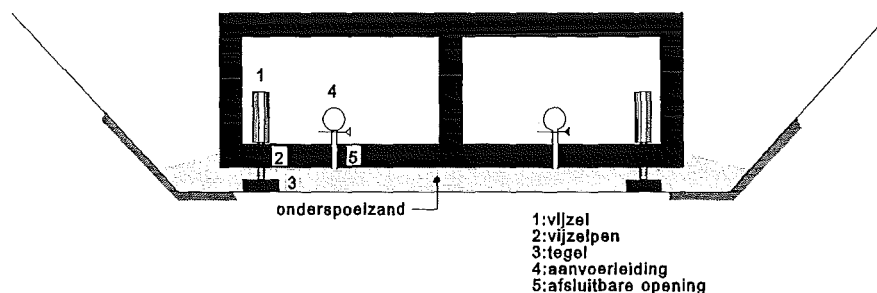
Daarna is tussen de pijlers in een gedeelte van de drempel gestort. Vervolgens zijn de prefab dorpelbalken, de brug, de schuiven en bewegingswerken geplaatst en is de drempel afgestort en ten dele steen voor steen geplaatst voor wat betreft de toplaag nabij de onderdorpel om de dorpelbalk niet te beschadigen.

De in de voorgaande alinea omschreven elementen zijn, behoudens de stenen, geplaatst met zware drijvende bokken. De onder- en bovendrempel moesten nauwkeurig passen tussen de opleggingen in de zijvlakken van de pijlers. Plaatsing in volle zee vanaf een hefschip (dat overigens met kabels en lieren gepositioneerd werd) leidt echter tot afwijkingen ten opzichte van de gewenste positie in horizontale zin (te ver naar zee of naar de Oosterschelde, niet juist in de lengte-as van de kering of verdraaid in het horizontale vlak). Daarom werden de pijlers na plaatsing ingemeten en werden de dorpelbalken pas gemaakt op de afstand tussen de pijlers, waarop zij moesten worden opgelegd. De aanpassingen werden gemaakt in de beide uiteinden van elke balk. Om zo min mogelijk tijd te verliezen waren de balken reeds geprefabriceerd behoudens de beide uiteinden. Na inmeting van de pijlerposities werden de einden -op maat- gestort. Ook voor de stalen schuiven zijn de eindgedeelten pas gemaakt na opmeten van de geplaatste pijlers.

Zoals bij vele grootschalige geprefabriceerde constructies het geval is, moesten aanzanding en aanslibbing worden verwijderd onder meer met behulp van dustpanzuigers. Dit moest in principe worden gedaan vóór elke plaatsing: voor het uitrollen van de filtermat, voor het leggen van de grindmat, voor pijlerplaatsing etc. Slibinsluiting betekent namelijk een slechtere fundering en kans op zettingen door samendrukking onder belasting of door latere erosie van het slib of zand. In eerste instantie werd de pijler met zijn ribben, die ca. 0,70 m beneden de voetplaat uitsteken, geplaatst op de grindmat of op de tegelmat, indien de bovenzijde van de grindmat niet voldoende nauwkeurig lag. Later werd de ruimte onder het voetvlak geïnjecteerd met grout teneinde een goed en groot funderingsvlak te krijgen. De zij-afdichting voor het ondergrouten bestond uit een slang gevuld met grind. Tijdens het drijvend transport was de slang, die aangebracht was langs de gehele omtrek van de pijlervoet, omhoog getrokken langs de zijanten van de pijlervoet met behulp van kabels, zodat hij niet beschadigd kon worden bij de pijlerplaatsing. Na plaatsing werden de kabels gelost en zakte de slang totdat zij, rustend op de bodem, de zij-afdichting van de spleet onder de pijler vormde en daarmee de "bekisting" voor de groutvulling. De holle ruimte in het inwendige van de pijler is met zand gevuld teneinde de constructie voldoende gewicht (en stabiliteit) te geven onder de verval- en golfbelastingen in kerende stand (gesloten schuiven zoals getekend in figuur 6-32).

• tijdelijk op viijzels plaatsen:

Deze methode is voor een gezonken tunnel geschetst in figuur 6-33. De tunnel is volgens het Europese principe geheel in gewapend of voorgespannen beton geconstrueerd en niet als een composiet-constructie in staal(platen) en beton zoals de Amerikaanse tunnel in figuur 6-30. Bovendien is de doorsnede rechthoekig en niet gebogen, waardoor het profiel van vrije ruimte, dat als regel ook rechthoekig is, nauwer kan worden omsloten. Dit leidt tot minder verloren ruimten, waardoor volgens formules (16) en (17) uit paragraaf 6.3.2 met minder constructie- en ballastbeton kan worden volstaan, tenzij dit om sterkte-redenen noodzakelijk zou zijn. De extra holle ruimte in de cirkelvormige dwarsdoorsnede behoeft overigens niet altijd "verloren" te zijn: de ruimte kan worden gebruikt voor ventilatiekanalen indien dit nodig is (kanalen voor de aanvoer van frisse lucht naar een eventueel de afvoer van verontreinigde lucht uit de rijbuizen van autotunnels).



Het element wordt geplaatst op 3 oplegpunten; aan het ene einde via een zoekende oplegging op een oplegstoel die bevestigd is aan het voorgaande element, aan het andere einde via twee vijzelpennen op twee tegels (figuur 6-33).

Door de oplegging op het voorgaande stuk is daar de positionering zeer nauwkeurig. Dit is noodzakelijk in verband met de later te maken waterdichte verbinding met en de aansluiting op het voorgaande element. Aan het andere uiteinde kunnen de vijzels de hoogte nauwkeurig instellen.

De "tegels" (orde  $6 \times 6 \text{ m}^2$ ) worden van tevoren op de bodem gelegd met drijvende bokken. De vijzels bevinden zich in het element (en moeten zich afzetten tegen een niet getekende constructie, bijvoorbeeld via een verlengstuk tegen het tunneldak).

De verstelbare vijzelpennen bevinden zich eveneens in het element en zijn met waterdichte pakkingen door de vloer gevoerd. Indien de horizontale positionering van dit uiteinde niet geheel goed is, kan het uiteinde met kabels en lieren in de juiste positie worden gebracht. Teneinde de wrijving tussen de stalen vijzelpennen en de betonnen tegel te verminderen, is aan de bovenzijde van de tegel een staalplaat ingebetonned en wordt tijdens het verplaatsen de druk op de vijzels zo klein mogelijk gehouden door het spelen met de waterballast in de tanks in het inwendige van het element.

De 3-puntis-oplegging is een tijdelijke om het element zo nauwkeurig mogelijk te kunnen positioneren. De eigenlijke fundering bestaat uit "onderspoel-zand", dat in de vorm van een zand-watermengsel wordt aangevoerd via tijdelijke leidingen in het inwendige van de tunnel.

Het mengsel kan erin worden gepompt bij een van de landgedeelten en dan via de leidingen in de reeds geplaatste elementen worden getransporteerd naar één van de injectiepunten (de afsluitbare opening in figuur 6-33). Het mengsel stroomt onder het element, het zand zet zich af en het water ontsnapt. Rondom het eerste injectiepunt ontstaat op deze wijze een cirkelvormige zandopvulling tussen bodem en onderzijde element die, afhankelijk van de gebruikte zandsoort, de zandconcentratie in het mengsel en de pompdruk, een diameter kan bereiken van 12 à 15 m. Daarna wordt dit injectiepunt gesloten en een volgend geopend. Van hieruit ontstaat de tweede cirkelvormige opvulling; overigens ontstaat er geen volledige cirkel omdat hij aansluit tegen de reeds vanuit het eerste injectiepunt gemaakte cirkel. Door een goede keuze van het patroon van de injectiepunten (in dwars- en langsrichting van het element) kan de ruimte onder het element geheel of nagenoeg geheel gevuld worden met zand zodat een fundering van redelijke kwaliteit ontstaat. Anders dan bij het ondergrouten is hier geen zij-afdichting nodig maar geldt zelfs het tegenovergestelde: een zij-afdichting zou het onmogelijk maken dat het zand zich regelmatig afzet (het water uit het zand-watermengsel moet kunnen afvloeien). Zoals figuur 6-33 aangeeft zet de zandafzetting zich voort tot buiten het grondvlak van het element. Na het aanbrengen van het zand worden de vijzels afgelaten. Als regel zet het element nog enigszins (zo'n 5 à 8 mm) doordat de pakking van het zand niet optimaal is en doordat het onderspoelzand niet overal aanligt tegen de bodem van het element. Vervolgens wordt de zinksleuf vanaf het wateroppervlak volgedumpt met specie.

Tot nog toe (1990) is de methode alleen toegepast bij gezonken tunnels, waarbij enerzijds een grote stelnaauwkeurigheid wordt gevraagd (aansluiting op het voorgaande element) en anderzijds slechts geringe belastingen behoeven te worden overgedragen aan de ondergrond. Dit laatste geldt zowel direct na plaatsing (met de waterballast in het inwendige heeft men het gewicht nauwkeurig in handen; een groot gewicht is niet nodig voor de stabiliteit omdat er nagenoeg geen horizontale belastingen zijn), waardoor niet al te zware en kostbare vijzels behoeven te worden gebruikt, als na aanbrengen van de definitieve fundering (het onderspoelzand). Ook dan hoeven als regel geen zware belastingen naar de ondergrond te worden overgebracht en is het niet nodig al te hoge eisen te stellen aan de kwaliteit van de onderspoeling.

Er zijn ook andere methoden dan onderspoelen om de zandlaag onder het element aan te brengen.

De dikte van de onderspoellaag wordt bepaald door de nauwkeurigheid waarmee de bodem wordt gebaggerd.

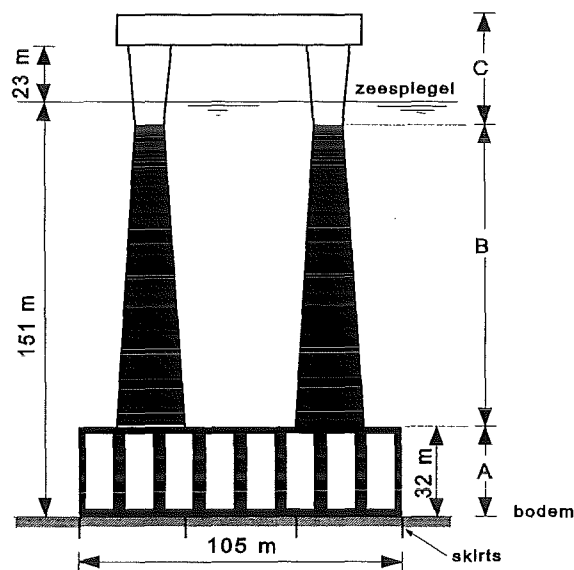
Bij baggertoleranties van + of - 0,1 m kan worden volstaan met een laagdikte van 0,5 m. Ook hier zal het nodige moeten worden gedaan om slibafzettingen te verwijderen. De zinksleuf dwars over een rivier- of estuariumbodem betekent een plaatselijke verdieping, waardoor de stroomsnelheden kleiner worden. Hierdoor kan zich zand en/of slib op de bodem afzetten. Dit kan het noodzakelijk maken de bodem zo kort mogelijk voor het plaatsen van een element op te schonen met een dustpanzuiger. Slibinsluiting kan immers tot ongewenste zettingen leiden.

Ook het bodemvlak onder de tegels heeft grondige aandacht. In bijzondere situaties (grote slibafzetting) moet zelfs slib onder een geplaatst element vóór het aanbrengen van de onderspoeling worden verwijderd of moeten maatregelen worden getroffen die deze afzetting voorkomen (bijvoorbeeld verzwaarde kunststofdoeken langs de zijkant van het element die de spleet afsluiten).

• nivelleren:

Deze methode wordt wel toegepast bij offshore-constructies. Een voorbeeld daarvan is het Dunlin A (Andoc) oliewinning-platform, waarvan het principe -enigszins vertekend- is weergegeven in figuur 6-34.

Het platform, een gewichtsconstructie, bevindt zich op het Noors continentaal plat op een waterdiepte van 150 m. De hoogte van de ontwerpgolf bedraagt 30 m. Daar waar de golfaanval het grootst is (nabij de waterlijn) zijn de vier kolommen zo slank mogelijk geconstrueerd. De onderzijde van het dek, waarop zich de installaties en de verblijven bevinden, is ruim boven de golf toppen gelegen teneinde grote opwaartse krachten te voorkomen. Door de kolommen gaan leidingen van en naar de zeebodem. De doosconstructie ( $105 \times 105 \times 32 \text{ m}^3$ ) zorgt voor belastingoverdracht naar de bodem en voor voldoende gewicht. De doos is door tussenwanden gecompartmenteerd. In de compartimenten bevindt zich ballastmateriaal en olie (olie-opslag). De doos is op grote diepte gelegen, waardoor de golfbelastingen, ondanks het grote oppervlak, klein zijn.



Figuur 6-34 Principe Andoc platform

De in figuur 6-34 aangegeven delen A en B zijn van beton, C is een staalconstructie, terwijl de skirts, nodig voor het nivelleren (zie verderop), stalen damwandschermen zijn.

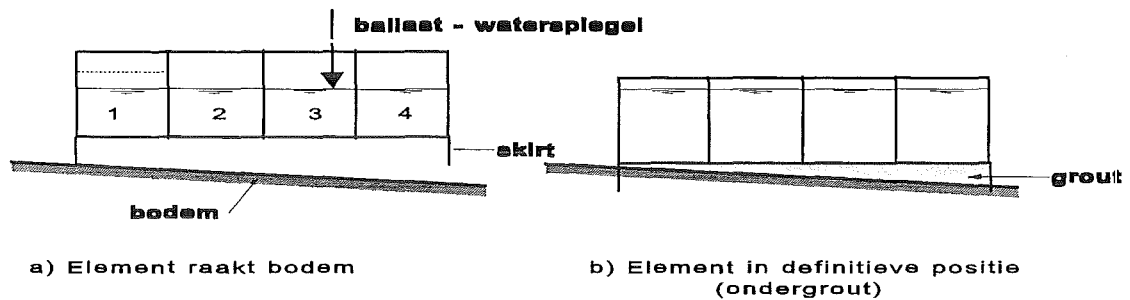
De bouwvolgorde was als volgt:

- In een bouwput (klassieke bouwput met bemaling) in Europoort zijn de skirts en deel A gemaakt behoudens een gedeelte van de tussenwanden en het dak van A. Deze niet volledige afbouw van A is aangehouden om het bouwdok niet onnodig kostbaar te maken.
- Na onderwaterzetten van het dok en het doorbaggeren van de afsluitdam (tussen dok en open water) is het element naar buiten gesleept. Vervolgens is in drijvende toestand in het Europoortgebied deel A afgebouwd en zijn de vier kolommen van het B-gedeelte met glijbekistingen gemaakt.
- Met sleepboten is het element naar een diepe fjord in Noorwegen vervoerd. Tijdens het transport bevond de bovenzijde van deel A zich op geruime hoogte boven de waterspiegel. Het grote waterdoorsnijdend oppervlak zorgde voor een groot traagheidsmoment en daarmee voor een voldoende metacentrumhoogte.
- In de fjord, waar voldoende waterdiepte was, werd het element geballast totdat de vier kolommen nog maar een klein eind boven water staken. De montage van deel C begon met het plaatsen van de vier stalen kolomgedeelten met behulp van drijvende bokken. Vervolgens werd het element verder afgezonken (de stalen kolommen bleven nog juist boven

de waterlijn uitsteken) en werd met behulp van pontons het stalen dek van deel C boven de kolommen gevaren en gemonteerd.

- Na het uitpompen van waterballast kwam het element hoger te liggen (waterlijn op enige afstand beneden het scheidingsvlak van de delen B en C) en begon het drijvend transport door sleepboten naar de definitieve locatie. Het waterdoorsnijdend oppervlak was tijdens dit drijvend transport aanzienlijk kleiner dan dat genoemd onder punt 3: slechts 4 cirkels zij het op geruime afstand uit elkaar in plaats van het 105×105 m oppervlak van de doos. Een belangrijke reden waarom de metacentrumhoogte toch voldoende was, was de toepassing van zware ballast (o.a. ijzererts) onderin op de vloer van de doos, waardoor het gewichtspunt G relatief gezien laag kwam te liggen (zie ook par. 6.3.2 en fig. 6-24). Deze definitieve ballast was in de fjord aangebracht.
- Boven de definitieve locatie gekomen en in positie gehouden door sleepboten is het element afgezonken door het inlaten van waterballast. Vervolgens is het element met de nivelleermethode in de juiste verticale positie gehouden en is een fundering van grout aangebracht.

Het nivelleren is in figuur 6-35 sterk gesimplificeerd en op vertrokken schaal geschetst.



Figuur 6-35 Het principe van nivelleren

In figuur 6-35A, waarin de vier kolommen niet zijn getekend en een beperkter aantal tussenschotten is aangegeven dan in figuur 6-34, is de situatie aangegeven, waarin het element via zijn skirts op één plaats de bodem raakt.

Verondersteld is dat de bodem in één richting helt, maar in werkelijkheid kan de bodemligging veel grilliger zijn. Het verder inlaten van waterballast gelijkmatig verdeeld over de compartimenten betekent dat het element kantelt. Deze hoekverdraaiing wordt gemeten onder meer op het stalen dek dat boven het wateroppervlak uitsteekt. Door water in te laten in het meest linkse compartiment (zie gestreepte lijn) dringt de skirt daar ter plaatse in de bodem. Door verder te ballasten (ook in de andere compartimenten) wordt uiteindelijk de situatie geschetst in figuur 6-35B bereikt, waarbij de skirts langs de gehele omtrek van de doos in de grond zijn gedrongen. Het gehele proces om horizontaal te zakken wordt gerealiseerd door meten en ballasten in die compartimenten, waar dit voor de nivellering (horizontaal stand) en voor het penetreren van het skirt in de bodem nodig is. Zeer veel hangt daarbij af van de niet nauwkeurig bekende bodemligging. De lengte van de skirts wordt in het ontwerpstadium bepaald uit de verwachte ongelijkheden in bodemligging plus een zekere reserve.

Vervolgens wordt de ruimte onder de bodem van het element en tussen de skirts (zij-afdichting) via ingestorte leidingen met grout geïnjecteerd volgens de eerder bij de stormvloedkering Oosterschelde (oplossings-principes eerder deze paragraaf) omschreven methode. Dit betekent dat ook hier weer leidingen aanwezig moeten zijn voor het ontwijken van water tijdens het inpersen van grout in de afgesloten ruimte.

Overigens wordt de ruimte niet ineens geïnjecteerd, maar is deze onderverdeeld in kleinere compartimenten. Uit figuur 6-34 blijkt dat er niet alleen skirts aanwezig zijn langs de omtrek van de constructie, maar dat er -in dit geval- 2 tussensskirts aanwezig zijn (eveneens in de richting loodrecht op het vlak van tekening). Het gehele grondvlak is daardoor gecompartmenteerd in 9 vakken van elk 35×35 m<sup>2</sup>.

Aan de skirts kunnen de volgende functies worden toegekend:

- het mogelijk maken van nivelleren.
- het bekisten tijdens het ondergrouten.
- het voorkomen dat de betonnen bodemplaat plaatselijk zeer hoge drukken ondervindt (N.B. indien het element zonder skirts direct op de bodem zou zijn geplaatst, zouden "toppen" van



- de bodem tot zeer hoge drukken tegen de bodemplaat kunnen leiden, wanneer het element helemaal is afgeballast om zijn stabiliteit te verzekeren tegen horizontale golfbelastingen).
- het verkrijgen van enige veiligheid tegen ondermijning bij bodem-erosie door getijstromen en dergelijke. Onderzoek zal overigens moeten uitwijzen of een gestorte bodemverdediging toch niet nodig is.
  - het verleggen van het afschuifvlak van de onderkant van het element naar de onderzijde van de skirts. Oppervlakte-ongeregelheden met mogelijk lagere  $\phi$ -waarden worden op deze manier ontweken. Bovendien wordt extra gewicht gemobiliseerd voor de stabiliteit onder golf- en stroombelastingen (niet afschuiven, resultante binnen de kern) door het grout- en grondmassief tussen de skirts (gewicht te verminderen met de waterverplaatsing vermenigvuldigd met het volumegewicht van water).

Tenslotte nog enige kanttekeningen bij deze methode.

Het naderen van de bodem moet in de laatste fase zeer langzaam geschieden. Door het grote bodemvlak (althans bij het Andoc-platform) moet veel water zijdelings ontwijken door een steeds nauwer wordende spleet. Bij een te hoog tempo van zakken van het element zullen de watersnelheden zo groot worden dat ongewenst veel erosie optreedt.

Door de wateroverdrukken die onder het element ontstaan kan -bij toevallige scheefstand van het element of bij een niet horizontale ligging van de bodem- het element plotseling horizontaal verpiaatsen. Een verpiaatsing die mogelijk niet beheerst kan worden door de sleepboten.

Om dit euvel te voorkomen is bij het Andoc-platform op iedere hoek een deuvel aangebracht. De vier stalen buizen staken bij het naderen van de bodem 2,20 m beneden de skirts uit. Zij maakten het eerst contact en drongen vervolgens bij het verder ballasten in de bodem, ongewenste horizontale verplaatsingen voorkomend. Tijdens het transport vanuit Europoort waren de buizen opgetrokken met het oog op de beperkte diepgang. Na het laten zakken zijn de buizen vastgezet met explosiebouten, waardoor hun positie ten opzichte van het element gefixeerd bleef tijdens het penetreren in de grond.

In het bovenstaande zijn vijf methoden beschreven voor het plaatsen en funderen van geprefabriceerde elementen. Er zullen er ongetwijfeld meer zijn (te bedenken) en er zullen nog andere worden ontwikkeld. Welke wordt toegepast hangt af van de over te brengen belastingen, de vereiste nauwkeurigheid, de al dan niet voorziene correctiemogelijkheden en natuurlijk de totale kosten (ook correctiemogelijkheden kosten geld).

Daarnaast zijn er mogelijkheden voor het funderen op palen, die overigens binnen het beschikbare tijdbestek niet kunnen worden behandeld.



## 7. Belastingafdracht en grenstoestanden

### 7.1 Algemeen

#### 7.1.1 overzicht

In dit hoofdstuk wordt nader bekeken hoe de belastingen op een kunstwerk worden opgenomen. Als eerste zal daarbij de afdracht van belastingen op een fundering worden beschouwd, omdat dit element universeel is voor alle kunstwerken. Daarna worden grond- en waterkeringen bekeken. Als laatste wordt nog de afmeerconstructie beschouwd.

#### 7.1.2 Faalmechanismen als basis voor het dimensioneren

Tot nu toe hebben we gekeken naar de functies en de randvoorwaarden van waterbouwkundige kunstwerken alsmede de belastingen op het kunstwerk en zijn onderdelen. Voor het dimensioneren van de constructieve elementen van een kunstwerk is dit nog niet voldoende. Hiervoor zijn nog constructieve ontwerp-regels nodig. Het zou daarom logisch geweest zijn als dit hoofdstuk de titel "Ontwerp-regels" had gedragen, echter bijna alle ontwerp-regels zijn afgeleid van faalmechanismen en beschrijven een grenstoestand.

De begrippen faalmechanisme en grenstoestand behoeven wellicht nog enige toelichting. Een faalmechanisme is een beschrijving van de wijze waarop een constructie niet meer in staat is om zijn functie te vervullen. Het niet vervullen van de functie kan betrekking hebben op een tijdelijke of permanente situatie. Als de constructie bezwijkt is er sprake van permanent falen. De toestand waarbij de constructie nog juist niet faalt wordt een grenstoestand genoemd en de functie die deze toestand beschrijft is een zogeheten betrouwbaarheidsfunctie.

Naar de aard van het falen worden twee soorten grenstoestanden onderscheiden, namelijk:

- uiterste grenstoestanden (ultimate limit state)
- en bruikbaarheidsgrenstoestanden (serviceability limit states)

Een voorbeeld van een uiterste grenstoestand van een golfbreker is bijvoorbeeld het kantelen van de golfbreker als gevolg van bezwijken van de fundering. Door het bezwijken van de golfbreker kan deze zijn functie niet langer vervullen.

Een voorbeeld van een bruikbaarheidsgrenstoestand is de overslag van een groot aantal golven over de golfbreker, waardoor er achter de golfbreker geen rustig water wordt gegarandeerd.

In het ontwerp moeten dus zowel de uiterste grenstoestanden als de bruikbaarheidsgrenstoestanden in beschouwing worden genomen. Waarbij in dit geval de uiterste grenstoestand betrekking heeft op de stabiliteit van de constructie en de ondergrond terwijl de bruikbaarheidsgrenstoestand eisen stelt aan de geometrie van het ontwerp.

De algemene gedaante van een betrouwbaarheidsfunctie is:

$$Z = R - S$$

waarin:  $R$  = de weerstand tegen falen oftewel de sterkte (*Résistance*)  
 $S$  = de belasting (*Sollicitation*)

De begrippen sterkte en belasting dienen ruim te worden geïnterpreteerd. Bijvoorbeeld in de bruikbaarheidsgrenstoestand van het genoemde voorbeeld van een golfbreker is de sterkte gedefinieerd als de maximaal toelaatbare golfhoogte in het havenbasin en is de belasting de optredende golfhoogte in het havenbasin, die wordt beïnvloed door de geometrie van de golfbreker.

Als  $Z < 0$  dan zal de constructie falen volgens het beschouwde mechanisme.

Om een bepaalde mate van veiligheid te garanderen wordt in de praktijk de sterkte getoetst aan de belastingen volgens:

$$\frac{R_{rep}}{\gamma_R} \geq \gamma_S S_{rep} \Leftrightarrow R_d \geq S_d$$

waarin:	$R_{rep}$	=	representatieve waarde voor de sterkte
	$S_{rep}$	=	representatieve waarde voor de belasting
	$\gamma_R$	=	partiële veiligheidsfactor voor de sterkte (materiaalfactor)
	$\gamma_S$	=	partiële veiligheidsfactor voor de belasting (belastingfactor)
	$R_d$	=	rekenwaarde van de sterkte
	$S_d$	=	rekenwaarde van de belasting

Bij het dimensioneren van het ontwerp zal dus een sterkte worden gekozen waarvan de rekenwaarde groter is dan de rekenwaarde van de belasting.

### 7.1.3 Belastingcombinaties

Doorgaans werken er meer dan één belasting op een constructie. In een dergelijk geval moet er een combinatie van belastingen worden gemaakt. Als de belastingen tijdfafhankelijk zijn dan is het te ongunstig om de representatieve waarden van alle belastingen te sommeren en met dezelfde partiële veiligheidscoëfficiënt te vermenigvuldigen. Het is immers niet noodzakelijk dat de maxima van de belastingen tegelijkertijd op de constructie aangrijpen.

In de Nederlandse Normen (Technische grondslagen voor bouwconstructies TGB 1990) is dit ondervangen door de Turkstra regel toe te passen voor de veranderlijke belastingen. Bij het combineren van de belastingen volgens Turkstra wordt in elke combinatie steeds één belasting als dominant beschouwd.

In de TGB 1990 worden vijf belastingcombinaties onderscheiden:

#### Uiterste grenstoestanden:

1. fundamentele combinaties:  $\gamma_{f,g} G_{rep} + \gamma_{f,q} Q_{extr,rep} + \sum_{i \geq 2} \gamma_{f,q} Q_{i,mom,rep}$
2. fundamentele combinaties:  $\gamma_{f,g} G_{rep}$
3. bijzondere combinaties:  $\gamma_{f,g} G_{rep} + \gamma_{f,a} F_{a,rep} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{f,q} Q_{i,mom,rep}$

#### Bruikbaarheidsgrenstoestanden

4. incidentele combinaties:  $G_{rep} + Q_{extr,rep} + \sum_{i \geq 2} Q_{i,mom,rep}$
5. momentane combinaties:  $G_{rep} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{f,g} Q_{i,mom,rep}$

waarin:	$G_{rep}$	=	de representatieve waarde van de permanente belasting
	$Q_{extr,rep}$	=	de representatieve waarde van de extreme veranderlijke belasting met rangorde 1
	$Q_{i,mom,rep}$	=	de representatieve waarde van de momentane veranderlijke belasting met rangorde $i$
	$F_{a,rep}$	=	de representatieve waarde van de bijzondere belasting
	$\gamma_{f,g}$	=	belastingfactor voor de permanente belastingen
	$\gamma_{f,q}$	=	belastingfactor voor de veranderlijke belastingen
	$\gamma_{f,a}$	=	belastingfactor voor de bijzondere belastingen

Bij geotechnische constructies wordt grenstoestand 1 nog onderverdeeld in:

- 1a. bezwijken van de grond
- 1b. het optreden van zodanige vervorming van de grond dat er niet meer wordt voldaan aan de eisen met betrekking tot de veiligheid

Voor het bepalen van de extreme en momentane representatieve waarden van de belastingen wordt verwezen naar de TGB 1990. De extreme waarden die in de TGB 1990 zijn gegeven hebben betrekking op een referentieperiode van 50 jaar.

Als de beschouwde periode kleiner is dan de referentieperiode van de belastingen dan kunnen de belastingen worden gereduceerd met een factor:

$$\psi_t = 1 + \left( \frac{1-\psi}{9} \right) \ln \left( \frac{t}{t_{50a}} \right)$$

waarin:  $t$  = beschouwde periode waarin de belasting kan optreden  
 $t_{50a}$  = 50 jaar  
 $\psi$  = verhouding tussen de representatieve waarde van de momentane belasting en de extreme belasting in de referentieperiode van 50 jaar

#### 7.1.4 Belastingfactoren en materiaalfactoren volgens de TGB 1990

Tabel 7-1 Belastingfactoren voor de uiterste grenstoestanden (TGB 1990)

veiligheidsklasse	belastings-combinaties	$\gamma_{f,g}$		$\gamma_{f,q}$	$\gamma_{f,a}$
		normaal (ongunstig)	gunstig		
1 2 3 1-2-3	fundamentele combinaties				
	1	1,2	0,9	1,2	-
	2	1,2	0,9	1,3	-
	3	1,2	0,9	1,5	-
1-2-3	2	1,35	0,9	-	-
1-2-3	bijzondere combinaties				
	3	1,0	1,0	1,0	1,0

Tabel 7-2 Belastingfactoren voor de bruikbaarheidsgrenstoestanden (TGB 1990)

veiligheidsklasse	belastings-combinaties	$\gamma_{f,g}$		$\gamma_{f,q}$	$\gamma_{f,a}$
		normaal (ongunstig)	gunstig		
1-2-3	incidentele combinaties				
	4	1,0	1,0	1,0	-
1-2-3	momentane combinaties				
	5	1,0	1,0	1,0	-

Tabel 7-3 Materiaalfactoren beton en staal

Eigenschap	$\gamma_m$
Beton druksterkte	1,2
Beton treksterkte	1,4
Wapeningsstaal	1,15
Voorspanstaal	1,1
Constructiestaal	1

Tabel 7-4 Materiaalfactoren grondeigenschappen

type geotechnische constructie	partiële materiaalfactor ( $\gamma_m$ )		grenstoestanden				
			uiterste				bruikbaarheid
			1A gunstig <sup>1)</sup>	1B	1A	1B ongunstig <sup>2)</sup>	
alle geotechnische constructies	$\gamma_{m;g}$	volumieke massa van grond	1,1	1,1	1	1	1
Funderingen van gebouwen:							
op palen (op druk belast)	$\gamma_{m;b1}$	zonder onderzoek <sup>3)</sup>	1,4	1,4	1	1	1
	$\gamma_{m;b2}$	met proefbelasting	1,25	1,25	1	1	1
	$\gamma_{m;b3}$	voor proefbelaste palen en ankers	1,15	1,15	1	1	1
	$\gamma_{m;b4}$	uit sonderingen	1,25	1,25	1	1	1
op staal	$\gamma_{m;\phi'}$	tangent van de hoek van inwendige wrijving	1,15	1,15	1	1	1
	$\gamma_{m;c1}$	cohesie (draagvermogen van funderingen)	1,6	1,6	1	1	1
	$\gamma_{m;fundr}$	ongedraineerde schuifsterkte	1,35	1,35	1	1	1
andere constructies: palen/anker (trek, horizontaal belast)	$\gamma_{m;b1}$	zonder onderzoek	1,4	1,4	1	1	1
	$\gamma_{m;b2}$	met proefbelasting	1,4	1,1	1	1	1
	$\gamma_{m;b3}$	voor proefbelaste palen en ankers	1,25	1,25	1	1	1
	$\gamma_{m;b4}$	uit sonderingen	1,4	1,4	1	1	1
	$\gamma_{m;\phi'}$	tangent van de hoek van inwendige wrijving	1,2	1,2	1	1	1
	$\gamma_{m;c2}$	cohesie (grondrukken evenwicht taluds)	1,5	1,5	1	1	1
vervormingen:	$\gamma_{m;fundr}$	ongedraineerde schuifsterkte	1,5	1,5	1	1	1
	$\gamma_{m;Cc}, \gamma_{m;Ca}, \gamma_{m;Csw}$		1	1	0,8	0,8	1
	$\gamma_{m;Cp}, \gamma_{m;Cs}$		1,3	1,3	1	1	1
	$\gamma_{m;E}$		1,3	1,3	1	1	1

1) "Gunstig": als een verhoging van de waarde van de betreffende parameter tot een gunstiger resultaat leidt.

2) "Ongunstig": als een verhoging van de waarde van de betreffende parameter tot een ongunstiger resultaat leidt.

3) Hierbij moet gebruik zijn gemaakt van slagdiagrammen die bij het heien zijn opgenomen, of anders geldt, voor toestanden 1A en 1B (gunstig):  $\gamma_{m;b1} = 1,8$ .

### 7.1.5 Als de normen niet toereikend zijn

De TGB 1990 gaat uit van een referentieperiode van 50 jaar en een toelaatbare faalkans van  $10^{-4}$  in een jaar. De eisen met betrekking tot de faalkans en de referentieperiode van grote waterbouwkundige projecten kan van deze normen afwijken. Dit houdt in dat de genoemde partiële veiligheidsfactoren (belastingfactoren en materiaalfactoren) niet toepasbaar zijn. Ten aanzien van een kleinere referentieperiode dan 50 jaar wordt in de TGB 1990 een correctiefactor gegeven, maar ten aanzien van langere referentieperiodes en het afwijken van de toelaatbare faalkans geeft deze norm geen rekenregels.

Ook geeft de TGB 1990 geen karakteristieke waarden en belastingfactoren voor de typische waterbouwkundige belastingen zoals golven en stroming. De reden is wel duidelijk, immers de

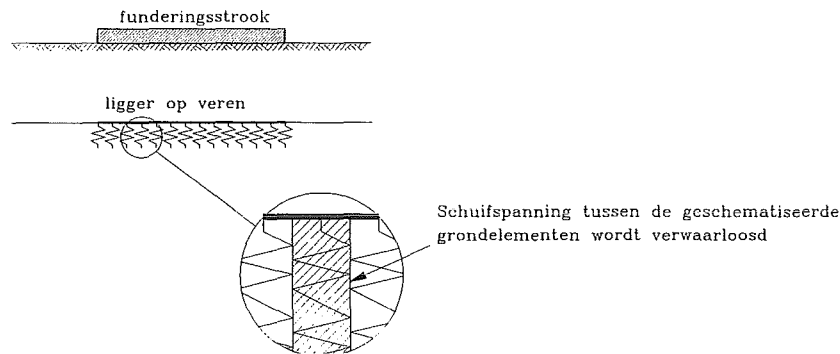
statistiek van golven en stroming is voor elke locatie weer anders en er zijn derhalve geen algemene waarden te geven in een norm.

Bij het afwijken van de faalkans volgens de TGB 1990 of bij het voorkomen van belastingen die niet in de norm worden beschreven moet met probabilistische rekentechnieken de ontwerpwaarden van de belasting en de sterkte worden bepaald, hiervoor wordt verwezen naar het college 'Probabilistisch ontwerpen'.

## 7.2 Op staal gefundeerde constructies

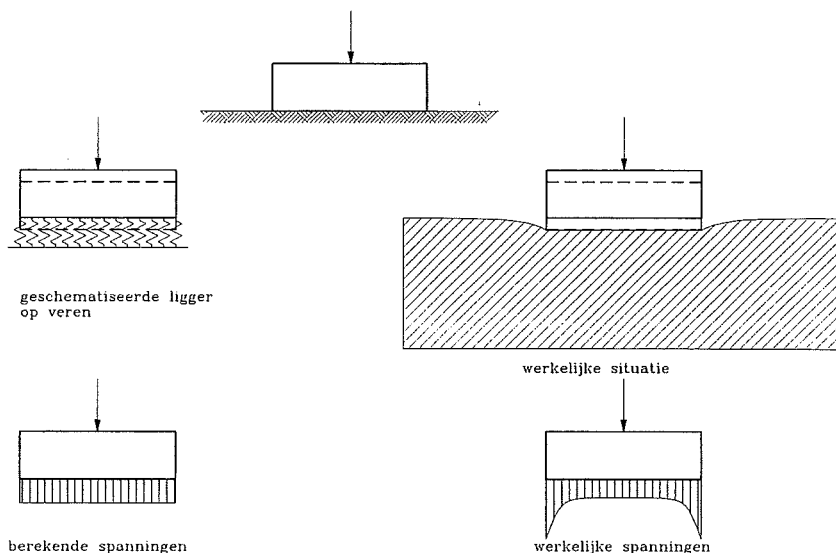
### 7.2.1 Schematisatie

Een op staal gefundeerde constructie wordt min of meer gelijkmatig ondersteund door de ondergrond. In een constructieve berekening van de constructie wordt deze ondersteuning dikwijls geschematiseerd als een elastische bedding of als groot aantal discrete veren. Vooral dit laatste wordt veel toegepast in numerieke modellen. Een nadeel van een dergelijke schematisering is dat de spreiding van de belasting in de ondergrond niet wordt meegenomen. De spreiding van de belasting die in rekening wordt gebracht komt alleen tot stand door de stijfheid van de ligger. Numerieke modellen die gebaseerd zijn op de continuüm mechanica verwaarlozen de spreiding van de belasting in de grond niet, omdat zij de schuifspanningen en vervormingen in de grond volledig meenemen.



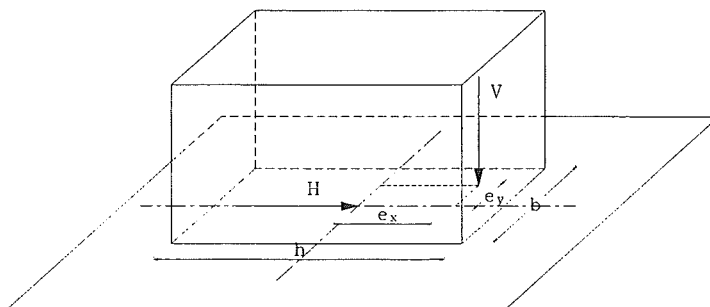
• Figuur 7-1 Schematisatie als een ligger op veren (Winkler)

In Figuur 7-2 staan de werkelijke en de berekende spanningsverdeling onder een zeer stijve fundering, waarbij de berekening uitgaat van een ligger op elastische ondersteuning. Het grootste verschil zit met name aan de randen. Omdat de stijve constructie overal evenveel zal zakken zonder door te buigen worden in het rekenmodel overal de veren even diep ingedrukt en is de reactie onder de constructie gelijkmatig verdeeld. In de werkelijkheid zal bij een gelijkmatige spanning onder de hele breedte van de constructie, door de spannings spreiding in de grond, aan de randen van de constructie minder zetting optreden dan in het midden van de constructie. Als de constructie erg stijf is en niet zal buigen zal er een herverdeling van de spanningen optreden zodat de zettingen onder de gehele constructie gelijk zijn. Dit houdt in dat de spanningen aan de rand van de constructie groter zullen zijn dan de spanningen onder het midden van de constructie.



• Figuur 7-2 Berekende versus werkelijke spanningen

Voor een eerste ontwerp-berekening is het doorgaans echter wel verantwoord om de belasting op de constructie te bepalen met een schematisatie als een ligger op een verende bedding. De belastingafdracht en de krachten en momenten in de constructie zijn sterk afhankelijk van de stijfheid van de constructie en die van de ondergrond en de belasting. In het extreme geval waarbij de constructie zeer veel stijver is dan de ondergrond wordt de constructie wel als oneindig stijf geschematiseerd. Onder deze aanname geldt dat het funderingsvlak vlak blijft. Onder de aanname dat er geen spreiding van de belastingen in de grond plaats heeft is de berekening van de spanning in het funderingsvlak analoog aan de berekening van een doorsnede van een balk belast door buiging, dwarskracht en normaalkracht.



• Figuur 7-3 Stare constructie op staal gefundeerd

De drukspanning op plaats  $(x,y)$  onder een oneindig stijve constructie, waarbij het hele vlak onder druk staat, is:

$$\sigma_{x,y} = \frac{V}{A} + \frac{M_y}{I_y} x + \frac{M_x}{I_x} y$$

- waarin:
- $I_y$  = het traagheidsmoment van de fundering om de  $y$ -as
  - $I_x$  = het traagheidsmoment van de fundering om de  $x$ -as
  - $A$  = het oppervlak van de fundering =  $bh$
  - $V$  = de verticale belasting
  - $M_y$  = het moment in  $y$ -richting ten opzichte van het zwaartepunt van de fundering =  $V e_x$
  - $M_x$  = het moment in  $x$ -richting ten opzichte van het zwaartepunt van de fundering =  $V e_y$



De voorgaande vergelijking gaat op zolang het gehele funderingsvlak onder druk staat. Dit is het geval zolang de werklijn van de resultante binnen de kern van het funderingsvlak ligt. De afmetingen van de kern van een vlak kunnen eenvoudig worden bepaald met:

$$e_b = \frac{W_b}{A}; e_o = \frac{W_o}{A}; e_l = \frac{W_l}{A}; e_r = \frac{W_r}{A}$$

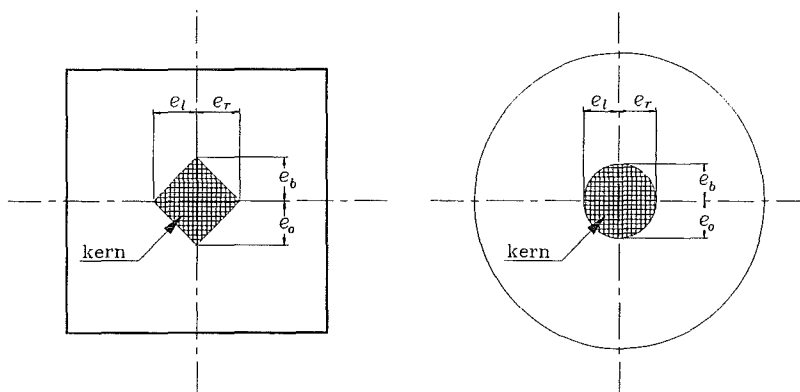
waarin:  $e_b, e_o, e_l, e_r$ : afmetingen van de kern volgens Figuur 7-4

$$W_b = \text{weerstandsmoment } \frac{I_x}{y_b}$$

$$W_o = \text{weerstandsmoment } \frac{I_x}{y_o}$$

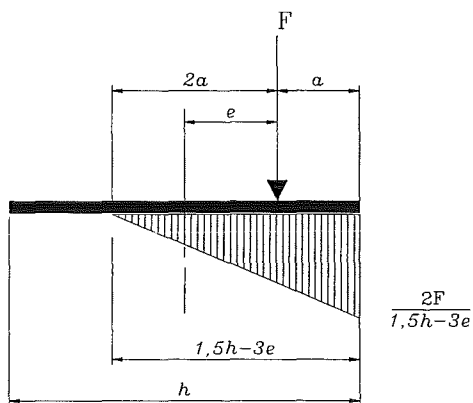
$$W_l = \text{weerstandsmoment } \frac{I_y}{x_l}$$

$$W_r = \text{weerstandsmoment } \frac{I_y}{x_r}$$



• Figuur 7-4 De kern van een vierkante en een cirkelvormige doorsnede

Als de resultante van de belastingen buiten de kern van het funderingsvlak ligt, dan gaan de voorgaande vergelijkingen voor de spanningen in het funderingsvlak niet op. Voor een tweedimensionaal geval met een rechthoekig funderingsvlak kunnen de spanningen onder de fundering worden berekend door gebruik te maken van het gegeven dat de spanningen onder de constructie een driehoekig verloop hebben. Omdat de resultante van de spanningen in dezelfde werklijn ligt als die van de resultante van de belastingen, kan op eenvoudige wijze de spanningsdriehoek worden bepaald (zie Figuur 7-5).



