

# **Minimaliseren van de gronddekking van geboorde tunnels**

B. Couperus  
Studienr.: 163058  
April 1996

Technische Universiteit Delft  
Faculteit der Civiele Techniek  
Vakgroep Waterbouwkunde  
Sectie Geotechniek

# Minimaliseren van de gronddekking van geboorde tunnels

Afstudeercommissie:

TU Delft, Vakgroep Waterbouwkunde:

prof. ir. A.F. van Tol

prof. dr. ir. A. Verruijt

ir. B. Polen

prof. ir. drs. J.K. Vrijling

ir. K. G. Bezuijen

Projectbureau Boortunnels Zoetermeer:

ir. J.W. Plekkenpol

B. Couperus

Studienr.: 163058

April 1996

Technische Universiteit Delft  
Faculteit der Civiele Techniek  
Vakgroep Waterbouwkunde  
Sectie Geotechniek

## Voorwoord

Dit rapport is geschreven in het kader van mijn afstudeerproject aan de Technische Universiteit te Delft.

Hierbij is onderzoek verricht naar de mechanismen opdrijven en opbreken van geboorde tunnels. Daarbij is onder andere gebruik gemaakt van het eindige-elementen pakket PLAXIS. Verondersteld wordt dat de lezer enige kennis van de civiele techniek en van de eindige-elementen methode heeft.

Een stage bij het Projectbureau Boortunnels in Zoetermeer maakte deel uit van het afstuderen. De stage is mogelijk gemaakt door Gemeentewerken Rotterdam, afdeling Ingenieursbureau Geotechniek en Milieu, participant in het eerder genoemde projectbureau. Hiervoor wil ik prof. ir. A.F. van Tol mijn hartelijke dank toekennen.

Verder gaat mijn dank uit naar alle medewerkers van dit projectbureau voor hun begeleiding en met name naar Werner en Erik. Tot slot wil ik de commissieleden bedanken voor hun aandacht en geduld bij het begeleiden van het project.

B. Couperus  
Zoetermeer/Delft, April 1996

# Inhoudsopgave

<b>SAMENVATTING</b>	<b>6</b>
<b>LIJST VAN SYMBOLEN</b>	<b>7</b>
<b>1 INLEIDING</b>	<b>9</b>
1.1 Probleemstelling	10
1.2 Opdracht	10
1.3 Indeling van het verslag	10
<b>2 BOORTECHNIEK</b>	<b>11</b>
2.1 Inleiding	11
2.2 Schildmethode	11
2.2.1 Ontgraving	12
2.3 Voorbeeld TBM: Hydroschild	14
<b>3 BEPALING VAN DE DIEPTELIGGING VAN EEN BOORTUNNEL</b>	<b>18</b>
3.1 Inleiding	18
3.2 Blow-out	18
3.3 Opdrijven/opbreken	20
3.3.1 Kwalitatieve beschouwing opdrijven/opbreken	21
<b>4 ANALYTISCHE REKENMODELLEN VOOR OPDRIJVEN/OPBREKEN</b>	<b>24</b>
4.1 Inleiding	24
4.1.1 Te beschouwen modellen 1 t/m 4	24
4.2 Grondparameters en tunnelgegevens	26
4.3 Model 1: Wayss & Freytag	28
4.3.1 Algemeen	28
4.3.2 Opdrijfberekening model 1	29
4.3.2.1 Neerwaartse belasting bij opdrijven model 1	29
4.3.2.2 Opwaartse belasting bij opdrijven model 1	30
4.3.2.3 Veiligheids criterium opdrijven model 1	31
4.3.3 Conclusies opdrijven model 1	31
4.3.4 Opbreekberekening model 1	32
4.3.4.1 Neerwaartse belasting opbreekberekening model 1	33
4.3.4.2 Afleiding wrijvingskracht langs schuifvlak	34
4.3.4.3 Opwaartse belasting opbreekberekening model 1	37
4.3.4.4 Résumé formules opbreekberekening model 1	41
4.3.4.5 Veiligheids criterium opbreekberekening model 1	42
4.3.5 Commentaar	42
4.3.6 Conclusies opbreekberekening model 1	44

