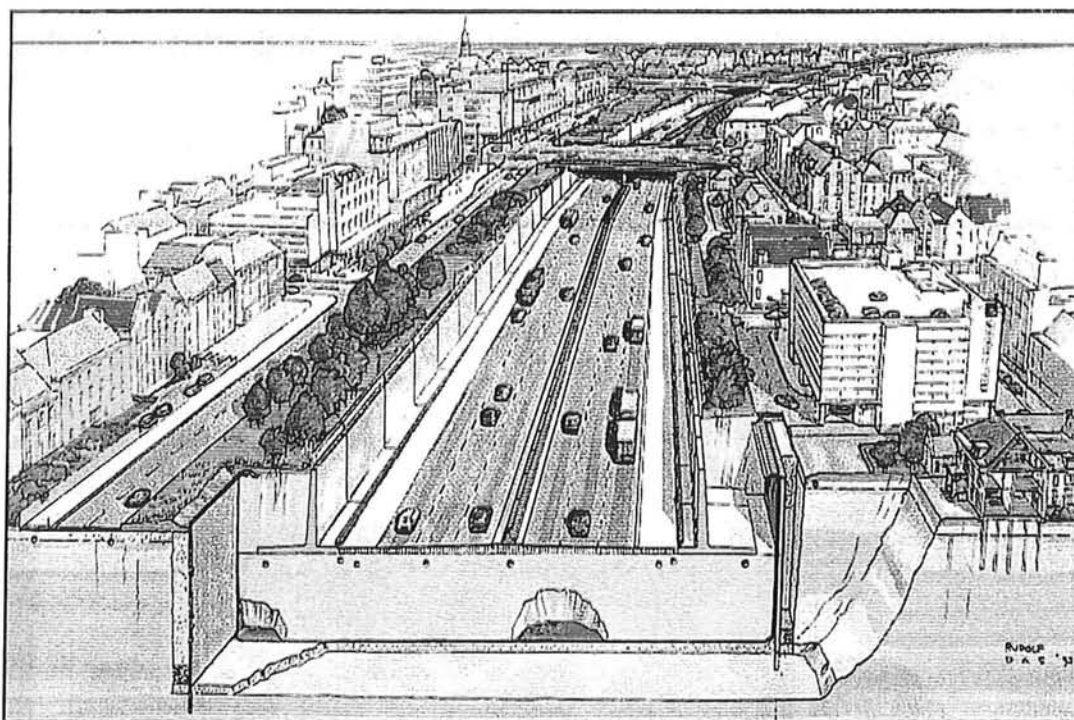


augustus 1995

# De economische haalbaarheid van de U-polder

als nieuwe methode voor het verdiept aan-  
leggen van wegen.



Robert Das



**Een indicatieve kostenvergelijking, waarbij de U-polder als nieuwe methode voor het verdiept aanleggen van wegen wordt vergeleken met:**

- Traditionele betonnen bak gebouwd in een bouwkuip van onderwaterbeton, trekpalen en tijdelijke damwanden.
- Traditionele bakconstructie, waarbij de damwanden van de bouwkuip worden gebruikt als definitieve constructiewanden.

Afstudeercommissie:

Prof. ir. A.F. van Tol; TU-Delft.

ir. K.G. Bezuyen; TU-Delft.

ing. R.H. Knulst; Bouwdienst Rijkswaterstaat.

ir. B. Polen; TU-Delft.

R.J. Aartsen

C.Fagelstraat 45

2613 GV Delft

Stnr: 002244

TU Delft

Faculteit Civiele Techniek

Stevinweg 1

2628 CN Delft



## VOORWOORD

Constate uitbreiding van het auto- en spoorwegennet heeft geleid tot ontwikkeling van nieuwe methoden voor het verdiept aanleggen van wegen. In ons dichtbevolkte land wordt steeds vaker geëist, dat bij verdiepte bouw de grondwaterstand niet verlaagd mag worden. De U-polder is zo'n nieuwe bouwmethode die aan deze eis voldoet.

Het idee voor deze methode is afkomstig van de Bouwdienst Rijkswaterstaat. Het principe is eenvoudig en goedkoop: door een folie in de vorm van een U aan te brengen, wordt een kunstmatige polder gecreëerd. Hierin kan de gewenste constructie worden gebouwd. De grondwaterstand buiten de polder wordt hierdoor niet beïnvloed. Na uitgebreide haalbaarheidsstudies is de U-poldermethode door de Bouwdienst, afd. Tunnelbouw verder ontwikkeld in samenwerking met een aantal aannemers, te weten:

- Ballast-Nedam Beton en Waterbouw b.v.
- Hollandsche Beton- en Waterbouw b.v.
- Van Hattum en Blankevoort b.v.

Dit heeft geleid tot een proefproject op ware grootte in het Zuid-Hollandse Ouddorp. De proef is op het moment van schrijven geheel afgerond. Uit het slagen van dit proefproject kan worden geconcludeerd dat de U-polder technisch gezien in Nederland mogelijkheden biedt.

Belangrijk voor toepassing in de praktijk is echter de vraag, bij welke omstandigheden de U-polder economisch aantrekkelijk wordt. Deze vraag speelt een belangrijke rol in mijn afstudeeropdracht, die wordt uitgevoerd als afsluiting van de studie Civiele Techniek aan de Technische Universiteit te Delft.

Mijn interesse voor de U-polder methode werd gewekt, omdat het hier gaat om een totaal nieuwe en zeer realistische methode. Aan het begin van mijn afstuderen is contact gezocht met de afdeling Tunnelbouw van de Bouwdienst Rijkswaterstaat. De eerste maanden heb ik als stagiair/ afstudeerder bij deze dienst kunnen werken aan mijn afstudeerwerk. Het feit dat ik hier de beschikking had over alle benodigde documentatie en terzijde werd gestaan met deskundige hulp, is doorslaggevend geweest voor het voltooien van het voor u liggende rapport. Met name dhr. R. Knulst wil ik voor zijn hulp bedanken.

In dit rapport wordt nader ingegaan op de economische aantrekkelijkheid van de U-polder. Het bevat een kostenvergelijking tussen de U-polder en twee traditionele bouwmethoden. Omdat de U-polder een relatief nieuw en daarmee onbekend alternatief is, kan in dit rapport ook een gedetailleerde beschrijving worden gevonden van deze methode.

Delft, augustus 1995

R.J. Aartsen



## INHOUDSOPGAVE

VOORWOORD .....	3
INHOUDSOPGAVE .....	5
SAMENVATTING .....	7
HOOFDSTUK 1 .....	11
1.1 Inleiding .....	11
1.2 Keuze sondeerdiagram .....	13
1.3 Specificatie grondopbouw .....	13
HOOFDSTUK 2 De U-POLDER .....	17
2.1 Inleiding .....	17
2.2 De bouw van de U-polder .....	17
2.3 Grondverzet .....	23
2.3.1 Berekening ontgravingsdiepte .....	23
2.3.2 Hoeveelheid ontgraving .....	25
2.3.3 Spreidlaag .....	27
2.3.4 Ballastlaag .....	28
2.4 Tijdelijk kerende wand .....	30
2.4.1 Dimensionering m.b.v. damwandcomputerprogramma. ....	30
2.4.2 Optimale damwandlengte. ....	33
2.4.3 Minimale damwandprofiel. ....	34
2.4.4 Controle vervormingen. ....	35
2.5 Groutankers .....	36
2.5.1 Inleiding .....	36
2.5.2 Berekening ankerkracht per anker m.b.v. damwandprogramma. ....	36
2.5.3 Dimensionering ankerstaaf .....	37
2.5.4 Dimensionering van het groutlichaam .....	38
2.6 Folie .....	40
2.7 Voorzetwand .....	41
2.8 Steunberm .....	43
2.8.1 Inleiding .....	43
2.8.2 Dimensionering aanvullaag .....	43
2.9 L-wand .....	47
2.9.1 Inleiding .....	47
2.9.2 Dimensionering L-wand .....	47
HOOFDSTUK 3 DE TRADITIONELE BETONNEN BAKCONSTRUCTIE .....	55
3.1 Inleiding .....	55
3.2 De bouw van de betonnen bakconstructie .....	55
3.3 Grondverzet .....	57
3.3.1 Bepaling ontgravingsdiepte .....	57
3.3.2 Hoeveelheid ontgraving .....	58
3.3.3 Benodigde hoeveelheid grind .....	59
3.4 Tijdelijke grondkering .....	61
3.4.1 Inleiding .....	61
3.4.2 Tijdelijke stalen damwand .....	61
3.4.3 Groutankers .....	64

3.5 Fundatie .....	66
3.5.1 Inleiding .....	66
3.5.2 Onderwaterbetonvloer .....	66
3.5.3 Trekpalen .....	68
3.6 Betonnen bakconstructie .....	71
3.6.1 Inleiding .....	71
3.6.2 Dimensionering betonnen vloer en wanden .....	71
 HOOFDSTUK 4 BAKCONSTRUCTIE MET DEFINITIEVE DAMWANDEN .....	 73
4.1 Inleiding .....	73
4.2 De bouw van de betonconstructie met definitieve damwanden .....	73
4.3 Dimensionering bakconstructie met definitieve damwanden .....	75
4.3.1 Inleiding .....	75
4.3.2 Definitieve damwandconstructie .....	75
4.3.3 Voorzetwand .....	76
4.4 Overzicht dimensies .....	77
 HOOFDTUK 5 DE INDICATIEVE KOSTENVERGELIJKING .....	 79
5.1 Inleiding .....	79
5.2 Evaluatie .....	79
 CONCLUSIES .....	 85
 AANBEVELINGEN .....	 86
 LITERATUURLIJST .....	 87



## SAMENVATTING

In ons land is het dichtslibben van het wegennet een steeds groter wordend probleem. De aanleg van nieuwe duurzame infrastructuur is daarom een absolute noodzaak. Vooral in dichtbevolkte gebieden wordt bij aanleg van infrastructuur steeds meer gekozen voor verdiepte bouw. In deze gebieden is grondwaterbemaling vaak niet toegestaan.

In een omgeving waar het ruimtegebruik beperkt is en waar waterremmende lagen niet aanwezig zijn, wordt vaak gekozen voor de traditionele betonnen bakconstructie. Deze wordt gebouwd in een kuip van tijdelijke damwanden, onderwaterbeton en trekpalen. Een variant op deze methode is de bakconstructie waarbij de damplanken als definitieve constructiewanden worden gebruikt.

Voor dit marktsegment is de U-poldermethode als alternatief ontwikkeld. Het principe is eenvoudig. Een kunststof folie wordt zowel horizontaal als verticaal aangebracht; in de vorm van een U. De verticale stabiliteit van het folie wordt verkregen uit een ballastlaag. Boven het niveau van deze ballastlaag worden de horizontale grond- en waterdrukken opgenomen door een steunberm: de aanvullaag. Deze aanvullaag wordt aan de binnenzijde van de constructie gesteund door bijvoorbeeld betonnen keerwanden.

Aangezien het onduidelijk is wanneer de U-polder de meest aantrekkelijke oplossing is, zijn de drie hiervoor genoemde methoden indicatief met elkaar vergeleken. Na technische uitwerking van de drie alternatieven, is dit gedaan op basis van kosten. De vergelijking is gemaakt voor vier verschillende wegniveaus en vier verschillende nuttige breedten. Voor de U-polder wordt onder dit laatste verstaan de breedte tussen de betonnen keerwanden.

Relatief duur blijkt de bakconstructie met definitieve damwanden te zijn. Bij alle berekende wegniveaus en nuttige breedten is de betonnen bak gebouwd in een tijdelijke damwandkuip goedkoper. Dit lijkt vreemd, omdat het weglaten van de betonnen wanden een reductie van de kosten betekent. De voor bescherming benodigde betonnen voorzetwand met dure vuurwerende tegels, doet dit voordeel echter volledig teniet.

De grootste kostendrager bij de U-polder is het grondverzet. De kosten blijken sterk toe te nemen met de benodigde ontgravingsdiepte; een 1 m dieper wegniveau betekent zo'n 2,4 m dieper ontgraven. Hogere eenheidsprijzen voor de uitkomende grond betekenen een belangrijke toename van de totale kostprijs. Een reductie in de kosten wordt bereikt door de uitkomende grond her te gebruiken in ballast- en aanvullaag.

In vergelijking met de traditionele methoden wordt de kostenbesparing bij toenemende breedte steeds groter. De hoge kosten van het onderwaterbeton, de trekpalen en constructieve vloer worden immers afgezet tegen de minder hoge kosten van het extra ontgraven, het langere folie en de grotere hoeveelheid ballastzand.

Bij een dieper wordend wegniveau neemt de aantrekkelijkheid van de traditionele methoden ten opzichte van de U-polder toe. De kosten van onderwaterbeton, trekpalen en constructieve vloer nemen in het beschouwde geval bij toenemende diepte nauwelijks toe, terwijl bij de U-poldermethode vooral de ontgravingskosten sterk toenemen.

In de indicatieve kostenvergelijking is in eerste instantie gerekend met lage aankoop en lage ontgravings- en verwerkingskosten van de grond. Bij een 4 m. beneden het maaiveld gelegen weg met een nuttige breedte van 30 m. kan in vergelijking met de betonnen bakconstructie een kostenbesparing worden gehaald van zo'n 45%. Bij de U-poldermethode zijn in dit geval

de totale bouwkosten van een recht stuk weg met een lengte van 100 m. geraamd op 3,32 miljoen gulden (indicatief). Bij dezelfde nuttige breedte met een 6 m. beneden maaiveld gelegen weg is de besparing slechts 20%. In dit geval zijn bij toepassing van de U-poldermethode de totale bouwkosten geraamd op 4,57 miljoen gulden per 100 meter trajectlengte (indicatief).

Wanneer gerekend wordt met de hogere kosten voor de uitkomende grond, betekent dit voor het laatste geval een besparing van 3% op de totale kosten.

Het snijpunt in de kostenvergelijking ligt bij een wegniveau dat 6 m. beneden het maaiveld ligt en bij een nuttige breedte van zo'n 17 m. Hierbij is gerekend met lage grondkosten.

Bij grotere breedte is de U-polder economisch gezien de meest aantrekkelijke oplossing. Bij een minder diep gelegen wegniveau ligt het snijpunt bij een kleinere breedte.

Samengevat blijkt de U-polder een goed alternatief voor het verdiept aanleggen van wegen, waarbij continue grondwaterbemaling niet mogelijk is en het ruimtegebruik beperkt moet worden.





---

## HOOFDSTUK 1

### 1.1 Inleiding

In mijn afstudeerwerk staat de U-polder, als nieuwe methode voor het verdiept aanleggen van wegen, centraal. Bij de U-polder wordt, zoals ook reeds in het voorwoord staat vermeld, een waterdichte kuip gemaakt, door een folie in de vorm van een U aan te brengen. De U-polder is een realistisch en technisch uitvoerbaar alternatief, wat is aangetoond in een proefproject op ware grootte in het Zuid-Hollandse Ouddorp. Het is echter nog niet duidelijk in welke situatie de U-polder, economisch gezien, de meest aantrekkelijke oplossing is. Hierop zal nader worden ingegaan in de voor u liggende deelstudie.

In deze deelstudie wordt een indicatieve kostenvergelijking gemaakt tussen de U-polder en een tweetal reeds beproefde constructies. De oplossing als U-polder wordt behandeld in hoofdstuk 2. Omdat het hier gaat om een nieuw alternatief, kan in hoofdstuk 2 ook een gedetailleerde beschrijving worden gevonden van het U-polderprincipe. Als eerste klassieke oplossing zal de betonnen bak worden behandeld, die gebouwd wordt in een tijdelijke bouwkuip voorzien van een onderwaterbetonvloer met trekpalen (hoofdstuk 3). Als tweede klassieke oplossing wordt de damwandkuip behandeld, die als permanente constructie wordt gebruikt (hoofdstuk 4). Voor een vergelijking met deze twee constructies is gekozen, omdat deze methoden een gering ruimtegebruik in breederichting hebben en vooral in stedelijke gebieden waar grondwaterbemaling vaak niet is toegestaan, kunnen worden toegepast. De verwachting is, dat vooral in deze dichtbevolkte gebieden, de U-polder als alternatief in aanmerking komt.

Om een goed beeld te krijgen van de prijsverschillen, worden de drie bouwmethoden doorgerekend bij een viertal verschillende diepten (3, 4, 5, en 6 m.- NAP)<sup>1</sup> en een viertal verschillende breedten (15, 20, 25 en 30 m.)<sup>2</sup>. Van de belangrijkste onderdelen van de drie methoden worden, bij deze breedten en diepten, de verschillende dimensies bepaald. Met deze dimensies kunnen de hoeveelheden per m<sup>3</sup> constructie worden vastgesteld. Door aan deze hoeveelheden een prijs te koppelen kunnen overzichtelijke kostengrafieken worden opgesteld. Deze indicatieve kostenvergelijking is opgenomen in hoofdstuk 5. Zo is snel te zien wanneer de U-polder rendabel is toe te passen, of dat bij een bepaalde combinatie van breedte en diepte de traditionele oplossing de voorkeur verdient.

---

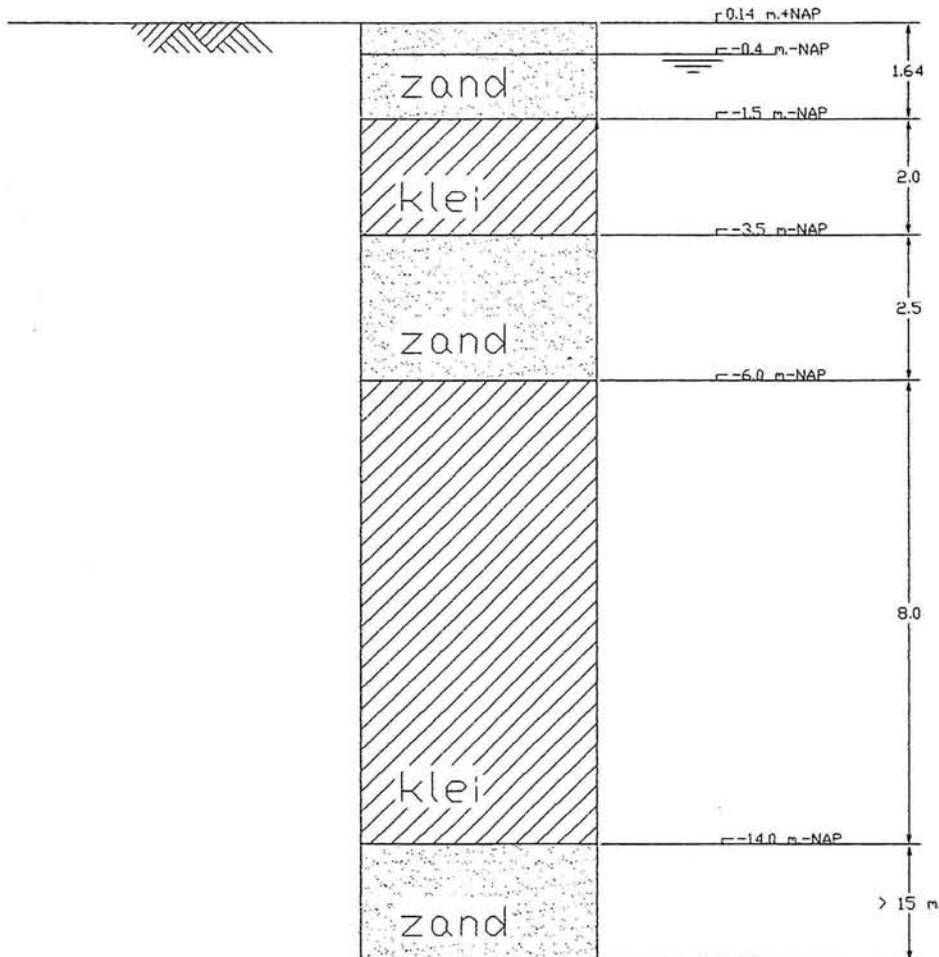
<sup>1</sup> Het aangegeven niveau geeft de bovenkant van de asfalttoplaag weer en wordt in het vervolg aangeduid met het wegniveau.

<sup>2</sup> Met het begrip breedte wordt bedoeld de nuttige breedte. Om onduidelijkheden te voorkomen wordt in de kostenvergelijking uitgegaan van de nuttige breedte. De constructiebreedte van de U-polder is in de bouwfase namelijk groter: aan beide zijden van de weg is extra ruimte nodig voor de steunbermen. De nuttige breedten zijn genomen met intervallen van 5 m. Deze afmetingen corresponderen niet precies met standaardafmetingen voor auto-snelwegen.

Ter completering wordt vermeld dat t.a.v. de waterstand de volgende aannames zijn gedaan:

- De grondwaterstand wordt beschouwd als de maximale grondwaterstand. Geen rekening is dus gehouden met een fluctuerende waterstand. De maximale grondwaterstand ligt op een niveau van 0,40 m.- NAP.
- Het verloop van de waterspanningen wordt hydrostatisch over de diepte verondersteld. In de dieper gelegen zandlagen wordt geen rekening gehouden met waterover- of onderspanningen.

Uitgangspunt voor de berekeningen is het hierna volgende (vereenvoudigde) grondpakket (figuur 1.2) met bijbehorende representatieve parameters (tabel 1.1 en 1.2):



**Figuur 1.2** Boorprofiel

laag nr.	ligging [m]	omschrijving
laag 1	van 0,14 m.+NAP tot 1,5 m.-NAP	los gepakt zand
laag 2	van 1,5 m.-NAP tot 3,5 m.-NAP	klei met veen
laag 3	van 3,5 m.-NAP tot 6,0 m.-NAP	los tot matig dicht zand
laag 4	van 6,0 m.-NAP tot 14,0 m.-NAP	slap tot matig stijve klei
laag 5	van 14,0 m.-NAP tot > 34 m.-NAP	matig dicht tot dicht zand

**Tabel 1.1** Specificatie grondlagen

grondsoort [laagnr.]	dikte [m]	$\gamma_{\text{droog}}$	$\gamma_{\text{nat}}$	$\phi$	c
1 zand	1.64	17	18	27.5	0
2 klei	2.00	15	15	25	2
3 zand	2.5	18	20	30	0
4 klei	8.0	17	17	25	5
5 zand	> 20	18	20	32.5	0

**Tabel 1.2** Representatieve grondeigenschappen per laag

---

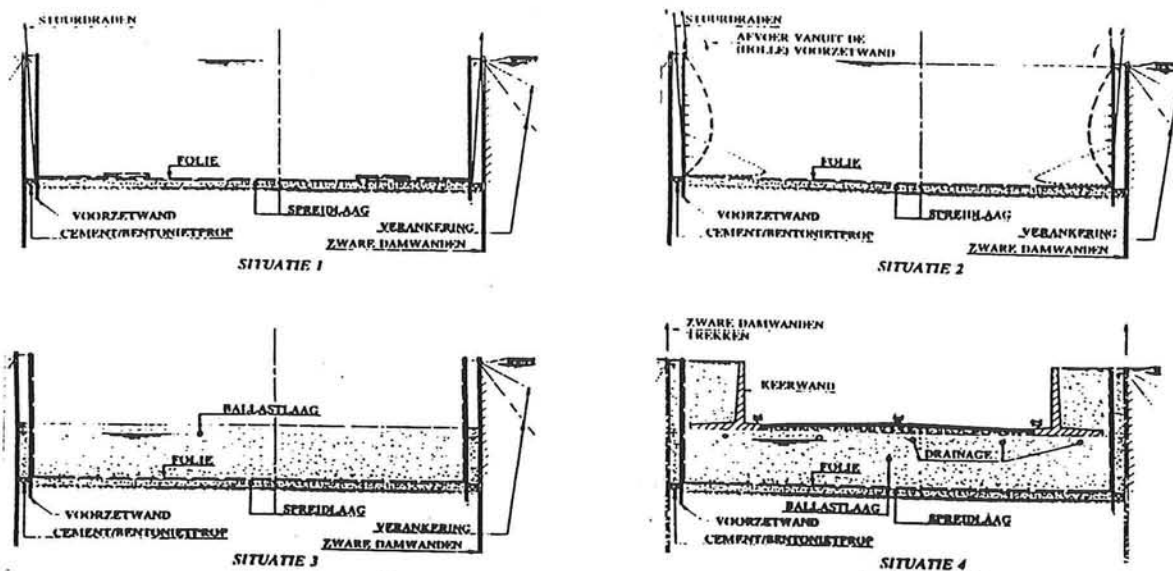


## HOOFDSTUK 2 De U-POLDER

### 2.1 Inleiding

De U-polder is, zoals reeds eerder is aangegeven, een nieuwe methode voor het verdiept aanleggen van wegen, waarbij grondwaterbemaling niet noodzakelijk is. Dit hoofdstuk wordt geheel gewijd aan de verschillende onderdelen van deze bouwmethode. Elk onderdeel zal worden gedimensioneerd in een aparte paragraaf. De eigenlijke berekeningen kunnen worden gevonden in de bijlagen. De volgorde van behandeling volgt de bouwfasering van de U-polder zo veel mogelijk. Daarom zal in § 2.2 eerst worden ingegaan op de bouw van de U-polder. Omdat de U-polder een relatief nieuwe methode is, wordt hier een redelijk gedetailleerde beschrijving gegeven.

### 2.2 De bouw van de U-polder



Figuur 2.1 Overzicht bouwfasen U-polder

De bouw van de U-polder wordt begonnen met het slaan van tijdelijke (zware) damwanden. Deze damwanden hebben tijdens het bouwproces een grond- en waterkerende functie. Het tracé wordt in compartimenten opgedeeld met elk een lengte van ongeveer 300 m. Dit bevordert de overzichtelijkheid en de beheersbaarheid van het project. De stalen damwanden uit een voltooid compartiment kunnen worden hergebruikt in een ander compartiment. Door het hergebruik van de damwanden, wordt een belangrijke kostenbesparing bereikt.

De damwanden worden verankerd met groutankers. Stempeling van de bouwkuip is weliswaar

---

een goedkoop alternatief, maar er zijn nadelen; stempels hinderen de werkzaamheden binnen de kuip (met name bij het afzinken van het folie) en bij grote breedte zijn zware stempels nodig. Het gebruik van trekstangen en ankerschotten is in het algemeen een duurder alternatief dan het gebruik van groutankers. Om vervormingen van de damwand te beperken kan worden overwogen de ankerstangen voor te spannen. De ankerkoppen worden in de kassen van de damwand geplaatst. De ankerkoppen worden op deze manier beschermd tijdens de ontgraving en vormen geen obstakel tijdens de overige werkzaamheden.

Na het aanbrengen van de groutankers (dit gebeurt bij voorkeur in den droge), wordt de grond tussen de wanden nat ontgraven. De grondwaterstand buiten de foliekuip mag immers niet worden verlaagd. Een nadeel bij het nat ontgraven is de slibvorming. Slibophopingen moeten zoveel mogelijk worden verwijderd, om problemen bij het afzinken van het folie en bij het aanvullen van het compartiment te voorkomen. Om instabiliteit van de ondergrond te voorkomen, wordt de waterstand in de kuip daarom iets opgezet. Hierdoor ontstaat een neerwaarts gerichte grondwaterstroming. Het ontgraven gebeurt met bijvoorbeeld dieplepels, grijpers en/of toyo-pompen.

Na het ontgraven en opschonen van het compartiment wordt op de bodem van de foliekuip een spreidlaag aangebracht. Deze laag heeft een drainerende en uitvullende functie. Zo ontstaat een vlakke bed voor het folie, dat later op de spreidlaag wordt afgezonken. Een derde functie van de spreidlaag is het afdekken van eventuele scherpe keien of andere voorwerpen op de bodem, waardoor beschadiging van het folie wordt voorkomen. De korrelgradering van de spreidlaag moet voor de slib drainerende functie zo grof mogelijk worden genomen. Grind lijkt daarvoor dé oplossing. Grind bevat echter altijd een percentage gebroken stenen. Onduidelijk is nog in hoeverre deze het op de spreidlaag af te zinken folie beschadigen. Voor de spreidlaag wordt daarom in eerste instantie een 0,5 m. dikke zandlaag gebruikt.

Op korte afstand (1 à 1,5 m.) van de tijdelijke damwanden worden vervolgens lichte voorzetwanden een stukje in de bodem van de bouwkuip getrild. Deze wanden moeten het folie geleiden tijdens het afzinkproces en beschermen tijdens bouw- en gebruiksfase. De voorzetwanden kunnen daarom zeer licht en slap zijn. Theoretisch zal zelfs een dunne plaat voldoen. Het transporteren en intrillen wordt dan echter een probleem. Verder moet de plaat weerstand kunnen bieden aan kleine waterdrukken tijdens het afzinken van het folie en aan kleine gronddrukverschillen tijdens het aanvullen van het compartiment. Voor de voorzetwand wordt daarom een licht damwandprofiel gebruikt. De kassen van de damwand worden voorzien van opgelaste platen. Hierdoor ontstaat een vlakke wand en worden grote rekken van het folie voorkomen. Bijkomend voordeel van de platen is, dat het damwandprofiel stijver wordt. De damwandkassen worden dichtgemaakt tot het ontgravingsniveau. De inklemmingsdiepte van de voorzetwanden bedraagt zo'n 2 tot 2,5 m. Aan de onderzijde, op het niveau van de ontgraving, worden de planken voorzien van een opgelaste bodemplaat. In de opgelaste platen worden drainagegaten gelast. Tijdens het afzinken van het folie kan door deze gaten ingesloten water gemakkelijk wegvloeien. Het water wordt opgezogen door zuigbuizen die in de afgesloten koker hangen en die zijn aangesloten op een vacuüm bemaling. Aan de bovenzijde wordt de voorzetwand plaatsvast verbonden met de kerende wanden. Deze zogenoemde kapstok wordt hergebruikt. Stalen HE-profielen voldoen hier uitstekend. Op de gladde stalen voorzetwand worden drainagematten aangebracht. Hiermee wordt voorkomen, dat het folie tijdens het verticaal optrekken in de afzinkfase, aan de wand blijft plakken. Het draaindoek moet tijdens het afzinkproces het water, dat zich tussen het folie en de voorzetwand bevindt, kunnen afvoeren. In de gebruiksfase is de waterdoorlatende functie niet meer nodig. Bij het

---

diepste wegniveau bestaat een waterdrukverschil van zo'n 6 m. Overspannen water komt dan tussen de voorzetwand en het folie naar boven. Dit is een kritische situatie, omdat als het doorsijpelende water tot boven de evenwichtmakende ballastlaag uitstijgt het folie kan scheuren. Om dit tegen te gaan is het draandoek op het werk aangebracht op een kleeflaag van bitumen. Tussen de voorzetwanden en de tijdelijke stalen damwanden wordt een waterremmende laag van cement-bentoniet aangebracht. Hierdoor ontstaat een afgesloten ruimte. Bij het verlagen van de waterstand in de foliekuip, kan ook in deze ruimte de waterstand worden verlaagd. Grote waterdrukverschillen op de voorzetwand worden hiermee voorkomen.

De bouwkuip is nu gereed voor het afzinken van het folie. Gebruikt wordt PVC-P folie. PVC heeft een grote verwerkbaarheid en kan bij beschadiging zelfs onder water worden verlijmd. PVC heeft als nadeel het verouderingsgedrag (het verlies van de weekmaker) en de daaruit volgende milieubelasting. Omdat ze het milieu minder belasten, mogen PVC-folies met een KIWA ATA certificaat zelfs worden toegepast in drinkwatergebieden. Het samenstellen van het 1 mm. dikke PVC folie is een fabrieksmatig proces. De foliepakket wordt samengesteld uit banen met een breedte van 2 m., die thermisch aan elkaar worden gelast. Op het folie worden diverse accessoires aangebracht. Deze trekpunten, drijvers, borgingen, markeringslijnen, bevestigingshaken etc. zijn hulpstukken bij het afzinken van het folie. De bovenrand van het verticale foliedeel en het folie rond de trekpunten wordt versterkt met gewapend folie. Het folie wordt vervolgens zigzag gevouwen. Het zigzag gevouwen folie wordt vervolgens opgerold om twee stalen buizen en kan worden vervoerd. Op de werkplek wordt de folie op een afzinkponton afgerold. De breedte van het foliekuip blijft constant, waardoor gebruik kan worden gemaakt van een relatief simpel ponton met vaste afmetingen.

Het afzinken start bij een talud of bij een compartimenteringsscherm. Een compartimenteringsscherm bestaat uit een U-vormige klemconstructie, welke in den droge is gemaakt binnen een bouwkuip van damwanden en onderwaterbeton. Deze wijze van aansluiten is vooral bedoeld voor een aansluiting op andere constructies. Hierbij kan worden gedacht aan een spoorlijnkruising of een tunnelingang. Starten vanaf een compartimenteringsscherm, betekent starten vanaf een vast punt. Dit maakt de maatvoering een stuk eenvoudiger. Het soortelijk gewicht van PVC is hoger dan dat van water, waardoor het folie kan worden afgezonken m.b.v. het eigen gewicht. Deze methode kan alleen worden toegepast als het water vrij rond het folie kan stromen. Het afzinken begint met het positioneren van het ponton, waarna het folie vervolgens op het water wordt gebracht. M.b.v. opgepompte drijvers wordt het folie tijdelijk drijvend gehouden. Het afzinkproces kan door de drijvers goed worden beheerst. Aan de voorzijde van het folie worden trekdraden bevestigd. Na het één voor één ontluchten van de drijvers wordt m.b.v. de trekdraden het folie naar het horizontale gedeelte van de klemconstructie getrokken. Het folie wordt m.b.v. haken aan de horizontale klembalk bevestigd. De balk kan vervolgens worden gesloten. Door duikers wordt de klemconstructie uiteindelijk aangespannen. Door het ponton naar achter te trekken wordt steeds meer folie te water gelaten. Op het ponton worden nieuwe stukken folie eenvoudig aan een gedeeltelijk reeds te water gelaten stuk folie gelast. In principe kan nu een oneindig lang stuk folie worden afgezonken. Het folie zinkt na het ontluchten van de drijvers op eigen gewicht naar de bodem. M.b.v. stuurdraden wordt het folie horizontaal gepositioneerd. Deze draden zijn voor het aanbrengen van de voorzetwand door de in de opgelaste platen aanwezige gaten gehaald en gecontroleerd op gangbaarheid. Op het moment dat een groot gedeelte van het folie horizontaal is afgezonken (situatie 1: figuur 2.1), kan worden begonnen met het optrekken van de verticale foliedelen. Eerst worden de randen van de omslag tegen de voorzetwand getrokken. De stuurdraden worden om dit te bereiken losgemaakt van de trekpunten en omgezet naar de trekpunten aan de rand van de

---

omslag. Vervolgens worden de omslagen opgetrokken (situatie 2: figuur 2.1). De stuurdraden worden opnieuw losgekoppeld en vervangen door draden die verticaal aan de kuipzijde van de foliekuip lopen. De draden worden aangespannen m.b.v. lieren. Deze lieren zijn aan de rand van de bouwkuip bevestigd. Het optrekken moet langzaam gebeuren, zodat het water tussen folie en voorzetwand de kans krijgt om weg te stromen. Door binnen de foliekuip een kleine wateroverhoogte aan te houden ontstaat een goede aansluiting in de hoek tussen voorzetwand en folie. Aan de bovenzijde wordt het folie in eerste instantie bevestigd aan de voorzetwand. Later zal de bovenzijde in een kielspit worden verwerkt. Ter plaatse van de compartimenteringskuip worden de zijkanten m.b.v. trekdraden naar de verticale klemconstructie getrokken. Na fixatie van het folie worden de klemmen gesloten en afgespannen. De beëindiging van het afzinkproces gebeurt opnieuw tegen een compartimenteringsscherf of tegen een talud. Alle folie wordt bij de beëindiging in het water gelaten. Het ponton kan nu uit het water worden gehaald. Het folie wordt vervolgens op een identieke wijze als bij het andere compartimenteringsscherf in de klemconstructie vastgezet. In het geval van een taludbeëindiging wordt het folie het talud opgetrokken en vastgezet in een kielspit.

De bouwput kan door het ontbreken van verticaal evenwicht nog niet worden drooggepompt. Eerst moet op het folie nog een ballastlaag worden gestort (situatie 3: figuur 2.1). Het zand voor deze laag moet worden aangekocht of kan worden verkregen door hergebruik van de eerder ontgraven grond. Dit geldt ook voor het aan te vullen gedeelte tussen voorzetwand en tijdelijke damwand. Het aanbrengen van de grond in de foliekuip en in het gedeelte tussen voorzetwand en tijdelijke stalen damwand moet gelijktijdig gebeuren, de stijfheid van de voorzetwand is immers gering. Wanneer de ballastlaag voldoende dikte heeft, kan het water in de foliekuip worden verlaagd. Tijdens het leegpompen van een compartiment moet de waterstand in de foliekuip steeds iets hoger zijn dan de waterstand in de kasten van de voorzetwand en in het gedeelte tussen de voorzetwand en de tijdelijke kerende wanden. Hiermee wordt voorkomen, dat het folie van de voorzetwand wordt gedrukt. De waterstandsverschillen mogen i.v.m. de geringe buigstijfheid natuurlijk niet te groot zijn. Het water dat zich nog tussen de voorzetwand en het folie bevindt, wordt zoals gezegd via de drainmat en drainagegaten afgevoerd. Aan de bovenzijde van de ballastlaag wordt een drainagesysteem aangebracht. Hiermee wordt tijdens de gebruiksfase de waterstand in de polder beheerst. Op de ballastlaag wordt vervolgens aan beide zijden een L-wand geplaatst (situatie 4: figuur 2.1). Achter deze betonnen wanden wordt eveneens een hoeveelheid zand, de zogenoemde aanvullaag gestort. Deze aanvullaag moet zorgen voor horizontaal evenwicht boven de ballastlaag, zodat uiteindelijk de tijdelijke damwanden zonder gevaar voor grondafschuiving kunnen worden getrokken. Gelijktijdig met het aanbrengen van de aanvullaag wordt nu de resterende ruimte tussen voorzetwand en tijdelijke stalen damwand verder opgevuld met zand. De tijdelijke verankeringen kunnen vervolgens worden losgekoppeld, waarna de tijdelijke stalen damwanden worden getrokken en klaargemaakt voor hergebruik.

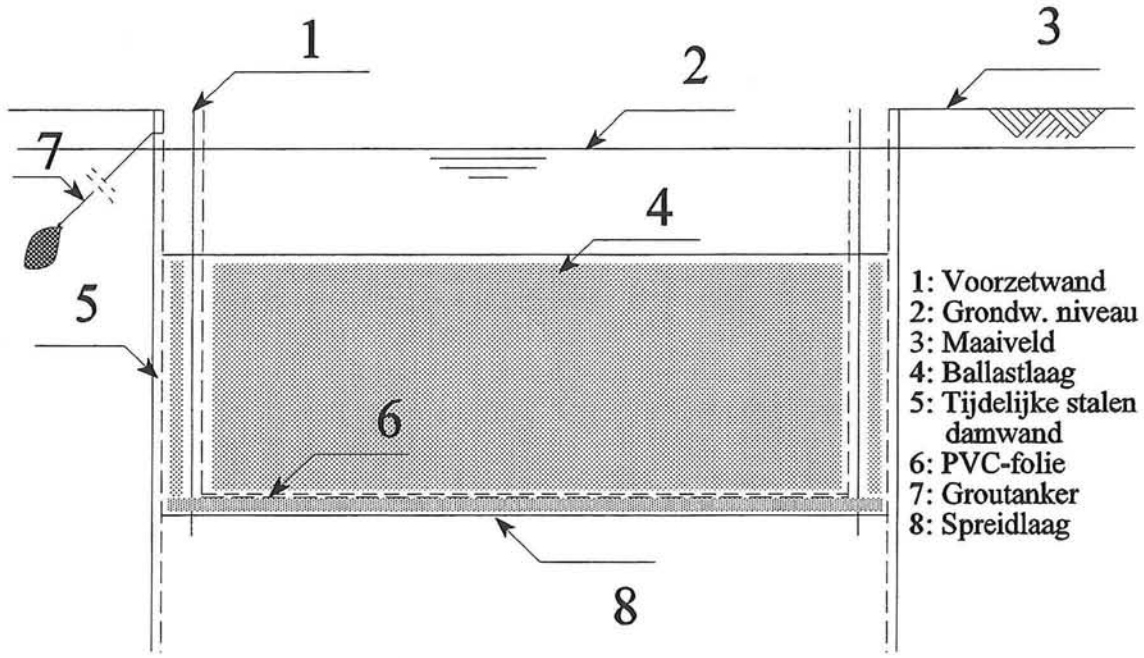
Bij de U-poldermethode is een continu bouwproces eenvoudig te realiseren. Op een gedeelte van het al afgezonken en verticaal opgetrokken folie wordt de ballastlaag aangebracht. Het einde van het compartiment wordt voorzien van een gronddam welke boven het water in de foliekuip uitsteekt. Het water in dit compartiment kan nu worden verlaagd. Een waterstroom door de gronddam heen wordt beperkt door het talud van de dam te voorzien van een los stuk folie. Het lekwater in het compartiment wordt afgevoerd m.b.v. de drainagebuizen in de ballastlaag. De afbouw kan nu beginnen in het drooggepompte compartiment. Voor de overige compartimenten wordt dezelfde werkwijze aangehouden.

---

Belangrijk in de haalbaarheidsstudies van de U-polder is de vraag of het folie de waterafsluitende functie kan blijven vervullen. Aansluitend moet de vraag worden beantwoord hoe een eventueel gat in het folie kan worden opgespoord en gerepareerd. De duurzaamheid van het folie is onderzocht door TNO. Op nieuw folie is met behulp van verhoogde temperaturen en actieve kool een verouderingsproces gesimuleerd. Na de simulatie kan worden geconcludeerd, dat het folie als waterkering over 350 jaar nog functioneert. Wel is sprake van een verlies van de weekmaker, waardoor de rekcapaciteit sterk vermindert. Ook zijn proeven uitgevoerd op folie afkomstig uit het kielspit van de verdiepte weg door Amelisweerd. Dit folie heeft een ouderdom van zo'n 12 jaar. Het gaat hier om stukken folie die zich boven de grondwaterstand bevonden en om stukken folie die zich onder de grondwaterstand bevonden. Het folie voldeed nog volledig aan de te stellen eisen. Wel zijn het weekmakergehalte, de treksterkte en de rek bij breuk iets afgenomen ten opzichte van de destijds bepaalde waarden. Het folie dat in contact heeft gestaan met het grondwater heeft zijn eigenschappen iets beter bewaard dan het folie dat boven de grondwaterstand is aangebracht. De droge grond heeft in dit geval waarschijnlijk als een soort absorptielaag voor de weekmaker gewerkt.

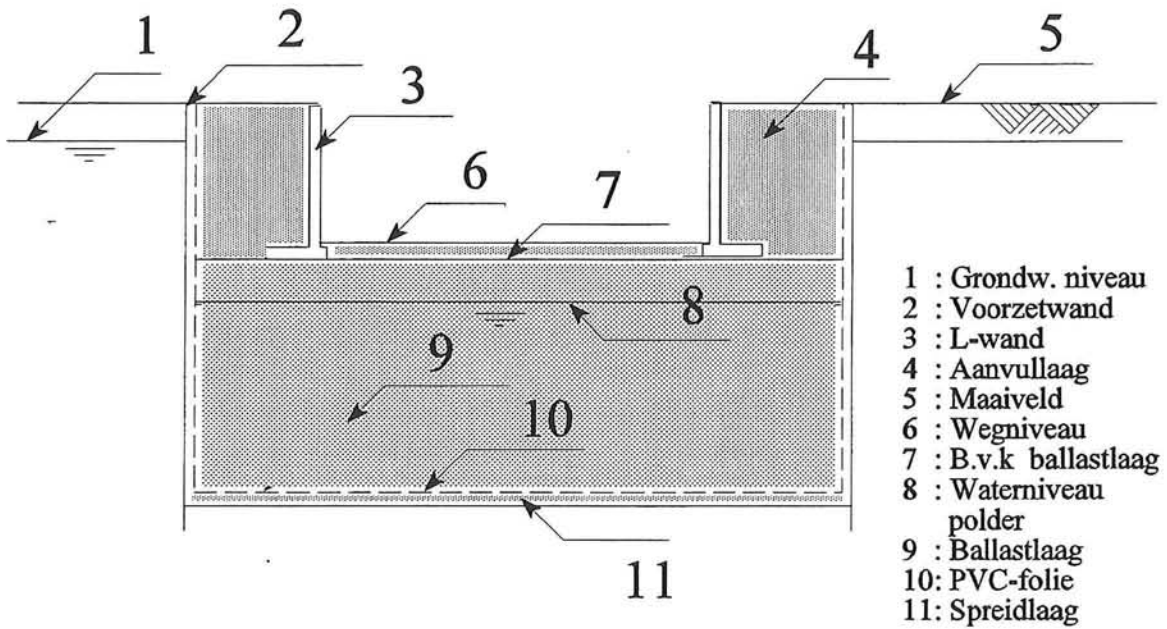
Aantasting door schadelijke stoffen wordt voorkomen door het gescheiden aanleggen van een drainage- en rioleringsstelsel. Schadelijke stoffen die bij een calamiteit op de weg komen kunnen direct via de riolering worden afgevoerd. De meeste voor het folie schadelijke stoffen blijven echter op het grondwater drijven. Door het plaatsen van verticale schermen kan verspreiding van deze stoffen worden tegengegaan. De horizontale afstand van wegdek tot folie is afhankelijk van het wegniveau en bedraagt zo'n 6 tot 10 m. Indien er toch nog schadelijke stoffen in het grondwater doordringen, kan m.b.v. het drainagesysteem het grondwater worden doorgespoeld.

Het constateren van een lek in zowel de afgezonken als in de geballaste toestand is eenvoudig door de gedragingen te observeren van het waterpeil bij kunstmatig verhoogde- of verlaagde peilen. Geo-electrische metingen lenen zich voor het detecteren van scheuren in afgezonken folies. De methode is gebaseerd op de isolerende eigenschappen van het folie. Het folie vormt op deze manier een scheiding tussen de ondergrond en de boven het folie liggende zand- en waterlaag. Eén stroomelectrode wordt buiten de put geplaatst en één elektrode wordt in de put geplaatst. Als het folie onbeschadigd is zal er geen stroming tussen de elektroden plaatsvinden. Is er wel een scheur aanwezig, dan komt er een elektrische verbinding tot stand tussen de put en de omgeving. Dit resulteert in een meetbare stroomsterkte. De sterkte van de stroom is afhankelijk van de afmetingen van de scheur. In de omgeving van de scheur zal het potentiaalveld afwijken van de overige velden in de put. Door het potentiaalveld in de bouwput met een bepaalde elektrodenconfiguratie systematisch af te tasten kunnen afwijkingen worden opgespoord. Deze afwijkingen geven directe aanwijzingen over plaats, aantal en afmetingen van de scheuren. Reparatie onder water van een eventuele scheur in het folie is mogelijk. Een geballaste folie is moeilijker te repareren. Diepte injectie is dan een oplossing.



(niet op schaal)

**Figuur 2.2** Schematisatie bouwfase



(niet op schaal)

**Figuur 2.3** Schematisatie gebruiksfase

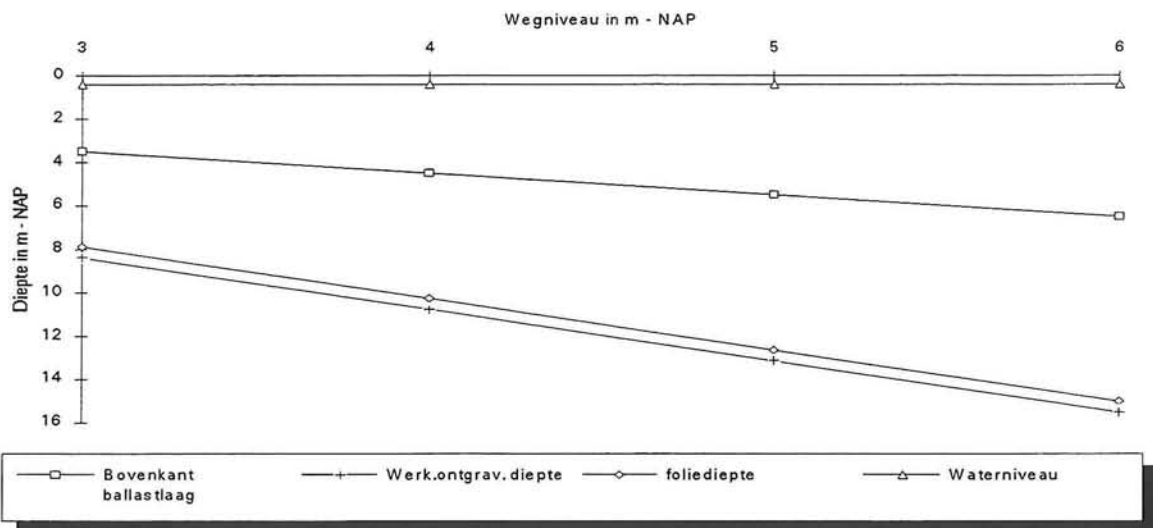
## 2.3 Grondverzet

Het ontgraven van en het weer gedeeltelijk aanvullen met grond is bij de U-polder een belangrijke kostenpost. De grootte van het grondverzet wordt vooral bepaald door de geëiste aanlegbreedte en het minimaal benodigde ontgravingsniveau. Daarom wordt begonnen met het bespreken van de ontgravingsdiepte in § 2.3.1. In § 2.3.2 wordt vervolgens de hoeveelheid te ontgraven grond behandeld, waarna in § 2.3.3 en § 2.3.4 de benodigde hoeveelheid zand voor respectievelijk spreid- en ballastlaag worden bepaald.

### 2.3.1 Berekening ontgravingsdiepte

De minimaal benodigde ontgravingsdiepte wordt berekend, door het gewicht van de ballastlaag gelijk te stellen aan de tegen de onderzijde van het folie werkende waterdruk. Deze vergelijking geeft de minimaal benodigde dikte voor de ballastlaag. M.b.v. de nu bekende dikte van de ballastlaag en het reeds bekende wegniveau kan de minimale ontgravingsdiepte worden gevonden. Vooral de volumieke massa van het ballastzand heeft grote invloed op de aan te houden ontgravingsdiepte. Gerekend wordt met een "overall" veiligheid van 1,1. In de berekening wordt hierbij uitgegaan van de representatieve volumieke massa van de ballastlaag. Dit is een kleine, maar verantwoorde veiligheid. De volumieke massa van de ballastlaag is immers vooraf vrij nauwkeurig te bepalen. Met fluctuaties in de grondwaterstand wordt geen rekening gehouden, omdat is uitgegaan van de maximaal optredende grondwaterstand. De kleine veiligheid is toereikend voor geringe afwijkingen in de hoogteligging van de spreidlaag en/of een lager uitvallend volumiek gewicht van de ballastlaag ten gevolge van een minder goede korrelpakking.

De berekening van de minimaal benodigde ontgraving kan worden gevonden in bijlage V. In figuur 2.4 worden de ligging van folie, spreidlaag en bovenkant ballastlaag bij toenemende aanlegdiepte grafisch weergegeven.



Figuur 2.4 Overzicht ontgraving

---

In tabel 2.1 wordt het minimaal benodigde ontgravingsniveau nog eens in cijfers weergegeven. In deze waarden is de benodigde ontgraving voor de spreidlaag verwerkt.

wegniveau [m.-NAP]	ontgravingsniveau [m.-NAP]
3	8,4
4	10,8
5	13,1
6	15,5

**Tabel 2.1** Minimaal benodigd ontgravingsniveau

In figuur 2.4 en tabel 2.1 is te zien dat wanneer het wegniveau 1 m. dieper wordt genomen, de minimaal benodigde ontgravingsdiepte 2,4 m. groter wordt. Dit betekent dat het totale grondverzet, dus zowel het ontgraven als aanvullen, bij toenemende aanlegdiepte een steeds grotere kostenpost wordt.

In hoofdstuk 5 zal verder worden ingegaan op de invloed van het grondverzet ten aanzien van de totale kosten.



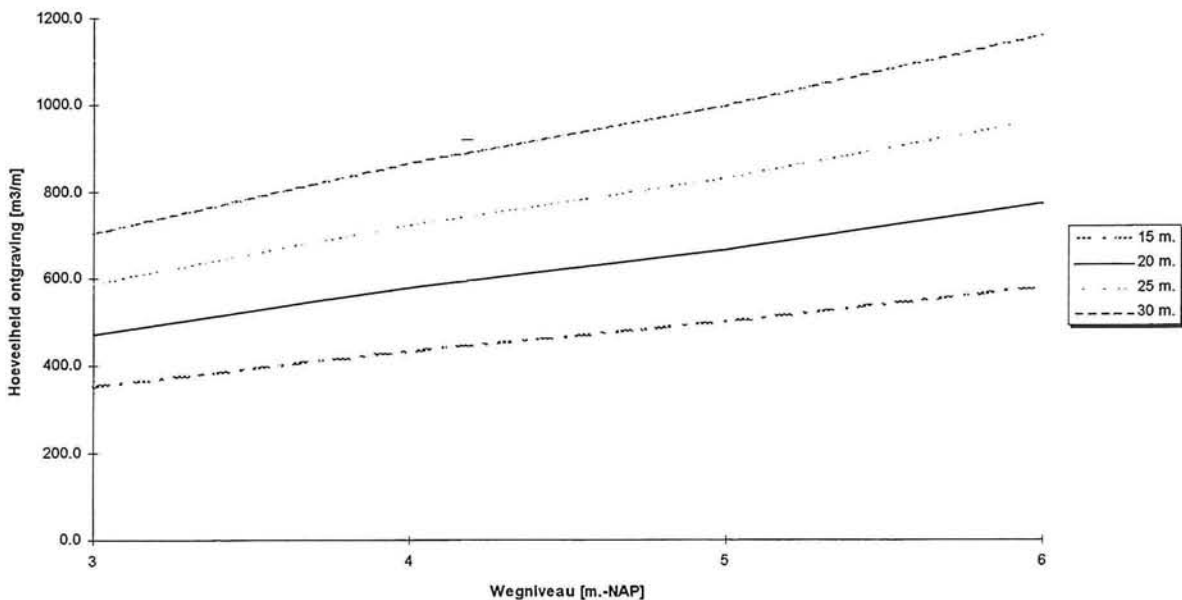
### 2.3.2 Hoeveelheid ontgraving

In deze paragraaf zal ingegaan worden op de benodigde hoeveelheid ontgraving. De ontgraving kan op een droge of een natte manier plaatsvinden. Onder een droge ontgraving wordt meestal verstaan een ontgraving met een gelijktijdige grondwaterstandverlaging. Bij een natte ontgraving wordt de grondwaterstand niet verlaagd. Een tijdelijke grondwaterstandsverlaging is (uitgangspunt) niet toegestaan. De ontgraving gebeurt dan ook in den natte. Voor de tijdelijke damwanden kan hierdoor met een lichter profiel worden volstaan. De ontgraving boven de aanwezige grondwaterstand kan droog plaatsvinden.

De droge ontgraving vindt bij alle aanlegniveaus plaats over een diepte van  $0,54 \text{ m}^3$ . Dit is een zeer geringe ontgraving.

De natte ontgraving vindt plaats tot aan het niveau van de onderzijde van de spreidlaag. De ontgraven grond kan, afhankelijk van de grondeigenschappen, worden hergebruikt in ballast- en aanvullaag of, indien onbruikbaar, worden afgevoerd. Hergebruik betekent een belangrijke kostenbesparing. Opgemerkt wordt, dat aan de kwaliteit van de ballast- en aanvulgrond hoge eisen worden gesteld. Bij de als uitgangspunt gekozen grondopbouw, komen alleen de zandlaag tussen 3,5 en 6,0 m.- NAP en de diepere pleistocene zandlaag in aanmerking voor hergebruik.

De hoeveelheden bij verschillende wegniveaus en aanlegbreedten zijn berekend in bijlage V en in grafiekvorm weergegeven in figuur 2.5. In de grafiek is de aangegeven breedte de nuttige breedte.



**Figuur 2.5** Benodigde hoeveelheid ontgraving

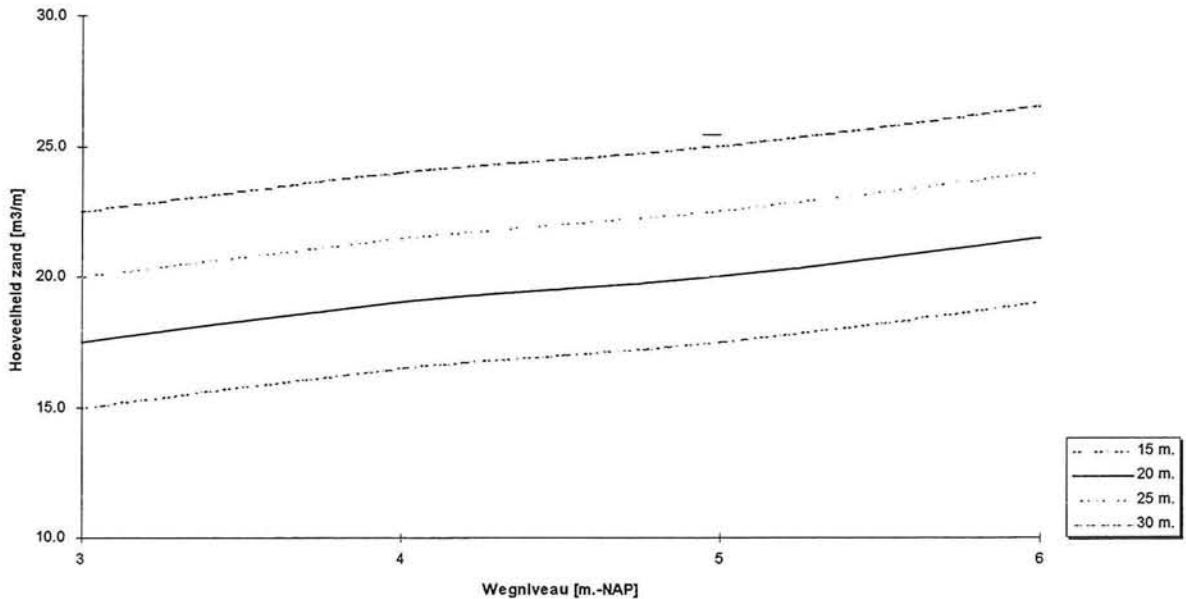
<sup>3</sup> Uitgangspunt is, zoals vermeld in paragraaf 1.2, een constante maximale grondwaterstand van 0,4 m. -NAP en een maaiveldniveau van 0,14 m. +NAP.

---

De grootte van de ontgraving is afhankelijk van zowel de nuttige breedte als van het wegniveau. In eerste instantie lijkt het, dat de invloed van de beide factoren op de hoeveelheid te ontgraven grond even groot is. Het wegniveau heeft echter niet alleen betrekking op de diepte, maar beïnvloedt ook de breedte van de aanvullaag. Een dieper wegniveau betekent dus niet alleen een vergroting van de minimaal benodigde ontgravingsdiepte, maar ook een toename van de totaal benodigde breedte. In figuur 2.5 is dit ook te zien. Wanneer de extra benodigde breedte voor de aanvullaag buiten beschouwing wordt gelaten, zal er een lineair verband te zien zijn tussen de benodigde hoeveelheid ontgraving en het wegniveau. De grafiek wijkt weinig af van een lineair verband. Dit betekent dat de invloed van de extra benodigde breedte beperkt is.

### 2.3.3 Spreidlaag

Na de ontgraving wordt, zoals reeds is vermeld, eerst in den natte een spreidlaag aangebracht. Deze spreidlaag heeft een functie als uitvlaklaag, zodat het folie op een "rechte" ondergrond kan worden afgezonken. Verder heeft de spreidlaag een drainerende functie tijdens het leggen van het folie en dient als beschermende laag voor het folie, zodat de invloed van scherpe voorwerpen teniet wordt gedaan. Dit betekent dat aan het zand voor de spreidlaag hoge eisen worden gesteld t.a.v. slibgehalte en korrelgrootte. De dikte van de spreidlaag is onafhankelijk van het wegniveau en wordt arbitrair vastgesteld op 0,5 m.



**Figuur 2.6** Hoeveelheden spreidlaag

De hoeveelheden voor de spreidlaag worden bij vier verschillende wegniveaus en vier verschillende nuttige breedten in grafiekvorm weergegeven (figuur 2.6). Ondanks het feit dat de spreidlaag bij elk wegniveau eenzelfde dikte heeft, zijn de benodigde hoeveelheden zand voor de spreidlaag wel afhankelijk van het wegniveau. Dit heeft, zoals reeds staat vermeld in § 2.3.2, zijn oorsprong in de invloed van het wegniveau op de totale breedte. Deze invloed is gering. Figuur 2.6 laat daarom een nagenoeg lineair verband zien.

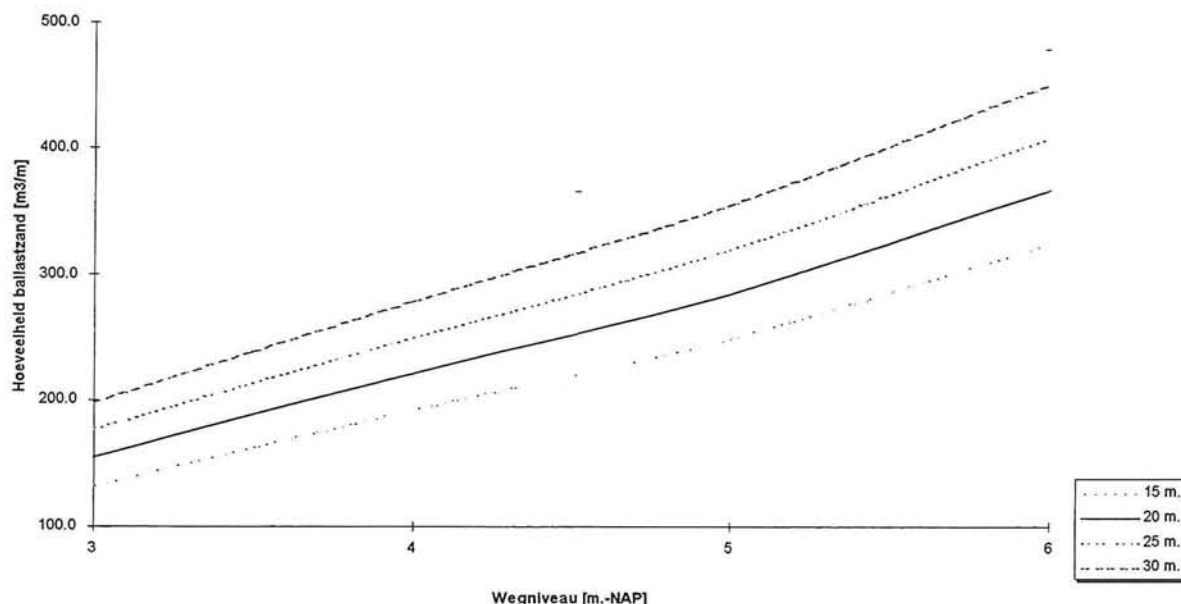
### 2.3.4 Ballastlaag

De benodigde hoeveelheid ballastzand kan eenvoudig worden berekend door het verticale evenwicht van het folie te beschouwen (zie bijlage V). Hieruit volgt de minimale dikte van de ballastlaag. De ballastlaag bestaat uit zand, welke volledig in den natte wordt aangebracht. Dit betekent slecht verdicht zand. M.b.v. trilnaalden kan een uitstekende verdichting over de gehele diepte worden bereikt. Hierbij moet voorzichtig worden gewerkt, om schade aan het folie te voorkomen. In de berekeningen worden de grondeigenschappen van de ballastlaag over de gehele doorsnede in eerste instantie als constant beschouwd. Verder wordt uitgegaan van een matige verdichting van het zand in de ballastlaag. In tabel 2.2 kunnen de representatieve grondparameters van de ballastlaag worden gevonden. Dit zijn dus waarden die moeten worden gezien als gemiddelden over de diepte.

grondsoort [laagnr.]	dikte [m]	$\gamma_{\text{droog}}$	$\gamma_{\text{nat}}$	$\phi$	c
ballastlaag	variabel	18	19	27.5	0

Tabel 2.2 representatieve waarde ballastlaag

Bij het aanbrengen van de ballastlaag moet rekening worden gehouden met inklinking. Dit betekent, dat een overhoogte aangebracht moet worden. Voor de hoeveelhedenberekening wordt met een overhoogte van 10% gerekend [gegevens Bouwdienst Rijkswaterstaat].



Figuur 2.7 Hoeveelheden ballastlaag

De hoeveelheden bij vier verschillende wegniveaus en vier verschillende nuttige breedten zijn

---

berekend in bijlage V en in grafiekvorm weergegeven in figuur 2.7. Rekening is gehouden met de 10% overhoogte i.v.m. inklinking. In de grafiek is te zien, dat de benodigde hoeveelheid ballastzand toeneemt met het wegniveau en de nuttige breedte. De benodigde hoeveelheid ballastzand neemt evenredig toe met de nuttige breedte. De hoeveelheid ballastzand zal in principe meer dan evenredig toenemen met het wegniveau, omdat een dieper niveau niet alleen een grotere minimale ontgravingsdiepte vereist, maar ook een grotere totale breedte i.v.m. de benodigde aanvullagen. Figuur 2.7 laat ook hier echter een nagenoeg lineair verband zien.

---

## 2.4 Tijdelijk kerende wand

Bij de U-poldermethode is gekozen voor de toepassing van enkelvoudig verankerde stalen damwanden als tijdelijk grondkerende constructie [1]. Om de bouwkosten van de aanleg van de U-polder te beperken, worden deze tijdelijke stalen damwanden na gereedkomen van een compartiment getrokken en opnieuw gebruikt in een volgend compartiment. De damwanden kunnen afhankelijk van de omstandigheden 5 tot 7 keer worden hergebruikt [1]. De ontwerpberekening voor de damwandconstructie volgt in grote lijnen de aanbevelingen in CUR 166, damwandconstructies [4]. Voor het bepalen van de dimensies van de stalen damwandconstructie worden daarom de volgende voorwaarden getoetst:

- De door de grond op de damwand uitgeoefende drukken moeten horizontaal- en momentenevenwicht maken.
- Tevens moet de damwand voldoende sterk zijn om de belastingen op te nemen zonder te bezwijken.
- De damwand mag onder maximale belasting niet te veel vervormen.
- De totale stabiliteit van damwand en grondlichaam moet gewaarborgd zijn.

M.b.v. het damwandcomputerprogramma Msheet worden voor verschillende bouwfases de ankerkrachten, gronddrukken, vervormingen, momenten en dwarskrachten in de damwand gevonden (§ 2.4.1). Hieruit kunnen eenvoudig de noodzakelijke damwandlengte (§ 2.4.2) en het benodigde damwandprofieltype worden bepaald (§ 2.4.3). De gekozen profielen worden vervolgens getoetst aan de hand van de maximaal toegestane vervormingseis (§ 2.4.4) en gecontroleerd d.m.v. een stabiliteitsberekening (§ 2.5.4).

### 2.4.1 Dimensionering m.b.v. damwandcomputerprogramma.

De dimensionering kan handmatig worden uitgevoerd m.b.v. de methode Blum. De berekeningen kunnen echter eenvoudiger worden gedaan m.b.v. een computerprogramma. Dit geldt vooral wanneer het bodemprofiel uit meerdere grondlagen bestaat. In het laatste geval is het ook mogelijk om verschillende bouwfases in het ontwerp te betrekken. Bij de Bouwdienst Rijkswaterstaat, afdeling Tunnelbouw, stonden een tweetal damwandprogramma's tot mijn beschikking:

- PCDAM versie 5.2, ir. G. Wolsink, Bouwdienst RWS, Utrecht.
- Msheet versie 2.2, Delft Geotechnics, Delft.

In eerste instantie zijn de berekeningen uitgevoerd met beide computerprogramma's. Beide programma's zijn ontworpen voor normale damwandberekeningen, waarbij grond wordt ontgraven. Het specifieke van de U-poldermethode bestaat uit het eerst ontgraven en vervolgens weer aanvullen van grond. Bij bepaalde nauwkeurige schematisaties van het anker vertoont het programma PC-DAM hierdoor hysteresiseffecten. Verdere damwandberekeningen zijn daarom uitgevoerd met het programma Msheet.

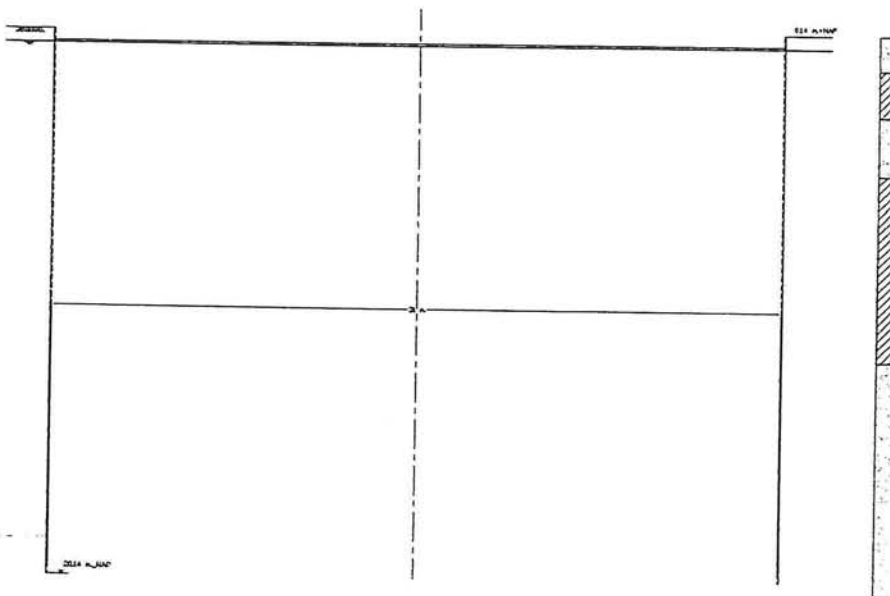
Als uitgangspunt voor het aan te houden bodemprofiel zijn de in bijlage III vermelde grondparameters gebruikt. Dit zijn, zoals vermeld in de betreffende bijlage, rekenwaarden volgens [4]. De overige in Msheet gebruikte parameters kunnen eveneens worden gevonden in bijlage III.

De belangrijkste werkzaamheden, die een niet te verwaarlozen invloed hebben op het krachtenspel tussen grond en stalen damwandconstructie, zijn opgedeeld in 4 fasen. Deze fasen zijn ingevoerd in Msheet en worden hieronder in een overzicht weergegeven (zie ook

figuur 2.9 - 2.11).

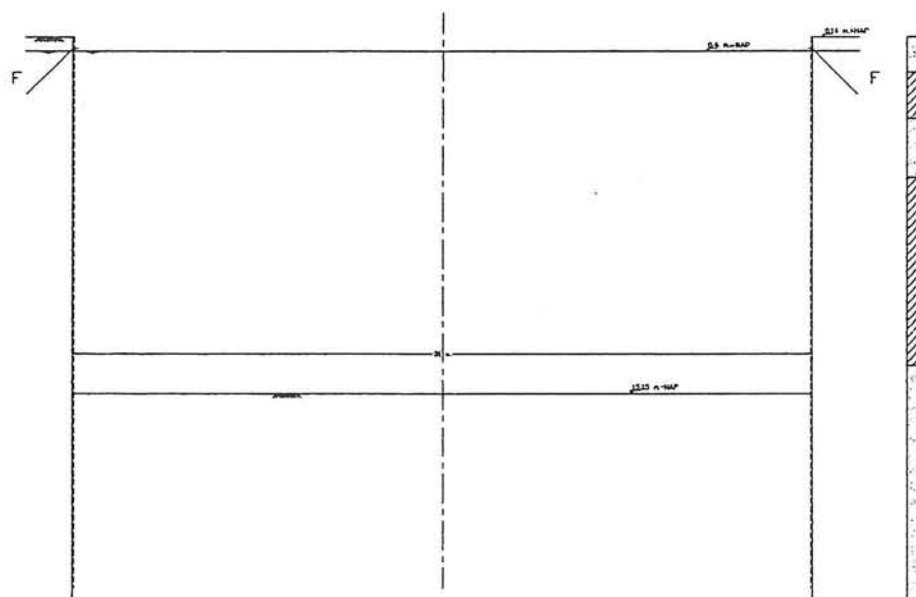
- Fase 1: - Het op diepte heien van de tijdelijke stalen damwand.
  - Ontgraven van de grond tot aan het niveau van de maximale grondwaterstand.
  - Aanbrengen van de groutankers
- Fase 2: - Voorspannen van de groutankers
  - Ontgraving in den natte tot aan het niveau van de onderkant van de spreidlaag.
- Fase 3 - Aanbrengen (in den natte) spreidlaag.
  - Afzinken en optrekken van het folie.
  - Aanbrengen (in den natte) ballastlaag op het folie.
- Fase 4 - Verlagen van de grondwaterstand tot ongeveer 1 m. onder het niveau van de bovenkant van de ballastlaag.

Fase 1



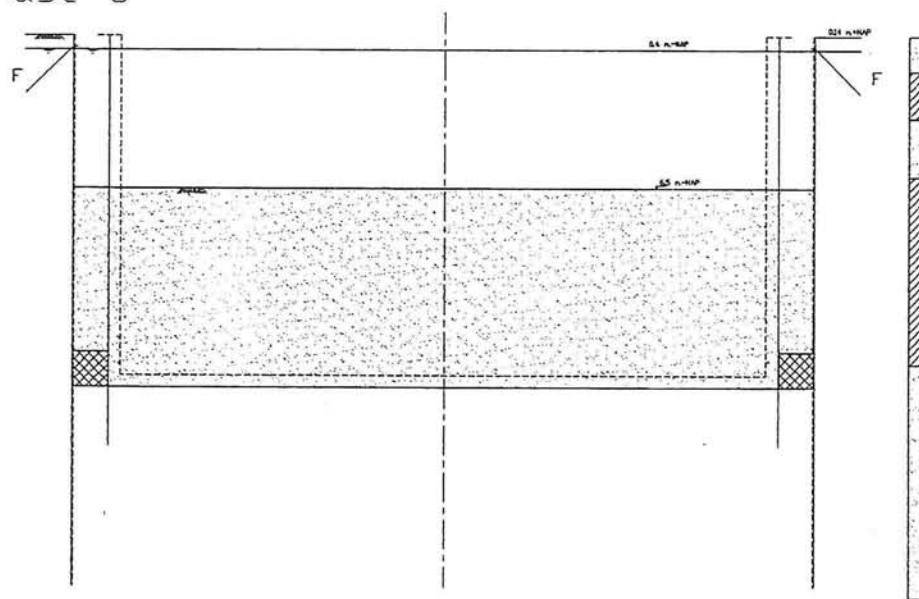
**Figuur 2.8** Fase 1

Fase 2



**Figuur 2.9** Fase 2

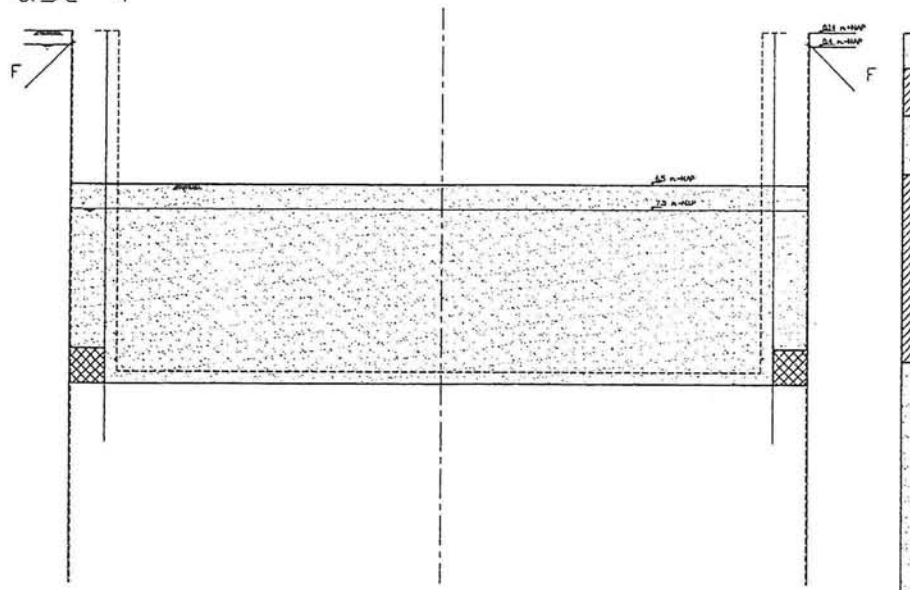
Fase 3



**Figuur 2.10** Fase 3



#### Fase 4



**Figuur 2.11** Fase 4

Een overzicht van de uitvoer volgens Msheet bij verschillende wegniveaus is te vinden in tabel 2.3.