• Figuur 7-5 Drukfiguur bij sterk excentrische belasting

Als de constructie niet star is ten opzichte van de bodem dan kunnen analytische oplossingen van de differentiaalvergelijkingen voor de vervormingen en het evenwicht van een ligger op een verende bedding of numerieke modellen voor verend opgelegde liggers worden toegepast. Hiervoor wordt verwezen naar de collegehandleiding 'Mechanica van constructies, Elasto-statica van slanke structuren' [Bouma, 1989].

Voor de schematisering van een fundering is de stijfheidsverhouding van de constructie en de ondergrond dus van groot belang.

### 7.2.2 Beddingsconstante

Het schatten van de stijfheid van de constructie is meestal betrekkelijk eenvoudig. De buigstijfheid van een ligger wordt gekarakteriseerd door de EI-waarde. Het schatten van de stijfheid van de grond is daarentegen veel lastiger.

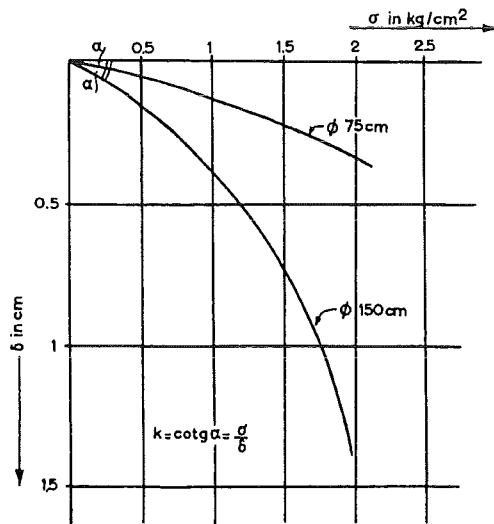
De beddingsconstante zou kunnen worden gedefinieerd als:

$$k = \frac{\sigma}{\delta}$$

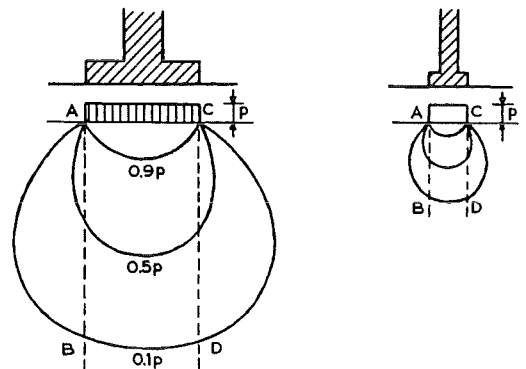
waarin:  $\sigma$  = de spanning in het funderingsvlak [N/m<sup>2</sup>]  
 $\delta$  = de verplaatsing van het funderingsvlak [m]

Volgens deze definitie is de beddingsconstante onafhankelijk van het spanningsniveau (lineaire elasticiteit). In werkelijkheid is dat echter wel zo (zettingsformules van Koppejan).

Bij funderingen met beperkte afmetingen zijn de zettingen zijn alleen afhankelijk van de grondparameters en de spanning in het funderingsvlak, maar ook van de afmetingen van de constructie. In Figuur 7-6 staat hiervan een voorbeeld voor een funderingsplaat  $\phi$  75 cm en een plaat van  $\phi$  150 cm. In de beide geschetste gevallen zijn bij een even grote druk op het funderingsvlak de zettingen van de grootste funderingsplaat groter dan bij de kleinere plaat.



Figuur 7-6 gemeten zettingen bij twee funderingsplaten



Figuur 7-7 Invloedsdiepte van een funderingsstrook

Dit is te verklaren door de spreiding van de belasting in de ondergrond. In Figuur 7-7 staat de invloed van de grootte van de funderingsplaat op de spreiding van de belasting in de ondergrond getekend. Er geldt ongeveer dat de invloedsdiepte van de fundering recht evenredig is met de afmetingen van het funderingsvlak.

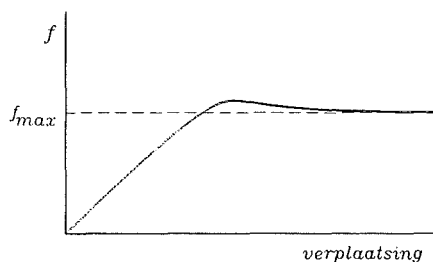
### 7.2.3 Horizontaal belaste fundering

Horizontaal belaste funderingen dragen hun belasting aan de ondergrond af door middel van wrijving in het funderingsvlak en eventueel als passieve gronddruk achter de fundering. De wrijving in het funderingsvlak is afhankelijk van de verticale spanning onder de funderingsplaat. In het algemeen geldt:

$$\tau = f \sigma'$$

waarin:	$\tau$	=	de schuifspanning in het funderingsvlak	[N/m <sup>2</sup> ]
	$f$	=	wrijvingscoëfficiënt	[-]
	$\sigma'$	=	de verticale effectieve spanning onder de fundering	[N/m <sup>2</sup> ]

Omdat door de schuifspanning op de grond vervorming van de grond plaats heeft is de wrijvingscoëfficiënt vervormingsafhankelijk. In Figuur 7-8 staat hiervan een voorbeeld. In de grafiek zien we dat de wrijvingscoëfficiënt toeneemt naar een maximum waarde. Deze maximum waarde is afhankelijk van de wrijvingseigenschappen in en onder het funderingsvlak. De wrijvingscoëfficiënt tussen beton en zand is meestal in de orde van 40% a 50%. Als de grond onder het kunstwerk een lagere maximum opneembare schuifspanning heeft dan zal juist onder het funderingsvlak een afschuifvlak ontstaan. In dit geval is de maximum wrijvingscoëfficiënt:  $f = \tan(\varphi)$



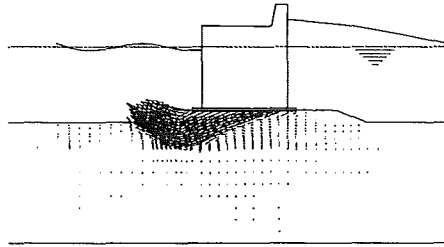
• Figuur 7-8 wrijvingscoëfficiënt als functie van de verplaatsing

### 7.2.4 Grenstoestanden van een fundering op staal

#### *Uiterste grenstoestand: Maximale draagkracht*

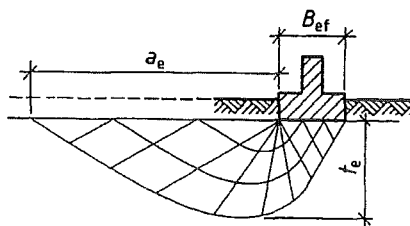
Bij de uiterste grenstoestand van de fundering wordt niet naar de vervorming van de fundering gekeken maar alleen naar het overschrijden van het draagvermogen van de grond. De optredende schuifspanningen in de grond overschrijden hierbij de sterkte van de grond, waardoor er schuifvlakken ontstaan of waardoor er slappe lagen zijdelings worden weg geperst (squeezing). In het vorige hoofdstuk is de belastingverdeling op het funderingsvlak al aan de orde geweest. Hierbij kwam naar voren dat de spanningsverdeling in het funderingsvlak afhankelijk is van de stijfheid van de constructie en van de stijfheid van de grond onder en naast het funderingsvlak. Dus hoewel de vervorming van de grond geen punt van beschouwing is bij de uiterste grenstoestand is de stijfheid van constructie en grond toch belangrijk bij het bepalen van de maximale draagkracht. Afhankelijk van de belastingverdeling in de ondergrond en de sterkte van de grond op de verschillende dieptes kunnen er bezwijkmechanismen optreden met cirkelvormige schuifvlakken of anders gevormde schuifvlakken. De vorm van de schuifvlakken is niet voor elke situatie gelijk, er kunnen zelfs min of meer rechte en geknikte glijvlakken ontstaan. Met behulp van computerprogramma's die gebruik maken van de eindige elementen methode kan de vorm van het glijvlak theoretisch worden bepaald (zie Figuur 7-9). Ook hierbij kan een werkelijk glijvlak afwijken van het berekende glijvlak, omdat in het model meestal geen rekening wordt gehouden met lokale verstoringen en discontinuïteiten.

Een nadeel van dergelijke computermodellen is dat zij minder geschikt zijn voor een eerste ontwerp, omdat voor elke kleine wijziging het model moet worden aangepast. De computermodellen worden daarom toegepast als controleberekening, nadat de constructie al min of meer is gedimensioneerd.



• Figuur 7-9 Bezijken van de fundering van een verticale golfbreker volgens de eindige elementen methode

De TGB 1990 geeft de methode van Brinch Hansen voor de bepaling van de maximale draagkracht van een fundering. Deze methode is gebaseerd op de theoretische afschuifvlakken van Prandtl (zie Figuur 7-10). Er wordt onderscheid gemaakt tussen de ongedraineerde toestand en de gedraineerde toestand. De ongedraineerde toestand treedt op in cohesieve slecht doorlatende gronden, waarin direct na belasten wateroverspanningen ontstaan. De sterkte van de grond wordt dan ontleend aan de ongedraineerde schuifsterkte.



• Figuur 7-10 Schuifvlakken van Prandtl

De maximale draagkracht van een fundering in cohesieve slecht doorlatende grond volgens de TGB 1990 is:

$$F_{r,v;d} = s'_{max;d} \cdot A_{ef}$$

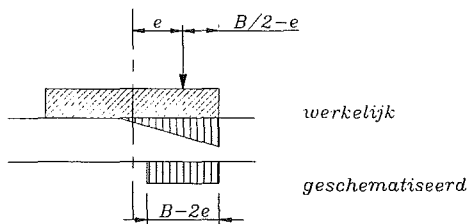
waarbij:  $\sigma'_{max;d} = (\pi + 2) f_{undr;d} s_c i_c + \sigma'_{v;z;0;d}$

$$i_c = 0,5 \left( 1 + \left( 1 - \frac{F_{s;h;d}}{A_{ef} f_{undr;d}} \right)^{0,5} \right) \quad s_c = 1 + 0,2 \frac{B_{ef}}{L_{ef}} \quad \sigma'_{v;z;0;d} = \gamma_{f;g} \sum_{i=1}^{i=n} (d_i \cdot \gamma_{kar}) - u$$

waarin:

$F_{r,v;d}$	=	de rekenwaarde van de component van de draagkracht loodrecht op het funderingsoppervlak,	[kN]
$s'_{max;d}$	=	de rekenwaarde van de maximale funderingsdruk op het effectieve funderingsoppervlak	[kPa]
$A_{ef}$	=	het effectieve funderingsoppervlak	[m <sup>2</sup> ]
$f_{undr;d}$	=	de rekenwaarde van de ongedraineerde schuifsterkte	[kPa]
$\sigma'_{v;z;0;d}$	=	de rekenwaarde van de oorspronkelijke verticale korrelspanning voor de diepte z van het aanlegniveau	[kPa]
$d_i$	=	de dikte van laag i	[m]
$\gamma_{kar}$	=	het karakteristieke volumegewicht van de grond,	[kN/m <sup>3</sup> ]
		waarvoor geldt:	
		• voor een grondlaag boven de grondwaterstand: $\gamma_{kar} = \gamma_{rep}$ ;	
		• voor een grondlaag onder de grondwaterstand: $\gamma_{kar} = \gamma_{sat,rep}$ ;	
$\gamma_{rep}$	=	de representatieve waarde voor het volumegewicht bij natuurlijk vochtgehalte,	[kN/m <sup>3</sup> ]
$\gamma_{sat,rep}$	=	het verzadigde volume gewicht,	[kN/m <sup>3</sup> ]
u	=	de waterspanning	[kN/m <sup>2</sup> ]
$\gamma_{f;g}$	=	de belastingfactor voor een gunstig werkende belasting;	
n	=	het aantal horizontale grondlagen tussen het aanlegniveau en het niveau van de gronddekking;	
$L_{ef}$	=	de lengte van het effectieve funderingsoppervlak, voor cirkelvormige platen geldt: $L_{ef} = B_{ef}$	[m]

$B_{ef}$  = de breedte van het effectieve funderingsoppervlak, voor cirkelvormige platen geldt:  $B_{ef} = L_{ef}$  [m]  
 Bij een excentrisch belaste fundering wordt  $B_{ef}$  benaderd door  $B_{ef} = B - 2e$



$F_{s;hd}$  = de rekenwaarde van de belastingcomponent in het vlak van het funderingsoppervlak, [kN]  
 $i_c$  = de reductiefactor voor de helling van de belasting;  
 $s_c$  = de vormfactor voor de invloed van de cohesie.

Voor goed doorlatende grond kan de maximaie draagkracht worden benaderd met:

$$F_{r;v;d} = \sigma'_{max;d} \cdot A_{ef}$$

waarbij:  $\sigma'_{max;d} = c'_{e;d} N_c s_c i_c + \sigma'_{v;z;o;d} N_q s_q i_q + 0,5 \gamma'_{e;d} B_{ef} N_\gamma s_\gamma i_\gamma$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi'_{e;d} \quad N_q = e^{\pi \tan \phi'_{e;d}} \left( \tan(45^\circ + 0,5 \phi'_{e;d}) \right)^2$$

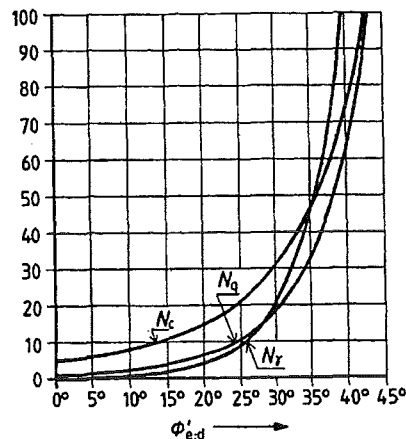
$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \phi'_{e;d}$$

$$s_c = \frac{s_q N_q - 1}{N_q - 1} \quad s_q = 1 + \frac{B_{ef}}{L_{ef}} \sin \phi'_{e;d} \quad s_\gamma = 1 - 0,3 \frac{B_{ef}}{L_{ef}}$$

waarin:

- $c'_{e;d}$  = de rekenwaarde van de (gewogen) cohesie, in kPa;
- $\gamma'_{e;d}$  = de rekenwaarde van het (gewogen) effectieve volumieke gewicht van de grond onder het aanlegniveau, in kN/m<sup>3</sup>;
- $N_c$  = de draagkrachtfactor voor de invloed van de cohesie;
- $N_q$  = de draagkrachtfactor voor de invloed van de gronddekking;
- $N_\gamma$  = de draagkrachtfactor voor de invloed van het effectieve volume gewicht van de grond onder het funderingsoppervlak;
- $\phi'_{e;d}$  = de rekenwaarde van de (gewogen) effectieve wrijvingshoek, in °;
- $s_q$  = de vormfactor voor de invloed van de gronddekking;
- $s_\gamma$  = de vormfactor voor de invloed van het effectieve gewicht van de grond onder het funderingsoppervlak;
- $i_q$  = de reductiefactor voor de helling van de belasting op de invloed van de dekking;
- $i_\gamma$  = de reductiefactor voor de helling van de belasting op de invloed van het effectieve gewicht van de grond onder het funderingsoppervlak

$\phi'_{e;d}$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$
0°	5	1	0
5°	6,5	1,5	0
10°	8,5	2,5	1
15°	11	4	2
20°	15	6,5	4
22,5°	17,5	8	6
25°	20,5	10,5	9
27,5°	25	14	14
30°	30	18	20
32,5°	37	25	30
35°	46	33	46
37,5°	58	46	68
40°	75	64	106
42,5°	99	92	166



• Figuur 7-11 Draagkrachtfactoren als functie van de hoek van inwendige wrijving

Voor  $F_{s,h,d}$  evenwijdig aan  $L_{ef}$  en  $L_{ef}/B_{ef} \geq 2$  geldt:  $i_c = \frac{i_q N_q - 1}{N_q - 1}$   $i_q = i_y = 1 - \frac{F_{s,h,d}}{F_{s,v,d} + A_{ef} c'_{e,d} \cot \phi'_{e,d}}$

Voor  $F_{s,h,d}$  evenwijdig aan  $B_{ef}$  geldt:  $i_c = \frac{i_q N_q - 1}{N_q - 1}$ ;  $i_q = \left( 1 - \frac{0,70 F_{s,h,d}}{F_{s,v,d} + A_{ef} c'_{e,d} \cot \phi'_{e,d}} \right)^3$

$$i_y = \left( 1 - \frac{F_{s,h,d}}{F_{s,v,d} + A_{ef} c'_{e,d} \cot \phi'_{e,d}} \right)^3$$

$F_{s,v,d}$  = de rekenwaarde van de belastingcomponent loodrecht op het funderingsvlak [kN]

Als er sprake is van een gelaagde funderingsgrondslag dan kan in de voorgaande vergelijkingen de gemiddelde grondeigenschappen worden ingevuld volgens:

$$\phi'_{e,d} = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} H_i \phi'_{i,d} X_i}{\sum_{i=1}^{i=n} H_i X_i} \quad c'_{e,d} = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} H_i c'_{i,d} X_i}{\sum_{i=1}^{i=n} H_i X_i} \quad \gamma'_{e,d} = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} H_i \gamma'_{i,d} X_i}{\sum_{i=1}^{i=n} H_i X_i}$$

waarin:

$H_i$	=	dikte van de laag $i$ ,	[m]
$\phi'_{i,d}$	=	de rekenwaarde voor de effectieve hoek van inwendige wrijving voor laag $i$	[°]
$n$	=	het aantal horizontale lagen tussen de invloedsdiepte $t_e$ en de diepte van de onderkant van het funderingselement;	
$X_i$	=	een hulpvariabele,	[m]
		$X_i = t_e + 0,5 H_i - \sum_{j=1}^{j=i} H_j$	
$H_j$	=	de dikte van laag $j$ ,	[m]
$t_e$	=	de invloedsdiepte; $t_e = 1,5 B_{ef}$	[m]
$c'_{i,d}$	=	de rekenwaarde voor de effectieve cohesie voor laag $i$	[kPa]
$\gamma'_{i,d}$	=	de rekenwaarde voor het effectieve volumegewicht voor laag $i$	[kN/m <sup>3</sup> ]

Met de voorgaande vergelijkingen kan iteratief de afmeting van een fundering worden bepaald. Voor een eerste schatting wordt ook wel vaak een vuistregel toegepast waarbij er van uit wordt gegaan dat de grond onder en naast de fundering niet bezwijkt als de resultante van de belastingen binnen de kern van het funderingsvlak aangrijpt (zie 7.2.1).

### **Uiterste grenstoestand: Schuiven van de fundering**

De maximaal opneembare schuifkracht in het funderingsvlak in de gedraineerde toestand is (zie ook Figuur 7-8):

$$S_{h,d} = f_{max,d} F_{s,v,d}$$

Waarin: $F_{s,v,d}$	=	de verticale belasting op het funderingsvlak	[kN]
$f_{max,d}$	=	de maximale wrijvingscoëfficiënt in het funderingsvlak	[kN]
		$\min(\tan(\varphi), \tan(\delta))$	
$\varphi$	=	de hoek van inwendige wrijving van de grond in het funderingsvlak	
$\delta$	=	de wrijvingshoek tussen constructie en ondergrond	

Voor de ongedraineerde toestand is de maximaal opneembare schuifkracht:

$$S_{h,d} = f_{undr,d} A_{ef}$$

Waarin: $A_{ef}$	=	het effectieve oppervlak van het funderingsvlak	[m <sup>2</sup> ]
$f_{undr,d}$	=	de rekenwaarde van de ongedraineerde schuifsterkte in het funderingsvlak	[kPa]

## Bruikbaarheidsgrenstoestand: Vervorming

Voor de meeste constructies is ook de vervorming van de fundering van groot belang om te kunnen functioneren. Een voorbeeld hiervan is het scheefzakken van de fundering van een heftoren voor een hefdeur, waardoor de deur en het bewegingswerk vastloopt in de sponning. Een ander voorbeeld is het zakken van een brugpijler, waardoor de doorvaarthoogte niet wordt gewaarborgd. Bij zakking van een tussensteunpunt van statisch onbepaalde liggers wordt de belastingafdracht via de pijler vermindert.

Voor het schatten van de zettingen en zettingsverschillen is het noodzakelijk om de spanningen in de grond te bepalen, waarna de zettingen kunnen worden bepaald met behulp van de formules uit hoofdstuk 4. Voor een nadere beschouwing wordt verwezen naar het college 'Grondmechanica'.

## 7.3 Constructies op palen

### 7.3.1 Fasering en belastingen

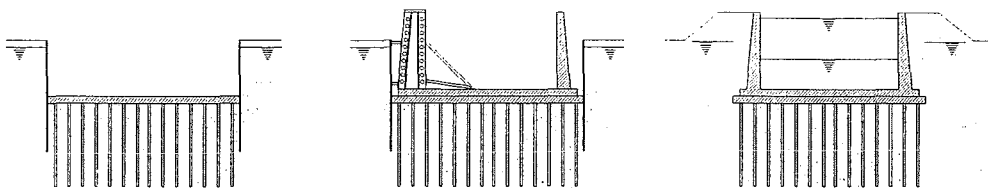
Bij het dimensioneren van een fundering op palen is de fasering van het bouwwerk zeer belangrijk. Het komt namelijk dikwijls voor dat de paalbelastingen sterk wijzigen in de verschillende fasen. Dit geldt voor zowel de grootte als de richting van de paalbelasting.

Een voorbeeld hiervan staat in Figuur 7-12. De figuur toont verschillende fasen van de bouw van een sluiskolk met een gewapend betonnen vloer en wanden.

In de fase waarin de onderwaterbeton is gestort en verhard en waarin het water uit de bouwput wordt gepompt treedt er door de waterdruk onder de vloer trek op in de palen. Voor de trekbelasting is dit het maatgevende belastinggeval.

In de fase, waarin de wanden van de kolk worden gestort, zullen de palen aan de rand van de constructieve vloer direct onder de wand op druk worden belast.

In de gebruiksfase worden de palen onder de wand op druk belast en worden de palen onder vloer wisselend op druk en trek belast.



• Figuur 7-12 Enkele fasen van bouw en gebruik van een sluiskolk

Naast de grootte en de richting van de belastingen op de palen kan ook de aard van de belastingen wijzigen gedurende de fasen van het bouwwerk. Denk bijvoorbeeld aan de dynamische belasting van verkeer tijdens de gebruiksfase.

Doordat zowel de constructie als de belastingen variëren in de verschillende fasen, zal bij de berekening van de paalbelastingen niet kunnen worden volstaan met één maatgevend belastinggeval en één schematisatie van de constructie. Afhankelijk van de geometrie van de constructie en de belastingen moet de constructie twee- of driedimensionaal worden geschematiseerd.

### 7.3.2 Schematisatie van een paal als constructief element

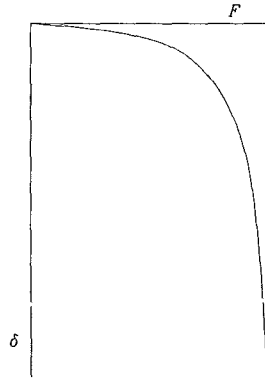
Een funderingspaal bezit een bepaalde stijfheid in de richting evenwijdig aan de lengteas en loodrecht op de lengteas. Deze stijfheid is mede afhankelijk van:

- de doorsnede van de paal
- de lengte van de paal
- het materiaal van de paal

Het gedrag van de paal in de grond is echter ook nog afhankelijk van en de eigenschappen van de omringende grond en de wijze waarop hij is verbonden met de constructie. Met behulp van de

eindige elementen methode kan voor een enkele paal een kracht-verplaatsing diagram worden gemaakt. Met dit diagram kan de veerconstante worden bepaald.

In een eerste ontwerpberekening kan de veerconstante ook worden bepaald door de vervorming van de grond te schatten en die met de stijfheid van de paal te combineren tot één veerconstante. De stijfheid van de paal evenwijdig aan de lengteas wordt vaak geschematiseerd met een lineaire veer. Dit houdt in dat het niet lineaire gedrag van de grond en het materiaal van de paal wordt verwaarloosd. In staat een schets van het algemene zakkingsgedrag van een paalpunt. Hieruit blijkt dat de stijfheid van de grond sterk niet-lineair is.



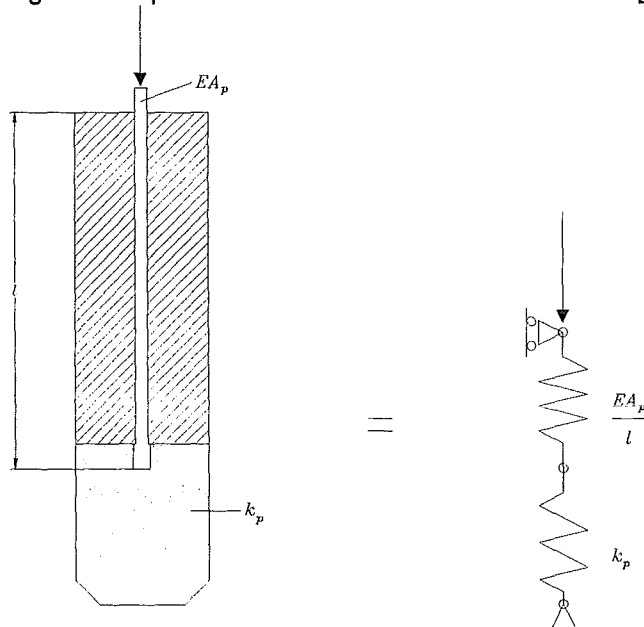
• Figuur 7-13 Kracht-verplaatsing diagram voor de paalpunt

Voor een op druk belaste paal geldt bij verwaarlozing van de wrijving langs de paal:

$$\frac{1}{k_{//}} = \frac{l}{EA_p} + \frac{1}{k_p}$$

waarin:  $k_{//}$  = stijfheid evenwijdig aan de lengteas  
 $E$  = elasticiteitsmodulus van de paal  
 $A_p$  = doorsnede van de paal  
 $k_p$  = veerstijfheid van de paalpunt  
 $l$  = lengte van de paal

[kN/m]  
 [kN/m<sup>2</sup>]  
 [m<sup>2</sup>]  
 [kN/m<sup>3</sup>]  
 [m]

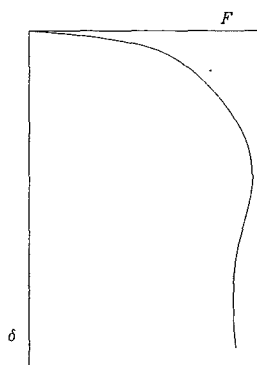


• Figuur 7-14 Schematisatie op druk belaste paal

In een eerste benadering wordt als stijfheid van de paal wel aangehouden:  $k_{//} = \frac{EA}{2l}$   
 (Dit is de helft van de stijfheid van een star ondersteunde paal.)

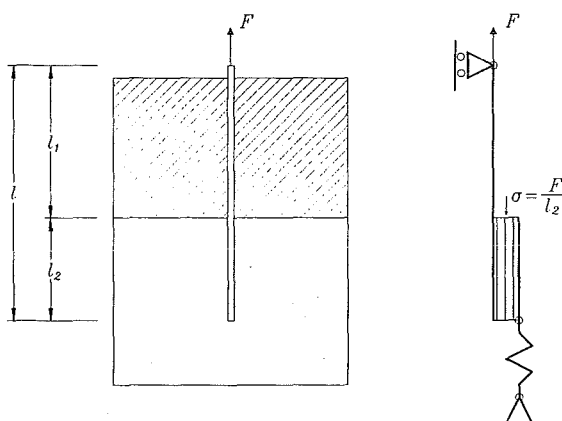


Bij een op trek belaste paal kan de wrijving niet worden verwaarloosd, immers de volledige belasting wordt opgenomen door wrijving langs de paal. De ontwikkeling van de schuifspanning langs de schacht is afhankelijk van de vervorming. Doorgaans heeft de schuifspanning een relatie met de vervorming zoals geschetst in Figuur 7-15.



• Figuur 7-15 Relatie tussen de kracht en de verschuiving van de paal

De stijfheid van de paal is meestal veel groter dan de stijfheid van de op afschuiven belaste grond. Om deze reden kan de vervorming van de paal worden verwaarloosd bij het bepalen van de spanning langs de paalschacht. De laagopbouw van de grond langs de paal is van belang bij de bepaling van de veerstijfheid van de paal met omringende grond. Als voorbeeld staat een schematisatie van een paal in Figuur 7-16



• Figuur 7-16 Schematisatie trekpaal

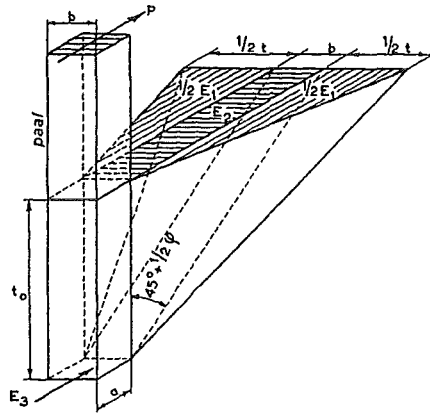
Door het grote verschil in de stijfheid en sterkte van de klei- en zandlagen is alleen de zandlaag van belang. De verplaatsing van de paalkop is in dit geval:

$$\delta = \frac{Fl_1}{EA} + \frac{Fl_2}{2EA} + \frac{F}{k_w}$$

waarin:  $F$  = de belasting op de paalkop  
 $l_1$  = de lengte van de paal in de slappe laag  
 $l_2$  = de lengte van de paal in de zandlaag  
 $k_w$  = beddingconstante van de zandlaag

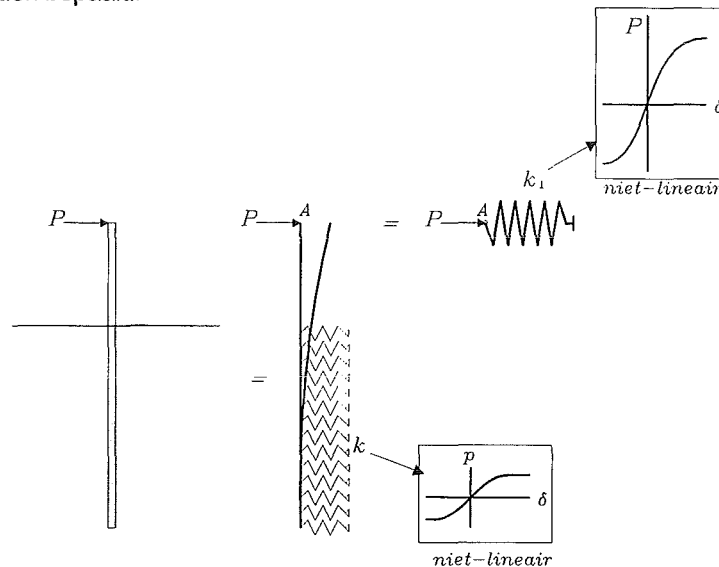
Dit resulteert in een veerconstante voor het geheel:  $k_{II} = \left( \frac{l_1}{EA} + \frac{l_2}{2EA} + \frac{1}{k_w} \right)^{-1}$

Bij een belasting loodrecht op de as van de paal zal de paal buigen. De verplaatsing van de paal is tegen de gronddruk in. De reactie van de grond op de paal zal daarom tussen de neutrale en passieve gronddruk zitten. Doordat er een zijdelingse spreiding van de belasting in de grond zal optreden wordt er een grondwag gemobiliseerd die breder is dan de breedte van de paal (zie Figuur 7-17).



• Figuur 7-17 Schematische voorstelling van de tegenwerkende grondwig bij een horizontale belasting van een paal

Met behulp van een computerprogramma op basis van de eindige elementen methode of een schematisatie van de paal als een ligger op een verende bedding kan de uitwijking van de paalkop van een paal bij een gegeven belasting worden berekend, waarna de veerstijfheid van de paal in de grond kan worden bepaald.



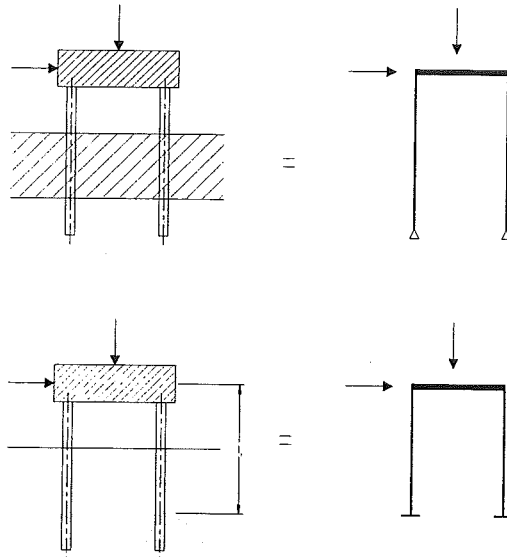
• Figuur 7-18 Schematisatie van een horizontaal belaste paal

In het eerste ontwerp, waarbij de inheidiepte en de paalafmetingen moeten worden bepaald, wordt vaak uitgegaan van een grenstoestand waarbij de gronddruk volledig passief wordt verondersteld. Hierbij wordt de maximaal toelaatbare kracht op de paal berekend en wordt vervolgens de bijbehorende verplaatsing van de paalkop bepaald. Voorts wordt verondersteld dat het systeem voor kleinere belastingen een zelfde stijfheid bezit. Blum [1932] heeft formules afgeleid voor de maximaal opneembare belasting en de bijbehorende vervormingen (zie blz. 7-23).

In het geval een paal ingeklemd is in de constructie kunnen zich twee situatie voordoen, te weten:

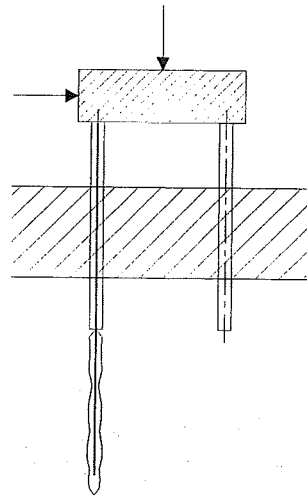
- fictieve inklemming van de paal in de grond
- oplegging van de paal in de ondergrond

In Figuur 7-19 staan hiervan twee voorbeelden. Bij een oplegging van de paal in de grond moet in verband met evenwicht de oplegging worden geschematiseerd als een scharnier en niet als een verticale roloplegging. Dit betekent dat een paal op afschuiven en trek of druk belast wordt. De trek moet opgenomen kunnen worden door de wrijving in de grond. Als de trek wordt overgebracht op de ondergrond door de wrijving langs de paal moet de paallengte meestal zodanig worden aangepast dat er niet meer sprake is van een oplegging maar van een inklemming.



• Figuur 7-19 Palen in een portaalconstructie

Een andere manier om de trekkracht over te brengen naar de ondergrond is met behulp van buigslappe ankers. Deze worden door een holle buispaal in de grond gebracht en afgespannen op de paalkop (zie Figuur 7-20).



• Figuur 7-20 Grout-injectie-anker als trekelement in een buispaal

Het is interessant om de verhouding van de axiale stijfheid en de buigstijfheid van een paal nader te beschouwen. Bij benadering is de axiale stijfheid van een paal te schrijven als:  $k_{//} = C_{//} \frac{EA}{l}$

waarin:  $C_{//}$  = een reductiecoëfficiënt die de flexibiliteit van de grond in rekening brengt

Op gelijke wijze kan de buigstijfheid van de paal worden geschreven als:  $k_{\perp} = C_{\perp} \frac{EI}{l_i^3}$

waarin:  $C_{\perp}$  = een coëfficiënt die wordt bepaald door de randvoorwaarden (oplegging, inklemming)

De verhouding tussen de axiale stijfheid en de buigstijfheid van de paal is:

$$k_{//} : k_{\perp} = \frac{C_{//} EA l_i^3}{C_{\perp} EI l}$$

Voor een vierkante paal met een breedte  $b$  is dit bij benadering:

$$k_{//} : k_{\perp} = \frac{C_{//}}{C_{\perp}} \frac{12 l_i^3}{b^2 l} \approx \frac{2 l_i^2}{b^2}$$

Voor een paal met  $b = 0,4 \text{ m}$  en  $l_i = 10 \text{ m}$  geldt dan ongeveer  $k_{//} = 1250 k_{\perp}$

De axiale stijfheid van een paal is dus vele malen groter dan de buigstijfheid. Bij het ontwerp van een paalfundering dient hiermee rekening te worden gehouden.

### 7.3.3 Grenstoelstanden van een paalfundering

#### *Uiterste grenstoelstand: Paal draagvermogen*

Het uiterste paal draagvermogen wordt bepaald door het evenwicht van de paal in de grond. De wrijving langs de schacht van de paal en de weerstand van de grond tegen bezwijken onder en naast de paalpunt moeten evenwicht kunnen maken met de belasting op de paal. Voor een uitgebreide beschouwing van het paal draagvermogen wordt verwezen naar het collegedictaat "Grondmechanica". Hier worden alleen de vergelijkingen gegeven voor het bepalen van het uiterste paal draagvermogen.

Het maximale paal draagvermogen wordt bepaald met:

$$F_{r,\max} = F_{r,\max;\text{punt}} + F_{r,\max;\text{schacht}}$$

waarbij:

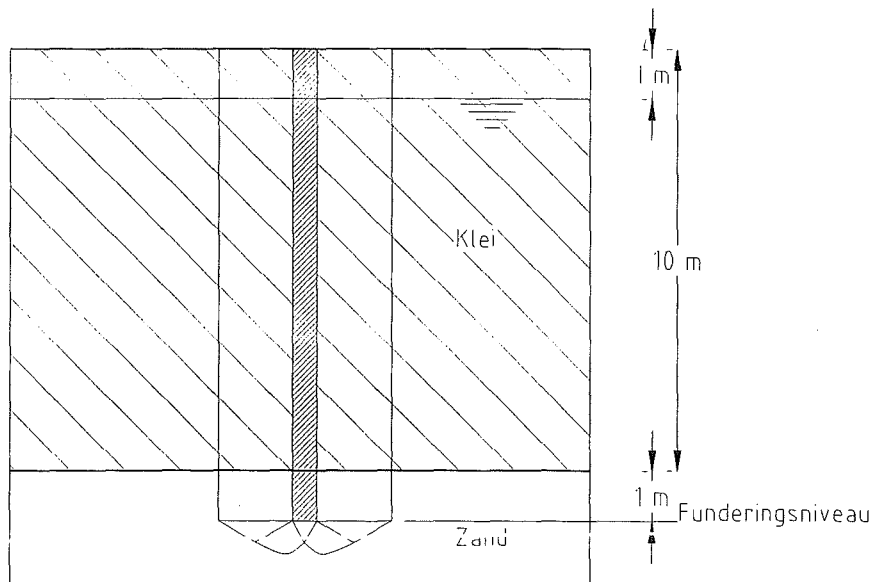
$$F_{r,\max;\text{punt}} = A_{\text{punt}} \cdot p_{r,\max;\text{punt}}$$

$$F_{r,\max;\text{schacht}} = O_{p,\text{gem}} \int_0^{\Delta L} p_{r,\max;\text{schacht}} dz$$

waarin:

$F_{r,\max}$	=	de maximale draagkracht van de paal;
$F_{r,\max;\text{punt}}$	=	de maximale puntweerstandskracht van de paalpunt, voor zand en grind geldt een gereduceerde waarde (zie Figuur 7-27);
$F_{r,\max;\text{schacht}}$	=	de maximale paalschachtwrijvingskracht;
$A_{\text{punt}}$	=	oppervlak van de paalpunt;
$p_{r,\max;\text{punt}}$	=	de maximale puntweerstand volgens de sondering;
$O_{p,\text{gem}}$	=	de gemiddelde omtrek van het gedeelte van de paalschacht in de laag, waarin de wrijving wordt opgebouwd;
$\Delta L$	=	de lengte van het stuk van de paal, waarvoor de paalschachtwrijving is aangenomen, waarbij: <ul style="list-style-type: none"> <li>• voor het geval dat zich in de grondlagen boven het paalpuntniveau overwegend zand, en verder alleen klei- en siltlagen met sondeerwaarden groter dan <math>2 \text{ MN/m}^2</math>, bevinden, geldt dat <math>\Delta L</math> gelijk is aan de gehele paallengte;</li> <li>• voor het geval dat geprefabriceerde palen met verbrede voet zijn toegepast, geldt dat <math>\Delta L</math> niet groter mag zijn dan de lengte van de verbreding van de voet (<math>H</math>, zie Figuur 7-24);</li> </ul>
$p_{r,\max;\text{schacht}}$	=	de maximale paalschachtwrijving volgens de sondering;
$z$	=	de aanduiding van de verticale richting.

De maximale puntweerstand kan worden bepaald analoog aan het draagvermogen van een fundering op staal, waarbij wordt uitgegaan van een schuifvlak volgens Prandtl.



□ Figuur 7-21 Schuifvlakken onder een paal volgens Prandtl

In dit geval kan  $p_{r,max;punt}$  worden benaderd met  $\sigma'_{max,d}$  volgens biz. 7-10. Het een en ander kan het beste worden toegelicht met een voorbeeld.

### Voorbeeld

Gegeven is een paal die 11 meter wordt ingeheid volgens Figuur 7-21. De paal staat ca 1 meter in een zandlaag boven de zandlaag bevindt zich 10 meter klei. De grondwaterspiegel bevindt zich op 1 meter onder het maaiveld. Voorts is gegeven:

Zand:  $\phi = 40^\circ$

$c = 0$

$\gamma_{n,d} = 20 \text{ kN/m}^3$

Klei:  $\gamma_{n,d} = 15 \text{ kN/m}^3$

Paalafmeting:  $0,4 \times 0,4 \text{ m}^2$

Omdat de cohesie nul is wordt de maximale spanning onder de paalpunt volgens Prandtl:

$$p_{r,max;punt} = \sigma'_{v;z;o;d} N_q s_q i_q + 0,5 \gamma'_{e;d} B_{ef} N_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

Volgens Figuur 7-11 geldt:  $N_q = 64$  en  $N_\gamma = 106$

De paal wordt alleen axiaal belast, dus:  $i_q = i_\gamma = 1$

De vormfactoren volgen uit ( $B_{ef} = L_{ef}$ ):  $s_q = 1 + \sin 40^\circ = 1,64$

$$s_\gamma = 1 - 0,3 = 0,7$$

De oorspronkelijke effectieve grondspanning is:  $\sigma'_{v;z;o;d} = 10 \cdot 15 + 1 \cdot 20 - 10 \cdot 10 = 70 \text{ kN/m}^2$

De maximale toelaatbare puntspanning bedraagt:

$$p_{r,max;punt} = 70 \cdot 64 \cdot 1,64 + 0,5 \cdot 10 \cdot 0,4 \cdot 106 \cdot 0,7$$

$$= 7,35 \cdot 10^3 + 0,15 \cdot 10^3 = 7,5 \cdot 10^3 \text{ kN/m}^2$$

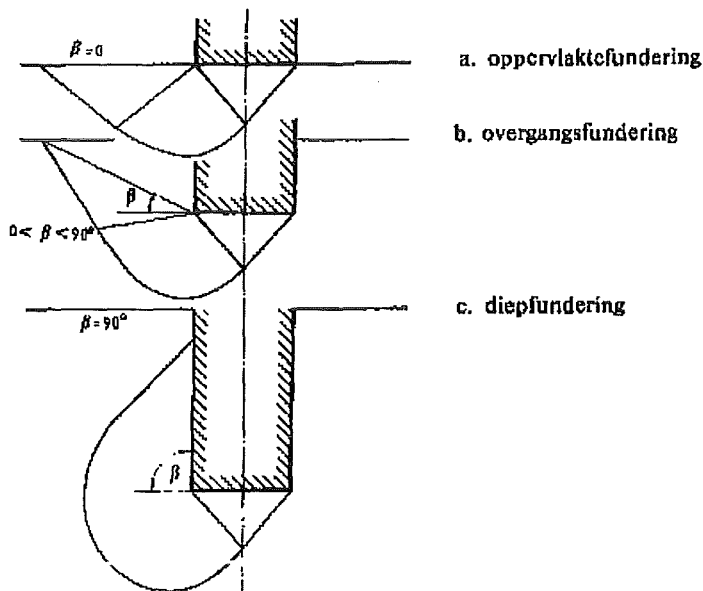
Uit dit voorbeeld blijkt dat  $0,5 \gamma'_{e;d} B_{ef} N_\gamma s_\gamma$  verwaarloosbaar is ten opzichte van  $\sigma'_{v;z;o;d} N_q s_q$ .