4.4 Model 2: Actieve gronddruk	47
4.4.1 Algemeen	47
4.4.2 Opbrekberekening model 2	48
4.4.2.1 Neerwaartse belasting bij opbreken model 2	48
4.4.2.2 Opwaartse belasting bij opbreken model 2	48
4.4.3 Veiligheids criterium model 2	49
4.4.4 Conclusies opbreken model 2	49
4.5 Model 3: Principe verticaal trekanker	51
4.5.1 Algemeen	51
4.5.2 Verticaal trekanker	51
4.5.3 Formules voor een lange strip	52
4.5.4 Toepassing op de tunnel	53
4.5.4.1 Neerwaartse belasting opbreken model 3	54
4.5.4.2 Opwaartse belasting opbreken model 3	54
4.5.4.3 Veiligheids criterium model 3	55
4.5.5 Conclusies model 3	55
4.6 Model 4: Grondmechanica Delft	57
4.6.1 Algemeen	57
4.6.2 Opdrijven en opbreken	57
4.6.2.1 Neerwaartse belasting bij model 4	58
4.6.2.2 Opwaartse belasting bij model 4	59
4.6.2.3 Veiligheids criterium model 4	61
4.6.3 Commentaar	61
4.6.4 Conclusies model 4	62
<b>5 VERGELIJKEN VAN DE MODELLEN</b>	<b>64</b>
5.1 Inleiding	64
5.1.1 Algemeen basismodel	65
5.2 Basismodel 1	66
5.2.1 Basismodel 2	67
5.2.2 Basismodel 3	67
5.3 Basismodel 4	68
5.3.1 Resultaten	69
<b>6 PLAXIS EINDIGE-ELEMENTEN PROGRAMMA</b>	<b>70</b>
6.1 Inleiding	70
6.2 Enkele begrippen	70
6.3 Grondmodel	71
6.3.1 Mohr-Coulomb	71
6.4 Oprijfmodel	73
6.5 Invoerparameters PLAXIS	74
6.6 Berekeningsaanpak	75
6.7 Resultaten	76
6.7.1 Opbreken	80
6.8 Conclusies	82

<b>7 MINIMALE GRONDDEKKING VAN EEN GEBOORDE TUNNEL</b>	<b>85</b>
7.1 Algemeen	85
7.2 Evenwichtsvoorwaarde	85
<b>8 CONCLUSIES EN AANBEVELINGEN</b>	<b>87</b>
8.1 Conclusies	87
8.2 Aanbevelingen	87
<b>LITERATUURLIJST</b>	<b>88</b>
<b>BIJLAGEN</b>	
Bijlage I	91
Bijlage II	104

## Samenvatting

In Nederland wordt de laatste jaren steeds meer de nadruk gelegd op ondergronds bouwen. Terwijl steeds meer beperkingen worden gesteld aan het openbreken van het oppervlak. In opkomst zijn dan ook geboorde tunnels. In het buitenland kan gesproken worden van ruime ervaring in het boren van tunnels. In Nederland zijn nog geen verkeerstunnels geboord. Tegenwoordig zijn technieken beschikbaar die het mogelijk maken in Nederlandse omstandigheden te boren. Onderzoek naar de geboorde tunnel is noodzakelijk om de hoge kosten die gepaard gaan met het boren van tunnels te beperken. Deze hoge kosten worden voor een deel bepaald door de aanlegdiepte van de boortunnel. Door de tunnel zo ondiep mogelijk aan te leggen is het dus mogelijk de kosten te beperken (mits voor de geringere aanlegdiepte geen kostenverhogende voorzieningen getroffen moeten worden).

Aangezien onduidelijk is op welke wijze de minimale aanlegdiepte van een geboorde tunnel goed kan worden afgeschat, is een vergelijking gemaakt tussen een viertal modellen: Wayss & Freytag, Actieve gronddruk, Principe van verticale trekankers, Grondmechanica Delft. Het gaat hierbij met name om de horizontale gronddruk boven de tunnel en de krachten vanuit de tunnel op de grond. Getracht is met een twee-dimensionaal eindige-elementen programma (PLAXIS) hierover meer te kunnen zeggen. Voor de voorbeeldberekeningen is een homogeen zandpakket aangehouden.

Uit het onderzoek is gebleken dat er grote verschillen bestaan tussen de modellen. Met name in de in rekening gebracht neerwaartse en opwaartse krachten. Voor het vergelijken van de horizontale gronddrukken is een basismodel opgesteld waartoe de modellen zijn omgerekend. De horizontale gronddrukcoëfficiënt varieert van actief, ongeveer 0.3, tot 0.8.