Wegniveau [m. -NAP]	3 m.	4 m.	5 m.	6 m.
Max. veldmoment [kNm/m]	226	487	819	1272
Ankerhoogte [m. -NAP]	0,25	0,25	0,25	0,25

**Tabel 2.3** Overzicht uitvoer Msheet

De schematisaties, achtergronden en uitvoer van de damwandcomputerberekening zijn te vinden in bijlage VII.

#### 2.4.2 Optimale damwandlengte.

Het onderschrijden van de maximaal toelaatbare passieve gronddruk is het belangrijkste criterium bij de bepaling van de minimale damwandlengte. Als de maximaal optredende passieve gronddruk groter is dan de maximaal mogelijke passieve gronddruk betekent dat een te kleine voetweerstand en dus een te korte damwand. Bij gebruik van rekenwaarden wordt een passieve weerstand van 90 % van de maximale passieve grondweerstand aangehouden. Dit percentage wordt ook in de uitvoer van Msheet weergegeven. In principe kan bij gebruik van rekenwaarden een hoger percentage worden toegestaan. In de Msheetberekening is echter

geen rekening gehouden met bijkomende effecten als scheve buiging, boogwerking, het intrillen van de voorzetwand en het lengte effect. Vandaar dat de 90 % grenswaarde wordt aangehouden voor de passieve werstand. De resultaten kunnen worden gevonden in tabel 2.4.

Wegniveau [m. -NAP]	3 m.	4 m.	5 m.	6 m.
Optimale damwandlengte [m.]	12,5	15,5	17,5	20

**Tabel 2.4** Optimale damwandlengte

### 2.4.3 Minimale damwandprofiel.

M.b.v. het programma MSHEET zijn bij de minimale damwandlengte, zoals behandeld in § 2.4.2, het grootste veld-en inklemmingsmoment bepaald. De rekenwaarde van het maximale moment moet kleiner zijn dan of gelijk aan de rekenwaarde van de sterkte van de damwand. Hierbij wordt gebruik gemaakt van de profieltabellen uit bijlage VIII. Op grond van sterkte-eisen en uit economische overwegingen is voor elk wegniveau een stalen damwandprofiel gekozen. De gekozen profielen kunnen worden gevonden in tabel 2.5.

wegniveau [m. -NAP]	Profieltype damwand	Gewicht per m' per m' dam- wand [kg/m <sup>2</sup> ]
3	PU8	91
4	AZ18	118
5	AZ26	155
6	AZ36	194

**Tabel 2.5** Damwandkeuze

Als korte toelichting op de keuze moeten een aantal opmerkingen worden gemaakt. De volledige toelichting kan worden gevonden in bijlage VIII.

- Gebruik van de nieuwe AZ- profielen is sterk aan te raden, vanwege de zeer gunstige belasting / gewichtsverhouding.
- Een U-profiel is stijver dan een Z-profielen. Een U-profiel is daarom vaker her te gebruiken.
- I.v.m. het hergebruik van de planken wordt liever een iets zwaarder dan een te licht profiel genomen.

Voor de U-poldermethode kan algemeen worden geconcludeerd dat gebruik moet worden gemaakt van AZ-profielen vanwege de gunstige belasting/ gewichtsverhouding. Dit profieltype

---

kan zonder problemen minimaal 5 keer worden hergebruikt (gegevens Bouwdienst Rijkswaterstaat). Deze waarde wordt in de kostenvergelijking aangehouden.

#### **2.4.4 Controle vervormingen.**

De stalen damwanden doen bij de U-poldermethode dienst als tijdelijke grondkerende constructie voor de bouwput. In geval van een (tijdelijke) bouwput zijn vervormingen van ondergeschikt belang. Grote vervormingen leveren geen direct gevaar op voor de uiteindelijke constructie, maar kunnen lekkage door slecht sluitende damwandsloten veroorzaken. Verder kunnen door grote vervormingen problemen ontstaan bij het hergebruik van de damwandprofielen. De maximaal berekende verplaatsing van de damwand bedraagt bij een wegniveau van 6 m. -NAP zo'n 260 mm. Opgemerkt moet worden dat dit een rekenwaarde is. De computerberekening is in dit geval uitgevoerd met een star steunpunt dat horizontale translatie verhindert. Door een voorgespannen anker te gebruiken kunnen de verplaatsingen worden teruggedrongen. Bekeken kan worden of het anker in geval van een tijdelijke bouwput moet worden voorgespannen.

#### **Conclusie**

Algeheel kan worden geconcludeerd dat aanvullende maatregelen om verplaatsingen van de damwand te beperken in het beschouwde geval niet noodzakelijk zijn.

Opgemerkt moet worden, dat de toelaatbare verplaatsingen van de damwand altijd in relatie moeten staan met mogelijke schade aan funderingen e.d. achter de damwand.

---

## 2.5 Groutankers

### 2.5.1 Inleiding

De U-poldermethode vereist door de diepe ligging van het folie een relatief grote ontgraving. Om de dimensies van de tijdelijke stalen damwanden te beperken is een horizontaal steunpunt noodzakelijk. In [3] is gekozen voor een enkelvoudige ondersteuning in de vorm van een (tijdelijk) groutanker.

In deze paragraaf wordt de dimensionering van de groutankers behandeld. Basis voor de dimensionering van het groutanker is de m.b.v. het damwandcomputerprogramma Msheet berekende (horizontale) ankerkracht per meter. De achtergronden en schematisaties van deze computerberekeningen kunnen worden gevonden in bijlage VII. M.b.v. deze ankerkracht worden vervolgens de dimensies van het groutanker bepaald. Dit gebeurt aan de hand van de volgende vier bezwijkmechanismen:

- Breuk van de ankerstaaf.
- Het overschrijden van de maximale schuifkracht tussen grond en groutlichaam.
- Evenwichtscontrole van het diepliggende verankeringsmassief.
- Verlies van stabiliteit van de diepe glijvlakken onder damwand en verankering (Kranz-stabiliteit).

Voor de dimensioneringsberekeningen van het groutanker kan worden verwezen naar bijlage IX.

### 2.5.2 Berekening ankerkracht per anker m.b.v. damwandprogramma.

Zoals gezegd is de in Msheet berekende ankerkracht de basis voor de dimensionering van het groutanker. Een overzicht van de relevante resultaten kan worden gevonden in tabel 2.6.

wegniveau [m.-NAP]	3 m.	4 m.	5 m.	6 m.
H.o.h afstand [m]	1,20	1,26	1,26	1,26
Verankeringsniveau [m.-NAP] <sup>4</sup>	0,25	0,25	0,25	0,25
Ankerkracht per anker [kN] (rekenwaarde, horizontaal)	112	174	239	315

**Tabel 2.6** Overzicht uitvoer Msheet

In het damwandprogramma wordt het anker geschematiseerd als een star steunpunt. Dit is voor de berekening van het anker een veilige schematisatie. Door deze schematisering worden namelijk iets te hoge ankerkrachten gevonden.

De ankerhoogte (zie voor definitie bijlage I) wordt in eerste instantie voornamelijk bepaald

---

<sup>4</sup> Het maaiveld ligt op 0,14 m.+NAP en de maximale grondwaterstand bevindt zich op een diepte van 0,4 m. -NAP (§ 1.2).

---

door de maximale grondwaterstand. Gekozen is voor een ankerniveau dat boven de grondwaterstand ligt. Hierdoor zijn geen extra aanpassingen nodig t.b.v. de waterdichtheid. Op het eerste gezicht [gegevens Bouwdienst Rijkswaterstaat] weegt dit voordeel economisch op tegen de voordelen die horen bij een anker op de optimale (voor moment) steunpuntshoogte. De optimale steunpuntshoogte is afhankelijk van het wegniveau. Bij een enkelvoudige verankering en een wegniveau van 6 m.-NAP ligt de optimale steunpuntshoogte 3,5 meter onder de maximale grondwaterstand.

### **Conclusie**

Voor alle berekende wegniveaus wordt een verankeringsniveau van 0,25 m. -NAP aangehouden. De groutankers kunnen op deze manier boven de grondwaterstand worden aangebracht. Hierbij zijn geen aanvullende maatregelen nodig.

T.a.v. de h.o.h. afstand van de ankers kan worden vermeld, dat op iedere damplank een anker wordt aangebracht. Dit betekent dat de h.o.h. afstand van de ankers direct correspondeert met de breedte van de in § 2.4. gevonden damwandprofielen.

### **2.5.3. Dimensionering ankerstaaf**

Belangrijk voor de definitieve dimensies van de ankerstaaf is de helling van de ankerstaaf.

De helling van het anker wordt bepaald door de volgende factoren:

- De op te nemen ankerkracht en de daaruit volgende onderlinge afstand.
- Het bodemprofiel; hierbij zijn vooral diepteligging en grondeigenschappen van de diepe zandlaag van belang.
- Grondwaterstand.
- Kosten.
- Inwendig evenwicht. Dit betreft de controle van een optredend glijvlak tussen de onderzijde van de damwand en het verankeringsgedeelte.
- Beperkingen aan het ruimtebeslag van de ankers opgelegd door de omgeving.

De helling van het anker ligt in het algemeen tussen de 35 en 45 graden met de horizontaal. Om groepswerking te beperken wordt aan naast elkaar liggende ankers niet dezelfde helling gegeven. Dit heeft een gunstig effect op de maximale uittrekkraft van een groep ankers. Opgemerkt moet worden, dat vanuit de hierboven vermelde achtergrond in het vervolg consequent zal worden gesproken over de helling, terwijl daar de gemiddelde helling van alle ankerstaven mee wordt bedoeld.

Een eerste indicatie van de diepteligging wordt bepaald door de in bijlage IX.2 vermelde aanbevelingen betreffende de ligging van het groutlichaam in het grondpakket. De laag waarin het groutlichaam wordt aangebracht, moet namelijk van voldoende kwaliteit zijn en mag geen consolidatieverschijnselen vertonen. De diepe vaste zandlaag is de enige laag die aan de gestelde eisen kan voldoen. Door de diepe ligging van de vaste zandlaag (bovenzijde laag op 14 m -NAP) is dit een maatgevende factor voor de helling. Opgemerkt wordt nogmaals, dat het verankeringsniveau op 0,25 m.-NAP wordt gehouden. De ankers worden op deze manier boven de grondwaterstand aangebracht.

M.b.v. het breukmechanisme van de ankerstaaf worden de diameter en helling verder gedimensioneerd. Voor de ankerstaaf wordt een staalkwaliteit van FEP 1030 toegepast. Dit betekent voor de 0,1% rekgrens een rekenwaarde van 835 N/mm<sup>2</sup>. De ankerkracht is, zoals eerder gezegd, berekend m.b.v. Msheet. In dit computerprogramma zijn voor alle gebruikte parameters rekenwaarden gebruikt. Dit betekent dat ook de gevonden ankerkracht een rekenwaarde is. Voor het breukmechanisme moet echter nóg een veiligheidsfactor met een waarde van 1,25 worden toegepast [4]. Het breukmechanisme resulteert in een diameter van de ankerstaaf. De diameterkeuze is hellingafhankelijk. Gekozen wordt voor een zo klein mogelijke diameter in combinatie met een zo groot mogelijke helling. Dit is economisch gezien de meest aantrekkelijke oplossing. In tabel 2.7 kunnen de resultaten van de dimensioneringsberekeningen worden gevonden. Verdere achtergronden op de berekeningen kunnen worden gevonden in bijlage IX.

Vervolgens kan de lengte van de ankerstaaf worden bepaald. Hierbij spelen ook de dimensies van het groutlichaam een belangrijke rol (zie § 2.5.4). Een langer groutlichaam betekent dat er een grotere schuifkracht kan worden opgenomen. De benodigde zanddekking om de stabiliteit te waarborgen kan dan worden beperkt. Een minder diepe ligging van het verankeringslichaam resulteert in een kortere lengte van de ankerstaaf.

wegniveau [m.-NAP]	3 m.	4 m.	5 m.	6 m.
helling [graden]	45	45	35	35
lengte [m]	21	21	26	28
diameter [mm]	20 <sup>5</sup>	26	26	32

**Tabel 2.7** Dimensies ankerstaaf

De in 2.7 vermelde resultaten worden vervolgens getoetst d.m.v. de controle van het inwendig evenwicht. Het blijkt, dat de stabiliteit van het glijvlak tussen de onderzijde van de damwand en het verankeringslichaam in het beschouwde grondpakket niet maatgevend is. De stabiliteitscontrole kan worden gevonden in bijlage IX.

De ankerstaven hebben slechts een tijdelijke functie (minder dan een jaar) en daarom kan met een enkelvoudige corrosiebescherming worden volstaan.

#### 2.5.4. Dimensionering van het groutlichaam

De lengte van het groutlichaam bedraagt minimaal 5 m [4]. Verder wordt als vuistregel aangehouden, dat de kop van het groutlichaam tenminste 1 meter onder de onderkant van een

<sup>5</sup> Door de gekozen systematiek wordt bij dit wegniveau een kleine ankerstaafdiameter gevonden. Overwogen kan worden om in dit geval de h.o.h. afstand te verdubbelen in combinatie met een grotere ankerstaafdiameter. Dan is wel een extra aanpassing noodzakelijk in de vorm van een gording om de krachten in de damwand op de ankers over te brengen.

---

eventueel slappe laag moet liggen. Boven de bovenzijde van het groutlichaam moet tenminste 5 meter grond liggen. Maatgevend voor de lengte van het groutlichaam is de te leveren uittrekkraft. De maximale uittrekkraft is afhankelijk van:

- de manier van inbrengen (heien of boren).
- de diepteligging van het groutlichaam.
- het bodemprofiel.

Een redelijke benadering van de uittrekkraft wordt verkregen door het evenwicht te beschouwen van een moot grond boven en tussen de ankers [4]. In de (grafische) berekening wordt rekening gehouden met het ontstaan van een kegelvorm, die ontstaat bij het uittrekken van het anker. Dit betekent een verkleining van de effectieve lengte van het groutlichaam. De resultaten van de in bijlage IX gemaakte berekeningen kunnen worden gevonden in tabel 2.8. Opgemerkt moet worden, dat voor het verankeringslichaam een minimale lengte van 5 m. is aangehouden. Voor de diameter van het lichaam is voor alle berekende wegniveaus 100 mm. genomen. Een vergroting van deze diameter geeft maar een kleine toename in de te ontwikkelen schuifkracht [4].

wegniveau [m.-NAP]	3 m.	4 m.	5 m.	6 m.
diameter [mm]	100	100	100	100
lengte [m]	5	5	6	6

**Tabel 2.8** Dimensies groutlichaam

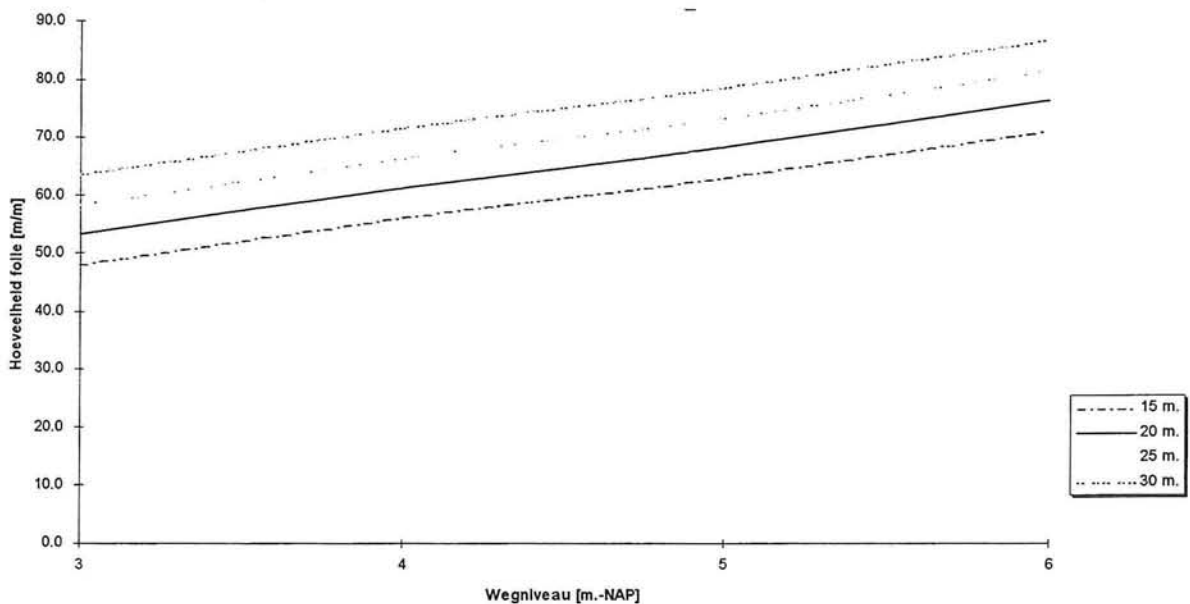
## 2.6 Folie

In [3] is reeds de keuze gemaakt voor het gebruik van PVC-P folie met een dikte van 1 mm. PVC-P heeft een goede verwerkbaarheid, wat vooral noodzakelijk is bij het afzinken van het folie.

De benodigde hoeveelheid folie is sterk afhankelijk van

- de diepteligging van het folie.
- de totale breedte van de foliekuip.

De diepteligging kan eenvoudig worden gevonden m.b.v. een berekening van het verticaal evenwicht. Deze berekening kan worden gevonden in bijlage V. Zowel bij het horizontale (op de bodem liggende) als het verticale (opstaand tegen de voorzetwand) foliegedeelte wordt een 3% overlengte aangehouden. Verder moet rekening worden gehouden met de benodigde overlengte voor de zijkantafsluiting van het folie. Deze ligt in een kielspit. De benodigde folielengte <sup>6</sup> per m<sup>2</sup>, bij verschillende wegniveaus en nuttige breedten, zijn berekend in bijlage V en in grafiekvorm weergegeven in figuur 2.12. Duidelijk is het (bijna) lineaire verband tussen folielengte en wegniveau te zien. Alleen de aanwezigheid van de aanvullaag, met een van het wegniveau afhankelijke extra benodigde breedte, verstoort dit verband in geringe mate.



**Figuur 2.12** Benodigde hoeveelheid folie

<sup>6</sup> Bedoeld wordt de totale breedte van het folie van zowel het verticale als het horizontale gedeelte.



## 2.7 Voorzetwand

De voorzetwand wordt, nadat de foliekuip op diepte is gebracht en de spreidlaag is aangebracht, op korte afstand (ongeveer 1 meter) van de kerende wanden in de grond gedrukt. Het aanbrengen gebeurt in den natte. De inheidiepte van de voorzetwand ligt zo'n 2,5 m. beneden de bovenzijde van de spreidlaag [1]. De belastingen op de voorzetwand zijn klein, wat betekent dat gekozen kan worden voor het lichtste en goedkoopste damwandprofiel. Het aanbrengen van het zeer lichte profiel vereist wel enige uitvoeringstechnische aanpassingen. Bij een lang tracé kan daarom de aanschaf van een hulpframe t.b.v het aanbrengen van de damwand worden overwogen.

Onmiddellijk na het inbrengen wordt de voorzetwand aan de bovenzijde verankerd aan de tijdelijke stalen damwand. Dit gebeurt met een eenvoudige horizontale pendel (de zogenoemde kapstok). Op de dimensionering van de kapstok wordt in deze kostenvergelijking niet verder ingegaan.

Teneinde een vlakke wand te krijgen voor het folie, worden op de damwandkasten stalen platen gelast met een dikte van 4,5 mm [3]. De stalen platen worden voorzien van gaten t.b.v. de drainage. De stalen platen hebben als consequentie, dat profielen met sloten in de flenzen niet kunnen worden toegepast. Voor de voorzetwand wordt daarom voor alle aanlegdieptes een De Wendel type 3450 (figuur 2.13) toegepast, waarbij de sloten in het doorgaande vlak liggen.

Gegevens [2]:

De Wendel Serie 3000

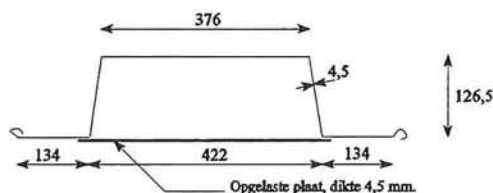
Profieltype 3450

Gewicht per m<sup>2</sup> wand = 66,0 kg/m<sup>2</sup> (dit is incl. de opgelaste platen)

Traagheidsmoment per m' wand = 2453 cm<sup>4</sup>/m' (incl. opgelaste plaat)

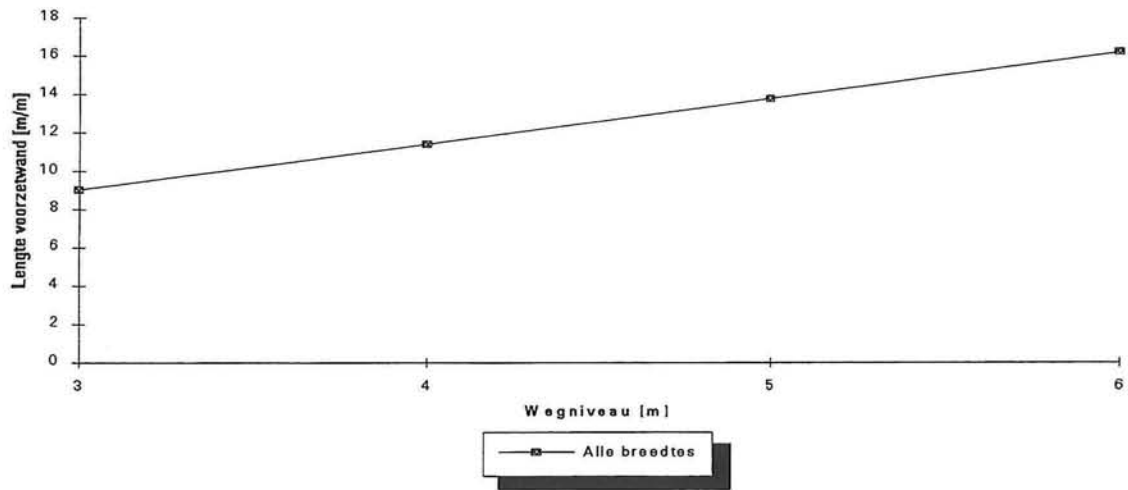
Weerstandsmoment per m' wand = 316 cm<sup>3</sup>/m'(incl. opgelaste plaat)

Breedte per enkele plank = 711 mm



**Figuur 2.13** De Wendel type 3450 + opgelaste plaat

De benodigde lengte van de voorzetwand bij verschillende dieptes is weergegeven in figuur 2.14. Rekening is gehouden met een inheidiepte van 2,5 m. gerekend vanaf de bovenzijde van de spreidlaag. In de grafiek is duidelijk het lineaire verband tussen de lengte van de voorzetwand en het wegniveau te zien.



**Figuur 2.24** Benodigde lengte voorzetwand

---

## 2.8 Steunberm

### 2.8.1 Inleiding

De U-poldermethode is een nieuwe methode voor het verdiept aanleggen van wegen, die vooral voordelen biedt wanneer het ruimtegebruik beperkt is. In tegenstelling tot de beide andere alternatieven wordt de constructiebreedte niet alleen bepaald door de breedte van de aan te leggen weg. Aan beide zijden van de weg is namelijk een steunberm nodig; de zogenoemde aanvullaag. Deze zandlaag verzorgt het horizontale grondevenwicht boven de ballastlaag nadat de tijdelijke stalen damwanden zijn getrokken. Het minste ruimtegebruik ontstaat door de aanvullaag zo steil mogelijk op te zetten. Om de horizontale stabiliteit van de aanvullaag te waarborgen is gekozen voor een L-wand. De dimensionering van de L-wand wordt behandeld in § 2.9. In § 2.8 wordt de breedte van de aanvullaag behandeld. De aanvullaag wordt hiertoe als een rechthoekig blok geschematiseerd. Bij het bepalen van de afmetingen worden een viertal bezwijkmechanismen beschouwd.

Achtereenvolgens worden beschouwd:

- Horizontaal evenwicht van de grondberm.
- Kantelen van de grondberm.
- Controle van het draagvermogen van de ondergrond m.b.v de methode Brinch-Hansen.
- Controle stabiliteit m.b.v. rechte glijvlakken ( op folie)

### 2.8.2 Dimensionering aanvullaag

De dimensioneringsberekening kan worden gevonden in bijlage X. Maatgevend voor de berekening is de fase waarin de tijdelijke stalen damwanden zijn getrokken. Voor de grondparameters van ballast- en aanvullaag wordt uitgegaan van de rekenwaarden. In eerste instantie worden beide lagen als homogeen beschouwd. De bovenzijde van de aanvullaag ligt op gelijke hoogte met het maaiveld. Aan de onderzijde ligt de aanvullaag op de ballastlaag. Dit is dus 0,5 meter onder het wegniveau.

Begonnen wordt met de controle van het horizontale evenwicht. De berm mag niet verschuiven ten gevolge van de actieve horizontale gronddruk direct achter het folie. Deze evenwichtseis resulteert in een minimaal benodigde breedte voor de grondberm (tabel 2.9).

wegniveau [m.-NAP]	3 m.	4 m.	5 m.	6 m.
Kracht t.g.v. hor.grond- druk [kN/m]	84	132	194	268
Benodigde berm breedte [m]	3,1	3,8	4,5	5,3

**Tabel 2.9** Controle Horizontaal evenwicht

Door controle van het momentenevenwicht kan vervolgens worden gecontroleerd of de grondberm gaat kantelen t.g.v. de horizontale gronddruk direct achter het folie. Hierbij wordt uitgegaan van de eerder gevonden breedte van de aanvullaag. Om te voorkomen dat de berm gaat kantelen wordt de berm voorzien van een fictieve teen. Bij de controle van het momentenevenwicht gaat het om het bepalen van de benodigde teenlengte. Bij alle wegniveaus blijkt het momentenevenwicht niet maatgevend te zijn (zie tabel 2.10).

wegniveau [m.-NAP]	3 m.	4 m.	5 m.	6 m.
Moment t.g.v. hor. grond- druk [kNm/m]	105	212	374	634
Teenlengte [m]	< 0	< 0	< 0	< 0
Breedte berm (uit horiz. evenwicht)[m]	3,1	3,8	4,5	5,3

**Tabel 2.10** Controle momentenevenwicht

Het laatste criterium bestaat uit de controle van het draagvermogen van de ballastlaag volgens Brinch-Hansen. De controle wordt uitgevoerd volgens NEN 6744. Vereist wordt, dat de belasting op het funderingsoppervlak  $F_{s,d}$  kleiner is dan de maximaal mogelijke funderingsdruk  $F_{v,d}$ . Het blijkt dat deze controle voor alle wegniveaus maatgevend is. In vergelijking met de horizontale evenwichtseis betekent dit een forse toename (factor 2) van de vereiste breedte van de aanvullaag (tabel 2.11). Door de controle opnieuw uit te voeren met een gelaagde grondopbouw, waarbij ook de verdichtingseffecten in de ballastlaag worden meegenomen, kan een optimalisatie van de benodigde breedte worden verkregen. In tabel 2.11 zijn ook de gewogen waarde van de hoek van inwendige wrijving  $\phi$  en de gewogen waarde van de volumieke massa  $\gamma$  van de ballastlaag opgenomen.

wegniveau [m.-NAP]	3 m.	4 m.	5 m.	6 m.
Max. toegestane grond- druk [kN/m <sup>2</sup> ]	71,2	86,0	100,1	125,1
Max. toegestane funde- ringskracht $F_{r,d}$ [kN/m]	422	625	805	1166
Verticale belasting $F_{s,d}$ [kN/m]	366	574	784	1077
ondergrond:				
gewogen $\phi$ [graden]	23	24	24	24
gewogen $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	18	18	18	18
Resultaat:				
Benodigde breedte aan- vullaag [m]	6,5	8,0	9,0	10,5

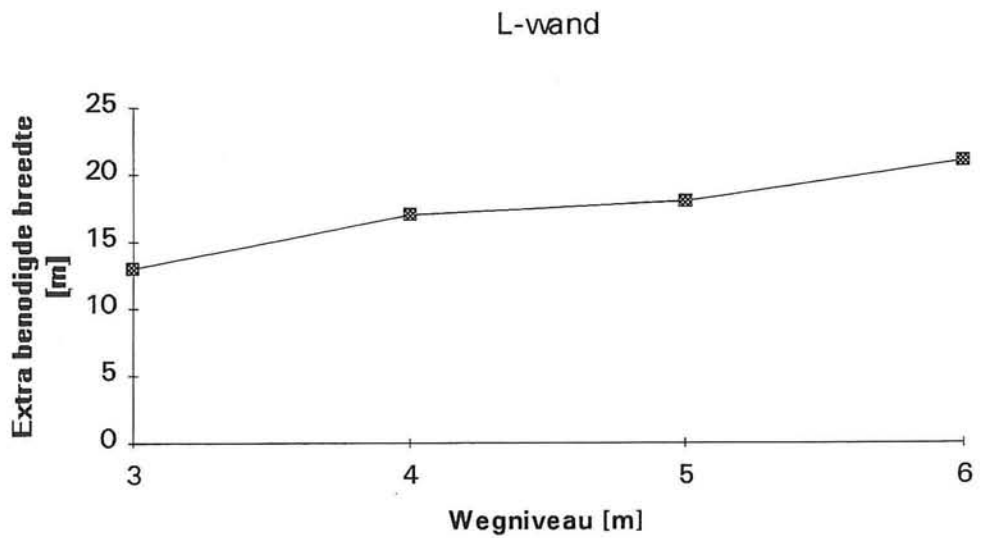
**Tabel 2.11** Controle draagkracht ondergrond

In tabel 2.12 kan de maatgevende breedte van de steunberm worden gevonden.

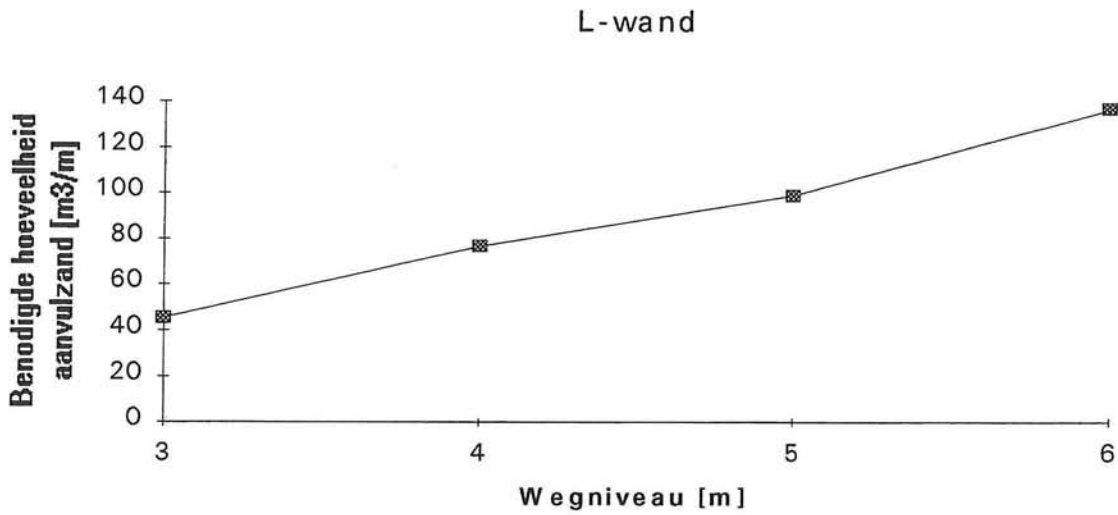
wegniveau [m.-NAP]	3 m.	4 m.	5 m.	6 m.
Breedte [m]	6,5	8,0	9,0	10,50

**Tabel 2.12** Definitieve breedte aanvullaag

Hierbij moet worden opgemerkt, dat bij de dimensionering van de aanlegbreedte een stapgrootte van 0,5 meter wordt aangehouden. In figuur 2.25 wordt de benodigde extra breedte voor de U-poldermethode grafisch weergegeven.



**Figuur 2.25** De totale extra benodigde breedte per wegniveau.



**Figuur 2.26** Totaal benodigde hoeveelheid aanvulzand.

Met de gevonden resultaten kan de benodigde hoeveelheid aanvulzand worden berekend. Het resultaat kan worden gevonden in figuur 2.26. Ook hier is een (semi) lineair verband zichtbaar. De onregelmatigheden in de grafiek worden veroorzaakt doordat in de berekening van de breedte gerekend wordt met stappen van 0,5 meter.

---

## 2.9 L-wand

### 2.9.1 Inleiding

De steunbermen worden ondersteund door betonnen L-wanden. Een L-wand heeft als voordeel dat het ruimtegebruik wordt geminimaliseerd, doordat de aan te leggen weg over de teen van de L-wand kan worden gelegd. Als het wegdek echter over de teen wordt gelegd, bestaat de kans op drempelvorming door verschillen in het zakkingsgedrag van L-wand en wegdek. Op de betonnen teen wordt daarom alleen een vangrail geplaatst. Het wegdek begint direct naast de teen. Nog steeds wordt hiermee een reductie van de constructiebreedte bereikt. In deze paragraaf wordt de dimensionering van de L-wand besproken. Maatgevend is de bouwphase waarin de tijdelijke damwanden zijn getrokken. Achtereenvolgens worden bepaald:

- Lengte van de voetplaat
- Lengte van de teen
- Doorsneden voet- en teenplaat
- Doorsnede wand

### 2.9.2 Dimensionering L-wand

De dimensioneringsberekening kan worden gevonden in bijlage X. Voor de grondparameters van ballast- en aanvullaag wordt uitgegaan van rekenwaarden. Hierbij is gebruik gemaakt van de in bijlage II vermelde materiaalfactoren. Beide lagen worden als homogeen beschouwd. De bovenzijde van de wand ligt op gelijke hoogte met het maaiveld. Aan de onderzijde ligt de L-muur op de ballastlaag. Voor de breedte van de totale berm (inclusief teenlengte) wordt de maatgevende breedte van de aanvullaag aangehouden (§ 2.8).

Begonnen is met het bepalen van de benodigde voetplaatbreedte. De totale breedte van de steunberm is bepaald uit het grondmechanische evenwicht. Voor de sterkte van het grondmassief is het echter niet nodig, dat de voetplaat over de volle breedte doorloopt. De afstand  $l$ , de lengte waarover de voetplaat kan worden weggelaten, is zodanig gekozen dat het gewicht van de bovenliggende grond d.m.v. wrijving in het achtervlak kan worden opgenomen. De opspanning wordt geleverd door de actieve gronddruk  $H$  (zie figuur 2.27). De wrijving in het achtervlak is dan

$$H \tan \phi,$$

met  $\phi$  de hoek van inwendige wrijving van het zand in de aanvullaag. Voldaan moet worden aan de volgende eis:

$$H \tan \phi < h l \gamma$$

Hierin is  $h$  de hoogte van de steunberm en  $\gamma$  het soortelijk gewicht van het zand van de aanvullaag.

wegniveau [m.-NAP]	3 m.	4 m.	5 m.	6 m.
H [kN/m]	84	132	194	268
lengte l [m]	0,7	0,9	1,1	1,3

**Tabel 2.13** Bepaling lengte l

De lengte van de teen wordt berekend uit de tegendruk onder de teen. Bij de berekening van de teenlengte wordt geen rekening gehouden met een eventuele gunstige belasting van het wegdek tegen of op de teen. Geëist wordt, dat de maximale gronddruk de m.b.v. Brinch-Hansen berekende toegestane gronddruk (§ 2.8) niet overschrijdt (tabel 2.14). Dit is een conservatieve benadering, omdat uitgegaan wordt van de berekende toegestane gronddruk voor de totale steunberm. Dit impliceert ook een gewicht aan grond op de teen. De extra bovenbelasting op de steunberm is dan ook ter compensatie weggelaten.

wegniveau [m.-NAP]	3 m.	4 m.	5 m.	6 m.
Max. grondspanning onder teen [kN/m <sup>2</sup> ]	69,0	86,1	99,6	121,8
Toegestane grondspanning (Brinch-Hanssen) [kN/m <sup>2</sup> ]	71,2	86,2	100,1	127,0
Max. Moment teen [kNm/m]	19	11	28	60
Teenlengte [m]	0,75	0,50	0,75	1,0
max.dikte [m]	0,25	0,25	0,3	0,4
min.dikte [m]	0,2	0,2	0,2	0,25

**Tabel 2.14** Bepaling teenlengte

Voor de dwarsdoornede van de teen zijn de afmetingen aangehouden, als gebruikt voor de voetplaat.

Van de voetplaat is de totale lengte S nu bekend (l en t en de breedte van de totale berm zijn bekend). M.b.v. de maatgevende dwarskrachten en momenten kan de doorsnede van de plaat worden bepaald (tabel 2.15). Gebruikt worden een betonkwaliteit B35 en een staalkwaliteit FeB 500. Voor de grond- en waterbelasting wordt volgens NEN 6702 een belastingfactor van 1,2 aangehouden. Maatgevend is het dwarskrachtcriterium, omdat uitgegaan wordt van het achterwege laten van dwarskrachtwapening. Opgemerkt moet worden dat de dikte van de voetplaat is overgedimensioneerd. Dit geeft de plaat extra starheid, zodat in het geval van een niet goed gepakte ballastlaag enige zettingen kunnen worden opgevangen. Het betekent verder een reductie in de hoeveelheid wapeningsstaal.



wegniveau [m.-NAP]	3 m.	4 m.	5 m.	6 m.
Max. Moment vloerplaat [kNm/m]	162	198	255	519
Max. Dwarskracht vloer- plaat [kN/m]	64	25	74	120
afmetingen				
max. dikte [m]	0,25	0,25	0,3	0,4
min. dikte [m]	0,2	0,2	0,2	0,25
lengte vloerplaat S [m]	5,3	6,8	7,5	8,5

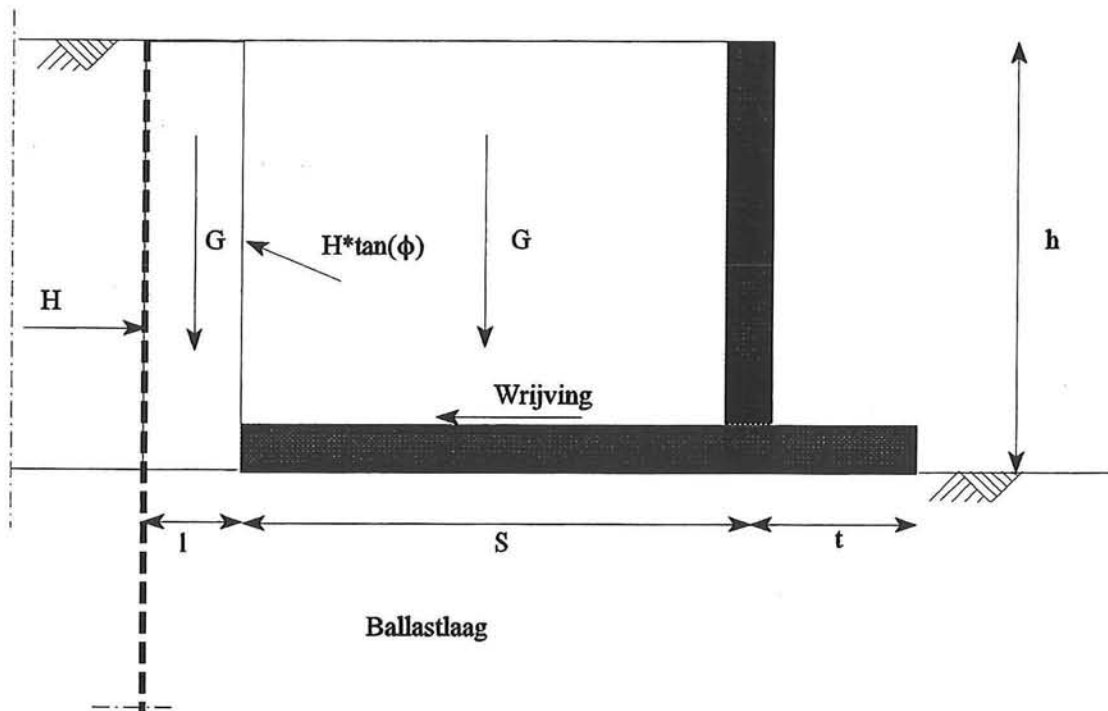
**Tabel 2.15** dimensionering vloer

In eerste instantie is het niet duidelijk op welke drukken de wand moet worden gedimensioneerd. Voor het vaststellen van de benodigde wanddikte zijn de volgende drukken met elkaar vergeleken (figuur 2.27):

- De gronddruk direct achter het folie. Deze zal zich niet onverminderd voortzetten tot aan de wand en wordt dus gereduceerd met de wrijving van het grondmassief boven de voetplaat.
- Direct tegen de wand heerst de gronddruk t.g.v. de aanvullaag.

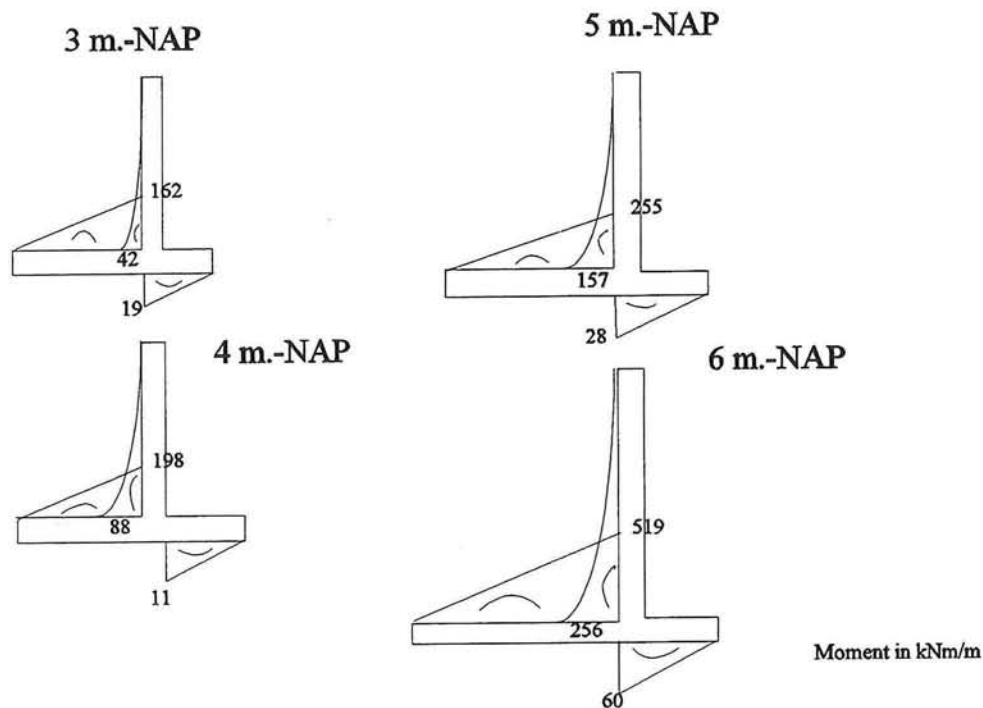
wegniveau [m.-NAP]	3 m.	4 m.	5 m.	6 m.
Max. Moment wand [kNm/m]	42	88	157	256
Max. Dwarskracht [kN/m]	35	57	84	116
max. dikte wand [m]	0,15	0,2	0,25	0,3
min dikte wand [m]	0,15	0,15	0,2	0,2

**Tabel 2.16** Bepaling wanddikte



**Figuur 2.27** Schematisatie L-wand.

Bij alle berekende wegniveaus zijn de momenten t.g.v. de drukken direct achter de wand maatgevend. Dit resulteert aan de onderzijde in een minimaal benodigde wanddikte. Aan de bovenzijde kan worden volstaan met een kleinere dwarsafmeting. Maatgevend is hier de benodigde betondekking in combinatie met de diameter van de gebruikte hoofdwapeningsstaven. Voor de wand wordt om uitvoeringstechnische redenen een minimale dikte aangehouden van 150 mm (tabel 2.16).

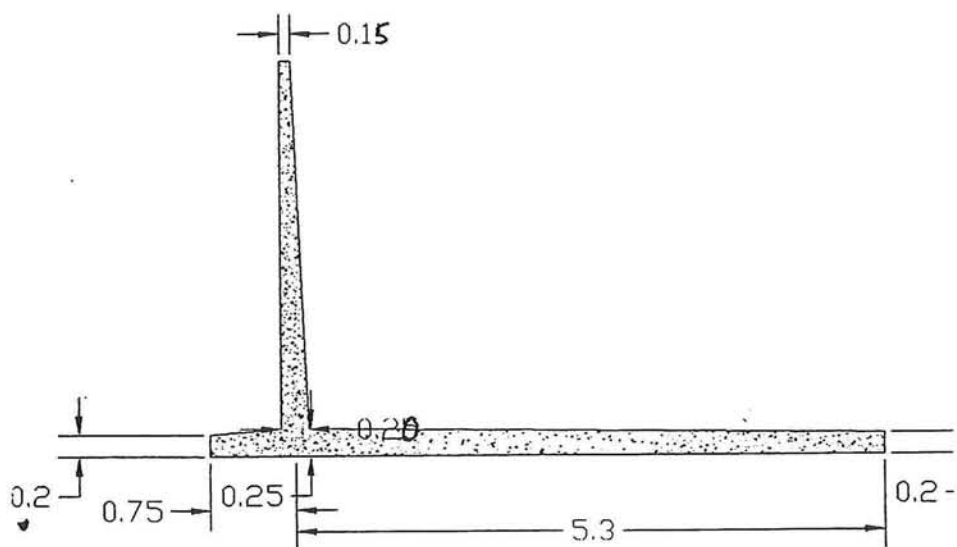


**Figuur 2.28** Momentenverdeling

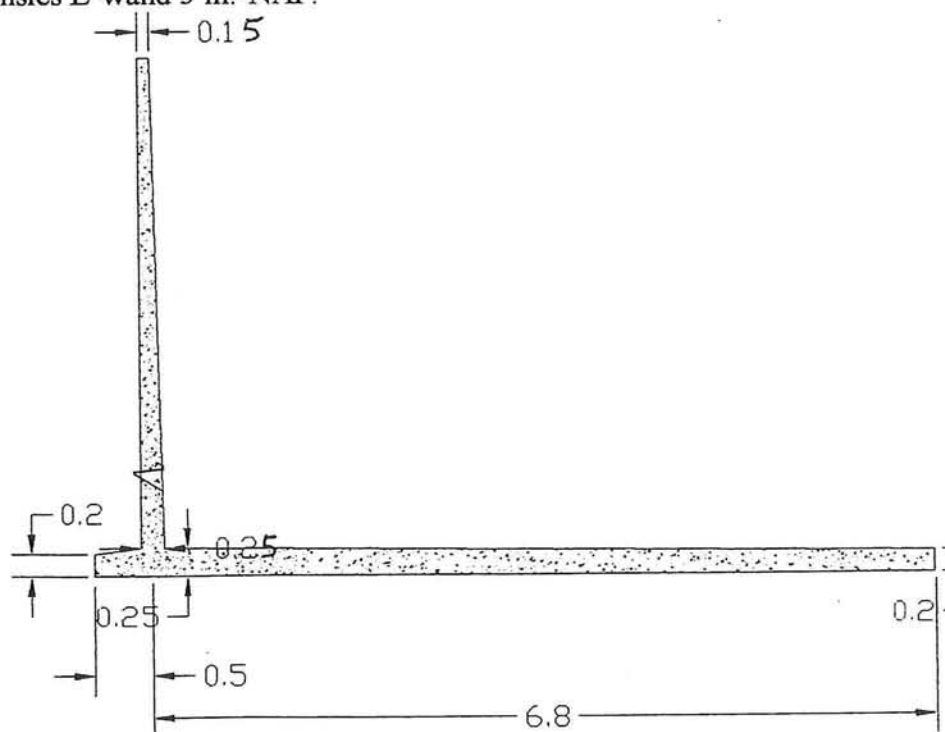
In tabel 2.17 worden de dimensies van de L-wand bij de verschillende wegniveaus overzichtelijk weergegeven.

wegniveau [m.-NAP]	3 m.	4 m.	5 m.	6 m.
Breedte l [m]	0,50	0,75	0,75	1,00
Lengte voet S [m]	5,3	6,8	7,5	8,5
Max. drsnede voet [mm]	250	250	300	400
Min. drsnede voet [mm]	200	200	200	250
Lengte teen t [m]	0,75	0,5	0,75	1,00
Max. drsnede teen [mm]	250	250	300	400
Min. drsnede teen [mm]	200	200	200	250
Max. drsnede wand [mm]	150	200	250	300
Min. drsnede wand [mm]	150	150	200	200

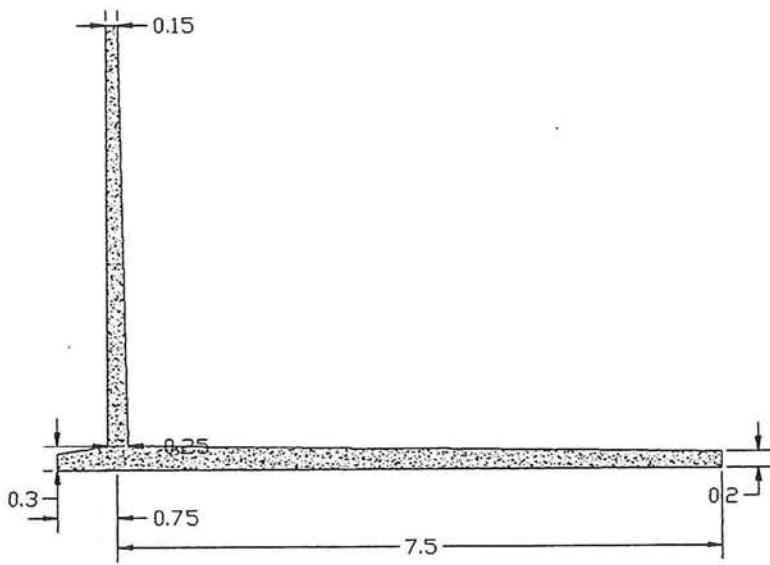
**Tabel 2.17** Dimensies L-wand



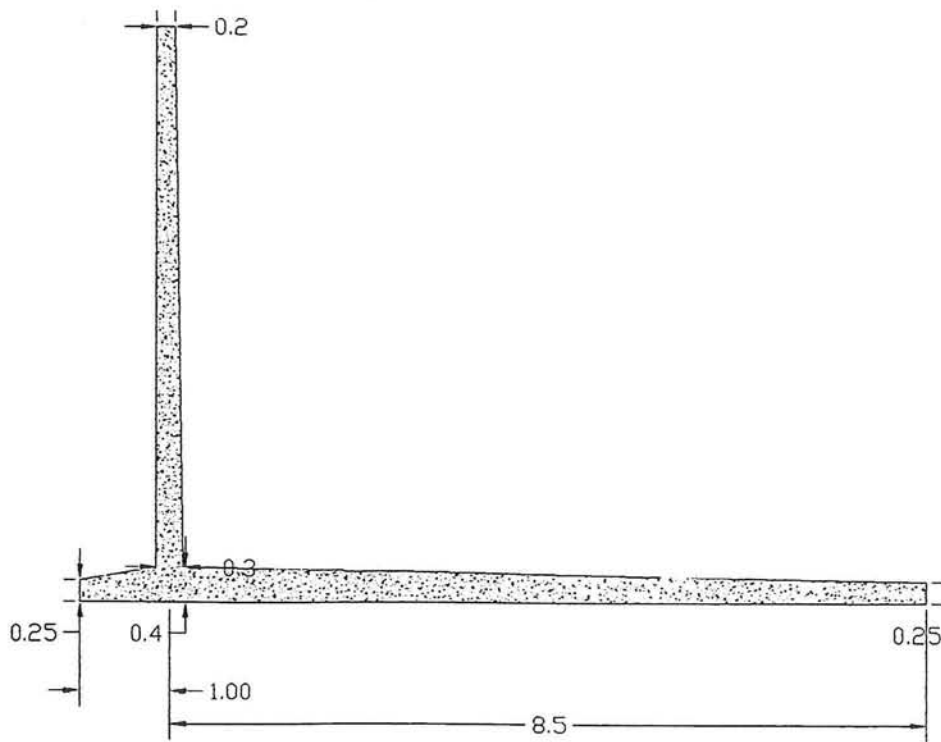
**Figuur 2.28** Dimensies L-wand 3 m.-NAP.



**Figuur 2.29** Dimensies L-wand 4 m.-NAP.



**Figuur 2.30** Dimensies L-wand 5 m.-NAP.



**Figuur 2.31** Dimensies L-wand 6 m.-NAP.

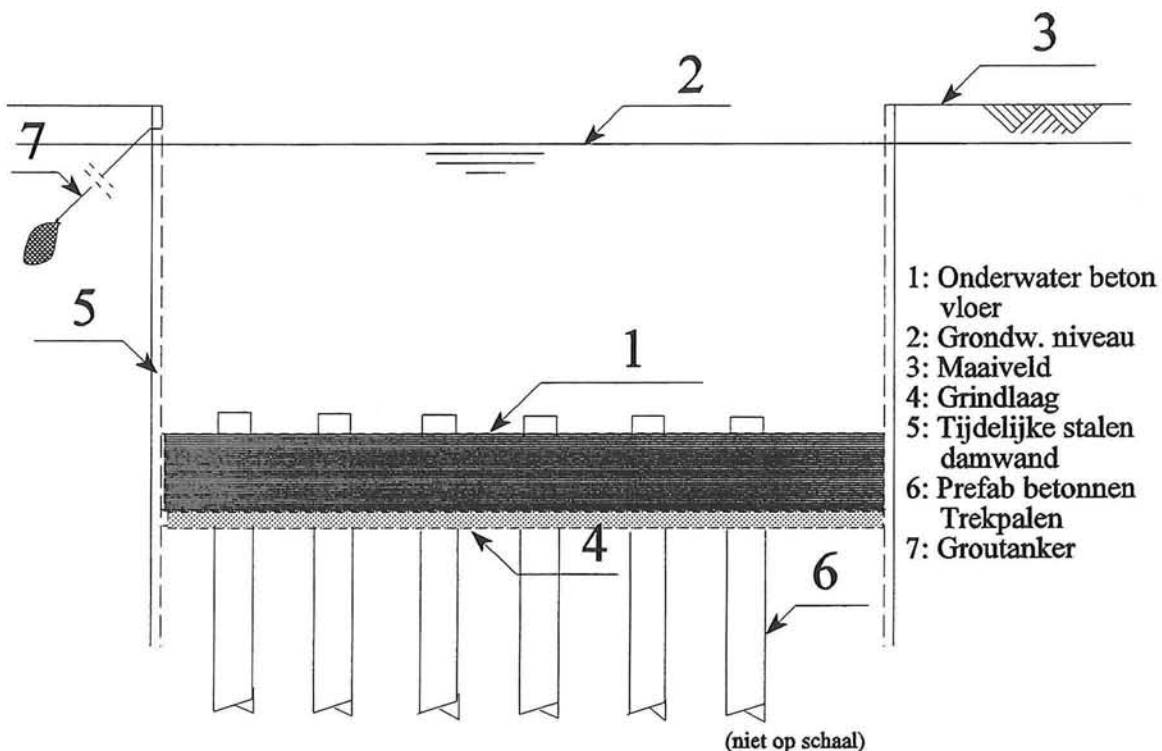
---

## HOOFDSTUK 3 DE TRADITIONELE BETONNEN BAKCONSTRUCTIE

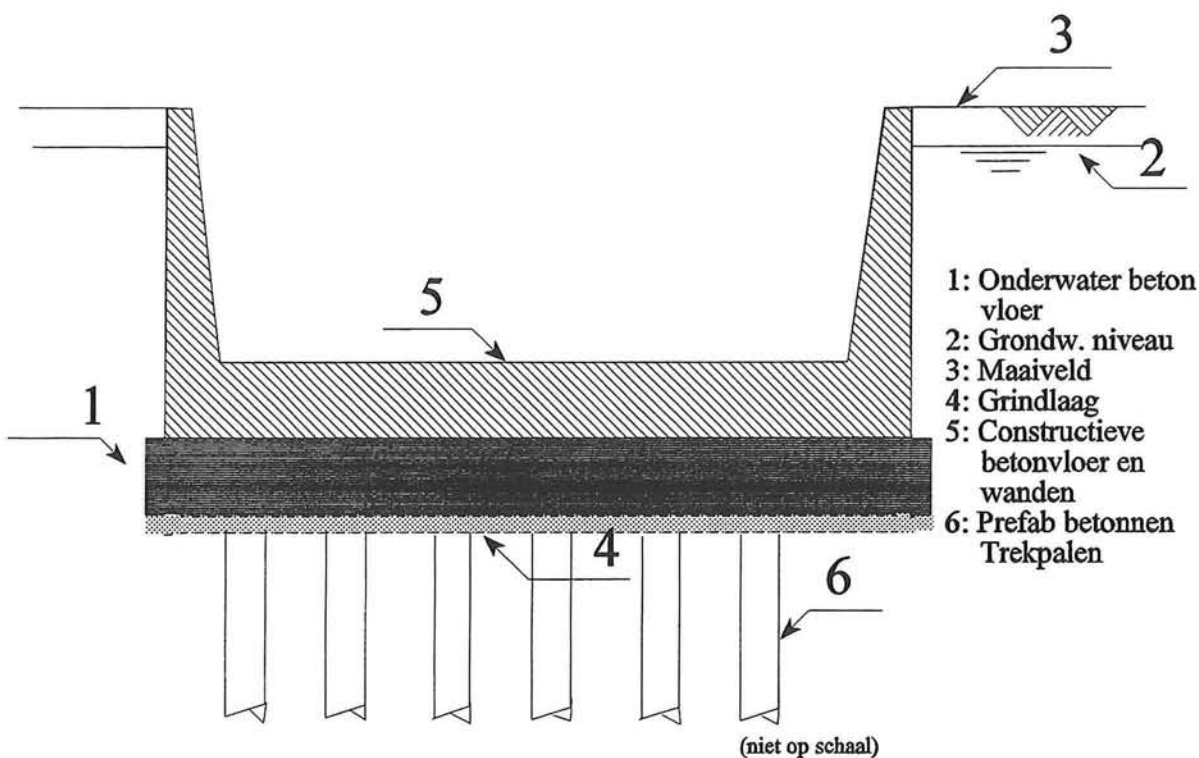
### 3.1 Inleiding

De betonnen bakconstructie is een methode voor het verdiept aanleggen van wegen, die reeds vele jaren is toegepast. De constructie wordt toegepast in gebieden waar grondwaterbemaling niet mogelijk is en het ruimtegebruik beperkt is. De betonnen bak wordt gebouwd in een bouwput van damwanden, trekpalen en onderwaterbeton. De damwanden worden in de laatste bouwphase getrokken, waarna de betonnen wanden van de bakconstructie de grondkerende functie overnemen. Dit hoofdstuk wordt besteed aan de dimensionering van de verschillende onderdelen van de bakconstructie. Om de samenhang tussen de verschillende onderdelen te verduidelijken, wordt in § 3.2 eerst de bouwfasering behandeld.

### 3.2 De bouw van de betonnen bakconstructie



Figuur 3.1 Schematisatie bouwfase



**Figuur 3.2** Schematisatie gebruiksfase

Het eerste gedeelte van de bouw bestaat uit het maken van de bouwput. Begonnen wordt met het in de grond brengen van de verticale stalen damwandschermen. Tussen de damwanden wordt vervolgens de grond ontgraven. Dit gebeurt tot aan het niveau van de maximale grondwaterstand. Dit maakt het eenvoudig om de verankering van de damwanden aan te brengen. Omdat het hier gaat om een indicatieve kostenvergelijking is bij deze methode ook gekozen voor een enkelvoudige verankering met behulp van groutankers. Stempeling is bij een kleine nuttige breedte wellicht goedkoper. Bij toepassing van stempels moet echter wel rekening worden gehouden met een toename van de ontgravingskosten. Na het aanbrengen van de groutankers kan de grond tussen de damwandschermen verder worden ontgraven. Dit gebeurt in den natte. Met behulp van oplangers worden vervolgens prefab betonnen trekpalen aangebracht. De trekpalen nemen de overgebleven omhoog gerichte belasting over en zorgen in combinatie met de betonnen vloer voor het verticale evenwicht in de fase waarin de bouwput is leeggepompt.

Na het aanbrengen van de trekpalen wordt een laag grind aangebracht. Door deze laag ontstaat een vlakke ondergrond voor het onderwaterbeton. Verder "absorbeert" het grind een hoeveelheid slib. Slibinsluitingen hebben een negatieve invloed op de kwaliteit van het onderwaterbeton. Daarom wordt vóór het storten van het onderwaterbeton de grindlaag opgeschoond door duikers m.b.v. een toyo-pomp.

Het storten van het onderwaterbeton gebeurt in één doorlopend proces. Gebruik wordt gemaakt van de Hop-dobbermethode. Dit beperkt het uitvloeien van de betonspecie en geeft een goede kwaliteit van het onderwaterbeton. Na voldoende harding van het beton kan de bouwput worden leeggepompt.

In de droge bouwput wordt een egale vloer gemaakt door het weghakken van de hoogste betonpunten en het aanbrengen van een uitvullaag. Eventueel door de vloer heen sijpelend water wordt door deze laag opgevangen. Op deze laag wordt een betonnen werkvloer gestort. Het uit de vloer stekende gedeelte van de trekpalen wordt vervolgens ontkopt. De ontblote paalwapening wordt gekoppeld aan het wapeningsnet van de constructieve vloer. Na het



storten van de constructieve vloer worden de betonnen wanden gebouwd. Deze hebben een grond- en waterkerende functie. Omdat gekozen is voor tijdelijke damwanden is zowel een voor- als een achterkist nodig. Na het uitharden van het beton worden de ankers ontkoppeld en de damwanden getrokken. Nu kan ook de afbouw beginnen.

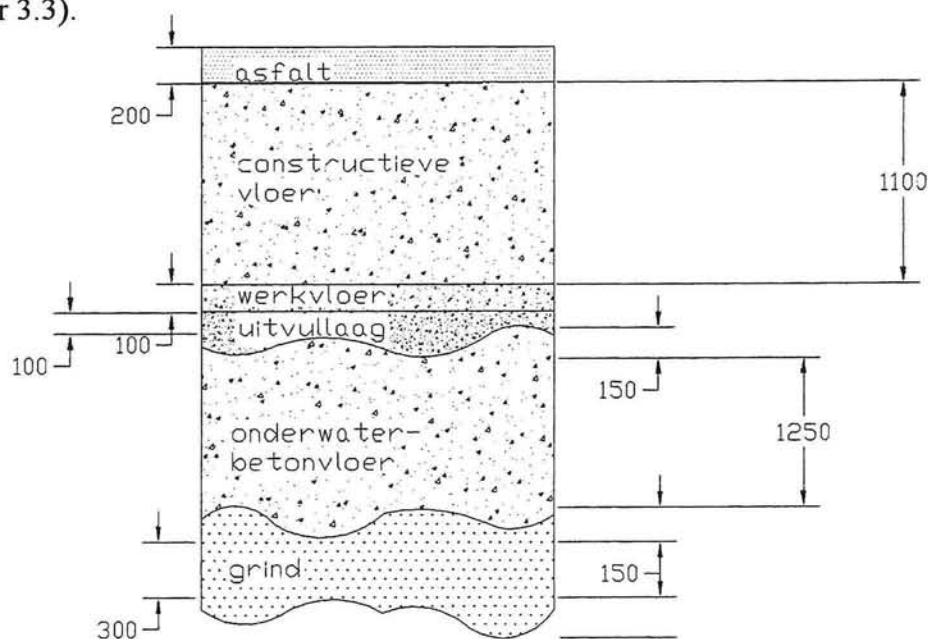
### 3.3 Grondverzet

Voor de traditionele betonnen bakconstructie is het benodigde grondverzet in vergelijking tot de U-poldermethode veel kleiner. Ten eerste is de totale breedte van de bakconstructie veel kleiner. In vergelijking met de U-poldermethode betekent dit bij een wegniveau van 6 m -NAP een reductie van zo'n 20 m. Ook de benodigde ontgravingsdiepte is veel kleiner, omdat er geen evenwichtmakende ballastlaag nodig is.

Het benodigde ontgravingsniveau wordt behandeld in § 3.3.1, waarna in § 3.3.2 wordt ingegaan op het benodigde grondverzet. In § 3.3.3 wordt de benodigde hoeveelheid grind bepaald.

#### 3.3.1 Bepaling ontgravingsdiepte

De ontgravingsdiepte wordt bepaald door het gewenste wegniveau en de dikte van de benodigde constructielagen. Vanaf het wegniveau zijn de volgende constructielagen noodzakelijk (zie figuur 3.3).



**Figuur 3.3** Overzicht constructielagen  
(wegniveau 3 m.-NAP)

- Constructievloer. Deze heeft een dikte van ongeveer 1,1 m (afhankelijk van het wegniveau).
- Werkvloer. Voor de werkvloer wordt een dikte van 0,1 m. aangehouden.
- Uitvullaag. Voor de uitvullaag wordt een dikte van 0,2 m. aangehouden. Deze laag bestaat uit poreus materiaal en heeft een functie als drainagelaag.
- Onderwaterbetonvloer. De dikte van deze vloer is afhankelijk van het wegniveau. De minimale dikte ligt rond de 1,25 m.

- 
- Grindlaag. De minimale dikte van de grindlaag bedraagt 0,3 m.

De constructieve en onderwaterbetonvloer moeten aan een aantal constructieve voorwaarden voldoen (zie § 3.4 en § 3.5), waardoor de dikte in eerste instantie niet bekend is. De berekening van het ontgravingsniveau kan met toelichting worden gevonden in bijlage XI. De berekening is uitgevoerd in 'Excel', waardoor wijzigingen in aangenomen laagdiktes eenvoudig kunnen worden verwerkt.

De onderwaterbetonvloer en de grindlaag worden in den natte aangebracht. Dit is dan ook de reden dat de ligging van beide lagen wordt aangegeven met een tolerantie van 0,15 m.

De ontgravingsdiepte kan met de nu gevonden laagdiktes eenvoudig worden bepaald. Het benodigde ontgravingsniveau voor de betonnen bakconstructie kan worden gevonden in tabel 3.1.

wegniveau [m.-NAP]	ontgravingsniveau [m.-NAP]
3	6,55
4	7,55
5	8,5
6	9,5

**Tabel 3.1** Minimaal benodigde ontgravingsniveau

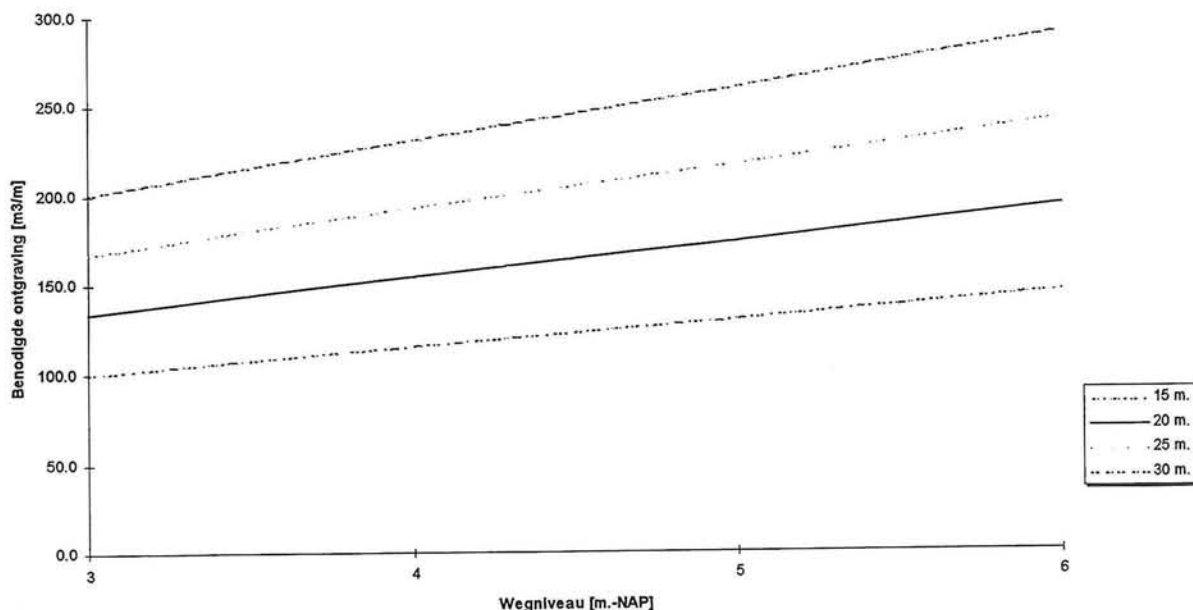
### 3.3.2 Hoeveelheid ontgraving

In deze paragraaf wordt de benodigde hoeveelheid ontgraving bepaald. Ook hier is sprake van een natte ontgraving, waarbij de grondwaterstand in de omgeving niet wordt verlaagd. Boven de grondwaterstand wordt over een diepte van 0,54<sup>7</sup> meter de grond droog ontgraven. De natte ontgraving vindt plaats tot het in § 3.3.1 bepaalde ontgravingsniveau.

Grafisch wordt de totaal benodigde ontgraving bij vier verschillende wegniveaus en vier verschillende nuttige breedten weergegeven in figuur 3.4.

---

<sup>7</sup> Uitgangspunt is, zoals vermeld in paragraaf 1.2, een constante maximale grondwaterstand van 0,4 m. -NAP en een maaiveldniveau van 0,14 m. +NAP.



**Figuur 3.4** Benodigde hoeveelheid ontgraving.

Duidelijk is het zuiver lineaire verband te zien tussen de benodigde hoeveelheid ontgraving en het wegniveau. Dit was natuurlijk te verwachten, omdat de hoeveelheid te ontgraven grond het product is van de benodigde ontgravingsdiepte en de constructiebreedte. Voor de constructiebreedte is de gewenste nuttige breedte aangehouden. In werkelijkheid is totaal nog zo'n 4 m. extra werkbreedte nodig. De benodigde ontgraving is in vergelijking met de U-poldermethode klein. Het blijkt dat de benodigde ontgraving slechts 25 tot 28 % is van die voor de U-poldermethode.

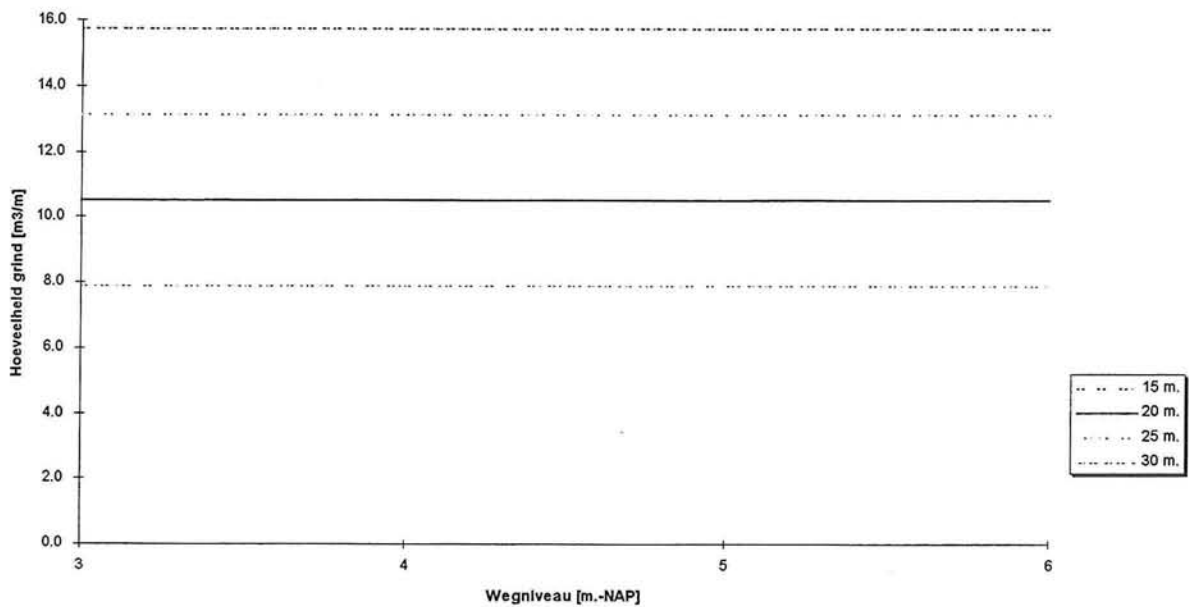
### Conclusie

Geconcludeerd kan worden dat het grondverzet lineair toeneemt met het wegniveau en met de aanlegbreedte. Verder is het benodigde grondverzet in vergelijking met de U-poldermethode gering.

### 3.3.3 Benodigde hoeveelheid grind

Na de ontgraving wordt er een grindlaag aangebracht met een dikte van 0,3 m. De laag is te vergelijken met de voor de U-polder benodigde spreidlaag. Beide hebben een uitvullende en een drainerende functie. De drainerende werking van de grindlaag is in vergelijking met de spreidlaag van zand veel beter. Een (minimale) dikte van 0,3 m. is dan ook voldoende. Alleen de aanwezigheid van gebroken scherpe korrels in de grindlaag is de reden geweest dat onder het folie van de U-polder is gekozen voor een spreidlaag (met een grotere benodigde dikte). Na het storten van het grind moet de laag worden opgeschoond m.b.v. duikers. Dit bevordert de kwaliteit van het op het grind te storten onderwaterbeton.

De benodigde hoeveelheid grind wordt, bij een vaststaande laagdikte, enkel bepaald door de benodigde nuttige breedte (zie figuur 3.5).



**Figuur 3.5** Benodigde hoeveelheid grind.

De benodigde hoeveelheid grind is dus onafhankelijk van het wegniveau. Bij toenemende constructiebreedte is een rechtevenredige hoeveelheid extra grind nodig. Dit steekt nog altijd gunstig af tegen de hoeveelheid zand in de spreidlaag van de U-poldermethode.

---

### 3.4 Tijdelijke grondkering

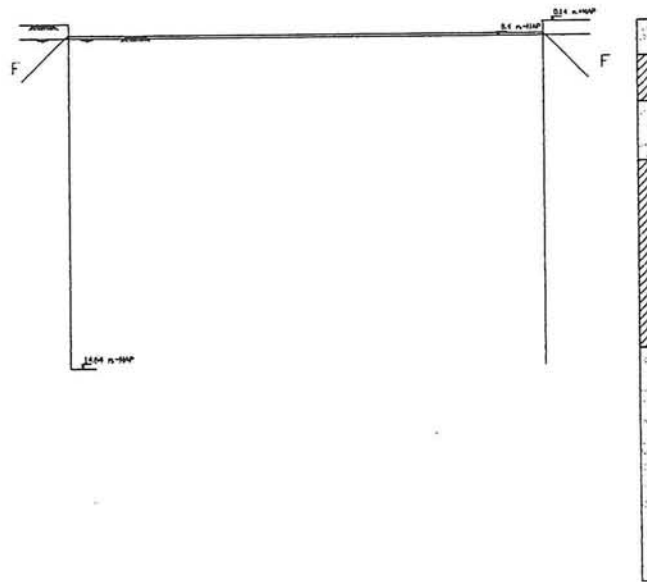
#### 3.4.1 Inleiding

Omdat het hier gaat om een indicatieve kostenvergelijking wordt voor de betonnen bakconstructie gekozen voor een enkelvoudig verankerde stalen damwand. Net als bij de U-poldermethode worden voor de verankering groutankers gebruikt. De keuze is voor de eenvoud gemaakt. Stempeling is wellicht goedkoper (bij een niet te grote nuttige breedte). Voor de dimensionering van zowel damwanden als groutankers, wordt volledig de reeds bij de U-poldermethode gehanteerde aanpak gevolgd (bijlage VII, VIII en IX). In deze paragraaf wordt daarom alleen ingegaan op wijzigingen in de voor de U-polder beschreven aanpak. Verder worden de uiteindelijke dimensies van de tijdelijke stalen damwand § 3.4.2 en de groutankers § 3.4.3 weergegeven.