Daarom kan de puntweerstand eenvoudig worden berekend met:  $p_{r,max;punt} = \sigma'_{v;z;o;d} N_q s_q$

In tegenstelling tot Prandtl neemt Meyerhof aan, dat het onder en naast de fundering ontwikkelde glijvlak tot boven het funderingsniveau doorloopt.

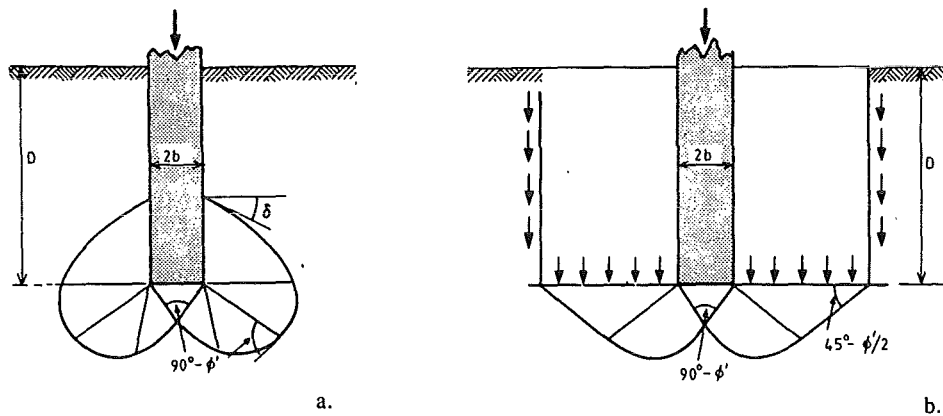
Volgens Meyerhof kan er een onderscheid worden gemaakt tussen drie basisgevallen, (fig. 9.16) te weten

1. oppervlaktefundering;
2. overgangsfundering;
3. diepfundering.



□ Figuur 7-22 Basisgevallen volgens Meyerhof

Meyerhof houdt in zijn bezwijkanalyse naast de normaalspanningen ook rekening met de schuifspanningen die langs de bovenkant van het glijvlak en langs het verticale gedeelte van het funderingselement ontwikkeld zouden kunnen worden. Hierdoor zijn Meyerhofs grensdragvermogen-factoren, vooral bij hoge  $\phi$ -waarden en in geval van relatief diepe funderingen, groter dan die van Prandtl. Dit leidt tot een gunstiger, economischer ontwerp. In de onderstaande figuur staat het verschil tussen Meyerhof en Prandtl voor een funderingspaal weergegeven.



□ Figuur 7-23 Afschuivlakken volgens Meyerhof (a) en Prandtl (b)

Uit Figuur 7-23 blijkt dat bij het optreden van afschuivlakken volgens Meyerhof ook de grondeigenschappen boven het funderingsniveau van belang zijn.

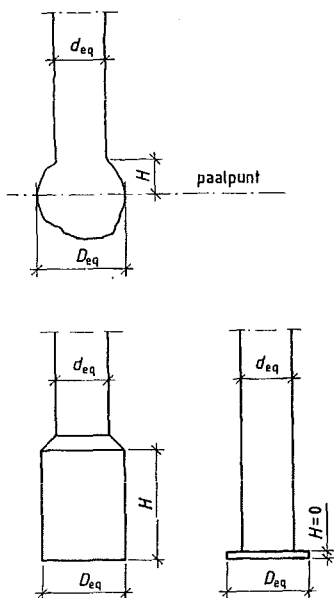
In Nederland wordt het paaldragvermogen meestal bepaald vanuit sonderingen. Een sondering kan worden gezien als een modelproef van een op druk belaste paal waarbij het funderingsvlak na bezwijken wordt doorbelast. In principe wordt tijdens het sonderen op elk niveau de maximale puntweerstand bepaald. Omdat de grootte van het afschuivlak onder en naast de paal of sondeerconus afhankelijk is van de afmetingen van het funderingsvlak kan de conusweerstand niet zonder meer worden gezien als de maximale puntweerstand van een paal. Doorgaans wordt aangenomen dat het afschuivlak doorloopt tot 0,7 maal de diameter van de paal onder het funderingsvlak en tot ca 8 maal de diameter boven het funderingsvlak

De maximale puntweerstand kan in dit geval worden afgeleid uit de sondering met:

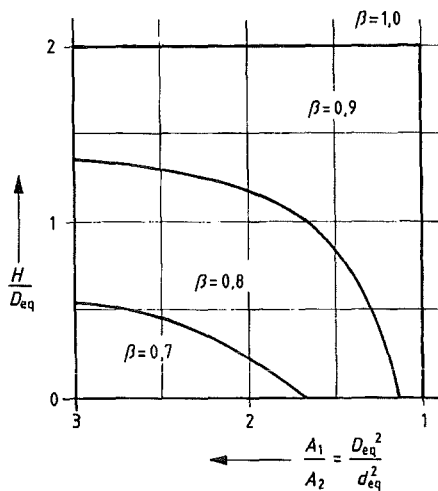
$$P_{r,max;punt} = 1/2 \alpha_p \beta s \left( \frac{q_{c,I;gem} + q_{c,II;gem}}{2} + q_{c,III;gem} \right)$$

waarin:

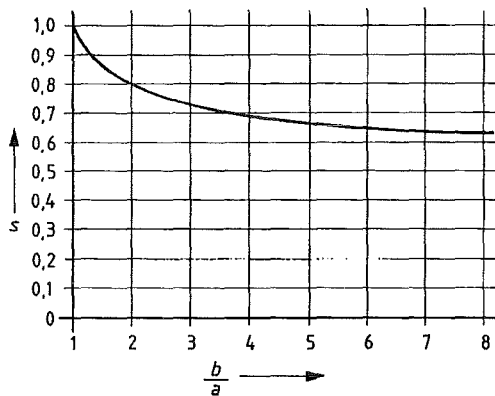
- $q_{c,I;gem}$  = de gemiddelde waarde van de conusweerstand  $q_{c,z;con}$  over het traject I, dat loopt vanaf het paalpuntniveau tot een niveau dat ten minste 0,7 maal de equivalente middellijn ( $D_{eq}$ ) en ten hoogste 4 maal  $D_{eq}$  dieper ligt. De onderkant van traject I moet binnen de hiervoor gegeven grenzen zo zijn gekozen dat  $P_{r,max;punt}$  minimaal is;
- $q_{c,II;gem}$  = de gemiddelde waarde van de conusweerstand  $q_{c,z;con}$  over het traject II, dat loopt vanaf de onderkant van traject I naar het paalpuntniveau, waarbij de in rekening te brengen waarde voor de conusweerstand nooit hoger mag zijn dan de eronder liggende waarde;
- $q_{c,III;gem}$  = de gemiddelde waarde van de conusweerstand  $q_{c,z;con}$  over het traject III, dat van beneden naar boven wordt doorlopen van paalpuntniveau tot een niveau dat 8 maal de equivalente middellijn ( $D_{eq}$ ) hoger ligt, waarbij de evenals bij traject II in rekening te brengen waarde voor de conusweerstand nooit hoger mag zijn dan de eronder liggende waarde, te beginnen met de laagste in rekening gebrachte waarde van de conusweerstand over traject II. Bij avegaarpalen moet dit traject beginnen met een conusweerstand kleiner dan of gelijk aan  $2 \text{ NM/m}^2$ , tenzij de sondering is uitgevoerd op 1 m afstand van de zijkant van de paal nadat de paal in grond is gebracht;
- $\alpha_p$  = de paalklassefactor volgens Tabel 7-5
- $\beta$  = de factor, die de invloed van de paalvoetvorm in rekening brengt, bepaald aan de hand van Figuur 7-24 en Figuur 7-25;
- $s$  = de factor, die invloed van de vorm van de dwarsdoorsnede van de paalvoet in rekening brengt, bepaald aan de hand van Figuur 7-26.



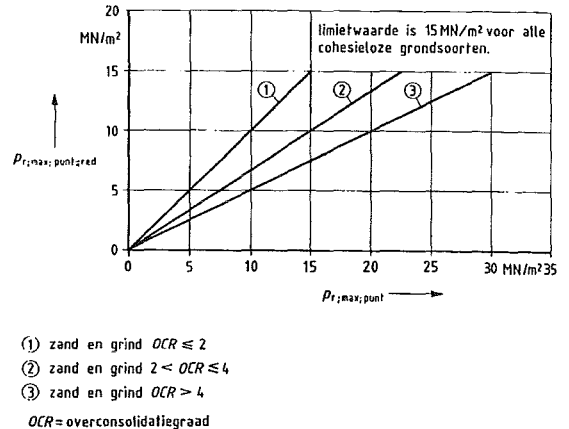
Figuur 7-24 Vorm van de paalvoet



Figuur 7-25 Paalvoetvormfactor  $\beta$



Figuur 7-26 Waarden van s



Figuur 7-27 Waarde voor de maximale puntweerstand in zand en grind

□ Tabel 7-5 Waarden voor de paalklassefactor  $\alpha_p$

paalklasse/type (voor een overzicht wordt verwezen naar het college funderings- technieken)	$\alpha_p$
<ul style="list-style-type: none"> <li>• <b>grondverdringende inbrengmethode</b> <ul style="list-style-type: none"> <li>- geheide palen</li> <li>- geheide in de grond gevormde palen</li> <li>- in de grond gevormde geschroefde palen</li> <li>- geprefabriceerde ingeschroefde palen</li> </ul> </li> <li>• <b>palen met weinig grondverdringing, zoals stalen profielen en open stalen buizen</b></li> <li>• <b>palen gemaakt met grondverwijdering</b> <ul style="list-style-type: none"> <li>- avegaarpalen</li> <li>- boorpalen</li> <li>- pulspalen</li> </ul> </li> </ul>	<p>1,0</p> <p>1,0</p> <p>0,9</p> <p>0,8</p> <p>1,0</p> <p>0,8</p> <p>0,5</p> <p>0,5</p>

De maximale paalschachtwrijving afgeleid uit de sondering is:

$$p_{r,max;schacht;z} = \alpha_s q_{c;z;a}$$

waarin:

$p_{r,max;schacht;z}$  = de maximale paalschachtwrijving op diepte z;

$\alpha_s$  = de factor volgens Tabel 7-6 en

Tabel 7-7 die de invloed van de uitvoering in rekening brengt, waarbij:

- $M_z$  is de zandmediaan;
- $M_g$  is de grindmediaan;
- z is de diepte.

$q_{c;z;a}$  = de conusweerstand, waarbij de pieken in het sondeerdiagram bij waarden van  $15 \text{ MN/m}^2$  of hoger zijn afgesnoten als deze waarden over een traject van tenminste 1 m optreden, en anders bij waarden van  $12 \text{ MN/m}^2$ .



• Tabel 7-6 Maximale waarden  $\alpha_s$  in zand en grindhoudend zand

Paalklasse/type	$\alpha_s$
<ul style="list-style-type: none"> <li>• <b>Grondverdringende inbrengmethoden:</b> <ul style="list-style-type: none"> <li>- geheide gladde prefab betonpaal en stalen buispaal met gesloten punt</li> <li>- in de grond gemaakte paal, waarbij de betonkolom direct tegen de grond drukt en de buis terugheidend uit de grond is verwijderd</li> <li>- in het geval van een trillend uitgetrokken buis</li> <li>- taps toelopende houten paal</li> <li>- ingeschroefde palen met grout-injectie of -menging zonder grout</li> </ul> </li> <li>• <b>palen met weinig grondverdringing</b> <ul style="list-style-type: none"> <li>- stalen profielen</li> </ul> </li> <li>• <b>palen gemaakt met grondverwijdering</b> <ul style="list-style-type: none"> <li>- avegaarpalen</li> <li>- boorpalen</li> <li>- pulspalen</li> </ul> </li> </ul>	<p>0,010</p> <p>0,0014</p> <p>0,0012</p> <p>0,0012</p> <p>0,009</p> <p>0,006</p> <p>0,0075</p> <p>0,006</p> <p>0,006</p> <p>0,005</p>

Tabel 7-7 Waarden voor  $\alpha_s$

grondsoort	relatieve diepte $z/D$	$\alpha_s$
klei/silt : $q_c \leq 1\text{Mpa}$	$5 < z/D < 20$	0,025
klei/silt : $q_c \geq 1\text{Mpa}$	$z/D \geq 20$	0,055
klei/silt : $q_c > 1\text{Mpa}$	n.v.t.	0,035
veen	n.v.t.	0

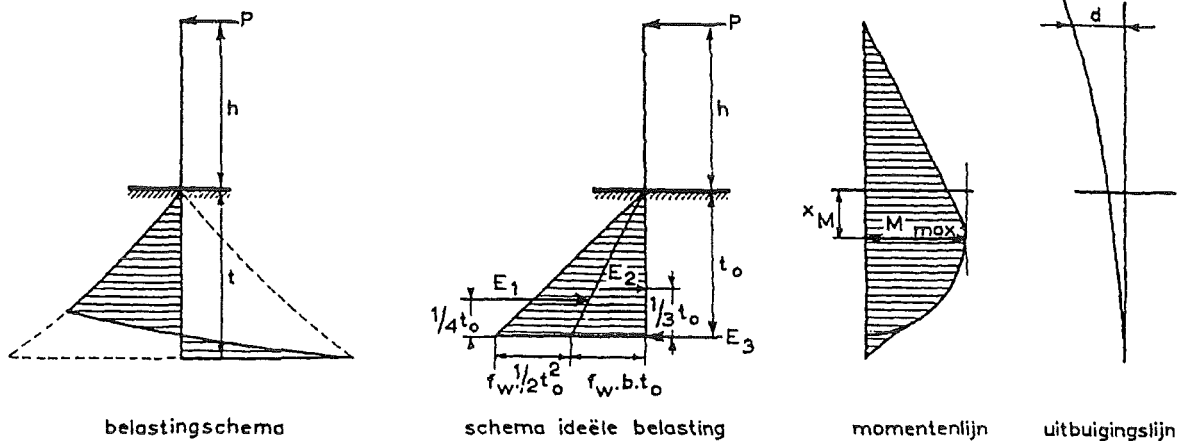
### **Bruikbaarheidsgrenstoestand: Vervorming**

Het vormveranderingsdraagvermogen is afhankelijk van de stijfheid van de grond en de paal en van de eisen die gesteld worden vanuit de constructie. Zo geeft zakking van een tussensteunpunt van een statisch onbepaalde constructie een verandering in de belastingverdeling en kan leiden tot overbelasting van constructiedelen.

Algemene eisen staan in de normen, maar bij grote waterbouwkundige werken moet de ingenieur zich steeds afvragen aan welke vervormingseisen de fundering moet voldoen. Belangrijk zijn met name de ongelijkmatige zettingen van een constructie die kunnen leiden tot scheuren of ontoelaatbare scheefstand.

### **Uiterste grenstoestand bij horizontaal belaste palen**

Voor het bepalen van de uiterste opneembare horizontale belasting op een paal wordt uitgegaan van een grenstoestand waarbij de gronddruk volledig passief wordt verondersteld. Blum [1932] heeft formules afgeleid voor de maximaal opneembare belasting en de bijbehorende vervormingen. De door Blum gebruikte schematisatie staat in Figuur 7-28. Hierbij is hij uitgegaan van een ideale belasting van de grond op de paal.



• Figuur 7-28 Schematisatie volgens Blum

De maximaal opneembare kracht in verband met grondbreuk volgens Blum is:

$$P = \frac{\zeta_w}{6} x_M^2 (x_M + 3b) \quad \text{met} \quad 4x_M^2 (x_M + 3b) = t_0^3 \frac{t_0 + 4b}{t_0 + h} \quad \text{en} \quad t = 1,2t_0$$

- waarin:
- $\zeta_w$  =  $K_p \gamma$
  - $K_p$  = passieve gronddrukcoëfficiënt
  - $\gamma$  = effectief volume gewicht van de grond (gewicht onder water)
  - $x_M$  = diepteligging van het maximum moment
  - $b$  = breedte van de paal
  - $t_0$  = diepteligging van het momentennulpunt van de ideale belasting
  - $t$  = inheidiepte

De verplaatsing van de paalkop als gevolg van de maximum belasting volgens Blum is:

$$\delta = \frac{P(h + 0,65t)^3}{3EI}$$

- waarin:
- $h$  = de hoogte van de paal boven de grond
  - $t$  = inheidiepte
  - $E$  = elasticiteitsmodulus van de paal
  - $I$  = traagheidsmoment van de paaldoorsnede

De stijfheid van de paal en omringende grond bij de maximale belasting is dus te benaderen met:

$$k_{\perp} = \frac{P}{\delta} = \frac{3EI}{(h + 0,65t)^3} = \frac{3EI}{l_i^3}$$

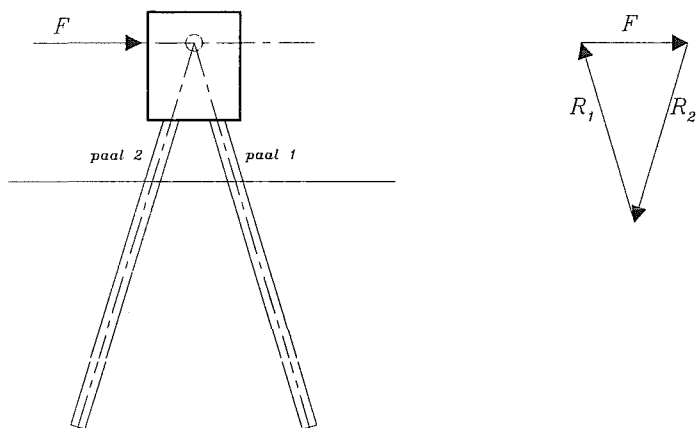
- waarin:  $l_i$  = de fictieve inklemningslengte

De schematisatie van Blum is een redelijke benadering voor een bodem die als één laag kan worden geschematiseerd. Bij meer lagen kan de grenstoestand worden geanalyseerd met behulp van een eindige elementen model of elasto-plastisch verenmodel.

### 7.3.4 Statisch bepaalde constructies

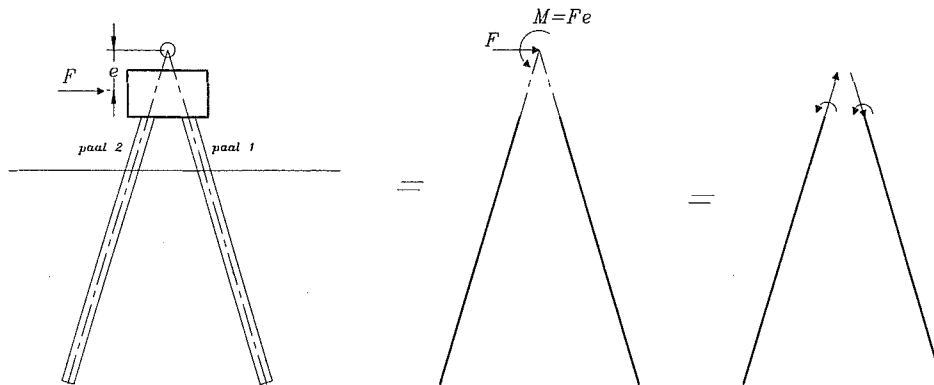
Uit het voorgaande is gebleken dat de axiale stijfheid van een funderingspaal doorgaans veel groter is dan de stijfheid loodrecht op de as. Van deze eigenschap kan gebruik worden gemaakt bij de schematisatie van de palen als onderdeel van de constructie. De palen kunnen namelijk worden beschouwd als pendelstaven. Om deze reden worden palen bij voorkeur met hun lengteas zoveel mogelijk in de richting van de belasting gezet. Bij horizontale belastingen is dit echter niet mogelijk. In een dergelijk geval worden de palen onder een hoek 'schoor' geheid. Een rij palen die in één richting is geheid kan geen horizontale kracht opnemen met alleen axiale reacties. Hiervoor is het noodzakelijk dat er nog minimaal één rij palen wordt aangebracht. Deze rij dient dan te lood of onder een andere hoek te worden geheid.

Een systeem van palen, waarbij in een lijn palen in twee verschillende richtingen schuin worden geplaatst, wordt een A-frame of een bok genoemd. In Figuur 7-29 staat aangegeven hoe een A-frame een horizontale kracht overbrengt naar de ondergrond.



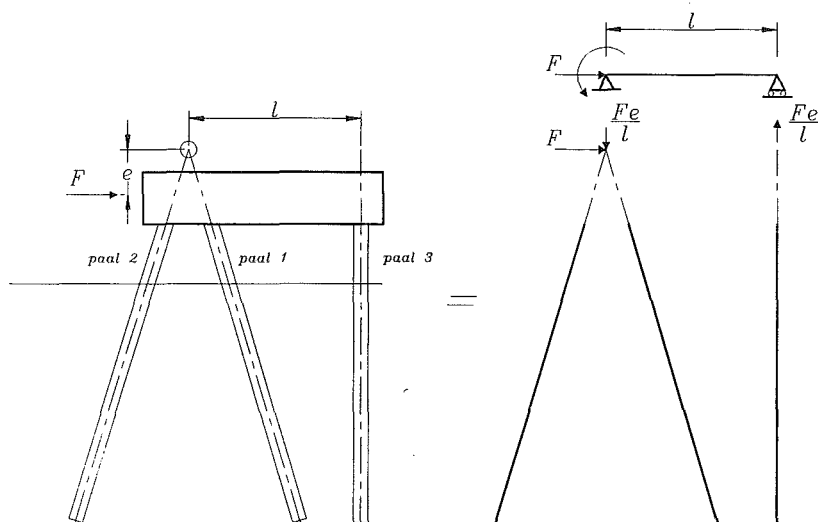
• Figuur 7-29 A-frame of bok

Essentieel voor de werking van een A-frame is dat de systeemlijnen van de palen elkaar snijden in de werklijn van de belasting. Als dit niet het geval is dan zal er naast een horizontale belasting ook nog een moment door de palen moeten worden opgenomen (zie Figuur 7-30). Dit is niet mogelijk met de axiale krachten. In dit geval wordt de buigstijfheid van de palen en de verbinding met de constructie van belang. Als deze stijfheid onvoldoende is dan zullen er grote vervormingen plaats moeten vinden om het moment op te kunnen nemen.



• Figuur 7-30 Excentrisch belast A-frame

In een dergelijk geval biedt het aanpassen van de paalconfiguratie een oplossing. Zo kan het palenplan worden aangevuld met een tweede A-frame of een rij verticale palen om het moment op te kunnen nemen. Het is wel belangrijk dat de werklijn van de rij verticale palen niet in het snijpunt van het A-frame ligt. Hoe kleiner de afstand  $l$  des te groter is de belasting op paal 3 in Figuur 7-31.

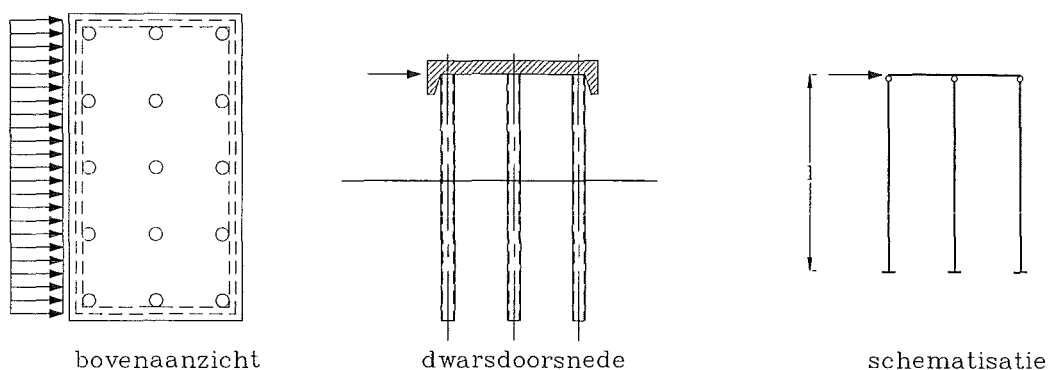


• Figuur 7-31 Oplossing excentrisch belaste fundering

Uit de bovenstaande krachtsverdeling blijkt dat bij een statisch bepaalde schematisatie de stijfheid van de palen en de constructie niet van belang is. In dergelijke constructies kan een A-frame worden geschematiseerd als een scharnier en een verticale paal als een roloplegging.

### 7.3.5 Statisch onbepaalde constructies

Anders dan bij statisch bepaalde constructies zijn bij statisch onbepaalde constructies de stijfheden van de elementen van de constructie wel van belang voor de krachtsverdeling in de constructie. Doorgaans worden de krachten in de palen bepaald met een raamwerkberekening, waarbij de palen als pendelstaven of ingeklemde kolommen worden geschematiseerd. In een aantal gevallen is het echter mogelijk om de paalreacties snel en eenvoudig te bepalen. Een van deze gevallen is een platform, met alleen verticale ingeklemde palen, dat horizontaal belast wordt door een gelijkmatig verdeelde belasting. In Figuur 7-32 staat hiervan een voorbeeld gegeven. De werklijn van de horizontale kracht valt samen met de systeemlijn van het dek van het platform. Hier werken er geen momenten op het dek. Doordat de horizontale belasting gelijkmatig verdeeld is kan een tweedimensionale schematisatie van het dek worden gemaakt, waarbij de breedte van de schematisatie zich beperkt tot de hart op hart afstand van de palenrijen.



• Figuur 7-32 Horizontaal gelijkmatig verdeeld belast platform

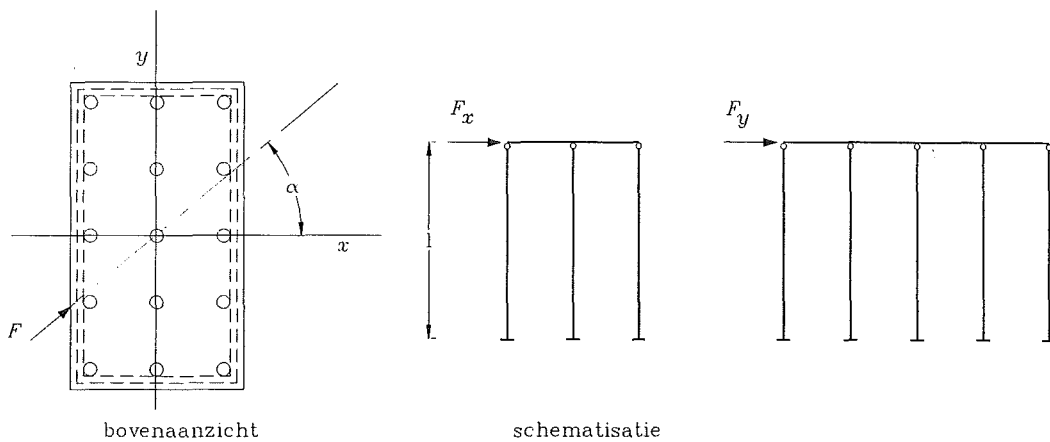
Omdat er geen momenten als gevolg van de horizontale belasting optreden is van het dek alleen de stijfheid met betrekking tot de axiale rek van belang (EA). Doorgaans is deze zeer groot ten opzichte van de buigstijfheid van de palen en kan het dek als oneindig stijf worden verondersteld. Door de schijfwerking van het dek zullen alle palen dezelfde vervorming aan de bovenzijde krijgen.

De reactiekracht van een paal is in dit geval evenredig met de verhouding van zijn stijfheid met de totale stijfheid, in formule:

$$F_i = qb \frac{k_{\perp i}}{\sum_{i=1}^n k_{\perp i}}$$

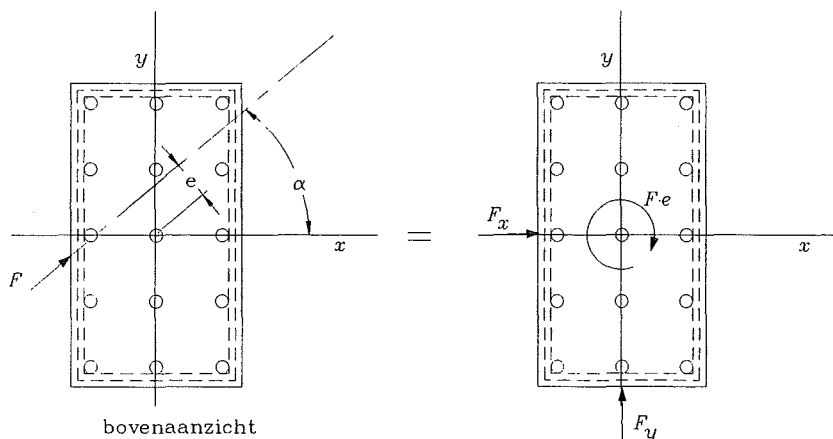
waarin:  $q$  = gelijkmatig verdeelde horizontale belasting  
 $b$  = de hart op hart afstand van de palenrijen

Als in het bovenstaande geval de belasting niet gelijkmatig verdeeld zou zijn maar in de vorm van een puntlast aangrijpt op het dek dan volstaat een tweedimensionale schematisatie niet meer. Het dek wordt in dit geval ook op buiging belast in het horizontale vlak. Omdat de stijfheid van het dek in dit vlak zeer groot is mag de buiging echter volledig verwaarloosd worden. Het dek kan dus wederom als een stijve schijf worden geschematiseerd. Bij een belasting met een werklijn door het hart van het palenplan kunnen de reactiekrachten in de palen op exact dezelfde wijze als in het voorgaande worden bepaald door de constructie in twee richtingen tweedimensionaal te schematiseren. In Figuur 7-33 staat hiervan een voorbeeld.



• Figuur 7-33 Centrisch belast platform

Als de belasting excentrisch is dan wordt het polair traagheidsmoment van het palenplan van belang en vindt de berekening van de paalreactie plaats analoog aan de spanningsberekening van een op wrijving en dwarskracht belaste doorsnede (zie Figuur 7-34).



• Figuur 7-34 Excentrisch belast platform

De krachten op een paalkop zijn in dit geval:

$$F_x = F \cos(\alpha) \frac{k_{\perp i}}{\sum_{i=1}^n k_i} + F e \frac{y_i k_{\perp i}}{I_p}$$

$$F_y = F \sin(\alpha) \frac{k_{\perp i}}{\sum_{i=1}^n k_{\perp i}} - F e \frac{x_i k_{\perp i}}{I_p}$$

waarin:  $I_p = \sum k_{\perp i} (x_i^2 + y_i^2)$  = polair traagheidsmoment van het palenplan

Deze formules zijn geldig als de stijfheid van de palen niet richtingsafhankelijk is. Dit is bijvoorbeeld het geval bij stalen buispalen. Bij betonnen palen met een vierkante doorsnede is dit niet het geval. Echter in de praktijk zal met voor een op buiging belaste paal zelden of nooit een betonnen paal willen toepassen. Een ander geval waarbij de stijfheid afhankelijk is van de richting is bij de toepassing van schoorpalen. De toepassing van de voorgaande formules is dan echter ook om andere redenen niet verantwoordt. Door het toepassen van schoorpalen worden namelijk bij een horizontale belasting van de constructie ook verticale belastingen op de palen en het dek geïntroduceerd en gaat de voorgaande schematisatie niet meer op.

Ook bij verticale belastingen kan de bovenbouw soms als oneindig stijf worden geschematiseerd. In een dergelijk geval kunnen ook de verticale paalkrachten op eenvoudige wijze worden bepaald. Onder de aanname dat rechte vlakken vlak blijven na vervorming van de palen kunnen de paalreacties worden berekend als een doorsnede belast op dubbele buiging.

De kracht op een paal is:

$$F_i = F \frac{k_{//i}}{\sum_{i=1}^n k_{//i}} + \frac{F e_y y_i}{I_x} + \frac{F e_x x_i}{I_y}$$

waarin:  $I_x = \sum_{i=1}^n (k_{//i} y_i^2)$  = traagheidsmoment van het palenplan om de x-as

$I_y = \sum_{i=1}^n (k_{//i} x_i^2)$  = traagheidsmoment van het palenplan om de y-as

De hier beschreven methode komt neer op een doorsnedeberkening, waarbij het vlak van de paalkoppen als een samengestelde doorsnede wordt beschouwd die wordt belast door een dwarskracht, een normaal kracht, een buigend moment om de x-as, een buigend moment om de y-as en een wringend moment.

Voor het toepassen van deze methode geldt een aantal voorwaarden, te weten:

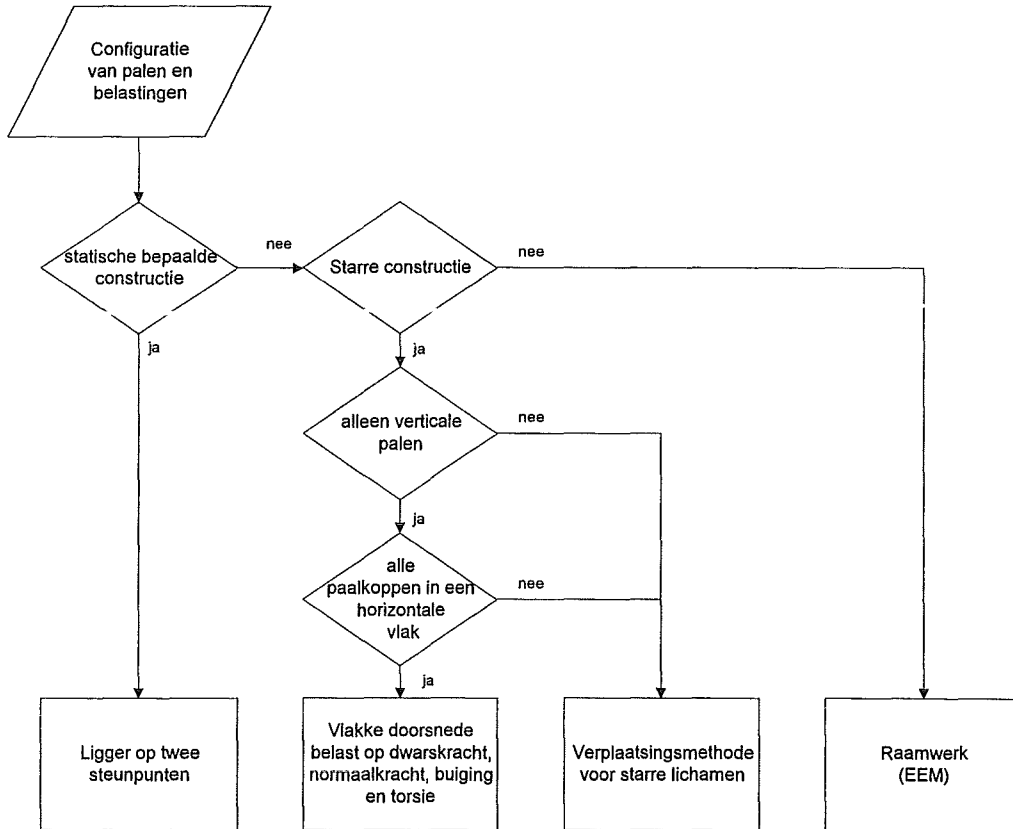
- de bovenbouw wordt oneindig stijf verondersteld
- er worden alleen verticale palen toegepast
- de stijfheid van de palen loodrecht op de lengteas is niet richtingsafhankelijk.

Als niet aan de bovenstaande voorwaarden wordt voldaan, dan moeten de paalkrachten worden uitgerekend met behulp van een twee- of driedimensionaal raamwerkprogramma.

Als de bovenbouw wel als oneindig stijf mag worden geschematiseerd kan nog worden gerekend met een vereenvoudigde verplaatsingsmethode voor starre lichamen. In bijlage 3 staat deze methode voor een algemeen geval beschreven.

### 7.3.6 Keuze rekenmethode

In de voorgaande paragrafen zijn rekenmethodes gegeven voor het berekenen van de paalbelastingen. De keuze van de te gebruiken methode hangt af van de schematisatie van de constructie. In Figuur 7-35 staat een stroomschema gegeven waarmee kan worden bepaald welke rekenmethode kan worden gekozen. Hierbij geldt dat het altijd mogelijk is om de berekening te maken met een methode die rechts ligt van de keuze volgens het schema.



• Figuur 7-35 Stroomschema voor het kiezen van de berekeningsmethode

## 7.4 Onderwaterbeton

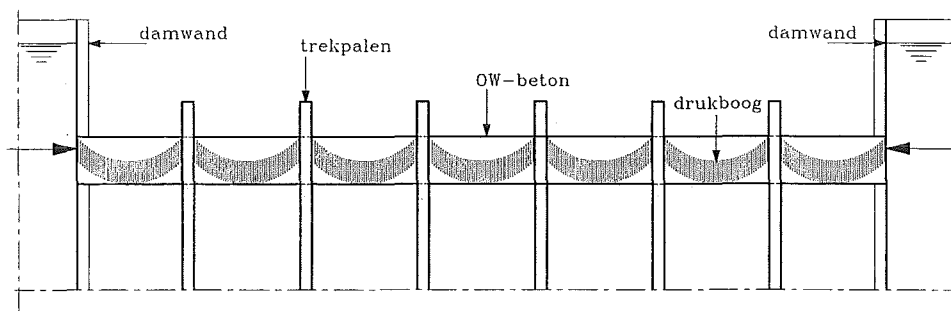
### 7.4.1 Schematisatie

In Hoofdstuk 3 zijn de functies van een onderwaterbetonnen vloer aan de orde geweest. In deze paragraaf wordt nader ingegaan op de wijze waarop een onderwaterbetonnen vloer belastingen overbrengt naar de funderingselementen.

Onderwaterbeton kan zowel ongewapend als gewapend worden uitgevoerd. Gewapend onderwaterbeton kan worden beschouwd als constructief beton, waarbij echter rekening moet worden gehouden met de ruimere tolerantie met betrekking tot de vorm, de afmetingen en de kwaliteit van het beton. De afdracht van de belasting vindt bij gewapend onderwaterbeton voornamelijk plaats door buiging en dwarskracht.

Ongewapend onderwaterbeton draagt op een andere wijze de belasting af dan gewapend beton. In het ongewapende onderwaterbeton kunnen namelijk geen trekspanningen worden opgenomen.

De krachtswerking in een ongewapende onderwaterbetonnen vloer kan worden vergeleken met die van gemetselde gewelven. Tussen de ondersteuning van de vloer (palen en damwanden) ontstaan drukbogen die de belastingen afdragen naar de steunpunten.



• Figuur 7-36 Drukboog in onderwaterbeton

Een boogconstructie verkrijgt zijn stabiliteit door de zogeheten spatkracht. Deze spatkracht is een horizontale reactie in de oplegging (zie Figuur 7-36 en Figuur 7-37). De spatkracht maakt evenwicht met de stempelkracht in de vloer vanuit de damwand.

Ook is de ongewapende betonnen vloer te vergelijken met een voorgespannen vloer. In dit geval worden de stempelkrachten gezien als voorspankrachten op de vloer. Omdat de vloer onder druk staat is de ongewapende beton in staat om zonder trekspanningen momenten op te nemen.

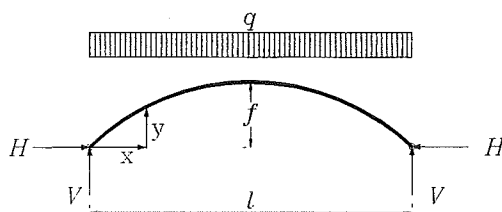
De ongewapende onderwaterbetonnen vloer kan dus worden geschematiseerd als een aantal gewelven tussen de opleggingen en als een in twee richtingen voorgespannen plaat met opleggingen in een aantal punten en lijnen.

Ter plaatse van de opleggingen moet de reactiekracht echter worden overgebaracht door een schuifspanning tussen de beton en de paal. Bij toepassing van stalen palen is er meestal sprake van een goede aanhechting van de beton met de paal, echter als de vorm van de paal aanleiding geeft tot vorming van grindnesten of grondinsluitingen mag er niet zonder meer op deze aanhechting worden gerekend. Schone contactvlakken zijn van groot belang voor een goede aanhechting. Bij de toepassing van prefab betonnen palen worden de palen over de bovenste meters op de zijvlakken dikwijls voorzien van ribbels die de aanhechting bevorderen.

### 7.4.2 Gewelfwerking

De vorm en hoogte van de drukbogen hangen af van de vorm van de belasting en de optredende spatkracht. Alvorens nader in te gaan op het gewelf dat ontstaat tussen de steunpunten zal eerst de algemene krachtwerving van een tweedimensionale boog worden bekeken.

De grootte van de spatkracht kan worden gevonden door het momentenevenwicht in het midden te



Figuur 7-37 Schematisatie van een boogconstructie

beschouwen. De verticale reactie en de gelijkmatig verdeelde belasting aan de linkerkant van het midden veroorzaken een linksom draaiend moment van  $1/8 q l^2$ . De spatkracht in het linker steunpunt veroorzaakt een rechtsom draaiend moment van  $H \cdot f$ .

Uit het momentenevenwicht volgt:

$$H = \frac{ql^2}{8f} \quad \text{of} \quad f = \frac{ql^2}{8H}$$

De optimale vorm van een boog belast door een gelijkmatig verdeelde belasting volgt uit het momentenevenwicht voor elk punt van de boog:

$$Hy = \frac{1}{2} qx(l-x)$$

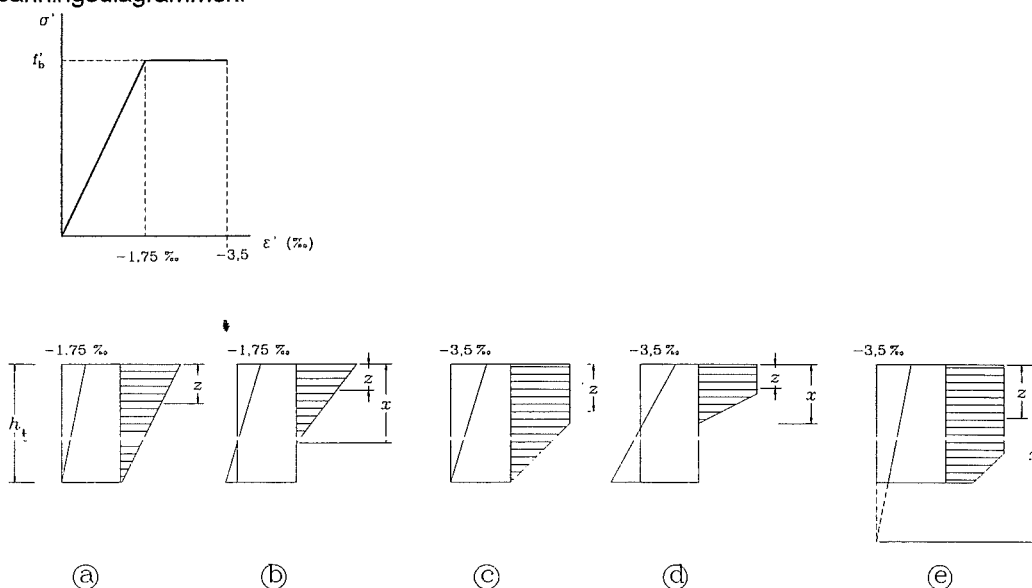
De ligging van de zwaartelij van een zuivere drukboog, die belast wordt door een gelijkmatig verdeelde belasting, is:

$$y = \frac{qx(l-x)}{2H}$$

Bij een horizontale ongewapende betonnen ligger, waarin een drukboog zal ontstaan bij een gelijkmatig verdeelde verticale belasting, wordt de hoogte van de drukboog bepaald door het



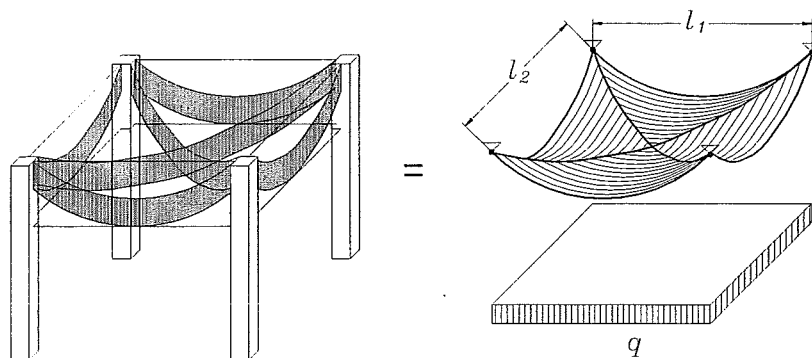
aangrijpingspunt van de horizontale spatkracht en het zwaartepunt van de spanningsdiagram in het midden van de ligger. De vorm van het spanningsdiagram is afhankelijk van de vervorming in de doorsnede van de ligger en het  $\sigma$ - $\varepsilon$  diagram van beton. In Figuur 7-38 staan enkele mogelijke spanningsdiagrammen.