Uit computerberekening met het Mohr-Coulomb model is gebleken dat met een gronddrukcoëfficiënt gelijk aan de neutrale gronddrukcoëfficiënt of zelfs iets hoger gerekend zou kunnen worden.

Het fenomeen opbreken, verticaal ovaliseren van de tunnel, zoals dat in veel modellen wordt aangenomen, kon niet duidelijk worden aangetoond met de computerberekeningen. Verwacht zou worden dat bij een afnemende gronddekking de tunnel zou gaan opbreken. De zeer geringe tendens tot verticaal ovaliseren die is waargenomen, kan ook te wijten zijn aan de onnauwkeurigheid van de numerieke berekeningen. Het gebruik van een zogenaamde opbreekkracht zou op basis daarvan achterwege gelaten kunnen worden. Dit sluit ook aan met de geringe veerreactie die berekend wordt in een staafprogramma (volgens het model van GD). Een model op basis van alleen de opdrijfkracht zou reëel zijn. Er zou dan onderzocht moeten worden welke eisen aan de vervormingen van zowel de grond als de tunnel gesteld moeten worden. En hoe dit op een eenvoudige manier in het model kan worden meegenomen.

## Lijst van symbolen

### Standaard

$(EI)_{100\%}$	buigstijfheid van de lining, homogene doorsnede	[kNm <sup>2</sup> ]
$(EI)_{50\%}$	buigstijfheid van de lining, 50% reductie ten behoeve van liningelementen	[kNm <sup>2</sup> ]
$A_v$	verticale resulterende belasting	[kN/m]
$b$	breedte grondmoot	[m]
BO	break-out-factor	[-]
$c'$	cohesie	[kPa]
$C_1$	een voor en gegeven tunnelconstructie nader te bepalen constante	[kN/m <sup>2</sup> ]
$D_{uit}$	uitwendige diameter van de tunnel	[m]
$E_{b,100\%}$	elasticiteitsmodulus van beton	[kN/m <sup>2</sup> ]
$E_{oed}$	elasticiteitsmodulus van grond volgens oedometerproef	[MPa]
$F_{opb}$	opbrekkkracht	[kN/m]
$F_{opd}$	oprijvende kracht	[kN/m]
$G'_g$	grondgewicht	[kN/m]
$G_t$	tunnelgewicht	[kN/m]
$h$	totale gronddekking t.o.v. de bovenkant van de tunnel	[m]
$h_w$	waterdiepte	[m]
$I$	traagheidsmoment van de lining	[m <sup>4</sup> ]
$K_0$	neutrale gronddrukcoëfficiënt	[-]
$K_a$	actieve gronddrukcoëfficiënt	[-]
$K_h$	horizontale gronddrukcoëfficiënt	[-]
$K_{rep}$	representatieve horizontale gronddrukcoëfficiënt	[-]
$N$	normaalkracht in de lining	[kN/m]
$P$	bezwijklast	[kN]
$p$	waterspanning	[kN/m <sup>2</sup> ]
$p_{lucht}$	benodigde luchtdruk	[kN/m <sup>2</sup> ]
$r$	straal in de cirkel van Mohr	
$R_{in}$	inwendige straal van de tunnel	[m]
$R_{sys}$	systeemstraal van de tunnel	[m]
$R_{uit}$	uitwendige straal van de tunnel	[m]
$t$	dikte van de tunnelling	[m]
$T$	schuifkracht	[kN/m]
$T_{rep}$	representatieve verticale wrijvingskracht	[kN/m]
$T_v$	verticaal deel schuifkracht in afschuifvlak	[kN/m]
$u_v(\xi)$	de variabele verticale waterdruk	[kN/m <sup>2</sup> ]
$z$	plaatsdiepte ten opzichte van het maaiveld	[m]
$z_w$	afstand van het bentonietniveau tot de vrije waterspiegel	[m]