#### 3.4.2 Tijdelijke stalen damwand

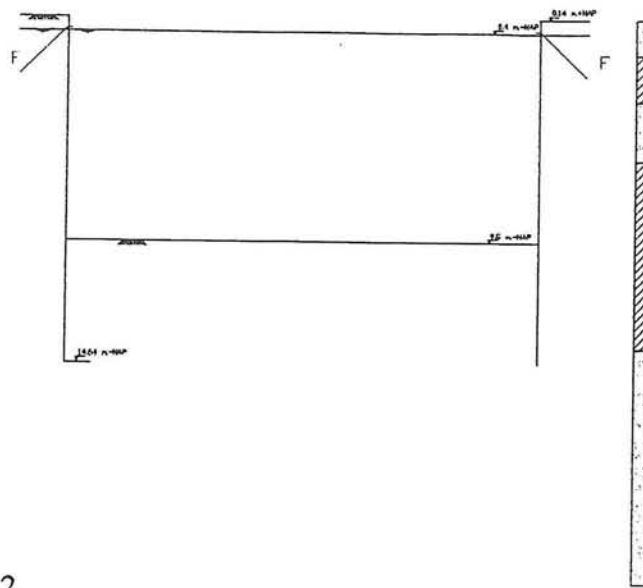
De berekening wordt gemaakt m.b.v. het damwandcomputerprogramma Msheet. Uitgangspunt zijn de in bijlage III vermelde grondparameters. Ook hier wordt voor de tijdelijke damwand geotechnische klasse II aangehouden. De belangrijkste werkzaamheden voor de damwandconstructie worden opgedeeld in vier bouwfases (zie figuur 3.5, 3.6, 3.7 en 3.8).

Fase 1



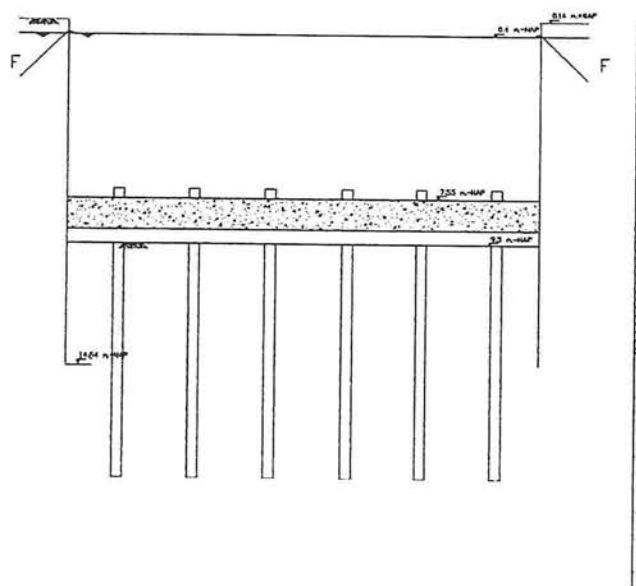
**Figuur 3.5** Bouwfase 1.

Fase 2



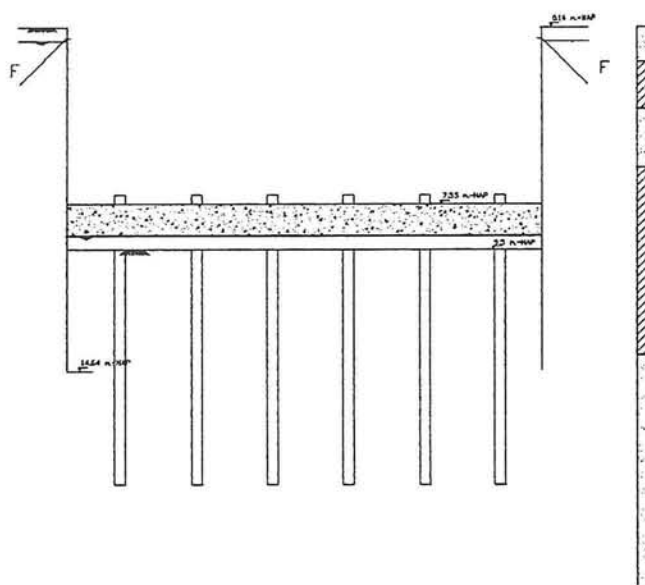
**Figuur 3.6** Bouwfase 2.

Fase 3



**Figuur 3.7** Bouwfase 3.

## Fase 4



**Figuur 3.8** Bouwfase 4.

De verschillende bouwfases bestaan uit de volgende werkzaamheden:

- Fase 1: - Het op diepte heien van de tijdelijke stalen damwand.
  - Ontgraven van de grond tot aan het niveau van de maximale grondwaterstand.
  - Aanbrengen van de groutankers
- Fase 2: - Voorspannen van de groutankers
  - Ontgraving in den natte tot aan het niveau van de onderkant van de grindlaag.
- Fase 3 - Heien prefab betonnen trekpalen
  - Aanbrengen (in den natte) van de onderwaterbetonvloer.
- Fase 4 - Verlagen van de grondwaterstand in de bouwkuip.

Net als bij de U-poldermethode worden de groutankers geschematiseerd d.m.v. starre steunpunten die enkel een horizontale translatie verhinderen. Het verankeringsniveau ligt op 0,25 m.-NAP; net boven de maximale grondwaterstand. De onderwaterbetonvloer wordt geschematiseerd door twee starre steunpunten. Eén steunpunt aan de bovenzijde en één aan de onderzijde. Door de grote dikte van de vloer verhinderen deze steunpunten zowel translatie als rotatie. In fase 4 werkt een opwaartse waterdruk tegen de onderzijde van de vloer. Deze verticaal omhoog werkende kracht wordt in werkelijkheid voor een groot gedeelte opgenomen door de trekpalen. De werking van de trekpalen en het gewicht van de onderwaterbetonvloer wordt geschematiseerd door een gelijkmatige bovenbelasting. Deze ligt direct op de onderwaterbetonvloer.

Een overzicht van de uitvoer volgens Msheet bij verschillende wegniveaus is te vinden in tabel 3.2. Met de reeds bij de U-polder gehanteerde aanpak leidt dit tot de in figuur 3.3 vermelde resultaten. Maatgevend voor de bepaling van de momenten is bouwfase 4. In vergelijking met de U-poldermethode zijn veel lichtere en kortere damwanden nodig. Dit was te verwachten, doordat de aanwezigheid van de onderwaterbetonvloer (stempelfunctie) een sterke reductie betekent van de maximale momenten. Het extra steunpunt betekent ook een veel kleinere voetlengte. Verder moet opgemerkt worden, dat ook de benodigde ontgravingsdiepte kleiner is. Dit is natuurlijk gunstig voor zowel het maximale moment als de benodigde damwandlengte.

Wegniveau [m. -NAP]	3 m.	4 m.	5 m.	6 m.
Max. veldmoment [kNm/m]	123	195	291	425
Ankerhoogte [m. -NAP]	0,25	0,25	0,25	0,25

**Tabel 3.2** Overzicht uitvoer Msheet

wegniveau [m. -NAP]	Profieltype damwand	Gewicht per m' per m' damwand [kg/m <sup>2</sup> ]	Lengte damwand [m]
3	PU6	75	10
4	PU8	91	11,5
5	AZ13	107	13
6	AZ18	118	14,5

**Tabel 3.3** Dimensies Damwand

Aanvullende maatregelen ter beperking van de verplaatsingen van de damwand zijn ook in dit geval niet noodzakelijk.

### 3.4.3 Groutankers

Voor de tijdelijke groutankers wordt de bij de U-polder gehanteerde aanpak gevolgd. De voor het groutanker van belang zijnde uitvoer van Msheet kan worden gevonden in tabel 3.4.

wegniveau [m.-NAP]	3 m.	4 m.	5 m.	6 m.
H.o.h afstand [m]	1,20	1,20	1,34	1,26
Verankeringsniveau [m.-NAP]	0,25	0,25	0,25	0,25
Ankerkracht per anker [kN] (rekenwaarde, horizontaal)	80	103	129	160

**Tabel 3.4** Overzicht uitvoer Msheet

De berekende dimensies kunnen vervolgens worden gevonden in tabel 3.5.



wegniveau [m.-NAP]	3 m.	4 m.	5 m.	6 m.
ankerstaaf helling [graden]	45	45	40	45
diameter [mm]	16	20	20	26
groutlichaam diameter [mm]	100	100	100	100
lengte [m]	5	5	5	5

**Tabel 3.5** Dimensies groutanker

Door de gekozen systematiek worden kleine ankerstaafdiameters gevonden. Door de h.o.h. afstand van de ankers te vergroten worden realistischere ankerstaafdiameters gevonden. Een gording is in dit geval wel nodig. Een herberekening van de diameter in combinatie met een gordingberekening is niet gedaan, omdat de invloed op de resultaten in de kostenvergelijking gering is (zie § 5.3). De benodigde dimensies van het groutlichaam voldoen aan de (aangenomen) minimum afmetingen.

---

## 3.5 Fundatie

### 3.5.1 Inleiding

De fundering bestaat uit een waterafsluitende vloer van onderwaterbeton. De verticale stabiliteit wordt verkregen door trekelementen. Gekozen is voor prefab betonnen trekpalen die aan de onderwaterbetonvloer zijn verankerd. In deze paragraaf wordt de dimensionering van beide constructieelementen behandeld. In § 3.5.2 komt de onderwaterbetonvloer aan de orde, waarna in § 3.5.3 de dimensies van de trekpalen worden bepaald. Gekozen is dus voor een behandeling van beide elementen in één paragraaf. De dimensies beïnvloeden elkaar namelijk sterk en worden bepaald m.b.v. dezelfde controlemechanismen.

Voor de berekening zijn de volgende belastingen van belang:

- 1: De opwaartse waterdruk; Deze werkt tegen de onderzijde van de onderwaterbetonvloer.
- 2: Het gewicht van de onderwaterbetonvloer.

Het verschil tussen de beide belastingen moet worden opgenomen door de trekpalen.

### 3.5.2 Onderwaterbetonvloer

De onderwaterbetonvloer is een belangrijk onderdeel van de betonnen bakconstructie. De vloer wordt niet gewapend en heeft een minimale dikte van 1,25 m. Hierdoor worden onzekerheden in de bodemligging opgevangen en een tijdelijke waterdichtheid gegarandeerd. Het storten van het onderwaterbeton vindt, zoals het woord al zegt, plaats onder water. De samenstelling van het beton moet hierop worden aangepast. In de berekening is voor het gewicht van het onderwaterbeton  $23 \text{ kN/m}^3$  [gegevens Bouwdienst Rijkswaterstaat] aangehouden. Dit is aan de hoge kant.

Maatgevend voor de dimensionering van de onderwaterbetonvloer is de bouwfase, waarin de polderwaterstand is verlaagd tot aan de onderzijde van de vloer en de constructieve vloer nog niet is aangebracht. De dikte van de onderwaterbetonvloer en de stramienmaten van de trekpalen beïnvloeden elkaar sterk en moeten dan ook in combinatie worden behandeld. Aangehouden wordt een schematisatie waarbij de palen volledig in de vloer zijn ingeklemd. De betreffende dimensioneringsberekening kan worden gevonden in bijlage XII. Voor het paalstramien wordt in de breedte en in de lengterichting uitgegaan van dezelfde maten.

De dimensionering betreft de volgende controlemechanismen [methoden Bouwdienst Rijkswaterstaat]:

- Drukbooganalgie. De dikte van de vloer moet toereikend zijn om een drukboog met voorgeschreven minimum afmetingen (lastafdracht trekpalen) toe te laten.
- Mantelwrijving. De krachten in de trekpalen moeten overgebracht kunnen worden op de onderwaterbetonvloer. Dit betekent een minimale dikte van de vloer.
- Controle van de buigende momenten in de vloer.

Voor de opwaartse waterdruk wordt in de dimensioneringsberekening een belastingfactor van 1,2 aangehouden [ NEN 6702, 5.2.2 ]. Voor het gunstig werkende gewicht van de onderwaterbetonvloer is dit een factor 0,9 [ NEN 6702, 5.2.1 ].

---

Tussen de op trek belaste palen ontstaan drukspanningen in de onderwaterbetonvloer. Deze spanning concentreert zich in zogenoemde drukbogen. Geëist wordt [ gegevens Bouwdienst Rijkswaterstaat], dat de pijl van de drukboog maximaal 75 % van de minimale dikte van de onderwaterbetonvloer bedraagt. De dikte van de drukboog moet minimaal 10 % van de minimale dikte van het onderwaterbetonvloer bedragen. De drukspanning in de boog  $\sigma_d$  moet vervolgens kleiner zijn dan de rekenwaarde van de betondruksterkte (tabel 3.6).

Bij het mantelwrijvingscriterium moet de trekspanning van de palen worden overgebracht op de onderwaterbetonvloer. Het maatgevende schuifvlak ligt op het contactvlak van paal en onderwaterbetonvloer. de optredende mantelwrijving  $\tau_d$  moet kleiner zijn dan de rekenwaarde van de maximale schuifspanning van de onderwaterbetonvloer  $f_b$  (tabel 3.6).

Bij de controle van de buigtrekspanningen wordt in de gebruiksfase het maatgevende steunpuntsmoment berekend. Dit wordt gedaan voor een middenveld. Na berekening van het weerstandsmoment worden de optredende trekspanningen vergeleken met de toelaatbare trekspanningen (tabel 3.6). Dit is gedaan voor zowel de gemiddelde als de minimale vloerdikte.

Maatgevend blijkt de benodigde mantelwrijving te zijn. De in bijlage XII gemaakte dimensioneringsberekening heeft geleid tot de in tabel 3.6 weergegeven resultaten.

wegniveau [m.-NAP]	3 m.	4 m.	5 m.	6 m.
opwaartse waterdruk [kN/m <sup>2</sup> ]	55	65	74	84
gewicht o.w.b. [kN/m <sup>2</sup> ]	30	30	29	29
optredende paalkracht [kN]	521	554	554	566
pijl drukboog [mm]	750	750	713	713
dikte drukboog [mm]	100	100	95	95
$\sigma_d$ [N/mm <sup>2</sup> ]	13,3	11,5	10,65	9,75
rek.wrd. treksterkte $f_b$ [N/mm <sup>2</sup> ]	15	15	15	15
$\tau_d$ [N/mm <sup>2</sup> ]	0,9	0,9	0,9	0,9
rek.wrd. treksterkte $f_b$ [N/mm <sup>2</sup> ]	0,92	0,92	0,92	0,92
buigend moment [kNm/m]	68,7	73,1	73,2	74,7
optr.trekspanning gem. [N/mm <sup>2</sup> ]	0,24	0,26	0,28	0,29
toel. trekspanning gem. [N/mm <sup>2</sup> ]	0,3	0,3	0,3	0,3
optr.trekspanning min. [N/mm <sup>2</sup> ]	0,41	0,44	0,49	0,49
toel. trekspanning min. [N/mm <sup>2</sup> ]	0,5	0,5	0,5	0,5
onderwaterbetonvloer [m]	1,3	1,3	1,25	1,25
h.o.h afstand trekpalen [m]	4,6	4	3,5	3,2

**Tabel 3.6** Berekening onderwaterbetonvloer en paalstramienmaten

Zoals gezegd is de dimensionering van de trekpalen en de onderwaterbetonvloer gekoppeld. Dit verklaart de afname van de dikte van de onderwaterbetonvloer bij toenemende diepte. De stramienmaten van de palen nemen immers ook af.

### 3.5.3 Trekpalen

Voor het verticale evenwicht van de onderwaterbetonvloer worden prefab betonnen trekpalen gebruikt. Uitgangspunt is het gebruik van palen met een toelaatbare trekkracht van 600 kN.

---

Deze paalkracht wordt geleverd door een vierkante geprefabriceerde gewapende betonpaal  $\square 45$ . In deze paragraaf wordt de lengte van de paal behandeld. De berekeningen kunnen worden gevonden in bijlage XIII.

De in eerste instantie aangenomen afmetingen van de paal wordt gecontroleerd aan de hand van de optredende paalkracht. Deze wordt gevonden door de optredende resulterende belasting te vermenigvuldigen met de in § 3.5.2 gevonden paalstramienmaten. Deze moet kleiner zijn dan de door de fabrikant opgegeven toelaatbare paalkracht van 600 kN.

De lengte van de paal wordt gecontroleerd aan de hand van een drietal mechanismen:

- Maximale schachtwrijvingskracht (bouwfase).
- Kluitcriterium (bouwfase).
- Controle van de palen onder mobiele belasting (gebruiksfase).

Het mechanisme maximale schachtwrijvingskracht betreft de controle van de maximaal toelaatbare schuifweerstand  $F$ . Deze wordt bepaald door de effectieve lengte van de trekpaal, de omtrek van de paal en de gemiddelde conusweerstand van het zand over de paallengte. Onder de effectieve lengte wordt de lengte van de paal in de zandlaag verstaan. Voor de bepaling van de gemiddelde conusweerstand is de invloed van de ontgraving meegenomen. Vereist wordt, dat de maximaal toelaatbare schuifweerstand  $F$  groter is dan de rekenwaarde van de optredende paalkracht. Vooral bij de diepere wegniveaus blijkt dit een belangrijk mechanisme te zijn (tabel 3.7).

Het kluitcriterium blijkt bij het beschouwde grondpakket niet maatgevend te zijn. De controle betreft een verticale evenwichtsvergelijking. Voor de benodigde paalkracht moet een bepaald gewicht aan grond worden geactiveerd. Dit vereist een minimale paallengte. Het kluitgewicht  $F_{\text{kluit}}$  moet immers groter zijn dan de optredende paalkracht. In de berekening is rekening gehouden met een reductie van de hoeveelheid grond door het ontstaan van een grondkegel aan de onderzijde van de paal (tabel 3.7).

Het derde mechanisme is een controle van de gebruiksfase. De palen zijn in dat geval onderhevig aan zowel een druk- als een trekbelasting. Dit betekent voor de gebruiksfase een reductie van de maximale schachtwrijvingskracht. Opnieuw wordt nu gekeken naar de maximale schachtwrijvingskracht. Ditmaal in de gebruiksfase. De maximale schachtwrijving moet groter zijn dan de rekenwaarde van de optredende paalkracht in de gebruiksfase (tabel 3.7).

Het blijkt dat het mechanisme controle van de gebruiksfase en het mechanisme maximale schachtwrijvingskracht dicht bij elkaar liggen qua maatgevendheid voor de paallengte. De resultaten van de in bijlage XII en XIII gemaakte paalberekeningen worden in tabel 3.7 weergegeven.

wegniveau [m.-NAP]	3 m.	4 m.	5 m.	6 m.
Rek. paalkracht [kN]	814	808	771	767
Rek. paalkracht gebruik [kN]	183	331	406	462
Trekdraagvermogen F:				
Bouwfase [kN]	852	809	774	811
Gebruiksfase [kN]	1136	364	448	481
Kluitgewicht $F_{kluit}$ [kN]	2420	1788	1332	1161
diameter paal $\square$ [cm]	45	45	45	45
totale lengte paal [m]	20	19	18	18
h.o.h afstand trekpalen [m]	4,6	4	3,5	3,2

**Tabel 3.7** Berekening trekpalen

### 3.6 Betonnen bakconstructie

#### 3.6.1 Inleiding

In de drooggepompte bouwkuip wordt de definitieve bakconstructie gebouwd. Bij het beschouwde alternatief bestaat deze bak uit een gewapend betonnen vloer en wanden. De ongewapende onderwaterbetonvloer is slechts een hulpconstructie, die in de loop van de tijd gaat scheuren. Rekening moet daarom worden gehouden met een volledige waterdruk tegen de onderzijde van de constructievloer. Door de wapening van de trekpalen te koppelen aan het wapeningsnet van de constructieve vloer kan de optredende trekbelasting worden overgedragen. De wanden worden in de gebruiksfase belast door de volledige horizontale gronddruk, omdat de tijdelijke damwanden worden getrokken. De bakconstructie ligt niet direct op de onderwaterbetonvloer. D.m.v. een uitvullaag kan door de onderwaterbetonvloer sijpelend water worden opgevangen. Een werkvloer zorgt vervolgens voor een egale vloer, waarop de constructieve vloer kan worden gestort. Nadat de vloer voldoende is verhard kan worden begonnen met de bouw van de constructieve wanden. De dimensionering van de betonnen vloer en wanden worden in deze paragraaf behandeld (§3.6.2).

#### 3.6.2 Dimensionering betonnen vloer en wanden

De minimum dikte van de constructieve vloer bedraagt 1,1 m. Hierdoor ontstaat een starre vloer, waardoor eventuele zettingen in de gebruiksfase kunnen worden voorkomen en een voldoende mate van waterdichtheid kan worden gegarandeerd. Deze waarde wordt voor alle beschouwde wegniveaus aangehouden. Voor de wapeningshoeveelheid van de vloer wordt een voor dit type constructie gangbare waarde aangehouden, van  $100 \text{ kg/m}^3$ . Voor de gehele constructie en bij alle beschouwde wegniveaus wordt deze waarde aangehouden. Deze aanname blijkt inderdaad voor alle wegniveaus te kloppen, omdat voldaan moet worden aan het minimum wapeningspercentage.

De wanden worden belast door de volledige gronddruk. Maatgevend voor de dikte van de wanden is het dwarskrachtcriterium. De wanden worden zo gedimensioneerd, dat geen dwarskrachtwapening nodig is. Aan de bovenzijde van de wand wordt een minimum dikte aangehouden van 0,25 m.

De resultaten van de dimensionering kunnen worden gevonden in tabel 3.8.

wegniveau [m.-NAP]	3 m.	4 m.	5 m.	6 m.
Dikte uitvullaag [m]	0,1	0,1	0,1	0,1
Dikte werkvloer [m]	0,1	0,1	0,1	0,1
Dikte vloer [m]	1,1	1,1	1,1	1,1
Max. wanddikte [m]	1,1	1,1	1,1	1,1
Min. wanddikte [m]	0,25	0,25	0,25	0,25
Wapening [ $\text{kg/m}^3$ ]	100	100	100	100

Tabel 3.8 Dimensies betonnen bak

---

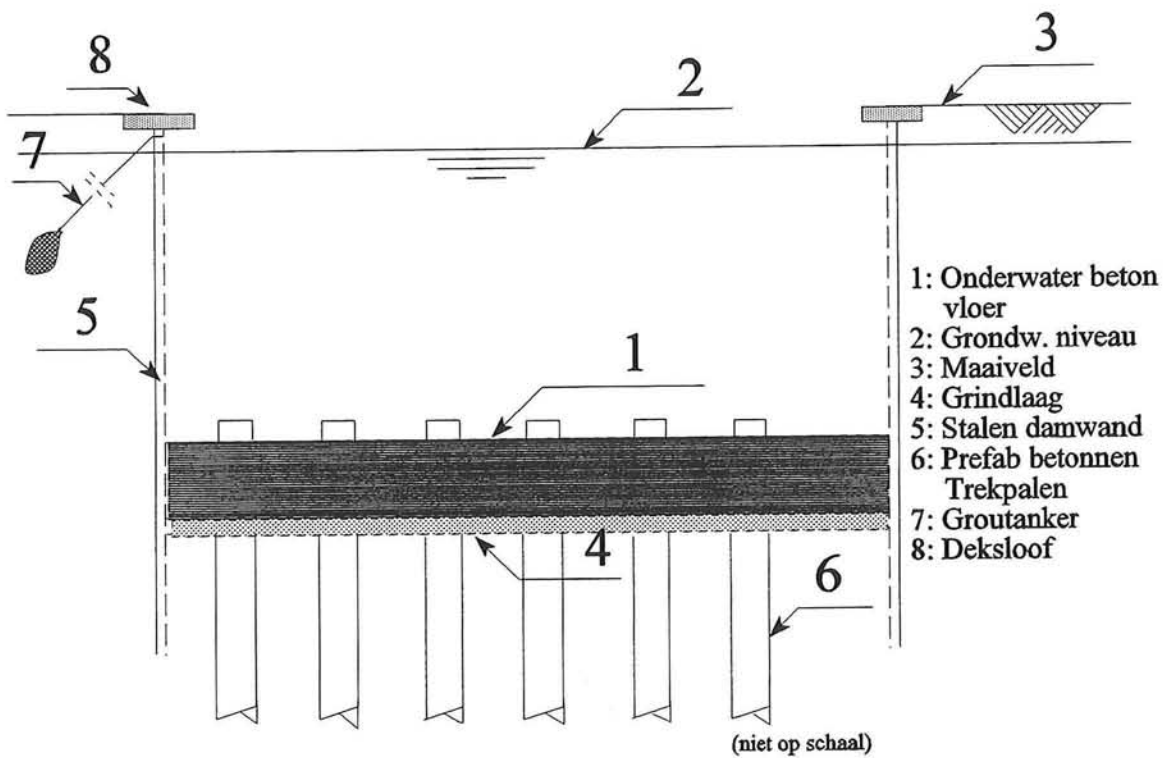


## HOOFDSTUK 4 BAKCONSTRUCTIE MET DEFINITIEVE DAMWANDEN

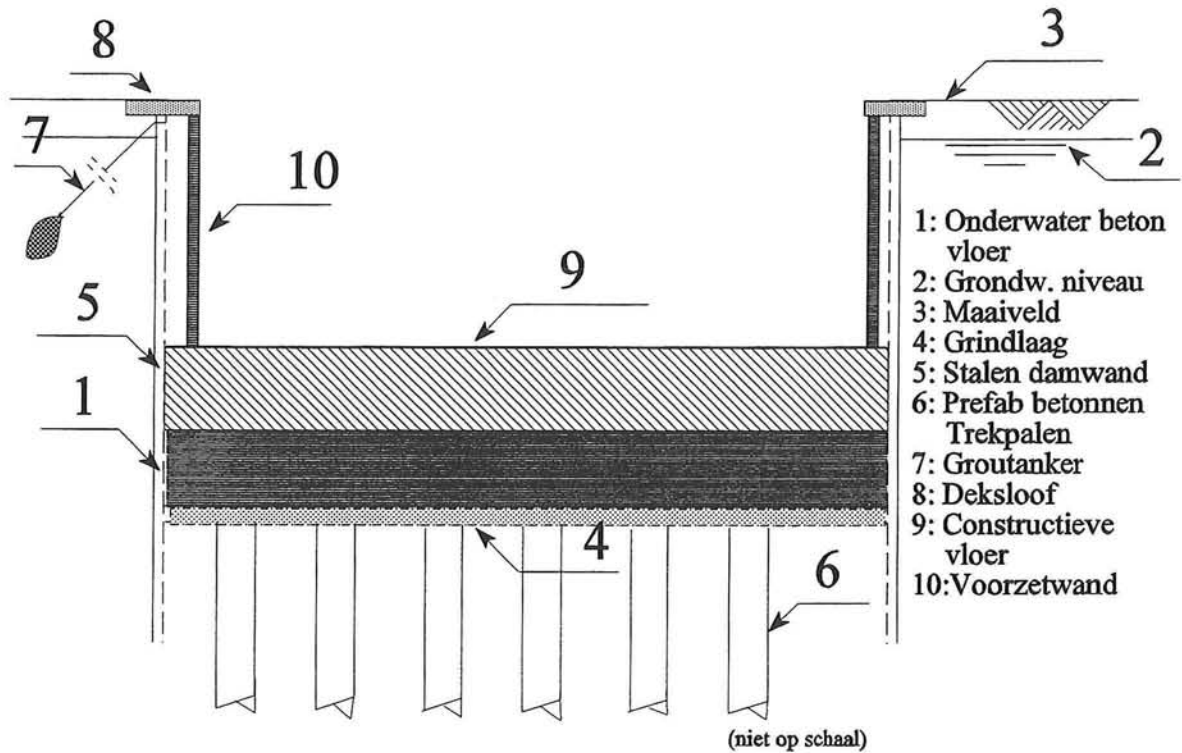
### 4.1 Inleiding

De traditionele betonconstructie met definitieve damwanden is een variant op de in hoofdstuk 3 behandelde betonnen bakconstructie. Een reductie in de kosten kan namelijk worden bereikt door de damwanden niet tijdelijk maar definitief te gebruiken. De betonnen wanden kunnen in dat geval achterwege blijven. De damwanden blijven nu ook in de gebruiksfase dienst doen als grond- en waterkerende constructie. Voor een definitieve constructie gelden echter iets zwaardere eisen. Rekening moet worden gehouden met een corrosiefactor. Verder gelden er aanvullende eisen met betrekking tot de brandwerendheid. Deze zijn afhankelijk van de functie van de weg.

### 4.2 De bouw van de betonconstructie met definitieve damwanden



Figuur 4.1 Schematisatie bouwfase



**Figuur 4.2** Schematisatie gebruiksfase

Voor de bouw van de betonconstructie met definitieve damwanden kan worden verwezen naar paragraaf 3.2. Hierin wordt de traditionele betonnen bakconstructie behandeld. De bouw van beide varianten loopt namelijk bijna synchroon.

Zoals gezegd moet een ander type damwand worden ingetrild. Verder hebben de groutankers ook een definitieve functie. Dit geeft aanvullende eisen met betrekking tot de corrosiewerendheid en vereist een grotere nauwkeurigheid bij het inbrengen.

Voor het ontgraven van de bouwput wordt een betonnen deksloof op de damwanden gestort. Dit kan natuurlijk ook gebeuren na de ontgraving, met het verschil dat in dat geval een extra ondersteuning noodzakelijk is. Op de extra ondersteuning wordt niet verder ingegaan.

Na het storten van de constructieve vloer wordt aan de wegzijde van de damwand een betonnen wand (dikte = 0,1m) gestort. Deze dunne wand wordt aan de bovenzijde begrensd door de betonnen randbalk. Hiermee wordt aan de brandwerende eisen voldaan. De wand zal bij calamiteiten nauwelijks hitte doorlaten naar de damwand. Ook de luchtspleet tussen betonnen wand en tijdelijke damwand helpt dit voorkomen. De betonnen wand is geen constructief onderdeel en kan na een calamiteit eenvoudig worden vervangen.

---

## 4.3 Dimensionering bakconstructie met definitieve damwanden

### 4.3.1 Inleiding

De dimensionering van de bakconstructie met definitieve damwanden loopt bijna volledig synchroon met de dimensionering van de betonnen bakconstructie met tijdelijke damwanden. Het gaat te ver de reeds berekende dimensies nog eens uitvoerig te behandelen. Ingegaan wordt daarom alleen op gewijzigde onderdelen. Het betreft een drietal wijzigingen, namelijk:

- Een zwaardere damwandconstructie. De kering heeft nu immers een definitief karakter. Voor de groutankers betekent een nu gewijzigde ankerkracht een wijziging in de dimensies.
- De definitieve groutankerstaven moeten worden voorzien van een extra coating.
- Vóór de damwandconstructie wordt een beschermende wand geplaatst.

De damwandconstructie wordt behandeld in § 4.3.2, waarna in § 4.3.3 de voorzetwand aan de orde komt. Op de extra benodigde coating van de groutankerstaven wordt niet verder ingegaan, omdat de betreffende wijziging alleen een toename in de kosten betekent. Deze wijziging is dus wel terug te vinden in de indicatieve kostenvergelijking (hoofdstuk 5). In § 4.3.4 worden de belangrijkste dimensies van de beschouwde constructie overzichtelijk weergegeven.

### 4.3.2 Definitieve damwandconstructie

Voor een definitieve damwandconstructie moet onderscheid worden gemaakt tussen de bouw- en gebruiksfase. In de gebruiksfase kan worden uitgegaan van de eerder gebruikte geotechnische klasse II. In de gebruiksfase moet worden uitgegaan van klasse III en rekening worden gehouden met een corrosiefactor. Klasse III betekent o.a. dat voor de hoek van inwendige wrijving en voor de cohesie andere rekenwaarden moeten worden gebruikt. De gebruikte rekenwaarden voor de definitieve damwanden kunnen worden gevonden in bijlage III. Bouwfase 1 t/m 3 (zie hoofdstuk 3) kunnen worden berekend m.b.v. klasse II. Maatgevend voor het moment is ook hier bouwfase 4 (zie hoofdstuk 3). Dit is de gebruiksfase. Het plaatsen van de constructieve vloer betekent een extra stempelkracht en een verkleining van de overspanningslengte. De resultaten van de dimensionering kunnen worden gevonden in tabel 4.2.

Wegniveau [m. -NAP]	3 m.	4 m.	5 m.	6 m.
Max. veldmoment [kNm/m]	189	282	406	553
$F_{\text{anker,hor.}}$ [kN/m]	109	137	169	201
Ankerhoogte [m. -NAP]	0,25	0,25	0,25	0,25

Tabel 4.1 Overzicht uitvoer Msheet

wegniveau [m. -NAP]	Profieltype damwand	Gewicht per m' per m' damwand [kg/m <sup>2</sup> ]	Lengte damwand [m]
3	PU8	91	11,5
4	AZ13	107	13
5	AZ18	118	14,5
6	AZ26	155	15,5

**Tabel 4.2** Dimensies Damwand

Voor de groutankers betekenen de nieuwe rekenwaarden een gewijzigde ankerkracht. Met de eerder gebruikte dimensioneringsberekeningen kunnen de afmetingen opnieuw worden bepaald. De resultaten kunnen worden gevonden in tabel 4.3.

wegniveau [m.-NAP]	3 m.	4 m.	5 m.	6 m.
ankerstaaf helling [graden]	45	40	45	45
diameter [mm]	20	20	26	26
groutlichaam diameter [mm]	100	100	100	100
lengte [m]	5	5	5	5

**Tabel 4.3** Dimensies groutanker

In vergelijking met de betonnen bakconstructie met tijdelijke damwanden zijn over het algemeen iets dikkere ankerstaven nodig. Ook hier zijn door de gebruikte systematiek de staven aan de dunne kant. Door de h.o.h. afstand van de staven te vergroten kunnen realistische waarden worden gevonden. Bij deze constructie kan ook de deksloof als belastingspreiend onderdeel worden gebruikt. In deze kostenvergelijking wordt hier niet verder op ingegaan. De dimensies van het groutlichaam wijzigen in vergelijking met de betonnen bakconstructie niet, omdat ook in dit geval kan worden volstaan met de (aangenomen) minimum afmetingen.

#### 4.3.3 Voorzetwand

Voor de damwandconstructie wordt aan de wegzijde een betonnen voorzetwand geplaatst. De wand heeft een afwerkende functie. Belangrijker is de beschermende functie. Bij calamiteiten is de damwand enigszins afgeschermd. Het beton beperkt de warmteoverdracht naar de damwand. Ook de luchtspleet tussen de betonnen wand en de damwand draagt hieraan bij. Door op de wanden vuurvaste tegels te bevestigen, kan een nog grotere veiligheid worden behaald. De tegels betekenen echter een forse toename in de bouwkosten. Dit is vooral het geval bij grote wegniveaus. Belangrijk is dus de vraag of vuurvaste tegels worden voorge-

schreven of kunnen worden weggelaten. Voor de betonnen wand wordt een dikte aangehouden van 0,12 m. Bij grote aanlegdieptes is een tussensteunpunt nodig, omdat anders de overspanning te groot wordt. Dit is echter een kostbare oplossing. Goedkoper is het om in dit geval een dikkere wand te gebruiken.

De wand kan ook in staal worden uitgevoerd. De kosten hiervan komen overeen met de betonnen wand met vuurvaste tegels.

Over damwand en voorzetwand wordt een betonnen randbalk geplaatst. De balk heeft voor alle wegniveaus een breedte van 80 cm. en een hoogte van 0,5 m. De balk moet voor de ontgraving op de damwand worden gestort. Dit betekent dat een extra ondersteuning niet nodig is. Dit is wel het geval, wanneer de balk in de eindfase wordt aangebracht.

Voor de wapening wordt 100 kg/m<sup>3</sup> aangehouden.

#### 4.4 Overzicht dimensies

wegniveau [m.-NAP]	3 m.	4 m.	5 m.	6 m.
Damwanden				
type	PU8	AZ13	AZ18	AZ26
Gewicht [kg/m <sup>2</sup> ]	91	107	118	155
Breedte plank [m]	1,2	1,34	1,26	1,26
lengte plank [m]	11,5	13	14,5	15,5
Verankering				
helling staaf [graden]	45	40	45	45
diameter staaf [mm]	20	20	26	26
diameter lichaam [mm]	100	100	100	100
lengte lichaam [m]	5	5	5	5
dikte constructielagen				
Grindlaag [m]	0,3	0,3	0,3	0,3
onderwaterbetonvloer [m]	1,3	1,3	1,3	1,3
werkvloer [m]	0,1	0,1	0,1	0,1
uitvullaag [m]	0,1	0,1	0,1	0,1
constr.vloer [m]				
trekpalen				
diameter [cm]	45	45	45	45
lengte [m]	20	19	18	18
h.o.h. afstand [m]	4,6	4	3,5	3,2

Tabel 4.4 Overzicht dimensies betonnen bakconstructie met definitieve damwanden



---

## HOOFDSTUK 5 DE INDICATIEVE KOSTENVERGELIJKING

### 5.1 Inleiding

Dit hoofdstuk behandelt de indicatieve kostenvergelijking tussen de U-poldermethode, de betonnen bakconstructie met tijdelijke damwanden en de variant hierop, de bakconstructie waarbij de damwanden dienst doen als definitieve constructie. In voorgaande hoofdstukken zijn de dimensies van de bovengenoemde constructies bepaald. Dit is gedaan voor vier verschillende wegniveaus en vier verschillende nuttige breedten. De kosten worden bepaald voor een traject met een lengte van 100 m. In dit hoofdstuk wordt aan de dimensies een prijs gekoppeld en kunnen de drie methoden indicatief met elkaar worden vergeleken. Het gaat om de vraag, wanneer de U-polder economisch gezien een aantrekkelijk alternatief is. De kostenvergelijking kan worden gevonden in bijlage VI. In § 5.2 wordt vervolgens de evaluatie van de gemaakte kostenvergelijking worden gevonden.

### 5.2 Evaluatie

Door de verschillende onderdelen van de drie constructies op te delen in een aantal categorieën, kan eenvoudig de grootste kostendrager worden gevonden. Dit is een belangrijk hulpmiddel bij de kostenanalyse. Voor de U-polder kunnen de verschillende categorieën worden gevonden in tabel 5.1 en 5.2. Dit wordt alleen gedaan voor een 3 m. en een 6 m. diep gelegen wegniveau. De tussenliggende niveaus zijn voor de analyse van minder groot belang.

wegniveau 3 m. [m.-NAP]	15 m.	20 m.	25 m.	30 m.
Grondwerk	22	25	27	29
Grondkering *	29	27	26	25
Voorzetwand *	20	19	18	18
Folie	9	9	10	10
L-wand *	7	7	6	6
Diversen	13	13	13	12

**Tabel 5.1** Kostendragers U-polder in procenten van de totale bouwkosten.

\* = niet afhankelijk van de nuttige breedte.

wegniveau 6 m. [m.-NAP]	15 m.	20 m.	25 m.	30 m.
Grondwerk	32	34	36	38
Grondkering *	23	22	21	20
Voorzetwand *	19	18	17	17
Folie	7	7	7	7
L-wand *	9	9	9	8
Diversen	10	10	10	10

**Tabel 5.2** Kostendragers U-polder in procenten van de totale bouwkosten.

\* = niet afhankelijk van de nuttige breedte.

Het grondwerk wordt bij toenemende breedte een steeds grotere kostendrager. Dit is een (bijna) lineair verband. De kosten van de grondkering, d.w.z. verankering en tijdelijke stalen damwand, de voorzetwand en de L-wand, zijn onafhankelijk van de nuttige breedte. Bij toenemende breedte neemt het aandeel van deze categorieën in de totale kosten af. Dit zijn afgezien van het grondwerk, de grootste kostendragers. Door deze eenmalige kosten wordt toepassing van de U-poldermethode bij toenemende breedte steeds gunstiger.

Het grondwerk neemt zeer sterk toe met een groter wordende aanlegdiepte (zie ook § 2.3.2). Een 1 m. dieper wegniveau betekent ongeveer een 2,4 m. diepere ontgraving. Ook de kosten van grondkering, voorzetwand en L-wand nemen bij een groter wordende aanlegdiepte toe (niet procentueel). Een toename in de aanlegdiepte lijkt daarom voor de U-polder ongunstig.

De grootste kostendragers van de betonnen bakconstructie met tijdelijke damwanden kunnen worden gevonden in tabel 5.3 en 5.4.

wegniveau 3 m. [m.-NAP]	15 m.	20 m.	25 m.	30 m.
Grondwerk	3	4	4	4
Grondkering *	25	21	18	16
Fundering	25	27	29	31
Bakconstructie	40	41	43	43
Diversen	7	7	6	6

**Tabel 5.3** Kostendragers betonbak; tijd. damwanden in procenten van de totale bouwkosten.

\* = niet afhankelijk van de nuttige breedte.



wegniveau 6 m. [m.-NAP]	15 m.	20 m.	25 m.	30 m.
Grondwerk	4	4	5	6
Grondkering *	26	22	20	17
Fundering	24	28	29	31
Bakconstructie	40	40	41	41
Diversen	6	6	5	5

**Tabel 5.4** Kostendragers betonbak; tijd. damwanden in procenten van de totale bouwkosten.

\* = niet afhankelijk van de nuttige breedte.

Onmiddellijk is te zien, dat bij de betonbak het grondwerk een relatief kleinere kostendrager is. De fundering; de trekpalen en het onderwaterbeton en de bakconstructie; de wanden en de vloer leveren het grootste aandeel in de totale bouwkosten. Deze laatst genoemde categorieën nemen in kosten bijna lineair toe met de benodigde nuttige breedte.

Het grondwerk neemt wel bijna lineair toe met de diepte, maar is slechts een kleine kostendrager. De grotere kostendragers als trekpalen, onderwaterbeton- en constructieve vloer zijn bij elk wegniveau nodig en nemen qua kosten nauwelijks toe met de diepte.

De variant op de betonnen bakconstructie; de betonbak met definitieve damwanden blijkt qua kosten erg tegen te vallen (figuur 5.1- 5.4). De voor de damwanden benodigde betonnen wand met vuurwerende tegels is namelijk een relatief duur onderdeel. Het blijkt dat hierdoor de bakconstructie economisch minder aantrekkelijker is dan de betonnen bakconstructie. Het gehaalde voordeel door het niet toepassen van betonnen constructiewanden wordt geheel teniet gedaan door de kosten van de vuurwerende tegels. Overwogen kan worden om het aanbrengen van de vuurwerende tegels achterwege te laten (figuur 5.5). Dit betekent een belangrijke reductie van de kosten. De constructie wordt net als de betonnen bakconstructie gunstiger bij kleine breedte en toenemende aanlegdiepte.

De kostenvergelijking laat zien, dat de U-polder een goed alternatief is voor de traditionele methoden (figuur 5.1 -5.4). Het realiseren van een verdiepte weg is tot een wegniveau van 5 m.-NAP volgens de U-poldermethode minder kostbaar. Bij toenemende nuttige breedte wordt het verschil met de beide traditionele methoden alleen maar groter. Bij een wegniveau van 6 m.-NAP is de betonnen bakconstructie tot een nuttige breedte van 17,5 m. het goedkoopste alternatief. Bij grotere breedtes is de U-polder opnieuw het minst kostbaar. Dit is logisch, omdat de hoge kosten van trekpalen, onderwaterbeton en betonnen constructievloer worden afgezet tegen de lagere kosten van de extra diepe ontgraving, het folie en de ballastlaag. Bij minder diep gelegen wegen worden de besparingen groter, omdat de trekpalen, het onderwaterbeton en de constructieve vloer altijd nodig zijn. In vergelijking met de in het algemeen goedkoopste traditionele methode, de betonnen bakconstructie, kan bij een wegniveau van 6 m.-NAP en een nuttige breedte van 30 m. een kostenvoordeel worden gehaald van 20 %. Bij een wegniveau van 3 m.-NAP en eenzelfde nuttige breedte wordt zelfs een kostenvoordeel gehaald van 64 %.

Wegniveau 3 m. -NAP	15 m.	15 m.	20 m.	20 m.	25 m.	25 m.	30 m.	30 m.
kostenposten [in guldens x f 1000,-]	U	B	U	B	U	B	U	B
Grondwerk	541	101	626	134	711	168	796	201
Grondkering	692	728	692	728	692	728	692	728
Voorzetwand	484	-	484	-	484	-	484	-
Folie	211	-	231	-	252	-	272	-
L-wand	164	-	164	-	164	-	164	-
Fundering	-	725	-	947	-	1169	-	1391
Bakconstructie	-	1161	-	1430	-	1698	-	1967
Diversen	315	217	331	227	338	238	361	248
<b>Bouwkosten [ in guldens x f 1000,-]</b>	<b>2407</b>	<b>2932</b>	<b>2528</b>	<b>3466</b>	<b>2641</b>	<b>4001</b>	<b>2769</b>	<b>4535</b>

**Tabel 5.5** Overzicht kostendragers U-polder en betonnen bakconstructie bij verschillende nuttige breedten.

wegniveau 6 m. m.-NAP	15 m.	15 m.	20 m.	20 m.	25 m.	25 m.	30 m.	30 m.
kostenposten [in guldens x f 1000,-]	U	B	U	B	U	B	U	B
Grondwerk	1267	141	1422	187	1576	234	1731	281
Grondkering	921	950	921	950	921	950	921	950
Voorzetwand	758	-	758	-	758	-	758	-
Folie	280	-	300	-	320	-	340	-
L-wand	362	-	362	-	362	-	362	-
Fundering	-	859	-	1172	-	1406	-	1718
Bakconstructie	-	1444	-	1713	-	1981	-	2250
Diversen	390	226	414	239	428	253	458	266
<b>Bouwkosten [ in guldens x f 1000,-]</b>	<b>3978</b>	<b>3620</b>	<b>4177</b>	<b>4261</b>	<b>4365</b>	<b>4824</b>	<b>4570</b>	<b>5465</b>

**Tabel 5.6** Overzicht kostendragers U-polder en betonnen bakconstructie bij verschillende nuttige breedtes.

U = U-poldermethode; B = Betonnen bakconstructie

Bij de U-polder blijkt het benodigde grondverzet de belangrijkste kostendrager. Hoge kosten van de uitkomende grond betekenen dan ook een belangrijke toename van de totale bouwkosten. Dit is te zien in figuur 5.1 en 5.4. De kosten van de betonnen bakconstructie bij een wegniveau van 6 m.-NAP zijn tot zo'n 25 m. breedte lager dan die van de U-poldermethode. Bij hetzelfde wegniveau en een nuttige breedte van 30 m. is het te behalen kostenvoordeel t.o.v. de betonnen bakconstructie slechts 2%. Deze waarde valt binnen de gebruikte nauwkeurigheden.

Een 20 % diepere ontgraving heeft ongeveer hetzelfde effect als een toename van de kosten van de uitkomende grond (figuur 5.6).

Zoals gezegd is de bakconstructie met definitieve damwanden een relatief duur alternatief. In de kostenvergelijking is in eerste instantie uitgegaan van de betonbak met betonnen wand en vuurwerende tegels. Wanneer enkel wordt gekozen voor een betonnen wand, dus zonder tegels, dan ligt de kostprijs bij een wegniveau van 6 m.-NAP nog steeds hoger dan bij een betonnen bakconstructie met tijdelijke damwanden (figuur 5.5). Dit ligt voornamelijk aan de zwaardere damwanden. Bij grotere aanlegdiepte wordt het aandeel van het damwandstaal steeds groter en wordt verloren van de betonnen bakconstructie. Wanneer ook de betonnen voorzetwand wordt weggelaten en enkel gerekend wordt met een betonnen deksloof op de damwanden, ligt de totale kostprijs op het niveau van de betonnen bakconstructie. Bij een lager wegniveau ligt dit iets anders. Dit is echter nauwelijks interessant. In de kostenvergelijking gaat het immers om de economische toepasbaarheid van de U-polder. Dit is interessant bij de grotere aanlegdieptes. Bij een wegniveau van 6 m.-NAP en dieper kan namelijk pas enig tegenwicht worden geboden aan het U-polderalternatief.

wegniveau 6 m. [m.-NAP]	15 m.	20 m.	25 m.	30 m.
Wand + vuurvaste tegels	19	17	15	13
Wand zonder vuurvaste tegels	8	6	6	5
Alleen een deksloof	3	2	2	2

**Tabel 5.5** Overzicht kostenaandeel alternatieven betonbak met def. damwanden. in procenten van de totale bouwkosten

Voor de betonnen bakconstructie wordt bij een wegniveau van 6 m.-NAP nog eens gekeken naar het aandeel van de groutankers in de totale kosten (figuur 5.7). De dimensionering is namelijk vrij globaal geweest (gekozen is voor minimumafmetingen). Een besparing van 20 % op de kosten van de verankering (+ trekken), levert echter nauwelijks wat op. Een nauwkeuriger dimensionering is dan ook niet nodig.

Voor de betonnen wanden van de bakconstructie is voor de lagere wegniveaus een zelfde wanddikte aangehouden als bij een wegniveau van 6 m.-NAP. De wanden zijn daarom aan de zware kant. Voor een wegniveau van 3 m.-NAP zijn de verschillen met de werkelijkheid het

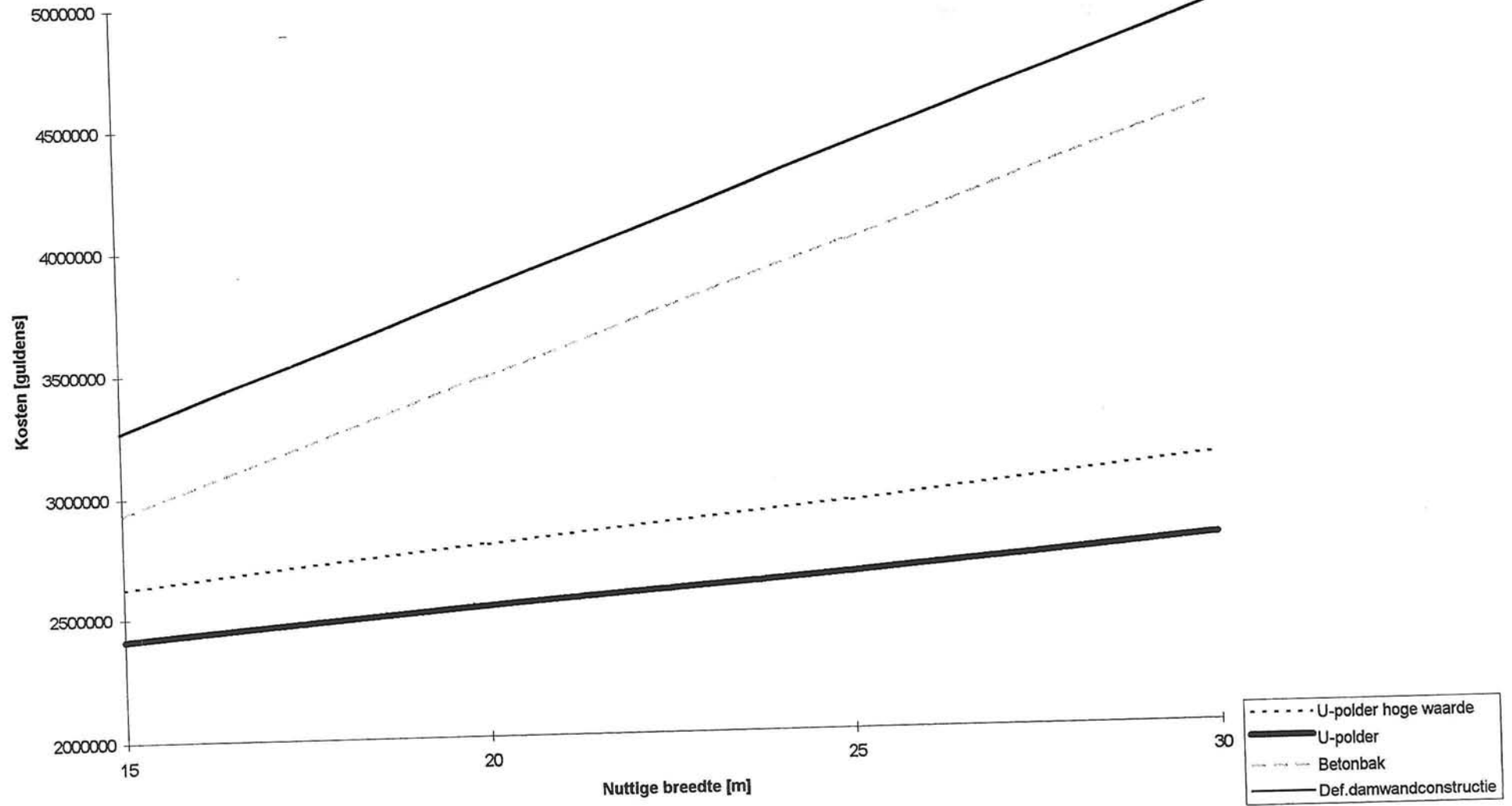
---

grootst. Voor dit wegniveau is dan ook een kostenvergelijking gemaakt, waarbij een reductie van 20 % werd toegepast op het beton en het wapeningsstaalgedeelte van de wanden. Ook hier blijkt echter dat het voor de kostenvergelijking niet nodig is een preciezere dimensionering uit te voeren (zie figuur 5.8).

De U-polder blijkt een goed alternatief te zijn voor het verdiept aanleggen van wegen, waarbij grondwaterbemaling niet is toegestaan en het ruimtegebruik beperkt is. Rekening moet worden gehouden met een aantal omgevingsfactoren die de totale kostprijs kunnen beïnvloeden:

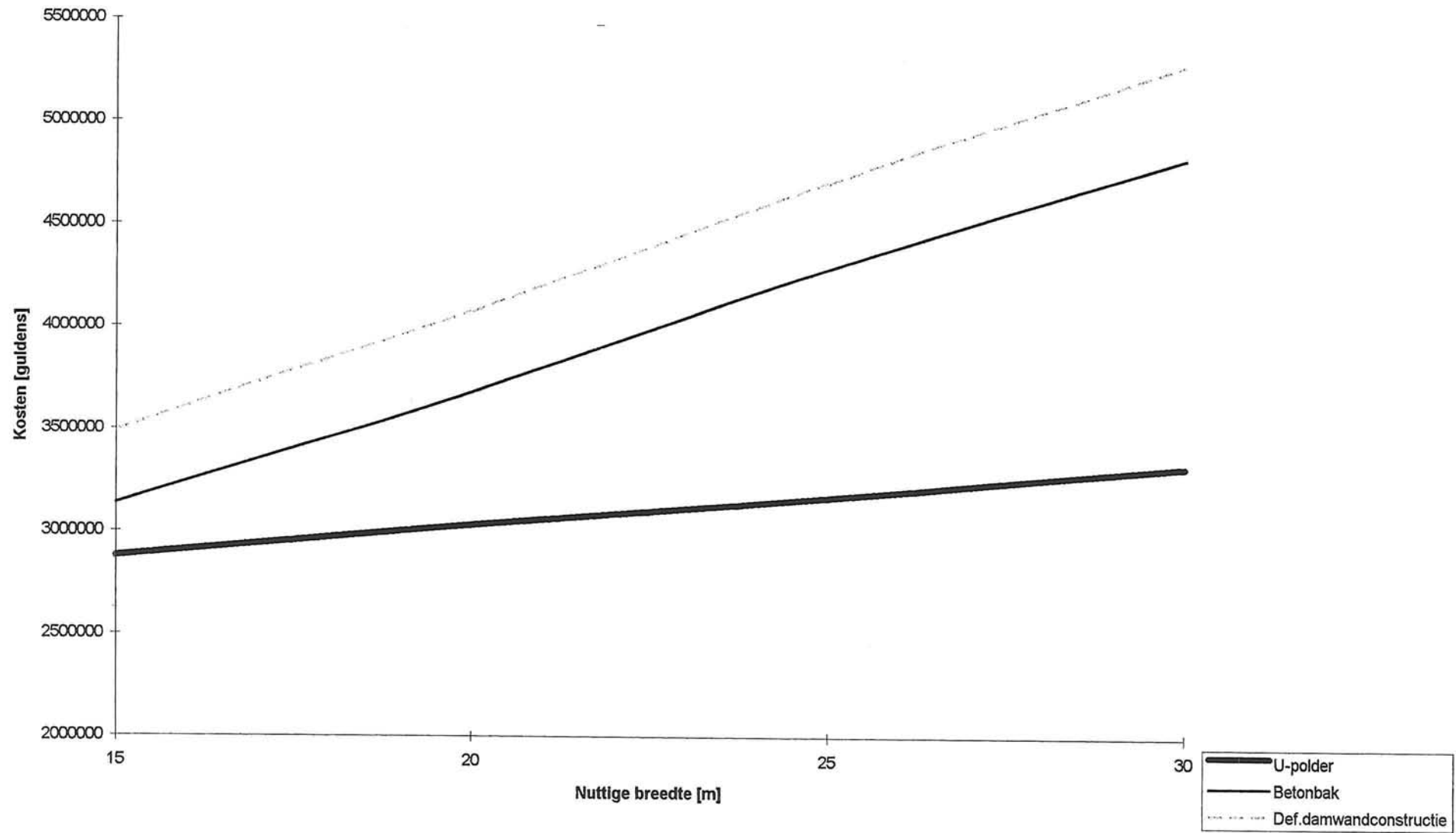
- het bodemprofiel; ontgraven en verwerken van klei kost meer dan het ontgraven en verwerken van zand. Droog zand is het minst duur. Daarbij komt nog, dat klei niet in aanmerking komt voor hergebruik.
- hergebruik van de grond; wanneer hergebruik van de grond mogelijk is, kan zo'n 8,-/m<sup>3</sup> te ontgraven en her te gebruiken grond worden bespaard.
- grondwaterpeil; het waterpeil heeft invloed op de kosten van de ontgraving en bepaalt de benodigde ontgravingsdiepte. Vooral de ontgravingsdiepte is een belangrijke parameter.
- lengte van het tracé; de lengte van het tracé bepaalt de mate van hergebruik. De totale bouwkosten worden hoger als de damwanden minder dan 5 keer worden gebruikt. Verder worden kosten als het afzinken van het folie en de bouw van het frame voor de voorzetwand duurder bij een kleinere tracélengte.
- compartimenteringen; in de kostenvergelijking is geen rekening gehouden met de benodigde compartimenteringen. Een compartiment is ongeveer 300 m. lang.

3 m.-NAP



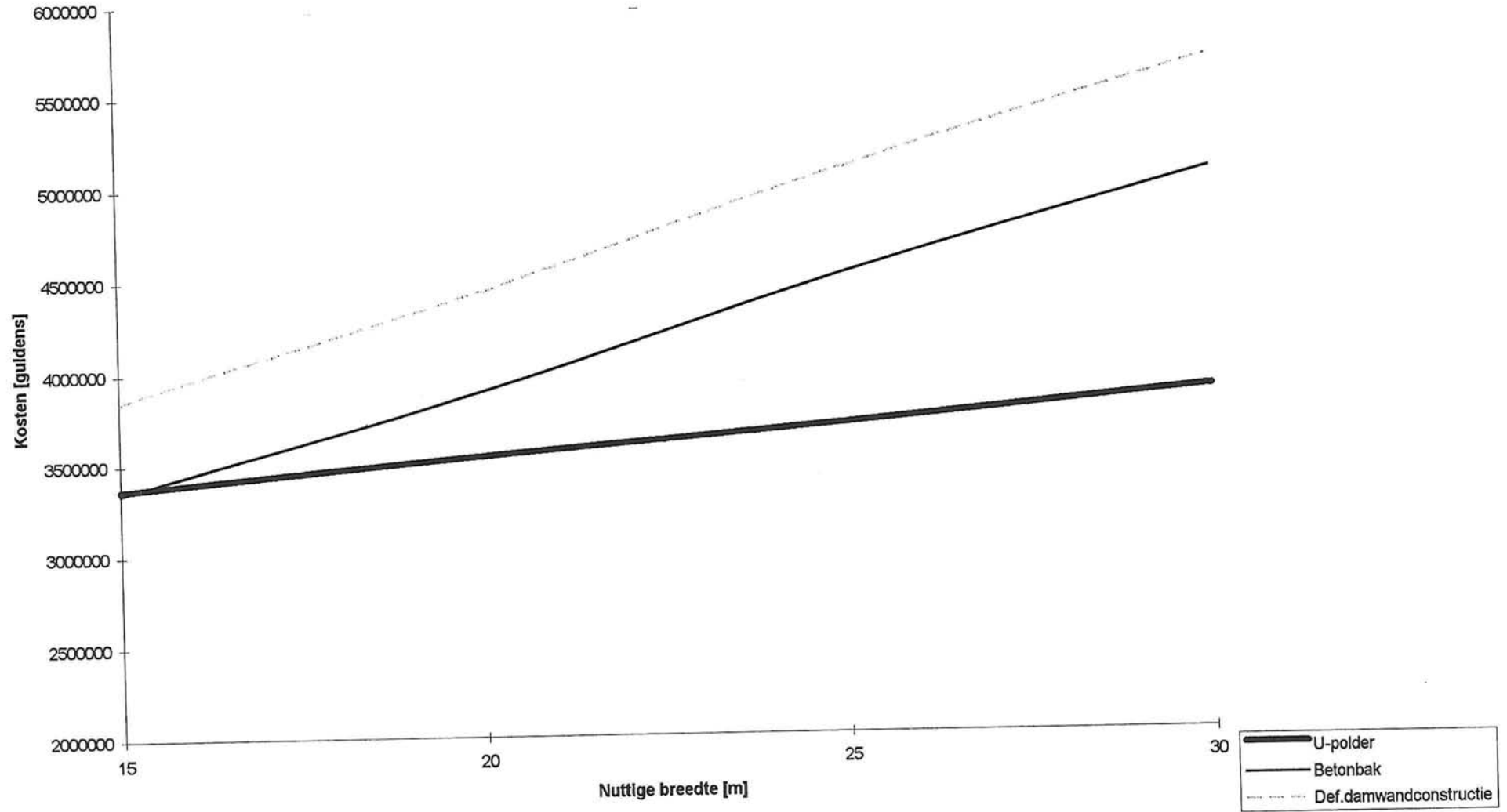
Figuur 5.1

4 m.-NAP



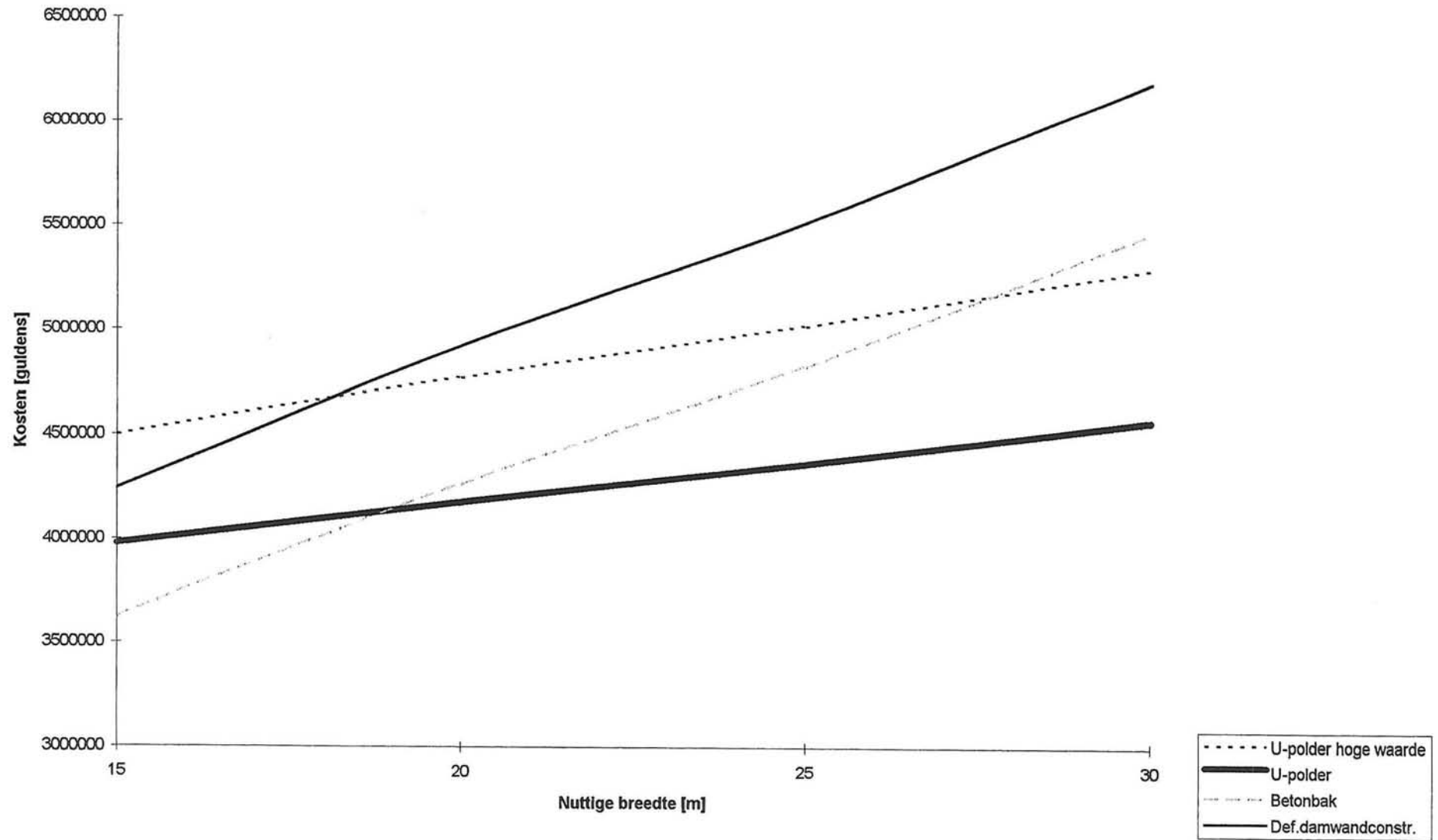
Figuur 5.2

5 m.-NAP



Figuur 5.3

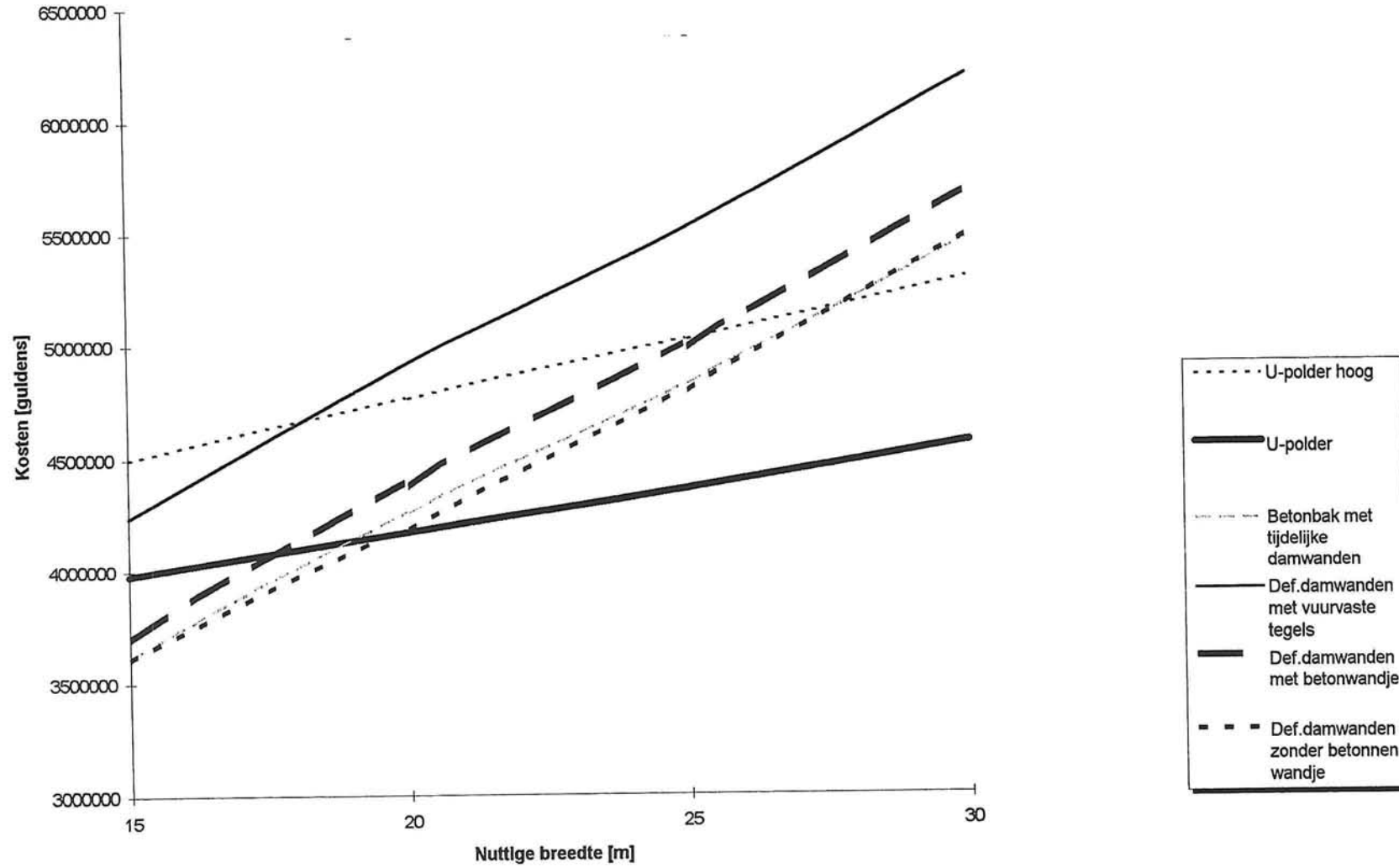
6 m.-NAP



Figuur 5.4

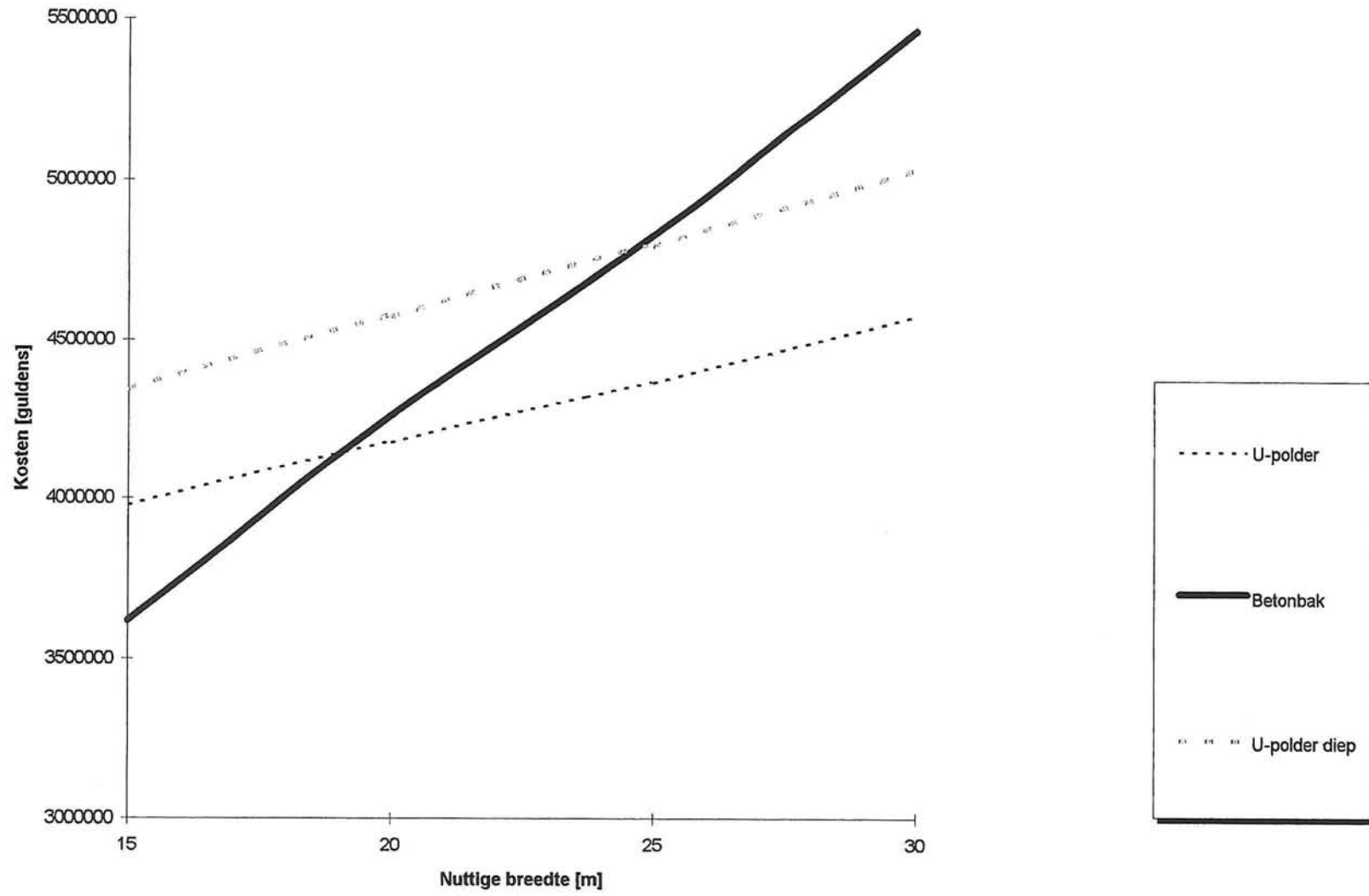


6 m.-NAP



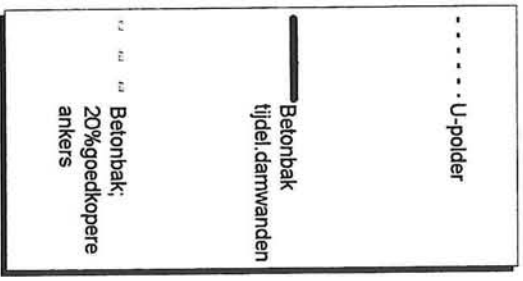
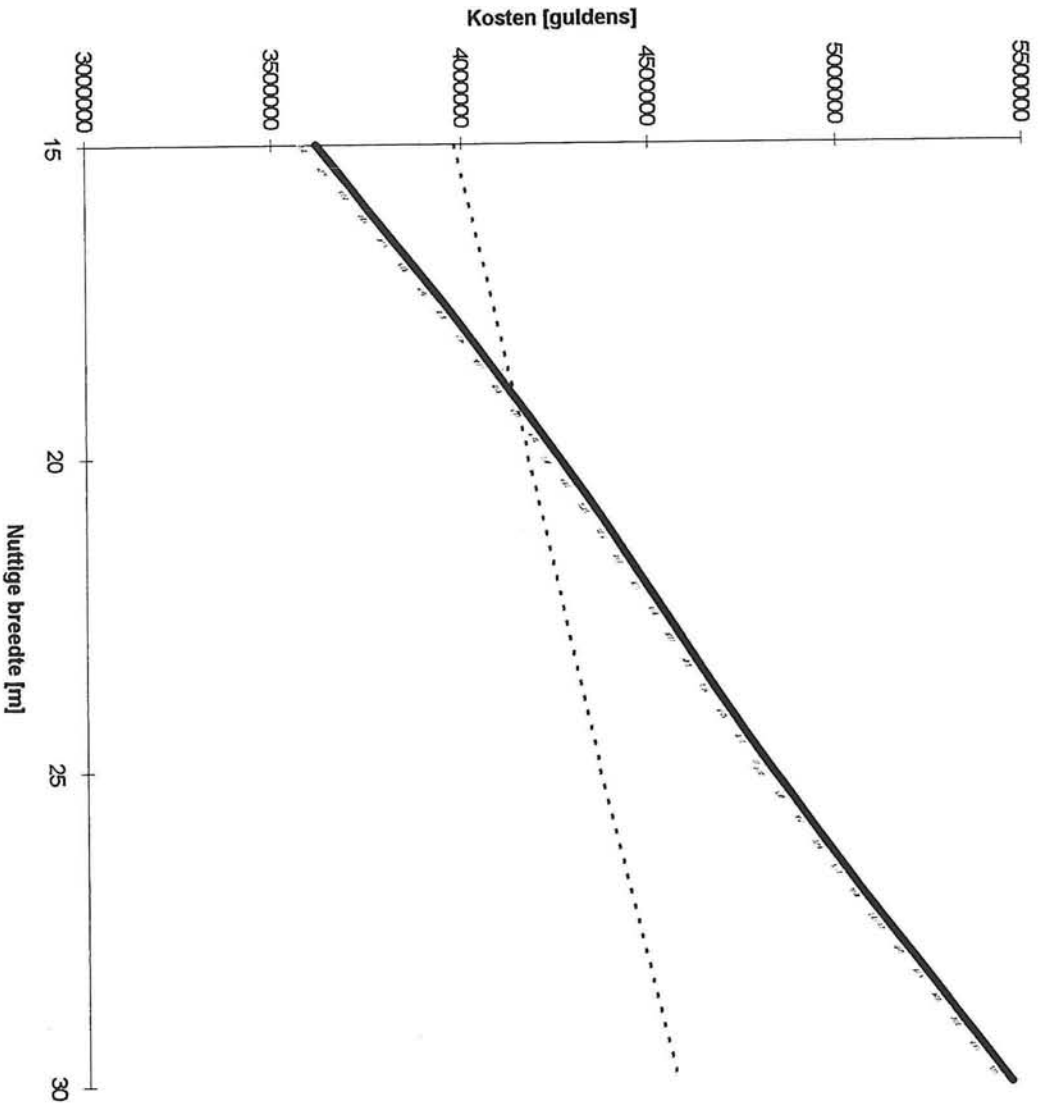
Figuur 5.5

6 m.-NAP



Figuur 5.6

6 m.-NAP



Figuur 5.7



---

## CONCLUSIES

De betonnen bakconstructie, gebouwd in een bouwkuip van damwanden en onderwaterbeton met trekpalen en de variant hierop: de bakconstructie, waarbij damplanken als definitieve constructiewanden worden gebruikt, zijn traditionele oplossingen voor het verdiept aanleggen van wegen, waarbij grondwaterbemaling niet mogelijk is en het ruimtegebruik beperkt moet worden. De U-poldermethode is onder deze omstandigheden een goed alternatief.