• Figuur 7-38 Zwaartepunt van de drukboog in beton afhankelijk van de vervorming

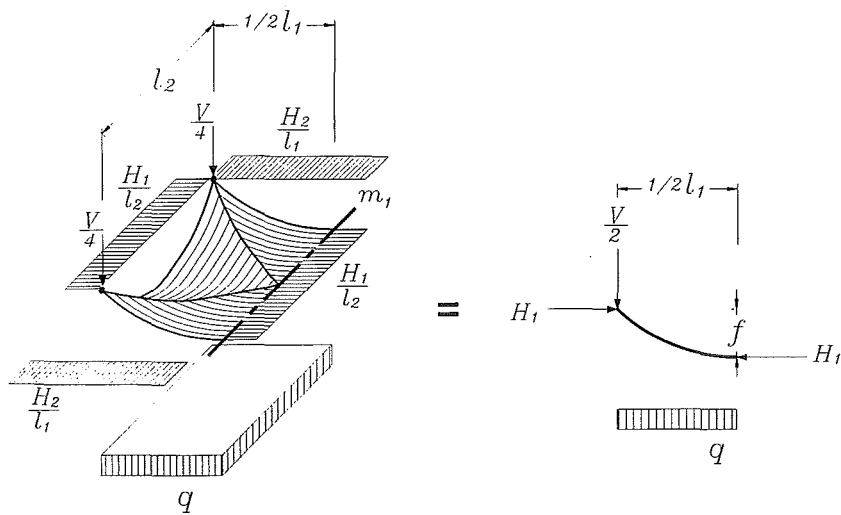
De ligging van de werklijn van de horizontale spatkracht is onder meer afhankelijk van de wijze waarop de druk op de zijkant van de ligger wordt aangebracht. Hier geldt dat de ligging van de werklijn afhankelijk is van de hoekverdraaiing van het vlak waarop de kracht aangrijpt. Bij een onderwaterbetonnen vloer in een bouwkuip komt deze hoekverdraaiing tot stand door het doorbuigen van de wand en de vloer na het onttrekken van het water uit de bouwkuip.

In het voorgaande is alleen de boog ter sprake gebracht. In een onderwaterbetonnen vloer met trekpalen zullen er drukbogen ontstaan tussen de palen in de verschillende richtingen. Tussen deze drukbogen wordt de belasting ook weer afgedragen door boogwerking. Tussen vier palen vormt het totaal van drukbogen een gewelf (zie Figuur 7-39). In Figuur 7-39 is de hoofddragconstructie in de schematisatie aangegeven met dikke lijnen.



• Figuur 7-39 Gewelfwerking tussen vier palen

De horizontale spatkrachten op het gewelf kunnen worden berekend door het momentenevenwicht te beschouwen rond een horizontale as door het midden van het gewelf.



• Figuur 7-40 Momentenevenwicht om een as door het midden

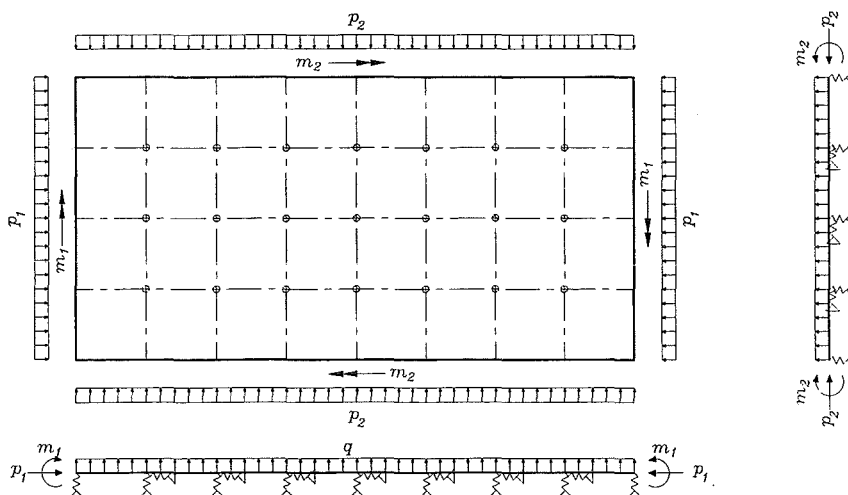
Uit het evenwicht volgt:  $H_1 = \frac{q l_2 l_1^2}{8 f}$  en  $H_2 = \frac{q l_1 l_2^2}{8 f}$

Hieruit volgt de verhouding:  $\frac{H_1}{H_2} = \frac{l_1}{l_2}$

De verticale reactiekracht is  $\frac{V}{4} = \frac{q l_1 l_2}{4}$

### 7.4.3 Voorgespannen plaat

Een vloer van onderwaterbeton met een afdichtingsfunctie en een stempelfunctie kan ook worden beschouwd als een voorgespannen plaat. De voorspanning wordt veroorzaakt door de stempelkrachten vanuit de wanden. Deze krachten grijpen doorgaans excentrisch aan op de rand van de vloer waardoor aan de rand sprake is van een normaalkracht en een moment op de vloer. In Figuur 7-41 staat de schematisatie gegeven van een vloer met trekpalen en voorspanning op de randen.



• Figuur 7-41 Schematisatie als plaat

Als elke doorsnede van de vloer volledig op druk belast is en de vervorming niet groter is dan -2,5% dan kan met behulp van de lineaire elasticiteitstheorie de belastingafdracht worden berekend. Dit gebeurt doorgaans met behulp van computerprogramma's die gebruik maken van de eindige elementen methode

Voor een eerste schatting van de momenten in de plaat kunnen de tabellen 19 tot en met 26 van NEN 6720 worden gebruikt. Deze tabellen geven de wapeningsmomenten in vlakke plaatvloeren, waarbij de momenten over een bepaalde strookbreedte zijn gemiddeld. Bij ongewapend beton zal er in mindere mate middeling optreden van de momenten over een bepaalde strookbreedte. De tabellen zijn daarom alleen bruikbaar voor een eerste schatting van de momenten en het dimensioneren van de plaat. Ook wordt in de tabellen uitgegaan van starre ondersteuning, terwijl in werkelijkheid de ondersteuning (wanden en palen) een zekere mate van flexibiliteit bezitten.

De spanningen in een doorsnede van de plaat kunnen worden geschat met:

$$\sigma_b = -\frac{m - pe}{W} - \frac{p}{A}$$

$$\sigma_o = \frac{m - pe}{W} - \frac{p}{A}$$

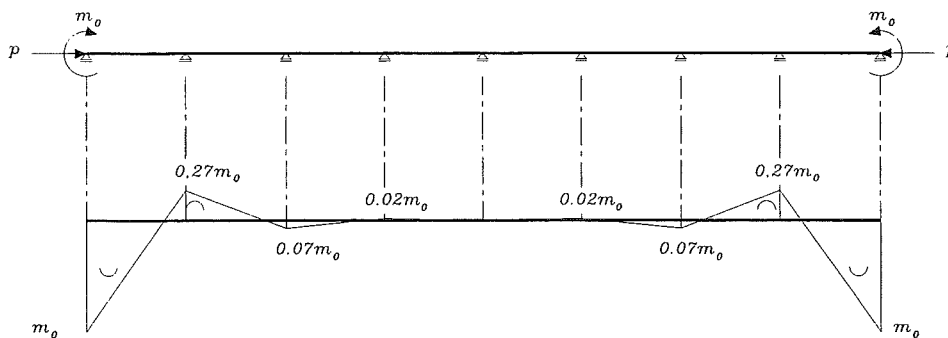
waarin:	$\sigma_b$	=	spanning bovenin	[kN/m <sup>2</sup> ]
	$\sigma_o$	=	spanning onderin	[kN/m <sup>2</sup> ]
	$m$	=	moment volgen de tabellen van NEN 6720	[kNm]
	$p$	=	de voorspankracht op het vlak van de doorsnede	[kN]
	$e$	=	de excentriciteit van de voorspankracht in de doorsnede	[m]
	$W$	=	het weerstandsmoment van de beschouwde doorsnede	[m <sup>3</sup> ]
	$A$	=	het oppervlak van de beschouwde doorsnede	[m <sup>2</sup> ]

Er treden in een doorsnede geen trekspanningen op als de resultante van de spanningen binnen de kern van de doorsnede ligt, voor een rechthoekige doorsnede houdt dit in dat:

$$\left| \frac{m - pe}{p} \right| \leq \frac{1}{6} h_t$$

waarin:  $h_t$  = de hoogte van de doorsnede [m]

De excentriciteit van de voorspanning in de beschouwde doorsnede is bij een statisch onbepaald systeem niet zonder meer gelijk aan de excentriciteit van de stempelkracht op de rand van de plaat. Dit kan duidelijk worden gemaakt met een eenvoudig voorbeeld van een ligger over een groot aantal steunpunten.



• Figuur 7-42 Momenten als gevolg van de stempelkracht

De ligger wordt aan de randen belast door een normaalkracht en een moment. In Figuur 7-42 staan de schematisatie van de ligger en de momentenlijn als gevolg van het uitwendig moment van de voorspanning getekend. De excentriciteit van de voorspanning in een willekeurige

doorsnede kan worden bepaald met  $e = -\frac{m}{p}$ . Hieruit volgt dat de excentriciteit van de

voorspankracht slechts doorwerkt tot in het tweede veld en verder mag worden verwaarloosd.

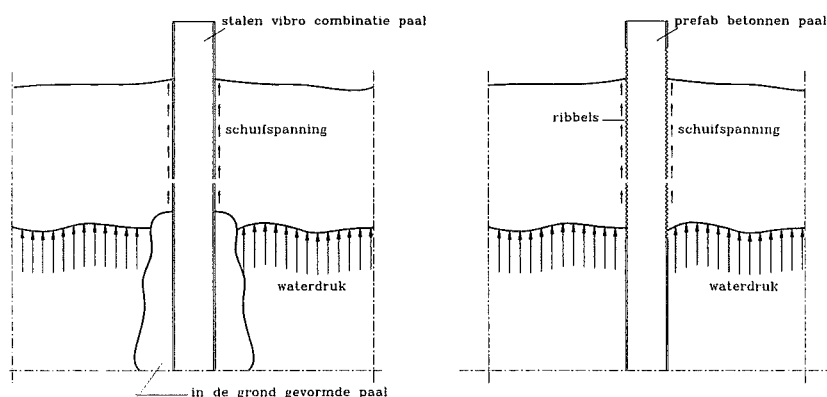
De voorspankracht in een willekeurige doorsnede is niet gelijk aan de normaalkracht op de randen. Een deel van de normaalkracht wordt overgedragen naar de palen. De stijfheidsverhouding van de

vloer en de palen bepaald hoeveel horizontale belasting in de palen komt en hoeveel er in de vloer blijft zitten. Bij een zware vloer zullen de horizontale verplaatsingen van de palen gering zijn, waardoor de afname van de voorspankracht dus ook gering is. Bij een relatief dunne vloer kan de afname van de normaalkracht echter substantieel zijn.

#### 7.4.4 Krachtsoverdracht naar de palen

De reactiekracht die de palen moeten leveren wordt van vloer op de paal overgebracht door het contactvlak van de paal en de vloer.

Bij een schone stalen paal ontstaat er een aanhechting van de beton aan het staal die vergelijkbaar is aan de aanhechting van wapening. Naast de paal wordt de kracht overgebracht door een schuifspanning in de onderwaterbetonnen vloer (zie Figuur 7-43).



• Figuur 7-43 Schuifspanningen langs een paalschacht

Bij toepassing van een gladde prefab betonnen paal is er sprake van een minder goede hechting van de onderwaterbeton aan de paal. Om deze reden worden prefab palen meestal voorzien van ribbels aan de bovenste meters om een zekere mate van haakweerstand te creëren.

#### 7.4.5 Grenstoestanden onderwaterbetonnen vloer

##### *Uiterste grenstoestand: Oprijven van de vloer*

Bij deze uiterste grenstoestand moet het evenwicht van de vloer worden beschouwd. De omlaag werkende krachten zijn:

- het gewicht van de vloer
- het gewicht van palen en ankers plus het aanhangende kluitgewicht (gewicht van de grond onder water wat door de palen omhoog wordt getrokken) of de maximale wrijving langs de paalschacht

De omhoog werkende kracht is:

- de opwaartse grondwaterdruk onder de vloer
- de korrelspanning onder de vloer

##### *Uiterste grenstoestand: Breuk van de vloer als gevolg van het overschrijden van het uiterste draagvermogen van het gewelf*

Het bepalen van het uiterste draagvermogen van het gewelf dat ontstaat in de onderwaterbetonnen vloer is niet eenvoudig omdat de geometrie van het gewelf niet op voorhand vastligt. Voor het bepalen van het maximum draagvermogen wordt vaak uitgegaan van een hoogte van de boog van maximaal 75% van de vloerdikte en een dikte van de boog van 10% van de vloerdikte. Over het algemeen is deze grenstoestand niet maatgevend voor het dimensioneren van de dikte van het onderwaterbeton.

##### *Uiterste grenstoestand: Breuk van de vloer als gevolg van het overschrijden van de maximaal toelaatbare schuifspanning langs de palen*

Voor het beschrijven van deze grenstoestand kan de grenstoestand "Pons" van de TGB 1990 voor het doorpensen van een kolom door een vloerplaat niet zonder meer worden toegepast omdat er

geen hechte verbinding met wapening aanwezig is. Een veilige benadering is alleen krachtsoverdracht van de vloer naar de paal te beschouwen in de contactvlakken van de paal met de onderwaterbeton.

Bij een stalen paal wordt de kracht uit de vloer overgedragen in het gehele contactvlak, waarbij wordt uitgegaan van een goede hechting tussen de paal en het beton. Het schuifvlak wordt in de beton aangenomen als kleinste omhullende om de paal.

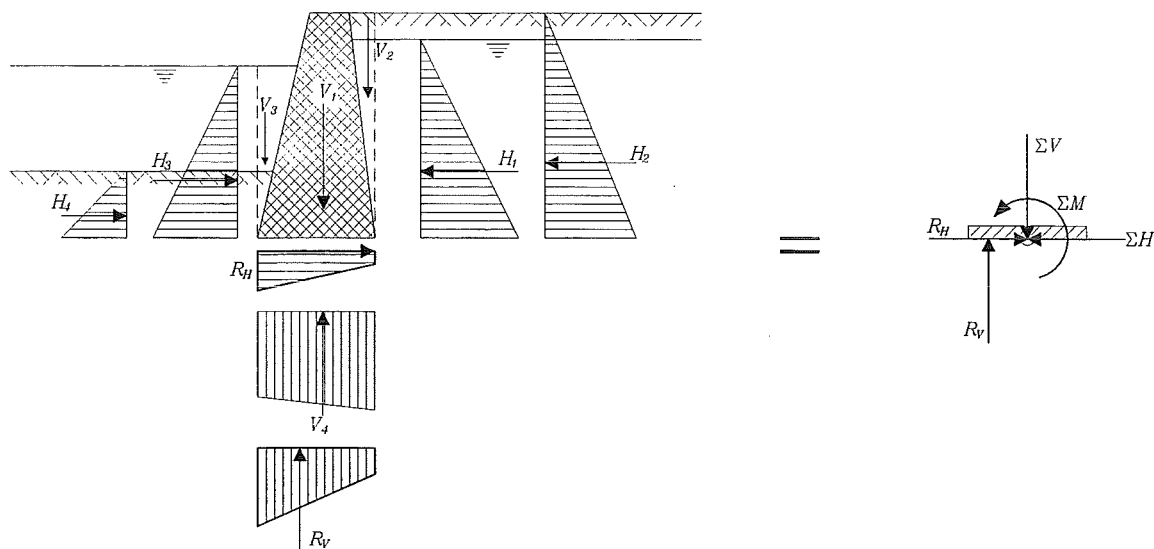
Bij een geprefabriceerde betonnen paal wordt meestal aangenomen dat de dwarskracht in de vloer wordt overgedragen aan de paal langs de geribbelde vlakken van de paal.

De hier bedoelde grenstoestand gaat er van uit dat de rekenwaarde van de optredende schuifspanning in de genoemde schuifvlakken gelijk is aan de maximaal opneembare schuifspanning in het onderwaterbeton.

## 7.5 Grondkeringen

### 7.5.1 Gewichtconstructies

Bij gewichtconstructies moet onderscheid worden gemaakt in op staal gefundeerde en op palen gefundeerde constructies. De op staal gefundeerde constructie brengen de belasting over in het funderingsvlak in de vorm van druk en wrijving. Afhankelijk van de situatie wordt een deel van de belastingen opgenomen door een passieve gronddruk. In Figuur 7-44 staat hiervan een voorbeeld.



• Figuur 7-44 Belastingen en reacties bij een op staal gefundeerde gewichtconstructie

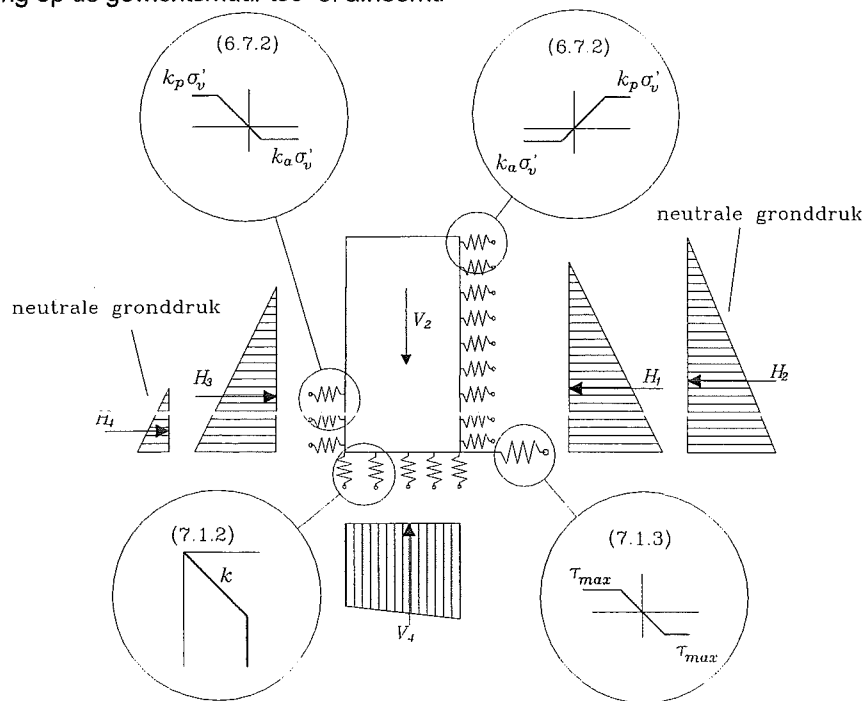
De belastingen op de gewichtconstructie zijn:

$H_1$	=	de waterdruk achter de keerconstructie
$H_2$	=	de horizontale effectieve grondspanning achter de keerconstructie
$H_3$	=	de waterdruk voor de keerconstructie
$H_4$	=	de horizontale effectieve grondspanning voor de keerconstructie
$F_w$	=	de horizontale wrijving langs het funderingsvlak
$V_1$	=	het eigen gewicht van de keermuur
$V_2$	=	de verticale grond- en waterdruk op de binnenzijde van de keermuur
$V_3$	=	de verticale grond- en waterdruk op de buitenzijde van de keermuur
$V_4$	=	de verticale waterdruk op het funderingsvlak
$R_v$	=	de verticale resulterende effectieve grondspanningen

Voor de beoordeling van de stabiliteit van de constructie zijn al deze belastingen te schematiseren naar puntlasten door het zwaartepunt van het funderingsvlak met daarbij een moment dat de excentriciteit van de belastingen in rekening brengt.

Een probleem bij het bepalen van de belastingen is dat de grondspanningen, de horizontale en verticale spanningen en de schuifspanningen, afhankelijk zijn van de vervorming van de constructie. Bij een stabiele constructie zal er vervorming optreden totdat er een evenwichtssituatie is ontstaan, waarbij de som van alle krachten en momenten nul is.

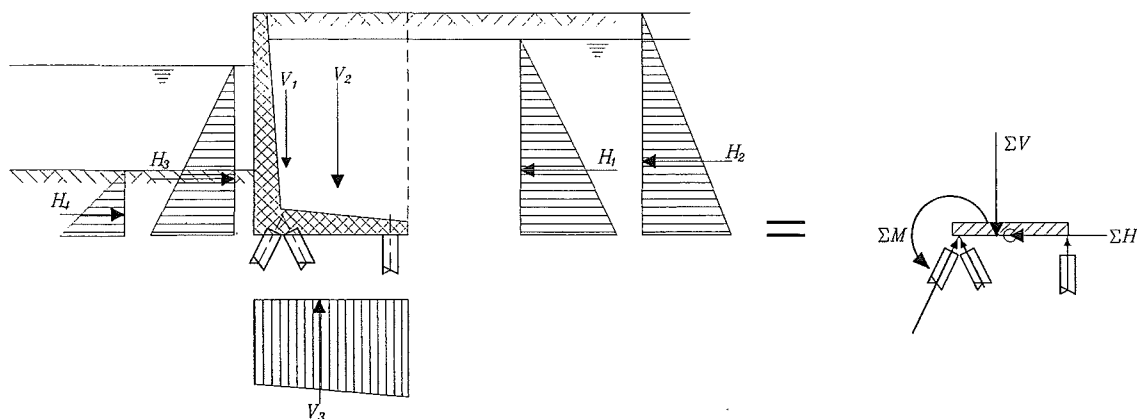
Deze vervormingstoestand kan worden geschat met een model dat is gebaseerd op de continuümmechanica (Plaxis) of met een model waarbij de grond geschematiseerd is als ongekoppelde veren (zie Figuur 7-45). In het verenmodel worden de neutrale horizontale grondspanning ingevoerd als belastingen. Door een verplaatsing van de constructie worden veren ingedrukt of uitgerekt waardoor de belasting op de gewichtsmuur toe- of afneemt.



• Figuur 7-45 Schematisering van de grond als ongekoppelde veren

Als er sprake is van grote verplaatsingen van de keermuur dan is er sprake van plastische vervorming van de grond. Hierdoor nemen de grondspanning aan de hoge zijde af tot de actieve grondspanning en aan de lage zijde toe tot de passieve grondspanning. Ook zal in de geval de wrijving in het funderingsvlak volledig zijn ontwikkeld. Dus bij grote vervormingen kunnen de belastingen en reactie worden berekend zonder de vervormingen te bepalen. Hier dient echter wel voorzichtig mee omgegaan te worden, want als bijvoorbeeld de wrijving in het funderingsvlak conservatief wordt ingeschat zal in de werkelijkheid de plastische vervorming voor en achter de constructie niet optreden en wordt de constructie zwaarder belast dan waarop is gerekend.

Bij zeer geringe verplaatsing van de constructie zullen de vervormingen van de constructie ook zeer klein zijn. Dit geval doet zich voor bij een constructie gefundeerd op palen (zie Figuur 7-46).



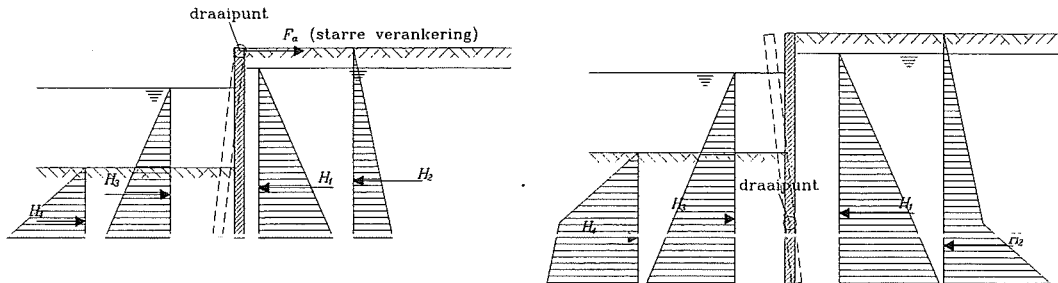
• Figuur 7-46 Krachten op een op palen gefundeerde gewichtsconstructie

In dit geval zullen de horizontale grondspanningen overeenkomen met de neutrale gronddruk. Dus ook in dit geval zijn de belastingen en reactie te berekenen, er van uitgaande dat de vervormingen verwaarloosd mogen worden.

## 7.5.2 Wandconstructies

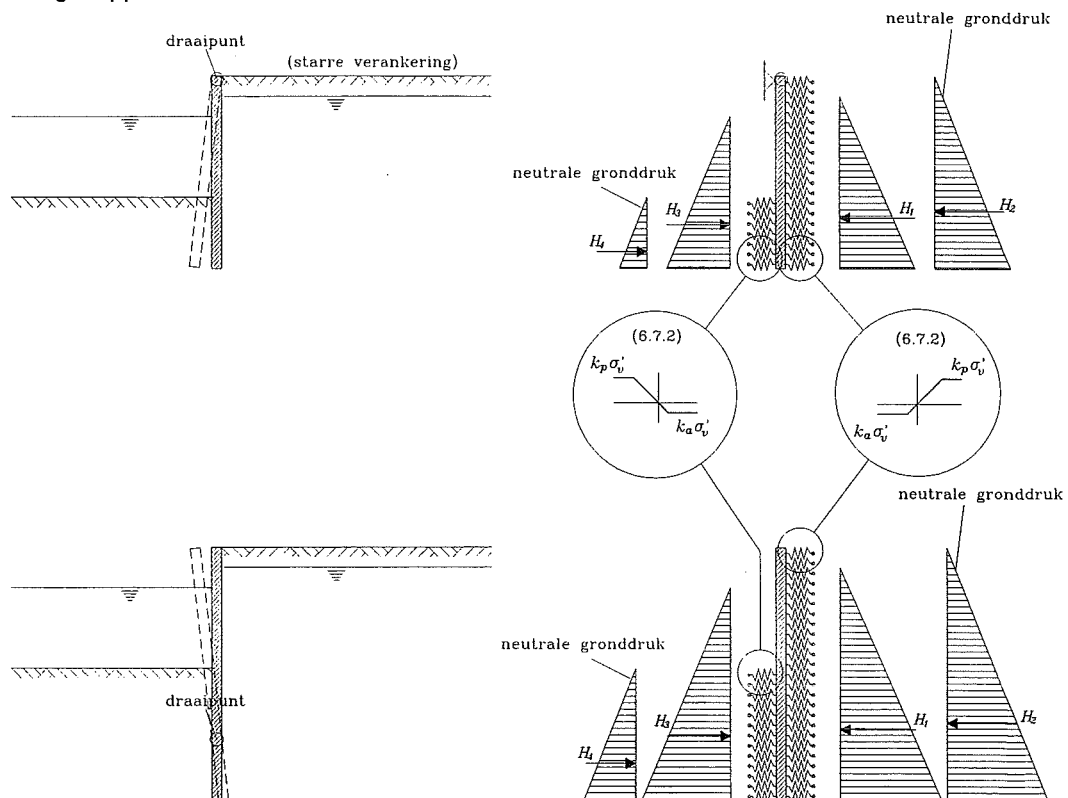
. Bij wanden speelt het krachtenspel zich hoofdzakelijk loodrecht op de wand af. De stabiliteit komt uit het verschil tussen actieve en passieve grondspanningen achter en voor de wand. De grootte van de grondspanningen zijn ook hier weer afhankelijk van de verplaatsingen en vervormingen. Bij wandconstructies wordt onderscheid gemaakt in starre en flexibele wanden

Een starre wand zal roteren en verplaatsen totdat er een evenwichtstoestand ontstaan is. In Figuur 7-47 staat hiervan een voorbeeld voor een verankerde en een onverankerde starre wand..



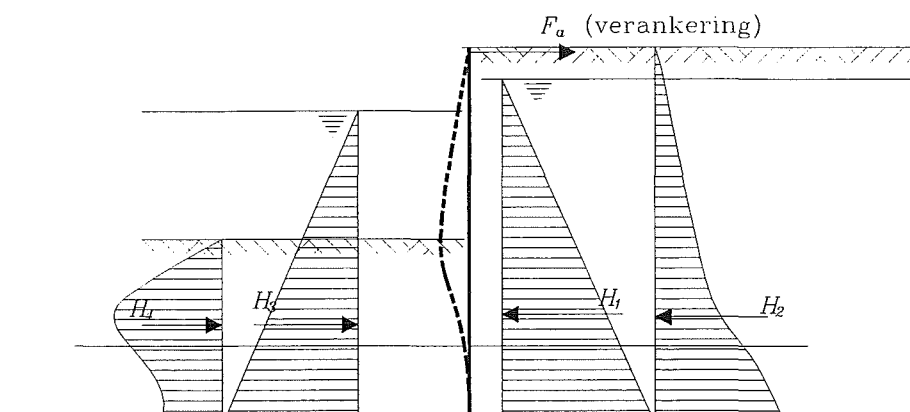
• Figuur 7-47 Belastingen en reacties bij een starre wand

Net als bij de gewichtsconstructie kan de evenwichtssituatie worden bepaald met behulp van eerder genoemde grondmodellen. In Figuur 7-48 staat een voorbeeld van een schematisatie van de grond met ongekoppelde veren



• Figuur 7-48 Schematisatie van de grond als ongekoppelde veren

Bij flexibele wanden treden naast rotatie en translatie van de wand ook een vervorming van de wand op. Ook hier zal er een vervormingstoestand instellen waarbij er een krachten en momenten evenwicht is.



• Figuur 7-49 Belasting op een flexibele wand

Ook bij een flexibele wand kunnen het continuümmodel en het verenmodel worden gebruikt om de evenwichtstoestand te bepalen. Er dient echter wel opgemerkt te worden dat het verenmodel met losgekoppelde veren geen herverdeling van spanningen in de grond in rekening brengt, omdat schuifspanningen in de grond niet in beschouwing wordt genomen. Dit houdt in dat, bij een juiste inschatting van de stijfheid van de grond en de wand, de maximale vervormingen die met het verenmodel zijn berekend een overschatting zijn van de werkelijke vervormingen. In werkelijkheid vindt er een boogwerking plaats tussen starre punten van de wand, zoals het fictieve inklemmingspunt en het aangrijpingspunt van de verankering.

### 7.5.3 Verankering

De verankering van een grondkering kan op diverse wijzen worden uitgevoerd. De belangrijkste verankeringstypen zijn:

1. Doorgaande ankerwanden en ankerschotten
2. Schroefankers
3. Groutankers
4. Schroefinjectieankers
5. Verankeringspalen

Een doorgaande ankerwand en ankerschotten kunnen worden toegepast als er sprake is van een redelijk goede draagkrachtige bovenlaag. Deze typen verankeringen kunnen alleen worden toegepast in een ophoging of als het mogelijk is te ontgraven tot het niveau van de ankerstang.

Voor het aanleggen van schroefankers hoeft er slechts een klein deel achter de damwand te worden ontgraven. De ankers bestaan uit een stalen ankerstaaf met een diameter van ca 30 mm met aan het uiteinde een schroefblad van ca 300 tot 500 mm. De ankers worden aangebracht met een trilboommachine. De schroefankers kunnen horizontaal of onder een hoek worden ingebracht.

Een groutanker bestaat uit een in de grond gevormd cilindrisch lichaam van cementgrout met een diameter van ca 100 mm dat met een voorspanstaaf of voorspanstreng wordt gekoppeld aan de damwand. De ankers kunnen worden aangebracht door middel van heien of boren. De wijze van inbrengen van de ankers heeft invloed op de bezwijkkracht van de ankers. Doorgaans geldt dat met geheide ankers een hogere uittrekkraft wordt bereikt dan met geboorde ankers.

Een groutanker kan vanaf de voorkant van de damwand worden aangebracht. Er hoeft dus niet ontgraven te worden. De ankers worden onder een hoek met de verticaal op een diepte gebracht waar voldoende draagkrachtig zand aanwezig is. De anker worden na het verharden van het grout tot 70 a 90 % van de ankerkracht voorgespannen. Dit is noodzakelijk om te grote vervormingen van de grondkering te voorkomen. De voorspanstrengen of voorspanstaven zijn van hoogwaardig staal. De toelaatbare spanning in het materiaal is relatief hoog waardoor de doorsnede relatief klein kan worden gehouden. Kleine beschadigingen aan de doorsnede kunnen daardoor grote gevolgen hebben voor de betrouwbaarheid van een anker.

Een anker dat is afgeleid van het groutanker is het schroefinjectieanker. Dit anker bestaat uit een dikwandige buis met aan het einde een opgelaste spiraalboor. Ter plaatse van de spiraalboor wordt



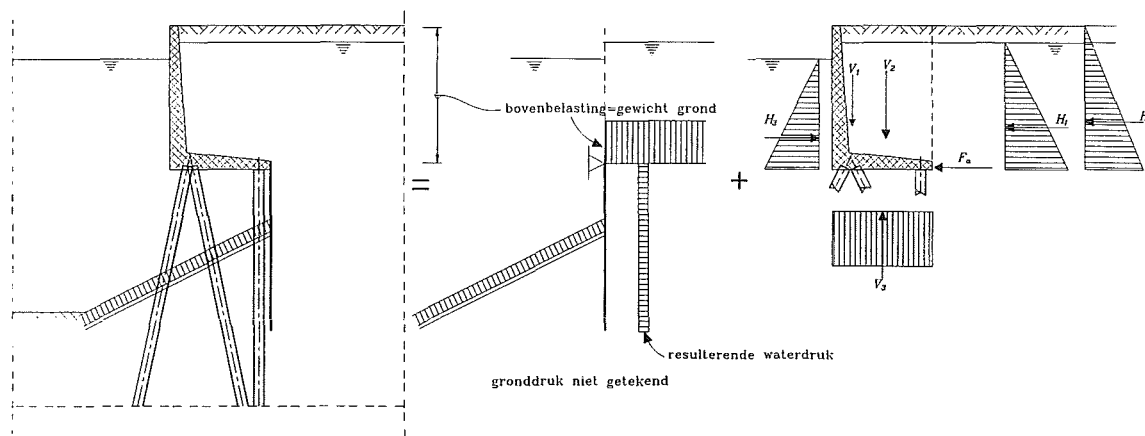
in de grond een groutlichaam gevormd dat de ankerkracht overbrengt naar de grond. Het grouten gebeurt met een relatief lage druk ten opzichte van de hiervoor genoemde groutankers. De dikwandige buis is van normale staalkwaliteit waardoor de maximum toelaatbare spanningen in de buis veel kleiner zijn dan bij de voorspanstrengen van het groutanker. Hierdoor is het schroefinjectieanker relatief veel stijver dan het groutanker.

Ankerpalen worden toegepast bij zeer hoge ankerkrachten. Bij dit type anker wordt over de hele paallengte door wrijving kracht overgedragen naar de ondergrond. Voorwaarde is echter dat langs de paal zand aanwezig is.

Er kunnen in principe nagenoeg alle paaltypen worden toegepast die ook geschikt zijn als verticale trekpaal. Een bij zware kadeconstructies veel toegepaste ankerpaal is de MV-paal. Deze paal bestaat uit een stalen balkprofiel met een voetplaat dat tijdens het heien wordt voorzien van een omhulling van grout.

#### 7.5.4 Samengestelde constructies

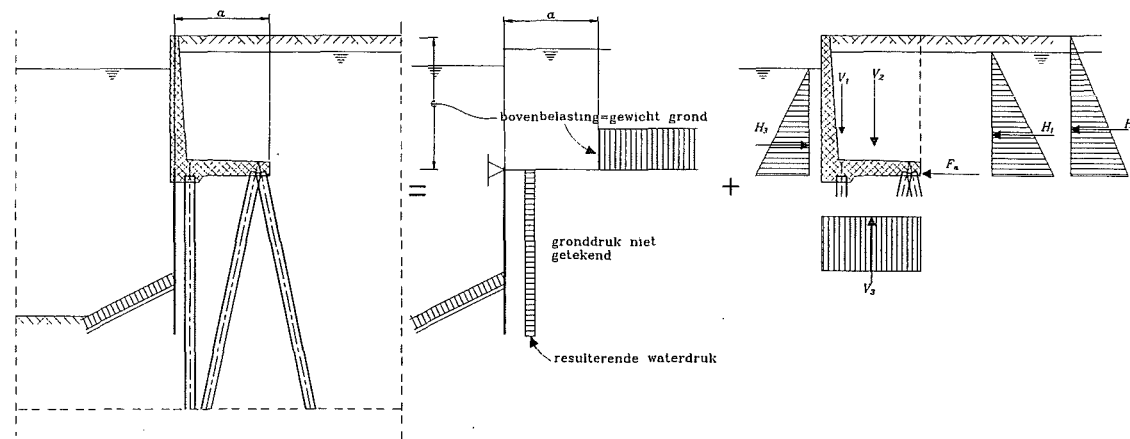
Bij samengestelde constructies van starre en flexibele constructies zal de starre constructie min of meer functioneren als oplegging voor de flexibele constructie. Een voorbeeld hiervan staat Figuur 7-50.



• Figuur 7-50 Samengestelde grondkering met damwand aan de achterzijde

De flexibele damwand steunt met zijn bovenzijde tegen de starre op palen gefundeerde keermuur. De reactiekracht die volgt uit de damwandberekening moet als belasting worden ingevoerd in de berekening van de keermuur op palen. De grond boven het niveau van de bovenkant van de damwand moet worden ingevoerd als bovenbelasting.

De plaats van de damwand in de constructie is niet alleen van belang voor de vorm van de constructie (wel of geen talud) maar bepaald ook welke belasting op de damwand moet worden berekend. Dit is geïllustreerd met de constructie in Figuur 7-51.



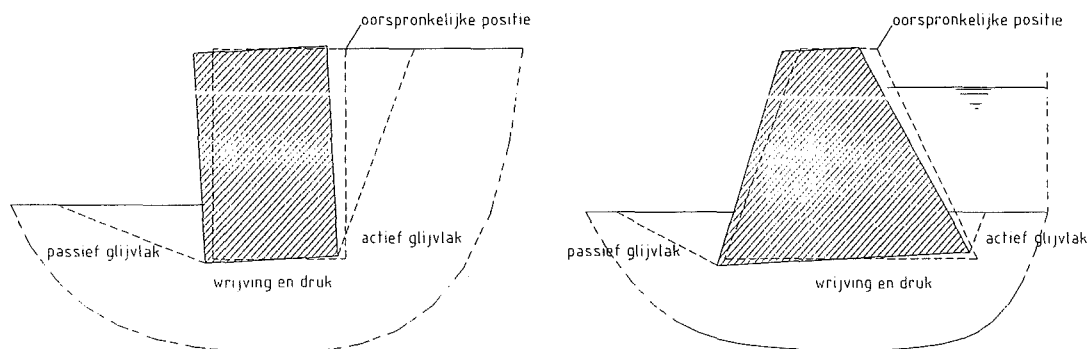
• Figuur 7-51 Samengestelde grondkering met de damwand aan de voorzijde

In dit geval grijpt de bovenbelasting in de damwandberekening op enige afstand van de damwand aan. Ook heeft de plaats van de damwand effect op de opwaartse druk onder de gewichtsconstructie op palen.

### 7.5.5 Grenstoestanden van grondkerende gewichtsconstructies

#### *Uiterste grenstoestand: Stabiliteit van de constructie*

Bij een op staal gefundeerde gewichtsconstructie moet het funderingsvlak worden beschouwd volgens 7.2.4. Voor het bepalen van de belastingen in het geval van de uiterste grenstoestanden mag worden uitgegaan van een volledig ontwikkeld afschuifvlak aan de voor- en achterzijde van de gewichtsconstructie. Dit houdt in dat voor en achter de constructie met passieve c.q. actieve grondspanningen mag worden gerekend.

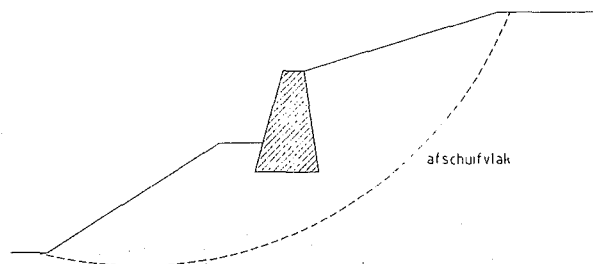


• Figuur 7-52 passieve en actieve gronddruk bij een op staal gefundeerde gewichtsconstructie

Bij een op palen gefundeerde gewichtsconstructie (hoog gefundeerde L-wand) zal bij falen van de constructie door instabiliteit over het algemeen het begin van falen worden ingeluid door het overschrijden van de maximaal toelaatbare paalbelasting. Voor de horizontale belasting betekent dit dat er slechts met relatief kleine vervormingen mag worden gerekend. Dit houdt in dat bij het bepalen van de belastingen op de constructie niet mag worden uitgegaan van actieve en passieve gronddrukken. Het is beter om de neutrale gronddruk als belasting te nemen. Van een eventuele bovenbelasting moet de spreiding van de belasting in de grond worden bepaald bij deze spanningstoestand.

#### *Uiterste grenstoestand: Totale stabiliteit van de grond*

Bij een gelaagde bodem kan door de aanwezigheid van slappe grondlagen de constructie bezwijken doordat er afschuiven van de grond in deze lagen optreedt. Ook kan er een diep afschuifvlak ontstaan door de geometrie van de omgeving waarin de constructie is geplaatst.



• Figuur 7-53 Dieper gelegen afschuifvlak

Met behulp van eindige elementen modellen kan de vorm van een dergelijk schuifvlak worden geschat. In een enkel geval kan een cirkelvormig glijvlak worden aangenomen (zie Figuur 7-53).

### ***Uiterste grenstoestand: Sterkte van de constructie***

Bij de controle van de sterkte van de constructie moet minimaal de neutrale gronddruk als belasting worden gehanteerd. Dit geldt ook voor de op staal gefundeerde gewichtsconstructies. Het mag immers niet zo zijn dat de constructie breekt voordat de belastingtoestand zich heeft ontwikkeld waarvoor de stabiliteit van de constructie is uitgerekend.

Bij deze grenstoestand moet bij een betonnen constructie het interne krachterevenwicht worden getoetst volgens 0. Bij een constructie die is opgebouwd uit losse elementen moet de stabiliteit van de losse elementen worden beschouwd. Dit kan op analoge wijze als een ongewapend betonnen constructie. Immers tussen de elementen wordt geen trekkracht overgedragen. De opneembare schuifspanning zal echter lager zijn dan bij ongewapend beton. Er kan bij losse elementen geen schuifkracht worden opgenomen zonder normaalkracht.

### ***Uiterste grenstoestand: Piping***

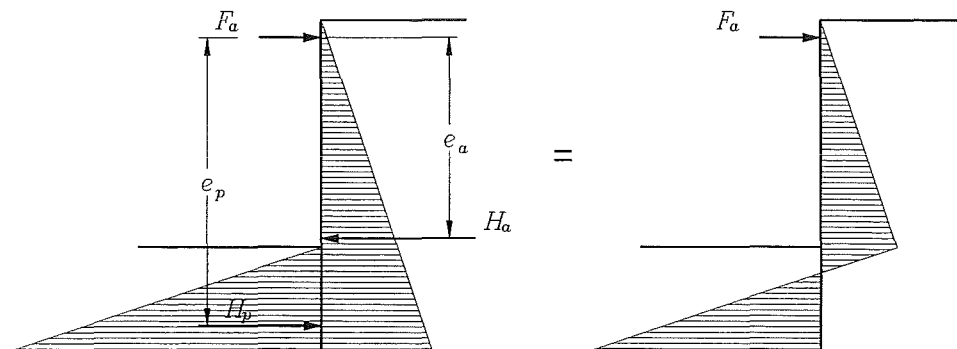
Voor de beschouwing van dit mechanisme wordt verwezen naar 7.6.3

## **7.5.6 Grenstoestanden van grondkerende wanden**

### ***Uiterste grenstoestand: Stabiliteit van de wand***

De stabiliteit van de wand kan worden beschouwd met behulp van de methode van Blum. Voor een uitgebreide beschrijving van de methode wordt verwezen naar "CUR 166 Damwandconstructies". Hier zal één veel voorkomend geval worden beschreven, namelijk de verankerde of gestempelde damwand.