## Grieks

$\xi$	hoek met de verticaal, rechtsom positief	[°]
$\varphi'$	inwendige wrijvingshoek	[°]
$2\alpha$	opbreekhoek	[°]
$\Delta h_w$	stijghoogteverschil	[m]
$\Delta u$	waterspanning ten gevolge van stijghoogteverschil	[kN/m <sup>2</sup> ]
$\gamma'_i$	effectief volume gewicht van grondlaag i	[kN/m <sup>3</sup> ]
$\gamma_b$	volume gewicht van beton	[kN/m <sup>3</sup> ]
$\gamma_{droog}$	volume gewicht droge grond	[kN/m <sup>3</sup> ]
$\gamma_i$	volume gewicht van grondlaag i	[kN/m <sup>3</sup> ]
$\gamma_{nat}$	volume gewicht natte grond	[kN/m <sup>3</sup> ]
$\gamma_w$	volume gewicht van water	[kN/m <sup>3</sup> ]
$\eta_1$	veiligheidscoëfficiënt voor het eigen gewicht	[-]
$\eta_2$	veiligheidscoëfficiënt voor de wrijvingskracht	[-]
$\nu$	Poissonconstante	[-]
$\sigma'_h$	horizontale korrelspanning	[kN/m <sup>2</sup> ]
$\sigma'_{h,as}$	horizontale korrelspanning ter hoogte van de as van de tunnel	[kN/m <sup>2</sup> ]
$\sigma'_v$	verticale korrelspanning	[kN/m <sup>2</sup> ]
$\sigma_h$	horizontale grondspanning	[kN/m <sup>2</sup> ]
$\sigma_v$	verticale grondspanning	[kN/m <sup>2</sup> ]
$\psi$	dilatatiehoek	[°]

## 1 Inleiding

De laatste jaren wordt in Nederland steeds meer de nadruk gelegd op ondergronds bouwen, terwijl steeds meer beperkingen worden gesteld aan het openbreken van het oppervlak voor de aanleg van ondergrondse constructies. Een voorbeeld van een ondergrondse constructie die aan deze beperkingen tegemoet komt is een geboorde tunnel. In het buitenland (o.a. Japan, Duitsland, USA) zijn hiervan vele voorbeelden te vinden. Het gaat hierbij om tunnels, met diameters in de orde van 6 à 12 m. In Nederland zijn nog geen tunnels van dergelijke omvang geboord. De oorzaak hiervan is met name de grondslag waarin geboord moet worden. Tegenwoordig zijn er technieken beschikbaar die het mogelijk maken ook in Nederlandse omstandigheden tunnels te boren.

Een belangrijk verschil met de in Nederland veel toegepaste afgezonken tunnel is niet alleen de vorm van de doorsnede, rechthoekig voor de afgezonken tunnel en veelal rond voor de geboorde tunnel, maar ook de diepteligging van de tunnel. De grotere diepteligging van de boortunnel, zoals die met de huidige rekenmodellen wordt bepaald, volgt voor een groot deel uit de stabiliteit die tijdens en na de bouw van de tunnel vereist is.

Door de grotere aanlegdiepte van de boortunnel die nodig is om de benodigde stabiliteit te waarborgen, is de lengte van de op- en afritten groter in vergelijking met een afgezonken tunnel [18].

Voor het bepalen van de vereiste aanlegdiepte van geboorde tunnels bestaat een aantal eenvoudige rekenmodellen. Deze modellen vertonen afwijkingen van elkaar wat betreft de in rekening gebrachte krachten. In alle modellen worden de mechanismen opdrijven, opbreken en blow-out beschouwd. Opdrijven wordt veroorzaakt door de resulterende opwaartse waterkracht op de tunnel, ervan uitgaande dat de tunnel in z'n geheel onder de grondwaterspiegel ligt. De opwaartse belasting is in deze situatie maximaal en de weerstand van de natte grond is dan minimaal. Opbreken is een mechanisme dat uitgaat van het verticaal ovaliseren van de tunnel. Hierdoor ontstaat een extra belasting op de grondmoot boven de tunnel. Het mechanisme blow-out kan optreden als de druk op het boorfront te groot wordt, waardoor het drukmedium (bijvoorbeeld lucht of water) kan ontsnappen naar het maaiveld en instabiliteit van de grond optreedt.

Bij geboorde tunnels kan onderscheid worden gemaakt tussen de uitvoeringsfase en de eindfase. Blow-out is een mechanisme dat alleen tijdens de bouwfase kan optreden omdat ten behoeve van de stabiliteit van het boorfront een overdruk noodzakelijk is. De mechanismen die kunnen optreden in de eindfase zijn het opdrijven en het opbreken.

## **1.1 Probleemstelling**

Er zijn verschillende analytische rekenmodellen die de mechanismen opdrijven en opbreken beschrijven. Elk model heeft z'n eigen schematisering en aannames. Hierin bestaan dan ook grote verschillen. Eén van die verschillen betreft de waarde voor de gronddrukcoëfficiënt waarmee de wrijving in de grond wordt berekend. Het is onduidelijk welke spanningssituatie boven de tunnel gebruikt kan worden voor het verkrijgen van een voldoende veilige benadering van de minimale gronddekking. Een ander verschil betreft het fenomeen opbreken. Welke belasting zorgt hiervoor en welke weerstand kan de grond leveren?