Voor de U-polder is het grondverzet de grootste kostendrager. De hoogte van de aankoop, ontgravings- en verwerkingskosten van de uitkomende grond betekenen een grote onzekerheid in de totale bouwkosten. Door de uitkomende grond her te gebruiken in ballast- en aanvullaag kan een belangrijk kostenvoordeel worden behaald.

Bij toenemende breedte neemt het grondverzet rechtevenredig toe. De kosten van steunberm, folie, voorzetwand en grondkering zijn echter onafhankelijk van de breedte. Bij toenemende breedte wordt de U-poldermethode daarom een steeds gunstiger alternatief.

Bij toenemende aanlegdiepte nemen de kosten van L-wand, folie, voorzetwand en grondkering wel toe. Het grondverzet neemt in dit geval ook meer dan rechtevenredig toe. Het U-polder alternatief gaat in dat geval minder aantrekkelijk worden.

Voor de traditionele methoden is het grondwerk een kleinere kostendrager. Het constructiebeton en de fundering, d.w.z. het onderwaterbeton en de trekpalen, leveren de grootste bijdrage aan de totale bouwkosten. Deze laatst genoemde kostendragers nemen qua kosten slechts weinig toe met de diepte.

Bij toenemende breedte nemen de kosten van de trekpalen, de onderwaterbeton- en constructievloer recht evenredig toe.

Wanneer de beide traditionele methoden met elkaar vergeleken worden, dan blijkt de bakconstructie met definitieve damwanden in alle beschouwde gevallen de duurste oplossing. Bij deze "uitgeklede constructie" is het kostenvoordeel, wat gehaald wordt door de betonnen wanden weg te laten, volledig teniet gedaan door de benodigde betonnen voorzetwand met vuurwerende tegels. Deze wand wordt aan de wegzijde op korte afstand van de definitieve damwand geplaatst en geeft de grondkering een extra bescherming bij calamiteiten.

Deze wand kan eventueel worden weggelaten. De bakconstructie met definitieve damwanden wordt daarmee iets goedkoper dan de betonnen bakconstructie.

De U-poldermethode is in vergelijking met de betonnen bakconstructie bij ondiepe wegniveaus het goedkoopste alternatief. Bij toenemende nuttige breedte wordt het kostenvoordeel groter. Door toepassing van de U-poldermethode wordt bij het laatst genoemde wegniveau en bij een nuttige breedte van 30 m. een kostenvoordeel gehaald van 20 %.

Hogere kosten ten aanzien van het grondwerk betekenen een toename van de totale bouwkosten van de U-polder. Dit is ook het geval, wanneer voor het ontgravingsniveau een diepere waarde wordt aangehouden.

---

## AANBEVELINGEN

De U-polder blijkt een goed alternatief te zijn voor het verdiept aanleggen van wegen in gebieden waar het ruimtegebruik beperkt is. Door optimalisatie van deze bouwmethode kan een reductie van de kosten worden behaald. Gedacht wordt aan de volgende onderdelen:

- De voor de horizontale stabiliteit benodigde betonnen L-wanden kunnen eventueel worden vervangen door een andere grondkerende constructie. Te denken valt aan een terre-armée wand, een kistdam of een gewichtsconstructie.
- Voor de foliegeleidende voorzetwand kan in principe een dunne vlakke plaat worden gebruikt. De in de kostenvergelijking gebruikte voorzetwand is voorzien van het nodige plaatwerk. Een optimalisatie hiervan behoort zeker tot de mogelijkheden. Het aanbrengen van de voorzetwand vindt plaats met behulp van een speciaal en duur geleidingsframe. Een optimalisatie van het aanbrengproces is dan ook mogelijk.
- De tijdelijke stalen damwand. Door de grote ontgravingsdiepte en een ankerniveau dat boven de grondwaterstand ligt, is er een zware damwand nodig. Een verlaging van het ankerniveau betekent dat een lichtere damwand kan worden toegepast. Door aan de kuipzijde een extra berm te bouwen, kan het folie ter hoogte van de damwand ondieper worden gelegd. Hierdoor kan een lichtere damwand worden gebruikt. Tijdens de bouw moet het dan wel mogelijk zijn om extra ruimte in breedterichting te gebruiken.
- Aansluiting van de U-polder op kruisende constructies gebeurt met een relatief dure compartimenteringskuip. Een optimalisatie van deze aansluitconstructie is zeker denkbaar.
- De tijdelijke damwanden (AZ-profielen) worden 5 keer hergebruikt. Onderzoek moet uitwijzen of de damwanden misschien vaker kunnen worden gebruikt en waar het slijtageproces van afhankelijk is.
- Onderzoek naar het te gebruiken materiaal voor de ballastlaag. Zwaarder materiaal voor de ballastlaag betekent een minder diepe ontgravingsdiepte en dus een reductie van de bouwkosten. Gedacht kan ook worden aan een zeer goede verdichting van het ballastlaagmateriaal. Dit is nu een te dure oplossing.

De volgende punten vereisen nog verdere studie:

- De waterdichtheid van de ruimte tussen tijdelijke damwand en voorzetwand en tussen voorzetwand en folie vereist nog verdere studie.
- Het opsporen van gaten in het folie gebeurt d.m.v. geo-electrische detectie. Hiermee is het goed mogelijk om eventuele gaten in het afgezonken folie te signaleren en te localiseren. De methode moet worden geoptimaliseerd om betaalbaar te zijn.
- De dichting van gaten in een geballaste folie. Dit kan worden gedaan door diepteinjectie.

De U-poldermethode wordt vergeleken met twee traditionele methoden. De bakconstructie met definitieve damwanden is in vergelijking met de betonnen bakconstructie een uitgekledede constructie. De genoemde variant kan echter verder worden geoptimaliseerd. Gedacht wordt aan de volgende punten:

- Het aanbrengen van meerdere ankerlagen, waardoor een lichtere damwand kan worden gebruikt.
- De onderwaterbetonvloer kan worden gewapend en als definitieve vloer worden gebruikt.

---

## LITERATUURLIJST

- [1] Rapport onderzoek naar een alternatieve goedkopere bouwmethode voor een verdiept gelegen weg, ing. R.H. Knulst, Bouwdienst RWS, april 1992, 2<sup>o</sup> concept.
- [2] Studie naar de haalbaarheid van de U-polder als goedkoper alternatief voor een verdiepte weg.  
Uitgevoerd door:  
Ballast-Nedam Beton en Waterbouw  
Hollandsche Beton- en Waterbouw b.v.  
Van Hattum en Blankevoort b.v.  
Fase 1, theoretisch en praktische uitvoerbaarheid van het concept-ontwerp, maart 1993.  
  
Fase 2, dimensioneren van hoofdonderdelen en beschrijving van uitvoeringsmethodieken, mei 1993.  
  
Fase 3, universele toepasbaarheid van het U-polder ontwerp, mei/juni 1993.
- [3] Grondmechanica, ir C.v.d. Veen, ir. E.Horvat, ing. C.H.van Kooperen, Amsterdam, oktober 1981.
- [4] Publicatie 166, Damwandconstructies, CUR, Gouda.
- [5] Richtlijnen directie bruggen voor het ontwerpen van betonnen kunstwerken (versie 2), vastgesteld door betonstaf Rijkswaterstaat directie bruggen, januari 1990.
- [6] NEN 6702, TGB 1990 Belastingen en vervormingen
- [7] NEN 6740, TGB 1990 Geotechniek, Basiseisen en belastingen, 1<sup>o</sup> druk, december 1991.
- [8] NEN 6720, TGB 1990 Voorschriften Beton, Constructieve eisen en rekenmethoden.
- [9] Methoden ter voorkoming van opdrijving van constructies in grondwater, KIVI, augustus 1976.
- [10] Grondmechanica, Prof. ir. A. Verruijt, 3<sup>o</sup> druk, maart 1990.
- [11] Moderne funderingstechnieken, Prof. ir. A.F. van Weele, 2<sup>o</sup> druk, maart 1983.
- [12] Foundation analysis and design, J.E. Bowles, 4<sup>th</sup> edition, Mc.Graw-Hill International Editions, 1988.



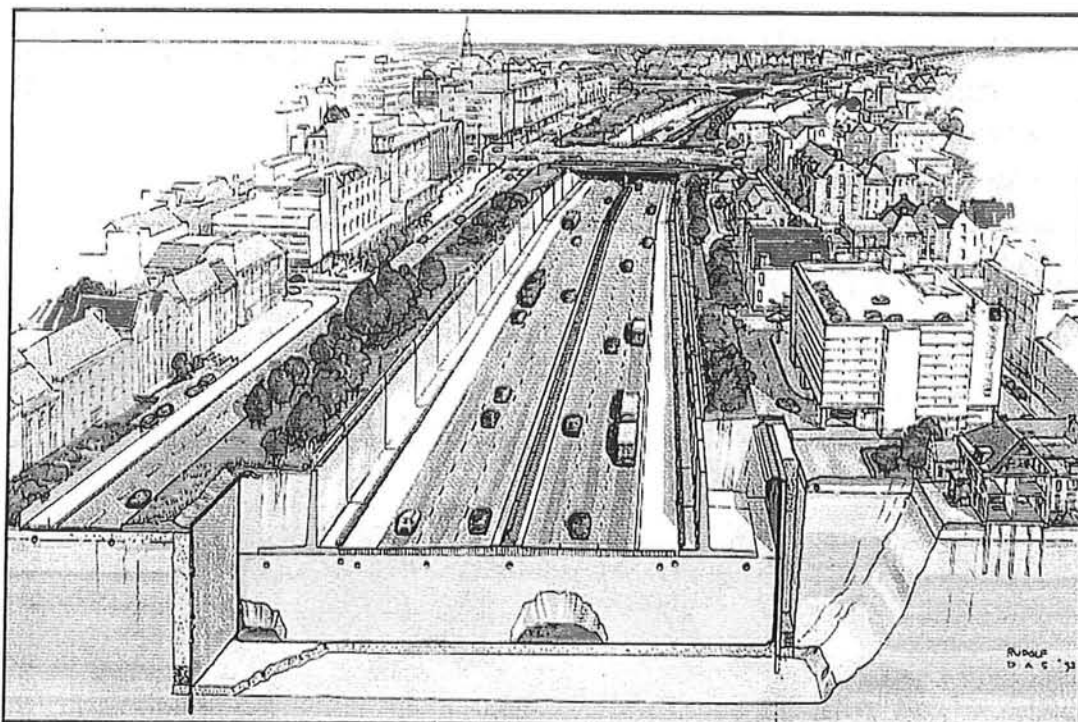


augustus 1995

## BIJLAGEN

# De economische haalbaarheid van de U-polder

als nieuwe methode voor het verdiept aan-  
leggen van wegen.



Robert Das



## **INHOUDSOPGAVE**

<b>BIJLAGE I</b>	Termen en Definities, Eenheden en grootheden.
<b>BIJLAGE II</b>	Partiële factoren: algemeen.
<b>BIJLAGE III</b>	Partiële veiligheidsfactoren t.b.v. damwandberekeningen.
<b>BIJLAGE IV</b>	Gevoeligheidsanalyse van het damwandprogramma Msheet.
<b>BIJLAGE V</b>	Berekening ontgravingsdiepte U-poldermethode.
<b>BIJLAGE VI</b>	Indicatieve kostenvergelijking.
<b>BIJLAGE VII</b>	Berekeningen m.b.v. het damwandprogramma Msheet.
<b>BIJLAGE VIII</b>	Dimensionering damwand.
<b>BIJLAGE IX</b>	Dimensionering groutankers.
<b>BIJLAGE X</b>	Dimensionering aanvullaag en L-wand.
<b>BIJLAGE XI</b>	Bepaling ontgravingsdiepte betonnen bakconstructie.
<b>BIJLAGE XII</b>	Berekening paalstramien en dikte onderwaterbeton.
<b>BIJLAGE XIII</b>	Berekening lengte trekpalen.



---

## Bijlage I

### Termen en Definities

Ankerhoogte	Afstand tussen de bovenkant van de damwand en het hart van de ankerstang ter hoogte van de doorvoering door de damwand [m].
Belastingfactor	Partiële factor waarmee de representatieve waarde van een belasting moet worden vermenigvuldigd om de rekenwaarde van die belasting te verkrijgen.
Foliediepte	Niveau waarop het horizontale foliegedeelte wordt afgezonken [m. - NAP].
Geotechnische constructies	Onder geotechnische constructies worden de volgende constructies verstaan: damwanden en keermuren., ingravingen, ophogingen en de bijbehorende taluds, funderingen van bouwwerken, zoals paal- en staalfunderingen, verhardingsconstructies voor wegen, vliegvelden en bedrijfsterreinen.
Grenstoestand	Toestand waarbij het effect van de belasting(en) en de respons van de bouwconstructie de gestelde eisen niet overschrijden.
Grenstoestand 1A	Uiterste grenstoestand, waarbij een bezwijkmechanisme optreedt in de grond of op het grensvlak tussen constructie en grond.
Grenstoestand 1B	Uiterste grenstoestand, waarbij zodanige vervormingen in de constructie optreden, dat niet meer is voldaan aan de eis van veiligheid.
Grenstoestand 2	Bruikbaarheidsgrenstoestand, waarbij door vervormingen, verlies aan bruikbaarheid, schade of hoge onderhoudskosten ontstaan.
Karakteristieke waarde	Waarde van een grootte welke op een statistische manier is bepaald. Aanbevolen wordt om een waarde te kiezen met een onder (voor sterkte) - of overschrijdingskans (voor belasting) van 5%.
Materiaalfactor	Partiële factor waardoor de representatieve waarde van een materiaaleigenschap moet worden gedeeld om de rekenwaarde van die eigenschap te verkrijgen.
Nominale waarde	Een nominale waarde is een waarde welke uit een norm wordt gekozen of, bij gebrek aan normen, een geschatte waarde. Een nominale waarde wordt gebruikt wanneer door het ontbreken van gegevens geen karakteristieke waarde kan worden bepaald.
Ontgravingsniveau	De werkelijk te ontgraven diepte [m. -NAP]. In het beschouwde geval betekent dit het niveau van de onderzijde spreidlaag.
Rekenwaarde van de belasting	De bij de toetsing van een bouwconstructie aan te houden waarde van de belasting. De rekenwaarde van de belasting is het produkt van een representatieve waarde van de belasting en een belastingfactor.
Representatieve waarde van de belasting	Voorgescreven basisbelasting waaruit m.b.v. de belastingfactor een rekenwaarde van de belasting wordt bepaald.
Rekenwaarde voor een materiaal of eigenschap van een bouwconstructie	Deze rekenwaarde is het quotiënt van een representatieve waarde van de eigenschap en een materiaalfactor.
Representatieve waarde voor een materiaal of eigenschap van een bouwconstructie	

---

	Voorgeschreven basiswaarde die gelijk is aan een karakteristieke waarde of een nominale waarde.
Wegniveau	Niveau bovenkant asfalt (toplaag) [m. -NAP]. Dit niveau is in de berekeningen verondersteld op 0,5 meter boven de bovenzijde van de ballastlaag.

## Eenheden en grootheden

### Grond

$\gamma_{\text{droog}}$	volumiek gewicht van de droge grond [kN/m <sup>3</sup> ]
$\gamma_{\text{nat}}$	volumiek gewicht van de verzadigde grond [kN/m <sup>3</sup> ]
$\gamma_{\text{water}}$	volumiek gewicht van water [kN/m <sup>3</sup> ]. In de berekeningen wordt voor de $\gamma_{\text{water}}$ een waarde van 10 kN/m <sup>3</sup> aangehouden.
$\phi$	hoek van inwendige wrijving [graden]
$\delta$	wandwrijvingshoek [graden]. Deze wordt bepaald door de ruwheid van de wand in relatie tot de korrelgrootte van de grond. Voor de wrijvingshoek tussen stalen damwand en grond (categorie half ruw tot ruw) wordt aangehouden: $\delta_{\text{actief}} = 2/3 * \phi$ en $\delta_{\text{passief}} = - 2/3 * \phi$ (tabel 4, NEN 6740). Hierbij wordt uitgegaan van rechte glijvlakken. Dit is een veilige aanname, omdat in werkelijkheid, door de invloed van de wandwrijving, een circelvormig glijvlak zal ontstaan (Rechte glijvlakken treden alleen op voor $\delta = 0$ ).
c	cohesie [kN/m <sup>2</sup> ]
k	de beddingsconstante [kN/m <sup>3</sup> ]. De beddingsconstante geeft het verband tussen de spanningstoename op een wand, die door de grond wordt gesteund en de toename van de horizontale indrukking van de grond.

### Belastingen

q	bovenbelasting op het maaiveld [Kn/m <sup>2</sup> ]
p	verkeersbelasting op de verdiept aan te leggen weg [Kn/m <sup>2</sup> ]. Hierbij wordt uitgegaan van klasse 60 (VOSB, 1963)

### Damwand

$E_{\text{anker}}$	elasticiteitsmodulus van de ankerstang in kN/m <sup>2</sup>
$E_{\text{damwand}}$	elasticiteitsmodulus van de damwand in kN/m <sup>2</sup>
I	traagheidsmoment van de damwand in m <sup>4</sup> per m' wand

---

---

$w$	maximaal optredende absolute verplaatsing in horizontale richting in mm.
$M_{\max}$	maximale positieve moment in de damwand in kNm/m
$M_{\min}$	maximale negatieve moment in de damwand in kNm/m
$D_{\max}$	maximaal optredende dwarskracht in de damwand in kN/m
$D_{\min}$	minimaal optredende dwarskracht in de damwand in kN/m

### **Beton**

$\gamma_{\text{gewapend beton}}$	Volumiek gewicht van het gewapend beton [kN/m <sup>3</sup> ]. In de berekening wordt hiervoor een waarde aangenomen van 24 kN/m <sup>3</sup> .
$\gamma_{\text{ongewapend beton}}$	Volumiek gewicht van het ongewapend beton [kN/m <sup>3</sup> ]. In de berekening wordt hiervoor een waarde aangenomen van 23 kN/m <sup>3</sup> .





---

## **Bijlage II**

### **Partiële factoren: Algemeen**

#### **II.1 Inleiding**

In de nieuwe normenreeks TGB 1990 wordt gebruik gemaakt van een probabilistische benaderingswijze. Hiermee wordt de al vele jaren gebruikte deterministische aanpak vervangen. Gerekend wordt met partiële veiligheden welke worden bepaald d.m.v. een probabilistische analyse. Voor de geotechniek is verder een belangrijke wijziging in de nieuwe normen, dat een onderscheid wordt gemaakt naar geotechnische categorieën. Dit betekent dat de diepgang van toetsing wordt afgesteld op de categorie waarin de constructie is ingedeeld. Zeer eenvoudige constructies kunnen dan ook een op vereenvoudigde wijze worden getoetst.

In ontwerpberoeeningen zoals in deze deelstudie, is het gebruik van partiële veiligheden eigenlijk te nauwkeurig. Deze nauwkeurigheid is alleen van belang bij de optimalisering van het ontwerp. Toch heb ik bij de berekeningen gebruik gemaakt van partiële veiligheden. In de eerste plaats komt dit voort uit een geringe mate van nieuwsgierigheid naar het gebruik van de partiële veiligheden. Tevens is het goed om de nieuwe inzichten inzake de betrouwbaarheid van bouwconstructies, welke tevens aansluiten op de Eurocodes, eens te leren gebruiken.

#### **II.2 Materiaalfactoren voor grondeigenschappen: Algemeen**

Bij het bepalen van de rekenwaarde van een materiaalparameter is het uitgangspunt de representatieve waarde van het materiaal. De representatieve waarden van de gebruikte grondparameters kunnen worden gevonden in § 1.2. De representatieve waarde van een parameter wordt vaak gelijkgesteld aan de karakteristieke waarde. Dit is de waarde van een parameter met een bepaalde onder- en overschrijdingskans. Deze kanswaarden liggen niet vast. De rekenwaarde van de materiaalparameter wordt verkregen door het quotiënt te nemen van de representatieve waarde en de bijbehorende materiaalfactor.

De materiaalfactoren voor algemene toepassing in de geotechniek worden gegeven in tabel II.1. Wanneer een verhoging van de waarde van de betreffende parameter tot een ongunstiger resultaat leidt, moet een factor 1,0 worden toegepast. De materiaalfactoren gelden voor uiterste grenstoestand 1a en 1b (tabel 3, NEN 6740). In de bruikbaarheidsgrenstoestand geldt voor alle materiaalparameters altijd een factor 1,0.

---

Parameter	Part.factor
Sterkte parameters van de grond cohesie $c'$	1,5 <sup>1</sup>
hoek van inwendige wrijving $\phi$	1,15
wandwrijvingshoek $\delta$	1,15
Volumiek gewicht van de grond $\gamma$	1,1

tabel II.1 materiaalfactoren voor grondeigenschappen voor grenstoestand 1a en 1b.

In bijlage III worden partiële materiaalfactoren gegeven, die zijn afgestemd op voor damwandconstructies aanvaarde faalkansen. Deze factoren worden alleen gebruikt in de damwandberekeningen.

---

<sup>1</sup>Alleen gebruiken bij stabiliteit- en gronddrukberkeningen.

---

### II.3 Belastingfactoren

Om rekenwaarden voor de belasting te krijgen, moet de representatieve waarde van de belasting vermenigvuldigd worden met een partiële belastingfactor.

De grootte van de belastingfactor wordt bepaald door een aantal factoren namelijk:

- de grenstoestand, waarin het mechanisme moet worden berekend
- de veiligheidsklasse van de constructie
- het type constructie
- de belastingsoort
- de hoedanigheid van de belasting (normaal of gunstig werkend).

Aangehouden zijn de belastingfactoren zoals vermeld in NEN 6702. Ter verduidelijking worden de volgende veel gebruikte waarden vermeld:

Belastingfactoren voor de uiterste grenstoestand (tabel 2, NEN 6702).

veranderlijke belasting 1,2

permanente belasting 1,2; Normaal werkend

permanente belasting 0,9; Gunstig werkend

Permanente belasting door grond- en waterdruk op geotechnische constructies 1,0 (5.2.3, NEN 6702).

Belastingfactoren voor de bruikbaarheidsgrenstoestand (tabel 3, NEN 6702).

Voor zowel veranderlijke als permanente belasting kan een factor 1,0 worden genomen.

---

---

---

## Bijlage III

### Partiële veiligheidsfactoren t.b.v. damwandberekeningen

#### III.1 Inleiding

In deze bijlage wordt aandacht besteed aan het damwandontwerp met en de problematiek rond de partiële veiligheidsfactoren. Voor de damwandberekening worden namelijk partiële veiligheidsfactoren toegepast, welke afwijken van de in bijlage II vermelde factoren. Gebruik is gemaakt van een in [4] aangegeven berekeningswijze. Hierin wordt de gebruiker een stappenplan voorgeschoteld, waarbij de dimensies van de damwand kunnen worden bepaald en gecontroleerd. Om een voldoende kleine faalkans te verkrijgen worden partiële veiligheidsfactoren gebruikt. Deze partiële veiligheidsfactoren zijn afgeleid d.m.v. een probabilistische analyse. Getoetst moet nu worden of de rekenwaarde van de belasting kleiner is dan de rekenwaarde van de sterkte. Opgemerkt wordt dat deze toetsing alleen geldt voor de uiterste grenstoestand. De kans blijft echter bestaan dat de constructie zijn functie niet kan vervullen. Absolute veiligheid bestaat niet. Dit is zeker van toepassing op geotechnische constructies, omdat het gedrag van het materiaal grond moeilijk te voorspellen is.

In bijlage III.2 zal de gebruikte ontwerpmethodiek worden toegelicht, waarna in bijlage III.3 en III.4 de rekenwaarden voor de verschillende belasting- en materiaalparameters worden afgeleid.

#### III.2 Ontwerpmethodiek

Bij het bepalen van de dimensies van damwand en ankers zal een op een probabilistisch concept gebaseerde ontwerpmethodiek worden uitgevoerd [4]. Dit wil zeggen dat er gerekend wordt met faalkansen. Het falen van een damwand kan worden veroorzaakt door een aantal mechanismen. De dimensies van de damwand worden op een zodanige manier bepaald, dat de kans op falen van de constructie voldoende klein is.

Hoe wordt de faalkans van de afzonderlijke mechanismen nu bepaald? De faalmechanismen en hun onderlinge samenhang kunnen worden vastgelegd in een foutenboom. Wanneer de faalkans van de verschillende mechanismen bekend is, kan de kans op falen van de constructie worden bepaald. De faalkans van de afzonderlijke mechanismen wordt echter net andersom bepaald. Hierbij wordt uitgegaan van in de praktijk getoetste kansen voor het falen van de constructie. De maximaal geaccepteerde faalkans wordt verkregen door een afweging te maken tussen de schade bij falen van de constructie en de kosten om een bepaald veiligheidsniveau te realiseren. In [4] is, op grond van deze toetsing, voor de algemeen gangbare damwandconstructies een klasse-indeling gemaakt naar het veiligheidsniveau. Het veiligheidsniveau wordt uitgedrukt in de betrouwbaarheidsindex  $\beta$ . Voor een bouwput wordt klasse II ( $\beta = 3,4$ ) aangehouden. Dit betekent aanzienlijke schade bij falen van de constructie, maar geringe persoonlijke veiligheidsrisico's. De betonbak met definitieve damwanden valt in klasse III ( $\beta = 4,2$ ). Klasse III is van toepassing wanneer grote schade ontstaat bij falen of bij aanzienlijke persoonlijke veiligheidsrisico's.

De betrouwbaarheidsindex  $\beta$  wordt in tabel 2.5 in [4] vertaald in (basis) partiële belasting- en materiaalfactoren voor het mechanisme, waarbij de maximale passieve grondweerstand wordt overschreden. Dit kan ook worden gedaan voor de overige faalmechanismen. Dit is in [4] echter niet gebeurd. Deze (basis) partiële veiligheidsfactoren worden ook voor de controle van de overige mechanismen toegepast. Dit betekent wel dat voor deze mechanismen nog een

---

aanpassing noodzakelijk is, in de vorm van een extra veiligheidsfactor.

### III.3 Materiaalfactoren t.b.v. damwandberekening

In een algemene kostenvergelijking als deze, is het niet nodig de verschillende grondparameters te beschouwen als karakteristieken. Daarom worden realistische deterministische waarden aangenomen (nominale waarden). Deze zijn vermeld in § 1.2.

Om enig "gevoel" te krijgen voor de gekozen waarden wordt in bijlage IV de invloed van deze parameters op de uitkomsten in de damwandberekening onderzocht.

De rekenwaarden voor de verschillende grondparameters worden gevonden door deze representatieve waarden te delen door de in tabel 2.5 [4] vermelde partiële veiligheidsfactoren. Deze partiële veiligheidsfactoren zijn afhankelijk van de invloed die de betreffende parameter heeft op het falen van de constructie en van de spreiding van de parameter. Uitgegaan is echter van conservatieve waarden. In tabel III.1 kunnen een aantal in de damwandberekening gebruikte partiële veiligheidsfactoren worden gevonden.

Parameter	Part. factor voor klasse II	Part. factor voor klasse III
Sterkte parameters van de grond:		
cohesie $c'$	1,00	1,10
hoek van inwendige wrijving $\phi$	1,15	1,20
wandwrijvingshoek $\delta$	1,15	1,20
Volumiek gewicht van de grond $\gamma$	1,00	1,00

**Tabel III.1** materiaalfactoren voor damwandberekeningen

Voor de overige parameters is de partiële veiligheidsfactor niet zo eenvoudig in tabelvorm op te stellen. De keuze voor deze factoren zal daarom hieronder worden toegelicht.

#### Stijfheidsparameters

a) van de grond: horizontale beddingsconstante  $k$

Hierbij wordt onderscheid gemaakt tussen een  $k$ -waarde voor het hoge gemiddelde en een  $k$ -waarde voor het lage gemiddelde. De waarde voor het hoge gemiddelde wordt toegepast als een hoge beddingsconstante ongunstig is. De waarde voor het lage gemiddelde wordt toegepast als een lage beddingsconstante ongunstig is. Per grondlaag wordt slechts één  $k$ -waarde van het hoge en één waarde van het lage gemiddelde genomen. Dit betekent dat aan boven- en onderzijde van een laag de  $k$ -waarde gelijk is.

M.b.v. tabel 3.15 [4] en tabel 1, NEN 6740 worden de volgende representatieve waarden

gevonden voor het laag- en hooggemiddelde van de horizontale beddingsconstante k.

grondsoort [laagnr.]	lage gemiddelde [kN/m <sup>3</sup> ]	hoge gemiddelde [kN/m <sup>3</sup> ]
zand [1]	6000	13500
klei [2]	2000	4500
zand [3]	10000	22500
klei [4]	2000	4500
zand [5]	20000	45000

tabel III.2 representatieve waarden voor de horizontale beddingsconstante

De rekenwaarde voor de beddingsconstante wordt verkregen door de representatieve waarde van het lage gemiddelde te delen door een factor 1,3 en de representatieve waarde van het hoge gemiddelde te delen door een factor 1,0. Deze factoren zijn onafhankelijk van de geotechnische klasse.

b) van de wand: EI

Gelet op geringe toleranties in maatvoering en eigenschappen van het staal wordt aangenomen, dat de verwachtingswaarde voor de stijfheid van de toegepaste damwand gelijk is aan de representatieve waarde. De rekenwaarde kan vervolgens worden gevonden door toepassing van een partiële materiaalfactor van 1,0.

c) van het anker:  $EI_{\text{anker}}$

Gelet op geringe toleranties in maatvoering en eigenschappen van het staal wordt aangenomen, dat de verwachtingswaarde voor de stijfheid van de toegepaste damwand gelijk is aan de representatieve waarde. De rekenwaarde kan vervolgens worden gevonden door toepassing van een partiële materiaalfactor van 1,0.

Geometrische parameters van:

a) Bovenzijde damwand:

De ontwerpwaarde voor de bovenzijde van de damwand bedraagt 0,14 m. + NAP Deze waarde wordt i.v.m. geringe maattoleranties gelijk genomen aan de representatieve waarde. In de dimensioneringsberekening wordt deze waarde als rekenwaarde gebruikt.

b) Niveau maximale ontgraving:

Op de te keren hoogte moet volgens [4] (klasse II) een partiële factor van 2,2 maal de standaardafwijking of 0,3 maal de standaardafwijking van deze parameter worden toegepast. Bekeken moet worden welke factor maatgevend is. In de berekeningen worden de rekenwaarden aangehouden zoals vermeld in § 2.3.1 (berekening in bijlage V).

c) grondwaterstand:

Uitgegaan wordt van een situatie, waarin de waterstand zeer goed te regelen is. Hierbij wordt aangenomen, dat de hoogst optredende grondwaterstand 0,4 m. - NAP is. Dit is de in de berekening te gebruiken rekenwaarde. De polderwaterstand (situatie in foliekuip na

droogpompen) kan door horizontale drainage goed beheerst worden. De hoogste polderwaterstand ligt in het beschouwde geval 1 m. onder de bovenzijde van de ballastlaag.

**Overzicht rekenwaarden t.b.v. damwandberekening**

grondsoort [laagnr.]	dikte [m]	$\gamma_{\text{droog}}$	$\gamma_{\text{nat}}$	$\phi$	$\delta$	c
zand [1]	1.64	17	18	24	16	0
klei [2]	2.00	15	15	17	12	2
zand [3]	2.5	18	20	26	17	0
klei [4]	8.0	17	17	20	13	5
	> 20 m.	18	20	28	19	0
ballastlaag	variabel	18	19	24	16	0

**Tabel III.3** rekenwaarde sterkteparameters klasse II.

grondsoort [laagnr.]	dikte [m]	$\gamma_{\text{droog}}$	$\gamma_{\text{nat}}$	$\phi$	$\delta$	c
zand [1]	1.64	17	18	23	15	0
klei [2]	2.00	15	15	17	11	2
zand [3]	2.5	18	20	25	17	0
klei [4]	8.0	17	17	19	13	4,5
	> 20 m.	18	20	27	18	0
ballastlaag	variabel	18	19	23	15	0

**Tabel III.4** rekenwaarde sterkteparameters klasse III.



---

grondsoort [laagnr.]	lage gemiddelde [kN/m <sup>3</sup> ]	hoge gemiddelde [kN/m <sup>3</sup> ]
zand [1]	4615	13500
klei [2]	1538	4500
zand [3]	7692	22500
klei [4]	1538	4500
zand [5]	15384	45000
ballastlaag	4615	13500

**Tabel III.5** rekenwaarde stijfheidsparameters.

---

### III.4 Belastingfactoren

De rekenwaarde van de belastingen wordt gevonden door de representatieve waarde voor de belasting te vermenigvuldigen met de partiële belastingfactoren.

Uiterste grenstoestand (tabel 2, NEN 6702)

Bovenbelasting :

Partiële factoren worden niet toegepast, wanneer de in 3.2.3. [4] gegeven rekenwaarden worden gebruikt. Voor een bouwput moet aan de actieve zijde voor de bovenbelasting een rekenwaarde worden toegepast met een waarde tussen de 10 en 20 kPa. In de berekeningen wordt de grootte van de gelijkmatig verdeelde belasting het op maaiveld aangenomen op 10 kN/m<sup>2</sup>. Voor klasse 3 wordt een bovenbelasting van 20 kPa gebruikt. Deze waarden worden gebruikt als rekenwaarde.

Belastingen door grond:

Gronddrukken reageren sterk op vervormingen van de constructie. Door de druk van de grond beweegt de damwand mee. Aan de actieve zijde wordt daarom gerekend met de minimale gronddruk als belasting.

Aan de passieve zijde mag de maximale waarde van de grondweerstand als belasting worden gebruikt. Voor de belastingfactor van de grondbelasting kan voor geotechnische constructies (def. 7.2.2, NEN 6702) in de uiterste grenstoestand een waarde 1,0 worden genomen (in afwijking van tabel 2, NEN 6702).

Belastingen door water:

Voor de belastingfactor van de grondbelasting kan voor geotechnische constructies ( def. 7.2.2., NEN 6702) in de uiterste grenstoestand een waarde 1,0 worden genomen (in afwijking van tabel 2, NEN 6702).

Belastingfactoren voor de bruikbaarheidsgrenstoestand (tabel 3, NEN 6702).

Voor zowel veranderlijke als permanente belasting kan een factor 1,0 worden genomen.

---

## Bijlage IV

### Gevoeligheidsanalyse van het damwandprogramma Msheet.

In deze bijlage wordt de invloed van een aantal parameters op de uitkomsten van het damwandprogramma Msheet onderzocht. Bij slechts één variërende parameter worden de maximale momenten, horizontale ankerkracht en verplaatsingen berekend. Vooral de invloed op de momenten is voor een tijdelijke constructie als deze van belang. Het doel van de gevoeligheidsanalyse is een kritische beschouwing van de gebruikte veiligheden en het verkrijgen van enig inzicht in het gedrag van de gebruikte grondparameters in het damwandmodel.

#### IV.1 Uitgangspunten

De parameterbeschouwingen worden alleen uitgevoerd bij de damwandberekening van de U-poldermethode. De in deze analyse opgedane inzichten worden wel meegenomen in de damwandberekeningen van de beide traditionele constructies.

Bij het onderzoek naar de gevoeligheid van de verschillende parameters in de berekening wordt alleen gekeken naar de maatgevende bouwfase (dit is fase 4<sup>2</sup>) van het diepst berekende wegniveau (6 m. -NAP). De verwachting is dat bij dit wegniveau de gevoeligheid van de verschillende parameters het duidelijkst zichtbaar wordt.

Uitgangspunt zijn de in bijlage III; klasseII bepaalde grondparameters (rekenwaarden). Met deze parameters wordt de optimale damwandlengte bepaald. Deze lengte wordt vastgesteld door de berekening uit te voeren met zowel een hoge als een lage k-waarde<sup>3</sup> (zie ook bijlage VII). De optimale damwandlengte blijkt voor het beschouwde wegniveau 21,5 m te zijn. Deze damwandlengte wordt in de parameterbeschouwingen als constant verondersteld. Voor de damwand wordt het type AZ36 toegepast, zoals wordt berekend in bijlage VII. Dit betekent voor de stijfheid van de damwand een waarde van  $1,739 \cdot 10^5$  kNm<sup>2</sup>/m. Voor het beschouwde wegniveau wordt een ankerniveau aangehouden van 0,25 m. -NAP. Het anker wordt in de analyse beschouwd als een star steunpunt dat horizontale translatie verhindert.

#### IV.2 Gevoeligheid beddingsconstante k op uitkomsten

Door een aantal personen (Ménard en Terzaghi) is de grootte van de horizontale beddingsconstante van de grond afgeleid [4]. Voor de Nederlandse situatie zijn gegevens uit praktijkmetingen gebruikt om de karakteristieken van de beddingsconstante te bepalen. De waarden worden weergegeven in tabel 3.15 [4]. In de ontwerpdamwandberekening wordt de bereke-

---

<sup>2</sup> Een beschrijving van de verschillende bouwfases kan worden gevonden in bijlage VII. Fase 4 is de fase waarin de ballastlaag reeds is gestort en de polderwaterstand 1 m. onder de bovenzijde van de ballastlaag ligt.

<sup>3</sup> De horizontale beddingsconstante van de grond.

---

ning uitgevoerd met zowel hoge als lage waarden.

Dit betekent voor het programma Msheet <sup>4</sup> de volgende invoer:

laagnr.	$k_{\text{laag}}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$k_{\text{hoog}}$ [kN/m <sup>3</sup> ]
1	4615	13500
2	1538	4500
3	7692	22500
4	1538	4500
5	15384	45000

**Tabel IV.1** Invoerparameters

De uitvoer ziet er als volgt uit:

k-waarde [kN/m <sup>3</sup> ]	$ M_{\text{max}} $ [kNm/m]	$F_{\text{anker}}$ [kN/m]	w [mm]
laag	1272	315	264
hoog	1221	309	254

**Tabel IV.2** Uitvoer Msheet

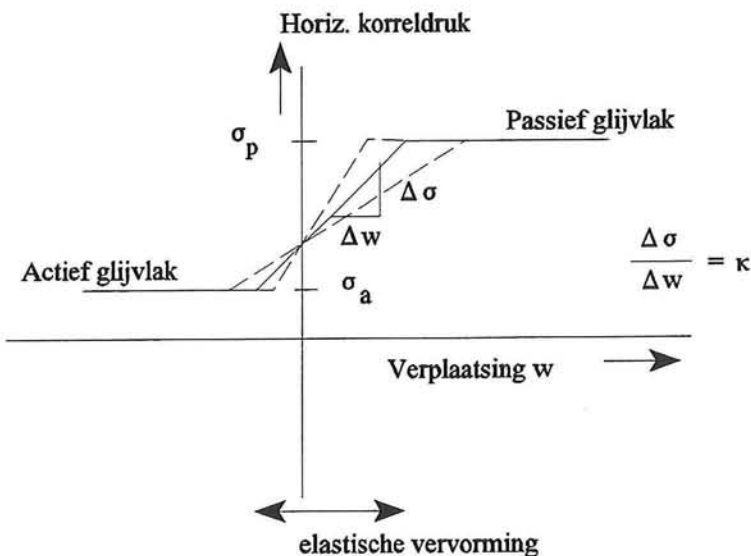
---

<sup>4</sup> Voor definities van de verschillende grootheden met bijbehorende eenheden kan worden verwezen naar bijlage I.

---

## Analyse

De invloed van de beddingsconstante op de verschillende grootheden is, wanneer gebruik gemaakt wordt van een anker, niet zo eenvoudig te verklaren. Wanneer de damwand onverankerd zou zijn, dan is een juiste keuze voor de grootte van de beddingsconstante vooral van belang voor de berekening van de vervormingen van de damwand. Voor de krachtswerking in de damwand (van belang is vooral het maximaal optredende moment) is de grootte van de beddingsconstante wat minder van belang. Dit komt, doordat het moment evenredig is met de vierde machtswortel uit de beddingsconstante.



**Figuur IV.1** Grondruk-verplaatsingsdiagram bij een verend ondersteunde damwand.

De verplaatsing is echter een directe functie van de beddingsconstante (figuur IV.1) en slechts totdat de veer zich in de bezwijkfase in de actieve of passieve fase bevindt (horizontale tak van de veer karakteristiek). De grootte van de beddingsconstante beïnvloedt in dat geval de grootte van de momenten niet. De ankerstijfheid maakt de krachtswerking echter een stuk ingewikkelder. Als de uitvoer wordt omgezet in procentuele verschillen, dan kan worden geconstateerd, dat bij de gebruikte ankerschematisering en damwandstijfheden de invloed van de beddingsconstante op de verplaatsingen en de momenten ongeveer even groot is. Wanneer de k-waarde namelijk met 300 % toeneemt, resulteert dit in een 4% kleiner veldmoment en een 5,5% grotere verplaatsing.

Geconcludeerd kan worden, dat de invloed van de beddingsconstante op de uitkomsten beperkt is. Dit komt doordat de optredende snedekrachten en verplaatsingen, bij gelijkblijvende belasting, inheidipte e.d. ook worden bepaald door de stijfheidsverhoudingen tussen verankering, damwand en veren. Een tweede reden is het feit dat het programma rekent met ongekoppelde veren. Het invloedsgebied van de veer beperkt zich tot een klein gebied. Dit betekent dat de horizontale beddingsconstante beïnvloedt wordt door de (grote) stijfheid van

---

de damwand. Een verandering van de k-waarde heeft hierdoor een beperkte invloed.

### IV.3 Gevoeligheid hoek van inwendige wrijving $\phi$ op de uitkomsten

Uitgegaan wordt van de in bijlage III vermelde rekenwaarden voor de hoek van inwendige wrijving. De waarden voor de  $\phi$  hebben betrekking op de gedraineerde situatie.

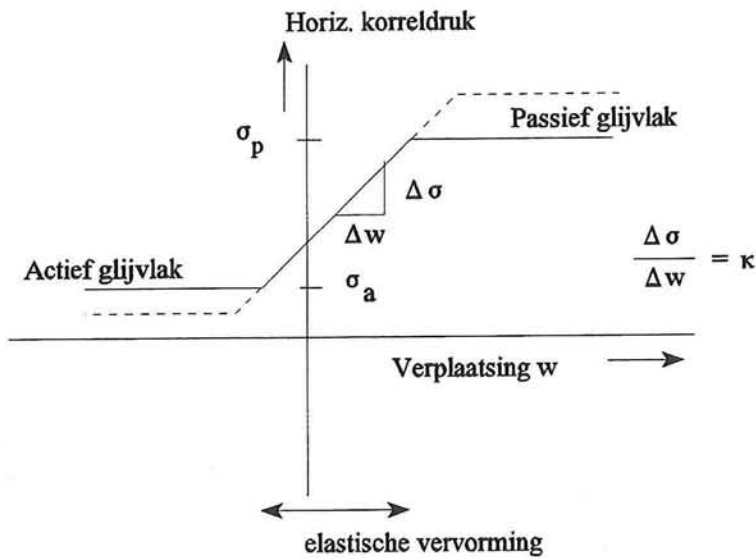
De waarden voor de wandwrijvingshoek  $\delta$  worden gekoppeld aan  $\phi$ . Het verband tussen de twee parameters luidt in het geval van een stalen damwand:  $\phi = 2/3 * \delta$ . Hierbij wordt uitgegaan van rechte glijvlakken.

Het programma Msheet is ingesteld om te rekenen met de lambda methode (optioneel). Dit betekent dat gerekend wordt met de horizontale gronddrukcoëfficiënt (lambda). De hoek van inwendige wrijving wordt daarom omgerekend naar een gronddrukcoëfficiënt. Wanneer nu de  $\phi$  (en dus  $\delta$ ) -waarden worden veranderd, moeten ook de gronddrukcoëfficiënten worden herberekend. Anders heeft een gewijzigde in wrijvingshoek geen enkel effect op de uitkomsten.

#### Analyse

Een verlaging van de hoek van inwendige wrijving betekent voor de actieve gronddrukcoëfficiënt een verhoging van de waarde. Voor de passieve gronddrukcoëfficiënt betekent dit juist een verlaging. Dit verklaart de aanpak in [4], waarbij de rekenwaarde van  $\phi$  wordt verkregen door de representatieve waarde van  $\phi$  te delen door een factor 1,15.

Wanneer wordt gekeken naar het gronddruk-verplaatsingsmodel betekent de beïnvloeding van de gronddrukcoëfficiënt enkel een verlegging van de horizontale takken (zie grafiek IV.2). De invloed van de hoek van inwendige wrijving richt zich daarom voornamelijk op de krachten-grootheden. Wanneer wordt gekeken naar figuur IV.3, IV.4 en IV.5 dan blijkt dat niet het geval te zijn. De invloed van  $\phi$  op de verplaatsingen is zelfs groter dan de invloed op de krachten-grootheden. Ook hier maakt de aanwezigheid van het anker de krachtswerking ingewikkeld en is de invloed van de hoek van inwendige wrijving op de uitvoer niet zo eenvoudig te voorspellen.

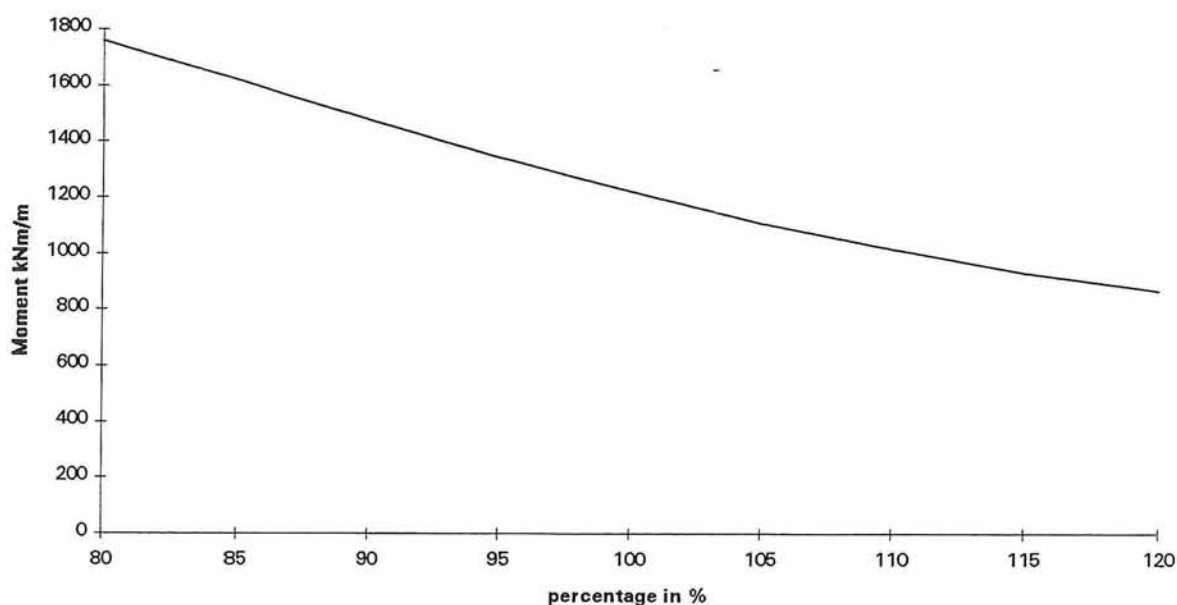


**Figuur IV.2** Invloed hoek inwendige wrijving op Grondruk-verplaatsingsdiagram bij een verend ondersteunde damwand.

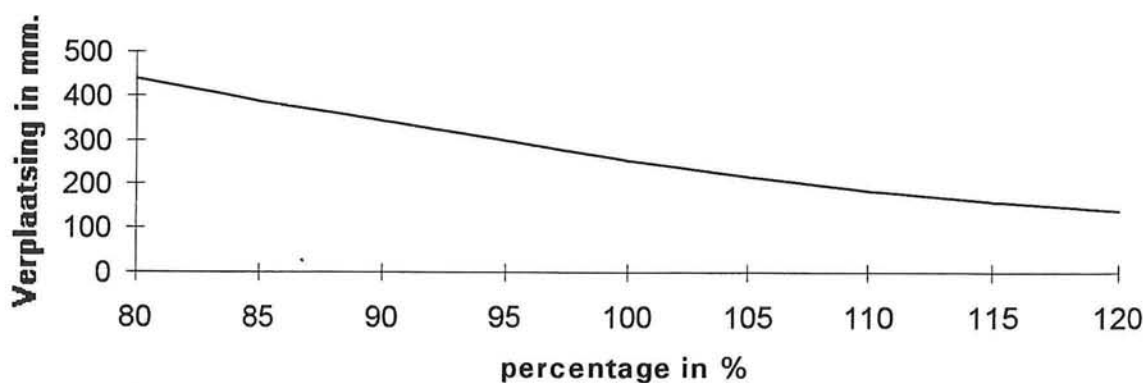
In onderstaande tabel worden de grootte van het moment, de verplaatsingen en de ankerkracht weergegeven bij verschillende waarden van  $\phi$ . De in de ontwerpdamwandberekening gebruikte waarden (bijlage III) worden weergegeven als de 100 % waarde. Dit is de uitgangssituatie welke met een bepaald percentage verhoogd en verlaagd wordt. De 80 % waarde betekent in dit geval dus een reductie van 20 % op zowel  $\phi$  als  $\delta$ . De resultaten kunnen worden gevonden in tabel IV.3 en zijn overzichtelijk weergegeven in figuur IV.3, IV.4 en IV.5. Bij de genoemde figuren moet worden opgemerkt, dat de analyse is uitgevoerd bij een damwandlengte van 21,5 m. Bij een kortere damwand is een goede vergelijking van de invoer  $\phi$ -waarden niet mogelijk, omdat bij kleine waarden van  $\phi$  al snel instabiliteit van de damwand optreedt.

$\phi$ en $\delta$ waarde in %	$ M_{\min} $ [kNm/m]	w [mm]	$F_{\text{hor}}$ [kN/m]
70	instabiel	instabiel	instabiel
75	instabiel	instabiel	instabiel
80	1756	440	391
85	1618	387	370
90	1477	341	349
95	1342	298	328
100	1220	256	306
105	1106	217	286
110	1017	187	270
115	930	161	254
120	865	141	241

**Tabel IV.3** Uitvoer Msheet



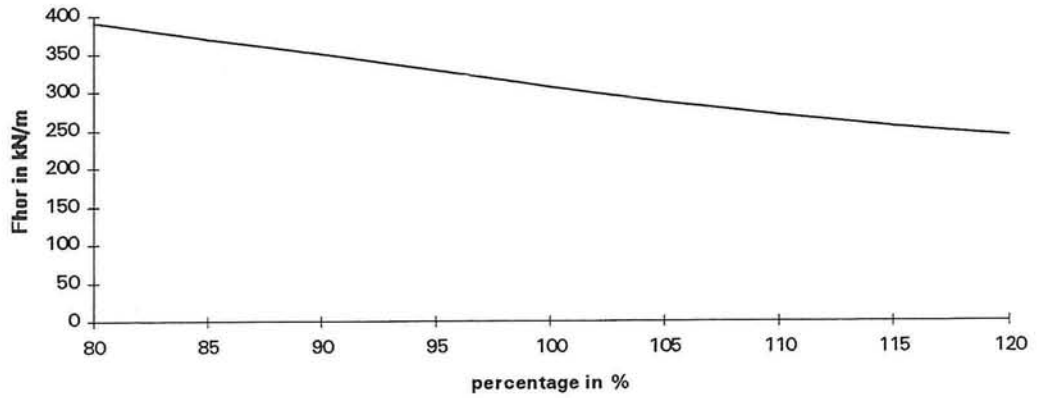
**Figuur IV.3**



**Figuur IV.4**

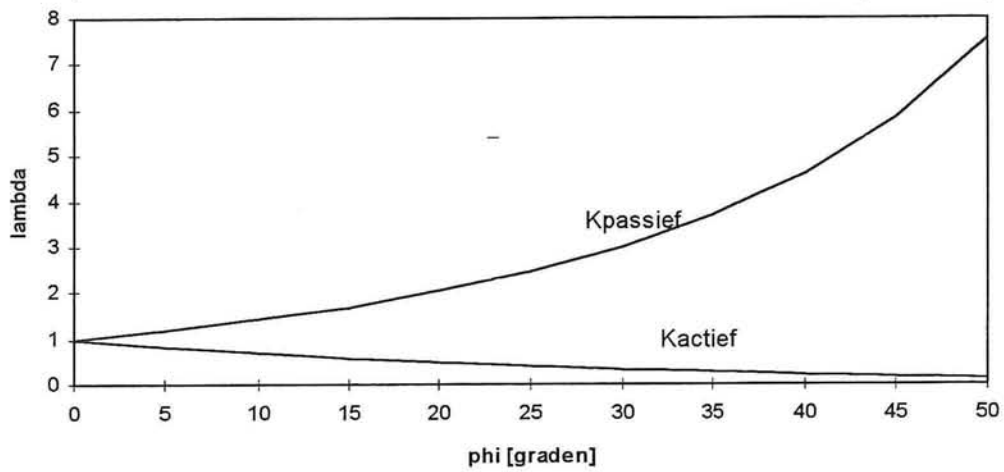
Zoals reeds eerder is opgemerkt beperkt de invloed van de hoek van inwendige wrijving zich niet tot de grootte van de krachten, maar beïnvloedt ook de verplaatsingen. Wanneer de hoek van inwendige wrijving groter wordt, dan worden krachten en verplaatsingen een stuk kleiner. De verklaring is te vinden in het gronddruk-verplaatsingsmodel. Bij een kleine hoek van inwendige wrijving liggen de horizontale takken van het model veel dicht bij elkaar (zie ook figuur IV.6). Dit betekent, dat bij een kleine verandering de spanningswaarde van de elastische tak overgaat in de plastische tak. Bij een grote hoek van inwendige wrijving is een veel grotere





**Figuur IV.5**

verandering nodig om de overgang te bewerkstelligen. De invloed van de veranderingen is daardoor kleiner.



**Figuur IV.6**

---

#### IV.4 Invloed volumieke gewicht van de grond op de uitkomsten

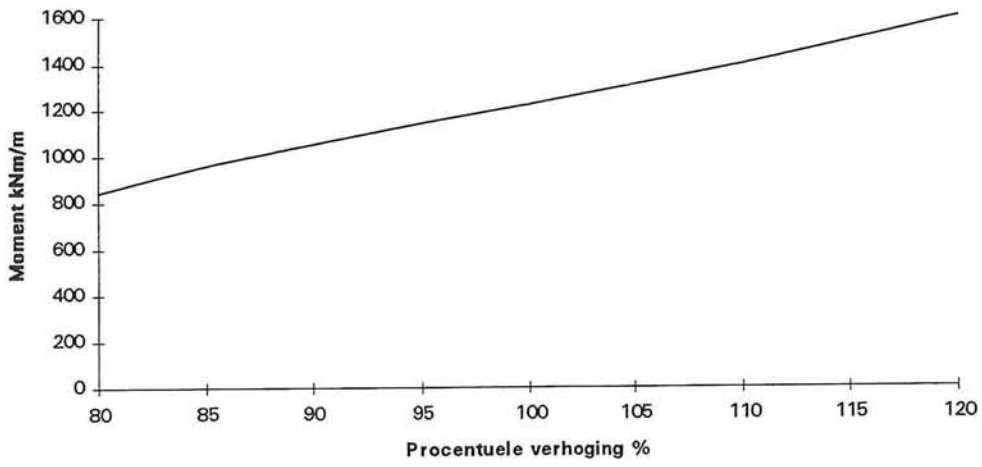
Ook voor de analyse van het volumiek gewicht van de grond wordt uitgegaan van de in bijlage III vermelde rekenwaarden. Dit is zoals gezegd de 100 % waarde. Door deze uitgangswaarde te verkleinen dan wel te vergroten kan een beeld worden verkregen van de invloed van het volumieke gewicht op de uitkomsten van het damwandprogramma. Gekeken is naar het moment, de verplaatsing  $w$  en de horizontale ankerkracht  $F_{hor}$ .

Dit geeft het volgende resultaat:

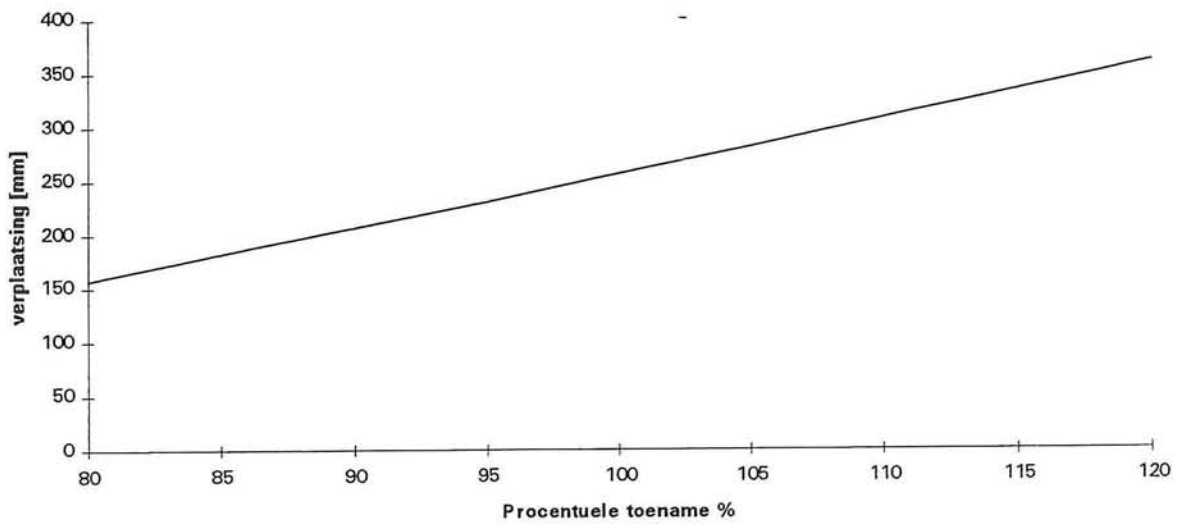
$\phi$ en $\delta$ waarde in %	$ M_{min} $ [kNm/m]	$w$ [mm]	$F_{hor}$ [kN/m]
80	842	157	233
85	955	182	255
90	1049	206	273
95	1137	230	290
100	1220	256	306
105	1306	281	323
110	1394	307	340
115	1493	333	358
120	1595	360	375

**Tabel IV.4** Uitvoer Msheet

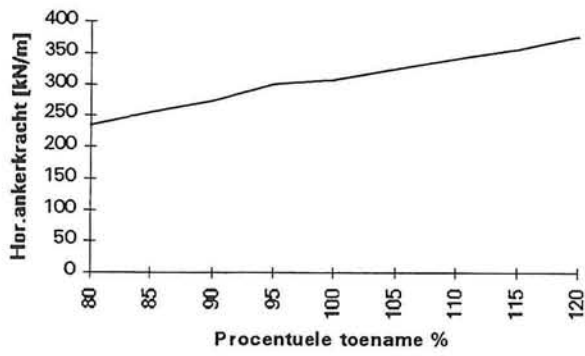
De resultaten kunnen worden verklaard doordat een toename van het volumieke gewicht een toename van zowel passieve -als actieve spanningen betekent. Dit geeft een toename van ankerkrachten, momenten en verplaatsingen. Uit de tabel kan worden gehaald, dat een toename dan wel afname van 20 % van het volumieke gewicht leidt tot een toename dan wel afname van 31 % van het maximale moment. Bij de verplaatsingen ligt dit rond de 40 %. Geconstateerd kan worden dat er weinig verschil is tussen de invloed van het volumieke gewicht op de krachtengrootheden en op de verplaatsingen.



**Figuur IV.7**



**Figuur IV.8**



**Figuur IX.9**

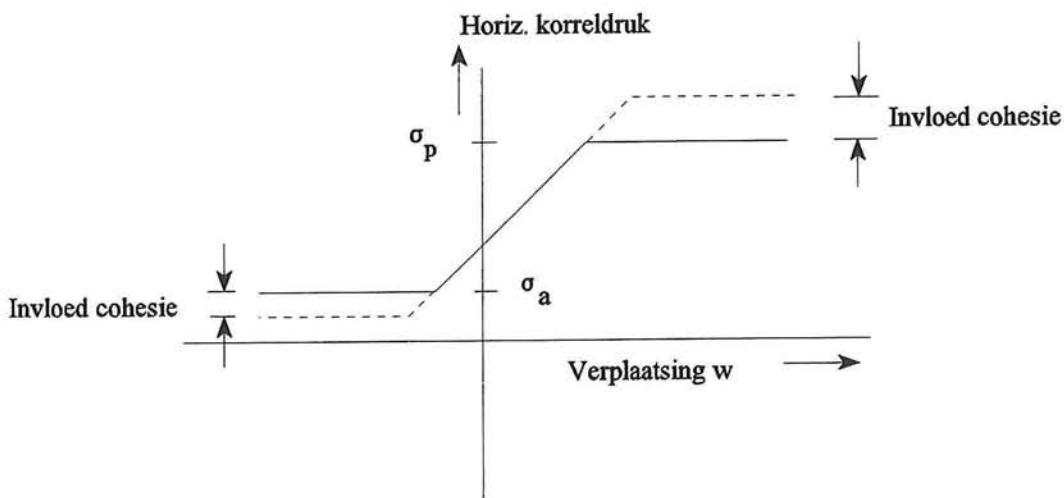
## IV.5 Invloed van de cohesie c op de uitkomsten

Het aangenomen grondpakket bestaat uit slechts twee cohesieve lagen. De analyse richt zich volledig op deze twee lagen en heeft enkel betrekking op de gedraineerde situatie.

### Analyse

De cohesie beïnvloedt de grootte van actieve en passieve gronddrukcoëfficiënt. De beïnvloeding van de gronddrukcoëfficiënt betekent als wordt gekeken naar het gronddruk-verplaatsingsmodel enkel een verlegging van de horizontale takken (zie grafiek).

Dit geeft vooral een beïnvloeding weer van de krachtengrootheden.



**Figuur IV.10** Invloed cohesie op Gronddruk-verplaatsingsdiagram bij een verend ondersteunde damwand.

In het damwandprogramma wordt vervolgens een 25 % hogere en een 25 % lagere c-waarde ingevoerd als de c-waarden uit bijlage III.

grondsoort [laagnr.]	c	c <sub>hoog</sub>	c <sub>laag</sub>
2	2	2,5	1,5
4	5	6,25	3,75

**Tabel IV.5** Invoer Msheet

---

De uitvoer ziet er dan als volgt uit:

c-waarde	$ M_{\min} $ [kNm/m]	w [mm]	$F_{\text{anker}}$ [kN/m]
laag	1176	243	298
hoog	1265	268	314

**Tabel IV.6** Uitvoer Msheet

Een verlaging van de c-waarde geeft een groter moment en laat een toename zien in de maximale vervormingen. Verder richt de invloed van de cohesie zich op zowel krachtengrootheden als verplaatsingen.

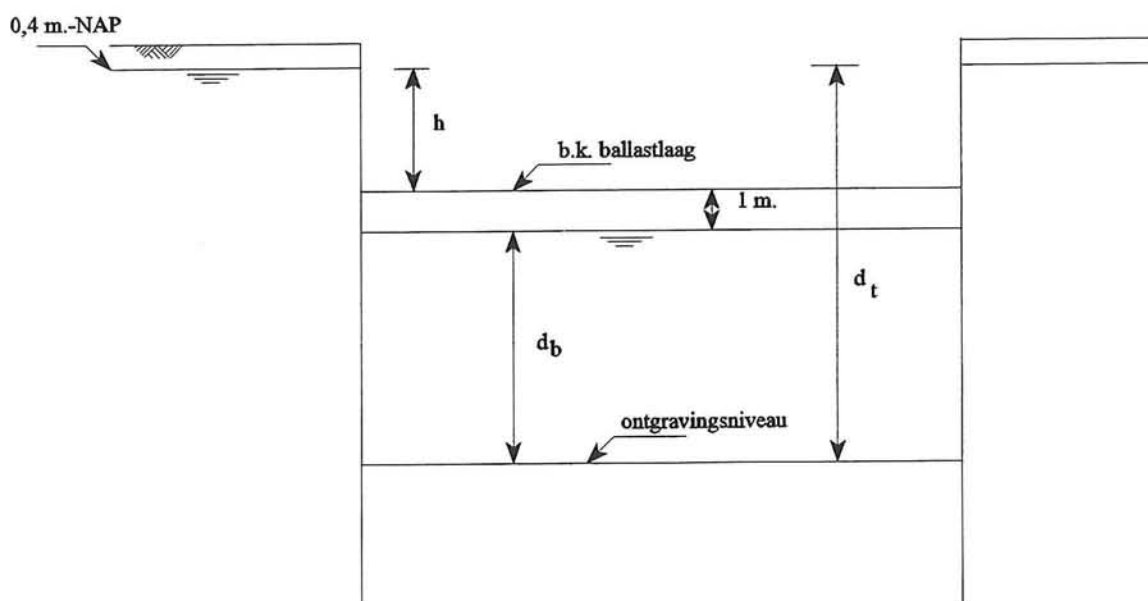
Opgemerkt kan worden, dat de invloed van de cohesie zeer beperkt is. Bij een vergroting danwel verkleining van 25 % van de in bijlage III vermelde rekenwaarde ligt de verandering van moment en verplaatsing in de orde van 4 %. Deze relatief kleine veranderingen kunnen gedeeltelijk worden verklaard uit het feit dat de wijzigingen slechts in twee lagen zijn doorgevoerd.

## Bijlage V

### Berekening ontgravingsdiepte U-poldermethode

De ontgravingsdiepte kan worden berekend uit het verticale evenwicht. Het gewicht van de ballastlaag wordt gelijk gesteld aan de tegen de onderzijde van het folie werkende waterdruk. De rekenwaarde van de opwaartse waterdruk kan worden gevonden door de hoogst optredende grondwaterstand te vermenigvuldigen met het volume gewicht van het aanwezige water. Voor de belastingfactor wordt een waarde van 1,0 genomen (5.2.3, NEN 6702). De maximale grondwaterstand ligt op 0,4 m. -NAP. In de foliekuip wordt gerekend met een minimale waterstand van 1 m. onder de bovenkant van de ballastlaag.

De rekenwaarde van de gunstig werkende permanente belasting door de ballastlaag, wordt gevonden door de volumieke massa van de ballastlaag te delen door een materiaalfactor van 1,1 (tabel 3, NEN 6740). Voor de belastingfactor wordt een waarde van 1,0 genomen (5.2.3, NEN 6702). De "overall" veiligheid voor het mechanisme "opdrijven folie" bedraagt dus 1,1. Dit geeft aan dat de volumieke massa van de ballastlaag in de evenwichtsvergelijking de onzekere factor is. Dit klopt ook, omdat het zand in den natte wordt aangebracht. De manier van aanbrengen heeft invloed op de mate van verdichting, wat dus onzekerheden in de



**Figuur V.1**

volumieke massa met zich meebrengt. Het droge volumegewicht van de bovenste meter wordt genomen op  $18 \text{ kN/m}^3$ . Dit is verdicht zand. Voor de onderste meters welke minder zijn verdicht wordt een  $\gamma_{\text{nat}}$  van  $19 \text{ kN/m}^3$  (karakteristieke waarde) aangenomen. Uit het verticale evenwicht is vervolgens de dikte van de ballastlaag en de benodigde ontgravingsdiepte te berekenen (zie blad 1, berekening ontgravingsdiepte). De gebruikte symbolen kunnen worden

---

terugggevonden in figuur V.1.

Het effect van een afwijkend volumegewicht is nagegaan, door de berekening ook uit te voeren met een  $\gamma_{\text{nat}}$  van  $18 \text{ kN/m}^3$ . Dit leidt tot de volgende foliedieptes, waarbij te zien is dat het effect van een afwijkend volumegewicht afneemt bij kleinere aanlegdieptes van de weg.

Wegniveau [m.-NAP]	3	4	5	6
foliediepte [m.-NAP]				
bij:				
$\gamma_{\text{nat}} = 18 \text{ kN/m}^3$	8,4	10,9	13,5	16,1
$\gamma_{\text{nat}} = 19 \text{ kN/m}^3$	7,9	10,3	12,6	15,0

**Tabel V.1** Overzicht foliediepte.

In de berekeningen wordt verder uitgegaan van een  $\gamma_{\text{nat}}$  van  $19 \text{ kN/m}^3$ , met bijbehorende ontgravingsdiepten. Dit om de volgende redenen:

- In de berekening is geen rekening gehouden met een in de praktijk aan te houden overhoogte van de ballastlaag i.v.m. zettingen. De overhoogte bedraagt ongeveer 10% van de dikte van de ballastlaag.
- De berekende situatie is slechts een tijdelijke situatie, waarbij het wegdek en de aanvullaag met L-wanden nog niet zijn aangebracht.
- Anderzijds zal de schade bij opbarsten groot zijn.
- Rekening moet worden gehouden met onzekerheden in de ligging van het folie. Hier zal afhankelijk van het gebruikte materieel in meer of mindere mate rekening mee moeten worden gehouden. Ook de aanwezige hoeveelheid slib kan, doordat het tijdens het aanbrengen van het folie naar bepaalde plekken wordt geperst (squeezing), de diepteligging van het folie beïnvloeden.



---

## Bijlage VI

### Indicatieve kostenvergelijking

#### U-polder

De extra benodigde breedte van de U-polder bedraagt  $2 * \text{de breedte van de steunbermen} + 2 * 1 \text{ m. benodigde ruimte tussen voorzetwand en tijdelijke damwand.}$

Ontgraven/verwerken droog zand, nat zand en klei  
Hiervoor wordt een redelijke waarde aangehouden. De droge grond wordt afgevoerd en verwerkt in een depot (1,5 km).

#### Ballastlaag

Aangenomen wordt, dat de uitkomende grond niet kan worden hergebruikt. Is dit wel mogelijk, dan betekent dit een reductie van de kosten (zo'n 8,-/m<sup>3</sup>).

#### Damwand

Aangenomen wordt, dat de tijdelijke damwand 5 keer kan worden hergebruikt. De restwaarde is dan ook op 80 % gehouden. Voorwaarde is natuurlijk wel een traject dat lang genoeg is.

#### Groutankers

De kosten van een dikkere staaf of een langer groutlichaam brengen geen grote kostenverschuivingen met zich mee. De kostprijs wordt vooral bepaald door het aanbrengen van de elementen. Vandaar dat voor alle wegniveaus een constante kostprijs wordt aangehouden. Geen rekening is gehouden met de oud-ijzer prijs van de verwijderde ankers.

#### Voorzetwand

Voor de voorzetwand wordt rekening gehouden met het benodigde constructiewerk. Hiermee wordt het aanbrengen van het benodigde plaatwerk bedoeld. De kassen en de bodem van de kassen worden afgesloten en voorzien van gaten.

#### Frame

Voor het hulpframe wordt een kostprijs van 50.000 gulden aangehouden. De afschrijving bedraagt 4%.

#### Bentonietafsluiting

De dikte van de bentonietafsluiting wordt op 1,25 m. gehouden.

#### L-wand

De L-wand wordt gebouwd in elementen van 25 m. lengte.  
Aangenomen wordt dat slechts 3 kopkisten nodig zijn. De damwand wordt weer getrokken. Hierdoor is zowel een binnen- als een buitenkist nodig.

#### Dilatatievoegen

Om de 25 m. worden dilatatievoegen aangebracht.

#### Beton

In de aangegeven betonprijs is de aankoop en verwerking van het materiaal verwerkt.

---

### Drainage

Voor de riolering wordt bij alle breedten uitgegaan van 2 buizen in lengterichting. Voor de drainageleidingen wordt bij de kleinste behandelde wegbreedte een tweetal leidingen aangelegd. Dit loopt op tot vier buizen in lengterichting bij een wegbreedte van 30 m.

### Betonbak met tijdelijke damwanden

De nuttige breedte is gelijk aan de werkelijke constructiebreedte.

### Dilatatievoegen

De constructie wordt gebouwd in moten van 25 m. lengte. Dit betekent dat er 8 dilatatievoegen nodig zijn.

Coating op de wanden is aangebracht.

### Betonbak met definitieve damwanden

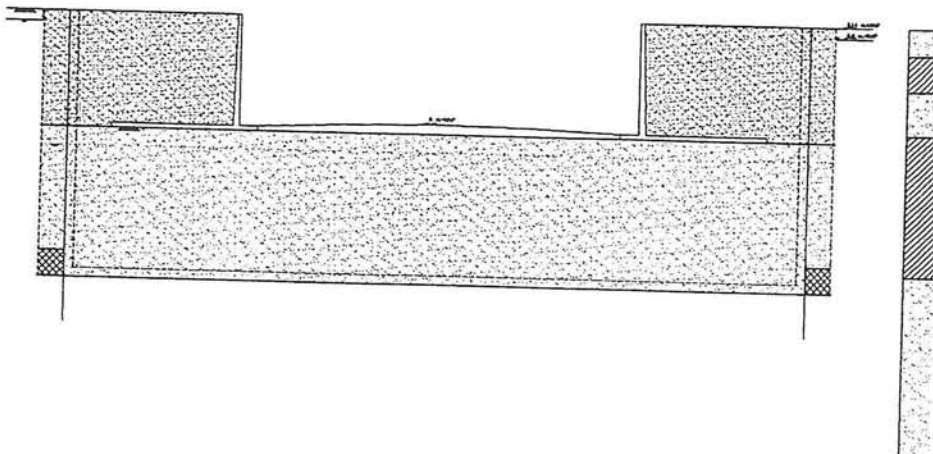
De nuttige breedte is gelijk aan de werkelijke constructiebreedte.

### Voorzetwand

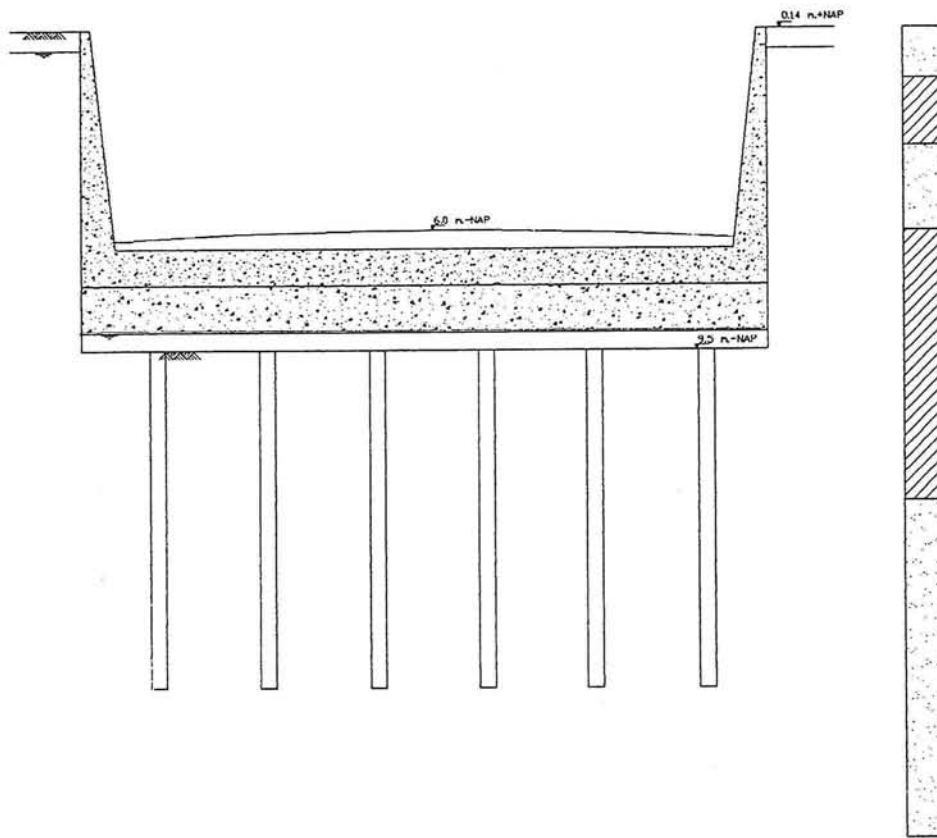
Aangehouden is een betonnen wand met een dikte van 0,12 m. Geen rekening is gehouden met extra benodigde steunpunten. Wel is de wand voorzien van vuurvaste tegels.