Bij de methode van Blum wordt aangenomen dat de bij instabiliteit van de wand de grond volledig plastisch vervormd is. Dit houdt in dat voor de damwand een passief glijvlak en achter de damwand een actief glijvlak aanwezig is. De horizontale gronddruk op de damwand is dan volledig bepaald en kan worden berekend met de daarvoor afgeleide gronddrukcoëfficiënten.



• Figuur 7-54 Belastingdiagrammen volgens Blum

De verankerde wand is nog juist in evenwicht als het moment van de horizontale belastingen op de wand ten opzichte van het verankerde punt gelijk is aan nul. Natuurlijk moet de ankerkracht in deze situatie volledig kunnen worden opgenomen.

De grenstoestand wordt beschreven door:

$$H_p e_p - H_a e_a = 0$$

$$F_a + H_p - H_a = 0$$

Deze grenstoestand wordt veel gebruikt om in een eerste ontwerp de inheidiepte en het damwandprofiel te bepalen. In Bolderman en Dwars [1968] wordt dit voor verschillende situaties (onverankerd, verankerd, ingeklemd en opgelegd) uitgebreid beschreven.

**Uiterste grenstoestand: maximale vasthoudkracht van het anker**

Bij de maximale vasthoudkracht van het anker wordt het evenwicht beschouwd van de ankerkracht met de weerstand die het anker ondervindt om het uit de grond te trekken. Ankers kunnen verschillende vormen hebben zoals bijvoorbeeld groutankers, ankerschotten, doorgaande ankerschermen etc

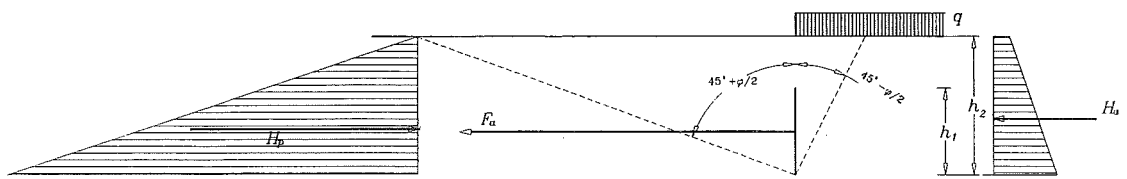
De grenstoestand luidt:

$$F_{a,max;d} - F_{a;d} = 0$$

waarin:  $F_{a;d}$  = rekenwaarde van de ankerkracht  
 $F_{a,max;d}$  = rekenwaarde van de vasthoudkracht

**De maximale vasthoudkracht van het ankerschot en het doorgaande ankerscherm**

In deze grenstoestand worden de vervormingen van de grond volledig plastisch verondersteld.



• Figuur 7-55 Belasting op een afschuivende grondmoot ter plaatse van het ankerschot

Bij deze grenstoestand wordt meestal uitgegaan van rechte glijvlakken volgens Coulomb. Deze glijvlakken staan geschetst in Figuur 7-55. Er wordt doorgaans uitgegaan van glijvlakken die doorlopen tot aan het maaiveld. Deze situatie komt overeen met een ankerscherm dat doorloopt tot aan het maaiveld, maar mag echter ook aangehouden worden voor schermen met verhoudingen

$$\frac{h_1}{h_2} \leq 1,5$$

Uit het horizontaal evenwicht van de grondmoot

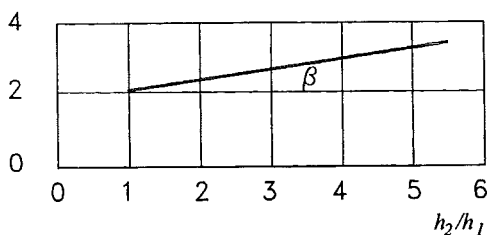
$$\text{volgt: } F_{a,max;d} = K_p \frac{1}{2} \gamma'_d h_2^2 a - K_a \frac{1}{2} \gamma'_d h_2^2 a = (K_p - K_a) \frac{1}{2} \gamma'_d h_2^2 a$$

waarin:

$K_p$  = rekenwaarde van de passieve gronddrukcoëfficiënt  
 $K_a$  = rekenwaarde van de actieve ,,  
 $\gamma'_d$  = effectief volumegewicht van de grond  
 $h_2$  = diepte van de ankerwand  
 $a$  = hoh afstand van de ankerstangen

Bij vierkante ankerschotten mag de bezwijkbelasting gelijk worden gesteld aan die van een doorgaande ankerwand mits de hoh afstand van de ankers niet te groot is. De maximale hoh afstand van de ankers is in dit geval te schrijven als:  $a_{max} = \beta h_1$

waarin  $\beta$  = de factor van Buchholz volgens Figuur 7-56



• Figuur 7-56 De factor van Buchholz

Als de hart op hart afstand van de ankers groter is dan  $a_{max}$  dan wordt  $a_{max}$  beschouwd als de totale breedte van de afschuivende grondmoot. Er wordt dan met een meewerkende spreidingsbreedte gerekend van:

$$b_s = a_{max} - h_1 = (\beta - 1)h_1$$

De bezwijkkracht bedraagt in dit geval:

$$F_{a,max;d} = (K_p - K_a) \frac{1}{2} \gamma'_d h_2^2 h_1 (\beta - 1)$$

Bij rechthoekige ankerschotten, waarbij  $b \neq h_1$ , blijft de spreiding in de grond gelijk. De totale breedte van de afschuivende grondmoot wordt dan:

$$a_{max} = b + b_s = b + (\beta - 1)h_1$$

waarin:  $b$  = de breedte van het schot

Als  $b = \alpha h_1$  dan geldt  $a_{max} = (\alpha + \beta - 1)h_1$

De bezwijkbelasting bedraagt dan dus  $F_{a,h,max;d} = (K_p - K_a) \frac{1}{2} \gamma'_d h_2^2 h_1 (\alpha + \beta - 1)$

Als er sprake kan zijn van een veranderlijke bovenbelasting op het maaiveld dan is het meest ongunstige geval:

- een belasting boven het actieve schuifvlak en geen belasting boven het passieve glijvlak.

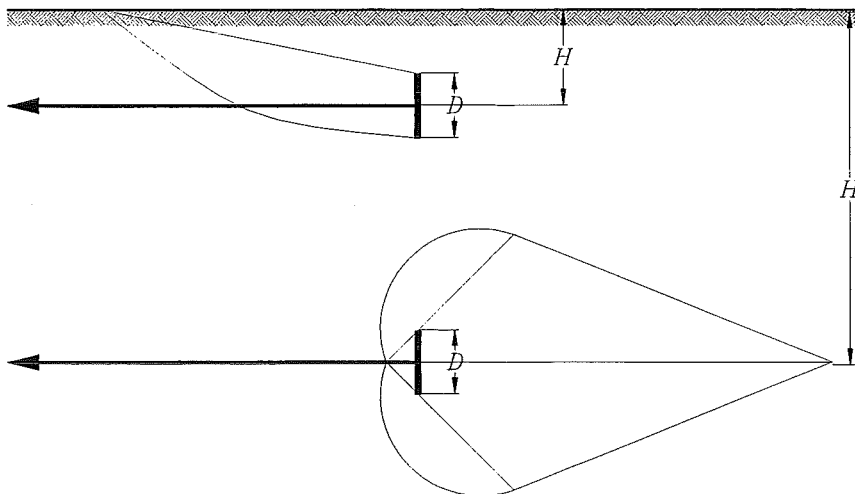
De bezwijkbelasting wordt hierdoor gereduceerd tot

$$F_{a,max;d} = (K_p - K_a) \frac{1}{2} \gamma'_d h_2^2 h_1 (\alpha + \beta - 1) - K_a q_d h_2 h_1 (\alpha + \beta - 1)$$

waarin:  $q_d$  = rekenwaarde van de bovenbelasting

### De maximale vasthoudkracht van het schroefanker

De wijze van bezwijken van de grond rondom het schroefanker is afhankelijk van de diepteligging van het anker en de hoek van het anker ten opzichte van de horizontaal.



□ Figuur 7-57 Bezwijkpatroon rond een ankerblad

Bij een diep gelegen ankerblad ( $H > 5D$ ) lijkt het bezwijkpatroon rondom het ankerblad sterk op het bezwijkpatroon rondom de paalpunt van een op druk belaste paal. De maximale vasthoudkracht van het anker is door Hergarden (1983) onderzocht. Voor diepe schroefankers in zandgrond heeft hij een relatie gevonden voor de maximale ankerkracht en de conusweerstand in het invloedsgebied van het anker. Deze relatie luidt:

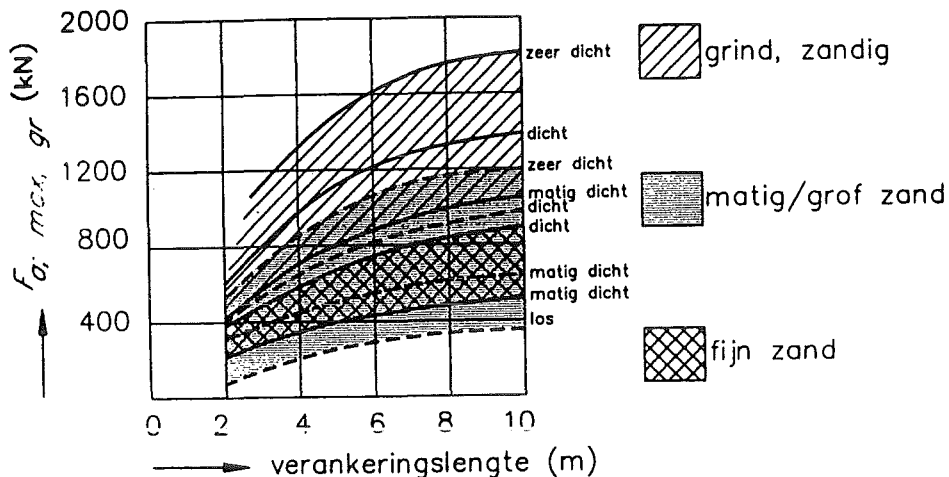
$$F_{a,max} = 0,4 A q_c$$

Waarin:

- $F_{a,max}$  = maximale opneembare ankerkracht
- $A$  = oppervlakte van het schroefblad
- $q_c$  = gemiddelde conusweerstand in het invloedsgebied (ca 2 à 3 D boven en onder de as van het anker)

### De maximale vasthoudkracht van het groutanker

Bij het bepalen van de maximale opneembare ankerkracht bij groutankers wordt meestal uitgegaan van de waarden uit



□ Figuur 7-58 Maximale vasthoudkracht van groutankers.

In de praktijk worden de groutankers altijd onderworpen aan een proefbelasting om te controleren of het ontwerp voldoet. Voor een meer gedetailleerd ontwerp van groutankers wordt verwezen naar CUR rapport 166. De ontwerpformules moeten echter wel met de nodige voorzichtigheid worden toegepast. Een controleproef blijft gewenst.

### De maximale vasthoudkracht van het schroefinjectieanker

De schroefinjectieankers vertonen lijken veel op avergaarpalen, waarbij de grond er geen sprake is van grondverdring bij het maken van de paal. De maximale trekkracht aan het anker wordt bepaald met:

$$F_{a,max} = 0,0054 q_c O L_a$$

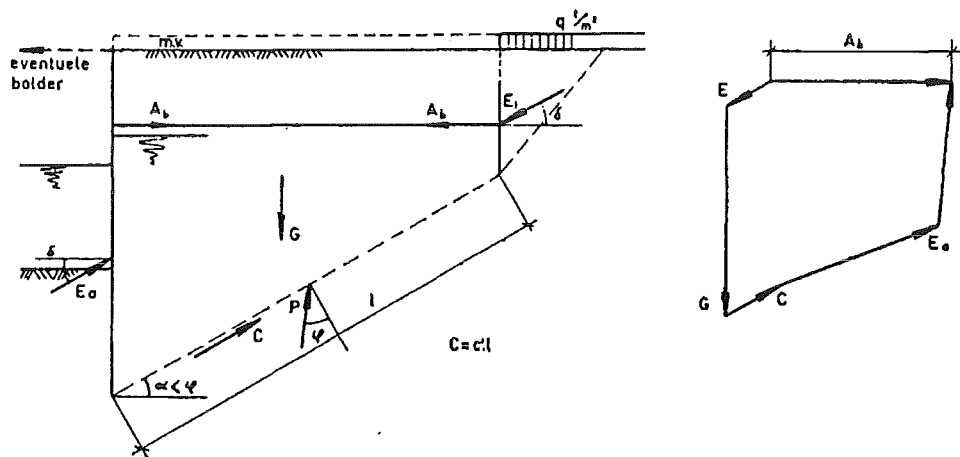
waarin:

$0,0054 q_c$	=	maximale wrijving langs de ankerschacht
$q_c$	=	gemiddelde conusweerstand over de lengte van het verankeringsdeel
$O$	=	omtrek van het verankeringsdeel
$L$	=	lengte van het verankeringsdeel

Ook bij schroefinjectieankers geldt dat de vasthoudkracht moet worden aangetoond met een controleproef.

### Uiterste grenstoestand: Totale stabiliteit

De totale stabiliteit van de grondkerende wand plus verankering kan goed worden geanalyseerd met behulp van een eindige elementen model. Met de hand kan het diepegelegen glijvlak tussen de damwand en het ankerscherm worden beschouwd volgens de methode Kranz. Bij deze methode wordt gekeken naar het krachtenevenwicht van de krachten die werken op een grondmoot tussen het anker en de wand, dat aan de onderzijde begrensd is door een glijvlak tussen de onderzijde van het verankeringschot en het dwarskrachtenuitpunt van de wand. In Figuur 7-59 staat hiervan een voorbeeld gegeven.



• Figuur 7-59 Methode Kranz

De damwand ondervindt een actieve gronddruk van de grondmoot. Omdat actie=reactie, drukt de damwand dus met dezelfde kracht ( $E_a$ ) tegen de grondmoot. Achter het anker ontstaat een actief glijvlak waardoor er een actieve gronddruk ( $E_1$ ) ontstaat tegen de beschouwde grondmoot. Langs de onderzijde van de beschouwde grondmoot treedt wrijving op die in rekening wordt gebracht door de hoek  $\varphi$  van de effectieve korreldruk op het schuifvlak en de cohesie langs het schuifvlak ( $C$ ). De ankerkracht kan worden beschouwd als een uitwendige kracht die aangrijpt in de as van het ankerschot. Het gewicht van de grondmoot kan worden gezien als een uitwendige kracht die aangrijpt in het zwaartepunt. De grootte van de maximale ankerkracht kan worden gevonden door de sluitvector van alle op de grondmoot werkende krachten te bepalen.

De grenstoestand luidt in dit geval:

$$A_b - F_{a,d} = 0$$

waarin:  $A_b$  = sluitvector van de krachtenveelhoek

#### ***Uiterste grenstoestand: Sterkte van de wand***

Deze grenstoestand is er één met betrekking tot de spanningen in het materiaal van de wand. Bij een stalen wand wordt de samengestelde spanning als gevolg van de rekenwaarde van het optredende moment, de normaalkracht en de dwarskracht in de wand gelijk gesteld aan de maximaal opneembare spanning. In een betonnen wand worden de rekenwaarden van het optredende moment en de dwarskracht gelijkgesteld aan de uiterst opneembare waarden.

#### ***Uiterste grenstoestand: Sterkte van de ankerstang***

Bij deze grenstoestand wordt de rekenwaarde van de optredende trekspanning in het anker gelijk gesteld aan de rekenwaarde van de toelaatbare trekspanning

#### ***Bruikbaarheidsgrenstoestand: Vervormingen***

Vervormingen van de constructie en de omringende grond kunnen belangrijk zijn om esthetische redenen, maar bij grondkerende constructie gaat het vaker om de gevolgen van vervormingen voor de omgeving. Door vervorming van een grondkerende constructie kunnen achter de wand ongelijke zettingen optreden wat op zich weer gevolgen kan hebben voor eventuele bebouwing (schade aan gebouwen en wegen). Er is geen standaard toelaatbare vervorming te geven. Voor elke constructie en locatie moet zorgvuldig worden bekeken wat de grens is waaraan moet worden voldaan.

#### ***Uiterste grenstoestand: Piping***

Voor de beschouwing van dit mechanisme wordt verwezen naar 7.6.3

## **7.6 Waterkeringen**

### **7.6.1 Algemeen**

De voornaamste functionele onderdelen van een waterkerend kunstwerk zijn:

- het afsluitmiddel om het water te kunnen keren
- de landhoofden en evt. pijlers bij meerdere openingen die dienen om de krachten uitgeoefend op het afsluitmiddel af te voeren naar de ondergrond.
- de drempel die dient om de stroming onder het afsluitmiddel door of over het afsluitmiddel heen niet gevaarlijk te laten worden voor de stabiliteit van het stuwmiddel.

Daarnaast zijn meestal aanwezig:

- een bodembescherming
- geleidewerken voor de stroming
- beschermingsmiddelen tegen aanvaring etc.

De afsluitmiddelen worden gerekend tot de bovenbouw van het kunstwerk, terwijl de landhoofden, pijlers en drempel de onderbouw vormen. Omdat de laatste de begrenzing van het afsluitmiddel vormen en daarvoor een zekere stijfheid moeten bezitten, wordt de onderbouw vaak als één constructie opgevat en uitgevoerd (uiteraard voorzien van de nodige dilatatievoegen).

### **7.6.2 Onderbouw: Fundering en aansluiting met de omgeving**

De belangrijkste functies van de onderbouw zijn:

- de krachtsoverdracht van de op de bovenbouw werkende belastingen naar de ondergrond
- de verhindering van schadelijke gevolgen van de stroming onder het kunstwerk door (grondwaterstroming)
- de bescherming van de stabiliteit van het kunstwerk tegen de stroming van het af te voeren water.

#### ***krachtsoverdracht***

Het gaat hierbij vooral om de krachten door het water op de afsluitmiddelen en ook op de onderbouw zelf uitgeoefend. Daarnaast zijn het eigen gewicht van de afsluitmiddelen en het eigen gewicht van de onderbouw van belang.

Eventueel kan bij afsluitmiddelen die in geopende toestand hoog boven water uitkomen de windbelasting een rol spelen.

#### ***Aansluiting met de omgeving***

De aansluiting met de omgeving moet schadelijke gevolgen van grondwaterstroming rondom het kunstwerk voorkomen. In de praktijk wordt deze aansluiting gerealiseerd met zogeheten onder- en achterloopsheidschermen. Dit zijn damwandschermen onder en naast het kunstwerk.

#### ***Stabiliteit van de bodem***

De stabiliteit van de bodem achter en voor het kunstwerk moet worden gewaarborgd om te voorkomen dat het kunstwerk zelf instabiel wordt. Om deze reden wordt doorgaans een bodembescherming toegepast. Het ontwerpen van een dergelijke bodembescherming ligt niet in de sloop van dit college.



### 7.6.3 Grenstoelstanden van de onderbouw

#### Uiterste grenstoelstanden met betrekking tot de stabiliteit

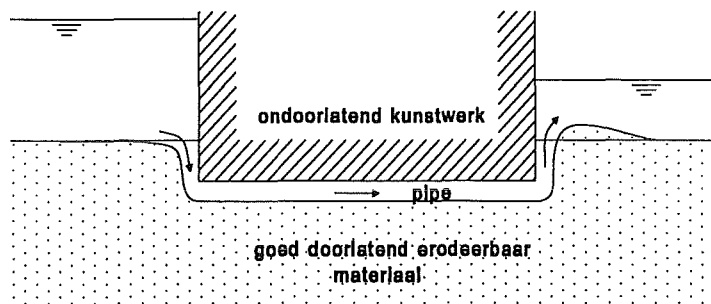
Met betrekking tot de stabiliteit moeten de grenstoelstanden van de fundering in beschouwing worden genomen. Afhankelijk van de aard van de fundering kan dit volgens 7.2.4 of 7.3.3

#### Bruikbaarheidsgrenstoelstand: Vervorming

Ten aanzien van de vervormingen worden bij beweegbare waterkeringen veelal strenge eisen opgelegd aan de fundering. Scheefstand van de onderbouw kan namelijk leiden tot het vastlopen van deuren en schuiven. De maximaal toelaatbare scheefstand van de onderbouw zal afhangen van het toe te passen sluitmiddel en moet per geval worden vastgesteld. Bij het ontwerp van het bewegingswerk zal men altijd uit moeten gaan van dezelfde maximaal toelaatbare scheefstand.

#### Uiterste grenstoelstand: Piping

Door een potentiaalverschil over een grond- of waterkerende constructie ontstaat er grondwaterstroming onder en langs de grondkerende constructie. Aan het scheidingsvlak van de ondoorlatende constructie en het loskorrelige materiaal kan "piping" ontstaan. Piping is de stroming van water door een buisvormig kanaal (pipe) dat ontstaan is door interne erosie (zie Figuur 7-60). Dit verschijnsel kan langs het funderingsvlak van een constructie optreden maar ook langs een kerende wand.



• Figuur 7-60 Piping

Uit onderzoek zijn empirische formules ontwikkeld die de kritieke situatie beschrijven waarbij piping op kan treden. De bekendste zijn de formules van Bligh en Lane. Uit deze formules blijkt dat er een grenstoelstand bestaat met een kritische verhouding tussen verval en kwelweglengte. Meer recent onderzoek bevestigen dit. Voor de resultaten van dit onderzoek en de ontwerpregels die hieruit zijn afgeleid wordt verwezen naar [Sellmeijer, 1988] en het collegedictaat Waterbouwkunde. Omwille van de eenvoud worden de ontwerpregels hier niet gegeven.

Bligh stelt dat er voldoende veiligheid tegen piping aanwezig is, als:

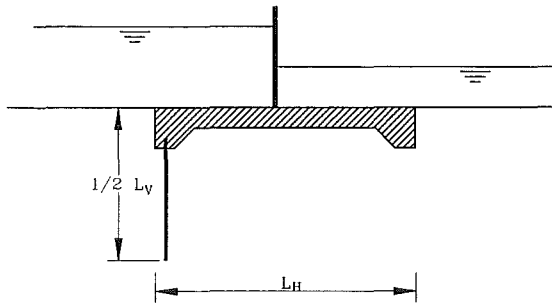
$$L \geq 1,5 \cdot C_B \cdot H$$

waarin:  $L$  = totale kwelweglengte [m]  
 $H$  = verval over de constructie [m]  
 $C_B$  = constante afhankelijk v.d. grondsoort [-]

Bligh geeft de volgende waarden voor  $C_B$  aan:

- zeer fijn slib  $C_B = 18$
- fijn zand  $C_B = 15$
- grof zand  $C_B = 12$
- grind met zand  $C_B = 5-9$

Lane heeft de theorie van Bligh aangevuld op basis van een onderzoek aan ruim 200 dammen van metselwerk. Hij stelt dat de verticaal geplaatste constructiedelen meer weerstand bieden tegen stroming dan horizontale. Hellingen van 45° of groter worden als verticaal in rekening gebracht en hellingen kleiner dan 45° als horizontaal.



• Figuur 7-61 Horizontale en verticale kwelweg

Bligh gaat uit van:  $L = \sum L_{vert} + \sum L_{hor}$

Lane neemt aan dat:  $L = \sum L_{vert} + \sum \frac{1}{3} L_{hor}$

Op grond van de aanname van Lane ondergaan ook de grondconstanten wijzigingen:

- zeer fijn zand of silt  $C_L = 8,5$
- fijn zand  $C_L = 7,0$
- middelfijn zand  $C_L = 6,0$
- grof zand  $C_L = 5,0$
- fijn grind  $C_L = 4,0$

De verticale en horizontale vlakken mogen echter alleen volledig resp. voor een derde deel in rekening worden gebracht als aan de volgende voorwaarden wordt voldaan:

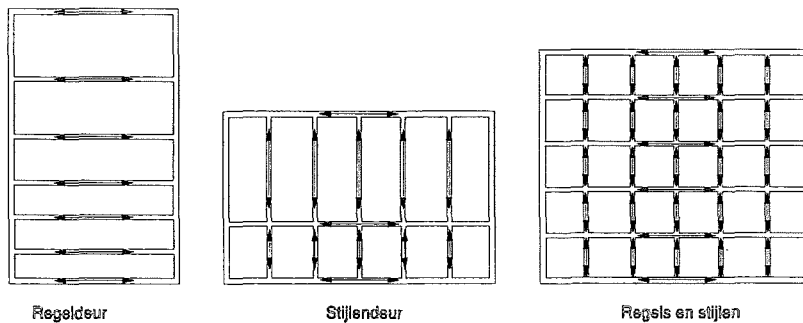
- het bouw materiaal moet direct aansluiten tegen de ongeroerde grond
- de wanden moeten dicht zijn en waterdicht aansluiten op de constructie

Uit de eerste voorwaarde volgt dat bij een fundering op palen, waarbij de grond kan zetting en er een spleet kan ontstaan tussen de constructies en de grond, de kwelweg langs de bodemplaat niet mag worden meegerekend, tenzij maatregelen ter afsluiting van deze spleet worden genomen.

#### 7.6.4 Vlakke schuiven en deuren

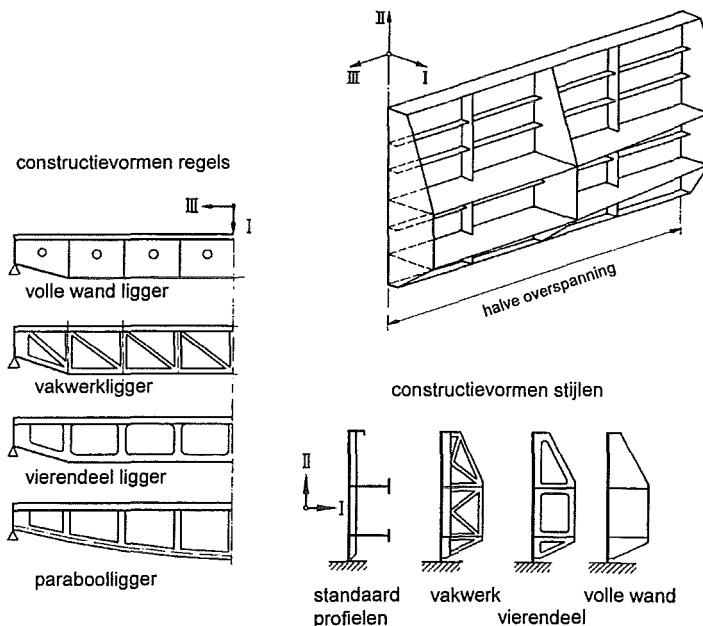
De belastingafdracht bij vlakke schuiven en deuren is in grote lijnen hetzelfde.

Een vlakke schuif draagt de belasting over naar de aanslagen. Deze aanslagen kunnen zowel aan de zijanten als aan de boven en onderzijde aanwezig zijn. Als alleen aan de zijkant aanslagen zitten moet de totale belasting horizontaal worden weggedragen. Dit horizontaal wegdragen van de belasting kan met verschillende systemen. De vlakke schuif kan bijvoorbeeld worden voorzien van verticale stijlen, die de belasting afdragen naar enkele horizontale regels die op hun beurt de belasting afdragen naar de opleggingen. Ook is het mogelijk om voornamelijk regels toe te passen, die de belasting rechtstreeks naar de opleggingen afdraagt. Het toepassen van regels en/of stijlen is in hoge mate afhankelijk van de vorm van de deur of schuif en de plaats van de aanslagen.



• Figuur 7-62 Hoofddraagsysteem met regels en stijlen

De regels en stijlen kunnen worden geconstrueerd als een volle wand ligger, een vierendeel ligger, een koker of een vakwerkligger (zie ook Figuur 7-63). Bij kleine overspanningen van de stijlen (= h.o.h. afstand regels) kan ook zogeheten trogliggers worden toegepast. De stijlen aan de buitenzijde van een deur die tegen de aanslagen liggen worden 'harren' genoemd.

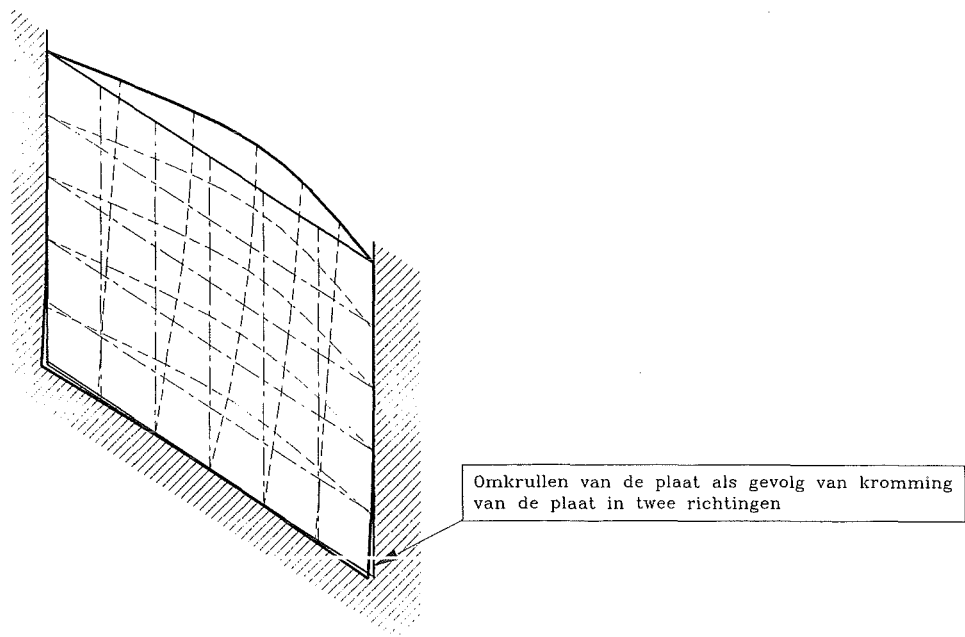


• Figuur 7-63 Enkele mogelijke constructievormen voor een tweezijdig opgelegde deur of schuif

Als de schuif ook belasting afdraagt naar een drempel en/of een bovenaanslag dan is het toepassen van regels en stijlen voor de hand liggend. De belastingafdracht en de krachten en momenten in de stijlen en regels van een dergelijke deur kunnen worden berekend door de constructie te schematiseren als een balkrooster. Bij een dergelijke berekeningen moet de torsiestijfheid van het profiel juist worden ingeschat, omdat dit een belangrijk effect kan hebben op de belastingverdeling. Met name bij het toepassen van kokerprofielen of tweezijdige beplating speelt dit een belangrijke rol. Een alternatief voor een schuif met regels en stijlen is de schuif met aan beide zijden beplating, waarbij de regels en stijlen alleen nog maar platen zijn tussen die de beplatingen met elkaar verbinden om een vormvast profiel te creëren. Deze constructie wordt met name toegepast bij roldeuren.

De krachten en momenten in een dergelijke deur kunnen worden berekend met de driedimensionaal eindige elementen methode, waarbij de deur gemodelleerd wordt met platen en schijven.

Bij een deur met aan twee zijden beplating is sprake van een redelijke tot grote torsiestijfheid van de constructie. Dit heeft als gevolg dat bij scharnierende opleggingen aan de zijkanten en scharnierende opleggingen aan de onder- en/of bovenzijde de deur in de hoeken zal willen omkrullen en daardoor zal gaan lekken. Om deze reden wordt een dergelijke belastingafdracht vermeden of wordt in een onderaanslag een voorziening gemaakt dat het omkrullen van de deur tegengaat. Deze voorziening kan bestaan uit een vijzel in de deur die de hoek van de deur fixeert. De randen van de constructie moeten dan echter een grote stijfheid bezitten om waterdichtheid te garanderen.



• Figuur 7-64 Omkrullen van een deur of schuif bij driezijdige oplegging

De opleggingen van de schuif kunnen lijnvormig of puntvormig zijn. Bij puntvormige opleggingen ligt het voor de hand dat de opleggingen samenvallen met de uiteinden van de stijlen en regels. Bij een lijnvormige oplegging moeten de harren voldoende stijfheid bezitten om de belasting vanuit de regels te spreiden over de hele aanslag. Hetzelfde geldt bij een drie- of vierzijdig opgelegde constructie voor de boven- en onderregel.

### 7.6.5 Puntdeuren

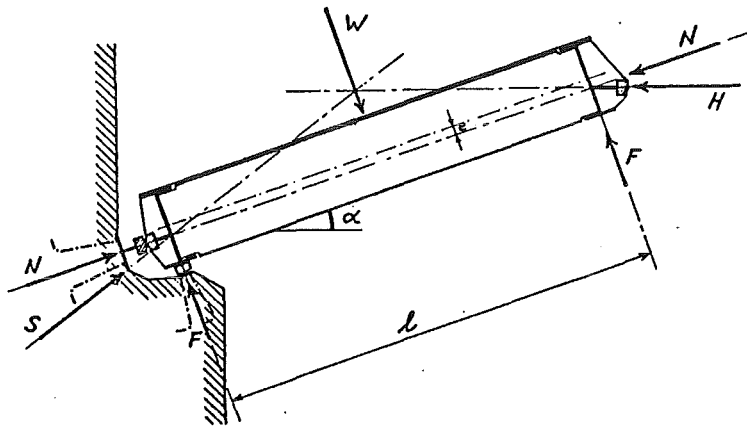
Bij puntdeuren wordt de belasting afgedragen naar de zijaanslagen van de deuren. De onderregel van de puntdeur zal in het algemeen niet als oplegging worden gekozen, omdat dan wringende momenten in de deur ontstaan (7.6.4).

De beide buitenste stijlen van de puntdeur worden *har* genoemd naar het oudhollandse woord voor scharnier. Daarbij is de achterhar de stijl die in of nabij de draaiingsas is gelegen, terwijl de stijl aan het vrije uiteinde van de deur de voorhar heet.

De oplegging van de beide verticale stijlen van de deuren in gesloten stand kan zowel gelijkmatig verdeeld als in twee of meer punten geconcentreerd zijn. Voor een gelijkmatig verdeelde krachtsoverdracht ter plaatse van de achterhar is het noodzakelijk, dat in de beide draaipunten enige speling aanwezig is. In het onderdraaipunt zit meestal een kleine speling, omdat anders de taats oneindig nauwkeurig t.o.v. de verticale aanslaglijst moet worden gesteld. In het bovendraaipunt moet meer speling aanwezig zijn opdat bij het sluiten de deur door de waterdruk tegen de aanslag in de sluiswand kan worden gedrukt.

Is in het bovendraaipunt geen speling aanwezig, dan moeten de reactiekrachten door de beide draaipunten worden geleverd. In het onderdraaipunt is overigens ook in dit geval een geringe speling gelaten teneinde de taatskom bij het plaatsen van de deur over de taats te kunnen laten zakken.

Eerst wordt nu de deur in de gesloten stand beschouwd, waarbij een belasting door de waterdruk als gevolg van het verval over de deur optreedt. Deze situatie staat aangegeven in Figuur 7-65. Door de puntdeuren als een driescharnierspant op te vatten, moeten uit symmetrie-overwegingen de krachten in het contactpunt van de voorharren elkaar in evenwicht houden, d.w.z. gelijk van grootte maar tegengesteld gericht, loodrecht op de sluis-as.



• Figuur 7-65 Krachten en reacties op de deur in gesloten situatie

De reactiekracht  $S$  kan worden ontbonden in een kracht evenwijdig aan de deur ( $N$ ) en een kracht loodrecht daarop ( $F$ ). Deze reactiekrachten zijn te schrijven als een functie van de waterdruk  $W$  en de hoek  $\alpha$ , die de deuren maken met de normaal op de sluis-as (zie fig. 4.2.6.e.).

$$S = H = \frac{W}{2 \cdot \sin \alpha}$$

$$F = \frac{1}{2} W$$

$$N = \frac{W}{2 \cdot \tan \alpha}$$

Uit de formules valt af te leiden, dat bij een kleine hoek  $\alpha$  de reactiekracht erg groot is. Dit pleit voor een grote hoek  $\alpha$ . Echter bij een grote hoek  $\alpha$  worden de deuren langer en dus de belasting ( $W$ ) groter. Bovendien betekenen langere deuren zwaardere deuren, alsmede langere deurkassen en sluishoofden.

Op economische gronden wordt meestal gekozen voor de verhouding van  $\tan \alpha = 1 : 3$ .

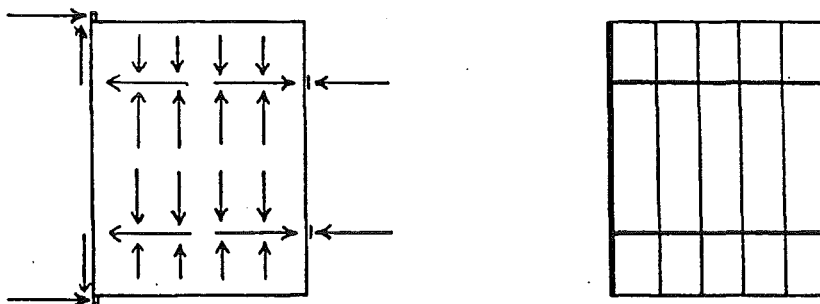
Hoe de reactiekrachten  $S$  en  $H$  kunnen worden geleverd, hangt nauw samen met de keuze van oplegging langs de verticale zijden.

#### **Gelijkmatig verdeelde krachtsoverdracht**

Zoals reeds eerder is vermeld, is daarvoor noodzakelijk, dat in beide draaipunten een zekere speling aanwezig is. De krachtsoverdracht bij het sluishoofd vindt dan plaats volgens de lijnbelastingen  $N$  en  $F$ . Uit constructieve overwegingen wordt bij de voorhar ook voor gelijkmatig verdeelde belasting gekozen, die daar is gericht volgens  $H$ . Om de gelijkmatig verdeelde krachtsoverdracht zo goed mogelijk te benaderen, zal men hiervoor een regeldeur kiezen (zie 7.6.4).

#### **Krachtsoverdracht via puntopleggingen**

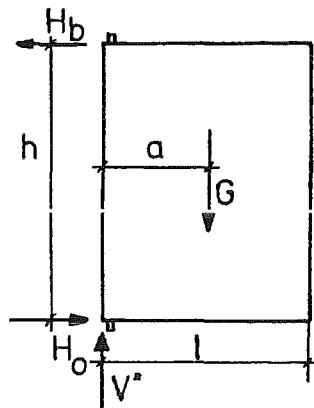
Om dit te kunnen bewerkstelligen mag er geen speling in het bovendraaipunt aanwezig zijn. Bij de achterhar worden de reactiekrachten geleverd door de draaipunten en zijn daarbij gericht volgens  $S$ . Ook in de voorhar worden 2 opleggingen gemaakt. Het ligt voor de hand twee zware horizontale regels tussen de 4 oplegpunten te maken en de belasting op de beplating via stijlen (stijlen deur) naar deze regels over te brengen. Voor de hoogteligging van deze regels wordt een optimum gezocht tussen momenten in de stijlen en die in de achterhar (zie Figuur 7-66).



• Figuur 7-66 Interne krachtafdracht in de stijle deur

Deze laatste oplossing wordt tegenwoordig veel toegepast. Het stellen van verticale aanslagvlakken (voor  $N$  en  $F$ ) bij de achterhar, die over de gehele hoogte zo gelijkmatig mogelijk moeten dragen, is erg moeilijk. Bij de in Figuur 7-66 aangegeven oplossing hoeven echter slechts twee punten nauwkeurig geplaatst te worden. Bovendien zijn er technieken ontwikkeld om het bovendraaipunt te voorzien van kogellagers die vrijwel geen speling toelaten en grote krachten kunnen opnemen.

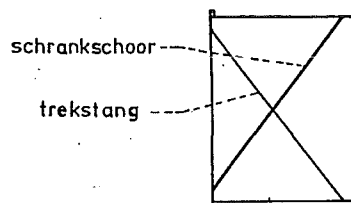
Een andere belastingtoestand ontstaat bij de deur in de geopende stand, waarbij de draaipunten slechts het eigen gewicht van de deur moeten kunnen opnemen. De verticale belasting, dus het eigen gewicht van de deur, wordt vrijwel altijd door het onderdraaipunt opgenomen. Het daarbij ontstane moment heeft in het bovendraaipunt een trekkracht en in het onderdraaipunt een drukkracht tot gevolg (zie Figuur 7-67).



$$\begin{aligned} \sum V &= 0 \rightarrow V^* = G \\ \sum H &= 0 \rightarrow H_b = H_o \\ \sum M &= 0 \rightarrow H_b \cdot h = G \cdot a \\ &\text{of } H_b = H_o = G \cdot a/h \\ a &= \frac{1}{2} l \end{aligned}$$

• Figuur 7-67 Krachtenevenwicht van een deur in geopende situatie

Bij groter wordende deurlengte heeft de deur de neiging, onder invloed van het eigen gewicht, aan het vrije uiteinde te gaan doorzakken; het zogeheten schranken. Dit probleem komt vooral naar voren bij houten regeldeuren. Deze zijn namelijk te weinig vormvast. Het schranken kan worden tegengegaan door het maken van vormvaste driehoeken. Uitgaande van de draaipunten kan men een driehoek creëren door het aanbrengen van een drukstaaf (schrankschoor).



Figuur 7-68 Schrankschoor en trekstang

Verdere constructieve maatregelen zijn dan het plaatsen van een trekstang en het aanbrengen van de beplanking volgens de richting van de schrankschoor. Stalen puntdeuren kunnen constructief zo stijf worden uitgevoerd, dat het probleem van schranken geen rol meer speelt.

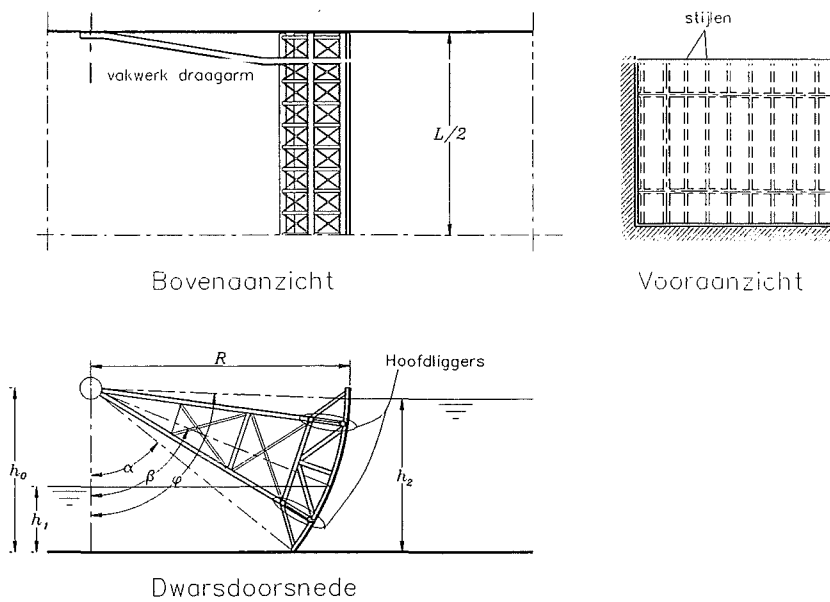
### 7.6.6 Segmentdeuren

In hoofdstuk 3 is reeds aan de orde geweest dat er onderscheid gemaakt wordt in segmentdeuren met een horizontale as en deuren met een verticale as.

#### Segmentdeur met een horizontale as.

In Figuur 7-69 staat een voorbeeld van een segmentdeur met een horizontale as. Het bewegingswerk is niet getekend. De segmentdeur bestaat in grote lijnen uit een deur, die kan zijn opgebouwd uit liggers en stijlen met aan de hoogwaterzijde een beplating, en een arm die de krachten op de deur naar het scharnier afdragen. Belangrijk is dat de kromming van de deur overeenkomt met een cirkel met het middelpunt in het scharnier.