## **1.2 Opdracht**

Het doel van dit onderzoek is het minimaliseren van de gronddekking van geboorde tunnels aan de hand van een beschouwing van de horizontale gronddruk boven een tunnel en het fenomeen opbreken. Hierbij wordt gebruik gemaakt van een tweetal bestaande modellen: Wayss & Freytag AG (W&F) en Grondmechanica Delft (GD). Er wordt tevens gebruik gemaakt van het eindige-elementen pakket PLAXIS. Het geheel moet leiden tot een eenvoudig analytisch rekenmodel waarmee een eerste schatting gedaan kan worden voor de minimale gronddekking van een geboorde tunnel.

## **1.3 Indeling van het verslag**

In hoofdstuk 2 wordt een beschrijving gegeven van het boren van een tunnel volgens de schildmethode. Hierbij wordt als voorbeeld het Hydroschild behandeld. Vervolgens worden in hoofdstuk 3 de volgende toetsingsmechanismen voor het bepalen van de minimale gronddekking behandeld:

- blow-out
- opdrijven/opbreken.

In hoofdstuk 4 worden vier analytische modellen voor het toetsen van de veiligheid behandeld. Met die modellen kan een indicatie worden verkregen over de grootte van de minimale gronddekking. Vervolgens worden in hoofdstuk 5 de modellen met elkaar vergeleken op basis van de horizontale gronddruk boven de tunnel. In hoofdstuk 6 worden met het eindige-elementen programma PLAXIS een aantal berekening gemaakt die meer inzicht moeten verschaffen in de horizontale gronddruk. In hoofdstuk 7 wordt een model opgesteld

Tot slot worden in hoofdstuk 8 de conclusies en aanbevelingen vermeld.

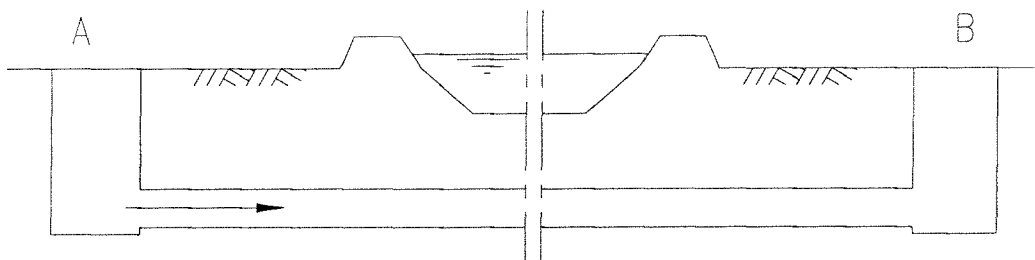
## 2 Boortechiek

### 2.1 Inleiding

In Nederland zal voornamelijk geboord worden in de zogenaamde zachte grondsoorten (grind, zand, silt en klei). En in veel gevallen ook onder de grondwaterspiegel. Dit is altijd het geval als een waterkruising gerealiseerd moet worden. Een boormethode die zich hier uitstekend voor leent is de zogenaamde schildmethode. Het doel van dit hoofdstuk is een indruk te krijgen van het boren in slappe grondsoorten. In dit hoofdstuk wordt dan ook een globale beschrijving gegeven van de hoofdaspecten die een rol spelen bij het boren van een tunnel. Aan de hand van het zogenaamde Hydroschild wordt op bepaalde aspecten dieper ingegaan. Het Hydroschild is als voorbeeld gekozen omdat de eerste tunnel in Nederland met behulp van deze methode geboord gaat worden (Tweede Heinoord Tunnel).