### Deksloof

De betonnen deksloof is aangebracht voordat de kuip werd ontgraven.



**Figuur VI.1** U-polder



**Figuur VI.2** Betonnen bakconstructie



---

## Bijlage VII

### Berekeningen m.b.v. het damwandprogramma Msheet

#### VII.1 Inleiding

M.b.v. een damwandcomputerprogramma, waarin de damwand wordt gemodelleerd door een verend ondersteunde ligger kunnen de inheidipte, de krachtengrootheden en de vervormingen van de damwand worden bepaald.

Tot mijn beschikking stonden een tweetal computerprogramma's:

- PCDAM, versie 5.2, ir. G.Wolsink, Bouwdienst RWS, Utrecht.
- Msheet, versie 2.2, Delft Geotechnics, Delft.

De damwandberekeningen zijn voornamelijk uitgevoerd m.b.v. het programma Msheet. In eerste instantie was het de bedoeling om de berekeningen uit te voeren met beide programma's. De programma's leken namelijk gelijkwaardig aan elkaar te zijn. Bij eenvoudige schematisaties van het anker is dit ook het geval. Bij complexere schematisaties van het anker ontstaan bij gebruik van het programma PCDAM hysteresis-effecten, waarna de berekeningen worden afgebroken. De U-polder is voor het programma een bijzondere constructie, omdat eerst grond wordt ontgraven en vervolgens weer grond wordt aangebracht. Voor een vergelijking tussen de beide programma's kan worden verwezen naar bijlage VI.

In het damwandprogramma kunnen verschillende bouwfasen worden ingevoerd. Het programma berekent steeds de veranderingen in verplaatsingen en spanningen t.o.v. de vorige bouwfase. Voor de U-polder is uitgegaan van de volgende vier bouwfasen.

- Fase 1: Ontgraven van de foliekuip tot iets onder het aanlegniveau van de groutankers.
- Fase 2: Aanbrengen en spannen van de groutankers, vervolgens ontgraven van de foliekuip tot het niveau onderkant spreidlaag.
- Fase 3: Aanbrengen van de ballastlaag in de foliekuip.
- Fase 4: Verlagen van de waterstand in de foliekuip tot 1 m. onder het niveau van de bovenzijde ballastlaag.

In deze bijlage zal de damwandberekening t.b.v. de U-polder worden behandeld. Voorafgaand aan de berekeningen worden de aangenomen schematisaties, uitgangspunten en beperkingen besproken.

In de berekeningen worden rekenwaarden ingevoerd voor de verschillende parameters. Toegepast zijn de in bijlage III vermelde partiële veiligheidsfactoren. Deze zijn, zoals vermeld, specifiek geldig voor de damwandberekening.

#### VII.2 Uitgangspunten damwandberekening

---

- 
- Met het effect van de lengte van de strekking van de constructie wordt geen rekening gehouden. Dit betekent dat wanneer de damwand over een grotere lengte in langsrichting wordt toegepast, de kans op falen groter genomen moet worden. Lengte-effecten zijn afhankelijk van de klasse van de constructie en leiden tot een verhoging van de te hanteren betrouwbaarheidsindex  $\beta$ . Omdat het hier om een ontwerpberekening gaat, wordt niet verder op dit effect ingegaan.
  - Het damwandprogramma houdt geen rekening met scheve buiging. Dit heeft z'n oorsprong in het gebruik van ongekoppelde veren door het programma. In het geval van "scheve buiging", buigen de damwandelementen niet alleen loodrecht op de damwand-as, maar ook in het vlak van de damwand. Het effect wordt beïnvloed door de grondsoort waarin de damwanden zijn ingebracht, de plaats van de steunpunten en bijv. het gebruikte smeermiddel voor de sloten. Scheve buiging kan in rekening worden gebracht, door een reductie toe te passen op weerstands- en traagheidsmoment. De dimensies van anker en damwand worden echter minimaal beïnvloed door het genoemde effect. In deze indicatieve kostenvergelijking wordt scheve buiging dan ook niet in rekening gebracht.
  - De aan de actieve zijde van de damwand optredende boogwerking wordt verwaarloosd, omdat het (gunstige) effect alleen optreedt in cohesieloze grond. Deze invloed wordt niet door de huidige damwandprogramma's gesimuleerd en kan alleen in rekening worden gebracht door een reductie toe te passen op het veldmoment. Rekening moet in dat geval worden gehouden met een zwaardere belasting van de ankers.
  - Geen rekening wordt gehouden met het plaatsen van de voorzetwand. Door het intrillen van de voorzetwand zal de grond aan de passieve zijde worden verdicht. Dit resulteert in een toename van de ankerkracht en van de verplaatsingen. Aan de passieve zijde mag de horizontale gronddruk daarom worden verhoogd. Omdat onbekend is hoe groot dit (gunstige) effect is, wordt hier niet verder op ingegaan.

### VII.3 Schematisatie groutanker

M.b.v. een horizontaal steunpunt worden de momenten in de damwand beperkt. In [3] is reeds gekozen voor een voorgespannen groutanker. In het programma wordt dit anker geschematiseerd als een verend of een star steunpunt. Het starre steunpunt verhindert horizontale translaties. Rotaties kan het steunpunt door de geringe buigstijfheid van het anker niet opnemen. In de praktijk is gebleken dat deze schematisatie realistische waarden oplevert voor de momenten in de damwand. Voor de optredende ankerkracht geeft de gekozen schematisatie een bovengrens. Dit is gunstig, omdat een damwand door onderlinge samenwerking minder snel zal bezwijken dan een ankerstang. De veiligheid op de ankerkracht moet daarom groter zijn dan de veiligheid op de momenten. Daarom is gekozen voor schematisatie 1.

Een schematisatie die de werkelijkheid het best benadert is echter een elastische veer met een voorspankracht. De definitieve voorspankracht ligt rond de 70 % van de berekende ankerkracht. De momenten in de damwand worden in vergelijking met schematisatie 1 iets kleiner terwijl de ankerkracht groter wordt. Wordt de voorspankracht vervolgens teruggebracht tot 0 kN, dan worden de ankerkracht en het veldmoment kleiner. Dit is logisch, omdat de voorspankracht kan worden gezien als een horizontale puntlast op de damwand.

---

Afgevraagd kan worden of voorspannen in het geval van de U-polder nodig is. De voorspankracht beperkt de verplaatsingen. Verplaatsingen zijn echter, omdat het gaat om een tijdelijke bouwput, van beperkt belang. Een proefbelasting op het anker van 120 % van de berekende ankerkracht is echter wel noodzakelijk om te controleren of de berekende ankerkracht inderdaad opneembaar is.

### **Conclusie:**

Een elastische veer met voorspankracht benadert de werkelijkheid het best. De schematisatie is echter complexer dan de starre steunpuntsschematisatie. De kans op fouten wordt daarmee groter. In de damwandberekening is gekozen voor de starre steunpuntsschematisatie. De keuze resulteert in realistische uitkomsten met een nauwkeurigheid die voldoende is voor deze indicatieve kostenvergelijking.

## **VII.4 Damwandberekening**

De damwandberekening begint met de bepaling van ankerhoogte en optimale inklemmingsdiepte. Vervolgens kan de optredende momentenverdeling in de damwand worden berekend. De momentenverdeling is van belang voor het bepalen van het benodigde damwandprofiel. Wanneer gekeken wordt naar de maximaal optredende momenten, dan blijkt fase 4 voor alle wegniveaus maatgevend te zijn<sup>5</sup>.

De dimensionering van de damwand wordt behandeld in bijlage VIII.

### **VII.4.1 Ankerhoogte**

Begonnen wordt met de bepaling van de optimale ankerhoogte (qua kosten). Onder de ankerhoogte wordt de verticale afstand verstaan tussen de bovenkant van de damwand en het hart van de ankerstang ter hoogte van de doorvoering door de damwand.

M.b.v. MSHEET kan worden bekeken wat de invloed is van de ankerhoogte op de maximale momenten in de damwand. Wanneer de afstand tot de bovenzijde van de damwand groter wordt, neemt het maximale moment af en de ankerkracht toe. Gezocht wordt naar een zo licht mogelijk damwandprofiel gecombineerd met een zo klein mogelijke ankerkracht.

Van groot belang voor de ankerhoogte zijn echter ook de uitvoeringsaspecten. Deze aspecten begrenzen de diepte waarop ankers worden aangebracht. Het aanbrengen van de ankers boven de grondwaterstand is de goedkoopste oplossing.

Het aanbrengen van de ankers op een lager niveau geeft namelijk een aantal problemen. Binnen de foliekuip kan het waterniveau zonder opbarstingsgevaar een meter worden verlaagd. In de damwand worden gaten gebrand t.b.v. de doorvoering ankerstaven. Dit betekent dat de buitenwaterstand rechtstreeks in verbinding staat met de waterstand in de

---

<sup>5</sup> Fase 1 wordt echter maatgevend bij grote ankerhoogtes. Fase 1 houdt in het ontgraven tot een diepte die onder het aanlegniveau van de ankers ligt. Het dieper aanbrengen van de ankers, betekent ook een grotere ontgravingsdiepte. Dit betekent (het anker is nog niet aangebracht) grote momenten in de damwand. Dit kan worden opgevangen door ook de grond buiten de foliekuip gedeeltelijk te ontgraven.

---

foliekuip. De waterstand buiten de foliekuip moet daarom ook worden verlaagd. Waterafsluitende ankerkoppen worden in dat geval aangebracht, zodat de bemaling buiten de kuip kan worden stopgezet. Deze kleine verlaging van de buitengrondwaterstand moet echter voor de omgeving wél toelaatbaar zijn.

Wanneer de verlaging niet toelaatbaar is, bestaat de mogelijkheid om de ankers onder water aan te brengen. Het onder water aanbrengen van groutankers is echter een dure oplossing.

Resumerend wordt de ankerhoogte bepaald door twee aspecten:

- Uitvoeringsaspect; het groutanker moet iets boven de hoogste grondwaterstand van 0,4 m. -NAP worden aangebracht. Het anker wordt op deze manier het goedkoopst aangebracht.
- Technisch aspect; wanneer wordt gekeken naar de grootte van de momenten in de damwandconstructie ligt de theoretisch optimale ankerdiepte beneden de maximale grondwaterstand.

De twee aspecten zijn strijdig met elkaar. Gekozen is voor een ankerniveau boven de maximale grondwaterstand. Uitgangspunt is namelijk, dat de grondwaterstand buiten de foliekuip niet mag worden verlaagd. Verder wegen de kosten van een zwaarder damwandprofiel in combinatie met een boven de grondwaterstand aangebracht anker op tegen de kosten van een lichter damwandprofiel in combinatie met het onder water aanbrengen van de groutankers. Dit betekent voor alle wegniveaus, dat de ankers op een niveau van 0,25 m. -NAP aan de damwand worden verankerd.

#### VII.4.2 Optimale inklemmingsdiepte

In de invoer van de beide damwandprogramma's wordt om de lengte van de damwand gevraagd. In eerste instantie is deze niet bekend. Dit betekent dat een schatting moet worden gemaakt van de benodigde inklemmingslengte. De inklemmingsdiepte van de damwand kan worden gevonden door de ontgravingsdiepte als  $2/3$  van de damwandlengte te nemen (methode BLUM). Dit is de lengte die wordt gebruikt als basis voor de bepaling van de optimale inklemmingsdiepte.

Om enig inzicht te krijgen in de invloed van de damwandlengte op de momentenverdeling in de damwand worden verschillende damwandlengtes ingevoerd.

Wanneer de lengte van de damwand korter wordt genomen,

- wordt het maximale moment groter en is dus een zwaarder type damwand nodig. De damwand zal zich aan de onderzijde minder als een inklemming gaan gedragen (dit is duidelijk te zien aan de grafiek die de horizontale verplaatsing weergeeft als functie van de diepte).
- wordt een groter percentage van de passieve korrelweerstand gemobiliseerd. Deze weerstand mag echter niet te groot worden, omdat anders bezwijken van de passieve grondwig mogelijk is. Het maximum percentage gemobiliseerde weerstand wordt op 90% [4] genomen (bij invoer rekenwaarden) om voldoende veiligheid tegen bezwijken te krijgen.
- wordt het maximale inklemmingsmoment kleiner en het veldmoment groter. Het blijkt dat het maximale inklemmingsmoment zelfs voor zeer diepe inheinniveaus kleiner blijft dan het maximale veldmoment.



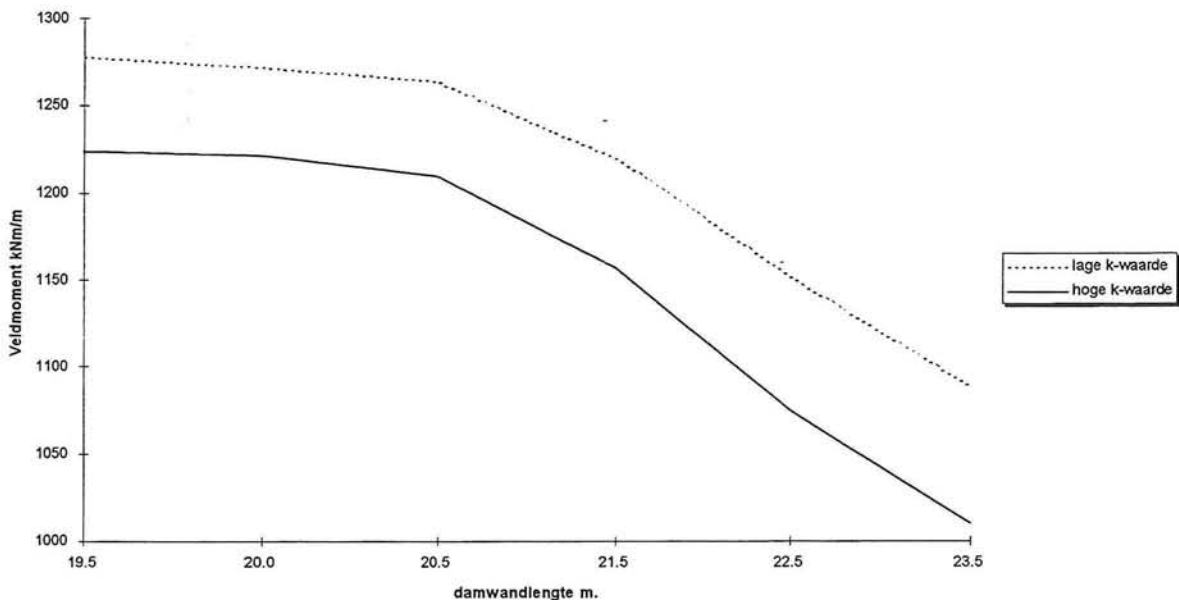
## Conclusie

Een optimum moet worden gezocht tussen een lange lichte en een korte zware damwand. Deze wordt bepaald door economische aspecten en door de bezwijkveiligheid.

De damwandberekeningen moeten worden uitgevoerd met zowel lage als hoge k waarden [4]. Het blijkt (figuur VII.1) dat de k waarde weinig invloed heeft op de optimale damwandlengte. In alle beschouwde gevallen blijkt de lage k-waarde voor de grootte van het moment maatgevend. Voor de U-poldermethode leidt dit tot de in tabel VII.1 vermelde resultaten

Wegniveau [m. -NAP]	3 m.	4 m.	5 m.	6 m.
Optimale damwandlengte [m.]	12,5	15,5	17,5	20,0

Tabel VII.1 Damwandlengte U-poldermethode



Figuur VII.1 Optimale damwandlengte U-polder bij wegniveau 6 m-NAP.

## VII.4.3 Maximale momenten

Na het bepalen van de optimale damwandlengte, kan de werkelijk optredende momentenverdeling in de damwand worden bepaald. De lage k-waarden zijn zoals gezegd maatgevend. In tabel VII.2 is een overzicht van de maatgevende momenten bij de meest optimale damwandlengte gegeven. De opgegeven momenten zijn rekenwaarden.

Wegniveau [m. -NAP]	3 m.	4 m.	5 m.	6 m.
Optimale damwandlengte [m.]	12,5	15,5	17,5	20,0
Max. moment [kNm/m]	226	487	819	1272

---

## Tabel VII.2 Overzicht resultaten Msheet

### VII.4.4 Ankerkrachten

De hoogste waarde voor de ankerkrachten worden eveneens gevonden bij de berekening met de lage waarden voor de beddingsconstante. Het anker is geschematiseerd als een star steunpunt met een h.o.h. afstand die gelijk is aan de breedte van de damwandplanken. Een gording is in dit geval dan niet noodzakelijk. In tabel VII.3 wordt een totaaloverzicht gegeven van de gevonden resultaten. Deze rekenwaarden worden aangehouden voor de dimensionering. De dimensionering van damwand en verankering kan worden gevonden in respectievelijk bijlage VIII en IX.

Wegniveau [m.-NAP]	3 m.	4 m.	5 m.	6 m.
Optimale damwandlengte [m.]	12,5	15,5	17,5	20,0
Max. moment [kNm/m]	226	487	819	1272
Ankerhoogte [m. - NAP]	0,25	0,25	0,25	0,25
Ankerkracht (horiz.) [kN/m]	112	174	234	315
H.o.h afstand ankers [m.]	1,20	1,26	1,26	1,26

Tabel VII.3 Totaal overzicht uitvoer Msheet

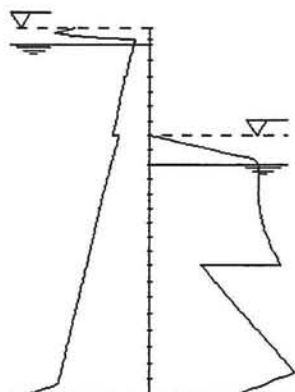
### VII.5 Uitvoer Msheet

De in het damwandcomputerprogramma Msheet ingevoerde belasting- en materiaalgrootheden zijn afkomstig uit bijlage III. De uitvoer bestaat daarom ook uit rekenwaarden.

In deze paragraaf kan de grafische uitvoer worden gevonden van de maatgevende bouwfase (fase 4) voor

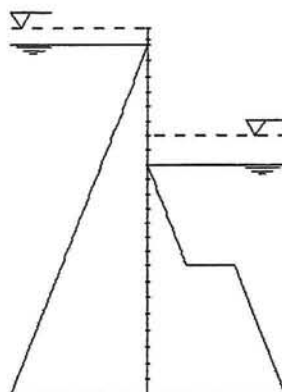
- De U-polder.
- De betonnen bakconstructie.
- De bakconstructie met definitieve damwanden.

BOUWFASE NUMMER : 4



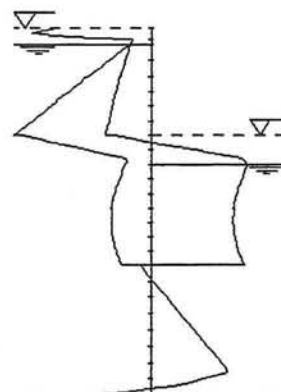
Hor. Korrelersp. [kN/m<sup>2</sup>]

Links Max : 55.1  
Rechts Max : 60.7



Waterspanning [kN/m<sup>2</sup>]

Links Max : 119.6  
Rechts Max : 119.6



Result. Span. [kN/m<sup>2</sup>]

Max KorrelSp : 40.6  
Max GrondSp : 46.5

RIJKSWATERSTAAT

Lic:0077 Cop:N1

GD KSHEET [2.2]

File : UPOL3

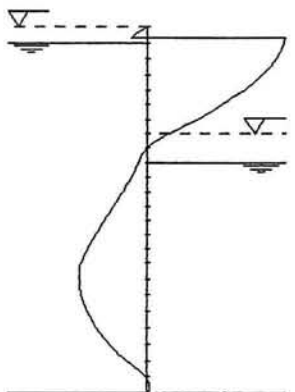
foliekuip

Project U-polder

Maalveld L/R : 1 / 4      Lengte : 12.50

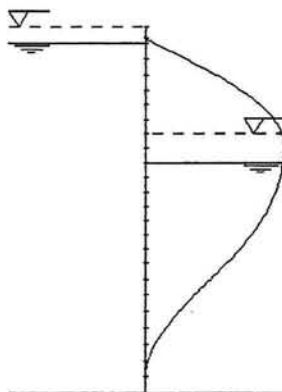
Water      L/R : -0.40 / -4.50

BOUWFASE NUMMER : 4



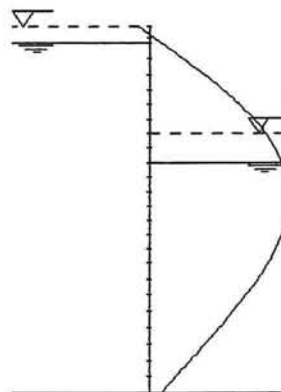
Dwarskrachten [kN]

Maximum : 100.5  
Minimum : -48.3



Momenten [kNm]

Maximum : 226.0  
Minimum : -2.6



Verplaatsingen [mm]

Maximum : 128.1

RIJKSWATERSTAAT

Lic:0077 Cop:N1

GD KSHEET [2.2]

File : UPOL3

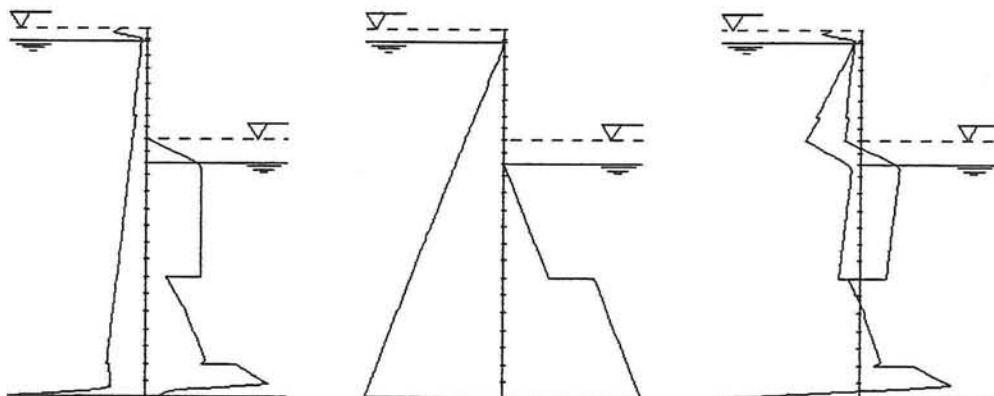
foliekuip

Project U-polder

Maalveld L/R : 1 / 4      Lengte : 12.50

Water      L/R : -0.40 / -4.50

BOUWFASE NUMMER : 4



<b>Hor. Korrelsp. [kN/m2]</b>	<b>Waterspanning [kN/m2]</b>	<b>Result. Span. [kN/m2]</b>
Links Max : 161.1	Links Max : 149.6	Max KorrelSp : 145.1
Rechts Max : 133.4	Rechts Max : 149.6	Max GrandSp : 145.1

RIJKSWATERSTAAT

Lic:0077 Cop:N1

GD KSHEET [2.2]

File : UPOL4

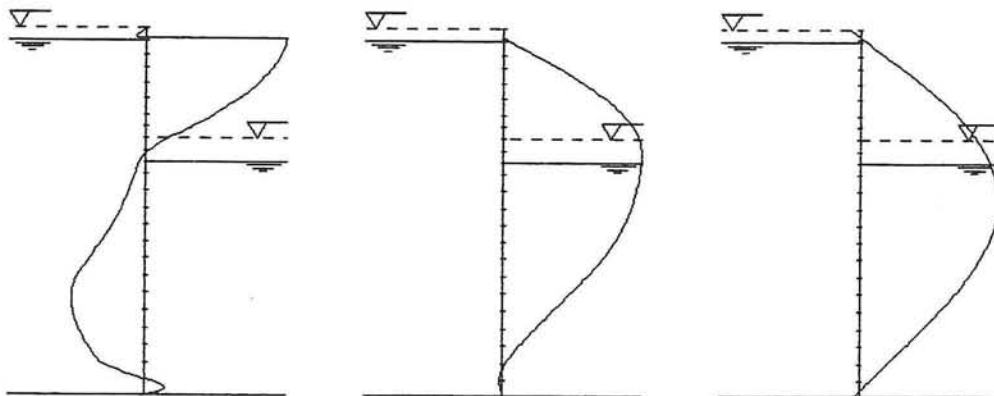
foliekuip

Project U-polder

Maai veld L/R : 1 / 4      Lengte : 15.50

Water L/R : -0.40 / -5.50

BOUWFASE NUMMER : 4



<b>Dwarskrachten [kN]</b>	<b>Momenten [kNm]</b>	<b>Verplaatsingen [mm]</b>
Maximum : 162.8	Maximum : 486.5	Maximum : 143.4
Minimum : -86.7	Minimum : -10.2	

RIJKSWATERSTAAT

Lic:0077 Cop:N1

GD KSHEET [2.2]

File : UPOL4

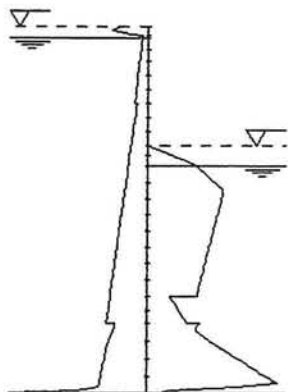
foliekuip

Project U-polder

Maai veld L/R : 1 / 4      Lengte : 15.50

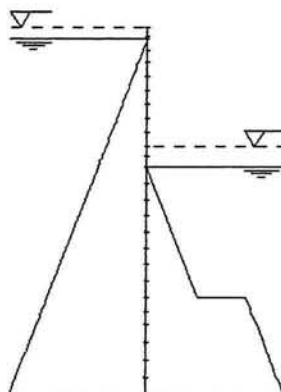
Water L/R : -0.40 / -5.50

BOUWFASE NUMMER : 4



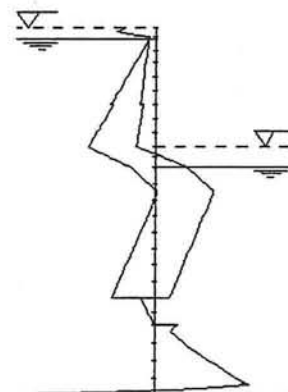
Hor. Korrelsp. [kN/m<sup>2</sup>]

Links Max : 163.3  
Rechts Max : 140.2



Vaterspanning [kN/m<sup>2</sup>]

Links Max : 169.6  
Rechts Max : 169.6



Result. Span. [kN/m<sup>2</sup>]

Max KorrelSp : 146.9  
Max GrondSp : 146.9

RIJKSWATERSTAAT

Lic:0077 Cop:N1

GD MSHEET [2.2]

File : UPOL5

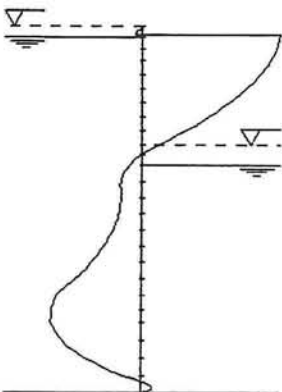
foliekuip

Project U-polder

Maaiveld L/R : 1 / 4      Lengte : 17.50

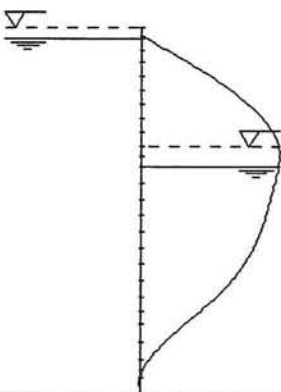
Water    L/R : -0.40 / -6.50

BOUWFASE NUMMER : 4



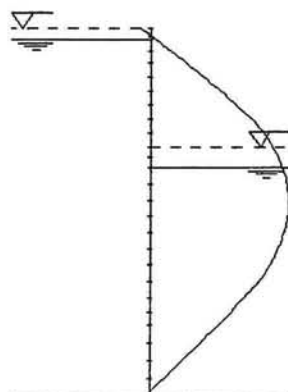
Dwarskrachten [kN]

Maximum : 227.1  
Minimum : -147.5



Momenten [kNm]

Maximum : 818.7  
Minimum : -2.7



Verplaatsingen [mm]

Maximum : 196.1

RIJKSWATERSTAAT

Lic:0077 Cop:N1

GD MSHEET [2.2]

File : UPOL5

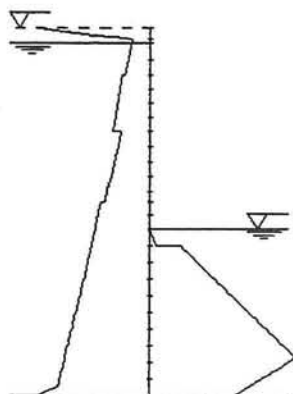
foliekuip

Project U-polder

Maaiveld L/R : 1 / 4      Lengte : 17.50

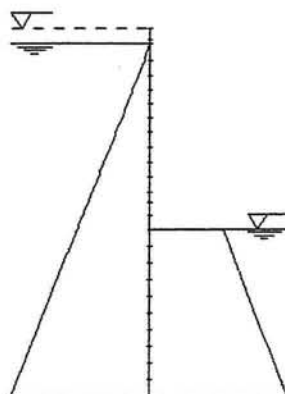
Water    L/R : -0.40 / -6.50

BOUWFASE NUMMER : 4



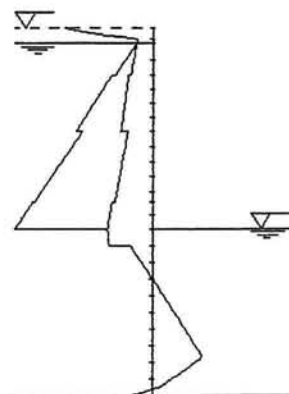
Hor. Korrelsp. [kN/m2]

Links Max : 62.5  
Rechts Max : 78.4



Waterspanning [kN/m2]

Links Max : 124.6  
Rechts Max : 124.6



Result. Span. [kN/m2]

Max KorrelSp : 60.6  
Max GrondSp : 96.0

RIJKSWATERSTAAT

Lic:0077 Cop:N1

GD MSHEET [2.2]

File : DAM4

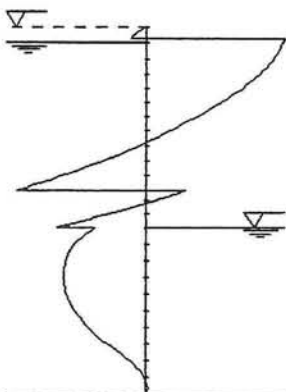
betonbak

Project U-polder

Maalveld L/R : 1 / 4 Lengte : 13.00

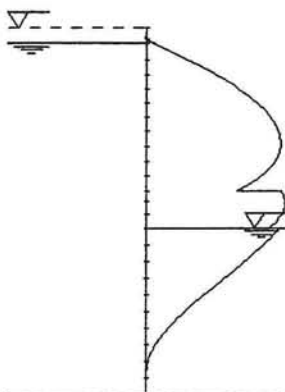
Water L/R : -0.40 / -6.95

BOUWFASE NUMMER : 4



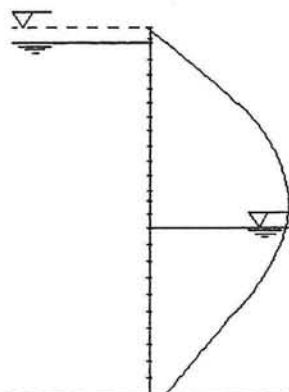
Dvarskrachten [kN]

Maximum : 122.9  
Minimum : -112.6



Momente [kNm]

Maximum : 281.9  
Minimum : -3.4



Verplaatsingen [mm]

Maximum : 109.6

RIJKSWATERSTAAT

Lic:0077 Cop:N1

GD MSHEET [2.2]

File : DAM4

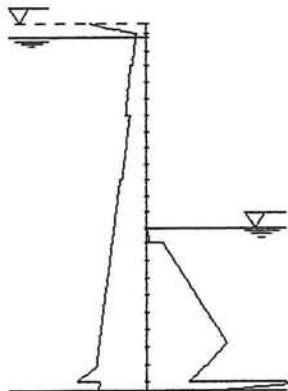
betonbak

Project U-polder

Maalveld L/R : 1 / 4 Lengte : 13.00

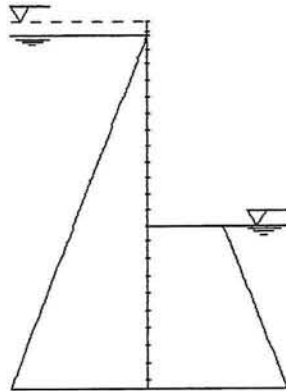
Water L/R : -0.40 / -6.95

BOUWFASE NUMMER : 4



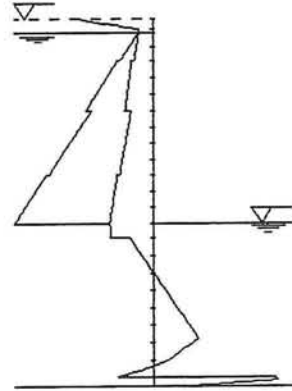
Hor. Korrelsp. [kN/m2]

Links Max : 71.9  
Rechts Max : 143.9



Waterspanning [kN/m2]

Links Max : 139.6  
Rechts Max : 139.6



Result. Span. [kN/m2]

Max KorrelSp : 97.6  
Max GrandSp : 108.5

RIJKSWATERSTAAT

Lic:0077 Cop:N1

GD MSHEET [2.2]

File : DAM5

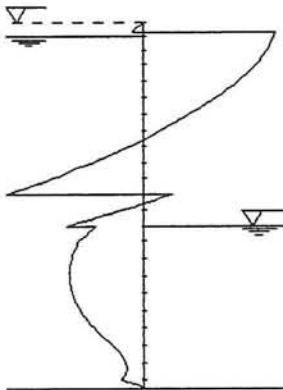
betonbak

Project U-polder

Maai veld L/R : 1 / 4 Lengte : 14.50

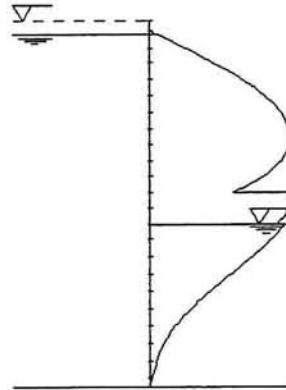
Water L/R : -0.40 / -7.90

BOUWFASE NUMMER : 4



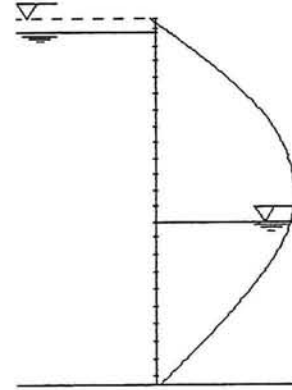
Dwarskrachten [kN]

Maximum : 155.7  
Minimum : -164.6



Momenten [kNm]

Maximum : 402.3  
Minimum : -3.2



Verplaatsingen [mm]

Maximum : 109.4

RIJKSWATERSTAAT

Lic:0077 Cop:N1

GD MSHEET [2.2]

File : DAM5

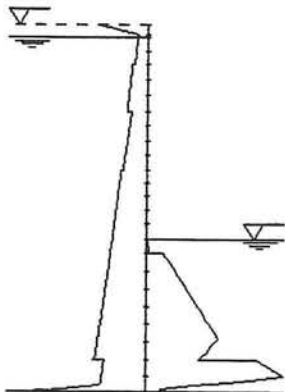
betonbak

Project U-polder

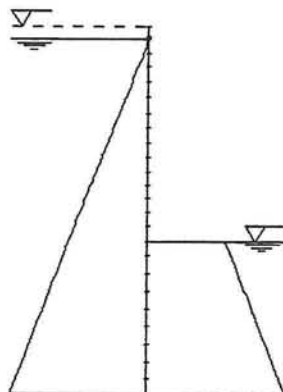
Maai veld L/R : 1 / 4 Lengte : 14.50

Water L/R : -0.40 / -7.90

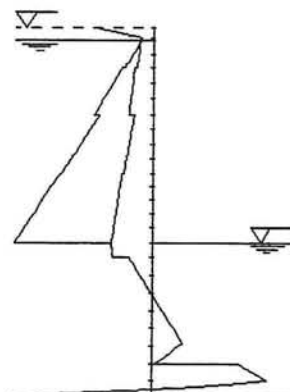
BOUWFASE NUMMER : 4



Hor. Korrelsp. [kN/m2]  
 Links Max : 127.2  
 Rechts Max : 147.6



Vaterspanning [kN/m2]  
 Links Max : 149.6  
 Rechts Max : 149.6



Result. Span. [kN/m2]  
 Max KorrelSp : 111.0  
 Max GrondSp : 121.7

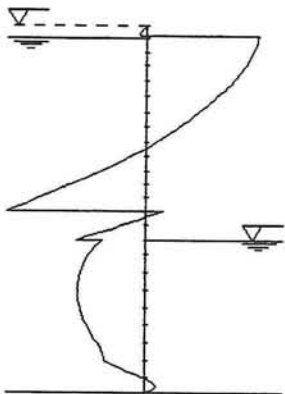
RIJKSWATERSTAAT  
 Lic:0077 Cop:N1

betonbak  
 Project U-polder

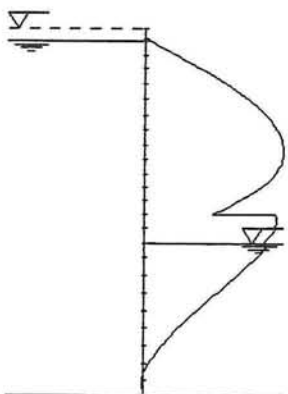
GD KSHEET [2.2]  
 File : DAM6

Maalveld L/R : 1 / 4      Lengte : 15.50  
 Water L/R : -0.40 / -8.90

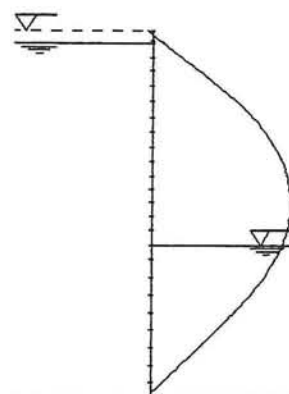
BOUWFASE NUMMER : 4



Dvarskrachten [kN]  
 Maximum : 189.2  
 Minimum : -229.7



Momenten [kNm]  
 Maximum : 553.3  
 Minimum : -7.1



Verplaatsingen [mm]  
 Maximum : 100.7

RIJKSWATERSTAAT  
 Lic:0077 Cop:N1

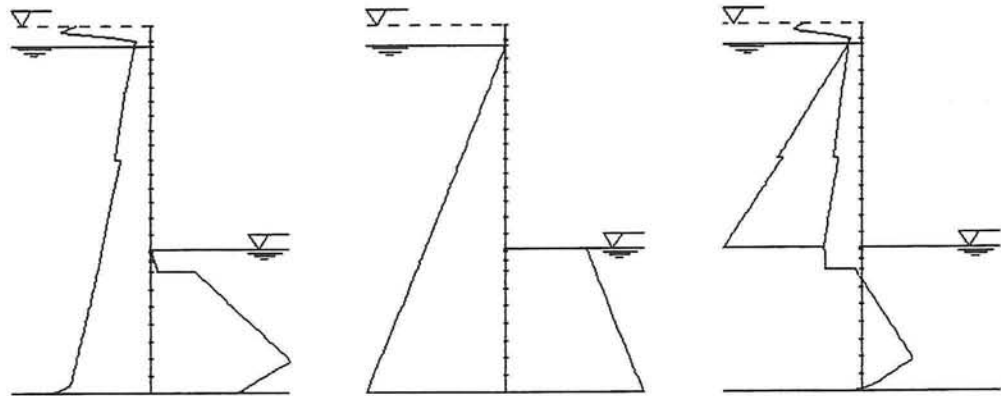
betonbak  
 Project U-polder

GD KSHEET [2.2]  
 File : DAM6

Maalveld L/R : 1 / 4      Lengte : 15.50  
 Water L/R : -0.40 / -8.90



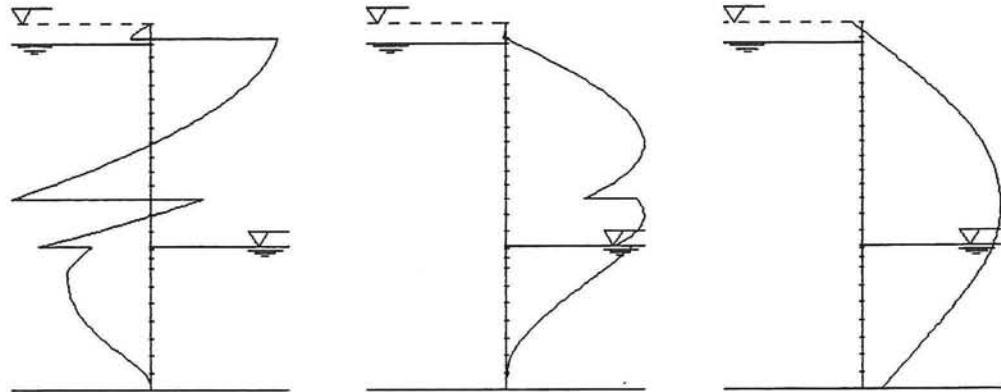
BOUWFASE NUMMER : 4



<b>Hor. Korrelsp. [kN/m<sup>2</sup>]</b>	<b>Waterspanning [kN/m<sup>2</sup>]</b>	<b>Result. Span. [kN/m<sup>2</sup>]</b>
Links Max : 41.7	Links Max : 94.6	Max KorrelSp : 37.8
Rechts Max : 59.7	Rechts Max : 94.6	Max GrondSp : 76.7

RIJKSWATERSTAAT	betonbak	
Lic:0077 Cop:N1	Project U-polder	
GD MSHEET [2.2]	Maaiveld L/R : 1 / 4	Lengte : 10.00
File : BAK3	Water L/R : -0.40 / -5.95	

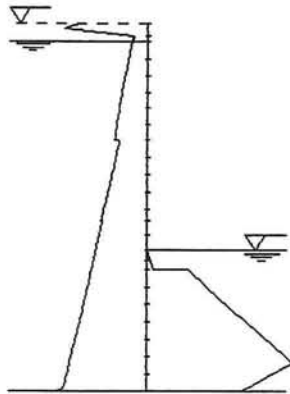
BOUWFASE NUMMER : 4



<b>Dwarskrachten [kN]</b>	<b>Momenten [kNm]</b>	<b>Verplaatsingen [mm]</b>
Maximum : 69.1	Maximum : 123.3	Maximum : 84.5
Minimum : -75.0	Minimum : -2.5	

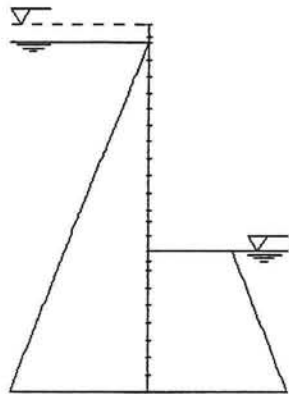
RIJKSWATERSTAAT	betonbak	
Lic:0077 Cop:N1	Project U-polder	
GD MSHEET [2.2]	Maaiveld L/R : 1 / 4	Lengte : 10.00
File : BAK3	Water L/R : -0.40 / -5.95	

BOUWFASE NUMMER : 4



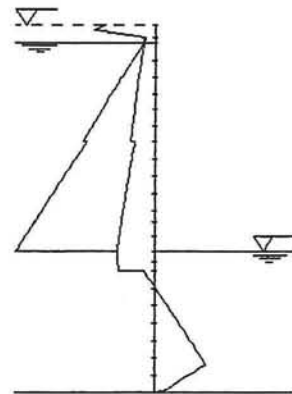
Hor. Korrelersp. [kN/m<sup>2</sup>]

Links Max : 43.4  
Rechts Max : 66.0



Waterspanning [kN/m<sup>2</sup>]

Links Max : 109.6  
Rechts Max : 109.6



Result. Span. [kN/m<sup>2</sup>]

Max KorrelSp : 38.9  
Max GrondSp : 89.5

RIJKSWATERSTAAT

Lic:0077 Cop:N1

GD MSHEET [2.2]

File : BAK4

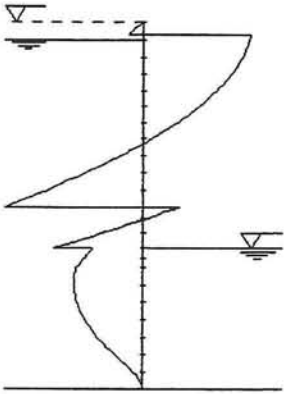
betonbak

Project U-polder

Maalveld L/R : 1 / 4      Lengte : 11.50

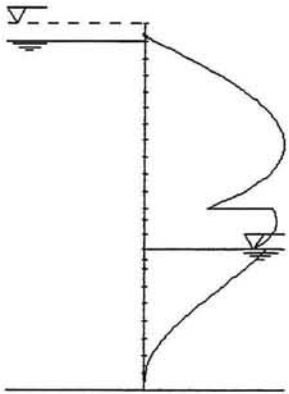
Water L/R : -0.40 / -6.95

BOUWFASE NUMMER : 4



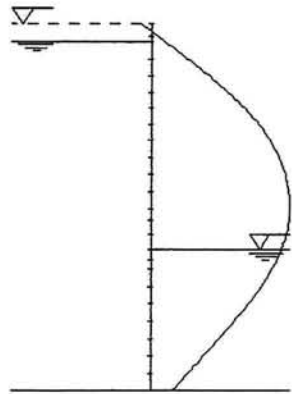
Dvarskrachten [kN]

Maximum : 92.1  
Minimum : -118.1



Momenten [kNm]

Maximum : 195.2  
Minimum : -2.5



Verplaatsingen [mm]

Maximum : 99.9

RIJKSWATERSTAAT

Lic:0077 Cop:N1

GD MSHEET [2.2]

File : BAK4

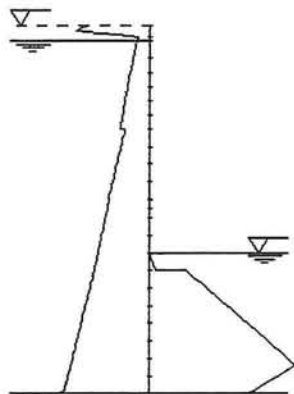
betonbak

Project U-polder

Maalveld L/R : 1 / 4      Lengte : 11.50

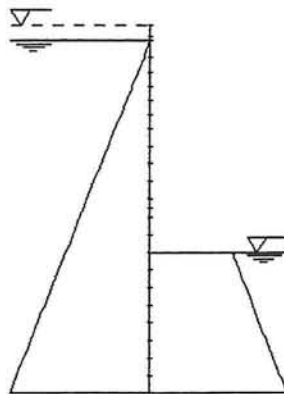
Water L/R : -0.40 / -6.95

BOUWFASE NUMMER : 4



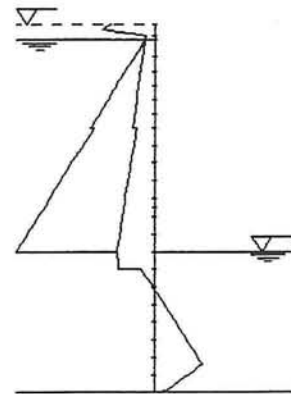
Hor. Korrelsp. [kN/m<sup>2</sup>]

Links Max : 46.4  
Rechts Max : 73.0



Vaterspanning [kN/m<sup>2</sup>]

Links Max : 124.6  
Rechts Max : 124.6



Result. Span. [kN/m<sup>2</sup>]

Max KorrelSp : 37.8  
Max GrondSp : 101.9

RIJKSWATERSTAAT

Lic:0077 Cop:N1

GD MSHEET [2.2]

File : BAK5

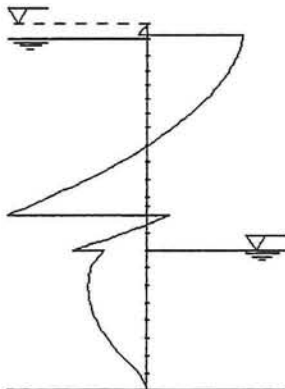
betonbak

Project U-polder

Kaaiveld L/R : 1 / 4 Lengte : 13.00

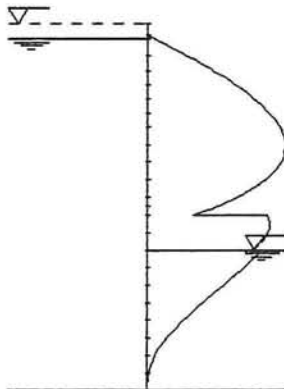
Water L/R : -0.40 / -7.90

BOUWFASE NUMMER : 4



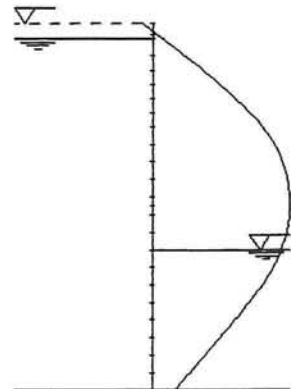
Dvarskrachten [kN]

Maximum : 118.0  
Minimum : -171.3



Momenten [kNm]

Maximum : 291.2  
Minimum : -2.5



Verplaatsingen [mm]

Maximum : 108.5

RIJKSWATERSTAAT

Lic:0077 Cop:N1

GD MSHEET [2.2]

File : BAK5

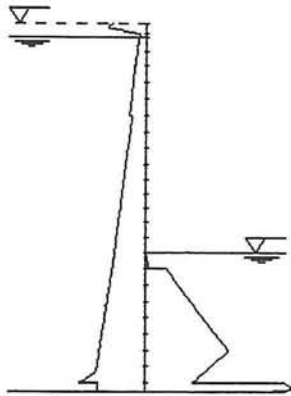
betonbak

Project U-polder

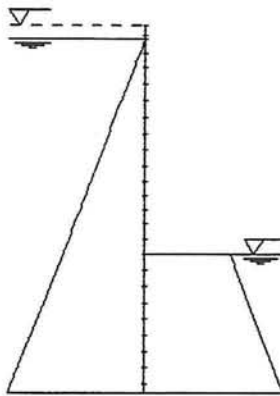
Kaaiveld L/R : 1 / 4 Lengte : 13.00

Water L/R : -0.40 / -7.90

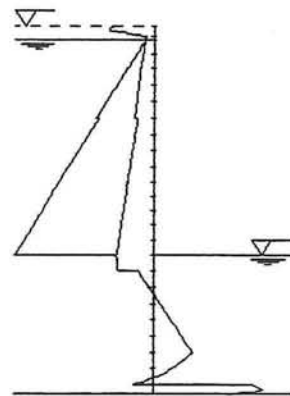
BOUWFASE NUMMER : 4



Hor. Korrelsp. [kN/m<sup>2</sup>]  
 Links Max : 60.2  
 Rechts Max : 126.9



Waterspanning [kN/m<sup>2</sup>]  
 Links Max : 139.6  
 Rechts Max : 139.6



Result. Span. [kN/m<sup>2</sup>]  
 Max KorrelSp : 91.4  
 Max GrondSp : 115.0

RIJKSWATERSTAAT  
 Lic:0077 Cop:N1

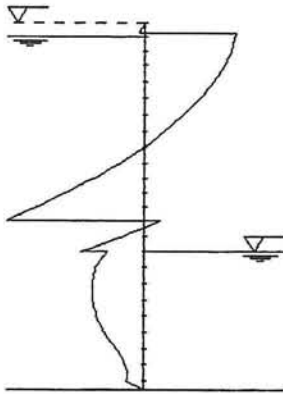
betonbak

Project U-polder

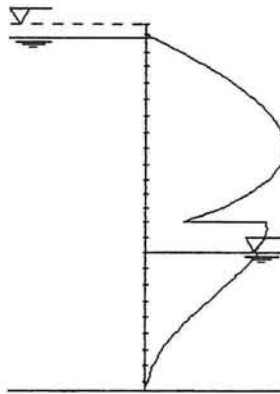
GD MSHEET [2.2]  
 File : BAK6

Maaiveld L/R : 1 / 4      Lengte : 14.50  
 Water L/R : -0.40 / -8.90

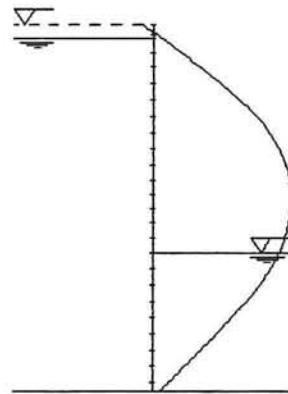
BOUWFASE NUMMER : 4



Dwarskrachten [kN]  
 Maximum : 149.7  
 Minimum : -231.7



Momenten [kNm]  
 Maximum : 425.4  
 Minimum : -2.4



Verplaatsingen [mm]  
 Maximum : 106.5

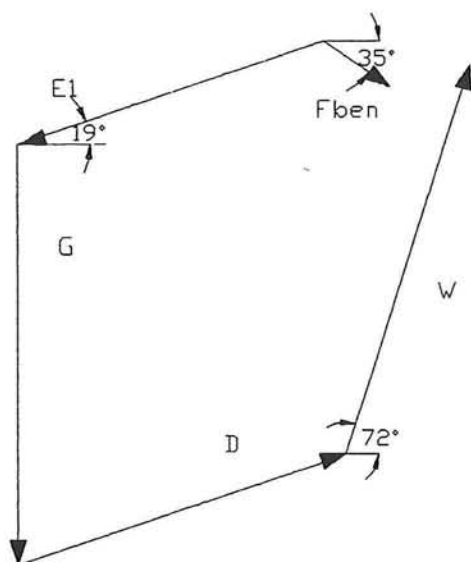
RIJKSWATERSTAAT  
 Lic:0077 Cop:N1

betonbak

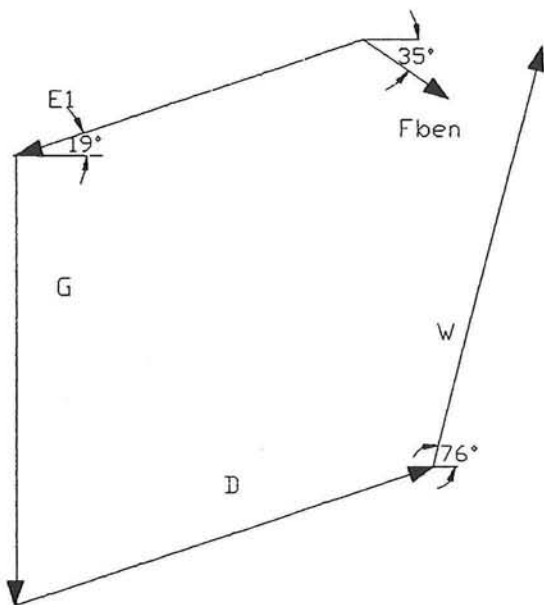
Project U-polder

GD MSHEET [2.2]  
 File : BAK6

Maaiveld L/R : 1 / 4      Lengte : 14.50  
 Water L/R : -0.40 / -8.90



Wegniveau m.-NAP	5
Gegevens:	
Ankerstaaf FeP1030	
Diameter	mm 26
Lengte	m 32
Helling	graden 35
Groutlichaam	
Diameter	mm 100
Lengte	m 6



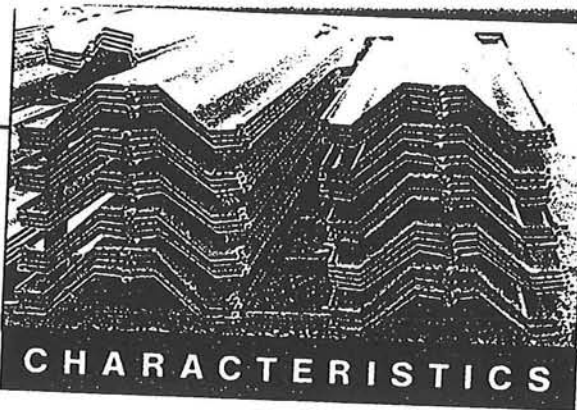
Wegniveau m.-NAP	6
Gegevens:	
Ankerstaaf FeP1030	
Diameter mm	32
Lengte m	34
Helling graden	35
Groutlichaam	
Diameter mm	100
Lengte m	6



Section	S = Single pile D = Double pile T = Triple pile	Sectional area cm <sup>2</sup>	Mass per m kg/m	Moment of inertia cm <sup>4</sup>	Section modulus cm <sup>3</sup>	Radius of gyration cm	Coating area <sup>a</sup> m <sup>2</sup> /m
<b>PU 6</b> 	Per S	57,7	45,3	1 290	146	4,73	1,44
	Per D	115,4	90,6	8 060	710	8,36	2,87
	Per T	173,1	135,9	11 180	820	8,04	4,29
	Per m of wall	96	75	6 720	600	8,36	2,37
<b>PU 8</b> 	Per S	69,5	54,5	2 360	232	5,82	1,52
	Per D	139,0	109,0	13 940	1 000	10,02	3,01
	Per T	208,5	163,5	19 370	1 160	9,64	4,51
	Per m of wall	116	91	11 610	830	10,02	2,50
<b>PU 12</b> 	Per S	84,0	65,9	4 450	366	7,28	1,60
	Per D	168,0	131,8	25 860	1 440	12,41	3,18
	Per T	252,0	197,7	35 960	1 690	11,95	4,76
	Per m of wall	140	110	21 550	1 200	12,41	2,64
<b>PU 16</b> 	Per S	95,2	74,7	5 560	405	7,64	1,66
	Per D	190,4	149,4	36 620	1 930	13,87	3,31
	Per T	285,6	224,1	50 680	2 220	13,32	4,96
	Per m of wall	159	124	30 520	1 600	13,87	2,75
<b>PU 20</b> 	Per S	107,4	84,3	8 000	529	8,63	1,76
	Per D	214,8	168,6	51 600	2 400	15,50	3,51
	Per T	322,2	252,9	71 470	2 770	14,89	5,25
	Per m of wall	180	141	43 000	2 000	15,50	2,91
<b>PU 25</b> 	Per S	119,9	94,1	9 670	588	8,98	1,84
	Per D	239,8	188,2	67 790	3 000	16,81	3,66
	Per T	359,7	282,3	93 620	3 430	16,13	5,48
	Per m of wall	200	157	56 500	2 500	16,81	3,03
<b>PU 32</b> 	Per S	146,0	114,6	11 100	645	8,72	1,84
	Per D	292,0	229,2	86 710	3 840	17,23	3,66
	Per T	438,0	343,8	119 310	4 330	16,50	5,48
	Per m of wall	243	191	72 260	3 200	17,23	3,03

<sup>a</sup> S : considered neutral axis x'-x'  
<sup>a</sup> D, wall : considered neutral axis x-x  
<sup>a</sup> T : considered neutral axis x''-x''

\* Excludes inside of interlocks.



# CHARACTERISTICS

Section	S = Single pile D = Double pile	Sectional area cm <sup>2</sup>	Mass per m kg/m	Moment of inertia cm <sup>4</sup>	Section modulus cm <sup>3</sup>	Radius of gyration cm	Coating area* m <sup>2</sup> /m
<b>AZ 13</b> 	Per S	91,7	72,0	13 200	870	11,99	1,66
	Per D	183,4	144,0	26 400	1 740	11,99	3,30
	Per m of wall	137	107	19 700	1 300	11,99	2,45
<b>AZ 18</b> 	Per S	94,8	74,4	21 540	1 135	15,07	1,72
	Per D	189,6	148,8	43 080	2 270	15,07	3,42
	Per m of wall	150	118	34 200	1 800	15,07	2,70
<b>AZ 26</b> 	Per S	124,6	97,8	34 970	1 640	16,75	1,79
	Per D	249,2	195,6	69 940	3 280	16,75	3,56
	Per m of wall	198	155	55 510	2 600	16,75	2,82
<b>AZ 36</b> 	Per S	155,7	122,2	52 160	2 270	18,30	1,86
	Per D	311,4	244,4	104 320	4 540	18,30	3,71
	Per m of wall	247	194	82 800	3 600	18,30	2,93
<b>BZ 7</b> 	Per S	65,0	51,0	3 940	415	7,79	1,34
	Per D	130,0	102,0	7 880	830	7,79	2,63
	Per m of wall	118	93	7 160	760	7,79	2,35
<b>BZ 32</b> 	Per S	132,4	103,9	28 110	1 600	14,57	1,60
	Per D	264,8	207,8	56 220	3 200	14,57	3,16
	Per m of wall	265	208	56 220	3 200	14,57	3,11
<b>BZ 37</b> 	Per S	149,0	117,0	31 940	1 825	14,64	1,66
	Per D	298,0	234,0	63 880	3 650	14,64	3,28
	Per m of wall	298	234	63 880	3 650	14,64	3,23
<b>BZ 42</b> 	Per S	172,3	135,3	36 960	2 100	14,65	1,67
	Per D	344,6	270,6	73 920	4 200	14,65	3,28
	Per m of wall	345	271	73 920	4 200	14,65	3,24

\* Excludes inside of interlocks.



---

## Bijlage VIII

### Dimensies damwand

#### VIII.1 Dimensionering aan de hand van het maximale Moment

##### VIII.1.1 Berekening

M.b.v. het programma MSHEET is bij de optimale damwandlengte het absolute maximale moment bepaald (zie bijlage VIII). In het programma wordt gerekend met rekenwaarden voor de verschillende invoerparameters. De resultaten kunnen worden gevonden in bijlage VII. Voor de beddingsconstante worden éénmaal hoge en éénmaal lage rekenwaarden ingevoerd, waarbij de lage beddingsconstante maatgevend bleek. Het absolute maximale moment is de rekenwaarde  $M_{rek}$ . Deze waarde moet kleiner of gelijk zijn aan de rekenwaarde van de sterkte van de damwand. Deze kan worden gevonden door de representatieve waarde van het moment van de damplank bij begin vloeien in de uiterste vezel (zie profieltabellen, bijlage VIII), te delen door een materiaalfactor (voor staal is deze gelijk aan 1,0).

Resumerend geldt de volgende eis:

$$M_{reken} \leq \frac{M_{dam,rep}}{\gamma_m}$$

##### VIII.1.2 Keuze Damwandprofielen

Gekozen kan worden tussen twee damwandtypen; de U en de Z-vorm. Deze profielen zijn warmgewalst en koudgevormd. Het verschil tussen de profielen is de plaats van de sloten; in de hartlijn of aan de buitenzijde. Fabrikant ARBED heeft de Z-profielen onderverdeeld in de types A en B. Het verschil zit hier in de vorm van de damplank. De U-profielen zijn alleen leverbaar in het type P. Het is gebruikelijk om het verschil tussen een zware en een lichte damwand weer te geven met een getal achter de typeaanduiding. Het getal geeft (ongeveer) de grootte van het weerstandsmoment aan.

Voor elke aanlegdiepte is naar een optimaal damwandprofiel gezocht. Dit is niet zo eenvoudig, omdat bij de profielkeuze een groot aantal zaken een rol spelen.

Voorop staat, dat gebruik van de nieuwe AZ- profielen sterk is aan te raden, vanwege de gunstige belasting / gewichtsverhouding.

In het geval van hergebruik van de damwanden, zoals bij de U-polder wordt echter liever een U-profiel dan een Z-profiel toegepast. De U-profielen hebben in verhouding namelijk een grotere stijfheid (zie profieltabellen), waardoor ze vaker te gebruiken zijn. De U-planken kunnen 5 tot 7 keer worden hergebruikt [1]. Het aantal malen dat een plank kan worden hergebruikt hangt af van

de inheidiepte

Een grotere inheidiepte betekent een toename van de totaal benodigde energie om de plank op diepte te trillen, danwel te trekken. Dit betekent een toename van de kans op vervormingen en verdere beschadiging van de damwand. Dit beperkt het aantal keren, dat de damplank is her te gebruiken.

lengte van het tracé	Uitgangspunt is een basistracé van ongeveer 300 meter lengte. Voor een tracé met een grotere lengte is hergebruik van de damplanken mogelijk. Bij korte tracés is het aantal keren dat een plank moet worden hergebruikt beperkt. De voorkeur moet in dat geval uitgaan naar een Az-profiel. Bij een lang tracé kan de keuze voor een U-profiel, dat vaker te gebruiken is, opwegen tegen de voordelen van een Azprofiel.
het heimmaterieel	Het type trilblok bepaalt de snelheid van het intrillen van de damplanken. Het blok heeft een bepaalde frequentiehoogte en slagkracht, welke invloed hebben op de snelheid van intrillen. Door deze eigenschappen heeft het trilblok een specifieke invloed op de conditie van de plank en daarmee op de mate van hergebruik.
de bodemopbouw	De grondopbouw staat voor een specifieke weerstand die overwonnen moet worden om de planken in te trillen en later er weer uit te trekken. Een grotere weerstand betekent een toename op beschadiging van de plank en dus een beperking van het aantal malen dat de plank kan worden hergebruikt. Verder zal in het geval van een slappe laag boven een zeer dicht gepakte laag de kans op schade aan de damwand toenemen. Dit komt door een combinatie van lage steundruk in de slappe laag en de vele energie die nodig is om de plank in de dichtgepakte laag te drukken.

Vanwege de gunstige belasting - gewichtsverhouding worden de nieuwe AZ - profielen in de kostenvergelijking zoveel mogelijk toegepast. Volgens de Bouwdienst Rijkswaterstaat kunnen deze profielen afhankelijk van de tracélengte zo'n 5 keer worden hergebruikt. Deze waarde zal ook in de indicatieve kostenvergelijking worden aangehouden.

Omdat de AZ 13 op dit moment het AZ profiel is met het kleinste weerstandmoment, moet in het geval dat een nog lichter profiel kan worden toegepast worden opgemerkt, dat een PU profiel een gunstiger belasting - gewichtsverhouding heeft dan een BZ profiel.

Dit leidt tot de in tabel VIII.1 weergegeven profieltypen:

wegniveau [m. - NAP]	Profieltype damwand	Gewicht [kg/m <sup>2</sup> ]
3	PU8	91
4	AZ18	118
5	AZ26	155
6	AZ36	194

**Tabel VIII.1** Profieltypen U-polder.

### VIII.2 Controle toelaatbare vervormingen

De controle op de vervormingen heeft betrekking op de bruikbaarheidsgrenstoestand. De partiële factor bedraagt hiervoor 1,0. In het damwandprogramma worden de verschillende parameters als rekenwaarden ingevoerd, welke betrekking hebben op de uiterste grenstoestand. Dit betekent dat de veiligheid op de verplaatsingen te groot is. In de berekening is echter uitgegaan van een schematisatie met starre steunpunten, waarbij in het steunpunt

---

translatie in horizontale richting wordt tegengegaan. In werkelijkheid wordt echter een groutanker toegepast (al dan niet voorgespannen). Een preciezere schematisatie is bij de controle op de vervormingen daarom noodzakelijk. Het gaat hier echter om een bouwput met tijdelijke damwanden, waarbij de grootte van de optredende verplaatsingen, niet zo belangrijk is. Dit betekent dat aanvullende maatregelen t.a.v. de vervormingen niet noodzakelijk zijn.

### VIII.3 Controle groundbreuk

In onsamenhangende grond en bij een geringe damwandinheidiepte kan een vorm van instabiliteit optreden, doordat de grond aan de lage zijde van de damwand omhoog wordt gedrukt door het gewicht van de grond aan de hoge zijde van de damwand. In [4] wordt echter vermeld, dat in onsamenhangende (dus cohesieloze) grond bij afwezigheid van grondwaterstroming, groundbreuk niet kan voorkomen. Dit is het geval bij de diepere aanlegniveaus. Bij de lage aanlegniveaus staat de damwand aan de onderzijde wel in cohesieve bodem. Gevaar voor groundbreuk ontstaat echter alleen in het geval van veen of zeer slappe klei. Verder is de afstand tot de cohesieloze lagen erg klein, waardoor het mechanisme groundbreuk zich nauwelijks kan ontwikkelen. Verdere controle op falen ten gevolge van dit mechanisme is dan ook niet noodzakelijk.

### VIII.4 Controle totale stabiliteit (Kranz-stabiliteit)

Controle van de totale stabiliteit houdt een controle in van het evenwicht van het grondmassief tussen damwand en groutlichaam (zie figuur VIII.1). Het grondmassief wordt begrensd door de stalen damwand, een recht glijvlak<sup>6</sup> dat loopt vanaf het onderste draaipunt van de damwand<sup>7</sup> naar het hart van het groutlichaam en een recht vlak dat loopt vanaf het hart van het groutlichaam recht omhoog naar het maaiveld.

Het evenwicht van dit massief komt in gevaar, wanneer we te maken hebben met een relatief korte ankerstang. Het verankeringsmassief van het groutlichaam komt in dat geval binnen het invloedsgebied van de damwand. De controle moet uitmaken of een langere ankerstang noodzakelijk is. Een langere ankerstang betekent naast een (kleine) toename in kosten een groter ruimtegebruik in breedterichting. Vooral dit laatste kan in stedelijke gebieden problematisch zijn.

In de gekozen grondopbouw ligt de voor de verankering geschikte zandlaag op redelijk grote diepte (n.m. bovenkant vaste zandlaag op 14 m. -NAP). Gevaar voor instabiliteit is in dit geval niet zo groot. Om echter inzicht te verkrijgen in de verschillende parameters is op een eenvoudige grafische manier de totale stabiliteit gecontroleerd.

---

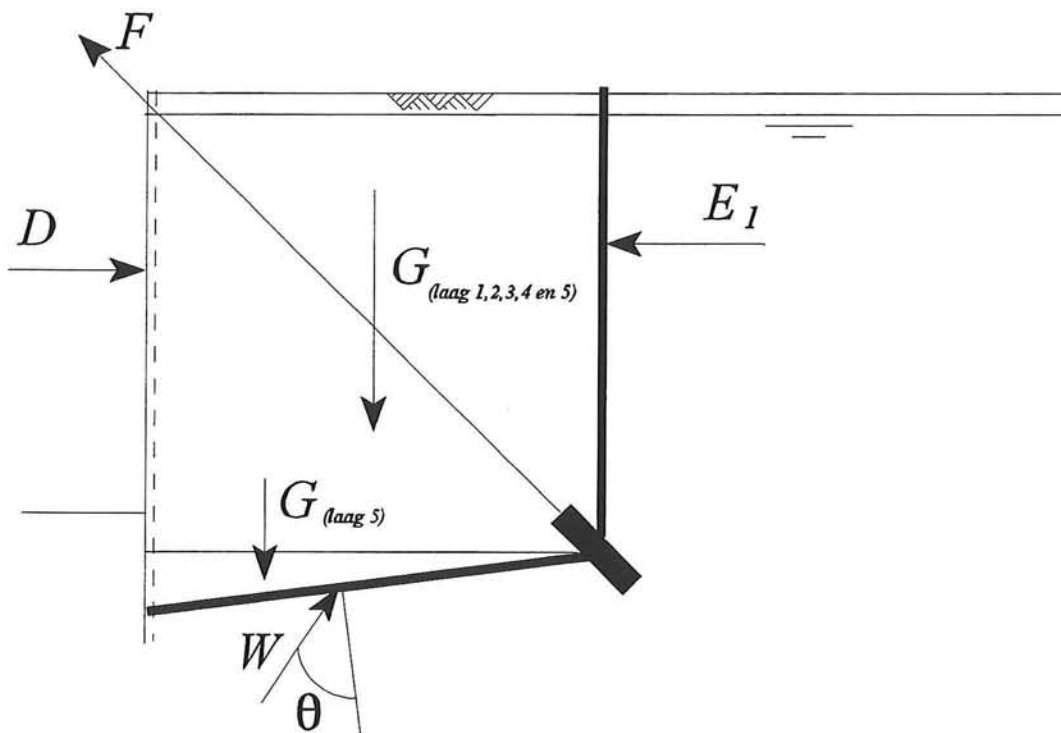
<sup>6</sup> Het in werkelijkheid gekromde glijvlak wordt geschematiseerd door een praktisch recht vlak. Vooral wanneer, zoals in het beschouwde geval, het glijvlak een aantal grondlagen met verschillende eigenschappen snijdt wordt hierdoor het rekenwerk beperkt. Door middel van vergelijkende berekeningen is door Kranz aangetoond, dat de aanname met rechte glijvlakken acceptabel is [4].

<sup>7</sup> Het onderste draaipunt is bij een geheel of gedeeltelijk ingeklemde damwand het dwarskrachtenulpunt in het onderste gedeelte van de damwand. Het dwarskrachtenulpunt kan eenvoudig worden gevonden m.b.v. Msheet.

De grafische methode bestaat uit het tekenen van een krachtenveelhoek, waarin de resultante van de krachten die op het massief tussen damwand en anker werken, een factor 1,3 [4] groter moeten zijn dan de optredende ankerkracht (figuur VIII.1). De ankerkracht is zoals bekend een in het damwandprogramma Msheet bepaalde rekenwaarde. Bekend in grootte en richting zijn de ankerkracht  $F$ , het gewicht van het grondmassief  $G$  en de actieve gronddrukkracht  $E_1$  op het verticale vlak tussen het hart van het groutlichaam en het maaiveld. Bekend in richting zijn enkel de wrijvingskracht  $W$  uit het massief en de dwarskracht  $D$ .

Bij de stabiliteitsberekening moet het volgende worden opgemerkt:

- Gewicht  $G$ . Een gedeelte van het grondgedeelte is onderhevig aan de opwaartse waterdruk. Gerekend wordt daarom met het droge grondgewicht.
- Actieve drukkrachten  $D$  en  $E_1$ . Beide actieve drukken worden berekend m.b.v. de verticale korrelspanningen. De krachten staan onder een hoek  $\delta$  met de verticaal.
- Bovenbelasting. Met bovenbelasting wordt enkel gerekend, wanneer deze belasting het evenwicht negatief beïnvloedt.
- Wrijvingskracht  $W$ . Voor de vorm van het diepe glijvlak wordt een rechte aangehouden tussen het draaipunt van de damwand en het hart van het verankeringsgedeelte. In werkelijkheid is deze lijn gekromd. Een benadering met een recht glijvlak leidt tot een iets veiliger oplossing. De kracht  $W$  maakt een hoek  $\phi$  met de normaal op dit glijvlak.



**Figuur VIII.1** Inwendig evenwicht

De stabiliteitsberekeningen kunnen worden gevonden aan het eind van deze bijlage.

---

**Conclusie:**

Het groutlichaam ligt bij alle wegniveaus te diep en instabiliteit van het betreffende grondmassief zal niet optreden.

---

---

## Bijlage IX

### Dimensionering groutankers

#### IX.1 Inleiding

Een groutanker is een in de grond vervaardigd trekelement. Het anker bestaat uit een cilindrisch groutlichaam en een ankerstaaf. Het lichaam wordt gemaakt door een water - cementmengsel onder hoge druk (1 à 2 bar) in de grond te persen. In de grond ontstaat hierdoor een moeilijk te beheersen en te beschrijven spanningssituatie. De maximale schuifkracht die het groutlichaam op de grond kan overbrengen is daarom van vele factoren afhankelijk. Dit is dan ook één van de redenen waarom voor de dimensionering van een groutanker nog geen goede, op theorie gebaseerde methoden zijn ontwikkeld. In de praktijk worden groutankers op basis van ervaring en met behulp van empirische relaties gedimensioneerd. De schattingen worden vervolgens getoetst door middel van geschiktheidsproeven [4]. Met deze proeven wordt de uittrekkraft en het kruipgedrag van de ankers bepaald.

In de ontwerpfase is het echter niet mogelijk om geschiktheidsproeven uit te voeren. Voor het dimensioneren en controleren van de groutankers wordt daarom alleen gebruik gemaakt van in de praktijk geijkte empirische rekenregels. Hierbij is vooral gebruik gemaakt van [4]. De dimensionering betreft de controle van de volgende faalmechanismen.