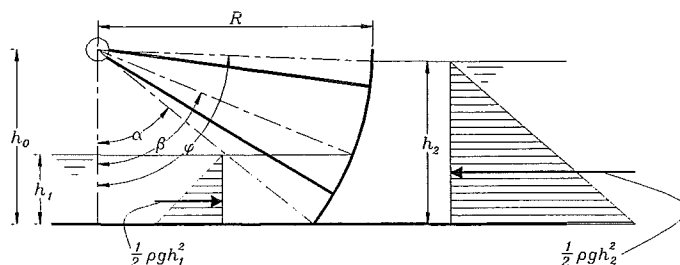
De afdracht van de belastingen op de deur is volledig afhankelijk van de aard van de belasting. Zo wordt het eigengewicht van de constructie gedragen door zowel de drempel als de scharnieren, maar wordt de belasting door de waterdruk volledig opgenomen door de scharnieren.



• Figuur 7-69 Segmentdeur met een horizontale as

Van de waterdruk weten we dat de resultante door het middelpunt van de cirkel gaat. Hiermee ligt één punt van de werklijn van de reactiekracht dus vast, immers "actie = reactie". De richting en de grootte van de reactiekracht in het scharnier kan worden bepaald door de resulterende horizontale en verticale waterdruk op de deur te berekenen. De horizontale kracht in een scharnier als gevolg van de waterdruk kan eenvoudig worden bepaald met:

$$H = \frac{1}{2} \rho g (h_1^2 - h_2^2) \frac{L}{2} = \frac{1}{4} \rho g L (h_1^2 - h_2^2)$$



• Figuur 7-70 Horizontale belasting op de deur

Het bepalen van de verticale belasting op de deur is in principe niet moeilijk maar door de vorm van de deur toch minder eenvoudig. De totale verticale belasting door het water is gelijk aan de

oprijvende kracht minus het gewicht van het water op de deur. In Figuur 7-71 staat een voorbeeld gegeven van het gewicht van het water op de deur. Per meter breedte is het gewicht gelijk aan  $\rho g A$ . Het oppervlak  $A$  kan worden bepaald als  $A = A_1 - A_2 - A_3$ ,

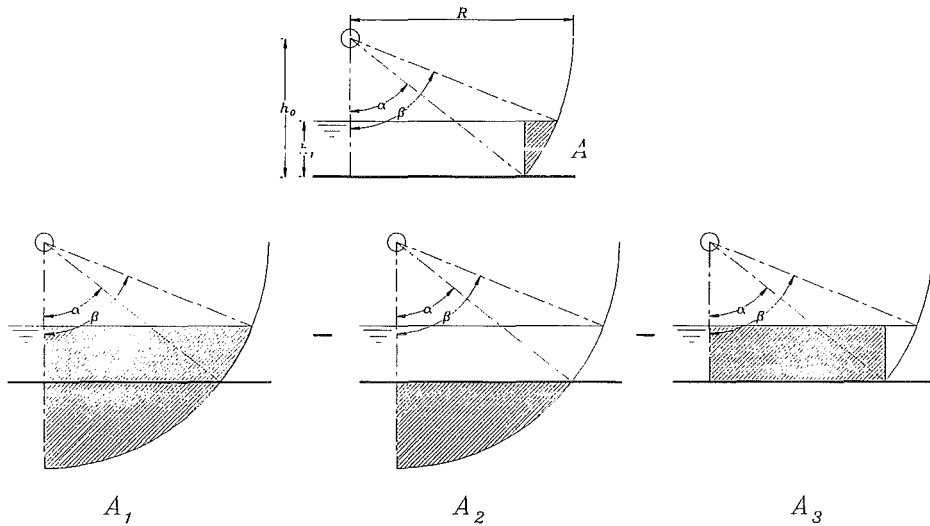
$$A_1 = \frac{\beta}{2} R^2 - \frac{1}{2} R \sin \beta R \cos \beta = \frac{1}{2} (\beta - \sin \beta \cos \beta) R^2$$

waarin:  $A_2 = \frac{\alpha}{2} R^2 - \frac{1}{2} R \sin \alpha R \cos \alpha = \frac{1}{2} (\alpha - \sin \alpha \cos \alpha) R^2$

$$A_3 = h_1 R \sin \alpha$$

dus:  $A = \frac{1}{2} (\beta - \alpha - \sin \beta \cos \beta + \sin \alpha \cos \alpha) R^2 - h_1 R \sin \alpha$

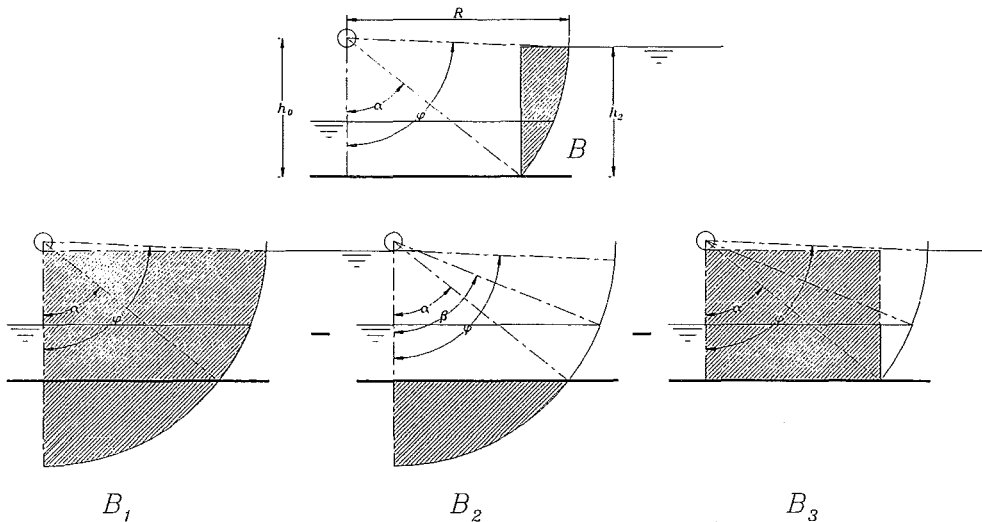
waarin:  $\alpha = a \cos\left(\frac{h_0}{R}\right)$  en  $\beta = a \cos\left(\frac{h_0 - h_1}{R}\right)$



• Figuur 7-71 Watergewicht op de deur

Op exact dezelfde wijze kan de opwaartse kracht per meter breedte worden berekend als  $\rho g B$  (zie Figuur 7-72), met:  $B = \frac{1}{2} (\varphi - \alpha - \sin \varphi \cos \varphi + \sin \alpha \cos \alpha) R^2 - h_1 R \sin \alpha$

waarin:  $\alpha = a \cos\left(\frac{h_0}{R}\right)$  en  $\varphi = a \cos\left(\frac{h_0 - h_2}{R}\right)$



• Figuur 7-72 Opwaartse kracht

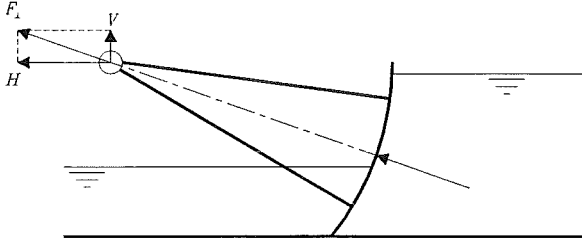


De verticale belasting op één scharnier is::

$$V = \rho g(B - A) \frac{L}{2} = \frac{1}{2} \rho g L \left( \frac{1}{2} (\varphi - \beta - \sin \varphi \cos \varphi + \sin \beta \cos \beta) R^2 - (h_2 - h_1) R \sin \alpha \right)$$

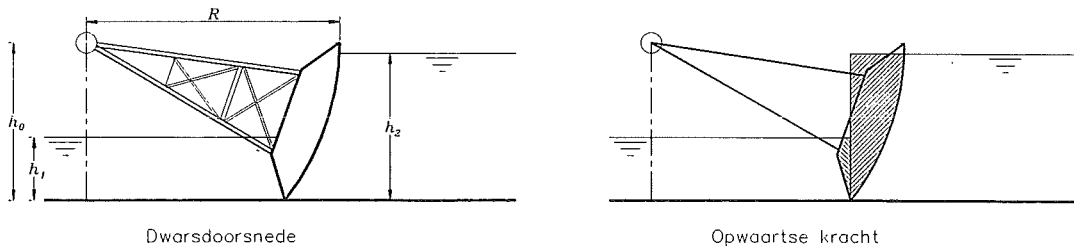
De resulterende belasting loodrecht op het scharnier is:

$$F_{\perp} = \sqrt{H^2 + V^2}$$



• Figuur 7-73 Resulterende kracht loodrecht op de as

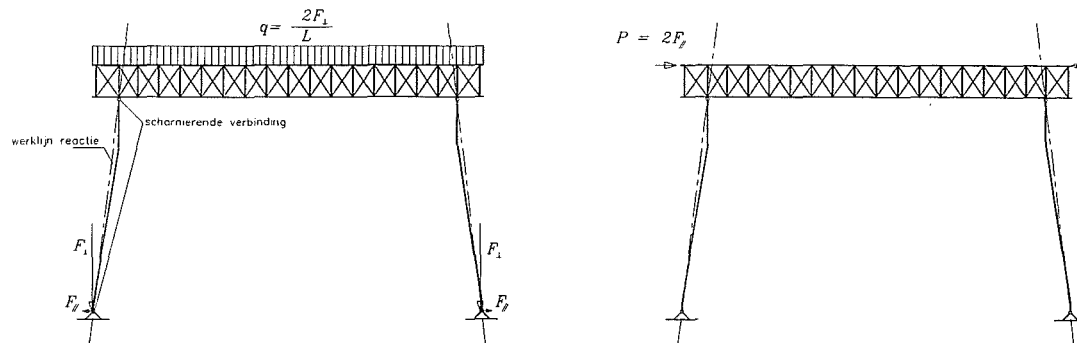
Als de deur aan twee zijden voorzien is van een waterdichte beplating, dan is de belastingafdracht naar het scharnier afwijkend als de achterwand bijvoorbeeld geen cirkelvorm heeft. In Figuur 7-74 staat hiervan een voorbeeld. De horizontale component van de belasting blijft gelijk maar de verticale component is afwijkend en wordt volledig bepaald door de opdrijvende kracht van de in Figuur 7-74 gearceerde oppervlakken. De resultante van de waterdruk gaat in dit geval niet door het scharnier. Wel kan de resultante worden ontbonden in een kracht door het scharnier (waterdruk hoogwaterzijde) en een component in een andere richting (waterdruk laagwaterzijde). In de berekeningen is het soms ook handig om de waterdruk aan de laagwaterzijde te combineren met een deel van het eigen gewicht, zodat ook deze samengestelde belasting door het draaipunt van de deur gaat.



• Figuur 7-74 Segmentdeur met aan twee zijden een waterdichte beplating

Voor de belasting op de deur met de werklijn in het scharnier kan de constructie worden geschematiseerd als een tweedimensionaal raamwerk.

Afhankelijk van de vorm van de armen en de wijze van bevestiging van de armen aan de deur zal naast een kracht loodrecht op de as van het scharnier er ook een kracht worden uitgeoefend op het scharnier die evenwijdig werkt met de as. In Figuur 7-75 staat dit getekend voor een constructie, waarbij de deur scharnierend aan de vakwerkarmen is verbonden. De werklijn van de resulterende belasting op de as van het scharnier gaat door de twee constructieve scharnieren (pendelstaven). Dit heeft als gevolg dat bij een geringe hoek van de armen met de loodlijn op de as en een belasting loodrecht op de deur de kracht evenwijdig aan de as gering is. De keerzijde van de geschetste constructie is dat bij een belasting in de langsrichting van de deur er geen stabiliteit is. Een dergelijke belasting kan optreden in de omhoog gedraaide toestand met wind van de zijkant. Om deze reden moet er bij een dergelijk systeem een geleiding van de deur aanwezig zijn die voldoende zijdelingse steun biedt om stabiliteit te garanderen.

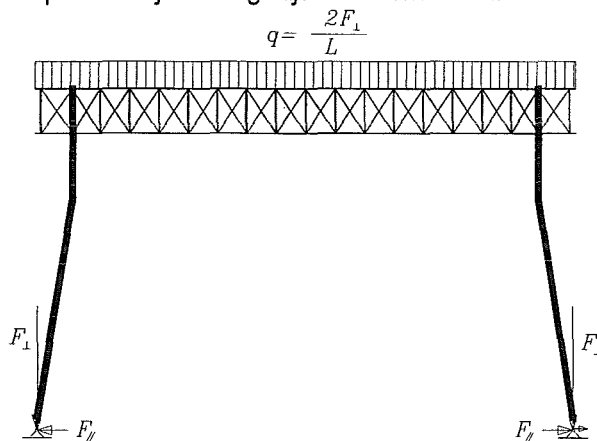


• Figuur 7-75 Kracht evenwijdig aan de as van het scharnier bij scharnierend verbonden armen

Als de deur momentvast aan de vakwerkarmen worden gekoppeld kan de stabiliteit worden geleverd door het systeem als portaalconstructie (zie Figuur 7-76). In dit geval zal de kracht evenwijdig aan de as van het scharnier bij een belasting loodrecht op de as groter zijn dan bij scharnierende verbonden armen. De verhouding tussen de krachten loodrecht en evenwijdig aan de as van het scharnier is afhankelijk van de stijfheid van de vakwerkarm en de deur. Hoe stijver de armen des te groter de belasting evenwijdig aan de as. De theoretisch maximaal optredende evenwijdige kracht als gevolg van een belasting loodrecht op de wand is:

$$F_{//} = \frac{L}{4R} F_{\perp}$$

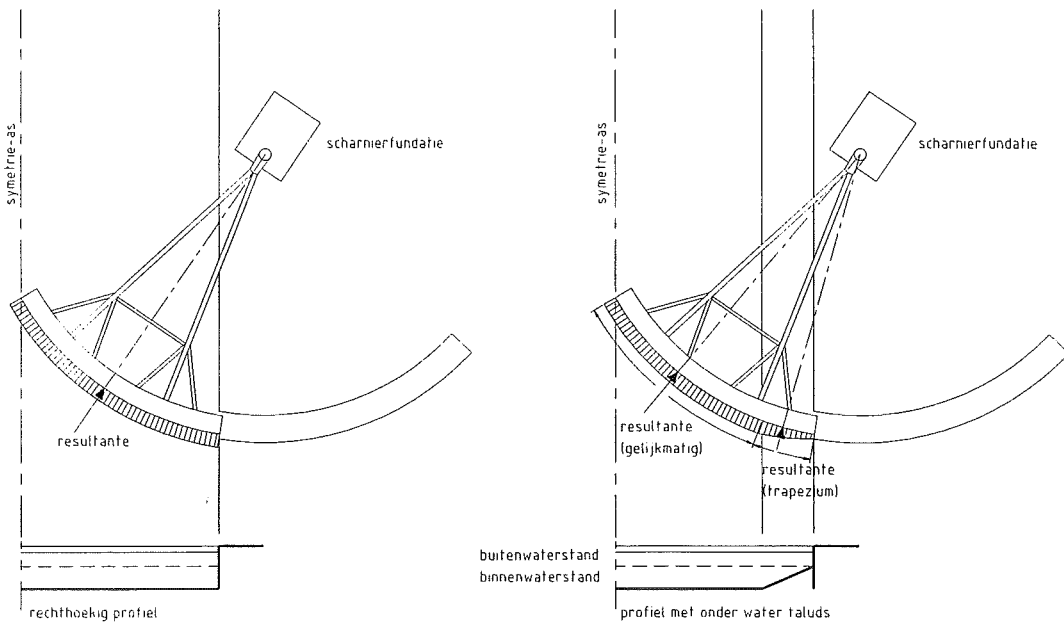
Dit kan echter alleen optreden bij oneindig stijve vakwerkarmen.



• Figuur 7-76 Kracht evenwijdig aan de as van het scharnier bij momentvaste verbindingen armen

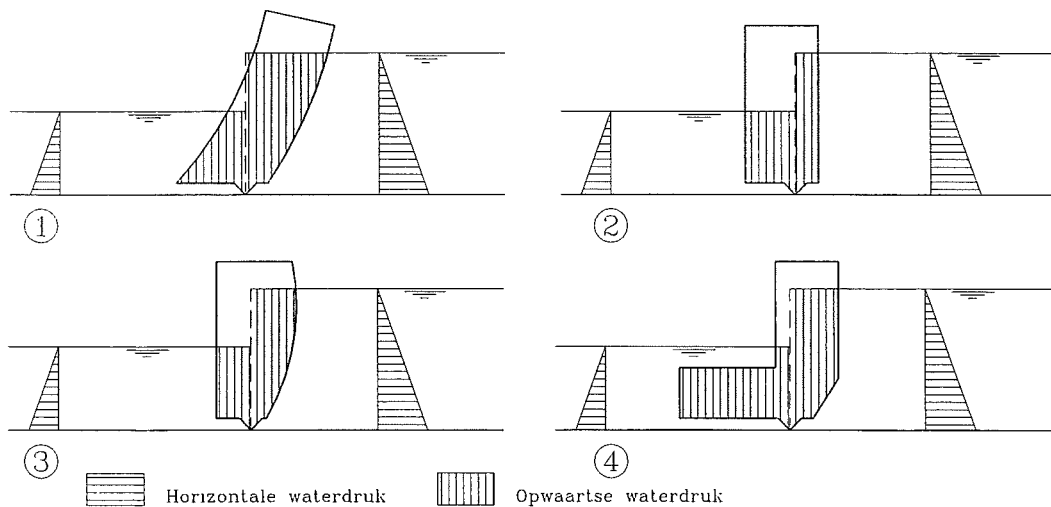
### Segmentdeur met een verticale as

Bij een segmentdeur met een verticale as is de deur in het horizontale vlak gekromd met een straal waarvan het middelpunt samenvalt met het scharnier. De resultante van de belasting door waterdruk gaat daardoor in het horizontale vlak exact door het scharnier. De richting van de resultante hangt af van het langsprofiel van de deur. Dit blijkt uit Figuur 7-77 waarin twee verschillende profielen zijn gegeven.



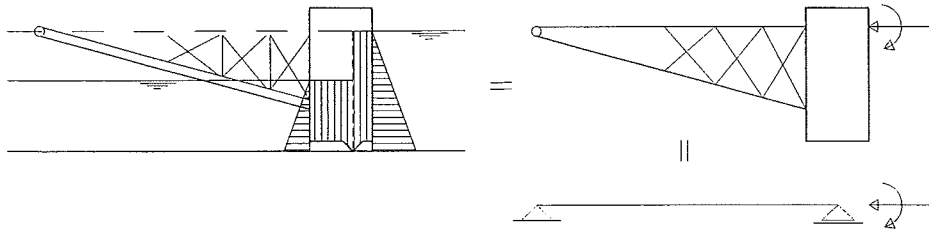
• Figuur 7-77 Richting van de resulterende waterdruk op een segmentdeur met een verticale as

In het verticale vlak is de richting en de ligging van de resultante van de waterdruk afhankelijk van de vorm van de deur in de verticale doorsnede. In Figuur 7-78 staan enkele mogelijke doorsneden en de krachten op de deur per strekkende meter. De plaats van de waterdichting met de bodem is een belangrijk detail dat de grootte van de opwaartse kracht bepaalt.



• Figuur 7-78 Belastingen afhankelijk van de vorm van de deur

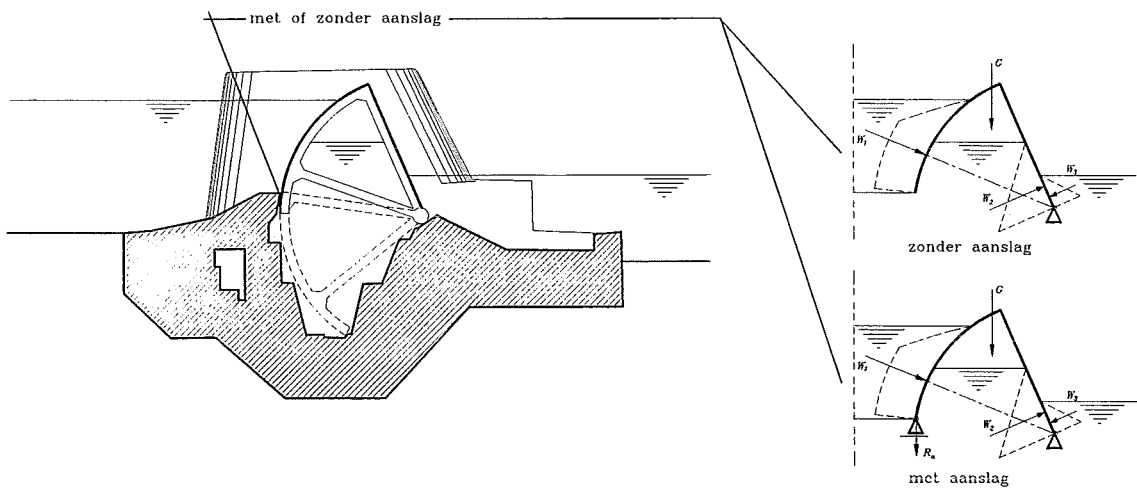
Een kracht waarvan de werklijn niet door het scharnier gaat kan worden vervangen door een kracht door het scharnier plus een moment. In Figuur 7-79 staat hiervan een voorbeeld. Het moment wordt opgenomen door het systeem als een ligger op twee steunpunten.



• Figuur 7-79 Schemetisatie belasting op de armen vanuit de deur

### 7.6.7 Sectordeuren

De sectordeur draagt de belastingen direct af naar de drempel. De werklijn van de resultante van de waterdruk op de beplating aan de hoogwaterzijde gaat door het scharnier. De waterdruk op de beplating aan de laagwaterzijde veroorzaakt een moment ten opzichte van het scharnier. Dit moment maakt evenwicht met het moment op het scharnier als gevolg van het eigengewicht en de eventuele reactiekracht ter plaatse van een eventuele aanslag.



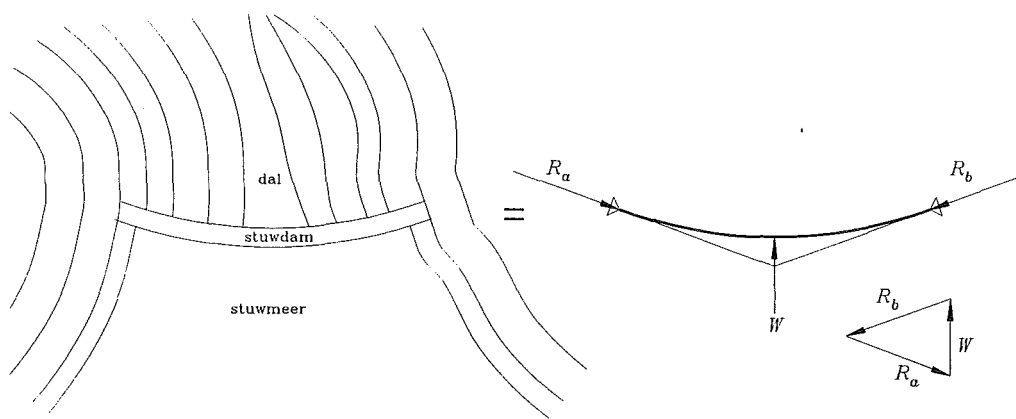
• Figuur 7-80 Krachtswerking bij een sectordeur

Als de deur aan de laagwaterzijde naast de hydrostatische belasting ook wordt belast door dynamische belastingen zoals golven, dan zal er altijd voor een aanslag van de deur worden gekozen. De waterspiegel in de deur wordt dan zo hoog gezet dat er altijd een kracht in de aanslag aanwezig blijft

Golven aan de hoogwaterzijde beïnvloeden de stand van de deur niet, omdat de resulterende waterdruk door het scharnier gaat.

### 7.6.8 Bogen

Bij cirkelbogen die door eenzijdige druk (vloeistof of luchtdruk) worden belast ontstaan er geen dwarskrachten en momenten maar alleen normaalkrachten. Van deze eigenschap kan gebruik worden gemaakt om de materiaaleigenschappen optimaal te benutten. Zo zal beton worden toegepast bij een drukboog (stuwdam) en zal staal worden toegepast in een trekboog (vizerstuw). De belastingafdracht van een boog is betrekkelijk eenvoudig omdat de richting van de oplegreacties bekend is, deze raken namelijk aan de cirkel. In Figuur 7-81 staat dit aangegeven



• Figuur 7-81 Belastingafdracht van een cirkelvormige boog

## 7.7 Afmeerconstructie

### 7.7.1 Algemeen

De belasting op een afmeerconstructie is voornamelijk een dynamische belasting. Bij het bepalen van deze belasting speelt de krachtsafdracht en de stijfheid van het systeem een belangrijke rol dit is al aan de orde geweest in hoofdstuk 5. In dit hoofdstuk zal daarom geen aandacht meer worden besteed aan de krachtsafdracht van een afmeerconstructie. Hier zal alleen nog een aantal belangrijke grenstoestanden worden behandeld.

### 7.7.2 Grenstoestanden van een afmeerconstructie

#### *Uiterste grenstoestand: Maximaal opneembare kracht*

De maximaal opneembare kracht op een afmeerconstructie wordt bepaald door de stabiliteit en de sterkte van de fundering en de verschillende elementen en hun verbindingen. Bij een kade met fenders nemen de fenders de energie van het afmerende schip op. Bij de maximale indrukking van de fenders treedt de maximale kracht op de constructie op. Bij een grondkerende constructie is deze kracht tegengesteld gericht aan de gronddruk achter de constructie. De scheepsbelasting veroorzaakt een min of meer passieve gronddruk achter de constructie om evenwicht te kunnen maken. Het zal echter zelden zo zijn dat er een afschuifvlak met een passieve grondmoot ontstaat achter de constructie. Dus voor de stabiliteit speelt een scheepsbelasting van een afmerend schip geen rol van betekenis bij een grondkerende kade.

De bolderkrachten zijn daarentegen wel van belang bij de beoordeling van de stabiliteit. Deze hebben immers een component in de richting van de gronddruk en vergroten de resulterende belasting op de constructie.

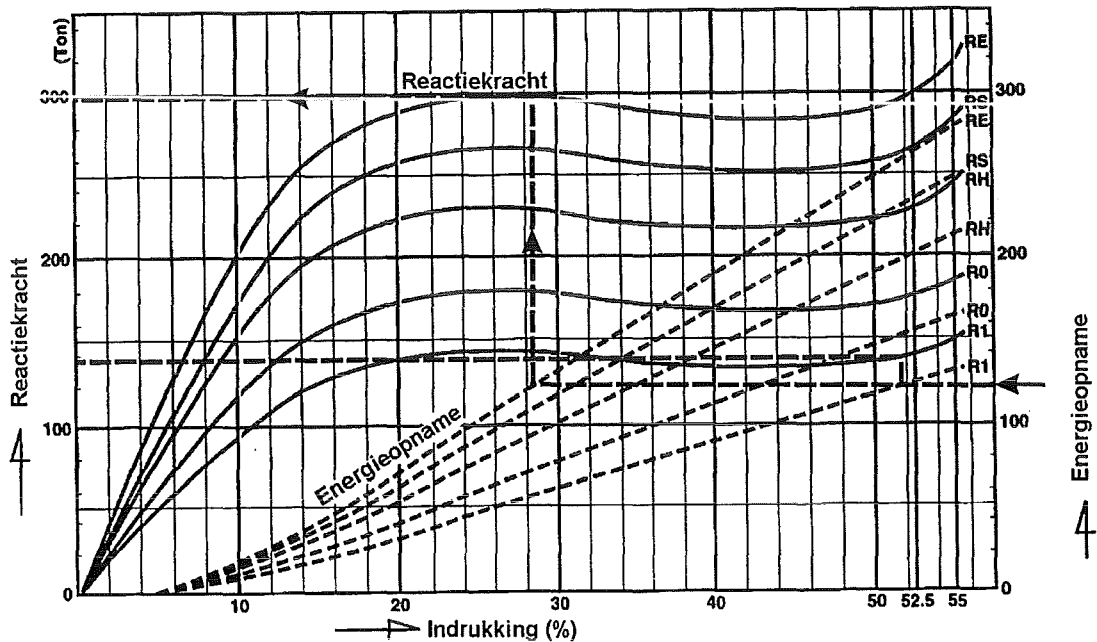
Voor de sterkte en de verplaatsingen van de grondkerende constructie zijn zowel de bolderkrachten als de afmeerkrachten van belang. De afmeerkrachten veroorzaken namelijk lokaal grotere dwarskrachten en een ander verloop van de momentenlijn.

Bij niet grondkerende afmeerconstructies, zoals steigers en meerstoelen, is de belasting van het afmerende schip de belangrijkste belasting in de stabiliteitsbeschouwing. De genoemde constructies zijn constructies op palen die horizontaal belast worden. Afhankelijk van de configuratie van de palen worden deze palen axiaal of lateraal belast. De maximaal opneembare belasting van de constructie is doorgaans bepaald door de maximaal opneembare belasting van de fundering. De rest van de constructie wordt namelijk aangepast aan de sterkte van de fundering. Bijzondere aandacht gaat daarbij uit naar de aansluiting van de palen met de bovenbouw van de steiger of meerstoel. Ter plaatse van deze verbindingen is namelijk doorgaans zowel het moment als de dwarskracht in de bovenbouw maximaal en kan er nagenoeg geen herverdeling van de belasting plaats vinden bij partieel bezwijken van een verbinding.

De sterkte van de constructie, uitgedrukt in de maximaal opneembare belasting, is dus bepaald door:

- de stabiliteit van de paalfundering (paaldragvermogen)
- de sterkte van de palen (spanning in het materiaal)
- de sterkte van de bovenbouw (moment en dwarskracht)

De maximaal optredende kracht op de constructie wordt beïnvloed door de stijfheid van de constructie. Belangrijk is het eventueel toepassen van een fender en de keuze van het soort fender. Doorgaans geldt de regel dat hoe slapper de constructie des te kleiner de kracht op de constructie (zie ook hoofdstuk 5). In Figuur 7-82 staan de veercharacteristieken van vijf fenders met dezelfde afmetingen maar met verschillende stijfheid van het rubber. Bij eenzelfde energieopname wordt een zachte fender (R1) aanzienlijk verder ingedrukt dan een hard fender (RE). De kracht in het ingedrukte harde fender is echter veel groter dan de kracht in het ingedrukte zachte fender.



• Figuur 7-82 Veercharacteristiek van vijf fenders met dezelfde afmetingen maar met verschillende stijfheid

Bij de keuze van de fender mag maximaal opneembare energie niet kleiner zijn dan de kinetische energie van het afmerende schip met toegevoegde massa. Anderzijds mag de kracht in de fender niet groter zijn dan de maximaal opneembare kracht op de constructie.

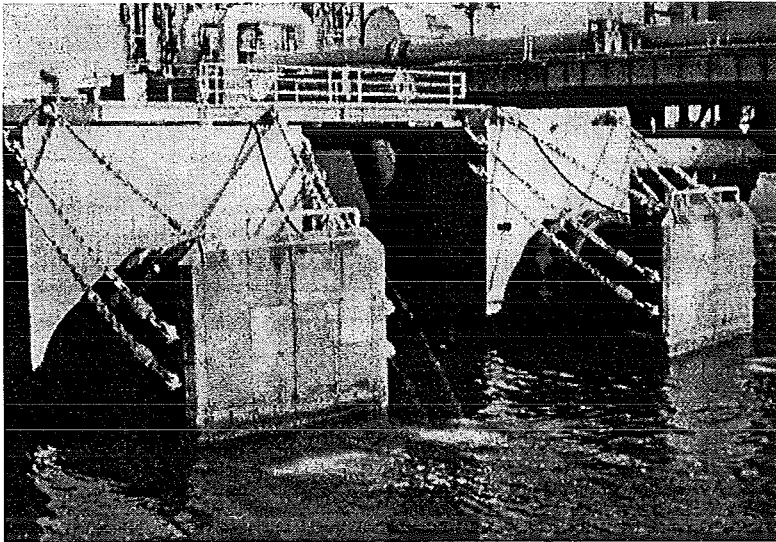
De uiterste grenstoestanden die van belang zijn voor de keuze van een fender zijn dus kortweg te formuleren als:

$$E_{pot} - E_{kin} = 0 \quad \text{en} \quad F_{max} - F_{fender} = 0$$

(zie ook 6.8.2)

#### **Uiterste grenstoestand: Maximaal toelaatbare druk op het schip**

Als de druk vanuit de constructie te groot wordt dan kan dit schade veroorzaken aan het schip. In de vorige paragraaf is reeds aan de orde geweest dat door de keuze van een zachte fender de kracht van het schip op de constructie en dus de kracht van de constructie op het schip kan worden beperkt. Met name bij constructies voor het afmeren van grote schepen en schepen met gevaarlijke stoffen als lading (LPG, olie etc.) worden strenge eisen gesteld aan de maximaal toelaatbare druk op de scheepsromp. Behalve door de keuze van het type en de grootte van de fender kan de druk beïnvloed worden door het toepassen van een fenderschot. Dit is een plaat die wordt bevestigd aan de voorzijde van het fender. De plaat is bekleed met een relatief zacht materiaal (hout of rubber), zodat er een goede spreiding van de druk over het schot kan plaats vinden (zie Figuur 7-83). Bij een gegeven fenderkracht bepalen de afmetingen van het fenderschot de maximale contactdruk.

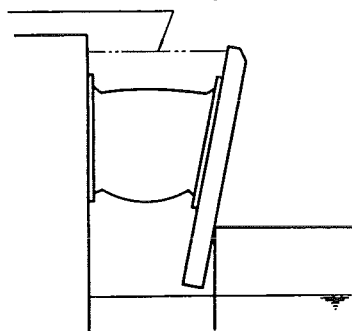


• Figuur 7-83 Fendershot

### ***Uiterste grenstoestand: Maximaal opneembare spanning in het fender***

De keuze van een fender moet altijd zodanig zijn dat voor de maximaal toelaatbare indrukking van de fender minimaal de kinetische energie van het afmerende maatgevende schip plus toegevoegde watermassa nodig is. Als hier aan wordt voldaan zal de drukspanning in de fender kleiner zijn dan de toelaatbare drukspanning.

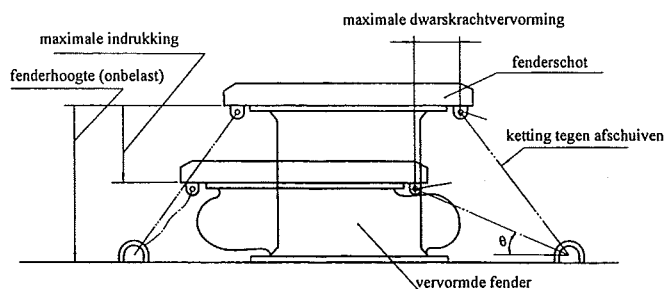
ketting om de trek in het fender te beperken



□ Figuur 7-84 Trek in een fender

Het rubber van een fender is minder geschikt om trekspanning op te nemen. De belasting op trek kan leiden tot scheuren van het rubber. Trekspanningen kunnen ontstaan door het excentrisch belasten van het fender. Dit kan bijvoorbeeld optreden door het afmeren van kleine schepen bij laagwater en bij het afmeren van schepen met een sterk gekromde romp. Om de trekspanning in de fender te beperken worden kettingen bevestigd tussen de vaste constructie en het fendershot, zodat de rek wordt gelimiteerd (zie Figuur 7-85).

Door de wrijving van het schip met het fendershot zal bij een translatie van het schip langs de fender een dwarskracht op de fender worden uitgeoefend. Bij een relatief geringe schuifspanning in het rubber zal er reeds een grote vervorming plaats vinden. Beschadiging van de fender is niet denkbeeldig. Om dit te voorkomen kan de vervorming door dwarskracht worden beperkt op gelijke wijze als de rek van het fender. Hiertoe worden kettingen schuin afgespannen tussen de vaste constructie en het fendershot. Deze kettingen worden bij voorkeur aan de boven en onderzijde van het schot bevestigd, zodat bij vervorming van de fender de ketting niet tegen het rubber aan komt.



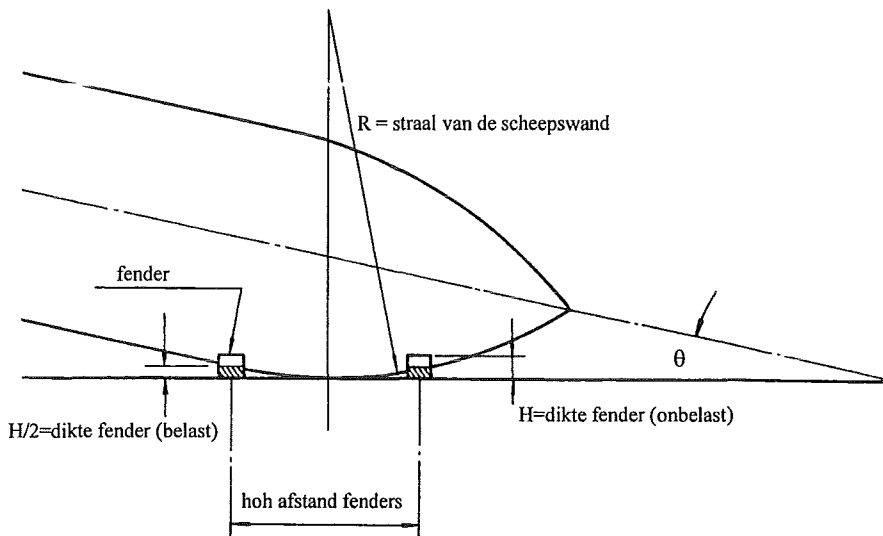
• Figuur 7-85 Afschuiven van een fender

### ***Uiterste grenstoestand: Aanvaring als gevolg van de geometrie van de constructie***

Als een constructie wordt voorzien van fenders zal deze worden gedimensioneerd op de maximale fenderkracht. Het is dan belangrijk dat deze kracht niet kan worden overschreden doordat het schip de constructie direct raakt. Dit directe raken kan optreden doordat:

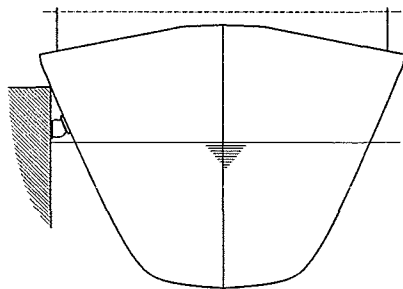
- de hart op hart afstand van de fenders niet is afgestemd op de vorm van het afmerende schip
- de plaats van de fender niet is afgestemd op de vorm van het schip
- de constructie onder water te ver vooruit steekt

In de hier genoemde grenstoestanden zijn de "sterkte" en de "belasting" geen krachten maar ruimtelijke maten die de speling tussen het schip en de constructie bepalen. Er zal hier verder niet worden ingegaan op de wijze waarop deze maten moeten worden bepaald maar de problematiek wordt alleen duidelijk gemaakt aan de hand van de schetsen in Figuur 7-86, Figuur 7-87, Figuur 7-88 en Figuur 7-89.



• Figuur 7-86 Raken van het schip door horizontale kromming

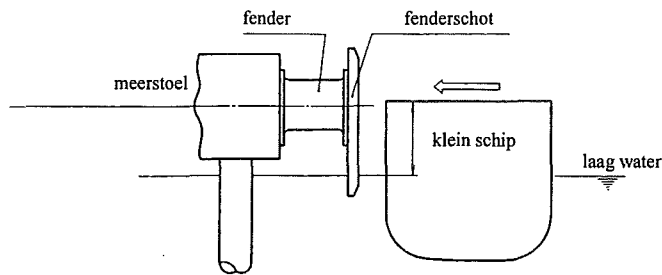
In Figuur 7-86 staat de situatie gegeven dat een schip de wal raakt tussen twee fenders. In dit geval voldoet de hart op hart afstand van de fenders niet en zal deze afstand moeten worden verkleind of moet de afmeerprocedure voor het schip worden aangepast zodat de hoek  $\theta$  kleiner wordt. Bij het ontwerp van een kade is het dus zeer belangrijk om te weten welke schepen kunnen worden verwacht en hoe zij afmeren.



• Figuur 7-87 Raken van het schip door verticale kromming

In Figuur 7-87 staat een voorbeeld van een situatie waarbij de fender te laag is geplaatst en waarbij door de vorm van de romp het schip de kade aan de bovenzijde zal raken. De oplossing voor dit probleem is het hoger plaatsen van de fender. Hierdoor lopen kleinere schepen echter het risico om bij laagwater tijdens het afmeren onder de fender door te schieten. Om dit te voorkomen wordt het fenderschot aan de onderzijde langer gemaakt (zie Figuur 7-88).

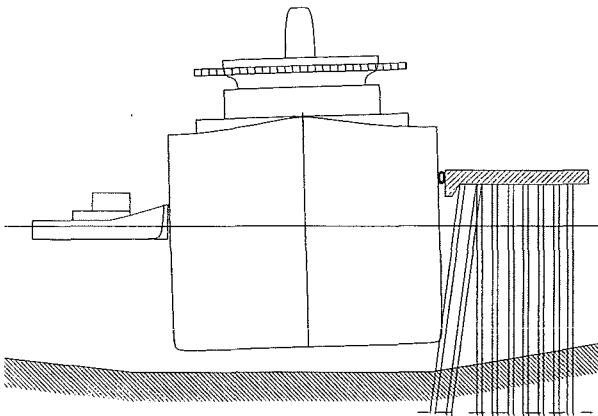




• Figuur 7-88 Voorkomen van het onderdoor schieten van een klein schip bij laagwater

Er doet zich echter direct weer een nieuw probleem voor door het hoger plaatsen van het fender. Grotere schepen worden door sleep- en duwboten op hun plaats afgemeerd. Een duwboot duwt ongeveer ter hoogte van de waterlijn tegen het schip. Als de fender ver boven de waterlijn zit veroorzaken de duwboot en de fender een moment op het schip waardoor het enigszins scheef zal gaan liggen. Bij schepen die op eigen kracht afmeren kan er ook een moment op het schip worden uitgeoefend door de excentriciteit van de werklijn van de fenderkracht en het zwaartepunt van het bewegende schip met de toegevoegde hydraulische massa.

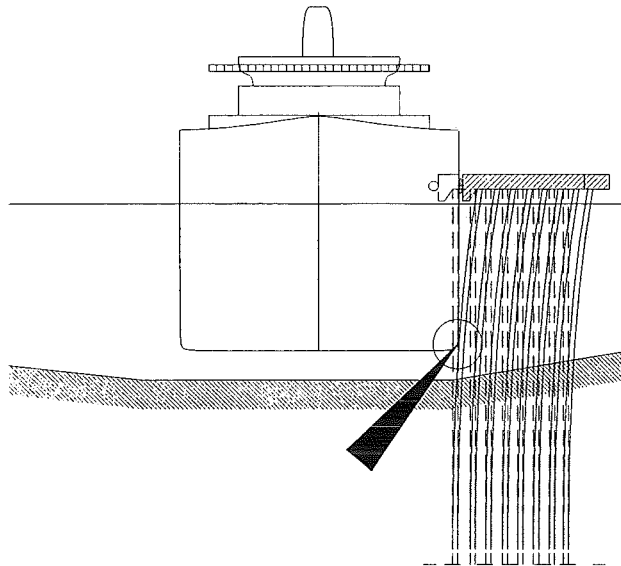
Als de constructie onder water naar voren uitstekende elementen heeft, zoals schoor geheide palen, dan is er een kans dat het schip de constructie zal raken (zie Figuur 7-89). Maar ook bij een constructie met een verticale begrenzing onder water kan het schip de constructie raken. Oplossingen voor dit probleem kunnen zijn het toepassen van twee boven elkaar geplaatste fenders en het vooruit laten steken van de bovenbouw van de afmeerconstructie.



• Figuur 7-89 Moment op het afmerende schip

### ***Uiterste grenstoestand: Maximale vervorming***

Het raken van het schip aan de constructie kan ook een gevolg zijn van een te grote vervorming van de constructie. Hiervan staat een voorbeeld in Figuur 7-90.