### 2.2 Schildmethode

Alvorens met boren kan worden begonnen, worden vanaf het maaiveld twee schachten gemaakt. Vervolgens kan vanuit de ene schacht naar de andere schacht worden geboord (zie figuur 2-1).



figuur 2-1: Schetsmatige weergave van schachten en boortunnel

Voor de Nederlandse toepassing zijn deze schachten meestal open bouwputten met een grondkering bestaande uit damwanden, diepwanden of combiwanden. Een betonvloer al of niet verankerd met trekpalen vormt de bodem van deze put. De schachten kunnen ook als open caisson of als luchtdrukcaisson worden gebouwd. De afmetingen van de schachten worden in eerste instantie bepaald door de eisen die in de gebruiksfase worden gesteld. De benodigde ruimte in de bouwfase zal echter veelal groter zijn en bepaald daarmee de afmeting van de schachten [2]. De schachten dienen onder andere voor de volgende activiteiten:

- Montage en demontage van de tunnelboormachine.
- Afvoer van de afgegraven grond naar het maaiveld.

- Aanvoer van de tunnelling, prefab ringsegmenten, toeslagstoffen en/of grout en beton.
- Toevoer van een bentoniet suspensie bij vloeistofschilden.
- Kabels en leidingen ten behoeve van energie, communicatie, perslucht en water en dergelijke.
- Aan- en afvoer materialen en materieel ten behoeve van de afbouw van de tunnel.
- Toegang voor personeel.

Bij de schildmethode vindt het ontgraven van de grond en het bouwen van de tunnel plaats in een stalen buisstuk, het zogenaamde schild (zie figuur 2-2). Aan de voorzijde van het schild wordt de grond ontgraven terwijl aan de achterzijde de lining wordt opgebouwd. De lining kan op een tweetal manieren worden aangebracht [2]:

1. Een opbouw uit ringen die uit een aantal (meestal) betonnen ringsegmenten bestaan en die achter in het schild worden gemonteerd. Voor moeilijke situaties worden ook wel gietijzeren ringsegmenten gebruikt.
2. Een opbouw met behulp van geëxtrudeerd staalvezelbeton dat direct achter het schild wordt aangebracht.

Bij de methode waarbij de lining uit een aantal ringsegmenten bestaat, wordt het schild voortbewogen door middel van hydraulische vijzels die zich afzetten op het tunneldeel dat al gereed is. De ruimte tussen de ringsegmenten en de grond, de zogenaamde staartspleet wordt gelijktijdig met het voortschuiven van het schild gevuld met een grout. De staartspleet ontstaat doordat de diameter van het schild groter is dan de tunneldiameter. Afvoer van de ontgraven grond en aanvoer van de ringsegmenten vindt plaats door de schacht en het gerealiseerde tunneldeel.

Bij de methode waarbij de lining uit geëxtrudeerd staalvezelbeton bestaat, wordt het schild voortbewogen door steun te ontnemen aan de binnenbekisting van de lining. Op deze methode wordt niet verder ingegaan.

### **2.2.1 Ontgraving**

Het ontgraven van de grond en het intact houden van het graaffront kan op verschillende manieren plaatsvinden. Dit loopt uiteen van een:

- “Gesloten” fronttechniek: een min of meer gesloten graaffront waarbij van een complete beheersing van het graaffront en het grondwater sprake is, tot
- “Open” fronttechniek: een geheel open graaffront waarbij geen gesloten systeem aanwezig is ten behoeve van de stabiliteit van het boorfront (zowel grond als grondwater). Indien de stabiliteit van de grond aan het boorfront niet voldoende is, kan deze op mechanische wijze worden verkregen. Deze techniek wordt meestal toegepast bij kleinere tunnels, [1].

In figuur 2-2 is een afbeelding te zien van een tunnelboormachine (TBM, in dit geval het Hydroschild van Duitse makelij), een volledig geautomatiseerd systeem, waarmee tegenwoordig meestal het ontgraven plaatsvindt, met name als onder de grondwaterspiegel moet worden geboord. De grond wordt dan door een graafwiel of graafschijf ter plaatse van het graaffront verwijderd en via het gereedzijnde tunneldeel afgevoerd.

Om te voorkomen dat de tunnel volstroomt met water, wanneer onder de grondwaterstand wordt geboord, is een waterdicht schot aangebracht dat de ontgravingskamer scheidt van de gereedzijnde tunnel. In verband met de stabiliteit van het graaffront wordt in deze kamer een overdruk gehanteerd. De wijze waarop de stabiliteitsdruk wordt overgebracht op het boorfront is afhankelijk van het type schild.