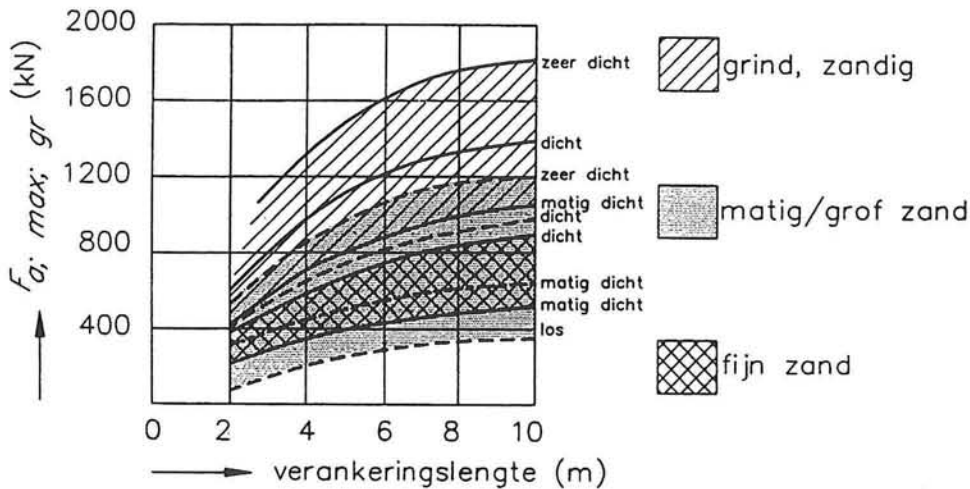
- Breuk van de ankerstaaf (bijlage IX.4).
- Overschrijden van de max. schuifkracht tussen grond en groutlichaam (bijlage IX.5).
- Controle van de stabiliteit van het diepe glijvlak onder verankering en damwand (bijlage VIII.4).
- Controle van de stabiliteit van het verankeringsmassief (bijlage IX.6).

#### IX.2 Afmetingen en plaats van het groutanker in het grondpakket.

De lengte van de ankerstang wordt bepaald door de ligging van een voldoende vaste zandlaag. Het volledige groutlichaam moet, wil het de gewenste uittrekkraft kunnen ontwikkelen, in zo'n vaste laag worden geplaatst.

Aan de hand van een aantal praktijk- en modelproeven kunnen een aantal aanbevelingen worden gedaan t.a.v. de dimensies en plaats van het groutanker in het grondpakket [4].

- De bovenzijde van het groutlichaam heeft tenminste een zanddekking van 1,0 m. Hiermee wordt voorkomen dat de schuifkracht, na het persen van het groutlichaam, moet worden verkregen uit relatief slechte lagen.
- De afstand van de top van het groutlichaam tot aan het maaiveld moet minimaal 5 m. zijn.
- De lengte van het groutlichaam moet tenminste 5 m. zijn. Hoe langer het groutlichaam, hoe groter de maximale uittrekkraft. De uittrekkraft neemt echter minder dan evenredig toe met de lengte van het groutlichaam. De maximale lengte van een groutlichaam ligt rond de 10 m (zie figuur IX.1).
- De diameter van een groutlichaam ligt rond de 100 mm. Een vergroting van de diameter heeft weinig invloed op de uittrekkraft.



**Figuur IX.1** Relatie uittrekkraft, grondeigenschappen en ankerlengte.

### IX.3 Helling en richting van het groutanker.

De hellingshoek van de ankerstaaf met de horizontaal ligt in het algemeen tussen de  $35^{\circ}$  en  $45^{\circ}$ . Deze grenswaarden worden dan ook aangehouden. Om groepswerking te beperken wordt echter aan naast elkaar liggende ankers niet dezelfde helling gegeven. Dit heeft een gunstig effect op de maximale uittrekkraft van een anker. Opgemerkt moet worden, dat vanuit de hierboven vermelde achtergrond in het vervolg consequent zal worden gesproken over de helling, terwijl daar de gemiddelde helling van alle ankerstaven mee wordt bedoeld.

De plaatsing van de ankers wordt bepaald door de volgende aspecten:

- Beperkingen aan het ruimtebeslag van de ankers opgelegd door de omgeving. Hierbij moet worden gedacht aan de aanwezigheid van bijvoorbeeld palen onder belendende bebouwingen, leidingen en kabels.
- Het bodemprofiel, hierbij zijn vooral diepteligging en grondeigenschappen van de diepe zandlaag van belang. Het profiel heeft grote invloed, omdat gedurende de gebruikstijd van het anker voldoende weerstand moet zijn tegen afschuiven.
- Grondwaterstand. De ligging van de grondwaterstand is van belang bij het inbrengen van het anker. Dit gebeurt het eenvoudigst boven de grondwaterstand.
- Grootte van de ankerkracht. Wanneer de ankerkracht groot is, moeten de ankers dicht bij elkaar worden geplaatst. Wederzijdse beïnvloeding van de groutlichamen is hierbij niet uitgesloten. Dit beperkt de op te nemen schuifkracht. Door de helling van naast elkaar liggende ankerstaven te variëren, wordt de wederzijdse beïnvloeding beperkt.
- Economische factoren. De diepteligging van het groutlichaam wordt bepaald door de in bijlage IX.2 vermelde aanbevelingen betreffende de ligging van het groutlichaam in het grondpakket en/ of door het schuifkrachtmechanisme welke wordt beschreven in bijlage IX.5. Ook de ankerhoogte ligt reeds vast. Een grotere hoek betekent dus een kortere ankerstaaf, maar ook een grotere kracht in de ankerstaaf. Dit betekent een grotere diameter van de ankerstaaf. Een economische afweging moet dan ook worden gemaakt tussen een kortere ankerstaaf met een grote ankerstaafdiameter of een langere ankerstaaf met een kleinere diameter.



---

**Conclusie:**

Een definitieve keuze voor de ankerhelling kan pas worden gemaakt na een economische analyse, waarin ook de diameter van de ankerstaaf wordt betrokken.

**IX.4 Breuk ankerstaaf**

De (resulterende) ankerkracht wordt d.m.v. een gladde ankerstang op het groutlichaam overgebracht. Voor de staven wordt hoogwaardig staal gebruikt. Strengen worden alleen toegepast als voor het aanbrengen van een enkele staaf niet voldoende werkruimte beschikbaar is. Dit is hier niet het geval. Normaliter worden groutankers voorgespannen, waardoor horizontale verplaatsingen van de damwand worden beperkt. Wanneer de ankerstaven niet worden voorgespannen zullen de verplaatsingen groot zijn. Afgevraagd kan worden of in het geval van een tijdelijke bouwput de voorspanning achterwege kan worden gelaten.

Bij de controle op breuk van de ankerstaaf worden een diameter en helling van de ankerstaaf gevonden. De berekende dimensies worden m.b.v. de overige bezwijkmechanismen gecontroleerd en eventueel bijgesteld.

M.b.v. Excel ("keuze helling en diameter ankerstaaf") worden voor de vier wegniveaus de controleberekeningen uitgevoerd. De uitvoer van het computerprogramma kan aan het eind van deze bijlage worden gevonden. De berekening resulteert in een ankerhelling en een staafdiameter. De uitvoer kan worden gevonden in tabel IX.1.

wegniveau [m.-NAP]	3 m.	4 m.	5 m.	6 m.
helling ankerstaaf [grad.]	45	45	35	35
diameter ankerstaaf [mm]	20 <sup>8</sup>	26	26	32

**Tabel IX.1** Uitvoer Msheet

De berekeningen worden hieronder toegelicht:

Uitgangspunt is zoals gezegd de m.b.v. het damwandprogramma Msheet berekende ankerkracht  $F_{a,hor}$ . Deze ankerkracht is gevonden door gebruik te maken van partiële materiaalfactoren voor het mechanisme overschrijden van de maximale grondweerstand. Voor toetsing van de ankerkracht op het mechanisme breuk anker, is een aanpassingsfactor <sup>9</sup> nodig.

---

<sup>8</sup> Door de gekozen systematiek wordt bij dit wegniveau een kleine ankerstaafdiameter gevonden. Overwogen kan worden om in dit geval de h.o.h. afstand te verdubbelen in combinatie met een grotere ankerstaafdiameter. In dit geval is wel een extra aanpassing noodzakelijk in de vorm van een korte gording om de krachten in de damwand op de ankers over te brengen.

<sup>9</sup> De extra veiligheid t.a.v. de ankerstaaf wordt geëist, omdat bij vloeien en breuk van de ankerstaaf de werking van het anker volledig uitvalt. Te vrezen valt zelfs voor een kettingreac-

---

$F_{a,hor}$  is een loodrecht op het vlak van de damwand staande puntlast [kN/m']. Deze kracht moet worden omgerekend naar een kracht die evenwijdig is aan de richting van de ankerstaaf. Onderzocht worden een drietal hellingen (hoek tussen ankerstaaf en horizontaal): 35, 40 en 45 graden. Een kleinere (gemiddelde) hellingshoek levert, uitgaande van dezelfde  $F_{a,hor}$ , een kleinere belasting in de ankerstaaf. Deze ankerkracht wordt vervolgens vermenigvuldigd met de h.o.h. afstand  $l$  van de ankers. Dit levert de werkelijke kracht in het anker  $F_a$ .

$$\frac{F_{a,hor} l}{\cos(\text{helling})} = F_a$$

Vermenigvuldigd met de extra aanpassingsfactor van 1,25 [4] wordt de rekenwaarde  $F_d$  verkregen, geldend voor het mechanisme breuk ankerstaaf.

$$F_a \cdot 1,25 = F_d$$

Geëist wordt dat  $F_d$  kleiner is dan  $F_{max,staaf}$  de rekenwaarde voor de vloeikracht van de ankerstaaf.

$$F_d \leq F_{max,staaf}$$

Gebruik wordt gemaakt van staalkwaliteit FEP 1030 met een rekenwaarde voor de trekstrekte van  $835^{10}$  N/mm<sup>2</sup>. Op het staal wordt een materiaalfactor toegepast van 1,0 [4]. Aan de hand van de nu omschreven eis kan de benodigde diameter en helling van de ankerstaaf worden bepaald.

$$F_d \leq \frac{835}{1,0} \frac{1}{4} \pi d^2$$

M.b.v. Excel kan een goede keuze worden gemaakt voor helling en diameter van de ankerstaaf. Opgemerkt moet nogmaals worden, dat een maximum helling van 45 graden wordt aangehouden. Een grotere helling vereist bij dezelfde horizontale ankerkracht meerdere en/ of zwaardere ankers en geeft daarmee een grote verticale belasting op de damwand. De verticale belasting moet opgenomen worden door de schuifkracht langs de damwand. Wanneer als maximum een helling van 45° wordt aangehouden is controle van het verticale draagvermogen niet nodig.

#### **IX.5 Max. schuifkracht grond - groutlichaam.**

---

tie waarbij meerdere ankers bezwijken. Enige overdimensionering van de ankerstaaf is tegen lage kosten te realiseren.

<sup>10</sup> Dit is de spanning bij de 1% rekgrens

---

Om voldoende uittrekkraft te kunnen ontwikkelen moet de kop van het groutlichaam minimaal 1 m. onder de bovenzijde van de pleistocene vaste zandlaag worden geplaatst en voldoende diep onder het maaiveld liggen (zie aanbevelingen in bijlage IX.2).

In dit ontwerp wordt aan naast elkaar liggende ankers een afwijkende hellingshoek gegeven. Aangenomen wordt daarmee dat de onderlinge afstand van de ankers van dien aard is, dat er nauwelijks sprake is van onderlinge beïnvloeding. Uit proefbelastingen [4] is gebleken, dat in dat geval de schuifspanning op het anker in geen enkele relatie staat tot de verticale korrelspanning ter plaatse. De hoge schuifspanningen worden alleen verklaard door de grote ruimtelijke werksfeer rondom de ankers, waarbij de bovenbelasting zich blijvend heeft geconcentreerd op het relatief kleine ankerlichaam.

Voor de lengte van het groutlichaam wordt de effectieve lengte beschouwd. De schuifspanning werkt namelijk niet over de volledige lengte van het groutlichaam. Bij het bezwijken van de moot grond zal aan het uiteinde van het ankerlichaam een kegelvormige afsnuiting ontstaan. De lengte  $d$  hiervan wordt bepaald door de volgende vergelijking, waarbij  $t$  de afstand is tussen de ankers. Voor  $t$  wordt veiligheidshalve de h.o.h. afstand van de toe te passen damwanden gebruikt.

$$d = \frac{t}{4 \tan(\phi_d)}$$

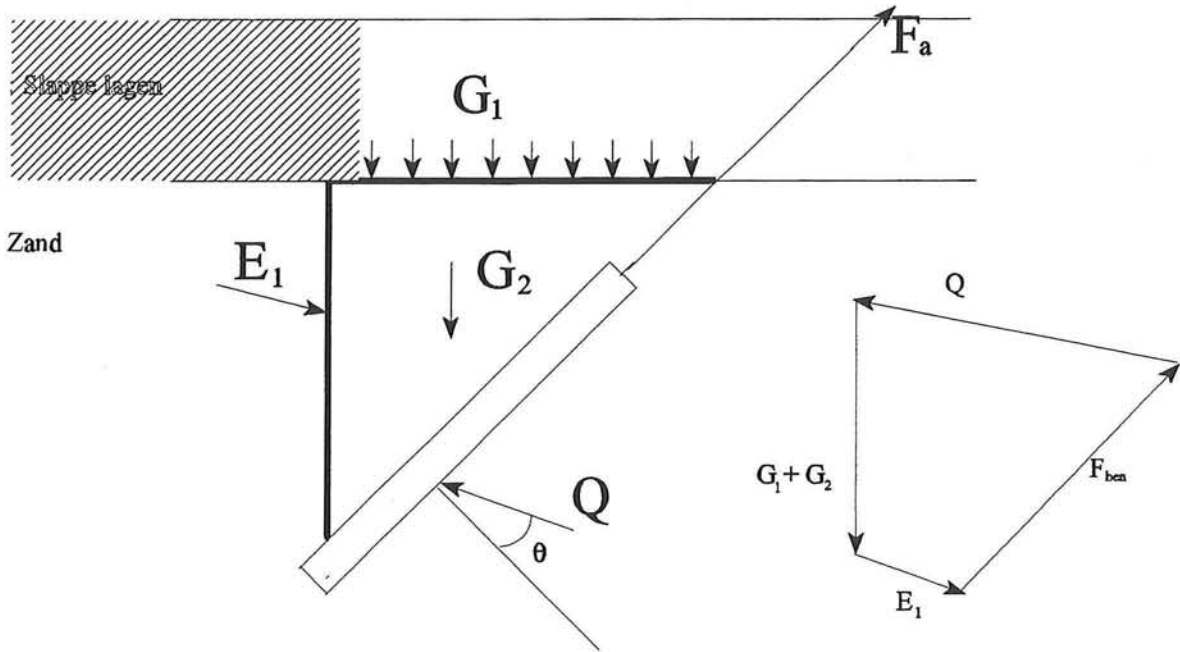
Een redelijke benadering voor de maximale uittrekkraft van het anker wordt verkregen door het (grafisch) evenwicht te beschouwen van een moot grond boven het anker zie figuur IX.2. Deze moot (zand)grond moet stabiel zijn onder invloed van de heersende ankerkracht. De grond boven het ankermassief wordt opgevat als een bovenbelasting. Het verankeringsmassief wordt daarom aan de bovenzijde begrensd door de kleilaag (onderzijde 14 m.-NAP). Het massief wordt verder begrensd door een vertikaal vlak, dat loopt vanaf de kleilaag naar de onderzijde van het groutlichaam en door de ankerstaaf zelf.

Op het lichaam werken de volgende belastingen:

- Het (droge) gewicht  $G_1$  van de grond op het verankeringsmassief. Een extra bovenbelasting wordt vanwege de gunstige werking niet in rekening gebracht.
- Het (droge) gewicht  $G_2$  van het verankeringsmassief.
- De ankerkracht  $F_a$
- De actieve korreldruk  $E_1$  op het verticale vlak dat loopt van de slappe kleilaag tot de achterzijde van het groutlichaam. Bij de berekening van  $E_1$  is rekening gehouden met een bovenbelasting van  $10 \text{ kN/m}^2$ .  $E_1$  staat onder een hoek  $\delta$  met de verticaal.
- De weerstand  $Q$  op het diepe glijvlak.  $Q$  maakt een hoek  $\phi$  met de normaal op dit vlak. De weerstand  $Q$  is dan ook bekend in richting, maar niet in grootte. Wel is bekend, dat de maximale grootte gelijk is aan de passieve weerstand van de zandlaag.

De evenwichtscontrole wordt, zoals gezegd, grafisch uitgevoerd. Dit is de eenvoudigste manier, omdat de grootte van  $Q$  in richting bekend is. Wanneer de benodigde ankerkracht binnen de krachtenveelhoek valt, is het evenwicht niet in gevaar. Valt de vector echter wel buiten de veelhoek, dan is het evenwicht in gevaar en zal het verankeringsmassief uit de grond

worden getrokken. De extra aanpassingsfactor op dit mechanisme is 1,3. Deze factor is gelijk genomen aan de partiële belastingfactor welke wordt gebruikt bij de controle van de Kranz-stabiliteit, zoals beschreven staat in [4]. De mechanismen zijn immers redelijk met elkaar te vergelijken, waarbij ook dezelfde onzekerheden een rol spelen.



**Figuur IX.2** Evenwicht verankeringsmassief.

De grafische controle leidt tot de volgende resultaten:

wegniveau [m. -NAP]	3 m.	4 m.	5 m.	6 m.
diameter groutlichaam [mm]	150	150	150	150
lengte groutlichaam [m]	6	6	8	8
lengte ankerstaaf [m]	20	19	17,5	25,5

**Tabel IX.2**

Berekening folieconstructie  
Keuze helling en diameter ankerstaaf

Datum:2-11-94  
File:damw.wk1.WK1  
Naam:R.J.Aartsen

		U-polder Algemeen			
Gegevens groutankers					
wegniveau m.-NAP		6	5	4	3

F-anker,horiz.	kN/m	315	239	174	112 invoer
H.o.h afstand	m	1.26	1.26	1.26	1.20 invoer

De horizontale F-anker wordt omgerekend naar de kracht in de ankerstaaf

F-anker bij:	kN/m				
35.000 graden		485	367	268	164
40.000 graden		518	393	286	176
45.000 graden		561	426	310	190

De ankerstaaf moet de rekenwaarde van de ankerkracht wel op kunnen nemen:

CONTROLE breuk ankerstaaf bij 45 graden

Rekenwaarde ankerkracht		veiligheid: 1,25			
F-d	kN	702	532	388	238

Keuze ankerstaaf

Diameter	m.	0.036	0.032	0.026	0.020 invoer
Opp.	mm <sup>2</sup>	1018	804	531	314
Rekenwaarde voor de sterkte van de staaf					
Fanker	kN	935	739	488	289

CONTROLE breuk ankerstaaf bij 40 graden

Rekenwaarde ankerkracht		veiligheid: 1,25			
F-d	kN	648	491	358	220

Keuze ankerstaaf

Diameter	m.	0.032	0.032	0.026	0.020 invoer
Opp.	mm <sup>2</sup>	804	804	531	314
Rekenwaarde voor de sterkte van de staaf					
Fanker	kN	739	739	488	289

CONTROLE breuk ankerstaaf bij 35 graden

Rekenwaarde ankerkracht		veiligheid: 1,25			
F-d	kN	606	459	335	205

Keuze ankerstaaf

Diameter	m.	0.032	0.026	0.026	0.020 invoer
Opp.	mm <sup>2</sup>	804	531	531	314
Rekenwaarde voor de sterkte van de staaf					
Fanker	kN	739	488	488	289

CONCLUSIE

Keuze helling anker bij mechanisme breuk ankerstaaf:

Helling	graden	35	35	45	45
Diameter staaf	m.	0.032	0.026	0.026	0.020

blad 1

## Algemene gegevens

 Datum:02-11-94  
 File:groutber.WK1  
 Naam:R.J.Aartsen

Wegniveau:

U-polder

laagnr.	dikte [m]	v.g. droog [kN/m3]	v.g. nat [kN/m3]	phi [graden]	delta [graden]	cohesie [kN/m2]	Labda act.
1:	1.64	17.0	18.0	23.9	15.9	0.00	0.37
2:	2.00	14.0	15.0	17.4	11.6	2.00	0.48
3:	2.50	18.0	20.0	26.1	17.4	0.00	0.34
4:	8.00	16.0	17.0	19.6	13.0	5.00	0.44
5:	> 20 m.	18.0	20.0	28.3	18.8	0.00	0.31

## Actief

 Horizontale korreldruk  
 [kN/m2]
Cohesie  
[kN/m2]Bovenlast  
[kN/m2]Waterdruk  
[kN/m2]

T.o.v. NAP

0.14	0.0	0.0	3.7	0.0
-0.4	3.4	0.0	3.7	0.0
-1.5	6.7	0.0	3.7	11.0
-1.5	8.6	2.8	4.8	11.0
-3.5	13.4	2.8	4.8	31.0
-3.5	9.5	0.0	3.4	31.0
-6.0	18.0	0.0	3.4	56.0
-6.0	23.3	6.6	4.4	56.0
-14.0	48.0	6.6	4.4	136.0
-14.0	33.8	0.0	3.1	136.0
-17.0	43.1	0.0	3.1	166.0

 Verticale gronddruk  
 [kN/m2]

 Verticale korreldruk  
 [kN/m2]

T.o.v. NAP

0.14	0.0	
-0.4	9.2	9.2
-1.5	29.0	18.0
-3.5	59.0	28.0
-6.0	109.0	53.0
-14.0	245.0	109.0



blad3

Diepliggend  
Verankeringsmassief

Datum:02-11-94  
File:groutber.WK1  
Naam:R.J.Aartsen

Wegniveau: 3 m-NAP | U-polder

Per 1,20 m wordt het evenwicht van een diepliggend verankeringsmassief berekend. De cohesie wordt niet meegerekend (positief werkend). Wel wordt rekening gehouden met de bovenbelasting. Op het verankeringsmassief wordt de bovenbelasting niet meegenomen omdat deze het evenwicht gunstig beïnvloeden. De bovenbelasting wordt daarom alleen meegenomen bij de actieve gronddruk E1.

Belastingen:

Belasting op verankeringsmassief	
G1 =	465 kN
Grondgewicht verankeringsmassief	
G2 =	59 kN
Actieve drukken	
E1 =	172 kN
Weerstand langs diepe glijvlak	
Q =	Bekend in richting, niet in grootte

EIS: Minimaal benodigde ankerkracht  $F_{ben.} \geq 1,3 * F_a$

De ankerkracht  $F_a$  moet berekend zijn m.b.v. de rekenwaarden gesteld in [14]

Dus :  $F_{ben.}$  247 kN Belastingfactor 1,3

De controle wordt grafisch uitgevoerd. Wanneer de ankerkrachtvector buiten de vierhoek valt, zal het grondmassief bezwijken.



Wegniveau: | U-polder

laagnr.	dikte [m]	v.g. droog [kN/m3]	v.g. nat [kN/m3]	phi [graden]	delta [graden]	cohesie [kN/m2]	Labda act.
1:	1.64	17.0	18.0	23.9	15.9	0.00	0.37
2:	2.00	14.0	15.0	17.4	11.6	2.00	0.48
3:	2.50	18.0	20.0	26.1	17.4	0.00	0.34
4:	8.00	16.0	17.0	19.6	13.0	5.00	0.44
5:	> 20 m.	18.0	20.0	28.3	18.8	0.00	0.31

T.o.v. NAP	Actief Horizontale korreldruk [kN/m2]	Cohesie [kN/m2]	Bovenlast [kN/m2]	Waterdruk [kN/m2]
0.14	0.0	0.0	3.7	0.0
-0.4	3.4	0.0	3.7	0.0
-1.5	6.7	0.0	3.7	11.0
-1.5	8.6	2.8	4.8	11.0
-3.5	13.4	2.8	4.8	31.0
-3.5	9.5	0.0	3.4	31.0
-6.0	18.0	0.0	3.4	56.0
-6.0	23.3	6.6	4.4	56.0
-14.0	48.0	6.6	4.4	136.0
-14.0	33.8	0.0	3.1	136.0
-17.0	43.1	0.0	3.1	166.0
-15.5	38.4	0.0	3.1	151.0

T.o.v. NAP	Verticale gronddruk [kN/m2]	Verticale korreldruk [kN/m2]
0.14	0.0	
-0.4	9.2	9.2
-1.5	29.0	18.0
-3.5	59.0	28.0
-6.0	109.0	53.0
-14.0	245.0	109.0

Wegniveau:                                      4 m-NAP |      U-polder

M.b.v. een evenwichtsberekening wordt bepaald op welke diepte het groutanker geplaatst moet worden.

Invloed groepswerking

Door de groepswerking kan slechts een gedeelte van de grond worden geactiveerd. De eff. lengte van het groutlichaam wordt d' |m| genoemd.

M.b.v. de volgende formule kan d' worden bepaald:

$$d' = d - t / (4 \tan \phi)$$

Definities -----

d  m	lengte groutlichaam
t  m	h.o.h. afstand tussen twee groutankers
phi   graden	hoek van inwendige wrijving van het zand Hierbij wordt uitgegaan van de rekenwaardes.
alpha  graden	Hoek tussen loodlijn damwand en ankerstaaf

Invoer -----

d	5.0 m.	INVOER
Diameter groutlichaam	100 mm.	INVOER
Omtrek groutlichaam	0.31 m.	
t	1.26 m.	INVOER
phi	28.27 graden	INVOER
d'	4.41 m.	
alpha	45 graden	INVOER

Benodigde ankerkracht (rekenwaarde)

F_a	kN	310	INVOER
-----	----	-----	--------

Berekening -----

Omgerekend naar het mechanisme overschrijden schuifspanning

F_schuif	kN	403	Belastingfactor 1,3
----------	----	-----	---------------------

Bij geringe afstand werkt de rij ankers als een plaat

M.b.v. de schuifspanning kan de benodigde dikte van de zandlaag worden bepaald.

Benodigde dikte van de zandlaag, gerekend op midden groutlichaam:

x	m	3.00	Invoer
---	---	------	--------

Bovenzijde groutanker

a	m -NAP	15.44
hor. korrelspanning	kN/m2/m	40.91

Onderzijde groutanker

b	m -NAP	18.56
hor korrelspanning	kN/m2/m	50.59

Totale diepte groutanker, gerekend op midden groutlichaam

h	m -NAP	17.00
---	--------	-------

lengte anker totaal

l	m	26
---	---	----

lengte ankerstang

l	m	21
---	---	----

blad3

Diepliggend  
Verankeringsmassief

Datum:02-11-94  
File:groutber.WK1  
Naam:R.J.Aartsen

Wegniveau:

4 m-NAP | U-polder

Per 1,26 m wordt het evenwicht van een diepliggend verankeringsmassief berekend. De cohesie wordt niet meegerekend (positief werkend).

Wel wordt rekening gehouden met de bovenbelasting

Op het verankeringsmassief wordt de bovenbelasting niet meegenomen omdat deze het evenwicht gunstig beïnvloeden

De bovenbelasting wordt daarom alleen meegenomen bij de actieve gronddruk E1

Belastingen:

Belasting op verankeringsmassief

G1 = 485 kN

Grondgewicht verankeringsmassief

G2 = 61 kN

Actieve drukken

E1 = 180 kN

Weerstand langs diepe glijvlak

Q = Bekend in richting, niet in grootte

EIS: Minimaal benodigde ankerkracht  $F_{ben.} \geq 1,3 * F_a$

De ankerkracht  $F_a$  moet berekend zijn m.b.v. de rekenwaarden gesteld in [14]

Dus :  $F_{ben.}$  403 kN Belastingfactor 1,3

De controle wordt grafisch uitgevoerd

Wanneer de ankerkrachtvector buiten de vierhoek valt, zal het grondmassief bezwijken.

Tabel 4 : Berekening groutanker  
blad4

Datum:02-11-94  
File:groutber.WK1  
Naam:R.J.Aartsen

Wegniveau: 4 m-NAP | U-polder

Actieve zijde		Actieve zijde	
Hor. Korreldruk, actief		Hor. Korreldruk, actief	
Tot dwarskrachtenulpunt		Tot midden groutlichaam	
[kN/m]		[kN/m]	
P1=	0.9		0.9
P2=	3.7		3.7
P3=	1.8		1.8
P4=	21.6		21.6
P5=	6.0		6.0
P6=	76.1		76.1
P7=	34.0		34.0
P8=	186.5		186.5
P9=	98.6		98.6
P10=	50.7		101.4
P11=	3.5		14.0
Totaal	483.3		544.5
Cohesie		Cohesie	
[kN/m]		[kN/m]	
	6.9		6.9
	53.1		53.1
Totaal	60.0		60.0
Waterdruk		Waterdruk	
[kN/m]		[kN/m]	
Totaal	1140.1		1377.8
Bovenlast		Bovenlast	
[kN/m]		[kN/m]	
	7.4		7.4
	12.0		12.0
	27.2		27.2
	35.2		35.2
	4.7		9.3
Totaal	86.5		91.1
FTotaal	1650 [kN/m]		1953 [kN/m]

Wegniveau:

4 m-NAP | U-polder

## Kranz-stabiliteit

Met het Kranz model kan de minimaal benodigde ankerkracht worden bepaald.

Wanneer gebruik wordt gemaakt van de rekenwaarden uit [14], dan wordt de volgende eis gesteld:

$$1,3 * F_a \leq F_{\text{kranz}}$$

Met behulp van het programma Msheet kan het dwarskrachtnulpunt eenvoudig worden gevonden. Voor de grootte van de dwarskracht wordt de actieve horizontale belasting aangehouden.

Dwarskrachtnulpunt	m- NAP	15.5	INVOER
		Opmerking: Dit is bijna onderzijde damwand.	
Grootte Dwarskracht	kN	1650	
Breedte	m	17	
Eigen gewicht G			
laag 1,2,3,4	kN	1803	
zandlaag	kN	372	
gronddruk E1	kN	1953	

Wegniveau: | U-polder

laagnr.	dikte [m]	v.g. droog [kN/m3]	v.g. nat [kN/m3]	phi [graden]	delta [graden]	cohesie [kN/m2]	Labda act.
1:	1.64	17.0	18.0	23.9	15.9	0.00	0.37
2:	2.00	14.0	15.0	17.4	11.6	2.00	0.48
3:	2.50	18.0	20.0	26.1	17.4	0.00	0.34
4:	8.00	16.0	17.0	19.6	13.0	5.00	0.44
5:	> 20 m.	18.0	20.0	28.3	18.8	0.00	0.31

T.o.v. NAP	Actief Horizontale korreldruk [kN/m2]	Cohesie [kN/m2]	Bovenlast [kN/m2]	Waterdruk [kN/m2]
0.14	0.0	0.0	3.7	0.0
-0.4	3.4	0.0	3.7	0.0
-1.5	6.7	0.0	3.7	11.0
-1.5	8.6	2.8	4.8	11.0
-3.5	13.4	2.8	4.8	31.0
-3.5	9.5	0.0	3.4	31.0
-6.0	18.0	0.0	3.4	56.0
-6.0	23.3	6.6	4.4	56.0
-14.0	48.0	6.6	4.4	136.0
-14.0	33.8	0.0	3.1	136.0
-17.0	43.1	0.0	3.1	166.0
-17.5	44.6	0.0	3.1	171.0

T.o.v. NAP	Verticale gronddruk [kN/m2]	Verticale korreldruk [kN/m2]
0.14	0.0	
-0.4	9.2	9.2
-1.5	29.0	18.0
-3.5	59.0	28.0
-6.0	109.0	53.0
-14.0	245.0	109.0

blad2      Stabiliteit groutkegel  
 -----  
 Wegniveau:                      5 m-NAP |      U-polder  
 -----

M.b.v. een evenwichtsberekening wordt bepaald op welke diepte het groutanker geplaatst moet worden.

**Invloed groepswerking**

Door de groepswerking kan slechts een gedeelte van de grond worden geactiveerd. De eff. lengte van het groutlichaam wordt  $d'$  [m] genoemd.

M.b.v. de volgende formule kan  $d'$  worden bepaald:

$$d' = d - t / (4 \tan \phi)$$

**Definities** -----

$d$  [m]                      lengte groutlichaam  
 $t$  [m]                      h.o.h. afstand tussen twee groutankers  
 $\phi$  | graden|              hoek van inwendige wrijving van het zand  
                                     Hierbij wordt uitgegaan van de rekenwaardes.  
 $\alpha$  | graden|              Hoek tussen loodlijn damwand en ankerstaaf

**Invoer** -----

$d$	6.0 m.	INVOER
Diameter groutlichaam	100 mm.	INVOER
Omtrek groutlichaam	0.31 m.	
$t$	1.26 m.	INVOER
$\phi$	28.27 graden	INVOER
$d'$	5.41 m.	
$\alpha$	35 graden	INVOER

Benodigde ankerkracht (rekenwaarde)		
$F_a$	kN	367      INVOER

**Berekening** -----

Omgerekend naar het mechanisme overschrijden schuifspanning		
$F_{\text{schuif}}$	kN	477      Belastingfactor 1,3

Bij geringe afstand werkt de rij ankers als een plaat  
 M.b.v. de schuifspanning kan de benodigde dikte van de zandlaag worden bepaald.

Benodigde dikte van de zandlaag, gerekend op midden groutlichaam:

$x$	m	3.00	Invoer
-----	---	------	--------

Bovenzijde groutanker		
$a$	m -NAP	15.45
hor. korrelspanning	kN/m <sup>2</sup> /m	40.94

Onderzijde groutanker		
$b$	m -NAP	18.55
hor korrelspanning	kN/m <sup>2</sup> /m	50.56

Totale diepte groutanker, gerekend op midden groutlichaam		
$h$	m -NAP	17.00

lengte anker totaal		
$l$	m	32
lengte ankerstang		
$l$	m	26

blad3

Diepliggend  
Verankeringsmassief

Datum:02-11-94  
File:grouber.WK1  
Naam:R.J.Aartsen

-----  
Wegniveau:

-----  
5 m-NAP | U-polder  
-----

-----  
Per 1,26 m wordt het evenwicht van een diepliggend verankeringsmassief berekend. De cohesie wordt niet meegerekend (positief werkend).

Wel wordt rekening gehouden met de bovenbelasting

Op het verankeringsmassief wordt de bovenbelasting niet meegenomen omdat deze het evenwicht gunstig beïnvloeden

De bovenbelasting wordt daarom alleen meegenomen bij de actieve gronddruk E1

Belastingen:

Belasting op verankeringsmassief

G1 = 690 kN

Grondgewicht verankeringsmassief

G2 = 87 kN

Actieve drukken

E1 = 179 kN

Weerstand langs diepe glijvlak

Q = Bekend in richting, niet in grootte

EIS: Minimaal benodigde ankerkracht  $F_{ben.} \geq 1,3 * F_a$

De ankerkracht  $F_a$  moet berekend zijn m.b.v. de rekenwaarden gesteld in [14]

Dus :  $F_{ben.}$  477 kN Belastingfactor 1,3

De controle wordt grafisch uitgevoerd

Wanneer de ankerkrachtvector buiten de vierhoek valt, zal het grondmassief bezwijken.



Tabel 4 : Berekening groutanker  
blad4

Datum:02-11-94  
File:groutber.WK1  
Naam:R.J.Aartsen

Wegniveau: 5 m-NAP | U-polder

Actieve zijde		Actieve zijde	
Hor. Korreldruk, actief		Hor. Korreldruk, actief	
Tot dwarskrachtenulpunt		Tot midden groutlichaam	
kN/m			
P1=	0.9	0.9	
P2=	3.7	3.7	
P3=	1.8	1.8	
P4=	21.6	21.6	
P5=	6.0	6.0	
P6=	76.1	76.1	
P7=	34.0	34.0	
P8=	186.5	186.5	
P9=	98.6	98.6	
P10=	118.2	101.4	
P11=	19.0	14.0	
Totaal	566.4	544.5	
Cohesie		Cohesie	
kN/m		kN/m	
	6.9	6.9	
	53.1	53.1	
Totaal	60.0	60.0	
Waterdruk		Waterdruk	
kN/m		kN/m	
Totaal	1462.1	1377.8	
Bovenlast		Bovenlast	
kN/m		kN/m	
	7.4	7.4	
	12.0	12.0	
	27.2	27.2	
	35.2	35.2	
	10.9	9.3	
Totaal	92.7	91.1	
FTotaal	2061  kN/m	1953  kN/m	

Wegniveau:

5 m-NAP | U-polder

## Kranz-stabiliteit

Met het Kranz model kan de minimaal benodigde ankerkracht worden bepaald.

Wanneer gebruik wordt gemaakt van de rekenwaarden uit [14], dan wordt de volgende eis gesteld:

$$1,3 * F_a \leq F_{kranz}$$

Met behulp van het programma Msheet kan het dwarskrachtennulpunt eenvoudig worden gevonden. Voor de grootte van de dwarskracht wordt de actieve horizontale belasting aangehouden.

Dwarskrachtennulpunt	m- NAP	17.5	INVOER
		Opmerking: Dit is bijna onderzijde damwand.	
Grootte Dwarskracht	kN	2061	
Breedte	m	24	
Eigen gewicht G			
laag 1,2,3,4	kN	2581	
zandlaag	kN	770	
gronddruk E1	kN	1953	

Wegniveau: | U-polder

laagnr.	dikte [m]	v.g. droog [kN/m3]	v.g. nat [kN/m3]	phi [graden]	delta [graden]	cohesie [kN/m2]	Labda act.
1:	1.64	17.0	18.0	23.9	15.9	0.00	0.37
2:	2.00	14.0	15.0	17.4	11.6	2.00	0.48
3:	2.50	18.0	20.0	26.1	17.4	0.00	0.34
4:	8.00	16.0	17.0	19.6	13.0	5.00	0.44
5:	> 20 m.	18.0	20.0	28.3	18.8	0.00	0.31

T.o.v. NAP	Actief Horizontale korreldruk [kN/m2]	Cohesie [kN/m2]	Bovenlast [kN/m2]	Waterdruk [kN/m2]
0.14	0.0	0.0	3.7	0.0
-0.4	3.4	0.0	3.7	0.0
-1.5	6.7	0.0	3.7	11.0
-1.5	8.6	2.8	4.8	11.0
-3.5	13.4	2.8	4.8	31.0
-3.5	9.5	0.0	3.4	31.0
-6.0	18.0	0.0	3.4	56.0
-6.0	23.3	6.6	4.4	56.0
-14.0	48.0	6.6	4.4	136.0
-14.0	33.8	0.0	3.1	136.0
-18.0	46.2	0.0	3.1	176.0
-20.0	52.4	0.0	3.1	196.0

T.o.v. NAP	Verticale gronddruk [kN/m2]	Verticale korreldruk [kN/m2]
0.14	0.0	
-0.4	9.2	9.2
-1.5	29.0	18.0
-3.5	59.0	28.0
-6.0	109.0	53.0
-14.0	245.0	109.0

-----  
Wegniveau:                                          6 m-NAP | U-polder  
-----

M.b.v. een evenwichtsberekening wordt bepaald op welke diepte het groutanker geplaatst moet worden.

Invloed groepswerking

Door de groepswerking kan slechts een gedeelte van de grond worden geactiveerd. De eff. lengte van het groutlichaam wordt d' [m] genoemd.

M.b.v. de volgende formule kan d' worden bepaald:

$$d' = d - t / (4 \tan \phi)$$

Definities -----

d [m]	lengte groutlichaam
t [m]	h.o.h. afstand tussen twee groutankers
phi   graden	hoek van inwendige wrijving van het zand
	Hierbij wordt uitgegaan van de rekenwaardes.
alpha  graden	Hoek tussen loodlijn damwand en ankerstaaf

Invoer -----

d	6.0 m.	INVOER
Diameter groutlichaam	100 mm.	INVOER
Omtrek groutlichaam	0.31 m.	
t	1.26 m.	INVOER
phi	28.27 graden	INVOER
d'	5.41 m.	
alpha	35 graden	INVOER

Benodigde ankerkracht (rekenwaarde)

F_a	kN	485	INVOER
-----	----	-----	--------

Berekening -----

Omgerekend naar het mechanisme overschrijden schuifspanning

F_schuif	kN	631	Belastingfactor 1,3
----------	----	-----	---------------------

Bij geringe afstand werkt de rij ankers als een plaat

M.b.v. de schuifspanning kan de benodigde dikte van de zandlaag worden bepaald.

Benodigde dikte van de zandlaag, gerekend op midden groutlichaam:

x	m	4.00	Invoer
---	---	------	--------

Bovenzijde groutanker

a	m -NAP	16.45
hor. korrelspanning	kN/m2/m	44.04

Onderzijde groutanker

b	m -NAP	19.55
hor korrelspanning	kN/m2/m	53.66

Totale diepte groutanker, gerekend op midden groutlichaam

h	m -NAP	18.00
---	--------	-------

lengte anker totaal

l	m	34
---	---	----

lengte ankerstang

l	m	28
---	---	----

blad3

Diepliggend  
Verankeringsmassief

Datum:02-11-94  
File:groutber.WK1  
Naam:R.J.Aartsen

-----  
Wegniveau: 6 m-NAP | U-polder  
-----

Per 1,26 m wordt het evenwicht van een diepliggend verankeringsmassief berekend. De cohesie wordt niet meegerekend (positief werkend).

Wel wordt rekening gehouden met de bovenbelasting

Op het verankeringsmassief wordt de bovenbelasting niet meegenomen omdat deze het evenwicht gunstig beïnvloeden

De bovenbelasting wordt daarom alleen meegenomen bij de actieve gronddruk E1

Belastingen:

Belasting op verankeringsmassief

G1 = 746 kN

Grondgewicht verankeringsmassief

G2 = 87 kN

Actieve drukken

E1 = 191 kN

Weerstand langs diepe glijvlak

Q = Bekend in richting, niet in grootte

EIS: Minimaal benodigde ankerkracht  $F_{ben.} \geq 1,3 * F_a$

De ankerkracht  $F_a$  moet berekend zijn m.b.v. de rekenwaarden gesteld in [14]

Dus :  $F_{ben.}$  631 kN Belastingfactor 1,3

De controle wordt grafisch uitgevoerd

Wanneer de ankerkrachtvector buiten de vierhoek valt, zal het grondmassief bezwijken.

Tabel 4 : Berekening groutanker  
blad4

Datum:02-11-94  
File:groutber.WK1  
Naam:R.J.Aartsen

Wegniveau: 6 m-NAP | U-polder

Actieve zijde		Actieve zijde	
Hor. Korreldruk, actief		Hor. Korreldruk, actief	
Tot dwarskrachtenulpunt		Tot midden groutlichaam	
[kN/m]			
P1=	0.9		0.9
P2=	3.7		3.7
P3=	1.8		1.8
P4=	21.6		21.6
P5=	6.0		6.0
P6=	76.1		76.1
P7=	34.0		34.0
P8=	186.5		186.5
P9=	98.6		98.6
P10=	202.7		135.1
P11=	55.8		24.8
Totaal	687.7		589.1
Cohesie		Cohesie	
[kN/m]		[kN/m]	
	6.9		6.9
	53.1		53.1
Totaal	60.0		60.0
Waterdruk		Waterdruk	
[kN/m]		[kN/m]	
Totaal	1920.8		1548.8
Bovenlast		Bovenlast	
[kN/m]		[kN/m]	
	7.4		7.4
	12.0		12.0
	27.2		27.2
	35.2		35.2
	18.6		12.4
Totaal	100.4		94.2
FTotaal	2649 [kN/m]		2172 [kN/m]

blad 5

Algemeen Breedte  
-----

Datum:02-11-94  
File:groutber.WK1  
Naam:R.J.Aartsen  
-----

Wegniveau:

6 m-NAP | U-polder  
-----

Kranz-stabiliteit

Met het Kranz model kan de minimaal benodigde ankerkracht worden bepaald. Wanneer gebruik wordt gemaakt van de rekenwaarden uit [14], dan wordt de volgende eis gesteld:  $1,3 * F_a \leq F_{kranz}$

Met behulp van het programma Msheet kan het dwarskrachtnulpunt eenvoudig worden gevonden. Voor de grootte van de dwarskracht wordt de actieve horizontale belasting aangehouden.

Dwarskrachtnulpunt	m- NAP	20	INVOER
		Opmerking: Dit is bijna onderzijde damwand.	
Groote Dwarskracht	kN	2649	
Breedte	m	25	
Eigen gewicht G			
laag 1,2,3,4	kN	2736	
zandlaag	kN	1255	
gronddruk E1	kN	2172	

Wegniveau m.-NAP 3

Gegevens:

Ankerstaaf FeP1030

Diameter mm 20

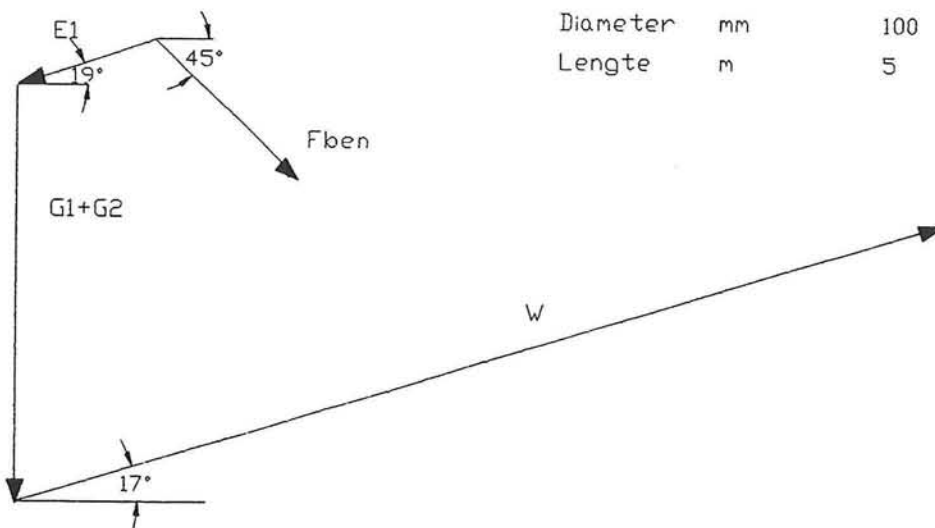
Lengte m 26

Helling graden 45

Groutlichaam

Diameter mm 100

Lengte m 5





Wegniveau m.-NAP 4

Gegevens:

Ankerstaaf FeP1030

Diameter mm 26

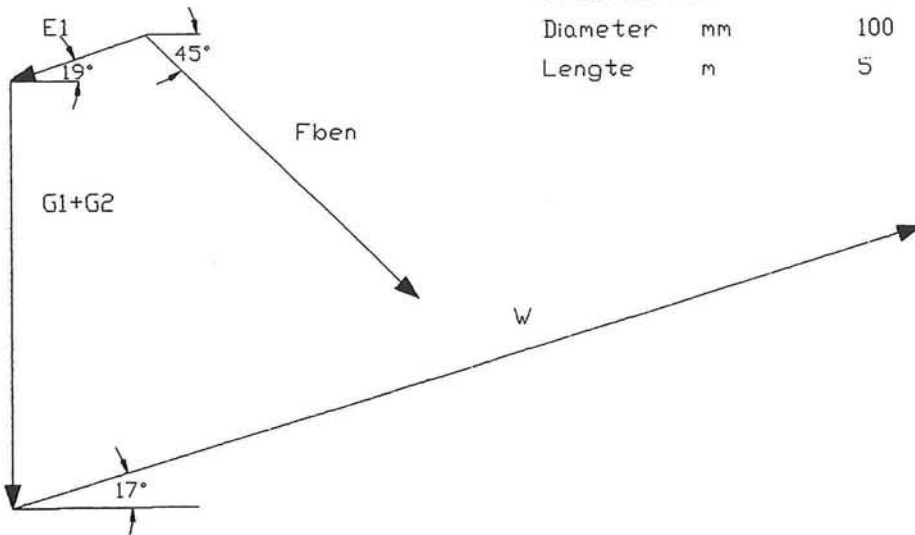
Lengte m 26

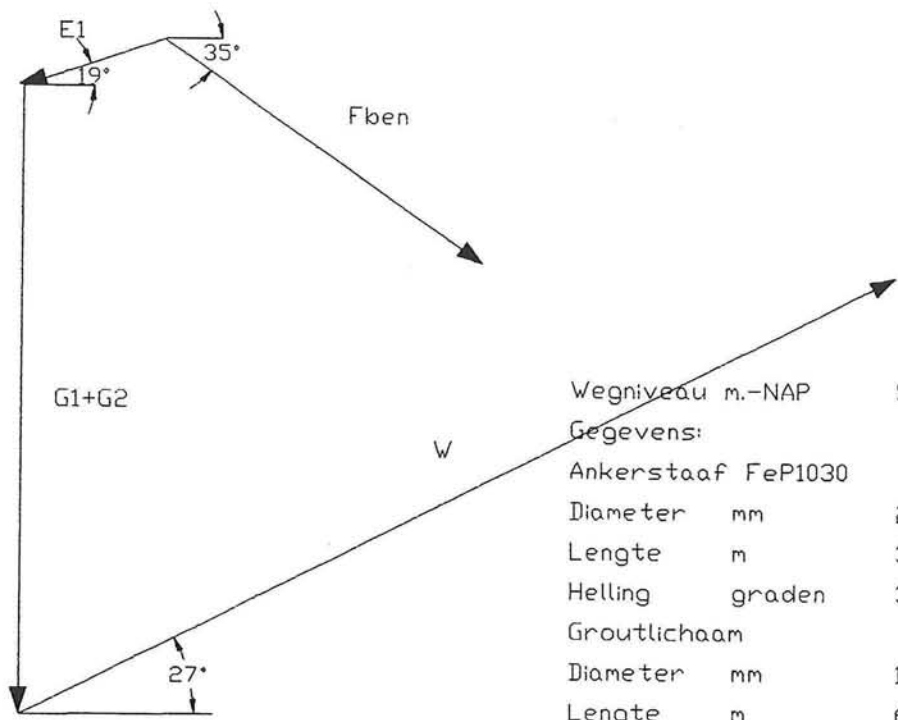
Helling graden 45

Groutlichaam

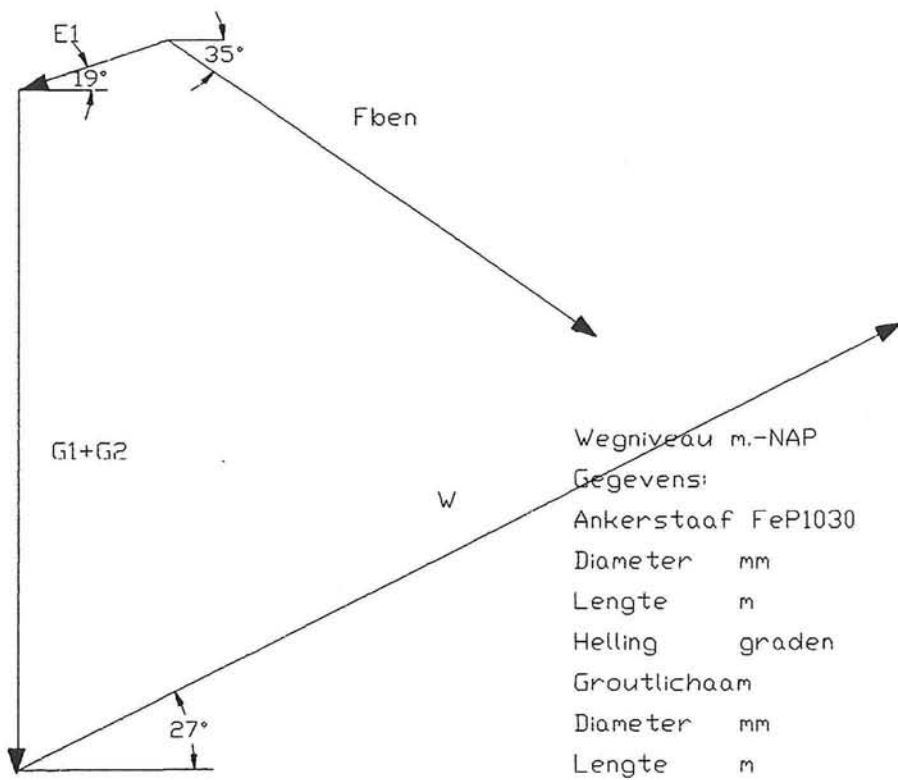
Diameter mm 100

Lengte m 5





Wegniveau m.-NAP	5
Gegevens:	
Ankerstaaf FeP1030	
Diameter mm	26
Lengte m	32
Helling graden	35
Groutlichaam	
Diameter mm	100
Lengte m	6



Wegniveau m.-NAP	6
Gegevens:	
Ankerstaaf FeP1030	
Diameter mm	32
Lengte m	34
Helling graden	35
Groutlichaam	
Diameter mm	100
Lengte m	6



---

## Bijlage X

### Dimensionering aanvullaag en L-wand

#### X.I Inleiding

Op de ballastlaag wordt aan beide zijden van de aan te leggen weg een steunberm aangebracht. Dit is de aanvullaag. Zonder deze hoeveelheid zand bestaat er boven de ballastlaag, na het trekken van de kerende damwanden, geen horizontaal evenwicht. De aanvullaag wordt ondersteund door een L-wand. Hierdoor kan het talud zo recht mogelijk worden opgezet en wordt dus het ruimtegebruik beperkt.

Deze bijlage is opgedeeld in twee gedeelten: deel A, waarin de afmetingen van de aanvullaag worden bepaald en deel B, waarin de dimensionering van de L-wand aan de orde komt. Maatgevend voor de dimensionering van zowel aanvullaag als L-wand is de bouwfase waarin de kerende damwanden zijn getrokken.

#### X.II Algemene uitgangspunten

De aanvullaag wordt geschematiseerd als een rechthoekig blok. De bovenkant van de aanvullaag wordt gelijk genomen aan het maaiveldniveau. De onderzijde wordt 0,5 m. onder de aan te leggen weg genomen. Dit is een niveau dat overeenkomt met de bovenzijde van de ballastlaag. De aanvullaag bestaat uit een verdichte hoeveelheid zand. Deze laag wordt in den droge aangebracht. De grondeigenschappen van ballast- en aanvullaag staan vermeld in tabel X.1.

grondsoort [laagnr.]	dikte [m]	$\gamma_{\text{droog}}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{\text{nat}}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi$ [graden]	$\delta^{11}$ [graden]	c [kN/m <sup>3</sup> ]
ballastlaag	afh. van wegniveau	16	17	24	0	0
aanvullaag	afh. van wegniveau	16	17	26	0	0

Tabel X.1 Rekenwaarden grondparameters

Dit zijn rekenwaarden, welke zijn berekend door gebruik te maken van de in bijlage II vermelde partiële materiaalfactoren. Voor alle duidelijkheid zijn ook de grondgegevens van de ballastlaag vermeld. De rekenwaarden worden gevonden door de representatieve waarden te delen door de bijbehorende partiële materiaalfactoren (bijlage II). In eerste instantie wordt in de dimensioneringsberekeningen voor zowel aanvullaag als ballastlaag uitgegaan van homogene grondpakketten.

---

<sup>11</sup> Maatgevend is de bouwfase, waarbij de kerende damwanden getrokken zijn. In de berekeningen wordt daarom gerekend met een wandwrijvingshoek met een waarde nul. We hebben immers alleen te maken met het contactvlak grond - grond.

---

Voor de belastingen kan, omdat we spreken van een geotechnische constructie (niet zijnde een fundering), voor zowel bouw- als gebruiksfase een partiële belastingfactor worden toegepast van 1,0 (zie 5.2.3, NEN 6702).

---

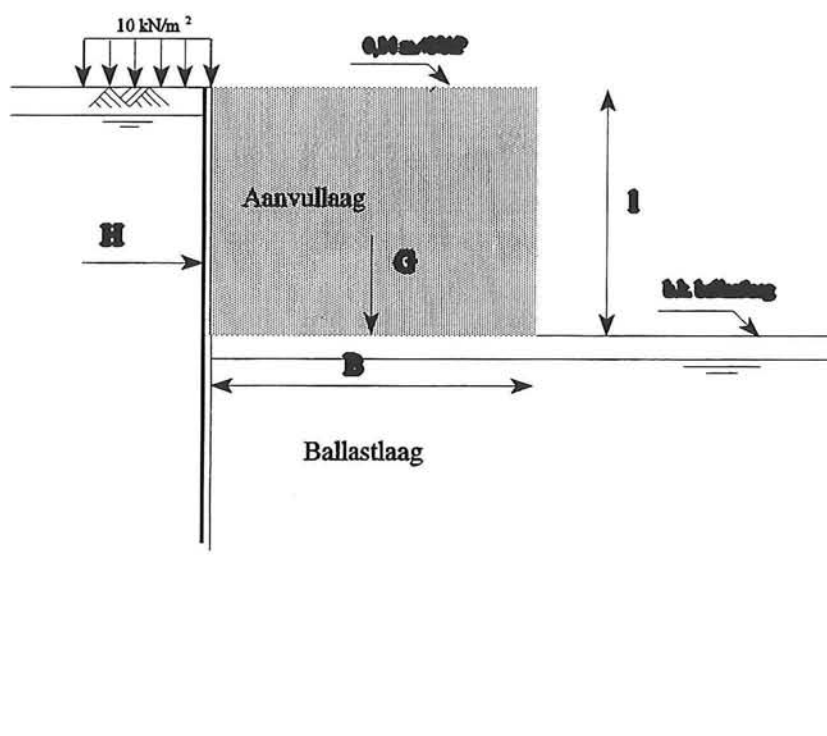
## Deel A; de aanvullaag

Bij de dimensionering van de aanvullaag worden een aantal bezwijkcontroles uitgevoerd:

- Controle horizontale evenwicht: Hieruit wordt de totaal benodigde breedte B van de aanvullaag verkregen.
- Controle momentenevenwicht: Met de breedte B (uit horizontale evenwicht) kan worden gecontroleerd of de aanvullaag gaat kantelen t.g.v. de horizontale grond-drukken.
- Controle van het draagvermogen van de ondergrond m.b.v de methode Brinch-Hansen.
- Controle stabiliteit m.b.v. rechte glijvlakken.

### X.2. Controle horizontale evenwicht

De controle van het horizontale evenwicht wordt uitgevoerd om de benodigde breedte van de aanvullaag te bepalen. In de uitgangssituatie, waarin de tijdelijke damwanden zijn getrokken, wordt de aanvullaag belast door een actieve horizontale gronddruk. Deze horizontale kracht moet worden opgenomen door het gewicht van een voldoende brede aanvullaag.



**Figuur X.1** Horizontaal evenwicht

De evenwichtsvergelijking ziet er als volgt uit:

$$H \leq B I \gamma_d \tan(\phi_d)$$

Hierin is

H = de horizontale (actieve) grondbelasting.

B = de benodigde breedte van de berm.

$l$  = de dikte van de aanvullaag

$\phi_d$  is de rekenwaarde van de hoek van inwendige wrijving van de aanvullaag.

$\gamma_d$  de rekenwaarde van het volumieke gewicht van de grond (aanvullaag).

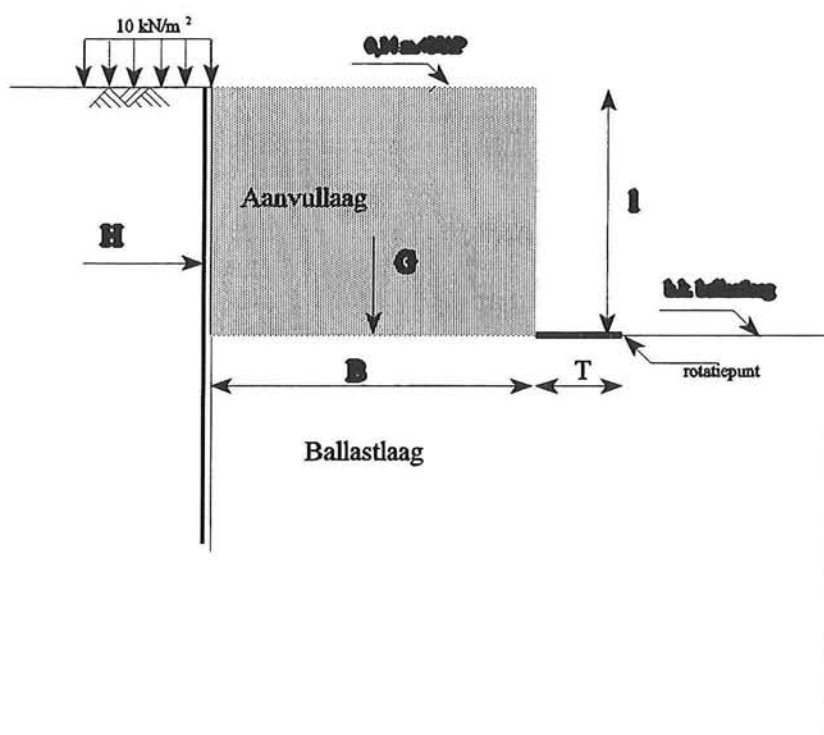
Dit resulteert in een minimaal benodigde breedte  $B$  voor de verschillende aanlegdiepten (tabel X.2). De berekening kan worden gevonden in de 123-tabel "Berekening L-wand" aan het eind van deze bijlage.

wegniveau [m.-NAP]	3 m.	4 m.	5 m.	6 m.
H [kN/m]	84	132	194	268
Benodigde bermbreedte [m]	3,1	3,8	4,5	5,3

Tabel X.2 Controle Horizontaal evenwicht

### X.3 Controle momentenevenwicht

Momentenevenwicht bestaat, wanneer de aanvullaag niet kan roteren onder de heersende belastingen. Uitgangspunt is de aanvullaag met de in bijlage X.2 berekende breedte  $B$ . De belastingen bestaan uit een actieve horizontale gronddruk en het grondgewicht van de aanvullaag. De horizontale krachten kunnen zo groot zijn, dat de aanvullaag gaat kantelen. Om dit te voorkomen wordt de aanvullaag breder gemaakt. De extra benodigde breedte wordt  $T$  [in m.] genoemd.



Figuur X.2 Momentenevenwicht.

De evenwichtseis ziet er als volgt uit:

### X.4 Indicatieve kostenvergelijking



$$M \leq B I \gamma_d \left( \frac{1}{2} B + T \right)$$

Omgeschreven kan de teenbreedte T worden bepaald met de volgende formule:

$$T \geq \frac{M - \frac{1}{2} b^2 I \gamma_d}{B I \gamma_d}$$

Een negatieve teenlengte houdt in dat het mechanisme verlies van momentenevenwicht niet maatgevend is (tabel X.3). De minimaal benodigde teenlengte is voor de verschillende aanlegdieptes berekend in de 123-tabel "Berekening L-wand" welke kan worden gevonden aan het eind van deze bijlage.

wegniveau [m.-NAP]	3 m.	4 m.	5 m.	6 m.
Moment [kNm/m]	105	212	374	634
Teenlengte [m]	< 0	< 0	< 0	< 0

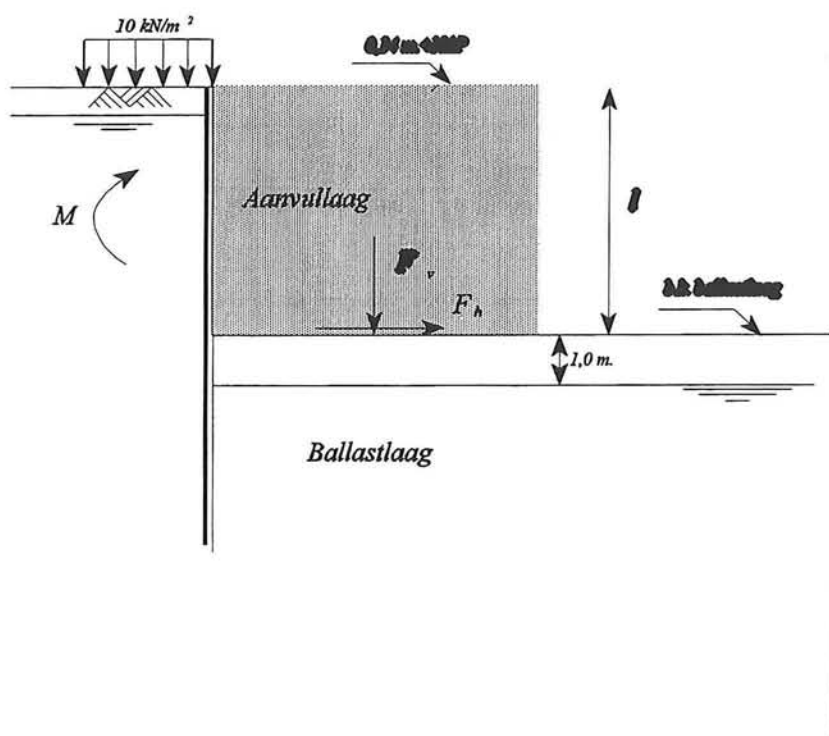
**Tabel X.3** Controle momentenevenwicht

**Conclusie:**

Bij alle beschouwde wegniveaus blijkt dat het momentenevenwicht niet maatgevend is.

#### X.4 Controle draagvermogen ondergrond m.b.v. de methode Brinch-Hansen.

De controle van het verticaal draagvermogen wordt uitgevoerd om te bekijken of de berekende breedte  $B$  (zoals berekend in bijlage X.2) voldoende is om bezwijken van de grond te voorkomen. In geval van bezwijken zal de grond afglijden langs een circelvormig glijvlak.



**Figuur X.3** Draagvermogen ondergrond

Voor de berekening wordt de berekeningswijze uit NEN 6744 gevolgd. Bij de berekening van het maximale draagvermogen wordt daarom uitgegaan van het effectieve funderingsoppervlak (5.2.1. NEN 6744). Op het funderingsoppervlak werken drie belastingcomponenten, namelijk een uitwendig moment, een verticale en een horizontale belasting. Voor een centrisch aangrijpende belasting is het effectieve funderingsoppervlak gelijk aan het totale oppervlak. In dit ontwerp is door de aanwezigheid van een moment het effectieve oppervlakte kleiner dan het reeds berekende oppervlak. Het middelpunt wordt vastgesteld als het snijpunt van de verticale belastingcomponent  $F_v$  met de onderkant van het funderingselement. Het moment  $M$  wordt hiertoe als een excentrisch aangrijpende belasting in rekening gebracht.

$$M = x F_v$$

$$B_{ef} = B - 2x$$

$$L_{ef} = L$$

Het effectieve funderingsoppervlak  $A'$  wordt dan volgens NEN 6744 bepaald met de volgende formule:

$$A' = B' l'$$

Hierin is  $A'$  het effectieve funderingsoppervlak in  $m^2$   
 $B'$  is de effectieve breedte van het funderingsoppervlak in m.  
 $l'$  is de effectieve lengte van het funderingsoppervlak in m.

Nadat de effectieve afmetingen zijn bepaald, kan de eigenlijke controle van het draagvermogen beginnen. Basis voor de draagkrachtberekening is de eis dat de belasting op het funderingsoppervlak kleiner is dan de maximaal mogelijke funderingsdruk.

$$F_{r,v,d} \leq F_v$$

Met

$F_{r,v,d}$  de rekenwaarde van de verticale component van het draagvermogen.  
 $F_v$  de verticale belastingcomponent in kN.

De kracht  $F_{r,v,d}$  wordt omgerekend naar de funderingsdruk  $\sigma_{\max,d}$

$$\sigma_{\max,d} = \frac{F_{r,v,d}}{A'}$$

Hierin is

$\sigma_{\max,d}$  = de rekenwaarde van de funderingsdruk op het effectieve funderingsoppervlakte in  $N/m^2$ .

De funderingsdruk wordt bepaald m.b.v. de volgende formule:

$$\sigma_{\max,d} = c_{e,d} N_c s_c i_c + \sigma_{v,z,o,d} N_q s_q i_q + 0,5 \gamma_{e,d} B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

Hierin is

$c'_{e,d}$  = de rekenwaarde van de cohesie in  $N/m^2$ .

$\sigma'_{v,z,o,d}$  = de rekenwaarde van de oorspronkelijke verticale korrelspanning op het aanlegniveau in  $N/m^2$ .

$\gamma'_{e,d}$  = de rekenwaarde van het effectieve volumieke gewicht van de grond onder het aanlegniveau.

$B'$  = de breedte van het effectieve funderingsoppervlak.

De overige parameters worden hieronder besproken:

$N_c$ ,  $N_q$  en  $N_\gamma$  zijn de zogenoemde draagkrachtfactoren welke kunnen worden weergegeven met de volgende vergelijkingen:

$$N_c = (N_g - 1) \cot \phi_{e,d}$$

$$N_g = e^{\pi \tan \phi_{e,d}} \tan^2 (45 + 0,5 \phi_{e,d})$$

$$N_Y = 2 (N_Y - 1) \tan \phi_{e,d}$$

Hierin is

$\phi_{e,d}$  = de rekenwaarde van de inwendige wrijvingshoek.

$S_c$ ,  $s_q$  en  $s_Y$  zijn vormfactoren, welke worden gedefinieerd door de volgende vergelijkingen:

$$s_c = \frac{s_q N_g - 1}{N_g - 1}$$

$$s_q = 1 + \left( \frac{B'}{L'} \right) \sin \phi_{e,d}$$

$$s_Y = 1 - 0,3 \left( \frac{B'}{L'} \right)$$

$I_c$ ,  $i_q$  en  $i_Y$  zijn factoren voor de helling van de belasting. Deze factoren zijn op de volgende manier gedefinieerd:

$$i_c = \frac{i_q N_g - 1}{N_g - 1}$$

$$i_q = \left( 1 - \frac{0,75 F_{s,h,d}}{F_{s,v,d} + A' c_{e,d} \cot \phi_{e,d}} \right)^3$$

$$i_Y = \left( 1 - \frac{F_{s,h,d}}{F_{s,v,d} + A' c_{e,d} \cot \phi_{e,d}} \right)^3$$

De draagkrachtberekening is gemaakt m.b.v. een spreadsheetmodel welke kan worden gevonden in de 123-tabel "Berekening L-wand" aan het eind van deze bijlage. Het blijkt dat bezwijken van het draagvermogen van de ondergrond het maatgevende mechanisme is bij de dimensionering van de aanvullaag. De benodigde breedte is echter zo groot, dat een nauwkeurigere schematisatie noodzakelijk is. Deze wordt bereikt door de effecten van een gelaagde bodemopbouw mee te nemen.  $\phi_d$  en  $\gamma_d$  worden hierdoor kleiner. Dit resulteert in een kleinere, maar nog steeds maatgevende aanlegbreedte B. De definitief aangehouden breedtes kunnen worden gevonden in tabel X.4.

wegniveau [m.-NAP]	3 m.	4 m.	5 m.	6 m.
Max. toegestane grond- druk [kN/m <sup>2</sup> ]	71,2	86,0	100,1	125,1
Max. toegestane funde- ringskracht $F_{r,v,d}$ [kN/m]	422	625	805	1166
Verticale belasting $F_v$ [kN]	366	574	784	1077
ondergrond:	23	24	24	24
gewogen $\phi$ [graden]	18	18	18	18
gewogen $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]				
Resultaat:				
Benodigde breedte aan- vullaag [m]	6,5	8,0	9,0	10,5

**Tabel X.4** Controle draagkracht ondergrond

---

## Deel B; de L-wand

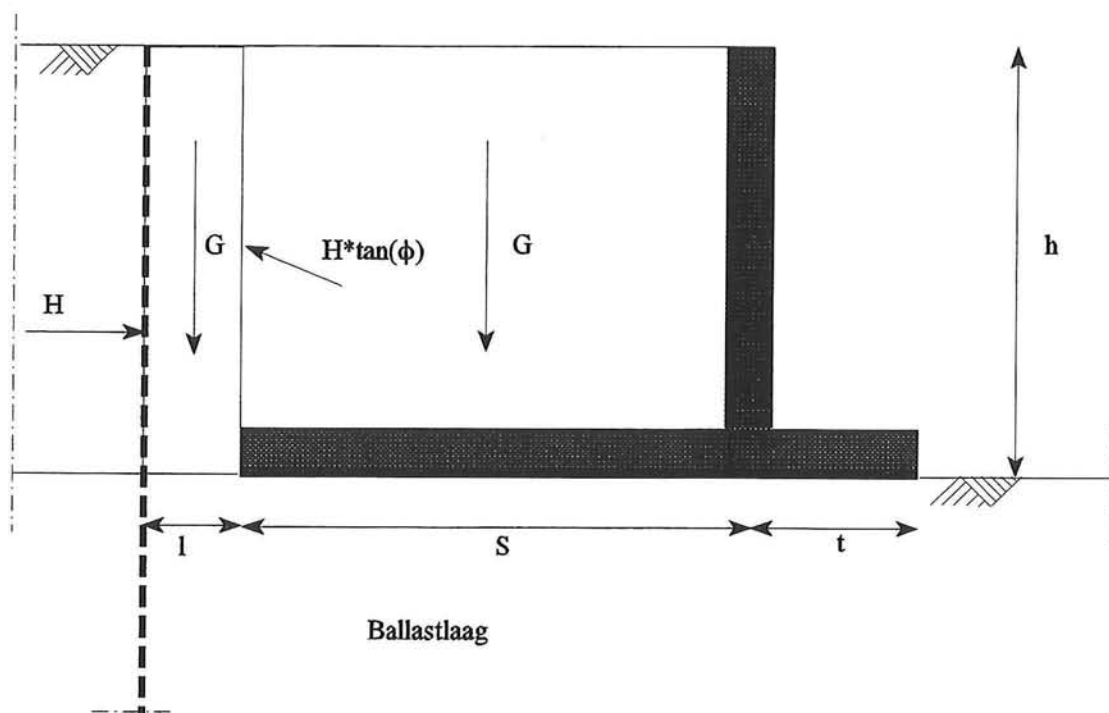
De aanvullaag wordt ondersteund door een betonnen L-wand. Hierdoor kan het talud zo steil mogelijk worden opgezet en daarmee het ruimtegebruik worden beperkt. De voetplaat wordt zodanig verdiept aangelegd, dat de bovenzijde van de voetplaat gelijk ligt aan het niveau van de bovenkant ballastlaag. Dit betekent dat de teenlengte niet ten koste gaat van de nuttige breedte.

### Uitgangspunten

Voor de betonkwaliteit wordt B35 aangehouden. Omdat rekening moet worden gehouden met aanslag van dooizouten, wordt milieuklasse 3 aangehouden. De kwaliteit van het wapeningsstaal is FeB 500.

## X.5 Dimensionering lengte voetplaat

Uitgangspunt zijn de in tabel X.5 weergegeven aanlegbreedtes. De voetplaat hoeft echter niet over de gehele lengte te worden aangelegd. Het gedeelte waarover de voetplaat kan worden weggelaten, wordt de breedte  $l$  genoemd. Deze wordt zodanig bepaald, dat het gewicht  $G$  van de bovenliggende laag d.m.v. wrijving in het achtervlak kan worden opgenomen.



**Figuur X.4** Dimensionering breedte plaat.

De wrijvingskracht werkt onder een hoek  $\phi$  en heeft een grootte gelijk aan de actieve grondbelasting. Geeist wordt, dat voldaan wordt aan:

$$G < H \tan \phi$$

---

Om- en uitgeschreven kan de breedte  $l$  worden berekend m.b.v. de volgende formule (tabel X.5):

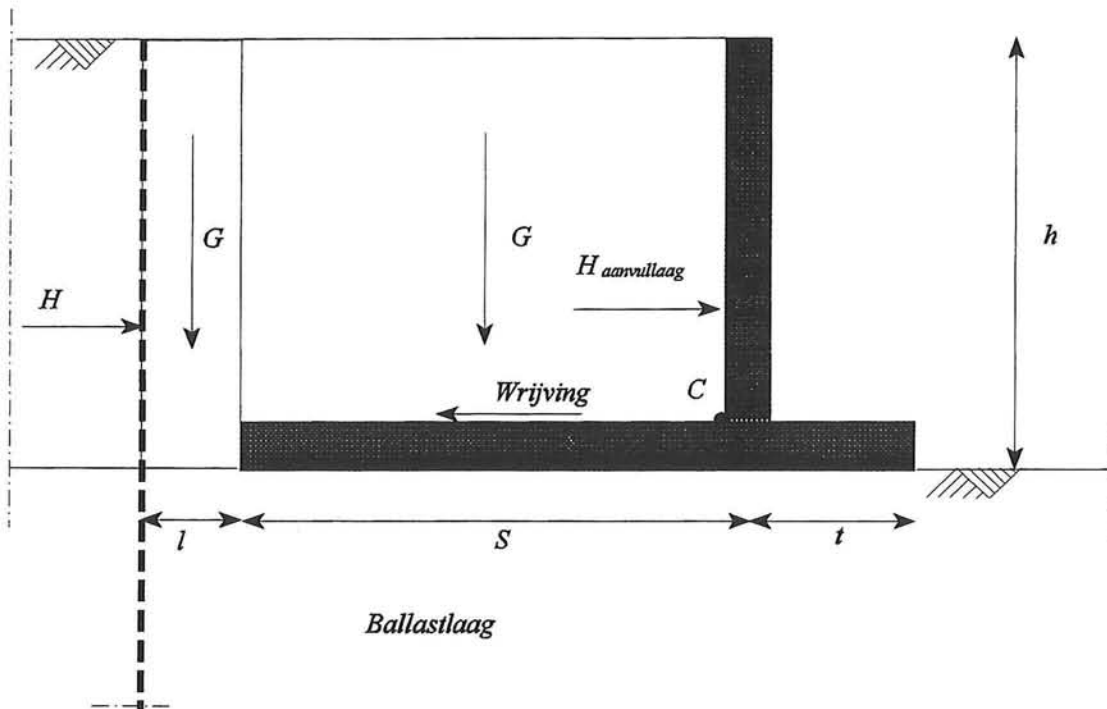
$$l \geq \frac{H \tan \phi}{\gamma_d h}$$

wegniveau [m.-NAP]	3 m.	4 m.	5 m.	6 m.
H [kN/m]	84	132	194	268
lengte $l$ [m]	0,7	0,9	1,1	1,3

**Tabel X.5** Bepaling lengte  $l$

## X.6 Dimensionering benodigde wanddikte

Voor het bepalen van de benodigde wanddikte is het in eerste instantie niet duidelijk wat de maatgevende momenten zijn. De momenten ten gevolge van de gronddruk direct achter de wand zijn vergeleken met de momenten resulterend uit de drukkunnen direct achter het verticale foliegedeelte (figuur X.5). Deze laatste vermelde momenten kunnen zich echter niet onverminderd voortzetten tot op de L-wand. Daarom is de druk achter het folie verminderd met de wrijving van het grondmassief boven de voetplaat. Het moment t.g.v. de gronddrukken direct achter de l-wand bleek voor alle wegniveaus maatgevend te zijn.