• Figuur 7-90 Contact van het schip met de constructie door vervorming van de constructie

### Gebruiksgrenstoestand: Vervormingen

Naast het belang van de vervormingen van de constructie in verband met het risico van aanvaren is de vervorming van de constructie ook van belang voor eventuele andere functies van de constructie. Zo kan het zijn dat aan een steiger of meerstoel een brug is bevestigd. Een dergelijke brug wordt dan vaak gebruikt om leidingen te ondersteunen. Vanuit de functies van deze leidingen worden dan eisen gesteld aan de maximale vervorming van de brug en steiger of meerstoel.

Bij het direct afmeren van een schip aan een steiger waar zich personen op kunnen bevinden (cruiseschepen) moeten ook eisen worden gesteld aan de vervormingen in verband met de veiligheid. In een dergelijk geval worden de vervormingen niet los gezien van de tijdsduur van het vervormen. Doorgaans worden er limieten gesteld aan de versnelling van de constructie, waarbij personen en voorwerpen op de constructie hun evenwicht niet mogen verliezen.

## 7.8 Grenstoelstanden betonnen constructie-elementen

### 7.8.1 Ongewapend beton

#### *uiterste grenstoestand: geen intern krachteenwicht*

Een eigenschap van ongewapend beton is dat er slechts zeer beperkte trekspanningen kunnen worden opgenomen. Dit houdt in dat er geen zuivere buiging kan worden opgenomen door ongewapend beton. Dus om buiging op te kunnen nemen is er een normaaldrukkracht nodig. Deze normaaldrukkracht kan ontstaan door het gewicht van de constructie, externe belastingen of doordat de vervorming van de doorsnede aan de randen van de constructie wordt verhinderd.

Het maximaal opneembare moment wordt bepaald door de grootte van de normaaldrukkracht en de vorm van het  $\sigma$ - $\epsilon$  diagram van het beton. In het algemeen kan het maximaal opneembare moment worden bepaald met:

$$N'_d = \alpha f'_b X_u \Rightarrow X_u = \frac{N'_d}{\alpha f'_b}$$

$$M_u = N'_d (1 - \beta) X_u$$

waarin:  $N'_d$  = de rekenwaarde van de resulterende drukkracht in het beton

$$\alpha = \text{een vormfactor afhankelijk van het } \sigma\text{-}\epsilon \text{ diagram} = \frac{\int_0^{X_u} \sigma'(z) dz}{f'_b} = 0,75$$

$$\beta = \text{idem} = \frac{\int_0^{X_u} \sigma'(z) z dz}{N'_d X_u} = \frac{7}{18}$$

$X_u$  = de hoogte van de betondrukzone bij uiterst opneembaar moment  
 $M_u$  = het uiterst opneembaar moment

De maximaal opneembare schuifspanning in een ongewapende betonddoorsnede volgens de TGB 1990 is:

$$\tau_1 = 0,4 f_b + 0,15 \sigma'_{bmd}$$

waarin:  $f_b$  = betontreksterkte  
 $\sigma'_{bmd}$  = de rekenwaarde van de gemiddelde betondrukspanning

De maximaal opneembare dwarskracht is  $\tau_1 A$ , waarin  $A$  het oppervlak van de doorsnede is.

## 7.8.2 Gewapend beton

Bij de beoordeling van constructies van gewapend beton zijn als grenstoestanden te onderscheiden:

### uiterste grenstoestanden:

- breuk door buiging en /of normaalkracht
- breuk door dwarskracht
- breuk door ponsen
- breuk door wringing

### bruikbaarheidsgrenstoestanden:

- ontoelaatbare vervorming
- ontoelaatbare scheurvorming

Voor een nadere beschouwing van de grenstoestanden wordt verwezen naar de TGB 1990 (NEN 6720, hoofdstuk 8). Buiging en dwarskracht worden hier wel nog summier behandeld, omdat deze bij een eerste ontwerp van belang zijn.

## 7.9 Overige grenstoestanden

De in het voorgaande genoemde grenstoestanden zijn slechts een deel van alle mogelijke grenstoestanden van waterbouwkundige constructies. De ontwerper dient vaak zelf te onderzoeken welke grenstoestanden van belang zijn voor het ontwerp van een constructie. De gebruiksgrenstoestanden zijn doorgaans voor elke constructie uniek, omdat economische aspecten en lokale omgevingsfactoren vaak doorslaggevend zijn in de keuze van wat toelaatbaar en wat ontoelaatbaar is. Het is daarom onmogelijk en ook niet gewenst om in dit collegedictaat op het punt van grenstoestanden volledigheid na te streven. De ontwerpende ingenieur moet zich echter wel bewust zijn dat onvolledigheid met betrekking tot de te beschouwen grenstoestanden in het ontwerp grote risico's kunnen inhouden.

## 7.10 Literatuur

prof. Ir. A. Glerum; Waterbouwkundige kunstwerken, Waterbouwkundige constructie b.o. I; Technische universiteit Delft, faculteit der Civiele Techniek, Delft 1984.

H.J.A.M. Hergarden; Proefbelastingen op schroefankers te Dongen; Rapport CO-256161/79, Groendmechanica Delft, 1983

ir.W.Nijenhuis; De verplaatsingsmethode; Agon Elsevier, 1973.

W.H. Press, B.P. Flannery, S.A. Teukolsky, W.T. Vetterling; Numerical recipes in Pascal; Cambridge university press, 1990.

Bolderman, M.B.N. en Dwars A.W.C. (Volledig herzien door Fraanje M.J.); Waterbouwkunde, deel1 Algemene waterbouwkunde; L.J. Veen's Uitgeversmaatschappij N.V. Amsterdam; 1968.

CUR 166; Damwandconstructies; Civieltechnisch Centrum Uitvoering Research en Regelgeving; 1993.

TGB 1990; Nederlands Normalisatie Instituut;  
NEN 6702: Belastingen en vervormingen  
NEN 6740 t/m NEN 6744 Geotechniek  
NEN 6720 Betonconstructies  
NEN 6770 Staalconstructies

Marine Fender Design Manual; Bridgestone

Sellmeijer; On the mechanism of piping under impermeable structures; Grondmechanica Delft, Delft 1988.

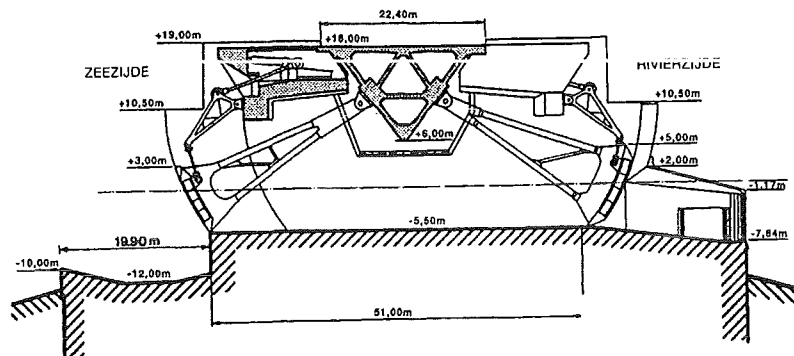
grond soort	$\frac{q_c}{N}$ [ $\text{MPa}$ ]
zand	0,5
leem	0,2
klei	0,07

$$q_c = \frac{q_h}{N} \cdot N_{\text{spr}}$$

## 8. Vormgeving en detaillering

### 8.1 De vormgeving met betrekking tot golfbelasting

Alle waterbouwkundige constructies aan de kust en op zee worden onderworpen aan belasting door golven. De golfbelasting heeft een dynamisch karakter en zoals in hoofdstuk 6.5 al duidelijk is gemaakt zijn de waterdiepte en de geometrie belangrijke parameters voor de maximale golfbelasting. Met name het breken van golven tegen de constructie levert een grote belasting. Ook is het reflecteren van niet brekende golven tegen de constructie een nadelig effect, omdat de golfhoogte voor de constructie daarmee verdubbelt. Door middel van constructieve vormgeving kan de golfbelasting op een constructie beïnvloed worden. Hieronder wordt een aantal voorbeelden behandeld.

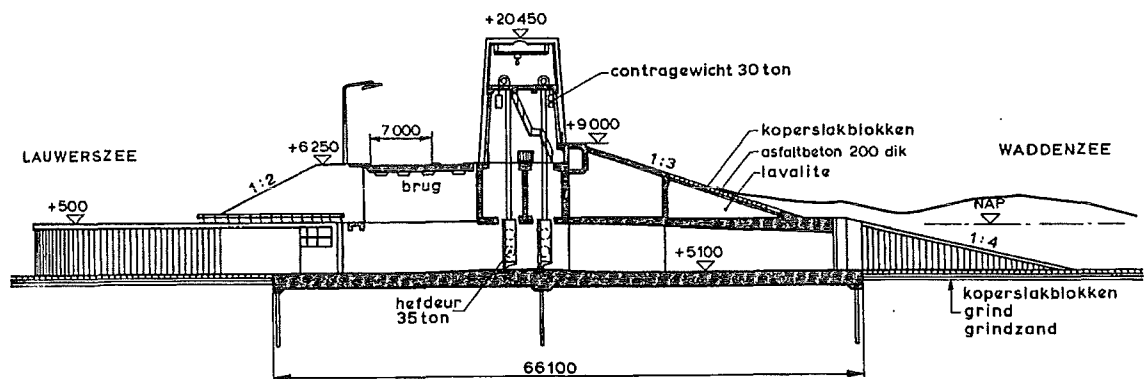


• Figuur 8-1 Spuisluizen Haringvliet

#### Haringvliet

De woelbak aan de zeezijde van de Haringvlietsluizen is verlaagd aangelegd ten opzichte van de uitstroomopening van de sluis. Deze verlaging zorgt ervoor dat de golven, die niet breken op het voorland, voor en niet tegen de constructie breken.

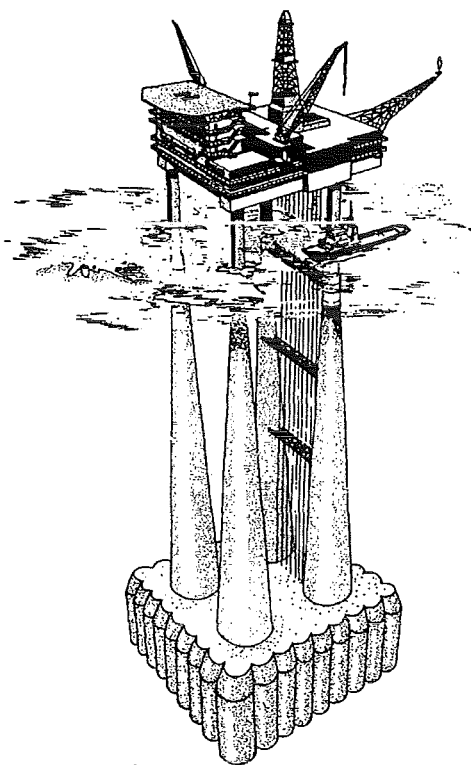
De bovenkant van de deuren aan de zeezijde zijn ten opzichte van de deuren aan de Haringvlietzijde lager aangelegd. Aan de zeezijde kunnen de golven over de deur heen slaan, waardoor de deuren niet de gehele golfbelasting te verduren krijgen en er slechts gedeeltelijke reflectie plaats heeft. De deuren aan de zijde van het Haringvliet bevinden zich op deltahoogte en keren de gehele waterhoogte.



• Figuur 8-2 Uitwateringssluus Lauwersmeer

### **Uitwateringssluis Lauwersmeer**

De uitwateringssluis van het Lauwersmeer bestaat uit een open deel met een brug en een gesloten deel als duiker in het buitentalud van de Lauwersdam. Omdat de golven breken op het talud wordt de golfenergie omgezet in golfploop. Er ontstaat dus geen staande golf tegen de constructie met de beweegbare waterkering. De opening van de duiker ligt bij storm volledig onder de laagst optredende waterspiegel, dat wil zeggen onder de ontwerpwaterstand minus het golfdal. Dit is gedaan om te voorkomen dat er luchtinsluitingen in de koker ontstaan, waardoor impactbelastingen op de schuiven en het dak van de koker kunnen optreden.

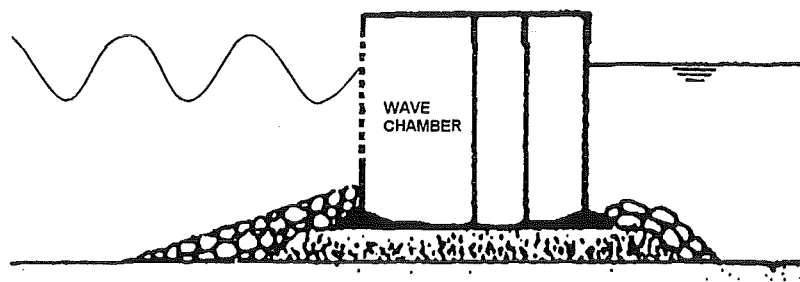


• Figuur 8-3 Andoc offshore platform

### **Andoc offshore platform**

Het Andoc platform is een zogeheten gewichtsconstructie (gravity structure). Het platform staat op diep water en wordt belast door stroming, golven en wind. De golven breken niet tegen de constructie. Door de constructie relatief slank te maken ten opzichte van de golflengte zal er slechts zeer geringe reflectie van golven optreden. Daar waar de golfbelasting het grootst is (nabij de waterlijn) is de constructie zo slank mogelijk geconstrueerd, zodat het oppervlak waarop de golfbelasting werkt zo klein mogelijk is.

De onderzijde van het dek bevindt zich ruim boven de golftoppen met als doel grote opwaartse en horizontale krachten op het dek te voorkomen.



• Figuur 8-4 Verticale golfbreker met geperforeerde wand

### Verticale golfbreker met golfkamer

Door de voorkant van de golfbreker te voorzien van kamer met een geperforeerde wand wordt volledig reflectie van de golven voorkomen. In de ruimte tussen de geperforeerde wand en de constructie wordt energie omgezet in turbulentie, geluid en warmte, waardoor de reflectie van golfenergie wordt verminderd. Hierdoor zal er geen staande golf met een golfhoogte van tweemaal de golfhoogte van de inkomende golf ontstaan. De werking van de golfkamer is sterk afhankelijk van de golflengte van de inkomende golf. Voor golven met langere perioden (deining) heeft de golfkamer weinig nut.

## 8.2 De ontwikkeling van de vormgeving van kademuren in Rotterdam

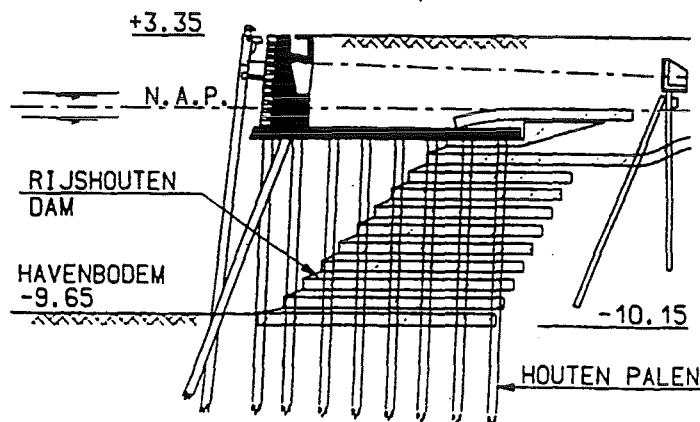
### 8.2.1 Inleiding

Bij de ontwikkeling van de vormgeving van kademuren speelt vooral de invoering van de verschillende constructiematerialen een grote rol. Tot 1900 werd er nauwelijks beton toegepast, maar overwegend hout en natuursteen. Vanaf 1900 doet eerst ongewapend beton en vervolgens gewapend beton zijn intrede, terwijl de betonnen paal pas na 1945 werd toegepast. De stalen damwand wordt toegepast sinds ca. 1930.

Hieronder wordt een aantal kadeconstructies in chronologische volgorde opgesomd.

### 8.2.2 Kademuur Maashaven

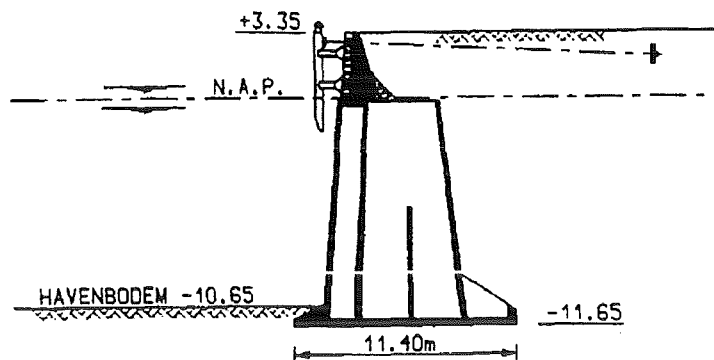
De kademuurconstructie uit Figuur 8-5, gebouwd in 1905 bestaat uit een houten paalfundering, waarop een houten vloer is gebouwd. Vervolgens is op deze houten-vloerconstructie een betonnen wand geplaatst. De stabiliteit van de taluds is verhoogd door het plaatsen van rijshouten zinkstukken. De houten palen werden hierdoorheen geheid. Om de horizontale belasting op te vangen zijn later aan de achterzijde van de constructie houten en stalen damwandplanken geheid.



• Figuur 8-5 Kademuur Maashaven (1905)

### 8.2.3 Caisson kademuur Waalhaven

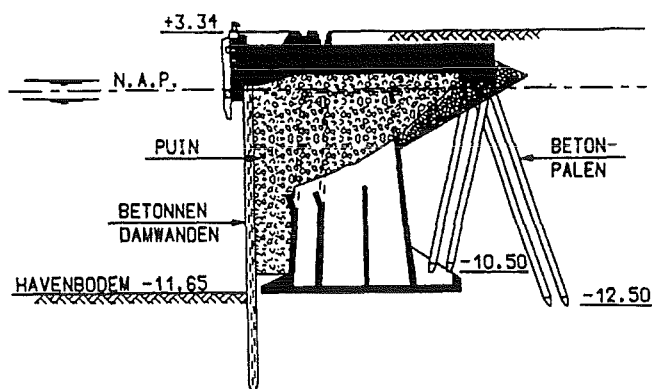
Rond 1930 zijn in de Waalhaven de eerste kademuren van gewapend betonnen caissons gerealiseerd (Figuur 8-6). De caissons zijn gebouwd in een bouwdok en vervolgens ingevaren en ter plaatse afgezonden. Om de stabiliteit te waarborgen en de restzettingen te beperken zijn slappe klei- en veenlagen weg gebaggerd en is er een grondverbetering van zand aangebracht. Na plaatsing van de caissons is de bovenbouw aangebracht. Een voordeel van deze bouwmethode is dat door een goede afstemming van de verschillende werkzaamheden de bouwperiode kort kan worden gehouden.



• Figuur 8-6 Caisson kademuur Waalhaven (1930)

### 8.2.4 Gerepareerde caisson kademuur Waalhaven

Tijdens de Tweede Wereldoorlog zijn vooral in de Waalhaven veel kademuren bestaand uit gewapend beton vernield. Deze zijn na de oorlog hersteld, waarbij gebruik is gemaakt van gewapend betonnen damwanden (zie Figuur 8-7).



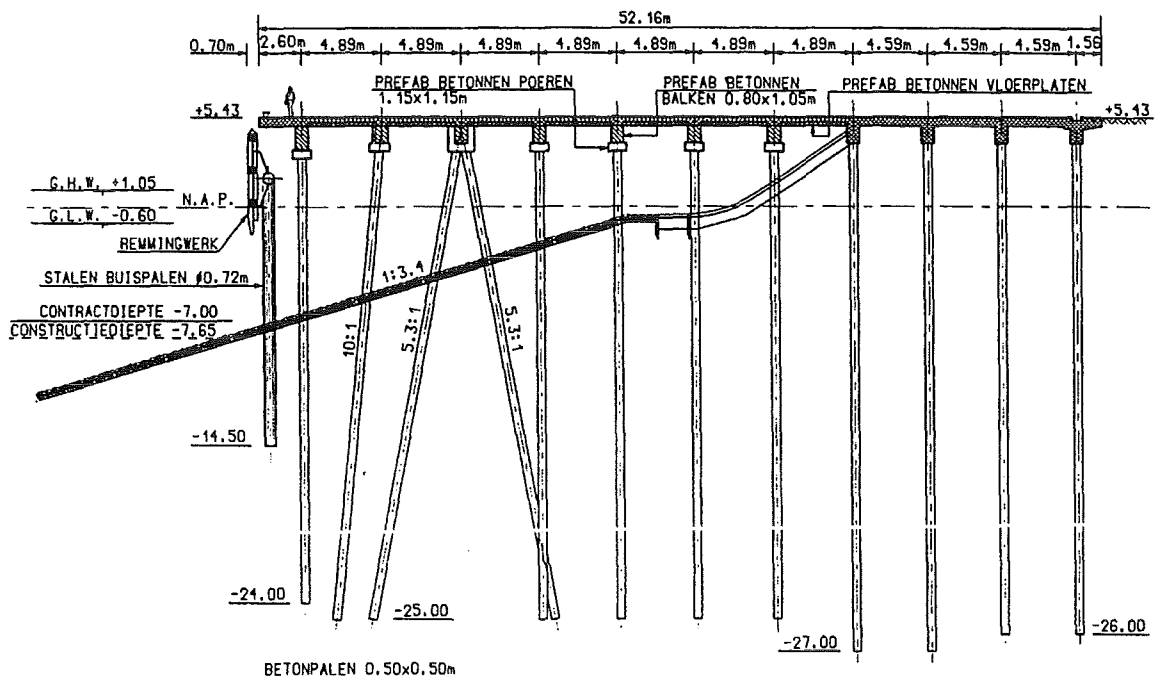
• Figuur 8-7 Gerepareerde caisson kademuur Waalhaven (1949)

### 8.2.5 Steiger Brittanniehaven

De constructie in de Brittanniehaven bestaat uit een geprefabriceerde betonnen dekconstructie gefundeerd op betonnen palen.

Steeds meer schepen voeren op eigen kracht de afmeermanoeuvre uit, waardoor de belasting op de onderwaterbodem door boeg- en hekschroeven is toegenomen. Het talud is daarom afgedekt met een steenbestorting om erosie als gevolg van hoog turbulent schroefwater te voorkomen. De gevoeligheid voor aanvaring is voor dit type constructie relatief groot. Om eventuele schade te voorkomen, is een fendersysteem voor de steigerconstructie aangebracht.





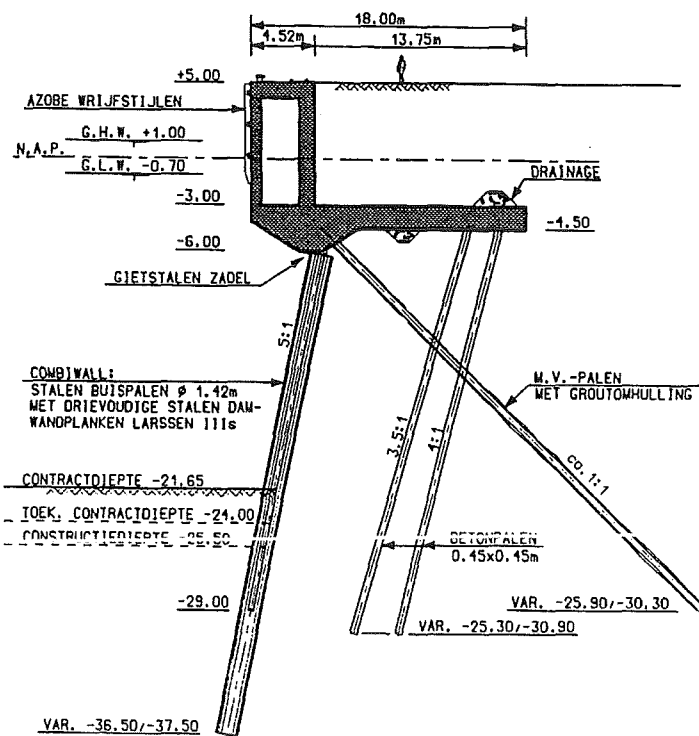
• Figuur 8-8 Steiger Britanniahaven (1989)

### Euroterminal

Door toename van de scheepsafmetingen dienden de havenbekkens dieper te worden aangelegd en de kademuuren derhalve over meer kerende hoogte te beschikken. Voor het ontwerp van de kade ter plaatse van de Euroterminal is een vergelijkende studie gemaakt naar de kosten en kwaliteit van diverse kademuurtypen. Uit deze studie bleek dat een ontwerp met een diepgelegen ontlastconstructie uit het oogpunt van kosten en incassingsvermogen bij een aanvaring de voorkeur verdiende.

Bij het ontwerp van de kademuur voor de Euroterminal is dit type constructie toegepast (Figuur 8-9). Dit ontwerp bestaat uit:

- een betonnen bovenbouw, deze dient als grondkering en ontlastvloer, de L-muur is opgelegd op de onderbouw;
- een damwandconstructie bestaande uit een Combiwall, deze heeft een dragende en kerende functie;
- M.V.-palen, samen met de damwandconstructie en de betonnen palen nemen deze de resulterende horizontale ankerkracht op;
- betonnen palen, deze zorgen voor de ondersteuning van de ontlastvloer en nemen een deel van de horizontale belasting op;
- drainage waarmee de stijghoogte achter de constructie binnen bepaalde grenzen wordt gehouden waardoor de horizontale belasting wordt beperkt.

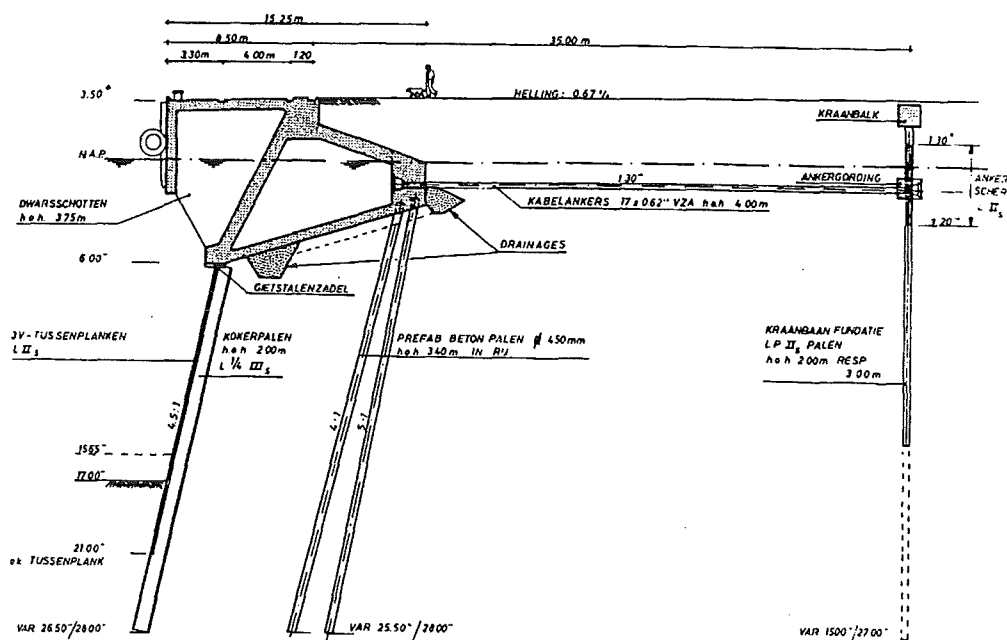


• Figuur 8-9 Euroterminal (1989)

## 8.2.6 Delta terminal

De constructie van de zeekade van de Delta terminal kan in vier elementen gesplitst worden:

- een deltavormige holle kokerligger, die de direct op de kademuur werkende belastingen uit schepen, kranen en verkeer opneemt en tevens als ontlastvloer voor de damwand fungeert;
- een stalen damwandconstructie, met een grondkerende en een dragende functie;
- een systeem van prefab-betonnen drukpalen, deze vormen samen met de damwand de fundatie van de kademuur;
- een verankeringsconstructie, opgebouwd uit ankers en ankerscherm, die de stabiliteit van de kademuur waarborgt.



• Figuur 8-10 Delta terminal

De gewapende-betonnen ontlastconstructie, de zogenaamde daltaligger, is statisch bepaald opgelegd op twee lijnopleggingen, gevormd door de dragende damwand en de rij schoordrukpalen. Het doel van de ontlastconstructie is de horizontale gronddrukken op de damwand en daarmee op het gehele systeem te reduceren. Teneinde de horizontale belasting op de ankers te reduceren zijn zowel de damwand als de schoordrukpalen onder een zo groot mogelijke schoorstand geplaatst.

## 8.3 De dilatatievoeg

### 8.3.1 Inleiding

Bij waterbouwkundige kunstwerken is vaak sprake van grote afmetingen; zowel in de breedte als in de lengte. Dat levert voor gewapend beton constructies vaak bijzondere problemen op die te maken hebben met temperatuurveranderingen en zettingen.

- *temperatuur beweging*

De temperatuur heeft invloed op alle aan de buitenlucht blootgestelde constructies. Bij het afkoelen wordt de constructie korter en bij het warmer worden langer.

- *krimp*

Bij het begin van verharden van een gestorte betonnen constructie treedt er een temperatuursverhoging op als gevolg van de reactie van cement met water. Door het afkoelen van de beton in het proces direct na binding treedt een krimpverkorting op.

- *zettingen en vooral zettingsverschillen*

Vooral bij funderingen op staal kunnen over de lengte van het kunstwerk zettingsverschillen optreden. Dit kan ertoe leiden dat plaatselijk de constructie overbelast wordt.

In hoofdstuk 6.9 is reeds de belasting als gevolg van opgelegde vervormingen aan de orde geweest. Daar is ook vermeld dat er alleen spanningen in het materiaal kunnen optreden als de vormverandering geheel of gedeeltelijk worden verhinderd. Om overbelasting van een constructie te voorkomen kan de constructie worden opgedeeld in een aantal elementen van ongeveer 20 m lang. Deze elementen moeten vrij kunnen bewegen in de richting waarin verlenging, verkorting of hoekverdraaiing kan plaats vinden. De elementen worden hiertoe van elkaar gescheiden door zogenaamde dilatatievoegen.

### 8.3.2 Functies van dilatatievoegen

De dilatatievoeg heeft als hoofdfunctie dat de constructie kan bewegen in één of meer richtingen. Volledig vrije beweging is in veel gevallen niet gewenst, omdat anders de samenhang van de constructie verloren gaat. Dikwijls worden de elementen op elkaar opgelegd in de voeg, zodat er wel een dwarskracht kan worden overgebracht.

De functies van de dilatatievoeg is per situatie verschillend maar over het algemeen worden eisen gesteld aan:

- *krachtsoverdracht en bewegingsvrijheid*

De constructie moet vrij kunnen roteren, dus mogen er zeker geen momenten worden overgedragen. Bij uitzetting mag meestal geen normaalkracht kunnen worden opgenomen. In het geval dat niveauverschillen aan de beide zijden van de voeg door zettingsverschillen moeten worden voorkomen, moet er een dwarskracht kunnen worden opgenomen.

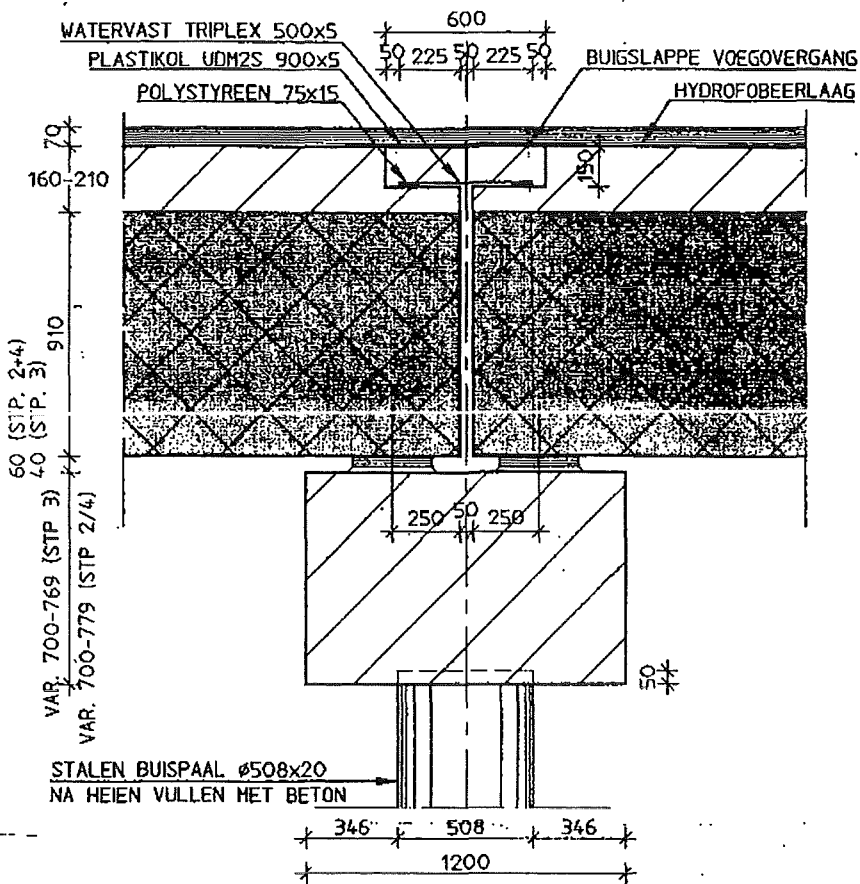
- *grond dichtheid*

Meestal moet worden voorkomen dat er grond door de voegen binnen de constructie komt.

- *waterdichtheid*

Bij constructies onder het water- of grondwaterniveau moet de voeg een zekere mate van waterdichtheid bezitten. Dit is een strengere eis dan grond dichtheid.

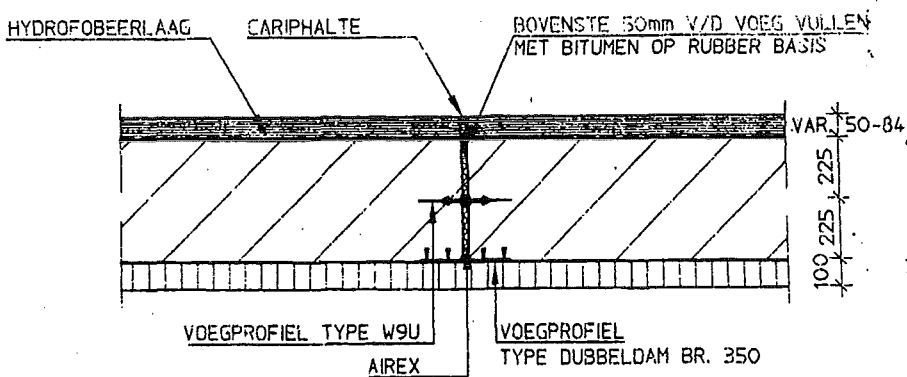
### 8.3.3 Voorbeelden van dilatatievoegen



• Figuur 8-11 Aansluiting van brugdek op ondersteuning

#### Brug of steigerdek

De betonnen liggers en platen van een brugdek of het dek van een steiger kunnen rusten op een juk van stalen palen met een onderslagbalk, zie Figuur 8-11. De dilatatievoeg moet geen kracht overbrengen en er worden geen eisen gesteld met betrekking tot grond- en waterdichtheid. Er kan in zo'n geval volstaan worden met een tussenruimte van louter lucht, die voldoende breed is om de vervormingen van beide liggers op te vangen.

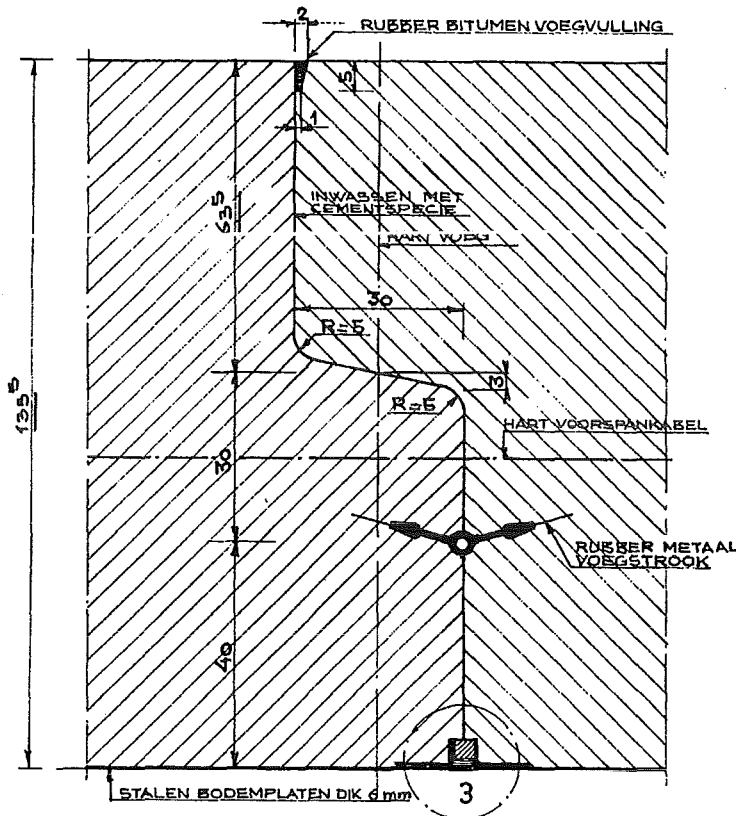


• Figuur 8-12 Betonnen vloer onder water

### Betonnen vloer onder het waterniveau

Bij een in het werk gestorte betonnen vloer onder het waterniveau, die onderdeel uitmaakt van de constructie die aan de binnenzijde droog moet blijven. Nu worden er eisen gesteld met betrekking tot de waterdichtheid van de voeg. Als de vloer op palen is gefundeerd dan hoeft in geen enkele richting een kracht worden overgedragen.

De ruimte tussen de elementen (zie Figuur 8-12) kan worden opgevuld met een gemakkelijk samendrukbare stof, bijvoorbeeld Airex. De waterdichtheid wordt verkregen door gebruik te maken van rubber-metalen voegprofielen, zie ook Figuur 8-13.



• Figuur 8-13 Betonnen vloer in tunnel

### Betonnen vloer in afgezonken tunnel

Bij gezonken tunnels worden in een bouwdok vervaardigde elementen drijvend naar de plaats van bestemming getransporteerd en daar afgezonken.

Deze elementen zijn 100 à 200 m lang en verdeeld in een aantal moten van ca. 20 m lengte. Deze moten worden tijdens het transport aan elkaar voorgespannen. Na het afzinken wordt de voorspanning doorgeslepen en kunnen de moten zich als een soort kettinglijn naar de ondergrond voegen (zie Figuur 8-13, hart voerspankabel).

Om ongewenste sprongen in de bovenkant van de vloer te voorkomen is een tandverbinding gemaakt die de dwarskrachten kan opnemen. Doordat de tunnel zich geheel onder water bevindt zijn de temperatuurschommelingen gering zodat geen voegvullingen nodig zijn. Het voegprofiel (rubber-metaal voegstrook) bestaat grotendeels uit rubber. De holle ruimte in het rubberprofiel maakt een grote vervorming mogelijk.

Het rubber hecht zich niet aan beton. Dit maakt het mogelijk dat de rubber uit de beton wordt getrokken, maar nog erger is dat in de praktijk bleek dat het water door de hoge drukken er toch in slaagde tussen de beton en rubber door naar binnen te dringen. Vandaar de metalen plaatjes, die in het rubber zijn ge vulcaniseerd, zijn toegevoegd voor een hechting met het beton.

De enigszins V-achtige vorm van het profiel heeft tot doel de insluiting van lucht onder het profiel bij het betonstorten te voorkomen. Dan zou er immers een lekkanaal kunnen ontstaan.



## **Bijlagen**

1. Overzicht van bij de sectie Waterbouwkunde beschikbare software ..... 1-1
2. Coëfficiënten voor belasting op slanke constructies..... 2-1
3. De verplaatsingsmethode voor starre constructies \* ..... 3-1





## 1. Overzicht van bij de sectie Waterbouwkunde beschikbare software

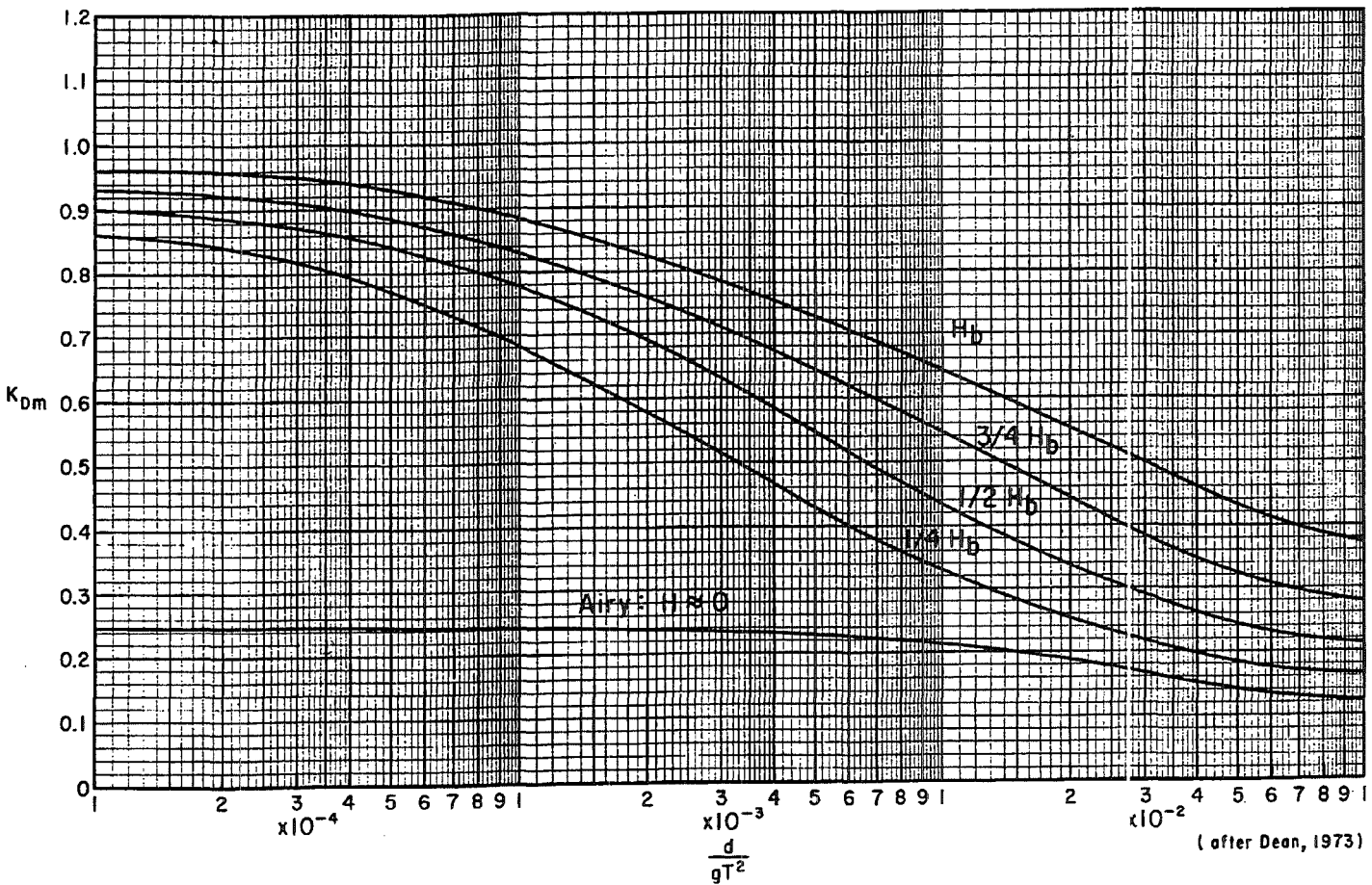
Programma	Omschrijving
AFDA	Programma voor probabilistische berekeningen op niveau II
BREAKWAT*)	Ontwerpprogramma voor stortsteen golfbrekers
DAMWAND	Eenvoudig programma voor stabiliteitsberekeningen van damwandconstructies
DELFT3D*)	Geavanceerd programma voor de berekening van morfologische processen in de kustzone
DUFLOW	Programma voor de berekening van stroming in open waterlopen
GLOBPAR	Programma voor probabilistische analyse van cirkelvormige glijvlakken
HISWA*)	Programma voor bepaling van golfhoogte- en golfperiode
MPROSTAB	Programma voor probabilistische berekening van cirkelvormige glijvlakken
MSEEP	Programma voor de berekening van grondwaterstromingen
MSHEET	Programma voor stabiliteitsberekeningen van damwandconstructies
MSTAB	Programma voor stabiliteitsberekening van taluds m.b.v. cirkelvormige glijvlakken
MZET	Programma voor zettingsberekeningen
NENGE0	Programma voor de bepaling van het draagvermogen van palen
PCFRAME	Programma voor berekening van raamwerken
PFEM	Programma voor het bepalen van paalkrachten bij een stijve constructie volgens de verplaatsingsmethode
PLAXIS <sup>*)</sup>	Eindige elementen programma voor stabiliteit van funderingen en grondkerende constructies. Tevens berekening van grondwaterstroming
SWAN	Programma voor bepaling van golfhoogte- en golfperiodeberekeningen
UNIBEST	Programma voor berekening van morfologische processen in de kustzone

<sup>\*)</sup> Deze programma's zijn beperkt beschikbaar. Afhankelijk van het afstudeeronderwerp worden deze in overleg met de afstudeerbegeleider(s) beschikbaar gesteld.

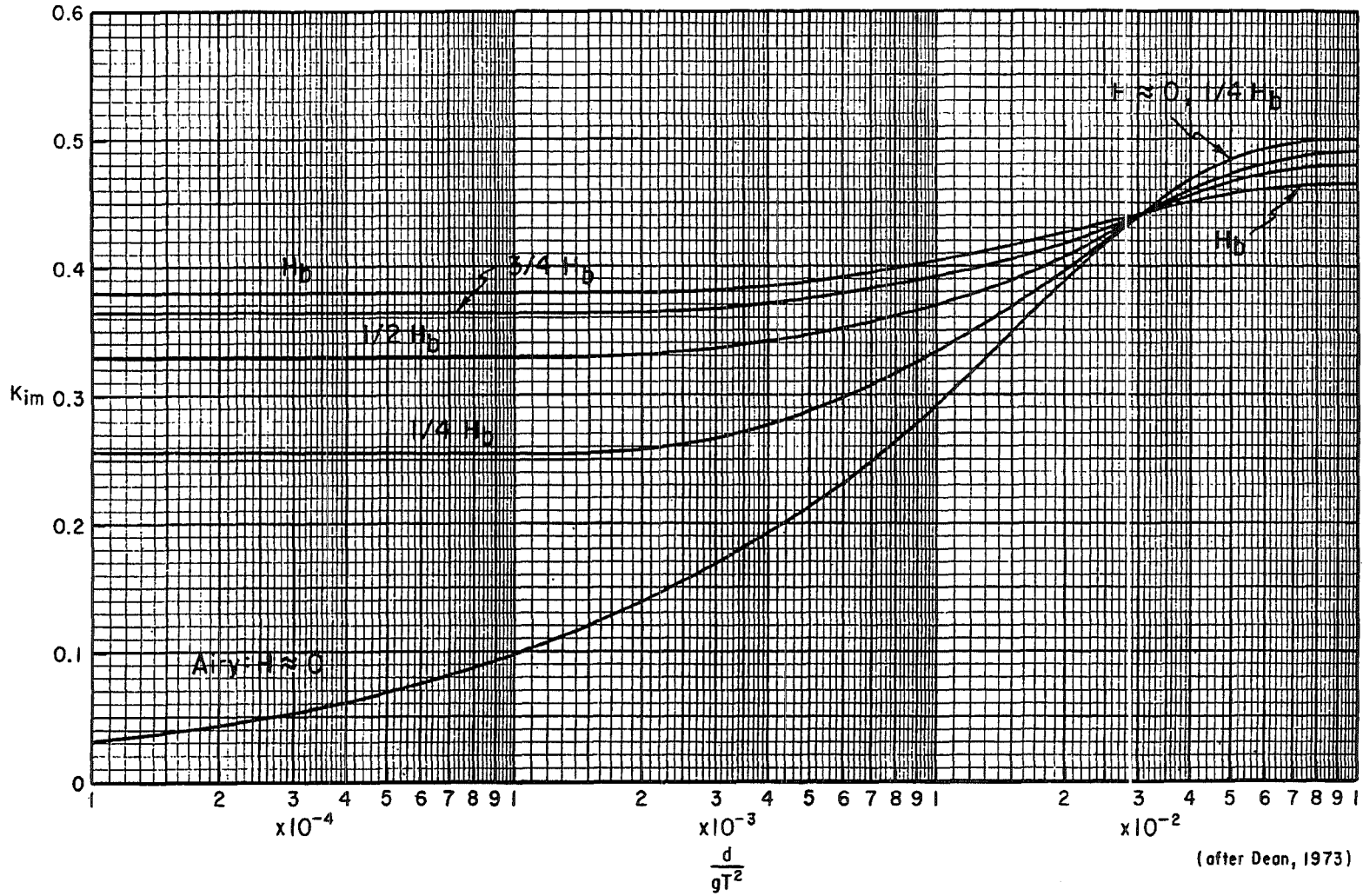


## 2. Coëfficiënten voor belasting op slanke constructies

### 2.1 $K_{DM}$ coëfficiënten

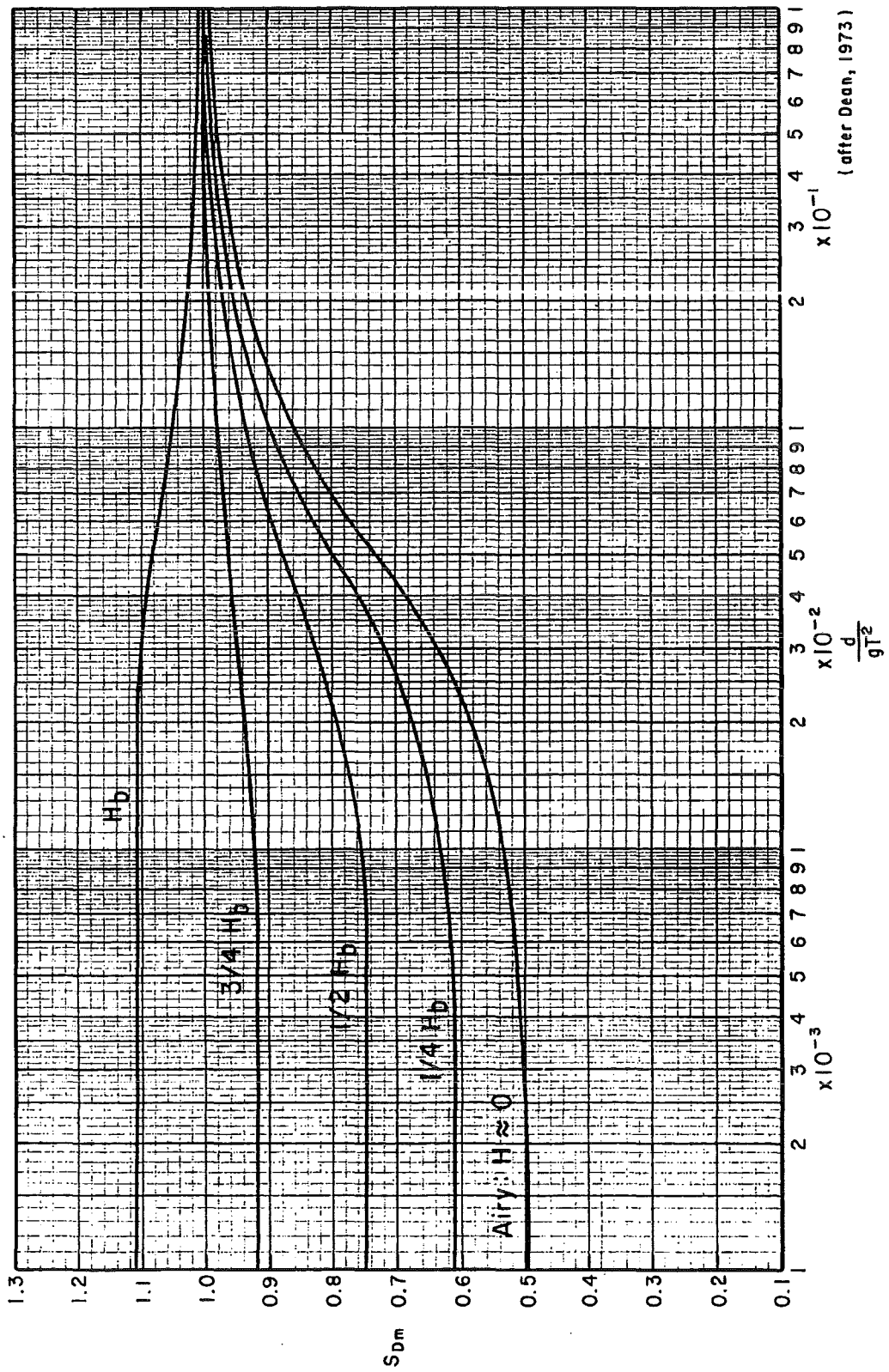


2.2  $K_{im}$  coefficients

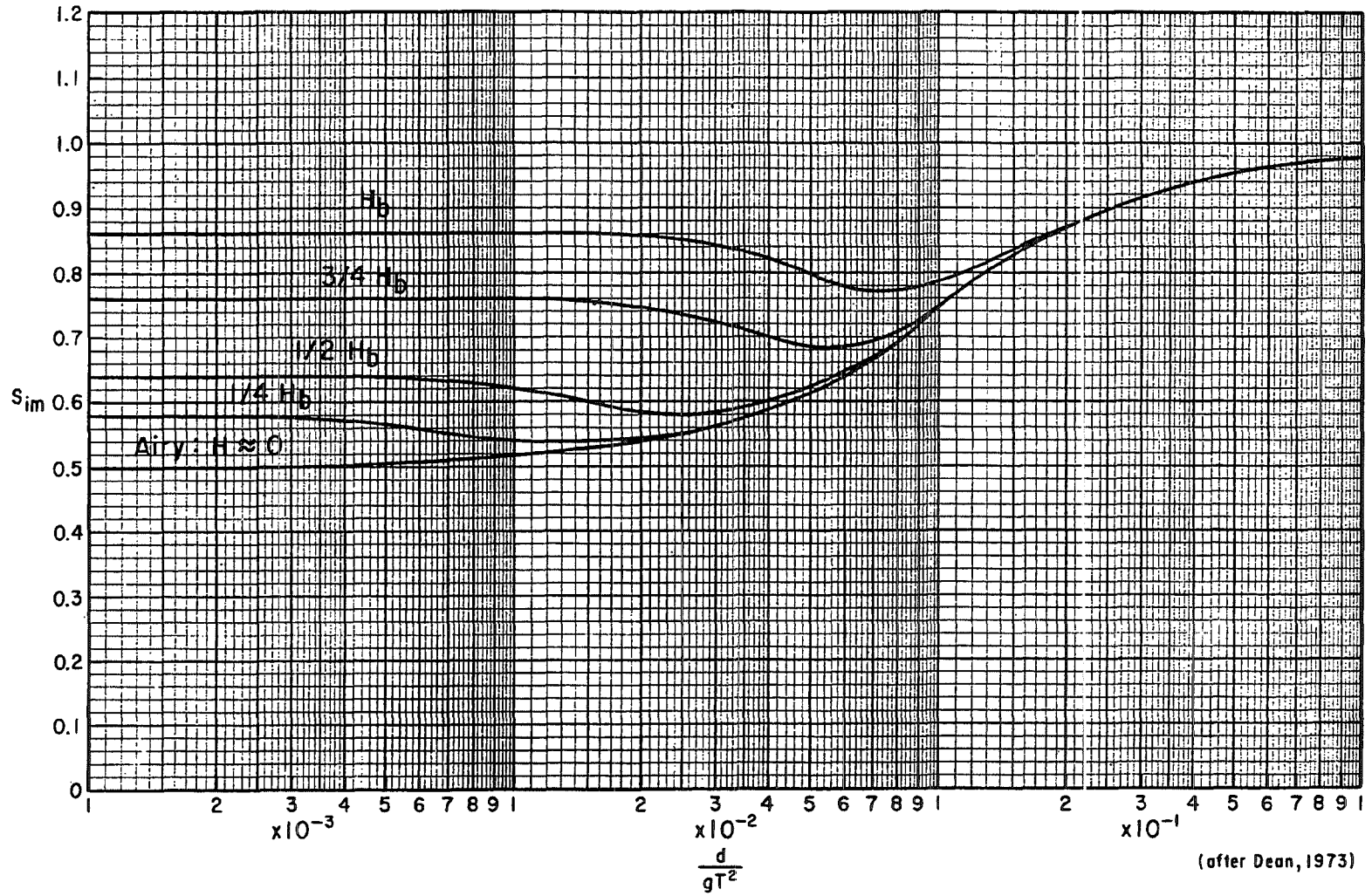


Bijlage 2-2

## 2.3 $S_{Dm}$ coefficients



2.4  $S_{im}$  coefficients

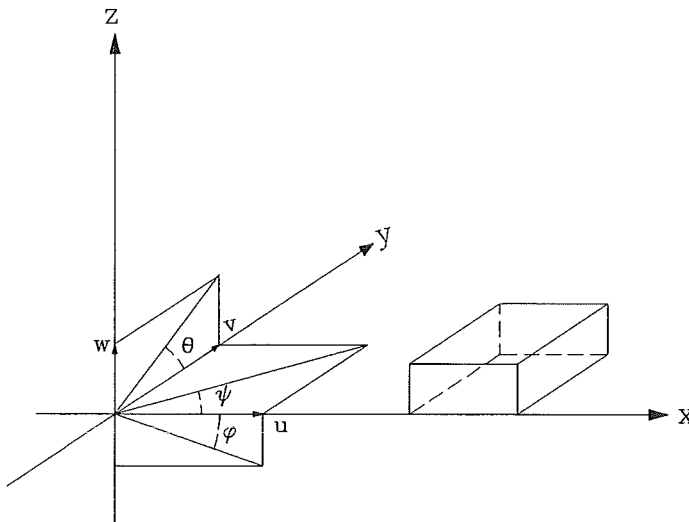


### 3. De verplaatsingsmethode voor starre constructies \*

Een star lichaam in een driedimensionale ruimte heeft zes vrijheidsgraden, te weten:

- een translatie langs de x-as ( $u$ )
- een translatie langs de y-as ( $v$ )
- een translatie langs de z-as ( $w$ )
- een rotatie rond de x-as ( $\theta$ )
- een rotatie rond de y-as ( $\phi$ )
- een rotatie rond de z-as ( $\psi$ )

In de Figuur 3-1 staan de zes vrijheidsgraden geschetst.



• Figuur 3-1 Vrijheidsgraden van een star lichaam

Aangenomen wordt dat het starre lichaam in zijn bewegingen wordt tegengewerkt door translatie- en rotatieveren. De verplaatsingen en hoekverdraaiingen zijn gerelateerd aan de belastingen op het starre lichaam en de stijfheid van de veren. Volgens de verplaatsingsmethode geldt:

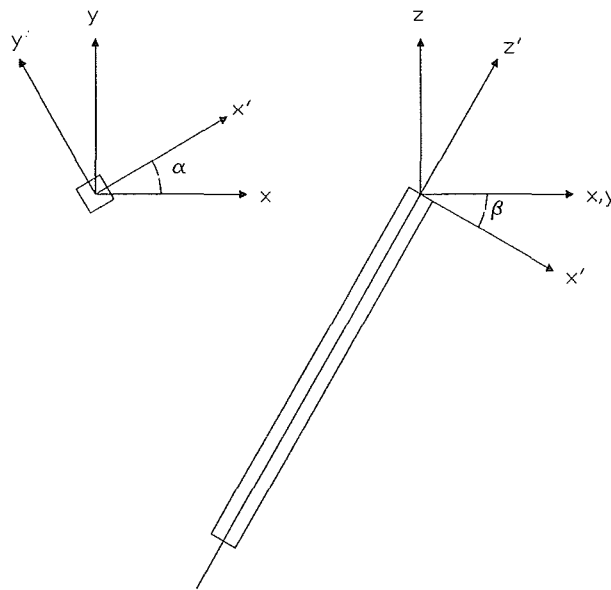
$$\begin{bmatrix} F_x \\ F_y \\ F_z \\ M_x \\ M_y \\ M_z \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} k_{xx} & k_{xy} & k_{xz} & k_{x\theta} & k_{x\phi} & k_{x\psi} \\ k_{yx} & k_{yy} & k_{yz} & k_{y\theta} & k_{y\phi} & k_{y\psi} \\ k_{zx} & k_{zy} & k_{zz} & k_{z\theta} & k_{z\phi} & k_{z\psi} \\ k_{\theta x} & k_{\theta y} & k_{\theta z} & k_{\theta\theta} & k_{\theta\phi} & k_{\theta\psi} \\ k_{\phi x} & k_{\phi y} & k_{\phi z} & k_{\phi\theta} & k_{\phi\phi} & k_{\phi\psi} \\ k_{\psi x} & k_{\psi y} & k_{\psi z} & k_{\psi\theta} & k_{\psi\phi} & k_{\psi\psi} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u \\ v \\ w \\ \theta \\ \phi \\ \psi \end{bmatrix} \Leftrightarrow \bar{k} = S\bar{u}$$

Waarin:  $\bar{k}$  = vector met uitwendige krachten en momenten  
 $\bar{u}$  = vector met verplaatsingen en hoekverdraaiingen  
 $S$  = stijfheidsmatrix  
 $k_{xy}$  = de kracht in de x-richting als gevolg van een verplaatsing in de y-richting

De coëfficiënten in de stijfheidsmatrix zijn afhankelijk van de geometrie van het palenplan en de stijfheden van de palen in de verschillende richtingen.

Een paal kan op verschillende manieren in het palenplan worden geplaatst en kan een paal in de twee richtingen loodrecht op de paal-as verschillende stijfheden bezitten. Doorgaans wordt een paal zo geplaatst dat zijn grootste stijfheid werkt in de richting van de maatgevende belasting.

Bij de beschouwing van de stijfheden van een palenplan wordt onderscheid gemaakt in een lokaal en een globaal assenstelsel. Het lokale assenstelsel valt samen met de hoofdassen van de paal en is onafhankelijk van de oriëntatie van de paal in het palenplan. Het globale assenstelsel is het stelsel waarmee de gehele constructie wordt vastgelegd. Dit kan samenvallen met de hoofdassen van de constructie maar dat is niet nodig. De belastingen en de lokatie en oriëntatie van de palen worden vastgelegd in het globale assenstelsel. De lokale x-as maakt dan een hoek  $\alpha$  met de globale x-as. Bij horizontaal belaste palen is het vaak gewenst dat de paal schoor wordt geheid. De lokale z-as van de paal maakt dan een hoek  $\beta$  met de globale z-as. Het een en ander staat aangegeven in Figuur 3-2.



• Figuur 3-2 Globaal en lokaal assenstelsel zonder excentriciteit

Bij een lokale assenstelsel zonder excentriciteit (oorsprong lokaal stelsel = oorsprong globaal stelsel) kan de transformatie van globale coördinaten naar lokale coördinaten met behulp van de zogenaamde transformatie-matrix  $T$ :

$$\begin{bmatrix} x' \\ y' \\ z' \end{bmatrix} = \mathbf{T} \begin{bmatrix} x \\ y \\ z \end{bmatrix}$$

$$\text{waarin: } \mathbf{T} = \begin{bmatrix} \cos \alpha \cdot \cos \beta & \sin \alpha \cdot \cos \beta & -\sin \beta \\ -\sin \alpha & \cos \alpha & 0 \\ \cos \alpha \cdot \sin \beta & \sin \alpha \cdot \sin \beta & \cos \beta \end{bmatrix}$$

Met behulp van deze bekende transformatie-matrix kunnen verplaatsingen en hoekverdraaiingen in het globale assenstelsel worden getransformeerd naar lokale verplaatsingen en hoekverdraaiingen. Voorwaarde hiervoor is echter wel dat de oorsprong van de beide stelsels samenvallen.



De transformatie luidt:

$$\begin{bmatrix} u' \\ v' \\ w' \\ \theta' \\ \phi' \\ \psi' \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{T} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{T} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u \\ v \\ w \\ \theta \\ \phi \\ \psi \end{bmatrix} = \mathbf{T}_u \begin{bmatrix} u \\ v \\ w \\ \theta \\ \phi \\ \psi \end{bmatrix}$$

waarin:  $\mathbf{0} = 3 \times 3$  matrix met nullen

Deze transformatie kan worden gebruikt om de verplaatsingen en hoekverdraaiingen in het globale stelsel ter plaatse van een paalkop te transformeren naar het lokale stelsel van de paal.

Door excentriciteit van een paal ten opzichte van de oorsprong van het globale assenstelsel is de bovenstaande transformatie niet algemeen toepasbaar. Er is een relatie tussen de verplaatsingen en verdraaiingen in de oorsprong en die ter plaatse van de paalkoppen. Deze relatie is:

$$\begin{bmatrix} u_i \\ v_i \\ w_i \\ \theta_i \\ \phi_i \\ \psi_i \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & z & -y \\ 0 & 1 & 0 & -z & 0 & -x \\ 0 & 0 & 1 & y & -x & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_0 \\ v_0 \\ w_0 \\ \theta_0 \\ \phi_0 \\ \psi_0 \end{bmatrix} = \mathbf{C} \begin{bmatrix} u_0 \\ v_0 \\ w_0 \\ \theta_0 \\ \phi_0 \\ \psi_0 \end{bmatrix}$$

De uiteindelijke transformatie van de verplaatsingen en verdraaiingen van de oorsprong van het globale assenstelsel naar verplaatsingen en verdraaiingen van de paalkop in het lokale stelsel van de paal is dus:

$$\begin{bmatrix} u_i' \\ v_i' \\ w_i' \\ \theta_i' \\ \phi_i' \\ \psi_i' \end{bmatrix} = \mathbf{T}_u \mathbf{C} \begin{bmatrix} u_0 \\ v_0 \\ w_0 \\ \theta_0 \\ \phi_0 \\ \psi_0 \end{bmatrix} \Leftrightarrow \bar{\mathbf{u}}_i' = \mathbf{T}_u \mathbf{C} \bar{\mathbf{u}}_0$$

Van de bovenstaande transformaties zal gebruik worden gemaakt bij het bepalen van de stijfheidsmatrix van het palenplan.

Voordat de stijfheid van het totale palenplan kan worden afgeleid dient het gedrag van een enkele paal te worden beschouwd.

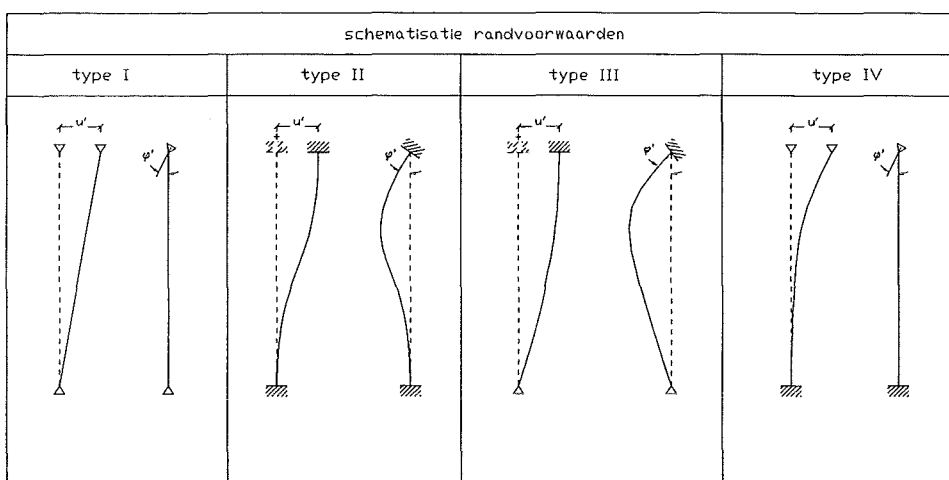
De stijfheid van een enkele paal wordt bepaald door de EI-waarde, EA-waarde, de randvoorwaarden en de fictieve inklemmingslengte of opleglengte. Er worden vier standaard typen onderscheiden met betrekking tot de randvoorwaarden. Deze vier typen staan aangegeven in Figuur 3-3.

De algemene formulering van de relatie tussen de krachten op de paalkop en de verplaatsingen en verdraaiingen van de paalkop is gegeven door:

$$\begin{bmatrix} F_x' \\ F_y' \\ F_z' \\ M_x' \\ M_y' \\ M_z' \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} f_1 k_y & 0 & 0 & 0 & -f_2 k_y & 0 \\ 0 & f_1 k_x & 0 & f_2 k_x & 0 & 0 \\ 0 & 0 & k_z & 0 & 0 & 0 \\ 0 & f_2 k_x & 0 & f_3 k_x & 0 & 0 \\ -f_2 k_y & 0 & 0 & 0 & f_3 k_y & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u' \\ v' \\ w' \\ \theta'' \\ \phi' \\ \psi' \end{bmatrix} \Leftrightarrow \bar{\mathbf{k}}' = \mathbf{S}_i \bar{\mathbf{u}}'$$

waarin:  $k_x = \frac{EI_x}{l}$ ;  $k_y = \frac{EI_y}{l}$ ;  $k_z = \frac{EA}{l}$

$f_1, f_2, f_3$  = coëfficiënten, afhankelijk van de randvoorwaarden.  
 $l_x$  = traagheidsmoment om de x-as  
 $l_y$  = traagheidsmoment om de y-as



• Figuur 3-3 Standaard typen randvoorwaarden

Voor de vier standaard typen zijn de coëfficiënten  $f_1, f_2$  en  $f_3$  afgeleid. In de onderstaande tabel staan deze coëfficiënten.

R.V.W.	$f_1$	$f_2$	$f_3$
type I	0	0	0
type II	$\frac{12}{l^2}$	$\frac{6}{l}$	4
type III	$\frac{3}{l^2}$	$\frac{3}{l}$	3
type IV	$\frac{3}{l^2}$	0	0

Uit het voorgaande blijkt dat de krachten en momenten ter plaatse van de paalkop in de richtingen van het lokale assenstelsel van de paal zijn te schrijven als:

$$\bar{\mathbf{k}}_i' = \mathbf{S}_i \mathbf{T}_u \mathbf{C} \bar{\mathbf{u}}_0$$

De bijdrage van deze paalkrachten en paalmomenten aan de resulterende krachten en momenten in de oorsprong van het globale assenstelsel worden gevonden door de inverse transformaties uit te voeren:

$$\vec{k}_i = \mathbf{C}^{-1} \mathbf{T}_u^{-1} \vec{k}_i' \Leftrightarrow \vec{k}_i = \mathbf{C}^{-1} \mathbf{T}_u^{-1} \mathbf{S}_i \mathbf{T}_u \mathbf{C} \vec{u}_0$$

De resulterende krachten en momenten in de oorsprong zijn vastgelegd met de vector:

$$\vec{k} = \sum \vec{k}_i \Leftrightarrow \vec{k} = \sum (\mathbf{C}^{-1} \mathbf{T}_u^{-1} \mathbf{S}_i \mathbf{T}_u \mathbf{C}) \vec{u}_0$$

De totale stijfheidsmatrix is dus:

$$\mathbf{S} = \sum (\mathbf{C}^{-1} \mathbf{T}_u^{-1} \mathbf{S}_i \mathbf{T}_u \mathbf{C})$$

De matrix  $\mathbf{S}$  is een symmetrische 6x6 matrix.

Als we stellen dat er in een palenplan verschillende paaltypen worden onderscheiden, waarbij elk type een gelijke  $\alpha$ ,  $\beta$  en stijfheid in de verschillende richtingen heeft, dan is de matrix  $\mathbf{T}_u^{-1} \mathbf{S}_i \mathbf{T}_u$  alleen afhankelijk van het paaltypen en niet van de plaats van de paal. Elk paaltypen bezit dus een matrix waarin de eigenschappen van de paal zijn opgeslagen. De coëfficiënten van deze matrix zijn gegeven in Tabel 3-1.

$A_{1,1} := \cos(\alpha)^2 \cdot \cos(\beta)^2 \cdot f_1 \cdot k_y + \sin(\alpha)^2 \cdot f_1 \cdot k_x + \cos(\alpha)^2 \cdot \sin(\beta)^2 \cdot k_z$	$A_{4,1} := A_{1,4}$
$A_{1,2} := \cos(\alpha) \cdot \sin(\alpha) \cdot (\cos(\beta)^2 \cdot f_1 \cdot k_y - f_1 \cdot k_x + k_z \sin(\beta)^2)$	$A_{4,2} := A_{2,4}$
$A_{1,3} := -\cos(\alpha) \cdot \sin(\beta) \cdot \cos(\beta) \cdot (f_1 \cdot k_y - k_z)$	$A_{4,3} := A_{3,4}$
$A_{1,4} := \cos(\alpha) \cdot \cos(\beta) \cdot f_2 \cdot \sin(\alpha) \cdot (k_y - k_x)$	$A_{4,4} := f_3 \cdot (k_x \cdot \cos(\beta)^2 \cdot \cos(\alpha)^2 + \sin(\alpha)^2 \cdot k_y)$
$A_{1,5} := -f_2 \cdot \cos(\beta) \cdot (\cos(\alpha)^2 \cdot k_y + k_x \cdot \sin(\alpha)^2)$	$A_{4,5} := -\sin(\alpha) \cdot f_3 \cdot \cos(\alpha) \cdot (-k_x \cdot \cos(\beta)^2 + k_y)$
$A_{1,6} := \sin(\alpha) \cdot f_2 \cdot k_x \cdot \sin(\beta)$	$A_{4,6} := -\cos(\alpha) \cdot \cos(\beta) \cdot f_3 \cdot k_x \cdot \sin(\beta)$
$A_{2,1} := A_{1,2}$	$A_{5,1} := A_{1,5}$
$A_{2,2} := \sin(\alpha)^2 \cdot \cos(\beta)^2 \cdot f_1 \cdot k_y + \cos(\alpha)^2 \cdot f_1 \cdot k_x + \sin(\alpha)^2 \cdot \sin(\beta)^2 \cdot k_z$	$A_{5,2} := A_{2,5}$
$A_{2,3} := -\sin(\alpha) \cdot \sin(\beta) \cdot \cos(\beta) \cdot (f_1 \cdot k_y - k_z)$	$A_{5,3} := A_{3,5}$
$A_{2,4} := f_2 \cdot \cos(\beta) \cdot (\sin(\alpha)^2 \cdot k_y + k_x \cdot \cos(\alpha)^2)$	$A_{5,4} := A_{4,5}$
$A_{2,5} := -\cos(\alpha) \cdot \cos(\beta) \cdot f_2 \cdot \sin(\alpha) \cdot (k_y - k_x)$	$A_{5,5} := f_3 \cdot (k_x \cdot \cos(\beta)^2 \cdot \sin(\alpha)^2 + \cos(\alpha)^2 \cdot k_y)$
$A_{2,6} := -\cos(\alpha) \cdot f_2 \cdot k_x \cdot \sin(\beta)$	$A_{5,6} := -\sin(\alpha) \cdot \cos(\beta) \cdot f_3 \cdot k_x \cdot \sin(\beta)$
$A_{3,1} := A_{1,3}$	$A_{6,1} := A_{1,6}$
$A_{3,2} := A_{2,3}$	$A_{6,2} := A_{2,6}$
$A_{3,3} := \sin(\beta)^2 \cdot f_1 \cdot k_y + \cos(\beta)^2 \cdot k_z$	$A_{6,3} := A_{3,6}$
$A_{3,4} := -\sin(\beta) \cdot f_2 \cdot k_y \cdot \sin(\alpha)$	$A_{6,4} := A_{4,6}$
$A_{3,5} := \sin(\beta) \cdot f_2 \cdot k_y \cdot \cos(\alpha)$	$A_{6,5} := A_{5,6}$
$A_{3,6} := 0$	$A_{6,6} := \sin(\beta)^2 \cdot f_3 \cdot k_x$

• Tabel 3-1 Coëfficiënten van de matrix A

De stijfheidsmatrix is nu ook te schrijven als:

$$\mathbf{S} = \sum_{i=1}^n (\mathbf{C}^{-1} \mathbf{A}_i \mathbf{C}_i) = \sum_{i=1}^n \mathbf{S}_i$$

waarin:  $\mathbf{S}_i$  = De bijdrage van paal  $i$  aan de stijfheidsmatrix  $\mathbf{S}$

De coëfficiënten van de matrix  $\mathbf{S}_i$  zijn gegeven in Tabel 3-2.

$Si_{1,1} := A_{1,1}$	$Si_{2,1} := A_{2,1}$	$Si_{3,1} := A_{3,1}$
$Si_{1,2} := A_{1,2}$	$Si_{2,2} := A_{2,2}$	$Si_{3,2} := A_{3,2}$
$Si_{1,3} := A_{1,3}$	$Si_{2,3} := A_{2,3}$	$Si_{3,3} := A_{3,3}$
$Si_{1,4} := -zA_{2,1} + yA_{3,1} + A_{4,1}$	$Si_{2,4} := -zA_{2,2} + yA_{3,2} + A_{4,2}$	$Si_{3,4} := -zA_{2,3} + yA_{3,3} + A_{4,3}$
$Si_{1,5} := zA_{1,1} - xA_{1,3} + A_{5,1}$	$Si_{2,5} := zA_{2,1} - xA_{2,3} + A_{5,2}$	$Si_{3,5} := zA_{1,3} - xA_{3,3} + A_{5,3}$
$Si_{1,6} := -yA_{1,1} + xA_{2,1} + A_{6,1}$	$Si_{2,6} := -yA_{1,2} + xA_{2,2} + A_{6,2}$	$Si_{3,6} := -yA_{1,3} + xA_{2,3} + A_{6,3}$
$Si_{4,1} := Si_{1,4} \quad Si_{4,2} := Si_{2,4} \quad Si_{4,3} := Si_{3,4}$		
$Si_{4,4} := z^2 A_{2,2} - z y A_{3,2} - z A_{4,2} - y z A_{2,3} + y^2 A_{3,3} + y A_{4,3} - z A_{2,4} + y A_{3,4} + A_{4,4}$		
$Si_{4,5} := -z^2 A_{1,2} + z x A_{3,2} - z A_{5,2} + y z A_{1,3} - x y A_{3,3} + y A_{5,3} + z A_{1,4} - x A_{3,4} + A_{5,4}$		
$Si_{4,6} := z y A_{1,2} - x z A_{2,2} - z A_{6,2} - y^2 A_{1,3} + y x A_{2,3} + y A_{6,3} - y A_{1,4} + x A_{2,4} + A_{6,4}$		
$Si_{5,1} := Si_{1,5} \quad Si_{5,2} := Si_{2,5} \quad Si_{5,3} := Si_{3,5} \quad Si_{5,4} := Si_{4,5}$		
$Si_{5,5} := z^2 A_{1,1} - z x A_{3,1} + z A_{5,1} - x z A_{1,3} + x^2 A_{3,3} - x A_{5,3} + z A_{1,5} - x A_{3,5} + A_{5,5}$		
$Si_{5,6} := -y z A_{1,1} + z x A_{2,1} + z A_{6,1} + x y A_{1,3} - x^2 A_{2,3} - x A_{6,3} - y A_{1,5} + x A_{2,5} + A_{6,5}$		
$Si_{6,1} := Si_{1,6} \quad Si_{6,2} := Si_{2,6} \quad Si_{6,3} := Si_{3,6} \quad Si_{6,4} := Si_{4,6} \quad Si_{6,5} := Si_{5,6}$		
$Si_{6,6} := y^2 A_{1,1} - y x A_{2,1} - y A_{6,1} - x y A_{1,2} + x^2 A_{2,2} + x A_{6,2} - y A_{1,6} + x A_{2,6} + A_{6,6}$		

• Tabel 3-2 Coëfficiënten van de matrix Si

Er zijn verschillende numerieke methoden beschikbaar voor het oplossen van het stelsel vergelijkingen  $\bar{k} = S\bar{u}_0$ . Eén van de meest efficiënte methoden is de methode van Crout, waarbij gebruik wordt gemaakt van de LU-decompositie. Hiervoor wordt verwezen naar de handboeken voor numerieke wiskunde.

Door het oplossen van het stelsel vergelijkingen worden de verplaatsingen en verdraaiingen van het globale assenstelsel gevonden. En kunnen de krachten in de palen worden berekend met vergelijking:  $\bar{k}_i = Si\bar{u}_0$

Voor een star lichaam in een tweedimensionale reduceert het aantal vrijheidsgraden tot drie, te weten:

- een translatie langs de x-as ( $u$ )
- een translatie langs de z-as ( $w$ )
- een rotatie rond de y-as ( $\phi$ )

De krachtenvector, de stijfheidsmatrix en de vervormingsvector worden gevonden door in de vectoren en matrices voor de driedimensionale ruimte de tweede vierde en zesde rij en kolom weg te halen. Op deze wijze resteert:

$$\begin{bmatrix} F_x \\ F_z \\ M_y \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} k_{xx} & k_{xz} & k_{x\phi} \\ k_{zx} & k_{zz} & k_{z\phi} \\ k_{\phi x} & k_{\phi z} & k_{\phi\phi} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u \\ w \\ \phi \end{bmatrix} \Leftrightarrow \bar{k} = S\bar{u}$$

Door het weghalen van deze rijen en kolommen reduceren de matrices **A** en **Si** tot 3x3 matrices. De coëfficiënten van **A** en **Si** staan in Tabel 3-3.

$A_{1,1} := \cos(\beta)^2 \cdot f_1 \cdot k_y + \sin(\beta)^2 \cdot k_z$	$A_{1,2} := -\sin(\beta) \cdot \cos(\beta) \cdot (f_1 \cdot k_y - k_z)$	$A_{1,3} := -f_2 \cdot \cos(\beta) \cdot k_y$
$A_{2,1} := A_{1,2}$	$A_{2,2} := \sin(\beta)^2 \cdot f_1 \cdot k_y + \cos(\beta)^2 \cdot k_z$	$A_{2,3} := \sin(\beta) \cdot f_2 \cdot k_y$
$A_{3,1} := A_{1,3}$	$A_{3,2} := A_{2,3}$	$A_{3,3} := f_3 \cdot k_y$
$S_{i,1} := A_{1,1}$	$S_{i,2} := A_{1,2}$	$S_{i,3} := z \cdot A_{1,1} - x \cdot A_{1,2} + A_{1,3}$
$S_{i,2} := A_{2,1}$	$S_{i,2} := A_{2,2}$	$S_{i,3} := z \cdot A_{1,2} - x \cdot A_{2,2} + A_{3,2}$
$S_{i,3} := S_{i,3}$	$S_{i,3} := z^2 \cdot A_{1,1} - z \cdot x \cdot A_{2,1} + z \cdot A_{3,1} - x \cdot z \cdot A_{1,2} + x^2 \cdot A_{2,2} - x \cdot A_{3,2} + z \cdot A_{1,3} - x \cdot A_{2,3} + A_{3,3}$	

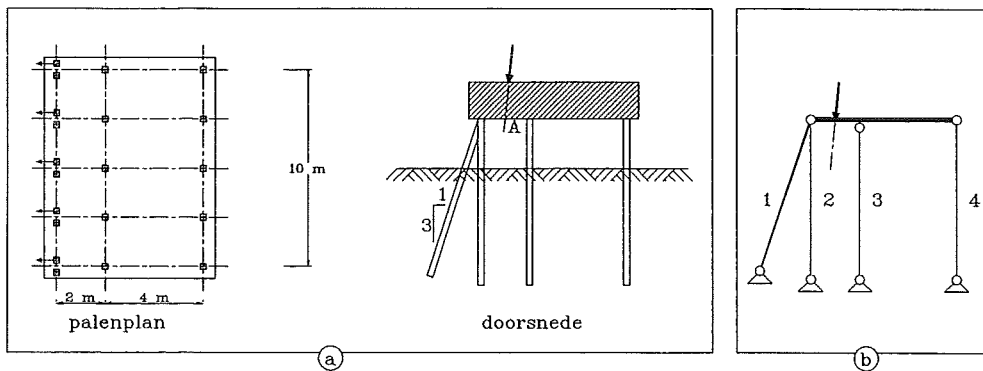
• Tabel 3-3 Coëfficiënten van **A** en **Si** voor een star lichaam in een 2D-ruimte

De wijze waarop met de verplaatsingsmethode de paalkrachten kunnen worden berekend is het beste te illustreren met een voorbeeld.

Een constructie op 20 palen volgens Figuur 3-4a wordt belast door een verticale belasting van 10000 kN en een horizontale belasting van 1000 kN. De werklijn van de resulterende belasting heeft een snijpunt A met het vlak van de paalkoppen. De bovenbouw mag ten aanzien van deze belasting als starre constructie worden beschouwd. Dit houdt in dat de belasting per palenrij mag worden bekeken.

Omdat er schoorpalen in het palenplan staan zal ook de horizontale belasting hoofdzakelijk worden opgenomen met axiale krachten. De palen worden daarom geschematiseerd als pendelstaven, dus  $k_y=0$ . De schematisatie van het probleem staat in Figuur 3-4b.

Als oorsprong wordt gekozen het punt waar de werklijnen van de palen 1 en 2 elkaar snijden. Per palenrij wordt de belasting dan  $F_z = -2000$  kN,  $F_x = -200$  kN en  $M_y = 2000$  kNm.



• Figuur 3-4 Voorbeeld star lichaam op palen

Alle palen hebben dezelfde  $k_z$ -waarde.

In het palenplan zijn twee paalsoorten te onderscheiden waarvan de **A**-matrix moet worden bepaald.

$$\text{Voor paal 1 geldt: } \mathbf{A}_1 = \begin{pmatrix} 0,1 & 0,3 & 0 \\ 0,3 & 0,9 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{pmatrix} k_z; \text{ voor de palen 2, 3 en 4 geldt: } \mathbf{A}_2 = \begin{pmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{pmatrix} k_z$$

Met deze matrices kunnen de stijfheidsmatrices van de palen worden opgesteld. Voor de palen 1 en 2 geldt  $\mathbf{S}_1 = \mathbf{A}_1$  en  $\mathbf{S}_2 = \mathbf{A}_2$ , omdat deze palen exact in de oorsprong liggen ( $x=0$  en  $z=0$ )

De stijfheidsmatrices voor de palen 3 en 4 zijn:

$$S_3 = \begin{pmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & -2 \\ 0 & -2 & 4 \end{pmatrix} k_z \quad \text{en} \quad S_4 = \begin{pmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & -6 \\ 0 & -6 & 36 \end{pmatrix} k_z$$

De totale stijfheidsmatrix is de som van de stijfheidsmatrices van de palen:

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 \\ = \begin{pmatrix} 0,1 & 0,3 & 0 \\ 0,3 & 0,9 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{pmatrix} k_z + \begin{pmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{pmatrix} k_z + \begin{pmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & -2 \\ 0 & -2 & 4 \end{pmatrix} k_z + \begin{pmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & -6 \\ 0 & -6 & 36 \end{pmatrix} k_z = \begin{pmatrix} 0,1 & 0,3 & 0 \\ 0,3 & 3,9 & -8 \\ 0 & -8 & 40 \end{pmatrix} k_z \quad \text{De}$$

verplaatsingen zijn:

$$\begin{pmatrix} -200 \\ -2000 \\ 2000 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0,1 & 0,3 & 0 \\ 0,3 & 3,9 & -8 \\ 0 & -8 & 40 \end{pmatrix} k_z \begin{pmatrix} u \\ w \\ \phi \end{pmatrix} \Leftrightarrow \begin{pmatrix} u \\ w \\ \phi \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 142,9 \\ -714,3 \\ -92,9 \end{pmatrix} \frac{1}{k_z}$$

De paalbelastingen zijn dan:

$$H_1 = 142,9 \cdot 0,1 - 714,3 \cdot 0,3 - 92,9 \cdot 0 = -200 \text{ kN}$$

$$V_1 = 142,9 \cdot 0,3 - 714,3 \cdot 0,9 - 92,9 \cdot 0 = -600 \text{ kN}$$

$$V_2 = 142,9 \cdot 0 - 714,3 \cdot 1 - 92,9 \cdot 0 = -714 \text{ kN}$$

$$V_3 = 142,9 \cdot 0 - 714,3 \cdot 1 + 92,9 \cdot 2 = -529 \text{ kN}$$

$$V_4 = 142,9 \cdot 0 - 714,3 \cdot 1 + 92,9 \cdot 6 = -157 \text{ kN}$$