Figuur X.5 dimensionering wand.

M.b.v. het maatgevende moment en dwarskracht kunnen de dwarsafmetingen van de wand worden bepaald. De wanddikte is zo gekozen, dat in de maatgevende doorsnede geen dwarskrachtwapening nodig is. Hiertoe moet de rekenwaarde van de schuifspanning (belastingfactor 1,2)

$$\tau_d = H_{aanvullaag} / A$$

kleiner zijn dan de uiterst opneembare schuifspanning  $\tau_{u-min}$ . Om uitvoeringstechnische redenen is een min. wanddikte van 150 mm. aangehouden.

Het benodigde staaloppervlak  $A_s$  wordt bepaald m.b.v. de rekenwaarde van het maximale moment  $M_d$ . In de formule is  $z$  de inwendige hefboomsarm en  $f_s$  de rekenwaarde van de vloeispanning van het staal.



$$A_s = \frac{M_d}{z \cdot f_s}$$

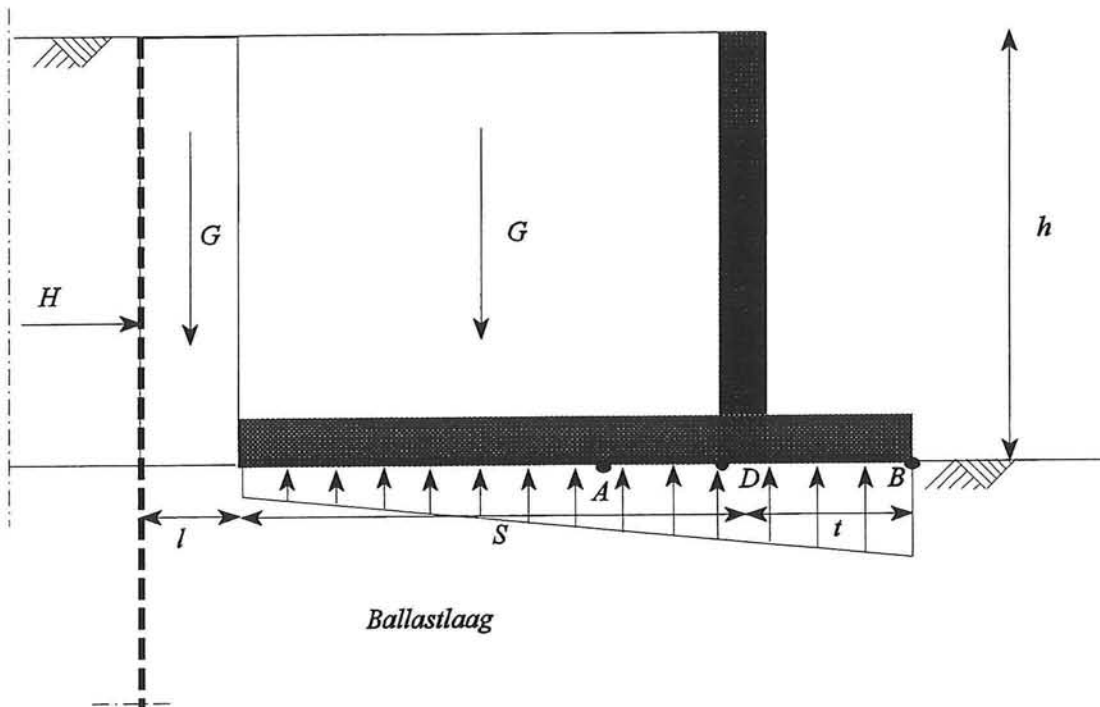
De gemaakte berekeningen kunnen worden gevonden aan het eind van deze bijlage. In tabel X.6 worden de gevonden resultaten overzichtelijk weergegeven.

wegniveau [m.-NAP]	3 m.	4 m.	5 m.	6 m.
Moment C [kNm/m]	42	88	157	256
H <sub>aanvullaag</sub> [kN/m]	35	57	84	116
max. dikte wand [m]	0,15	0,2	0,25	0,3
min dikte wand [m]	0,15	0,15	0,2	0,2

Tabel X.6 Bepaling wanddikte

### X.7 Dimensionering voetplaat

De dimensionering begint met het bepalen van de teenlengte. Deze wordt bepaald aan de hand van de gronddrukverdeling onder de voetplaat. Geeist wordt dat de maximale



Figuur X.6 Dimensionering voetplaat.

grondspanning kleiner is dan de maximaal toelaatbare grondspanning. De max. grondspan-

ning is berekend m.b.v. het draagkrachtcriterium van Brinch- Hansen (zie berekening aanvullaag). Boven de teen ligt in dat geval ook grond. De berekening is daarom te veilig. Daarom wordt bij de voetplaatdimensionering geen rekening gehouden met een bovenbelasting op de steunberm.

$$Grondsp_{max} \leq Grondsp_{toegestaan}$$

De gronddrukverdeling wordt bepaald aan de hand van het moment en dwarskracht in A. Het moment in A wordt bepaald door de horizontale gronddruk direct achter de wand en door het gewicht van de bovenliggende grond (op S en I). Dit grondgewicht bepaalt ook de grootte van de dwarskracht. De resultante van de krachten valt binnen de kern, waardoor gerekend mag worden met

$$\frac{F}{A} \pm \frac{M}{W} = \sigma_{grond}$$

Uit het gronddrukdiagram kunnen eenvoudig de momenten en dwarskrachten in de maatgevende doorsneden worden bepaald. Opgemerkt moet worden dat de voetplaat enigszins is overgedimensioneerd. Enige zettingen van de ballastlaag kunnen op deze manier worden opgevangen. De minimum afmetingen worden bepaald door de benodigde betondekking en de maximum diameter van de wapeningsstaven.

wegniveau [m.-NAP]	3 m.	4 m.	5 m.	6 m.
Max. grondspanning [kN/m <sup>2</sup> ]	69,0	86,1	99,6	121,8
Toegestane grondspanning [kN/m <sup>2</sup> ]	71,2	86,2	100,1	127,0
Moment B [kNm/m]	19	11	28	60
Teenlengte [m]	0,75	0,50	0,75	1,0
max.dikte [m]	0,25	0,25	0,3	0,4
min.dikte [m]	0,2	0,2	0,2	0,25

**Tabel X.7** Bepaling teenlengte

Voor de dwarsdoorsnede van de teen zijn de afmetingen aangehouden, als gebruikt voor de voetplaat.

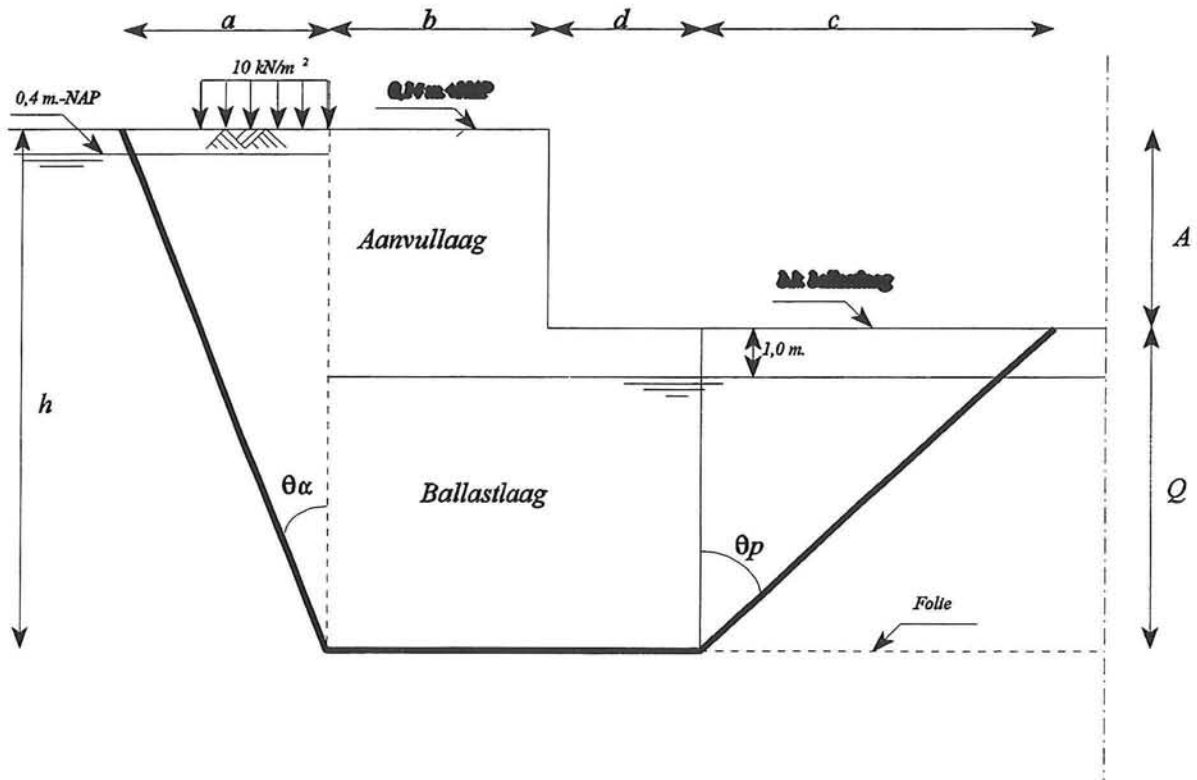
---

wegniveau [m.-NAP]	3 m.	4 m.	5 m.	6 m.
Moment D [kNm/m]	162	198	255	519
Dwarskracht D [kN/m]	64	25	74	120
afmetingen				
max. dikte [m]	0,25	0,25	0,3	0,4
min. dikte [m]	0,2	0,2	0,2	0,25

**Tabel X.8** bepaling vloerlengte

## X.8 Controle stabiliteit

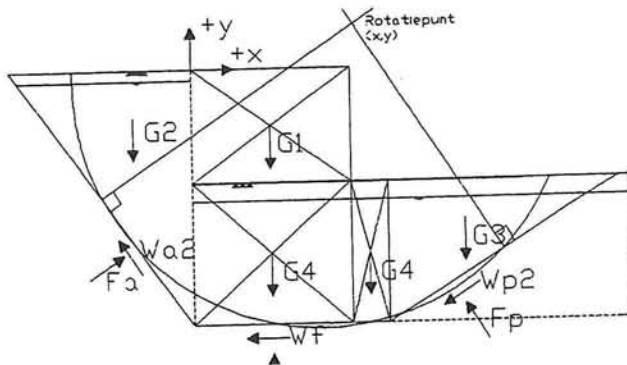
Met behulp van rechte glijvlakken wordt een stabiliteitsberekening gemaakt. Ook hier gaat het om de bouwfase waarin de tijdelijke damwanden zijn getrokken. Het gebruik van rechte glijvlakken is gerechtvaardigd, omdat gerekend wordt met een wandwrijvingshoek  $\delta$  van 0 graden. Het gaat hier immers om het controlevlak grond-grond. Het glijvlak loopt recht onder een hoek  $\phi_A$  (aanname :  $\phi_A = 45 - \phi/2$ ) met de verticaal naar het horizontale foliegedeelte



**Figuur X.7** Schematisatie glijvlak over folie.

(figuur X.7). Het glijvlak volgt dan over een bepaalde afstand ( $b+d$ ) het horizontale folie. Op het folievlak maakt de opwaartse waterdruk immers evenwicht (veiligheid 1,1) met het gewicht van de ballastlaag, waardoor de korrelspanningen bijna 0 zijn. Dit betekent dat de wrijving over het folie verwaarloosbaar is. Onder de aanvullaag (gedeelte  $b$ ) wordt wel met een kleine wrijvingskracht gerekend. Deze wordt volledig geactiveerd door het eigen gewicht van de aanvullaag. Ook hier wordt echter gerekend met een recht glijvlak en dus met een wandwrijvingshoek van 0 graden. Dit is gerechtvaardigd, omdat het folie slechts een kleine hoek van inwendige wrijving heeft. Voor de hoek van inwendige wrijving van het folie wordt 10 graden aangehouden [gegevens Bouwdienst Rijkswaterstaat]. Na een afstand ( $b+d$ ) loopt het glijvlak onder een hoek  $\phi_p$  (aanname :  $\phi = 45 + \phi/2$ ) met de verticaal naar de bovenzijde van de ballastlaag. Deze glij"circel" wordt gecontroleerd op horizontaal, verticaal en momentenevenwicht. Gecontroleerd worden dus in feite de dikte van de ballastlaag en de breedte  $b$  van de aanvullaag.

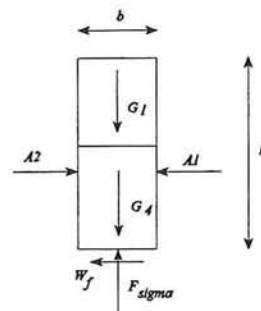
De stabiliteitsberekening kan worden gevonden in de Exel-tabel "Stabiliteit" aan het eind van deze bijlage. Een toelichting hierop kan in deze bijlage worden gevonden.



**Figuur X.8** Overzicht Controle stabiliteit.

De glij"circel" is opgedeeld in drie gedeelten. Een actief gedeelte met een grondgewicht  $G_2$ , een passief gedeelte met grondgewicht  $G_3$  en een gedeelte waarvan niet onmiddellijk kan worden gezegd of het mee- of tegenwerkend is. Dit gedeelte bestaat uit  $G_1$ , het grondgewicht van de aanvullaag en  $G_2$ , het grondgewicht van de ballastlaag. Op het laatst genoemde gedeelte werken de volgende krachten (figuur X.9):

- De verticale krachten  $G_1$  en  $G_4$ .
- De verticale reactiekracht  $F_{\text{sigma}}$
- De weerstand  $W_f$  langs het folie.
- De horizontale contactkrachten  $A_1$  en  $A_2$ .



**Figuur X.9** Schematisatie gedeelte boven folie.

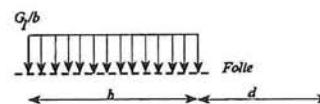
De horizontale diepteligging van het folie is gebaseerd op het verticale evenwicht van de ballastlaag en de opwaartse waterdruk onder het folie. Bij beschouwing van het verticale evenwicht kan daarom worden geconcludeerd dat:  $F_{\text{sigma}} = G_1$

Bewust is gekozen voor verticaal evenwicht, waardoor de contactkrachten  $A_1$  en  $A_2$  geen rol spelen.

De wrijvingskracht  $W_f$  wordt gedefinieerd als:

$$W_f = (b+d) \cdot (c + (\sigma_k \tan \phi))$$

Hier is  $\sigma_k$  de korrelspanning onder het folie en  $\phi$  de hoek van inwendige wrijving van het folie (=10 graden). Deze wordt



**Figuur X.10** Korrelspanning op folieniveau.

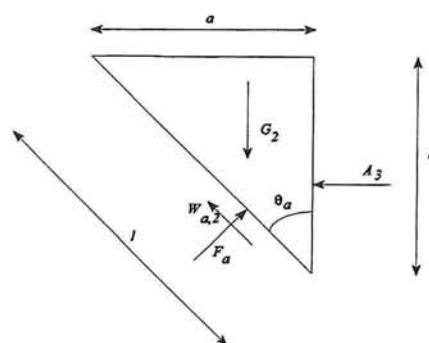
zoals gezegd enkel bepaald door het gewicht  $G_1$  van de aanvullaag. Aangenomen wordt, dat enkel onder de aanvullaag (afstand  $b$ ) de korrelspanning ongelijk aan 0 is. Dit betekent dat belastingspreiding is verwaarloosd. Gerekend is dan ook met een blokspanning (figuur X.10) ter grootte van  $G_1/b$ . Dit betekent:

$$W_f = G_1 \tan \phi.$$

Verder betekent dit dat  $W_f$  alleen werkt over een afstand  $b$ .

Op het actieve gedeelte werken de volgende krachten (figuur X.11):

- Het verticaal werkende grondgewicht  $G_2$ . Onder de grondwaterstand (0,4 m- NAP) is deze onderhevig aan een opwaarts werkende waterdruk. Voor het volumieke gewicht van de grond wordt een gemiddelde waarde aangehouden. Dit geldt ook voor de hoek van inwendige wrijving. De grond wordt dus als homogeen beschouwd.
- De contactdruk  $A_3$ .
- De normaal op het glijvlak  $F_a$
- De wrijvingskracht langs het glijvlak  $W_{a,2}$ .



Figuur X.11 Schematisatie actieve gedeelte.

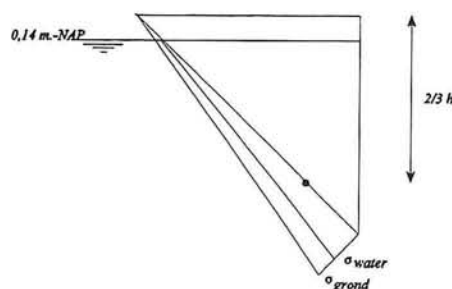
De wrijvingskracht wordt gedefinieerd als:

$$W_{a,2} = (c + (\sigma_k \tan \phi)) * l$$

De cohesie  $c$  wordt in deze stabiliteitsberekening verwaarloosd. Op het glijvlak met lengte  $l$  heeft de grondspanning  $\sigma_{gr}$  een driehoekig verloop (zie figuur X.12). Ook voor de waterdruk  $\sigma_{water}$  geldt dit. Uit figuur X.11 kan vervolgens de korrelspanning worden bepaald. Gerekend wordt echter met het effectieve grondgewicht  $G_1$ , waarin de waterdruk reeds is meegenomen. De maximale korrelspanning is dan

$$\sigma_{max} = 2 \frac{F_a}{l}$$

Aangenomen wordt, dat zowel de reactiekracht  $F_a$  als de wrijvingskracht  $W_{a,2}$  aangrijpen op  $2/3 h$  vanaf het maaiveld. Voor  $W_{a,2}$  wordt dan gerekend met een korrelspanning met een grootte van



Figuur X.11 Verloop korrelspanningen op actieve gedeelte.

$$\sigma_k = \frac{4F_a}{3l}$$

Dit resulteert voor de wrijvingskracht vervolgens in

$$W_{A2} = 4/3 F_n * \tan \phi$$

Door het verticaal evenwicht te beschouwen van deze grondmoot kan vervolgens de reactiekracht  $F_a$  worden bepaald.

$$F_a \sin \phi_a + W_{A,2} \cos \phi_a = G_2$$

Gevonden wordt nu:

$$F_a = \frac{G_2}{\sin \phi_a + 4/3 \tan \phi \cos \phi_a}$$

Voor het passieve gedeelte wordt dezelfde aanpak gevolgd.

Op de grondmoot werken de volgende krachten:

- Het droge grondgewicht  $G_3$ . In de foliekuip ligt de grondwaterstand 1 m onder de bovenzijde van de ballastlaag.
- De contactdruk  $A_4$
- De normaal op het glijvlak  $F_p$ .
- De wrijvingskracht langs het glijvlak  $W_{\phi,2}$ .

Voor  $W_{\phi,2}$  kan worden gevonden:

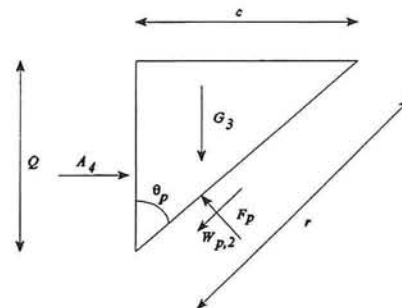
$$W_{\phi,2} = 4/3 F_p \tan \phi$$

Verticaal evenwicht geeft de volgende vergelijking;

$$F_p \sin \phi_p - W_{\phi,2} \cos \phi_p = G_3$$

Hieruit kan worden opgelost:

$$F_p = \frac{G_3}{\sin \phi_p - 4/3 \tan \phi \cos \phi_p}$$



**Figuur X.12** Schematisatie passieve gedeelte.

Door nu het horizontale evenwicht te beschouwen van het gehele glijvlak kan worden gecontroleerd of de wrijving over het horizontale foliegedeelte voldoende groot is. M.a.w. wordt onderzocht of de aanvullaag voldoende breedte heeft. De berekening is uitgevoerd voor

een wegniveau van 6 m.- NAP en voor een niveau van 3 m.- NAP. Aangenomen kan worden dat dit grensgevallen zijn. De tussenliggende wegniveaus worden daarom niet gecontroleerd. Het blijkt dat aan horizontaal evenwicht in beide onderzochte gevallen wordt voldaan. De wrijvingskracht over het folie is in beide gevallen niet noodzakelijk. Dit betekent dat het stabiliteitsmechanisme niet maatgevend is voor de benodigde breedte van de aanvullaag.

Ter controle wordt ook het verticale evenwicht berekend. Doordat de afzonderlijke krachten op de drie grondgedeelten met behulp van lokaal verticaal evenwicht zijn gevonden, moet aan het totaal verticaal evenwicht zonder meer worden voldaan. Dit is voor beide onderzochte wegniveaus het geval.

Het glijvlak moet ten slotte voldoen aan momentenevenwicht (figuur X.8). De ligging van het rotatiepunt van de glijcirkel is in eerste instantie onbekend. Aangenomen wordt dat dit het snijpunt is van

- de normaal op het actieve glijvlak. Deze lijn snijdt het actieve glijvlak in het midden (op  $1/2 l$ ).
- de normaal op het passieve glijvlak. Deze lijn snijdt het passieve glijvlak in het midden (op  $1/2 r$ ).

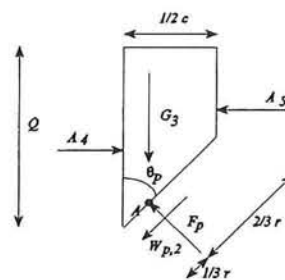
In werkelijkheid zal het rotatiepunt iets hoger liggen. Het blijkt dat hierdoor de veiligheid op afschuiven groter wordt. De lengte  $d$  van het horizontale glijvlak is na berekening van het horizontale evenwicht onbekend gebleven. In principe is de lengte  $d$  dan ook onbeperkt. Alleen de eis van momentenevenwicht kan hierin verandering brengen.

Begonnen is met een glijvlakberekening met  $d = 0$ . Bij beide berekende wegniveaus wordt hieraan voldaan. Ook voor grotere lengtes  $d$  wordt hieraan voldaan. De bezwijkveiligheid neemt echter af bij een toename van  $d$ .

Door de symmetrie van de U-polder ontstaan aan beide zijde dezelfde glijvlakken. Bij grote waarden van  $d$  beïnvloeden de passieve gedeelten elkaar. In dit geval moet een reductie worden aangebracht op de passieve weerstand. Maatgevende situatie is de maximaal berekende nuttige wegbreedte. Deze is 30 m. Voor  $d$  betekent dit een (maximum) waarde van 11 m. voor een wegniveau van 3 m. en een waarde van 8,5 m. voor een wegniveau van 6 m. NAP.

Het passieve glijvlak ziet er in het maatgevende geval uit volgens figuur X.13.

Aangenomen wordt dat  $W_{p,2}$  en  $F_p$  in punt A aangrijpen.



Figuur X.13 Passieve gedeelte bij beïnvloeding.

De totale passieve weerstand wordt door de wederzijdse beïnvloeding duidelijk kleiner. Toch komt bij de berekende breedtes het evenwicht niet in gevaar. Ook bij nog grotere breedtes (tot 60 m.) is dit voor beide wegniveaus niet het geval. Bezwijken volgens het beschouwde glijvlak treedt dan ook niet op.



---

## Conclusie

Bezwijken volgens het in figuur X.8 weergegeven glijvlak treedt bij alle beschouwde weg-  
veaus niet op.

blad 1 Berekening I-wand  
Algemene gegevens

Datum:02-11-94  
File:I.wand.WK1  
Naam:R.J.Aartsen

Wegniveau: 3 m-NAP | U-polder

laagnr.	dikte [m]	v.g. droog [kN/m3]	v.g. nat [kN/m3]	phi [graden]	delta [graden]	cohesie [kN/m2]	Labda act.
1:	1.64	15.5	16.4	23.9	0.0	0.0	0.37
2:	2.00	12.7	13.6	17.4	0.0	1.3	0.48
3:	2.50	16.4	18.2	26.1	0.0	0.0	0.34
4:	8.00	14.6	15.5	19.6	0.0	3.3	0.44
5:	> 20 m.	16.4	18.2	28.3	0.0	0.0	0.31
							Labda pass.
ballast		16.4	17.3	23.9	0.0	0.0	3.21
aanvullaag	3.64	15.5	17.3	26.1	0.0	0.0	3.64

T.o.v. NAP	Actief			
	Horizontale korreldruk [kN/m2]	Cohesie [kN/m2]	Bovenlast [kN/m2]	Waterdruk [kN/m2]
0.14	0.0	0.0	3.7	0.0
-0.4	3.1	0.0	3.7	0.0
-1.5	5.7	0.0	3.7	11.0
-1.5	7.4	1.8	4.8	11.0
-3.5	10.8	1.8	4.8	31.0
-3.5	7.7	0.0	3.4	31.0
-3.5	7.7	0.0	3.4	31.0

T.o.v. NAP	Verticale gronddruk [kN/m2]	Verticale korreldruk [kN/m2]
	0.14	0.0
-0.4	8.3	8.3
-1.5	26.3	15.3
-3.5	53.6	22.6
-6.0	99.0	68.0
-14.0	222.6	222.6

blad 2

Berekening L.wand  
BelastingenDatum:02-11-94  
File:L.wand.WK1  
Naam:R.J.Aartsen

Wegniveau: Maaiveld		3 0.14	m-NAP   m+NAP	U-polder		
Hor. Korreldruk [kN/m]			Arm in [m] tot vloer		Max. M kNm/m	dikte [m]: 3.64
P1=	0.83		3.28		2.73	
P2=	3.40		2.55		8.66	
P3=	1.42		2.37		3.37	
P4=	14.73		1.00		14.73	
P5=	3.48		0.67		2.32	
P6=	0.00		0.00		0.00	
P7=	0.00		0.00		0.00	
<hr/>						
Totaal	23.86				31.81	
	Cohesie [kN/m]		Arm in [m] tot vloer		Max. Moment kNm/m	
	3.69		1.00		3.69	
<hr/>						
Totaal	3.69				3.69	
	Waterdruk [kN/m]		Arm in [m] tot vloer		Max. Moment kNm/m	
Totaal	48.05		1.03		49.65	
	Bovenlast [kN/m]		Arm in [m] tot vloer		Max. Moment kNm/m	
	6.07		2.82		17.11	
	9.60		1.00		9.60	
	0.00		0.00		0.00	
<hr/>						
Totaal	15.67				26.71	
<hr/>						
FTotaal	83.9 [kN/m]				104.5 [kNm/m]	

blad 3

Berekening I.wand

Datum:02-11-94  
File:I.wand.WK1  
Naam:R.J.Aartsen

Wegniveau:

3 m-NAP | U-polder

Partiele materiaalfactoren

tabel 3, NEN 6740

phi 1.15  
volumieke massa 1.10  
cohesie 1.50

Maaiveld 0.14 m+NAP INVOER  
bovenkant ballastlaag 3.50 m-NAP INVOER  
hoogte aanvullaag 3.64 m

Horizontaal evenwicht

Partiele belastingfactor 1.00 5.2.3, NEN 6702

Minimale breedte grondberm

B m. 3.05

Kantelen Berm

Partiele belastingfactor 1.00 5.2.3, NEN 6702

Benodigde breedte teen

T m. -0.91

Draagkracht ondergrond

Partiele belastingfactor 1.00 5.2.3, NEN 6702

Benodigde breedte berm

B m 6.5 INVOER

exentriciteit

e m 0.29 5.2.1, NEN 6744

Lengte van het effectieve funderingsopp. 5.2.1, NEN 6744

Leff m 1.0

Breedte van het effectieve funderingsopp. 5.2.1, NEN 6744

Beff m 5.9

Datum:02-11-94  
File:I.wand.WK1  
Naam:R.J.Aartsen

blad 4      Berekening I.wand

-----  
Wegniveau:                      3 m-NAP | U-polder  
Maaiveld                        0.14 m+NAP  
-----

CONTROLE

Gedraineerd                                              5.2.4, NEN 6744  
Rekenwaarde van eff. vol. gewicht van de grond onder aanlegniveau  
gamma\_d                                              8.4                      kN/m3

Rekenwaarde van eff. hoek van inwendige wrijving  
van grond onder aanlegniveau  
phi\_d                                              23.3                      graden

Draagkrachtfactoren

Nq                                              8.90  
N\_gamma                                              6.79  
Vormfactor  
s\_gamma                                              1.00  
factor voor hor. belasting  
i\_gamma                                              0.42  
  
sigma\_max,d                                              71.2

Fdraag                                              422.1                      kN  
Deze moet groter zijn dan de verticale belasting Fvert.                      365.5

Wegniveau:	3 m-NAP	U-polder
------------	---------	----------

Effect van de gelaagde opbouw en rekening houdend met een waterstand van 1 m. beneden ballastlaag.	5.2.2, NEN 6744
----------------------------------------------------------------------------------------------------	-----------------

Invloedsdiepte belasting:	1,5 * B'	5.22, NEN 6744
t	8.89 m	

Ligging folie	m.-NAP	7.90	INVOER
---------------	--------	------	--------

onderscheid in 3 lagen:	rekenwaarden
-------------------------	--------------

- droog en verdicht zand

dikte	m	1.00	
phi	graden	26.1	
v.g.droog	kN/m3	17.3	
hulpvariabele	m	8.4	5.2.2, NEN 6744

- nat en onverdicht zand

dikte	m	3.40	
phi	graden	23.9	
v.g.nat	kN/m3	16.4	
hulpvariabele	m	6.2	5.2.2, NEN 6744

- kleilaag oud

dikte	m	4.49	
phi	graden	19.6	
v.g.nat	kN/m3	15.5	
hulpvariabele	m	2.2	5.2.2, NEN 6744

- zand (oud)

dikte	m	0.00	
phi	graden	28.3	
v.g.nat	kN/m3	18.2	
hulpvariabele	m	0.0	5.2.2, NEN 6744

gewogen phi	graden	23.3	
-------------	--------	------	--

gewogen gamma	kN/m3	8.4	
---------------	-------	-----	--

blad 1 Berekening I.-wand  
Algemene gegevens

Datum:02-11-94  
File:I.wand.WK1  
Naam:R.J.Aartsen

Wegniveau: 4 m-NAP | U-polder

laagnr.	dikte [m]	v.g. droog [kN/m3]	v.g. nat [kN/m3]	phi [graden]	delta [graden]	cohesie [kN/m2]	Labda act.
1:	1.64	15.5	16.4	23.9	0.0	0.0	0.37
2:	2.00	12.7	13.6	17.4	0.0	1.3	0.48
3:	2.50	16.4	18.2	26.1	0.0	0.0	0.34
4:	8.00	14.6	15.5	19.6	0.0	3.3	0.44
5:	> 20 m.	16.4	18.2	28.3	0.0	0.0	0.31
							Labda pass.
ballast		16.4	17.3	23.9	0.0	0.0	3.21
aanvullaag	4.64	15.5	17.3	26.1	0.0	0.0	3.64

T.o.v. NAP	Actief			
	Horizontale korreldruk [kN/m2]	Cohesie [kN/m2]	Bovenlast [kN/m2]	Waterdruk [kN/m2]
0.14	0.0	0.0	3.7	0.0
-0.4	3.1	0.0	3.7	0.0
-1.5	5.7	0.0	3.7	11.0
-1.5	7.4	1.8	4.8	11.0
-3.5	10.8	1.8	4.8	31.0
-3.5	7.7	0.0	3.4	31.0
-4.5	10.5	0.0	3.4	41.0

T.o.v. NAP	Verticale gronddruk [kN/m2]	Verticale korreldruk [kN/m2]
	0.14	0.0
-0.4	8.3	8.3
-1.5	26.3	15.3
-3.5	53.6	22.6
-6.0	99.0	58.0
-14.0	222.6	222.6

blad 2 Berekening I.wand  
Belastingen

Datum:02-11-94  
File:I.wand.WK1  
Naam:R.J.Aartsen

Wegniveau: 4 m-NAP | U-polder  
Maaiveld 0.14 m+NAP

Hor. Korreldruk  kN/m	Arm in  m  tot vloer	Max. M kNm/m	dikte  m :
P1= 0.83	4.28	3.57	4.64
P2= 3.40	3.55	12.05	
P3= 1.42	3.37	4.79	
P4= 14.73	2.00	29.45	
P5= 3.48	1.67	5.81	
P6= 7.68	0.50	3.84	
P7= 1.39	0.33	0.46	

Totaal 32.94 59.98

Cohesie Arm Max. Moment  
|kN/m| in |m| tot vloer kNm/m  
3.69 2.00 7.37

Totaal 3.69 7.37

Waterdruk Arm Max. Moment  
|kN/m| in |m| tot vloer kNm/m  
Totaal 84.05 1.37 114.87

Bovenlast Arm Max. Moment  
|kN/m| in |m| tot vloer kNm/m  
6.07 3.82 23.18  
9.60 2.00 19.20  
3.40 0.50 1.70

Totaal 19.07 44.08

FTotaal 132.4 |kN/m| 211.6 |kNm/m|



blad 3

Berekening I.wand

Datum:02-11-94  
File:I.wand.WK1  
Naam:R.J.Aartsen

-----  
Wegniveau: 4 m-NAP | U-polder  
-----

-----  
Partiele materiaalfactoren tabel 3, NEN 6740  
-----

phi 1.15  
volumieke massa 1.10  
cohesie 1.50

Maaiveld 0.14 m+NAP INVOER  
bovenkant ballastlaag 4.50 m-NAP INVOER  
hoogte aanvullaag 4.64 m

-----  
Horizontaal evenwicht  
Partiele belastingfactor 1.00 5.2.3, NEN 6702  
-----

Minimale breedte grondberm  
B m. 3.77

Kantelen Berm  
Partiele belastingfactor 1.00 5.2.3, NEN 6702

Benodigde breedte teen  
T m. -1.10

-----  
Draagkracht ondergrond  
Partiele belastingfactor 1.00 5.2.3, NEN 6702  
-----

Benodigde breedte berm  
B m 8.0 INVOER

excentriciteit 5.2.1, NEN 6744  
e m 0.37

Lengte van het effectieve funderingsopp. 5.2.1, NEN 6744

Leff m 1.0

Breedte van het effectieve funderingsopp. 5.2.1, NEN 6744

Beff m 7.3

Wegniveau:	4	m-NAP		U-polder
Maaiveld	0.14	m+NAP		

CONTROLE

Gedraineerd		5.2.4, NEN 6744
Rekenwaarde van eff. vol. gewicht van de grond		onder aanlegniveau
gamma_d	8.1	kN/m3

Rekenwaarde van eff. hoek van inwendige wrijving		
van grond onder aanlegniveau		
phi_d	23.5	graden

Draagkrachtfactoren

Nq	9.10
N_gamma	7.04
Vormfactor	
s_gamma	1.00
factor voor hor. belasting	
i_gamma	0.41
sigma_max,d	86.0

Fdraag	624.9	kN	
Deze moet groter zijn dan de verticale belasting Fvert.			573.5

blad 5

Berekening I-wand

Datum:02-11-94  
File:I.wand.WK1  
Naam:R.J.Aartsen

-----  
Wegniveau: 4 m-NAP | U-polder  
-----

Effect van de gelaagde opbouw en rekening houdend met een waterstand van 1 m. beneden ballastlaag.

5.2.2, NEN 6744

Invloedsdiepte belasting:  $1,5 * B'$   
t 10.89 m

5.2.2, NEN 6744

Ligging folie m.-NAP 10.30 INVOER

onderscheid in 3 lagen: rekenwaarden

- droog en verdicht zand

dikte m 1.00

phi graden 26.1

v.g.droog kN/m<sup>3</sup> 17.3

hulpvariabele m 10.4 5.2.2, NEN 6744

- nat en onverdicht zand

dikte m 4.80

phi graden 23.9

v.g.nat kN/m<sup>3</sup> 16.4

hulpvariabele m 7.5 5.2.2, NEN 6744

- kleilaag oud

dikte m 3.70

phi graden 19.6

v.g.nat kN/m<sup>3</sup> 15.5

hulpvariabele m 3.2 5.2.2, NEN 6744

- zand (oud)

dikte m 1.39

phi graden 28.3

v.g.nat kN/m<sup>3</sup> 18.2

hulpvariabele m 0.7 5.2.2, NEN 6744

gewogen phi graden 23.5

gewogen gamma kN/m<sup>3</sup> 8.1

blad 1 Berekening I-wand  
Algemene gegevens

Datum:02-11-94  
File:I.wand.WK1  
Naam:R.J.Aartsen

Wegniveau: 5 m-NAP | U-polder

laagnr.	dikte [m]	v.g. droog [kN/m3]	v.g. nat [kN/m3]	phi [graden]	delta [graden]	cohesie [kN/m2]	Labda act.
1:	1.64	15.5	16.4	23.9	0.0	0.0	0.37
2:	2.00	12.7	13.6	17.4	0.0	1.3	0.48
3:	2.50	16.4	18.2	26.1	0.0	0.0	0.34
4:	8.00	14.6	15.5	19.6	0.0	3.3	0.44
5:	> 20 m.	16.4	18.2	28.3	0.0	0.0	0.31
							Labda pass.
ballast		16.4	17.3	23.9	0.0	0.0	3.21
aanvullaag	5.64	15.5	17.3	26.1	0.0	0.0	3.64

T.o.v. NAP	Actief			
	Horizontale korreldruk [kN/m2]	Cohesie [kN/m2]	Bovenlast [kN/m2]	Waterdruk [kN/m2]
0.14	0.0	0.0	3.7	0.0
-0.4	3.1	0.0	3.7	0.0
-1.5	5.7	0.0	3.7	11.0
-1.5	7.4	1.8	4.8	11.0
-3.5	10.8	1.8	4.8	31.0
-3.5	7.7	0.0	3.4	31.0
-5.5	13.2	0.0	3.4	51.0

T.o.v. NAP	Verticale gronddruk [kN/m2]	Verticale korreldruk [kN/m2]
	0.14	0.0
-0.4	8.3	8.3
-1.5	26.3	15.3
-3.5	53.6	22.6
-6.0	99.0	48.0
-14.0	222.6	222.6

blad 2

Berekening I.wand  
Belastingen

Datum:02-11-94  
File:I.wand.WK1  
Naam:R.J.Aartsen

Wegniveau: Maaiveld		5 m-NAP   0.14 m+NAP	U-polder		
Hor. Korreldruk  kN/m		Arm in  m  tot vloer	Max. M kNm/m	dikte  m :	5.64
P1=	0.83	5.28	4.40		
P2=	3.40	4.55	15.45		
P3=	1.42	4.37	6.22		
P4=	14.73	3.00	44.18		
P5=	3.48	2.67	9.29		
P6=	15.37	1.00	15.37		
P7=	5.56	0.67	3.71		
<hr/>					
Totaal	44.79		98.61		
	Cohesie  kN/m	Arm in  m  tot vloer	Max. Moment kNm/m		
	3.69	3.00	11.06		
<hr/>					
Totaal	3.69		11.06		
	Waterdruk  kN/m	Arm in  m  tot vloer	Max. Moment kNm/m		
Totaal	130.05	1.70	221.09		
	Bovenlast  kN/m	Arm in  m  tot vloer	Max. Moment kNm/m		
	6.07	4.82	29.25		
	9.60	3.00	28.80		
	6.80	1.00	6.80		
<hr/>					
Totaal	22.47		64.85		
<hr/>					
FTotaal	193.6  kN/m		373.5  kNm/m		

Wegniveau:	5	m-NAP	U-polder
Partiele materiaalfactoren			tabel 3, NEN 6740
phi	1.15		
volumieke massa	1.10		
cohesie	1.50		
Maaiveld	0.14	m+NAP	INVOER
bovenkant ballastlaag	5.50	m-NAP	INVOER
hoogte aanvullaag	5.64	m	
Horizontaal evenwicht			
Partiele belastingfactor	1.00		5.2.3, NEN 6702
Minimale breedte grondberm			
B	4.54	m.	
Kantelen Berm			
Partiele belastingfactor	1.00		5.2.3, NEN 6702
Benodigde breedte teen			
T	-1.3	m.	
Draagkracht ondergrond			
Partiele belastingfactor	1.00		5.2.3, NEN 6702
Benodigde breedte berm			
B	9.0	m	INVOER
exentriciteit			5.2.1, NEN 6744
e	0.48	m	
Lengte van het effectieve funderingsopp.			5.2.1, NEN 6744
L <sub>eff</sub>	1.0	m	
Breedte van het effectieve funderingsopp.			5.2.1, NEN 6744
B <sub>eff</sub>	8.0	m	

blad 4 Berekening Lwand

Datum:02-11-94  
File:Lwand.WK1  
Naam:R.J.Aartsen

-----  
Wegniveau: 5 m-NAP | U-polder  
Maaiveld 0.14 m+NAP  
-----

CONTROLE

Gedraineerd 5.2.4, NEN 6744  
Rekenwaarde van eff. vol. gewicht van de grond onder aanlegniveau  
gamma\_d 8.2 kN/m<sup>3</sup>

Rekenwaarde van eff. hock van inwendige wrijving  
van grond onder aanlegniveau  
phi\_d 24.3 graden

Draagkrachtfactoren

Nq 9.89  
N\_gamma 8.02  
Vormfactor  
s\_gamma 1.00  
factor voor hor. belasting  
i\_gamma 0.38

sigma\_max,d 100.1

Fdraag 805.3 kN

Deze moet groter zijn dan de verticale belasting Fvert. 784.2 kN

blad 5

Berekening I,-wand

Datum:02-11-94  
File:I.wand.WK1  
Naam:R.J.Aartsen

-----  
Wegniveau: 5 m-NAP | U-polder  
-----

Effect van de gelaagde opbouw en rekening houdend met een waterstand van 1 m. benodden ballastlaag.

5.2.2, NFN 6744

Invloedsdiepte belasting:  $1,5 * B'$   
t 12.07 m

5.22, NFN 6744

Ligging folie m.-NAP 12.60 INVOER

onderscheid in 3 lagen: rekenwaarden

- droog en verdicht zand

dikte m 1.00

phi graden 26.1

v.g.droog kN/m3 17.3

hulpvariabele m 11.6 5.2.2, NFN 6744

- nat en onverdicht zand

dikte m 6.10

phi graden 23.9

v.g.nat kN/m3 16.4

hulpvariabele m 8.0 5.2.2, NFN 6744

- kleilaag oud

dikte m 1.40

phi graden 19.6

v.g.nat kN/m3 15.5

hulpvariabele m 4.3 5.2.2, NFN 6744

- zand (oud)

dikte m 3.57

phi graden 28.3

v.g.nat kN/m3 18.2

hulpvariabele m 1.8 5.2.2, NFN 6744

gewogen phi graden 24.3

gewogen gamma kN/m3 8.2



blad 1 Algemene gegevens

Datum:02-11-94  
File:Lwand.WK1  
Naam:R.J.Aartsen

Wegniveau: 6 m-NAP | U-polder

laagnr.	dikte [m]	v.g. droog [kN/m3]	v.g. nat [kN/m3]	phi [graden]	delta [graden]	cohesie [kN/m2]	Labda act.
1:	1.64	15.5	16.4	23.9	0.0	0.0	0.37
2:	2.00	12.7	13.6	17.4	0.0	1.3	0.48
3:	2.50	16.4	18.2	26.1	0.0	0.0	0.34
4:	8.00	14.6	15.5	19.6	0.0	3.3	0.44
5:	> 20 m.	16.4	18.2	28.3	0.0	0.0	0.31
ballast		16.4	17.3	23.9	0.0	0.0	3.21
aanvullaag	6.64	15.5	17.3	26.1	0.0	0.0	3.64

Actief

Horizontale korreldruk  
[kN/m2]

Cohesie  
[kN/m2]

Bovenlast  
[kN/m2]

Waterdruk  
[kN/m2]

T.o.v. NAP

0.14	0.0	0.0	3.7	0.0
-0.4	3.1	0.0	3.7	0.0
-1.5	5.7	0.0	3.7	11.0
-1.5	7.4	1.8	4.8	11.0
-3.5	10.8	1.8	4.8	31.0
-3.5	7.7	0.0	3.4	31.0
-6.0	14.6	0.0	3.4	56.0
-6.0	18.9	4.4	4.4	56.0
-6.5	20.1	4.4	4.4	61.0

Verticale gronddruk  
[kN/m2]

Verticale korreldruk  
[kN/m2]

T.o.v. NAP

0.14	0.0	
-0.4	8.3	8.3
-1.5	26.3	15.3
-3.5	53.6	22.6
-6.0	99.0	43.0
-14.0	222.6	161.6

Tabel 4 Berekening Lwand  
blad1

Datum:02-11-94  
File:Lwand.WK1  
Naam:R.J.Aartsen

Wegniveau:		6 m-NAP   U-polder			
Maaiveld		-0.14			
Hor. Korreldruk  kN/m	Arm in  m  tot vloer		Max. M kNm/m	lengte  m :	6.64
P1=	0.83	6.28	5.23		
P2=	3.40	5.55	18.85		
P3=	1.42	5.37	7.64		
P4=	14.73	4.00	58.90		
P5=	3.48	3.67	12.78		
P6=	19.21	1.75	33.62		
P7=	8.69	1.33	11.59		
P8=	9.47	0.25	2.37		
P9=	0.30	0.17	0.05		
Totaal	61.53		151.02		
	Cohesie  kN/m	Arm in  m  tot vloer	Max. Moment kNm/m		
	3.69	4.00	-14.74		
	2.21	0.25	-0.55		
Totaal	5.89		-15.30		
	Waterdruk  kN/m	Arm in  m  tot vloer	Max. Moment kNm/m		
Totaal	186.05	2.03	378.30		
	Bovenlast  kN/m	Arm in  m  tot vloer	Max. Moment kNm/m		
	6.07	5.82	35.32		
	9.60	4.00	38.40		
	8.50	1.75	14.88		
	2.20	0.25	0.55		
Totaal	26.37		89.14		
FTotaal	268.1	kN/m	633.8	kNm/m	

Berekening Lwand					Datum:02-11-94
blad2					File:Lwand.WK1
-----	-----	-----	-----	-----	Naam:R.J.Aartsen
Wegniveau:		6 m-NAP		U-polder	
-----	-----	-----	-----	-----	-----
Partiele materiaalfactoren				tabel 3, NEN 6740	
phi		1.15			
volumieke massa		1.10			
cohesie		1.50			
Maaiveld		0.14 m+NAP			
bovenkant ballastlaag		6.50 m-NAP			
hoogte aanvullaag		6.64 m			
-----	-----	-----	-----	-----	-----
Horizontaal evenwicht					
Partiele belastingfactor		1.00		5.2.3, NEN 6702	
Minimale breedte grondberm					
B m.		5.34			
Kantelen Berm					
Partiele belastingfactor		1.00		5.2.3, NEN 6702	
Benodigde breedte teen					
T m.		-1.51			
Draagkracht ondergrond					
Partiele belastingfactor		1.00		5.2.3, NEN 6702	
Benodigde breedte berm					
B m		10.50		INVOER	
exentriciteit					
e m		0.59			
Lengte van het effectieve funderingsopp.				5.2.1, NEN6744	
L <sub>eff</sub> m		1.00			
Breedte van het effectieve funderingsopp.				5.2.1, NEN6744	
B <sub>eff</sub> m		9.32			



Berekening L-wand						Datum:02-11-94		
Algemene gegevens						File:Lmuur.WK1		
						Naam:R.J.Aartsen		
blad 1								
Wegniveau:	3 m-NAP		U-polder					
laagnr.	dikte [m]	v.g. droog [kN/m3]	v.g. nat [kN/m3]	phi [graden]	delta [graden]	cohesie [kN/m2]	Labda act.	
1:	1.64	15.5	16.4	23.9	0.0	0.0	0.0	0.37
2:	2.00	12.7	13.6	17.4	0.0	0.0	1.3	0.48
3:	2.50	16.4	18.2	26.1	0.0	0.0	0.0	0.34
4:	8.00	14.6	15.5	19.6	0.0	0.0	3.3	0.44
5:	> 20 m.	16.4	18.2	28.3	0.0	0.0	0.0	0.31
ballast		16.4	17.3	23.9	0.0	0.0	0.0	0.35
aanvullaag	3.64	15.5	17.3	26.1	0.0	0.0	0.0	0.34

		Actief					
		Horizontale korreldruk		Cohesie		Bovenlast	
		[kN/m2]		[kN/m2]		[kN/m2]	
T.o.v. NAP						Waterdruk	
						[kN/m2]	
0.14		0.0		0.0		3.7	0.0
-0.4		3.1		0.0		3.7	0.0
-1.5		5.7		0.0		3.7	11.0
-1.5		7.4		1.8		4.8	11.0
-3.5		10.8		1.8		4.8	31.0
-3.5		7.7		0.0		3.4	31.0
-3.5		7.7		0.0		3.4	31.0

		Verticale gronddruk		Verticale korreldruk	
		[kN/m2]		[kN/m2]	
T.o.v. NAP					
0.14		0.0			
-0.4		8.3		8.3	
-1.5		26.3		15.3	
-3.5		53.6		22.6	
-6.0		99.0		68.0	
-14.0		222.6		222.6	

blad 2      Berekening Lw muur  
Belastingen

Datum:02-11-94  
File:Lmuur.WK1  
Naam:R.J.Aartsen

Wegniveau:      3 m-NAP |      U-polder  
Maaiveld      0.14 m+NAP

Hor. Korreldruk [kN/m]		Arm in [m] tot vloer	Max. M kNm/m	dikte [m]:	3.64
P1=	0.83	3.28	2.73		
P2=	3.40	2.55	8.66		
P3=	1.42	2.37	3.37		
P4=	14.73	1.00	14.73		
P5=	3.48	0.67	2.32		
P6=	0.00	0.00	0.00		
P7=	0.00	0.00	0.00		

Totaal      23.86      31.81

Cohesie [kN/m]	Arm in [m] tot vloer	Max. Moment kNm/m
3.69	1.00	3.69

Totaal      3.69      3.69

Waterdruk [kN/m]	Arm in [m] tot vloer	Max. Moment kNm/m
48.05	1.03	49.65

Totaal      48.05      49.65

Bovenlast [kN/m]	Arm in [m] tot vloer	Max. Moment kNm/m
6.07	2.82	17.11
9.60	1.00	9.60
0.00	0.00	0.00

Totaal      15.67      26.71

FTotaal      83.9 [kN/m]      104.5 [kNm/m]

Berekening Lwand

blad 3

Datum:02-11-94  
File:Lmuur.WK1  
Naam:R.J.Aartsen

-----  
Wegniveau:

-----  
3 m-NAP |

-----  
U-polder

-----  
**Partiele materiaalfactoren**

-----  
tabel 3, NEN 6740

-----  
phi 1.15  
volumieke massa 1.10  
cohesie 1.50

Maaiveld 0.14 m+NAP  
bovenkant ballastlaag 3.50 m-NAP  
hoogte aanvullaag 3.64 m

INVOER  
INVOER

Benodigde breedte berm

B m 6.50

INVOER

Berekening L-wand  
Dimensies blad 5

Datum:02-11-94  
File:Lwand.WK1  
Naam:R.J.Aartsen

3 m-NAP |

eis:  $G \leq F_{\text{totaal}} * \tan(\phi)$

l = 0.73 m

Keuze l= 0.50 m invoer

t 0.75 m invoer

S 5.3 m

Ftotaal 83.9 kN/m

Wrijving voetplaat: 92.5 kN/m

Belasting voorwand 1 -8.6 kN/m

Belasting voorwand 2 34.8 kN/m Maatgevend

Moment t.o.v.C 42.2 kNm/m

Bepaling gronddruk

Moment t.o.v.A -90.6 kNm/m

Belasting 323.4 kN/m

Grondspn max 69.0 kN/m<sup>2</sup>

Grondspn min 38.8 kN/m<sup>2</sup>

Grondspanning onder A 53.9 kN/m<sup>2</sup>

Toegestaan grondsp 71.2 kN/m<sup>2</sup> Invoer

Grondspanning onder B 65.2 kN/m<sup>2</sup>

Moment t.o.v. B 19.1 kNm/m

Moment t.o.v. D -162.1 kNm/m

Dwarskr in D 64.4 kN/m



Berekening L-muur

Dimensies blad 4

3 m-NAP |

Datum:02-11-94

File:Lwand.WK1

Naam:R.J.Aartsen

Algemeen

Ftotaal = 83.9 kN/m

Mtotaal = 104.5 kNm/m

Aanvullaag Gegevens:

phi 26.1 graden

hoogte h 3.64 m

breedte B 6.50 m

vg-droog 15.5 kN/m<sup>3</sup>

Defenities:

B=S+t

S=l+b

l= gedeelte grond, niet boven voet

b= lengte voet

t= lengte teen

G= Gewicht grond, niet boven voet

Punt A Midden plaat

Punt B Begin teen

Punt C Onderzijde wand

Punt D Begin voetplaat = punt C

Wegniveau: 4 m-NAP | U-polder

laagnr.	dikte [m]	v.g. droog [kN/m3]	v.g. nat [kN/m3]	phi [graden]	delta [graden]	cohesie [kN/m2]	Labda act.
1:	1.64	15.5	16.4	23.9	0.0	0.0	0.37
2:	2.00	12.7	13.6	17.4	0.0	1.3	0.48
3:	2.50	16.4	18.2	26.1	0.0	0.0	0.34
4:	8.00	14.6	15.5	19.6	0.0	3.3	0.44
5:	> 20 m.	16.4	18.2	28.3	0.0	0.0	0.31
ballast		16.4	17.3	23.9	0.0	0.0	0.35
aanvullaag	4.64	15.5	17.3	26.1	0.0	0.0	0.34

T.o.v. NAP	Actief			
	Horizontale korreldruk [kN/m2]	Cohesie [kN/m2]	Bovenlast [kN/m2]	Waterdruk [kN/m2]
0.14	0.0	0.0	3.7	0.0
-0.4	3.1	0.0	3.7	0.0
-1.5	5.7	0.0	3.7	11.0
-1.5	7.4	1.8	4.8	11.0
-3.5	10.8	1.8	4.8	31.0
-3.5	7.7	0.0	3.4	31.0
-4.5	10.5	0.0	3.4	41.0

T.o.v. NAP	Verticale gronddruk [kN/m2]	Verticale korreldruk [kN/m2]
	0.14	0.0
-0.4	8.3	8.3
-1.5	26.3	15.3
-3.5	53.6	22.6
-6.0	99.0	58.0
-14.0	222.6	222.6

Wegniveau: Maaiveld		4 m-NAP   0.14 m+NAP	U-polder		
Hor. Korreldruk [kN/m]		Arm in [m] tot vloer		Max. M kNm/m	dikte [m]: 4.64
P1=	0.83	4.28		3.57	
P2=	3.40	3.55		12.05	
P3=	1.42	3.37		4.79	
P4=	14.73	2.00		29.45	
P5=	3.48	1.67		5.81	
P6=	7.68	0.50		3.84	
P7=	1.39	0.33		0.46	

---

Totaal 32.94 59.98

Cohesie [kN/m]	Arm in [m] tot vloer	Max. Moment kNm/m
3.69	2.00	7.37

---

Totaal 3.69 7.37

Waterdruk [kN/m]	Arm in [m] tot vloer	Max. Moment kNm/m
84.05	1.37	114.87

Totaal

Bovenlast [kN/m]	Arm in [m] tot vloer	Max. Moment kNm/m
6.07	3.82	23.18
9.60	2.00	19.20
3.40	0.50	1.70

---

Totaal 19.07 44.08

---

FTotaal 132.4 [kN/m] 211.6 [kNm/m]

Berekening Lmuur

blad 3

Datum:02-11-94

File:Lmuur.WK1

Naam:R.J.Aartsen

-----  
Wegniveau: 4 m-NAP | U-polder  
-----

**Partiele materiaalfactoren**

-----  
phi 1.15  
volumieke massa 1.10  
cohesie 1.50  
-----

tabel 3, NEN 6740

Maaiveld 0.14 m+NAP INVOER  
bovenkant ballastlaag 4.50 m-NAP INVOER  
hoogte aanvullaag 4.64 m

Benodigde breedte berm  
B m 8.00 INVOER

Berekening L-muur  
Dimensies blad 4

Datum:02-11-94  
File:Lmuur.WK1  
Naam:R.J.Aartsen

-----  
4 m-NAP

Algemeen

Ftotaal = 132.4 kN/m  
Mtotaal = 211.6 kNm/m

Aanvullaag Gegevens:

phi 26.1 graden  
hoogte h 4.64 m  
breedte B 8.00 m  
vg-droog 15.5 kN/m<sup>3</sup>

Defenities:

B=S+t

S=l+b

l= gedeelte grond, niet boven voet

b= lengte voet

t= lengte teen

G= Gewicht grond, niet boven voet

Punt A Midden plaat

Punt B Begin teen

Punt C Onderzijde wand

Punt D Begin voetplaat = punt C

Berekening L-muur  
Dimensies blad 5

Datum:02-11-94  
File:Lmuur.WK1  
Naam:R.J.Aartsen

4 m-NAP |

eis:  $G \leq F_{\text{totaal}} * \tan(\phi)$

l = 0.90 m

Keuze l = 0.75 m invoer

t 0.50 m invoer

S 6.8 m

Ftotaal 132.4 kN/m

Wrijving voetplaat: 151.6 kN/m

Belasting voorwand 1 -19.2 kN/m

Belasting voorwand 2 56.5 kN/m Maatgevend

Moment t.o.v.C 87.5 kNm/m

Bepaling gronddruk

Moment t.o.v.A -104.3 kNm/m

Belasting 537.7 kN/m

Grondspn max 86.1 kN/m<sup>2</sup>

Grondspn min 62.3 kN/m<sup>2</sup>

Grondspanning onder A 74.2 kN/m<sup>2</sup>

Toegestaan grondsp 86.2 kN/m<sup>2</sup> Invoer

Grondspanning onder B 84.4 kN/m<sup>2</sup>

Moment t.o.v. B 10.7 kNm/m

Moment .to.v. D -197.9 kNm/m

Dwarskr in D 24.7 kN/m

blad 1		Berekening L-muur Algemene gegevens				Datum:02-11-94 File:Lmuur.WK1 Naam:R.J.Aartsen		
Wegniveau:		5 m-NAP		U-polder				
laagnr.	dikte [m]	v.g. droog [kN/m3]	v.g. nat [kN/m3]	phi [graden]	delta [graden]	cohesie [kN/m2]	Labda act.	
1:	1.64	15.5	16.4	23.9	0.0	0.0	0.37	
2:	2.00	12.7	13.6	17.4	0.0	1.3	0.48	
3:	2.50	16.4	18.2	26.1	0.0	0.0	0.34	
4:	8.00	14.6	15.5	19.6	0.0	3.3	0.44	
5:	> 20 m.	16.4	18.2	28.3	0.0	0.0	0.31	
							Labda pass.	
ballast		16.4	17.3	23.9	0.0	0.0	0.35	
aanvullaag	5.64	15.5	17.3	26.1	0.0	0.0	0.34	

Actief		Horizontale korreldruk [kN/m2]		Cohesie [kN/m2]	Bovenlast [kN/m2]	Waterdruk [kN/m2]
T.o.v. NAP						
0.14		0.0		0.0	3.7	0.0
-0.4		3.1		0.0	3.7	0.0
-1.5		5.7		0.0	3.7	11.0
-1.5		7.4		1.8	4.8	11.0
-3.5		10.8		1.8	4.8	31.0
-3.5		7.7		0.0	3.4	31.0
-5.5		13.2		0.0	3.4	51.0

T.o.v. NAP		Verticale gronddruk [kN/m2]	Verticale korreldruk [kN/m2]
0.14		0.0	
-0.4		8.3	8.3
-1.5		26.3	15.3
-3.5		53.6	22.6
-6.0		99.0	48.0
-14.0		222.6	222.6

Wegniveau: Maaiveld	5 0.14	m-NAP   m+NAP	U-polder		
Hor. Korreldruk  kN/m		Arm in  m  tot vloer		Max. M kNm/m	dikte  m : 5.64
P1=	0.83	5.28		4.40	
P2=	3.40	4.55		15.45	
P3=	1.42	4.37		6.22	
P4=	14.73	3.00		44.18	
P5=	3.48	2.67		9.29	
P6=	15.37	1.00		15.37	
P7=	5.56	0.67		3.71	
<hr/>					
Totaal	44.79			98.61	
Cohesie  kN/m		Arm in  m  tot vloer		Max. Moment kNm/m	
	3.69	3.00		11.06	
<hr/>					
Totaal	3.69			11.06	
Waterdruk  kN/m		Arm in  m  tot vloer		Max. Moment kNm/m	
Totaal	130.05	1.70		221.09	
Bovenlast  kN/m		Arm in  m  tot vloer		Max. Moment kNm/m	
	6.07	4.82		29.25	
	9.60	3.00		28.80	
	6.80	1.00		6.80	
<hr/>					
Totaal	22.47			64.85	
<hr/>					
FTotaal	193.6  kN/m			373.5  kNm/m	



blad 3

Berekening Lmuur

Datum:02-11-94  
File:Lmuur.WK1  
Naam:R.J.Aartsen

-----  
Wegniveau:

-----  
5 m-NAP | U-polder

-----  
**Partiele materiaalfactoren**

-----  
tabel 3, NEN 6740

-----  
phi 1.15  
volumieke massa 1.10  
cohesie 1.50

Maaiveld 0.14 m+NAP INVOER  
bovenkant ballastlaag 5.50 m-NAP INVOER  
hoogte aanvullaag 5.64 m

Benodigde breedte berm

B m 9.00 INVOER

Berekening L-muur

Dimensies blad 4

Datum:02-11-94

File:Lmuur.WK1

Naam:R.J.Aartsen

5 m-NAP |

Algemeen

Ftotaal = 193.6 kN/m

Mtotaal = 373.5 kNm/m

Aanvullag Gegevens:

phi 26.1 graden

hoogte h 5.64 m

breedte B 9.00 m

vg-droog 15.5 kN/m<sup>3</sup>

Defenities:

B=S+t

S=l+b

l= gedeelte grond, niet boven voet

b= lengte voet

t= lengte teen

G= Gewicht grond, niet boven voet

Punt A Midden plaat

Punt B Begin teen

Punt C Onderzijde wand

Punt D Begin voetplaat = punt C

Berekening L-muur  
Dimensies blad 5

Datum:02-11-94  
File:Lmuur.WK1  
Naam:R.J.Aartsen

5 m-NAP |

eis:  $G \leq F_{\text{totaal}} * \tan(\phi)$

l = 1.09 m

Keuze l = 0.75 m invoer

t 0.75 m invoer

S 7.5 m

Ftotaal 193.6 kN/m

Wrijving voetplaat: 204.7 kN/m

Belasting voorwand 1 -11.1 kN/m

Belasting voorwand 2 83.5 kN/m Maatgevend

Moment t.o.v.C 157.1 kNm/m

Bepaling gronddruk

Moment t.o.v.A -141.2 kNm/m

Belasting 718.9 kN/m

Grondspn max 99.6 kN/m<sup>2</sup>

Grondspn min 74.7 kN/m<sup>2</sup>

Grondspanning onder A 87.1 kN/m<sup>2</sup>

Toegestaan grondsp 100.1 kN/m<sup>2</sup> Invoer

Grondspanning onder B 97.3 kN/m<sup>2</sup>

Moment t.o.v. B 27.8 kNm/m

Moment t.o.v. D -254.5 kNm/m

Dwarskr in D 73.8 kN/m

Wegniveau: 6 m-NAP | U-polder

laagnr.	dikte [m]	v.g. droog [kN/m <sup>3</sup> ]	v.g. nat [kN/m <sup>3</sup> ]	phi [graden]	delta [graden]	cohesie [kN/m <sup>2</sup> ]	Labda act.
1:	1.64	15.5	16.4	23.9	0.0	0.0	0.37
2:	2.00	12.7	13.6	17.4	0.0	1.3	0.48
3:	2.50	16.4	18.2	26.1	0.0	0.0	0.34
4:	8.00	14.6	15.5	19.6	0.0	3.3	0.44
5:	> 20 m.	16.4	18.2	28.3	0.0	0.0	0.31
<b>ballast</b>		16.4	17.3	23.9	0.0	0.0	0.35
<b>aanvullaag</b>	6.64	15.5	17.3	26.1	0.0	0.0	0.34

Actief		Horizontale korreldruk [kN/m <sup>2</sup> ]	Cohesie [kN/m <sup>2</sup> ]	Bovenlast [kN/m <sup>2</sup> ]	Waterdruk [kN/m <sup>2</sup> ]
<b>T.o.v. NAP</b>					
0.14		0.0	0.0	3.7	0.0
-0.4		3.1	0.0	3.7	0.0
-1.5		5.7	0.0	3.7	11.0
-1.5		7.4	1.8	4.8	11.0
-3.5		10.8	1.8	4.8	31.0
-3.5		7.7	0.0	3.4	31.0
-6.0		14.6	0.0	3.4	56.0
-6.0		18.9	4.4	4.4	56.0
-6.5		20.1	4.4	4.4	61.0

Verticale gronddruk [kN/m <sup>2</sup> ]		Verticale korreldruk [kN/m <sup>2</sup> ]
<b>T.o.v. NAP</b>		
0.14	0.0	
-0.4	8.3	8.3
-1.5	26.3	15.3
-3.5	53.6	22.6
-6.0	99.0	43.0
-14.0	222.6	161.6

Wegniveau: 6 m-NAP | U-polder  
Maaiveld 0.14 m+NAP

Hor. Korreldruk [kN/m]	Arm in [m] tot vloer	Max. M kNm/m	dikte [m]:
P1= 0.83	6.28	5.23	6.64
P2= 3.40	5.55	18.85	
P3= 1.42	5.37	7.64	
P4= 14.73	4.00	58.90	
P5= 3.48	3.67	12.78	
P6= 19.21	1.75	33.62	
P7= 8.69	1.33	11.59	
P8= 9.47	0.25	2.37	
P9= 0.30	0.17	0.05	

Totaal 61.53 151.02

Cohesie [kN/m]	Arm in [m] tot vloer	Max. Moment kNm/m
3.69	4.00	-14.74
2.21	0.25	-0.55

Totaal 5.89 -15.30

Waterdruk [kN/m]	Arm in [m] tot vloer	Max. Moment kNm/m
186.05	2.03	378.30

Totaal 186.05 378.30

Bovenlast [kN/m]	Arm in [m] tot vloer	Max. Moment kNm/m
6.07	5.82	35.32
9.60	4.00	38.40
8.50	1.75	14.88
2.20	0.25	0.55

Totaal 26.37 89.14

FTotaal 268.1 [kN/m] 633.8 [kNm/m]

Berekening Lmuur

blad 3

Datum:04-07-95

File:Lmuur.WK1

Naam:R.J.Aartsen

-----  
Wegniveau: 6 m-NAP | U-polder  
-----

-----  
**Partiele materiaalfactoren**

-----  
phi 1.15  
volumieke massa 1.10  
cohesie 1.50  
-----

-----  
tabel 3, NEN 6740  
-----

Maaiveld 0.14 m+NAP INVOER  
bovenkant ballastlaag 6.50 m-NAP INVOER  
hoogte aanvullaag 6.64 m

Benodigde breedte berm  
B m 10.50 INVOER

Berekening L-muur | Datum:02-11-94  
Dimensies blad 4 | File:Lwand.WK1  
Naam:R.J.Aartsen

-----  
6 m-NAP

Algemeen

Ftotaal = 268.1 kN/m  
Mtotaal = 633.8 kNm/m

Aanvullag Gegevens:

phi 26.1 graden  
hoogte h 6.64 m  
breedte B 10.50 m  
vg-droog 15.5 kN/m<sup>3</sup>

Defenities:

B=S+t  
S=l+b  
l= gedeelte grond, niet boven voet  
b= lengte voet  
t= lengte teen  
G= Gewicht grond, niet boven voet

Punt A Midden plaat  
Punt B Begin teen  
Punt C Onderzijde wand  
Punt D Begin voetplaat = punt C

Berekening L-wand  
Dimensies blad 5

Datum:02-11-94  
File:Lwand.WK1  
Naam:R.J.Aartsen

6 m-NAP |

eis:  $G \leq F_{\text{totaal}} * \tan(\phi)$

l = 1.28 m

Keuze l = 1.00 m invoer

t 1.0 m invoer

S 8.5 m

Ftotaal 268.1 kN/m

Wrijving voetplaat: 273.2 kN/m

Belasting voorwand 1 -5.1 kN/m

Belasting voorwand 2 115.8 kN/m Maatgevend

Moment t.o.v.C 256.3 kNm/m

Bepaling gronddruk

Moment t.o.v.A -289.5 kNm/m

Belasting 974.6 kN/m

Grondspn max 121.8 kN/m<sup>2</sup>

Grondspn min 83.3 kN/m<sup>2</sup>

Grondspanning onder A 102.6 kN/m<sup>2</sup>

Toegestaan grondsp 127.0 kN/m<sup>2</sup> Invoer

Grondspanning onder B 117.8 kN/m<sup>2</sup>

Moment t.o.v. B 60.2 kNm/m

Moment .to.v. D -518.8 kNm/m

Dwarskr in D 119.8 kN/m



	U-polder Lwand				
b.k.ballastlaag m-NAP	3.5	4.5	5.5	6.5	invoer

FTotaal	kN/m	35	57	84	116	invoer
MTotaal	kNm/m	42	88	157	256	invoer
Freken	kN/m	42	68	100	139	
Mreken	kNm/m	51	105	189	307	

Afmetingen

Dekking + halve staafdiam. = x						
x =		40	40	40	40	mm
d =		110	160	210	260	mm
Max. Wanddikte						
h = d + x		150	200	250	300	mm
Min. Wanddikte						
		100	100	150	200	mm

Controle Dwarskracht

td	N/mm2/m	0.38	0.42	0.48	0.54	
tu-min	N/mm2/m	0.56	0.56	0.56	0.56	

Betonstaal in Wand

As	mm2	1176	1677	2294	3106	
z	mm	99	144	189	228	
Astaal	m3/m	0.00	0.01	0.01	0.02	

Beton in wand

Ab	m2	Onderzijde	0.11	0.16	0.21	0.26
Abeton	m3/m		0.46	0.70	1.13	1.66

Wapeningspercentage

W	%	1.07	1.05	1.09	1.19	
---	---	------	------	------	------	--

Voldoet aan minimum en maximum wapeningspercentage

blad2 Dimensionering Lwand | File:diml.xls  
 | Naam:R.J.Aartsen

-----  
 | U-polder  
Lwand
 b.k.ballastlaag m-NAP 3.5 4.5 5.5 6.5 invoer

	3.5	4.5	5.5	6.5	
Lengte S	5.3	6.8	7.5	8.5	invoer
Lengte teen	0.75	0.5	0.75	1	invoer
FTotaal kN/m	64	25	74	120	invoer
MTotaal kNm/m	162	198	255	519	invoer
Freken kN/m	77	30	89	144	
Mreken kNm/m	195	237	305	623	

#### Afmetingen

Dekking + halve staafdiam. = x

x = 40 40 40 40 mm invoer

d= 210 210 260 360 mm invoer

Max. Vloerdikte

h = d + x 250 250 300 400 mm

Min. Vloerdikte 200 200 200 250 mm invoer

#### Controle Dwarskracht

td N/mm2/m 0.37 0.14 0.34 0.40

tu-min N/mm2/m 0.56 0.56 0.56 0.56

#### Betonstaal in Vloer

As mm2 2367 2890 3002 4546

z mm 189 189 234 315

Astaal m3/m 0.01 0.02 0.02 0.04

#### Beton in vloer

Ab m2 0.25 0.25 0.30 0.40

Abeton m3/m 1.19 1.53 1.88 2.76

#### Wapeningspercentage

W % 0.95 1.16 1.00 1.14

Voldoet aan minimum en maximum wapeningspercentage

	U-polder L.wand			
b.k.ballastlaag m-NAP	3.5	4.5	5.5	6.5

FTotaal	kN/m	64	25	74	120	invoer
MTotaal	kNm/m	19	11	28	60	invoer
Freken	kN/m	77	30	89	144	
Mreken	kNm/m	23	13	33	72	
Max.dikte	mm	250	250	300	400	invoer
Min.dikte	mm	200	200	200	250	invoer
Abeton	m3/m	0.1875	0.125	0.225	0.4	
As	mm2	281	188	338	600	min.wapeningsperc.
z	mm	184	184	228	315	
Astaal	m3/m	0.0002	0.0001	0.0003	0.0006	

Astaal	m3/m	0.02	0.03	0.04	0.06	
Gstaal	kg/m	134	216	280	470	
Abeton	m3/m	1.84	2.35	3.23	4.82	
Verhouding staal/beton	kg/m3	72.9	91.9	86.8	97.4	
Keuze	kg/m3	75	95	90	100	invoer

blad4

File:diml.xls  
Naam:R.J.Aartsen

U-polder  
Lwand

- 1) Beton B 35  
Rek. waarde drukste 6.1.1, NEN 6720  
 $f_b = 21.0 \text{ N/mm}^2$   
Rek. waarde trekste 6.1.2, NEN 6720  
 $f_b = 1.4 \text{ N/mm}^2$
- 2) Dwarskracht 8.2, NEN 6720  
Eis:  $t_d \leq t_u$   
 $t_d =$  rekenwaarde van de schuifspanning  
 $t_d = f_{reken} / (b * d)$   
 $b =$  breedte van de betondoorsnede  
 $t_u =$  uiterst opneembare schuifspanning  
indien geen dwarskrachtwapening wordt toegepast  
 $t_{u-min} = 0,4 * f_b$
- 3) Betonstaal FEB 56.2.1, NEN 6720  
Rek. waarde treksterkte  
 $f_s = f_{s-rep} / 1,15 = 435 \text{ N/mm}^2$
- 4) Benodigde wapening  
 $A_s =$  staaloppervlakte  
 $z =$  inw. hefboomsarm =  
 $A_s = M_d / (z * f_s)$
- 5) Wapeningspercentage  
 $W = A_s / A_b * 100\%$   $W_{max} = 1.7\%$   $W_{min} = 0.15\%$
- 6) Veiligheidsfactoren  
Permanente belasting 1.20  
5.2, NEN 6702
- 7) Gewicht  
staal 7850 kg/m<sup>3</sup>  
beton 2300 kg/m<sup>3</sup>
- 8) Dekking  
Aangehouden wordt klasse 3 met een  
minimale dekking voor wanden en platen: 30 mm.

## Eindsituatie

blad 1 Algemene gegevens

Wegniveau 6 m-NAP  
 folie 15 m-NAP

laagnr.	dikte [m]	v.g. droog [kN/m <sup>3</sup> ]	v.g. nat [kN/m <sup>3</sup> ]	phi [graden]	delta [graden]	cohesie [kN/m <sup>2</sup> ]	Labda act.
1:	1.64	15	16	24	0	0	0.37
2:	2.00	13	14	17	0	1	0.48
3:	2.50	16	18	26	0	0	0.34
4:	8.00	15	15	20	0	3	0.44
5:	> 20 m.	16	18	28	0	0	0.31
<b>ballast</b>		16	17	24	0	0	Labda pass.
<b>aanvullaz</b>	6.64	15	17	26	0	0	3.51
							3.64

## Actieve zijde

phi-gem 21 graden  
 v.g-gem 6 kN/m<sup>3</sup>  
 Hoek 34 graden

Opmerking: effectieve waarde

## Passieve zijde

phi-gem 24 graden  
 v.g-gem 8 kN/m<sup>3</sup>  
 Hoek 57 graden

Opmerking: effectieve waarde

## Afmetingen

h 15 m  
 A 6.64 m  
 a 10.3 m  
 b 9.5 m  
 c 13.1 m

invoer

Q 8.5 m

## Belasting

G1 975 kN/m  
 G2 490 kN/m  
 G3 463 kN/m  
 G4 673 kN/m

## Krachten

## Actief

Wa2 257 kN/m  
 Fa 492 kN/m

l

18.3 m.

## Passief

Wp2 531 kN/m  
 Fp 898 kN/m

r

15.6 m

## Onder Folie

Wf 172 kN/m

Phi

10 graden Invoer

Fsigma 975 kN/m

Eindsituatie

blad 2 Algemene gegevens

-----  
 Wegniveau 6 m-NAP  
 folie 15.00 m-NAP  
 -----

Evenwicht

d [m] 0 invoer

x [m] 8.0

y m.

-2 -1 0 1 2 3 4 5 6

Momentenevenwicht

9770 10615 11459 12304 13148 13993 14837 15682 16527

Bij een positieve waarde bestaat er geen gevaar  
 voor instabiliteit van het betreffende glijvlak

1.95 Veiligheid

Rotatiepunt

x 8.0

y 4.2

Evenwicht Vereist wordt een positieve waarde  
 Horizontaal 845 kN/m

Verticaal (controle)

Fp -9E+01 kN/m

Eindsituatie

blad 1 Algemene gegevens

Wegniveau 3 m-NAP  
 folie 8 m-NAP

laagnr.	dikte  m	v.g. droog  kN/m3	v.g. nat  kN/m3	phi  graden	delta  graden	cohesie  kN/m2	Labda act.
1:	1.64	15	16	24	0	0	0.37
2:	2.00	13	14	17	0	1	0.48
3:	2.50	16	18	26	0	0	0.34
4:	8.00	15	15	20	0	3	0.44
5:	> 20 m.	16	18	28	0	0	0.31
<b>ballast</b>		16	17	24	0	0	3.51
<b>aanvuller</b>	3.64	15	17	26	0	0	3.64

Labda pass.

Actieve zijde

phi-gem 22 graden  
 v.g-gem 7 kN/m3  
 Hoek 34 graden

Opmerking:effectieve waarde

Passieve zijde

phi-gem 24 graden  
 v.g-gem 9 kN/m3  
 Hoek 57 graden

Opmerking:effectieve waarde

Afmetingen

h 9 m  
 A 3.64 m  
 a 5.8 m  
 b 6.5 m  
 c 7.5 m

invoer

Q 4.9 m

Belasting

G1 366 kN/m  
 G2 162 kN/m  
 G3 168 kN/m  
 G4 291 kN/m

Krachten

Actief

Wa2 86 kN/m  
 Fa 162 kN/m

l

10.3 m.

Passief

Wp2 193 kN/m  
 Fp 326 kN/m

r

9.0 m

Onder Folie

Wf 64 kN/m

Phi

10 graden

Invoer

Fsigma 366 kN/m

## Eindsituatie

blad 1 Algemene gegevens

laagnr.	dikte [m]	v.g. droog [kN/m <sup>3</sup> ]	v.g. nat [kN/m <sup>3</sup> ]	phi [graden]	delta [graden]	cohesie [kN/m <sup>2</sup> ]	Labda act.
1:	1.64	15	16	24	0	0	0.37
2:	2.00	13	14	17	0	1	0.48
3:	2.50	16	18	26	0	0	0.34
4:	8.00	15	15	20	0	3	0.44
5:	> 20 m.	16	18	28	0	0	0.31
<b>ballast</b>		16	17	24	0	0	3.51
<b>aanvuller</b>	6.64	15	17	26	0	0	3.64

## Actieve zijde

phi-gem	21 graden	
v.g-gem	6 kN/m <sup>3</sup>	Opmerking: effectieve waarde
Hoek	34 graden	
Passieve zijde		
phi-gem	24 graden	
v.g-gem	8 kN/m <sup>3</sup>	Opmerking: effectieve waarde
Hoek	57 graden	

## Afmetingen

h	15 m	
A	6.64 m	
a	10.3 m	
b	9.5 m	invoer
c	13.1 m	
Q	8.5 m	

## Belasting

G1	975 kN/m
G2	490 kN/m
G3	362 kN/m
G4	1274 kN/m

## Krachten

Actief		
Wa2	257 kN/m	l 18.3 m.
Fa	492 kN/m	
Passief		
Wp2	415 kN/m	r 15.6 m
Fp	702 kN/m	

Onder Folie		Phi	10 graden	Invoer
Wf	172 kN/m			
Fsigma	975 kN/m			



# Eindsituatie

blad 1 Algemene gegevens

laagnr.	dikte [m]	v.g. droog [kN/m <sup>3</sup> ]	v.g. nat [kN/m <sup>3</sup> ]	phi [graden]	delta [graden]	cohesie [kN/m <sup>2</sup> ]	Labda act.
1:	1.64	15	16	24	0	0	0.37
2:	2.00	13	14	17	0	1	0.48
3:	2.50	16	18	26	0	0	0.34
4:	8.00	15	15	20	0	3	0.44
5:	> 20 m.	16	18	28	0	0	0.31
<b>ballast</b>		16	17	24	0		Labda pass.
<b>aanvuller</b>	3.64	15	17	26	0	0	3.51
							3.64

## Actieve zijde

phi-gem 22 graden

v.g-gem 7 kN/m<sup>3</sup>

Hoek 34 graden

Opmerking: effectieve waarde

## Passieve zijde

phi-gem 24 graden

v.g-gem 9 kN/m<sup>3</sup>

Hoek 57 graden

Opmerking: effectieve waarde

## Afmetingen

h 9 m

A 3.64 m

a 5.8 m

b 6.5 m

c 7.5 m

invoer

Q 4.9 m

## Belasting

G1 366 kN/m

G2 162 kN/m

G3 135 kN/m

G4 793 kN/m

## Krachten

### Actief

Wa2 86 kN/m

Fa 162 kN/m

l

10.3 m.

### Passief

Wp2 155 kN/m

Fp 261 kN/m

r

9.0 m

## Onder Folie

Wf 64 kN/m

Phi

10 graden

Invoer

Fsigma 366 kN/m

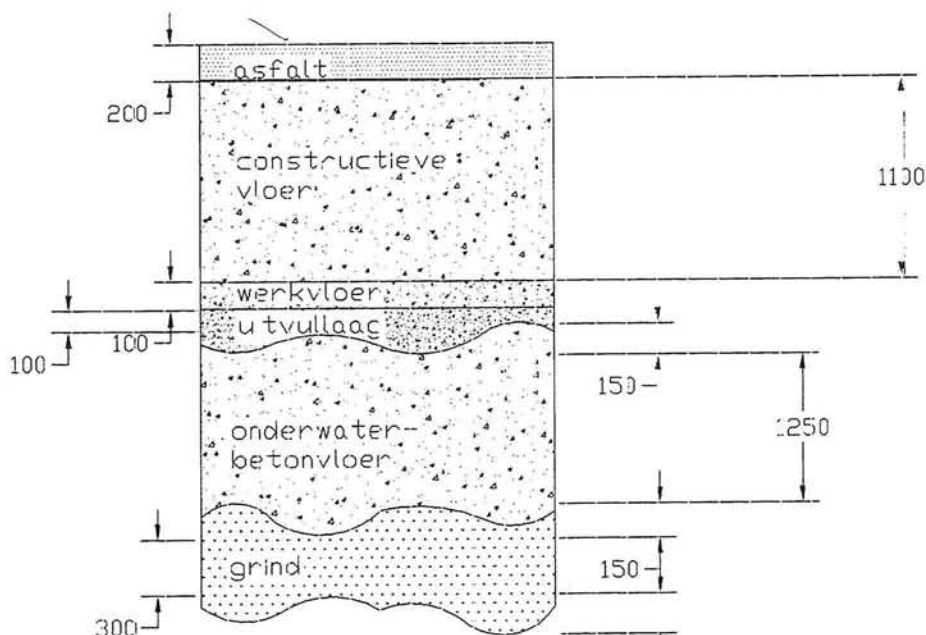


## Bijlage X.I

### Bepaling ontgravingsdiepte

In deze bijlage wordt de benodigde ontgravingsdiepte berekend voor de beide traditionele methoden. De berekening kan worden gevonden in de Exel tabel "ontgravingsdiepte" aan het eind van deze bijlage. Bijlage XI moet worden gezien als een toelichting op deze berekening. Het ontgravingsniveau wordt eenvoudig bepaald door de dikte van de verschillende constructielagen af te trekken van het gewenste wegniveau. Als referentie wordt de zijkant van de weg genomen.

Vanaf het ontgravingsniveau onderscheiden we de volgende constructielagen (figuur X.I.1):



**Figuur X.I.1** Opbouw constructielagen.

- 1: Een grindlaag met een dikte van 0,3 m. Doordat deze laag onder water wordt aangebracht, wordt een afwijking van 50 % in laagdikte geaccepteerd. De grindlaag dient als buffer van het op de bodem aanwezige slib. Slib beïnvloedt de kwaliteit van het op het grind te storten beton in negatieve mate. Met behulp van duikers moet de grindlaag worden opgeschoond.
- 2: Een onderwaterbetonvloer met een dikte van ongeveer 1,2 m. De definitieve dikte van deze vloer wordt bepaald met behulp van Exel, tabel 2. De onderwaterbetonvloer heeft de volgende functies:

- 
- Het weerstaan van de opwaartse waterdruk, nadat de kuip is drooggepompt. Omdat het gewicht van de onderwaterbetonvloer niet toereikend is, zijn ook trekpalen nodig voor verticaal evenwicht van de betonvloer.
  - Het verzekeren van een waterdichte afsluiting, zodat de bouw van de constructievloer in den droge kan plaatsvinden.
  - Het geven van zijdelingse steun aan de droogvallende kuipconstructie.

De onderwaterbetonvloer is een tijdelijke ongewapende constructie. De vloer zal uiteindelijk gaan scheuren. Het storten van het onderwaterbeton gebeurt op een relatief onnauwkeurige manier. De dikte van deze vloer wordt dan ook bepaald met een bepaalde tolerantie. Ook door ongelijkmatigheden van de bodem is het niet mogelijk voor de dikte van de onderwaterbetonvloer een exacte waarde aan te houden. Wanneer gebruik wordt gemaakt van een grindlaag, wordt zowel aan boven- als onderzijde van de vloer een tolerantie aangehouden van 150 mm.

- 3: Een uitvullaag van 0,1 m. dikte. Na het droogpompen van de bouwkuip wordt de gehele vloer vlak afgewerkt met vulbeton. Het is ook mogelijk om geen gebruik te maken van een uitvullaag. De onderwaterbetonvloer moet dan goed worden vlak gehakt. Hakken is echter duurder dan uitvullen. In de berekeningen wordt daarom uitgegaan van een uitvullaag.
- 4: Een werkvloer van 0,1m. dikte. Op deze vloer wordt de constructieve vloer aangelegd.
- 5: De constructieve vloer met als eerste aanname een dikte van 1,0 meter. Deze aanname wordt in bijlage XIII geverifieerd. De constructieve vloer wordt gewapend en dient als definitieve vloer. Dit geeft aanvullende eisen ten behoeve van de waterdichtheid. Door het tijdelijke karakter van de onderwaterbetonvloer moet de constructieve vloer de volledige waterdruk kunnen weerstaan.

Berekening onderwaterbeton en trekpalen

Blad 1 : Ontgravingsniveau

Datum: 26-09-94  
 File : u-polgeo.WK1  
 Naam : R.J.Aartsen

U-polder  
 Gew.betonconstr. met damwand en OWB

Bovenkant wegniveau m. - NAP		6	5	4	3
b.k.asfalt hoogste punt	mm - NAP	6000	5000	4000	3000
o.k.asfalt zijkant	mm - NAP	6200	5200	4200	3200
dikte constr.vloer	mm	1100	1100	1100	1100
o.k. vloer zijkant	mm - NAP	7300	6300	5300	4300
werkvloer	mm	100	100	100	100
uitvullaag	mm	100	100	100	100
tolerantie OWB	mm	150	150	150	150
b.k. OWB (gem.)	mm - NAP	7650	6650	5650	4650
dikte OWB (Hgem.)	mm	1250	1250	1300	1300
o.k. OWB (gem.)	mm - NAP	8900	7900	6950	5950
tolerantie OWB	mm	150	150	150	150
grindlaag	mm	300	300	300	300
tolerantie (50%)	mm	150	150	150	150
<b>ontgravingsniveau</b>	<b>mm - NAP</b>	<b>9500</b>	<b>8500</b>	<b>7550</b>	<b>6550</b>

# Berekening onderwaterbeton en trekpalen

Blad 2 :    Ontgravingsniveau

Datum:26-09-94  
File :u-polgeo.WK1  
Naam :R.J.Aartsen

U-polder  
Gew.betonconstr. met damwand en OWB

## **\*INVOER\*:-** Lengteprofiel

- Verkanting wegprofiel
- Dikte constructievloer
- Dikte werkvloer
- Dikte uitvullaag
- Tolerantie bovenkant OWB-vloer (gem.)
- Dikte onderwaterbetonvloer
- Tolerantie onderkant OWB-vloer (gem.)
- Dikte grondverbetering (indien nodig)
- Tolerantie onderkant grondverbetering (gem)

---

## Bijlage XII

### Berekening paalstramien en dikte onderwaterbeton

#### X.II.1 Inleiding

De berekeningen van het paalstramien en van de dikte van het onderwaterbeton kunnen worden gevonden in de Exel tabel "Berekening paalstramien en dikte onderwaterbeton" aan het eind van deze bijlage. Deze bijlage betreft een toelichting op de gemaakte berekeningen.

#### Invoer

In de betreffende Exel tabel moeten de hart op hart afstanden van de trekpalen en de gemiddelde dikte van de onderwaterbetonvloer worden ingevoerd. Gecontroleerd wordt of de ingevoerde waarden kunnen voldoen aan de grenstoestanden I en II. De hart op hart afstanden van de trekpalen worden weergegeven door de afmetingen van het paalstramien  $I_x$  en  $I_y$ . De eerste aanname voor de dikte van het onderwaterbeton wordt verkregen uit de Exel tabel "Ontgravingsniveau" (bijlage XI). Deze aanname wordt gecontroleerd en eventueel aangepast. Een aanpassing betekent ook een wijziging van de genoemde tabel. Een gewijzigde vloerdikte levert dan ook een andere ontgravingsdiepte op.

Voor het onderwaterbeton wordt uitgegaan van betonkwaliteit B25 met een gewicht van  $23\text{kN/m}^3$ .

#### Belastingen

Voor de berekening zijn de volgende belastingen van belang:

- 1: De opwaartse waterdruk werkt tegen de onderzijde van de onderwaterbetonvloer.
- 2: Het gewicht van de onderwaterbetonvloer.

Het verschil tussen belasting 1 en 2 moet worden opgenomen door de trekpalen. Uitgangspunt is het gebruik van palen met een toelaatbare trekkracht van 600 kN. Deze paalkracht wordt geleverd door een vierkante geprefabriceerde gewapende betonpaal  $\square 45$ . Door de optredende resulterende belasting te vermenigvuldigen met de paalstramienmaten wordt de optredende paalkracht verkregen. Deze moet kleiner zijn dan de door de fabrikant opgegeven toelaatbare paalkracht van 600 kN.

#### Belastingfactoren

Voor de opwaartse waterdruk wordt een belastingfactor van 1,2 aangehouden [ NEN 6702, 5.2.2 ]

Voor het gunstig wegende gewicht van de onderwaterbetonvloer wordt een belastingfactor van 0,9 aangehouden [ NEN 6702, 5.2.1 ]

## Controle

Het paalstramien en de dikte van de onderwaterbetonvloer worden gecontroleerd aan de hand van een aantal mechanismen [methoden Bouwdienst Rijkswaterstaat]

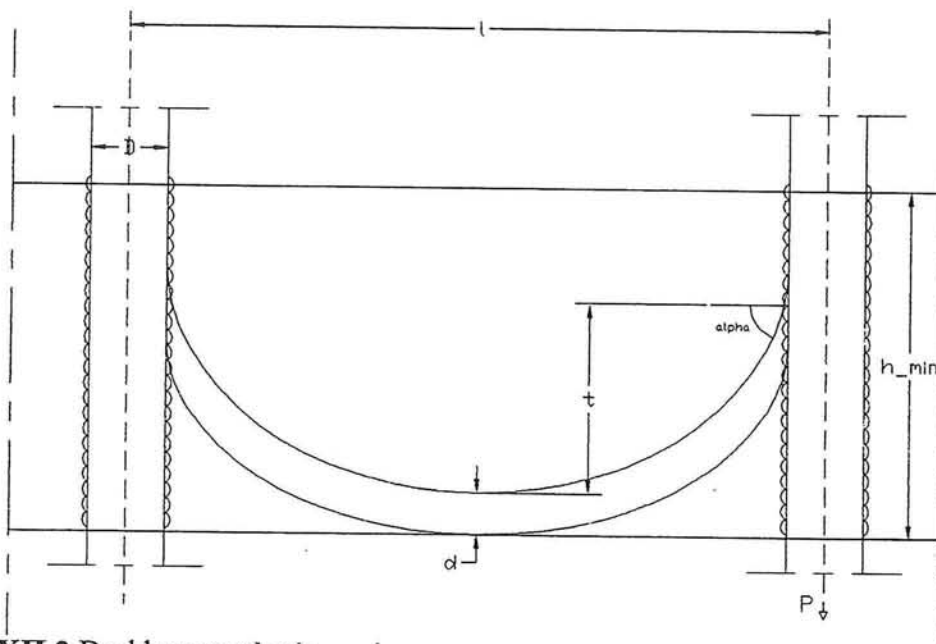
- Drukbooganalgie. De dikte van de vloer moet toereikend zijn om een drukboog met voorgeschreven minimum afmetingen (lastafdracht trekpalen) toe te laten.
- Mantelwrijving. De krachten in de trekpalen moeten overgebracht kunnen worden op de onderwaterbetonvloer.
- Controle van de buigende momenten in de vloer.

In deze bijlage wordt ingegaan op de bovengenoemde mechanismen.

## X.II.2 Drukbooganalgie

Tussen de op trek belaste palen ontstaan drukspanningen in de onderwaterbetonvloer. Deze spanning concentreert zich in zogenaamde drukbogen (figuur XII.2). Om dit spanningsbeeld te krijgen, moet de vloer een zekere dikte hebben. Wanneer de vloer niet aan de minimale afmetingen van de drukboog voldoet, worden de spanningsconcentraties te groot en wordt de betondrukspanning overschreden. De drukboog moet aan de volgende eisen voldoen [gegevens Bouwdienst Rijkswaterstaat ]:

- De pijl van de drukboog bedraagt maximaal 75% van de minimale dikte van de onderwaterbetonvloer.
- De dikte van de drukboog bedraagt minimaal 10% van de minimale dikte van het onderwaterbeton.



**Figuur XII.2** Drukbooganalgie

Met behulp van de eisen aan de pijl  $f$  van de drukboog en de maximale afstand  $l$  tussen twee palen, kan de hoek  $\alpha$  worden gevonden. De hoek  $\alpha$  [rad] is gedefinieerd als de hoek tussen drukboog en loodlijn as-trekpaal. Vervolgens kan de drukspanning  $\sigma_d$  in de boog worden berekend.



---

$$\sigma_d = \frac{p l_y l_x}{\sin \alpha \cdot 4 D d}$$

Hierin is  $p$  de rekenwaarde van de resulterende belasting.

Een aanvullende eis betreft de betondruksterkte. De maximale boogspanning  $\sigma_d$  moet kleiner zijn dan de rekenwaarde van de betondruksterkte. Vooral de stramienmaten  $L_x$  en  $L_y$  hebben een grote invloed op de boogspanning. Dit is ook te zien in de formule. Omdat voor  $L_x$  en  $L_y$  dezelfde waarden worden aangehouden, levert een kleine verandering in de stramienmaten een kwadratische verandering op van de boogspanning.

### XII.3 Mantelwrijving

De palen worden op trek belast. Deze trekspanning moet op de onderwaterbetonvloer worden overgebracht. Het maatgevende schuifvlak ligt op het contactvlak van paal en onderwaterbeton. Door de trekpalen aan twee zijden te voorzien van ribbels kan de toelaatbare schuifkracht worden verhoogd. De ribbels worden over de volledige hoogte van het contactvlak aangebracht. De optredende mantelwrijving moet kleiner zijn dan de uiterst opneembare schuifspanning. Deze is afhankelijk van de sterkteklasse van het onderwaterbeton. De optredende mantelwrijving  $\tau_d$  wordt berekend door de rekenwaarde van de paalkracht te vermenigvuldigen met de stramienmaten  $l_x$  en  $l_y$  en te delen door het contactoppervlak tussen ribbels en onderwaterbeton. Dus:

$$\tau_d = \frac{p l_y l_x}{2DH_{\min}}$$

Hierin is  $\tau_d$  de optredende mantelwrijving.  
Geëist wordt, dat:

$$\tau_d < f_b$$

Hierin is  $f_b$  de rekenwaarde van de maximale schuifspanning van de onderwaterbetonvloer.

### XII.4 Berekening van de buigtrekspanningen in de gebruiksfase

Voor het berekenen van de buigtrekspanningen in de gebruiksfase worden de maatgevende steunpuntsmomenten berekend. Dit wordt gedaan met behulp van de momentencoëfficiënten  $c$  van tabel 19, NEN 6720. De berekening wordt in eerste instantie gedaan voor een middenveld. Na berekening van het weerstandsmoment kunnen de optredende trekspanningen worden vergeleken met de toelaatbare trekspanningen.

Een optredende trekkracht mag voor maximaal 50% in rekening worden gebracht [8.2.3.2, NEN 6720]. De optredende drukkracht heeft een gunstige invloed op de afschuifsterkte van een constructiedeel.

## Berekening paalstramien en dikte onderwaterbeton (Bouwfase)

grondwaterstand:	400 mm – NAP	U-polder
gewicht OWB:	23 kN/m <sup>2</sup>	Gew.betonconstr. met damwand en OWB
sterkteklasse:	B 25	Blad 1

Datum: 15-04-94

File: upolowb.WK1

Naam: R.J.Aartsen

### Wegniveau in m. –NAP

		6	5	4	3
paalstramien lx =	mm	3200	3500	4000	4600 invoer
ly =	mm	3200	3500	4000	4600 invoer
b.k.OWB (gem.)	mm –NAP	7550	6550	5550	4550 invoer
dikte OWB Hgem.	mm	1250	1250	1300	1300 invoer
dikte OWB Hmin.	mm	950	950	1000	1000 invoer
o.k. OWB (gem.)	mm –NAP	8800	7800	6850	5850

### Belastingen

opw. waterdruk	kN/m <sup>2</sup>	84,00	74,00	64,50	54,50
gewicht OWB	kN/m <sup>2</sup>	28,75	28,75	29,90	29,90
result. belast. q	kN/m	55,25	45,25	34,60	24,60
rekenw. belast. p	kN/m <sup>2</sup>	74,93	62,93	50,49	38,49

### Paalkrachten

optr.paalkr.P–optr	kN	566	554	554	521
toelaatbare Paalkr	kN	600	600	600	600
rekenw.paalk.P–rek	kN	767	771	808	814
VEILIGHEID Paalkr		1,06	1,08	1,08	1,15

### Drukbooganalgie

pijl drukboog f	mm	713	713	750	750
dikte drukboog d	mm	95	95	100	100
alpha (bij lmax)	rad	0,4781	0,4371	0,3998	0,3468
drukspan. sigma d	N/mm <sup>2</sup>	9,75	10,65	11,53	13,31
rekenw.drukst. f'b	N/mm <sup>2</sup>	15	15	15	15

### Controle schuifkracht

mantelwrijv. tau d	N/mm <sup>2</sup>	0,90	0,90	0,90	0,90
rekenw.trekst. fb	N/mm <sup>2</sup>	0,92	0,92	0,92	0,92

## Berekening paalstramien en dikte onderwaterbeton (Bouwfase)

grondwaterstand:	400 mm – NAP	U-polder
gewicht OWB:	23 kN/m <sup>2</sup>	Gew.betonconstr. met damwand en OWB
sterkteklasse:	B 25	Blad 2

Datum: 15-04-94

File: upolowb.WK1

Naam: R.J.Aartsen

### Controle buigend moment

	1	1	1	1
ly/lx ( $\geq 1$ )	0,132	0,132	0,132	0,132
conc. factor c				
buigend moment Myy kNm/m	74,7	73,2	73,1	68,7
weerstandsmom Wgem m <sup>3</sup>	0,260	0,260	0,282	0,282
optr. treksp. gem. N/mm <sup>2</sup>	0,287	0,281	0,259	0,244
toel. treksp. gem. N/mm <sup>2</sup>	0,300	0,300	0,300	0,300 invoer
weerstandmom. Wmin m <sup>3</sup>	0,150	0,150	0,167	0,167
optr. treksp. min. N/mm <sup>2</sup>	0,496	0,486	0,438	0,412
toel. treksp. min. N/mm <sup>2</sup>	0,500	0,500	0,500	0,500 invoer

### Controle buigend moment rand

		1300	1400	1700	2100
randafstand r	mm				invoer
ly/lx' ( $\geq 1$ )		1,005	1,020	0,960	0,894
conc. factor k		1,587	1,594	1,567	1,534
buigend moment Mxx kNm/m		74,1	70,7	78,3	83,2
drukkracht N	kN/m	0	0	0	0 invoer
optr. treksp. gem. N/mm <sup>2</sup>		0,285	0,271	0,278	0,295
optr. treksp. min. N/mm <sup>2</sup>		0,493	0,470	0,470	0,499

Datum: 15-04-94  
File: upolowb.WK1  
Naam: R.J.Aartsen

U-polder  
Gew.betonconstr. met damwand en OWB  
Blad 3

### INVOER

1. Grondwaterstand	400 mm – NAP
2. Gewicht onderwaterbeton	23 kN/m <sup>3</sup>
3. Rekenwaarde belasting (uiterste grenstoest.)	1,20 x opw.waterdruk (NEN 6702 art.5.2.2) 0,90 x gewicht OWB (NEN 6702 art.5.2.1)
4. Prefab paal vierkant	450 mm (=D)
5. Toelaatbare paalkracht	600 kN
6. Rekenw. druksterkte f'b	15 N/mm <sup>2</sup> (NEN 6720 art.6.1.1)
7. Rekenw. treksterkte fb	0,92 N/mm <sup>2</sup> (NEN 6720 art.6.1.2)
8. Toel. buigtrekspan. gem.	0,30 N/mm <sup>2</sup> (bij Hgem)
9. Toel. buigtrekspan. min.	0,50 N/mm <sup>2</sup> (bij Hmin)

– Paalstramien ly en lx	Invoer
– Dikte onderwaterbeton Hgem.	(Uit Tabel 1)
– Dikte onderwaterbeton Hmin.	(Hgem. – Toleranties)
– O.k. onderwaterbetonvloer	(B.k. OWB-vloer + Hgem.)
– Randafstand r	Invoer

### Formules:

1. pijl f drukboog  $\leq 0.75 H_{min}$
2. dikte d drukboog  $\geq 0.10 H_{min}$
3.  $\alpha = \arctan(2f/(l-D))$       waarbij l = l<sub>max</sub> = ly
4.  $\sigma_d = (p \cdot ly \cdot lx) / \sin(\alpha) \cdot 4 \cdot D \cdot d$       alpha in rad.
5.  $\tau_d = (p \cdot lx \cdot ly) / 2 \cdot D \cdot H_{min}$       (Ribbels aan 2 zijden)

6. Voor ly/lx  $\geq 1$  geldt: conc.factor c =  $0.132 \cdot (ly/lx)^{1.725}$

7.  $M_{yy} = c \cdot q \cdot (lx)^2$  (NEN 6720 art.7.5.3 Tabel 19)

8.  $W_{gem} = 1/6 \cdot 1000 \cdot H_{gem}^2$  (mm<sup>3</sup>)

9.  $W_{min} = 1/6 \cdot 1000 \cdot H_{min}^2$  (mm<sup>3</sup>)

10. optr. buigtrekspan. gem =  $M_{yy} / W_{gem}$  ( $\leq 0.30$  N/mm<sup>2</sup>)

11. optr. buigtrekspan. min =  $M_{yy} / W_{min}$  ( $\leq 0.50$  N/mm<sup>2</sup>)

12. Randafstand r wordt zo gekozen dat,  $(1/2)qr^2 = (1/12)q(lx')^2$

Dus :  $lx' = 2.45 \cdot r$

13. Voor ly/lx'  $\geq 1$  geldt: conc.factor k =  $1.585 \cdot (ly/lx')^{0.29}$

14.  $M_{xx} = k \cdot 0.5 \cdot q \cdot r^2$  (NEN 6720 art.7.5.3 Tabel 19)

15. Bij toepassing van drukkracht: (max. 50 %)

optr. buigtrekspan. gem. =  $M_{xx} / W_{gem} - 0.5 \cdot N / H_{gem}$  ( $\leq 0.30$  N/mm<sup>2</sup>)

optr. buigtrekspan. min. =  $M_{xx} / W_{min} - 0.5 \cdot N / H_{min}$  ( $\leq 0.50$  N/mm<sup>2</sup>)





---

## Bijlage XIII

### Berekening lengte trekpalen

#### XIII.1 Inleiding

In de Exel tabel "Berekening trekpalen", wordt de lengte van de benodigde trekpalen berekend per wegniveau (zie einde van deze bijlage). Deze bijlage is een toelichting op de in deze tabel gemaakte berekeningen.

#### Invoer

De Tabel "Berekening trekpalen" kent een aantal invoervariabelen. Dit zijn:

- De effectieve lengte L van de trekpaal. Onder de effectieve lengte wordt verstaan de diepte die de paal in een zandlaag steekt. Een trekpaal ontleent het grootste gedeelte van z'n trekkracht aan de aanwezige zandlagen. Dit heeft te maken met de verplaatsing van de paal ten opzichte van de omringende grond. Deze is nodig voor de volledige ontwikkeling van de kleef. Over het algemeen is de verplaatsing van de slappe grond groter dan van de relatief stijve zandgrond. Dit betekent dat de kleef zich niet gelijkmatig zal ontwikkelen. Grote verplaatsingen van de paal zijn dan nodig voor het bereiken van de maximale kleef in de slappe lagen. Bij dergelijke grote verplaatsingen kan de kleef in de zandlaag weer beneden de maximale waarde gedaald zijn. Het aandeel van de slappe lagen wordt dan ook verwaarloosd.
- De onderkant van de onderwaterbetonvloer
- De bovenkant van de zandlaag. Deze waarde wordt rechtstreeks uit de gebruikte sondering gehaald.
- Paalstramienmaten; deze worden rechtstreeks gehaald uit de Exel tabel "Berekening paalstramien en dikte onderwaterbeton" (bijlage XII).
- De optredende paalkracht en de rekenwaarde van de paalkracht; deze worden eveneens rechtstreeks gehaald uit de Exel tabel "Berekening paalstramien en dikte onderwaterbeton" (bijlage XII).
- Afmetingen trekpalen. Toegepast wordt een 600 kN prefab betonnen trekpaal □45.

Voor de lengte van de trekpalen is in eerste instantie een aanname gedaan. Deze aanname wordt gecontroleerd met behulp van een aantal mechanismen [gegevens Bouwdienst Rijkswaterstaat].

#### Belastingen

Voor de belastingen wordt uitgegaan van de Exel tabel "Berekening paalstramien en dikte onderwaterbeton" (bijlage XII). Dit geldt voor zowel de representatieve als voor de rekenwaarden.

#### Controle

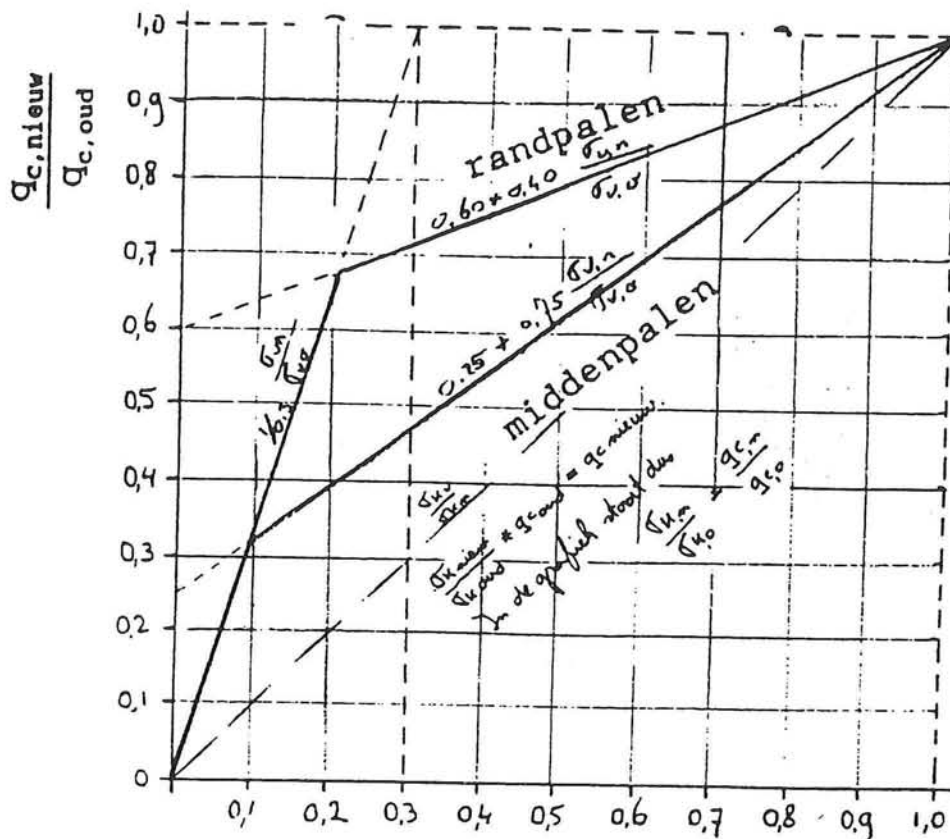
Beschouwd worden de volgende controles:

- Maximale schachtwrijvingskracht (bouwfase).
- Kluitcriterium.
- Controle van de palen onder mobiele belasting (gebruiksfase).

De methoden worden in de volgende paragrafen toegelicht.

### XIII.2 De maximale schachtwrijvingskracht in de bouwfase

De berekening van de maximale schacht wrijvingskracht wordt begonnen met het uitrekenen van de gemiddelde conusweerstand van het zand over de paallengte. Dit is  $q_{c, \text{sond}}$ . Dit wordt gedaan met behulp van de sondering (zie §1.2). De invloed van de na de sondering uitgevoerde ontgraving wordt vervolgens in rekening gebracht. Dit gebeurt door de gemeten sondeerwaarden te reduceren met een factor, die gelijk is aan de verhouding van de verticale korrelspanning voor de ontgraving en de verticale korrelspanning op hetzelfde niveau na de ontgraving. Dit is een veilige aanname, want in werkelijkheid treedt meestal een geringere afname op.



Figuur XIII.1 Bepaling reductiefactor voor CPT t.g.v. ontgraving.

In de Excel tabel "Berekening trekpalen" wordt met behulp van een omrekeningsgrafiek van Grondmechanica Delft deze reductie factor bepaald (figuur XIII.1). Begonnen wordt met het



---

bepalen van de verticale korrelspanningen na- en voor de ontgraving ter plaatse van de bovenkant zandlaag en de onderkant van de paal. Met deze verhouding kan, met behulp van figuur XIII.1, de verhouding tussen de conuswaarden na- en voor de ontgraving worden bepaald. Dit zijn respectievelijk  $q_{c_{nieuw}}$  en  $q_{c_{oud}}$ . De berekening betreft alleen de middenpalen. Voor randpalen is de reductie kleiner. Dit betekent dat hier met een kleinere paallengte kan worden volstaan. Om uitvoeringstechnische redenen wordt echter per wegniveau dezelfde paallengte toegepast.

Vervolgens wordt het gemiddelde genomen van de verhoudingen van de conuswaarde ter plaatse van de bovenkant van de zandlaag en de onderkant van de paal. De gecorrigeerde conuswaarde  $q_{c_{corr}}$  wordt uiteindelijk berekend door:

$$q_{c_{corr}} = \frac{q_{c_{nieuw}}}{q_{c_{oud}}} q_{c_{sond}}$$

Met deze gecorrigeerde conuswaarde kan de maximale schachtwrijving worden bepaald.

De schachtwrijving werkt over het contactoppervlak van paal en grond. Het contactoppervlak wordt in dit geval gedefinieerd als het produkt van paalomtrek (O) en effectieve paallengte (l). Gerekend wordt dus alleen met het in het zand stekende gedeelte van de paal.

De maximale schachtwrijvingskracht kan worden bepaald met behulp van hoofdstuk 5, NEN 6743. Deze bepalingen zijn echter bedoeld voor drukpalen. Bepalingen voor trekpalen zijn echter nog niet beschikbaar. De maximale schachtwrijvingskracht van trekpalen wordt daarom bepaald door de maximale schachtwrijvingskracht voor drukpalen te vermenigvuldigen met een omrekeningsfactor, de zogenoemde conversiefactor ( $f_t$ ). Deze wordt uit ervaringscijfers gesteld op 0,75.

Als materiaalfactor voor de grondeigenschappen wordt een factor  $\gamma = 1,4$  gebruikt. Deze factor wordt ontleend aan tabel 3, NEN 6740. Aangehouden is een op trek belaste geotechnische constructie, waarbij de grondeigenschappen uit een sondering zijn verkregen.

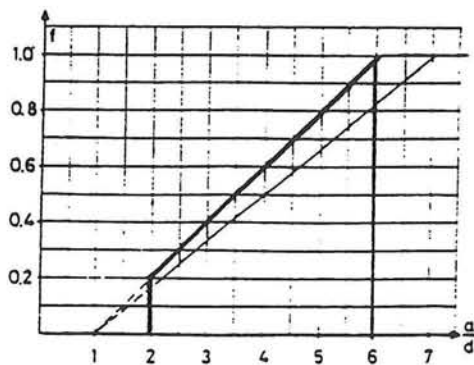
De invloed van het aantal palen in de fundering (capaciteit om krachten te verdelen) en het aantal gemaakte sonderingen (betere kennis) wordt weergegeven door een factor  $ksi$  (tabel 1 NEN 6743).

Aangehouden wordt een waarde voor  $ksi = 0,82$ .

Voor de paal klasse factor  $\alpha_p$ , tabel 2 NEN 6743, wordt voor geheide palen een waarde van  $\alpha_p = 1,0$  aangehouden.

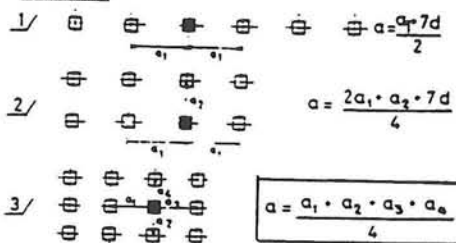
De factor  $\alpha_s$  geeft de invloed weer van de uitvoering. Uit tabel 3 NEN 6743 kan worden afgelezen, dat een in zand geheide gladde prefabbetonpaal een maximale waarde heeft van  $\alpha_s = 0,010$ .

De invloed van de groepswerking ( $f_{groep}$ ) voor trekpalen geheid in zand wordt weergegeven in figuur XIII.2. De factor wordt beïnvloed door de paaldiameter en de stramienmaten van de palen.



f = reductiefactor i.v.m. groepswerking voor trekpalen geheid in zand  
d = paaldiameter  
a = gemiddelde onderlinge afstand tussen de palen (tot hart paal)

voorbeeld



**Figuur XIII.2** Reductiefactor in verband met groepswerking voor trekpalen geheid in zand.

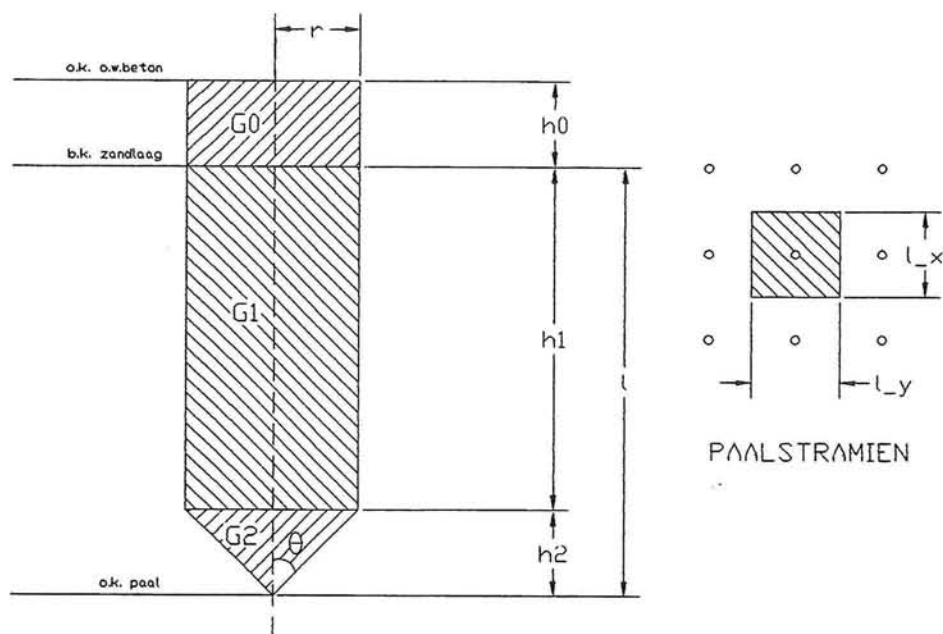
De maximaal toelaatbare schuifweerstand (F) in de bouwfase wordt uiteindelijk bepaald door de volgende formule:

$$F = 0,1 \alpha_s q c_{corr} f_t f_{groep}$$

De rekenwaarde van de schuifweerstand wordt verkregen door:

$$F_{reken} = F \frac{ksi}{\gamma}$$

### XIII.3 Kluitcriterium



**Figuur X.III.3 Kluitcriterium.**

Voor het verticale evenwicht van de onderwaterbetonvloer zal door de palen een bepaald gewicht aan grond moeten worden vastgehouden. Het zogenoemde kluitcriterium vereist een minimale paallengte. Het gewicht van de slappe lagen wordt bij dit criterium wel meegenomen. Verder wordt aangenomen dat de damwanden geen bijdrage leveren aan de verticale krachtwerving.

De grond wordt niet over de volledige paallengte geactiveerd. Bij bezwijken ontstaat een grondkegel met hoogte  $h_2$  (zie figuur XIII.3). De hoogte  $h_2$  wordt bepaald door de hoek van inwendige wrijving van de grondlaag waar zich het gedeelte  $h_2$  bevindt.

Voor de materiaalfactor van de volumieke massa van de grond  $\gamma_{m,g}$  wordt een waarde van 1,1 aangehouden.

In formulevorm wordt het kluitgewicht op de volgende manier bepaald:

$$G_0 = l_x l_y \gamma_{grond} h_0$$

$$G_1 = l_x l_y \gamma_{zand} h_1$$

$$G_2 = \frac{1}{3} l_x l_y h_2$$

Hierin is :

$$h_2 = \frac{r}{\tan \theta}$$

---

en

$$r = \frac{\sqrt{I_x I_y}}{\pi}$$

Het kluitgewicht wordt dan

$$F_{kluit} = \frac{G_0 + G_1 + G_2}{\gamma_{m,g}}$$

Het blijkt dat het kluitgewicht voor alle wegniveaus niet maatgevend is.

### XIII.4 De paalkrachten in de gebruiksfase.

In de gebruiksfase worden de palen extra belast door het gewicht van:

- constructieve vloer en wanden
- uitvullaag
- werkvloer
- het asfalt.

Daarbij zijn de palen onderhevig aan een mobiele belasting. Uitgegaan wordt van verkeersklasse 60. De belasting bestaat volgens de VOSB'63 uit een gelijkmatig verdeelde belasting en een aantal puntlasten. Voor de eenvoud worden de puntlasten omgerekend naar een gelijkmatig verdeelde belasting.

Door deze extra belastingen worden de palen minder op trek belast. Bij kleine aanlegdieptes is zelfs een drukkracht mogelijk. Voor trekpalen, die wisselend op trek en op druk worden belast, moet een reductiefactor  $f_w$  worden toegepast. In [9], wordt aangeraden de reductiefactor toe te passen over het gedeelte van de paalschacht, dat zich bevindt tussen de niveaus op  $\frac{1}{4}$  en  $\frac{3}{4}$  van de paallengte boven het niveau van de paalvoet. De reductiefactor wordt door Begemann op 0,3 gesteld.

Uit ervaringscijfers [gegevens Bouwdienst Rijkswaterstaat] wordt de reductiefactor (over de totale hoogte) afhankelijk gesteld van de grootte van de belastingwissel. De reductiefactor ligt in dit geval tussen 0,9 en 0,4. In de Exel tabel "Berekening trekpalen" wordt (afgeleid uit de beschikbare ervaringscijfers) een aantal richtlijnen opgesteld voor de grootte van de reductiefactor voor de wisselbelasting  $f_w$ .

De maximale trekbelasting in de gebruiksfase wordt verkregen door substitutie van de optredende paalbelasting en de extra permanente belasting.

De minimale trekbelasting (in sommige gevallen zelfs drukbelasting) in de gebruiksfase kan worden gevonden door substitutie van de maximale trekbelasting en de mobiele belasting. De optredende paalkrachten in de gebruiksfase kunnen worden gevonden in aandachtspunt 7, Exel tabel "Berekening trekpalen".

---

De maximale schachtwrijvingskracht in de bouwfase wordt vervolgens gevonden door

$$F_{gebr} = F f_w$$

$$F_{gebr,rek} = F_{rek} f_w$$

Wegniveau	3 m-NAP	U-polder	
o.k.OWB vloer :	5,85 m-NAP	Gew.betonconstructie met damwand en OWB	
bovenkant zandlaag	14,00 m-NAP	Totale paallengte	18,2 m

### 1. Alleenstaande paal. (Bouwfase / Eindfase)

materiaalfactor uit sonderingen :	gamma =	1,40 (8.9, NEN 6740)
reductiefactor aantal palen/sond. :	ksi =	0,82 (5.3.2.1, NEN 6743)
paaltype prefab vierkant 450 mm :	vierk. =	450 mm
factor paalschachtwrijving :	alfa-s =	0,010 (5.3.3.2, NEN 6743)
conversiefactor druk/trek :	ft =	0,75 Ervaringscijfer
reductiefactor groepswerking palen :	fgroep =	1,00 (zie figuur 10.44 uit [9])

Inheinniveau =	24,00 m-NAP ;	lengte L	m	10,00 invoer
paalomtrek O			mm	1800 invoer
gem. conusweerstand over paallengte	(zie sondering)	qc-sond	N/mm <sup>2</sup>	14,80 invoer

sigma' vertikaal nieuw	tpv b.k. zandlaag	kN/m <sup>2</sup>	57,05
sigma' vertikaal oud	tpv b.k. zandlaag	kN/m <sup>2</sup>	108,98
fact. sigma'v-n/sigma'v-o	tpv b.k. zandlaag		0,52 invoer
fact. qc-nieuw/qc-oud	tpv b.k. zandlaag(middenpalen)		0,64
sigma' vertikaal nieuw	tpv o.k. paal	kN/m <sup>2</sup>	157,05
sigma' vertikaal oud	tpv o.k. paal	kN/m <sup>2</sup>	208,98
fact. sigma'v-n/sigma'v-o	tpv o.k. paal		0,75
fact. qc-nieuw/qc-oud	tpv o.k. paal(middenpalen)		0,81

gem. gecorr. conusw. over paallengte	qc-corr	N/mm <sup>2</sup>	10,78
--------------------------------------	---------	-------------------	-------

Bezwijkwaarde Trek	F (Bouwfase)	kN	1455
Rekenw. Trekdraagvermogen	F-rek (Bouwfase)	kN	852
Bezwijkwaarde Trek	Fgebr (Eindfase)	kN	1940
Rekenw. Trekdraagvermogen	Fgebr-rek(Eindfase)	kN	1136

### 2. Kluitgewicht. (Bouwfase)

materiaalfactor vol. massa grond :	gamma =	1,10 (8.9, NEN6740)
mat.factor tang.hoek inw. wrijving :	gamma =	1,15
hoek van inwendige wrijving : fi =		32,5 gr.
gem. effectieve vol.gew. zandlaag : g' =		10,0 kN/m <sup>2</sup>

grondgew. deel o.k. OWB - b.k. zandlaag (h0)	kN	1207
lengte h0+h1+h2	m	18,15
hoogte h2 (kegel)	m	4,68
hoogte h1	m	5,32
Gewicht Fkluit	kN	2420

---

Wegniveau	3 m-NAP		U-polder
o.k.OWB vloer :	5,85 m- NAP		Gew.betonconstructie met damwand en OWB
bovenkant zandlaag	14,00 m- NAP		Totale paallengte 18,2 m

---

### 3.Vergelijking Trekdraagvermogen/Paalkracht en "Overall" veiligheden.

Trekdraagverm. Bouwfase F-rek =	852 /Paalkracht P-rek=	814
Trekdraagverm. Eindfase Fgebr-rek =	1136 /Paalkr.Pgebr-rek=	183
Kluitgewicht Bouwfase F-kluit =	2420 /Paalkr. P-optr=	521
Alleenst. Paal Bouwfase Veiligheid =	2,79 ( >= 2.25 vgl's oude regels)	
Alleenst. Paal Eindfase Veiligheid =	2,16 ( >= 2.50 vgl's oude regels)	
Kluitgewicht Bouwfase Veiligheid =	4,65 ( >= 1.20 vgl's oude regels)	

Wegniveau	3 m - NAP	U-polder
o.k. OWB vloer :	5,85 m - NAP	Gew. betonconstructie met damwand en OWB
bovenkant zandlaag	14,00 m - NAP	Totale paallengte 18,2 m

1. Bepaling  $\sigma_v$ -oud en  $\sigma_v$ -nieuw :

ZIE SONDERING

sigma'v-oud b.k.zandlaag:	0.14+m -> 0.4-m : 0.54 x 17.0 =	9,18 kN
	0.4-m -> 1.5-m: 1,1 x 8.0 =	8,80 kN
	1.5-m -> 3.5-m: 2.0 x 5.0 =	10,00 kN
	3.5-m -> 6.0-m: 2.5 x 10.0 =	25,00 kN
	6.0-m -> 14.00-m: 8.0 x 7.0 =	56,00 kN

-----  
108,98 kN

sigma'v-nieuw b.k.zandl.:	5.85-m -> 14.0-m: 8.15 x 7.0 =	57,05 kN
---------------------------	--------------------------------	----------

-----  
57,05 kN

2. Gem. conusw. over paal tot:	24,00 m - :	14,80 N/mm <sup>2</sup> zie sondering
--------------------------------	-------------	------------------------------------------

3. Paalkrachten in Bouwfase:

Met paalstramien :	lx =	4,600 m	zie tabel 2
	ly =	4,600 m	zie tabel 2
Paalkracht	P-optr =	-521 kN	zie tabel 2
Paalkracht	P-rek =	-814 kN	zie tabel 2

4. Groepswerking palen : (voorwaarde :  $2d \leq a \leq 6d$ )

Gem. onderlinge afstand tussen palen	a =	4,600 m
Paaldiameter	d =	0,508 mm (3,8, NEN 6743)
Reductiefactor groepswerking palen groep =		1,00 ( $\leq 1,00$ ) zie figuur 10.44 uit [9]

5. Belastingen Eindfase:

Gewicht weg, vloer en uitvullaag :		
$0.2 \times 23 + 1,25 \times 24 + 0.3 \times 20 =$		29,80 kN/m <sup>2</sup>
Mobiele belasting als gelijkmatig verdeelde last:		
klasse 60 : $33.33 + 4.0 =$		37,33 kN/m <sup>2</sup>

Zie VOSB 1963, voorschriften v.h. ontwerpen van stalen bruggen, 1e druk.

6. Wisselbelasting :

max.:	-521	+	631	=	110 kN
min.:	110	+	790	=	899 kN

7. Paalkrachten in Gebruiksfase (=Eindfase):

Paalkracht P <sub>gebr</sub> :		110 kN (excl.mob.last)
Paalkracht P <sub>gebr-min</sub> :		899 kN (incl.mob.last)
Paalkracht P <sub>gebr-rek</sub> :		-183 kN (excl.mob.last)



---

Wegniveau	3 m- NAP		U-polder
o.k.OWB vloer :	5,85 m- NAP		Gew.betonconstructie met damwand en OWB
bovenkant zandlaag	14,00 m- NAP		Totale paallengte 18,2 m

---

[9].Grondmechanica, ir.C.v.d.Veen, ir. E.Horvat, ing. C.H. van Kooperen, Amsterdam, okt'81.

[10]Methoden ter voorkoming van opdrijving van constructies in grondwater,KIVI, aug,76

Wegniveau:	4 m-NAP	U-polder
o.k. OWB vloer :	6,85 m- NAP	Gew.betonconstr. met damwand en OWB
bovenkant zandlaag:	14,00 m- NAP	Totale paallengte: 17,2 m

### 1. Alleenstaande paal. (Bouwfase / Eindfase)

materiaalfactor uit sonderingen :	gamma =	1,40 (8.9, NEN 6740)
reductiefactor aantal palen/sond. :	ksi =	0,82 (5.3.2.1, NEN 6743)
paaltype prefab vierkant 450 mm :	vierk. =	450 mm
factor paalschachtwrijving :	alfa-s =	0,010 (5.3.3.2, NEN 6743)
conversiefactor druk/trek :	ft =	0,75 Ervaringscijfer
reductiefactor groepswerking palen :	fgroep =	1,00 (zie figuur 10.44 uit [9])
reductiefactor wisselbel. (Eindfase):	fw =	0,45 (zie opmerking 8)

Inheinviveau =	24,00 m-NAP ;	lengte L	m	10,00 invoer
paalomtrek O			mm	1800 invoer
gem. conusweerstand over paallengte		(zie sondering)		
		qc-sond	N/mm <sup>2</sup>	14,80 invoer

sigma' vertikaal nieuw	tpv b.k. zandlaag	kN/m <sup>2</sup>	50,05
sigma' vertikaal oud	tpv b.k. zandlaag	kN/m <sup>2</sup>	108,98
fact. sigma'v-n/sigma'v-o	tpv b.k. zandlaag		0,46
fact. qc-nieuw/qc-oud	tpv b.k. zandlaag(middenpalen)		0,59 invoer
sigma' vertikaal nieuw	tpv o.k. paal	kN/m <sup>2</sup>	150,05
sigma' vertikaal oud	tpv o.k. paal	kN/m <sup>2</sup>	208,98
fact. sigma'v-n/sigma'v-o	tpv o.k. paal		0,72
fact. qc-nieuw/qc-oud	tpv o.k. paal(middenpalen)		0,79

gem. gecorr. conusw. over paallengte	qc-corr	N/mm <sup>2</sup>	10,23
--------------------------------------	---------	-------------------	-------

Bezwijkwaarde Trek	F (Bouwfase)	kN	1382
Rekenw. Trekdraagvermogen	F-rek (Bouwfase)	kN	809
Bezwijkwaarde Trek	Fgebr (Eindfase)	kN	622
Rekenw. Trekdraagvermogen	Fgebr-rek(Eindfase)	kN	364

### 2. Kluitgewicht. (Bouwfase)

materiaalfactor vol. massa grond :	gamma =	1,10 (8.9, NEN6740)
mat.factor tang.hoek inw. wrijving :	gamma =	1,15
hoek van inwendige wrijving : fi =		32,5 gr.
gem. effectieve vol.gew. zandlaag : g' =		10,0 kN/m <sup>2</sup>

grondgew. deel o.k. OWB - b.k. zandlaag (h0)	kN	801
lengte h0+h1+h2	m	17,15
hoogte h2 (kegel)	m	4,07
hoogte h1	m	5,93
Gewicht Fkluit	kN	1788

Wegniveau:	4 m-NAP		U-polder
o.k. OWB vloer :	6,85 m- NAP		Gew.betonconstr. met damwand en OWB
bovenkant zandlaag:	14,00 m- NAP		Totale paallengte: 17,2 m

### 3.Vergelijking Trekdraagvermogen/Paalkracht en "Overall" veiligheden.

Trekdraagverm. Bouwfase F-rek =	809	/Paalkracht P-rek=	808
Trekdraagverm. Eindfase Fgebr-rek =	364	/Paalkr.Pgebr-rek=	331
Kluitgewicht Bouwfase F-kluit =	1788	/Paalkr. P-optr=	554
Alleenst. Paal Bouwfase Veiligheid =	2,49	( >= 2.25 vgl's oude regels)	
Alleenst. Paal Eindfase Veiligheid =	1,20	( >= 2.50 vgl's oude regels)	
Kluitgewicht Bouwfase Veiligheid =	3,23	( >= 1.20 vgl's oude regels)	

Wegniveau:	4 m - NAP	U-polder
o.k. OWB vloer :	6,85 m - NAP	Gew.betonconstr. met damwand en OWB
bovenkant zandlaag:	14,00 m - NAP	Totale paallengte: 17,2 m

**1. Bepaling sigma'v-oud en sigma'v-nieuw :** ZIE SONDERING

sigma'v-oud b.k.zandlaag:	0.14+m -> 0.4-m : 0.54 x 17.0 =	9,18 kN
	0.4-m -> 1.5-m: 1,1 x 8.0 =	8,80 kN
	1.5-m -> 3.5-m: 2.0 x 5.0 =	10,00 kN
	3.5-m -> 6.0-m: 2.5 x 10.0 =	25,00 kN
	6.0-m -> 14.00-m: 8.0 x 7.0 =	56,00 kN

-----  
108,98 kN

sigma'v-nieuw b.k.zandl.:	6.85-m -> 14.0-m: 7.15 x 7.0 =	50,05 kN
---------------------------	--------------------------------	----------

-----  
50,05 kN

**2. Gem. conusw. over paal tot:** 24,00 m - : 14,80 N/mm<sup>2</sup> sondering

**3. Paalkrachten in Bouwfase:**

Met paalstramien :	lx =	4,000 m	zie tabel 2
	ly =	4,000 m	zie tabel 2
Paalkracht	P-optr =	-554 kN	zie tabel 2
Paalkracht	P-rek =	-808 kN	zie tabel 2

**4. Groepswerking palen :** (voorwaarde : 2d <= a <= 6d)

Gem. onderlinge afstand tussen palen	a =	4,000 m
Paaldiameter	d =	0,508 mm (3.8, NEN 6743)
Reductiefactor groepswerking palen groep =		1,00 (<=1.00)

zie figuur 10.44 uit [9]

**5. Belastingen Eindfase:**

Gewicht weg, vloer en uitvullaag :		
0.2 x 23 + 0.8 x 24 + 0.3 x 20 =		29,80 kN/m <sup>2</sup>
Mobiele belasting als gelijkmatig verdeelde last:		
klasse 60 : 33.33 + 4.0 =		37,33 kN/m <sup>2</sup>

Zie VOSB 1963, voorschriften v.h. ontwerpen van stalen bruggen, 1e druk.

**6. Wisselbelasting :**

max.:	-554	+	477	=	-77 kN
min.:	-77	+	597	=	520 kN
Neem factor wisselbel. (kleine trek > trek):					0,45

zie opm. 8

**7. Paalkrachten in Gebruiksfase (=Eindfase):**

Paalkracht Pgebr :	-77 kN (excl.mob.last)
Paalkracht Pgebr-min :	520 kN (incl.mob.last)
Paalkracht Pgebr-rek :	-331 kN (excl.mob.last)

---

Wegniveau:	4 m-NAP		U-polder
o.k. OWB vloer :	6,85 m- NAP		Gew.betonconstr. met damwand en OWB
bovenkant zandlaag:	14,00 m- NAP		Totale paallengte: 17,2 m

---

#### 8. Richtwaarden voor factor wisselbelasting fw :

trek (-300)	>> grote trek (-600)	: 0.90
kleine trek (-150)	>> trek (-450)	: 0.75
nul (0)	>> trek (-300)	: 0.60
kleine druk (+150)	>> kleine trek (-150)	: 0.50
druk (+300)	>> trek (-300)	: 0.40

- [9]. Grondmechanica, ir. C.v.d.Veen, ir. E. Horvat, ing. C.H. van Kooperen, Amsterdam, okt'81.  
[10] Methoden ter voorkoming van opdrijving van constructies in grondwater, KIVI, aug, 76  
blz 21: Bij het afw. belasten van de trekpalen moet een red.factor worden toegepast van 0,3  
Wanneer de paal enkel en alleen op trek wordt belast wordt een reductiefactor van 0.9 toegepast  
De richtwaarden uit [8] zijn aan de hand van deze waarden opgesteld

Wegniveau:	5 m-NAP	U-polder
o.k. OWB vloer :	7,80 m-NAP	Gew.betonconstr. met damwand en OWB
bovenkant zandlaag:	14,00 m-NAP	Totale paallengte: 16,2 m

### 1. Alleenstaande paal. (Bouwfase / Eindfase)

materiaalfactor uit sonderingen :	gamma =	1,40 (8.9, NEN 6740)
reductiefactor aantal palen/sond. :	ksi =	0,82 (5.3.2.1, NEN 6743)
paaltype prefab vierkant 450 mm :	vierk. =	450 mm
factor paalschachtwrijving :	alfa-s =	0,010 (5.3.3.2, NEN 6743)
conversiefactor druk/trek :	ft =	0,75 Ervaringscijfer
reductiefactor groepswerking palen :	fgroep =	1,00 (zie figuur 10.44 uit [9])
reductiefactor wisselbel. (Eindfase):	fw =	0,45 (zie opmerking 8)

Inheinniveau =	24,00 m-NAP ;	lengte L	m	10,00 invoer
paalomtrek O			mm	1800 invoer
gem. conusweerstand over paallengte		(zie sondering)		
		qc-sond	N/mm <sup>2</sup>	14,90 invoer

sigma' vertikaal nieuw	tpv b.k. zandlaag	kN/m <sup>2</sup>	43,40
sigma' vertikaal oud	tpv b.k. zandlaag	kN/m <sup>2</sup>	108,98
fact. sigma'v-n/sigma'v-o	tpv b.k. zandlaag		0,40
fact. qc-nieuw/qc-oud	tpv b.k. zandlaag(middenpalen)		0,55 invoer
sigma' vertikaal nieuw	tpv o.k. paal	kN/m <sup>2</sup>	143,40
sigma' vertikaal oud	tpv o.k. paal	kN/m <sup>2</sup>	208,98
fact. sigma'v-n/sigma'v-o	tpv o.k. paal		0,69
fact. qc-nieuw/qc-oud	tpv o.k. paal(middenpalen)		0,76

gem. gecorr. conusw. over paallengte	qc-corr	N/mm <sup>2</sup>	9,78
--------------------------------------	---------	-------------------	------

Bezwijkwaarde Trek	F (Bouwfase)	kN	1321
Rekenw. Trekdraagvermogen	F-rek (Bouwfase)	kN	774
Bezwijkwaarde Trek	Fgebr (Eindfase)	kN	594
Rekenw. Trekdraagvermogen	Fgebr-rek(Eindfase)	kN	348

### 2. Kluitgewicht. (Bouwfase)

materiaalfactor vol. massa grond :	gamma =	1,10 (8.9, NEN6740)
mat.factor tang.hoek inw. wrijving :	gamma =	1,15
hoek van inwendige wrijving : fi =		32,5 gr.
gem. effectieve vol.gew. zandlaag : g' =		10,0 kN/m <sup>2</sup>

grondgew. deel o.k. OWB - b.k. zandlaag (h0)	kN	532
lengte h0+h1+h2	m	16,20
hoogte h2 (kegel)	m	3,56
hoogte h1	m	6,44
Gewicht Fkluit	kN	1332

Wegniveau:	5 m-NAP	U-polder
o.k. OWB vloer :	7,80 m- NAP	Gew.betonconstr. met damwand en OWB
bovenkant zandlaag:	14,00 m- NAP	Totale paallengte: 6,2 m

### 3.Vergelijking Trekdraagvermogen/Paalkracht en "Overall" veiligheden.

Trekdraagverm. Bouwfase F-rek =	774 /Paalkracht P-rek=	771
Trekdraagverm. Eindfase Fgebr-rek =	348 /Paalkr.Pgebr-rek=	406
Kluitgewicht Bouwfase F-kluit =	1332 /Paalkr. P-optr=	554
Alleenst. Paal Bouwfase Veiligheid =	2,38 ( >= 2.25 vgl's oude regels)	
Alleenst. Paal Eindfase Veiligheid =	3,15 ( >= 2.50 vgl's oude regels)	
Kluitgewicht Bouwfase Veiligheid =	2,40 ( >= 1.20 vgl's oude regels)	

-----  
Wegniveau: 5 m - NAP | U-polder  
o.k. OWB vloer : 7,80 m - NAP | Gew.betonconstr. met damwand en OWB  
bovenkant zandlaag: 14,00 m - NAP | Totale paallengte: 16,2 m  
-----

1. Bepaling  $\sigma_v$ -oud en  $\sigma_v$ -nieuw : ZIE SONDERING

$\sigma_v$ -oud b.k.zandlaag: 0.14+m  $\rightarrow$  0.4-m :  $0.54 \times 17.0 = 9,18$  kN  
0.4-m  $\rightarrow$  1.5-m:  $1,1 \times 8.0 = 8,80$  kN  
1.5-m  $\rightarrow$  3.5-m:  $2.0 \times 5.0 = 10,00$  kN  
3.5-m  $\rightarrow$  6.0-m:  $2.5 \times 10.0 = 25,00$  kN  
6.0-m  $\rightarrow$  14.00-m:  $8.0 \times 7.0 = 56,00$  kN

-----  
108,98 kN

$\sigma_v$ -nieuw b.k.zandl.: 7.8-m  $\rightarrow$  14.0-m:  $6.20 \times 7.0 = 43,40$  kN

-----  
43,40 kN

2. Gem.conusw. over paal tot: 24,00 m - : 14,80 N/mm<sup>2</sup>  
zie sondering

3. Paalkrachten in Bouwfase:

Met paalstramien : lx = 3,500 m zie tabel 2  
ly = 3,500 m zie tabel 2  
Paalkracht P-optr = -554 kN zie tabel 2  
Paalkracht P-rek = -771 kN zie tabel 2

4. Groepswerking palen : (voorwaarde :  $2d \leq a \leq 6d$ )  
Gem. onderlinge afstand tussen palen a = 3,500 m  
Paaldiameter d = 0,508 mm (3.8, NEN 6743)  
Reductiefactor groepswerking palen groep = 1,00 ( $\leq 1.00$ )  
zie figuur 10.44 uit [9]

5. Belastingen Eindfase:

Gewicht weg, vloer en uitvullaag :  
 $0.2 \times 23 + 0.8 \times 24 + 0.3 \times 20 = 29,80$  kN/m<sup>2</sup>

Mobiele belasting als gelijkmatig verdeelde last:  
klasse 60 :  $33.33 + 4.0 = 37,33$  kN/m<sup>2</sup>

Zie VOSB 1963, voorschriften v.h. ontwerpen van stalen bruggen, 1e druk.

6. Wisselbelasting :

max.: -554 + 365 = -189 kN  
min.: -189 + 457 = 268 kN

Neem factor wisselbel. (kleine trek > trek): 0,45 zie opm. 8

7. Paalkrachten in Gebruiksfase (=Eindfase):

Paalkracht Pgebr : -189 kN (excl.mob.last)  
Paalkracht Pgebr-min : 268 kN (incl.mob.last)  
Paalkracht Pgebr-rek : -406 kN (excl.mob.last)



---

Wegniveau:	5 m-NAP		U-polder
o.k. OWB vloer :	7,80 m- NAP		Gew.betonconstr. met damwand en OWB
bovenkant zandlaag:	14,00 m- NAP		Totale paallengte: 6,2 m

---

**8. Richtwaarden voor factor wisselbelasting fw :**

trek (-300) >> grote trek (-600) : 0.90  
kleine trek (-150) >> trek (-450) : 0.75  
nul ( 0 ) >> trek (-300) : 0.60  
kleine druk (+150) >> kleine trek (-150) : 0.50  
druk (+300) >> trek (-300) : 0.40

[9]. Grondmechanica, ir. C.v.d.Veen, ir. E.Horvat, ing. C.H. van Kooperen, Amsterdam, okt'81.  
[10]Methoden ter voorkoming van opdrijving van constructies in grondwater, KIVI, aug,76  
blz 21: Bij het afw. belasten van de trekpalen moet een red.factor worden toegepast van 0,3  
Wanneer de paal enkel en alleen op trek wordt belast wordt een reductiefactor van 0.9 toegepast  
De richtwaarden uit [8] zijn aan de hand van deze waarden opgesteld

Wegniveau:	6 m - NAP	U-polder
o.k. OWB vloer :	8,80 m - NAP	Gew.betonconstr. met damwand en OWB
bovenkant zandlaag:	14,00 m - NAP	Totale paallengte: 16,2 m

### 1. Alleenstaande paal. (Bouwfase / Eindfase)

materiaalfactor uit sonderingen :	gamma =	1,40 (8.9, NEN 6740)
reductiefactor aantal palen/sond. :	ksi =	0,82 (5.3.2.1, NEN 6743)
paaltype prefab vierkant 450 mm :	vierk. =	450 mm
factor paalschachtwrijving :	alfa-s =	0,010 (5.3.3.2, NEN 6743)
conversiefactor druk/trek :	ft =	0,75 Ervaringscijfer
reductiefactor groepswerking palen :	fgroep =	1,00 (zie figuur 10.44 uit [9])
reductiefactor wisselbel. (Eindfase):	fw =	0,47 (zie opmerking 8)

Inheinniveau =	25,00 m - NAP ;	lengte L	m	11,00 invoer
paalomtrek O			mm	1800 invoer
gem. conusweerstand over paallengte	(zie sondering)			
	qc-sond	N/mm <sup>2</sup>		14,90 invoer

sigma' vertikaal nieuw	tpv b.k. zandlaag	kN/m <sup>2</sup>	36,40
sigma' vertikaal oud	tpv b.k. zandlaag	kN/m <sup>2</sup>	108,98
fact. sigma'v-n/sigma'v-o	tpv b.k. zandlaag		0,33
fact. qc-nieuw/qc-oud	tpv b.k. zandlaag(middenpalen)		0,50 invoer
sigma' vertikaal nieuw	tpv o.k. paal	kN/m <sup>2</sup>	146,40
sigma' vertikaal oud	tpv o.k. paal	kN/m <sup>2</sup>	218,98
fact. sigma'v-n/sigma'v-o	tpv o.k. paal		0,67
fact. qc-nieuw/qc-oud	tpv o.k. paal(middenpalen)		0,75

gem. gecorr. conusw. over paallengte	qc-corr.	N/mm <sup>2</sup>	9,33
--------------------------------------	----------	-------------------	------

Bezwijkwaarde Trek	F (Bouwfase)	kN	1385
Rekenw. Trekdraagvermogen	F-rek (Bouwfase)	kN	811
Bezwijkwaarde Trek	Fgebr (Eindfase)	kN	651
Rekenw. Trekdraagvermogen	Fgebr-rek(Eindfase)	kN	381

### 2. Kluitgewicht. (Bouwfase)

materiaalfactor vol. massa grond :	gamma =	1,10 (8.9, NEN6740)
mat.factor tang.hoek inw. wrijving :	gamma =	1,15
hoek van inwendige wrijving : fi =		32,5 gr.
gem. effectieve vol.gew. zandlaag : g' =		10,0 kN/m <sup>2</sup>

grondgew. deel o.k. OWB - b.k. zandlaag (h0)	kN	373
lengte h0+h1+h2	m	16,20
hoogte h2 (kegel)	m	3,26
hoogte h1	m	7,74
Gewicht Fkluit	kN	1161

Wegniveau:	6 m-NAP	U-polder
o.k. OWB vloer :	8,80 m- NAP	Gew.betonconstr. met damwand en OWB
bovenkant zandlaag:	14,00 m- NAP	Totale paallengte: 5,2 m

### 3. Vergelijking Trekdraagvermogen/Paalkracht en "Overall" veiligheden.

Trekdraagverm. Bouwfase F-rek =	811 /Paalkracht P-rek=	767
Trekdraagverm. Eindfase Fgebr-rek =	381 /Paalkr.Pgebr-rek=	462
Kluitgewicht Bouwfase F-kluit =	1161 /Paalkr. P-optr=	566
Alleenst. Paal Bouwfase Veiligheid =	2,45 ( >= 2.25 vgl's oude regels)	
Alleenst. Paal Eindfase Veiligheid =	2,50 ( >= 2.50 vgl's oude regels)	
Kluitgewicht Bouwfase Veiligheid =	2,05 ( >= 1.20 vgl's oude regels)	

Wegniveau:	6 m - NAP		U-polder
o.k. OWB vloer :	8,80 m - NAP		Gew.betonconstr. met damwand en OWB
bovenkant zandlaag:	14,00 m - NAP		Totale paallengte: 16,2 m

**1. Bepaling sigma'v-oud en sigma'v-nieuw :** ZIE SONDERING

sigma'v-oud b.k.zandlaag:	0.14+m -> 0.4-m : 0.54 x 17.0 =	9,18 kN
	0.4-m -> 1.5-m : 1,1 x 8.0 =	8,80 kN
	1.5-m -> 3.5-m : 2.0 x 5.0 =	10,00 kN
	3.5-m -> 6.0-m : 2.5 x 10.0 =	25,00 kN
	6.0-m -> 14.00-m : 8.0 x 7.0 =	56,00 kN

-----  
108,98 kN

sigma'v-nieuw b.k.zandl.:	8.8-m -> 14.0-m : 5.20 x 7.0 =	36,40 kN
---------------------------	--------------------------------	----------

-----  
36,40 kN

**2. Gem.conusw. over paal tot:** 25,00 m - : 14,90 N/mm<sup>2</sup> sondering

**3. Paalkrachten in Bouwfase:**

Met paalstramien :	lx =	3,200 m	zie tabel 2
	ly =	3,200 m	zie tabel 2
Paalkracht	P-optr =	-566 kN	zie tabel 2
Paalkracht	P-rek =	-767 kN	zie tabel 2

**4. Groepswerking palen :** (voorwaarde : 2d <= a <= 6d)

Gem. onderlinge afstand tussen palen	a =	3,200 m
Paaldiameter	d =	0,508 mm 3.8, NEN 6743
Reductiefactor groepswerking palen groep =		1,00 (<=1.00)

zie figuur 10.44 uit [9]

**5. Belastingen Eindfase:**

Gewicht weg, vloer en uitvullaag :		
0.2 x 23 + 0.8 x 24 + 0.3 x 20 =		29,80 kN/m <sup>2</sup>
Mobiele belasting als gelijkmatig verdeelde last:		
klasse 60 : 33.33 + 4.0 =		37,33 kN/m <sup>2</sup>

Zie VOSB 1963, voorschriften v.h. ontwerpen van stalen bruggen, 1e druk.

**6. Wisselbelasting :**

max.:	-566	+	305	=	-261 kN
min.:	-261	+	382	=	121 kN
Neem factor wisselbel. (kleine trek > trek):					0,47 zie opmerking 8

**7. Paalkrachten in Gebruiksphase (=Eindfase):**

Paalkracht Pgebr :		-261 kN (excl.mob.last)
Paalkracht Pgebr-min :		121 kN (incl.mob.last)
Paalkracht Pgebr-rek :		-462 kN (excl.mob.last)

---

Wegniveau:	6 m-NAP		U-polder
o.k. OWB vloer :	8,80 m- NAP		Gew.betonconstr. met damwand en OWB
bovenkant zandlaag:	14,00 m- NAP		Totale paallengte: 16,2 m

---

**8.Richtwaarden voor factor wisselbelasting fw :**

trek (-300) >> grote trek (-600) : 0.90  
kleine trek (-150) >> trek (-450) : 0.75  
nul ( 0 ) >> trek (-300) : 0.60  
kleine druk (+150) >> kleine trek (-150) : 0.50  
druk (+300) >> trek (-300) : 0.40

[9]. Grondmechanica, ir.C.v.d.Veen, ir. E.Horvat, ing. C.H. van Kooperen, Amsterdam, okt'81.  
[10]Methoden ter voorkoming van opdrijving van constructies in grondwater,KIVI, aug,76  
blz 21:Bij het afwis. belasten van de trekpalen moet een red.factor worden toepast van 0,3  
Wanneer de paal enkel en alleen op trek wordt belast wordt een reductiefactor van 0.9 toegepast  
De richtwaarden uit [8] zijn aan de hand van deze grenswaarden opgesteld.