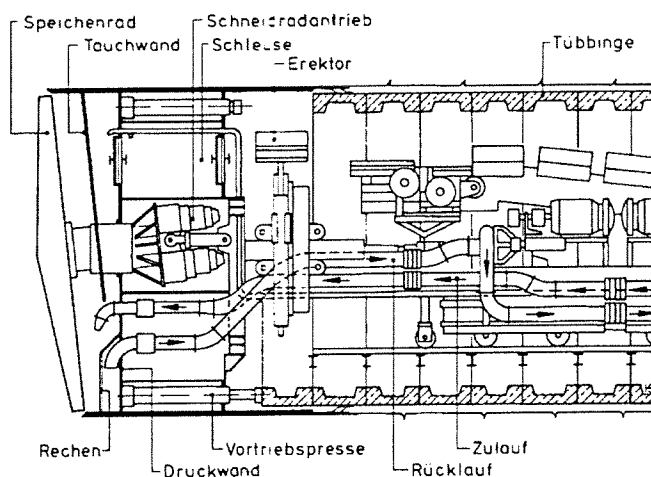
Een keuze tussen de diverse methodes wordt gedaan op grond van afwegingen van onder meer de volgende aspecten:

- situering en verloop van het tracé;
- grondopbouw;
- kwaliteitseisen van de constructie;
- diameter van de tunnel;
- trajectlengte;
- kosten.

## 2.3 Voorbeeld TBM: Hydroschild

### Algemeen

Dit schild is ontwikkeld door aannemingsmaatschappij Wayss & Freytag AG uit Duitsland (zie figuur 2-2). Dit schild kan ten behoeve van boortunnels met grotere diameters in Nederland ingezet worden. Het eerste schild van dit type is in 1974 in Hamburg-Wilhelmsburg ingezet ten behoeve van de bouw van een 4555 m lang hoofdriool. De grootste diameters die met dit type schild zijn geboord in de zachte grondsoorten bedragen 11.6 m.

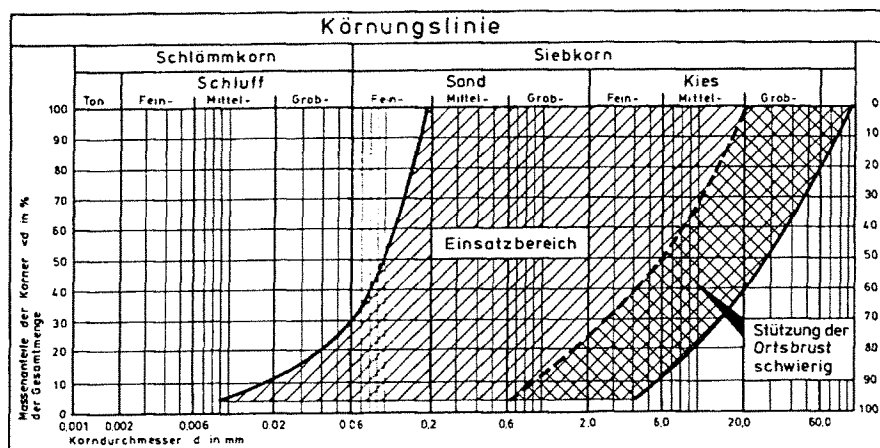


figuur 2-2: Hydroschild, Metro Antwerpen, 1977/1987 [11]

In eerste instantie is het Hydroschild ontworpen voor het boren onder de grondwater-spiegel in weinig of niet cohesieve, korrelige grondsoorten met een geringe hoeveelheid kleideeltjes, tot 20%. Het toepassingsgebied van dit schild is in de loop der tijd uitgebreid tot bodemsoorten waar afwisselend cohesieve lagen worden aangetroffen. Een noodzakelijke ingreep was een uitbreiding en optimalisatie van het grondscheidingsproces. Om de steunvloeistof, die ook gebruikt wordt voor het transport van de afgegraven grond, te kunnen hergebruiken moeten ook de fijne gronddeeltjes van de vloeistof gescheiden worden. Het inzetgebied van het Hydroschild is in figuur 2-3 weergegeven.

Het Hydroschild is toegepast in de volgende grondsoorten of combinaties daarvan:

1. Met een eenvoudige grondscheidingsinstallatie:
  - Zand en grind zonder cohesie.
  - Cohesief zand en grind met hooguit 20% slibdeeltjes.
2. Met een uitgebreide grondscheidingsinstallatie:
  - Cohesief zand en grind met meer dan 20% slibdeeltjes.
  - Zand en grind met grote aandelen matig vaste klei.
  - Mergel.
  - Vaste klei.



figuur 2-3: Inzetbaarheid van het Hydroschild, afhankelijk van de grondsoort [11]

In het algemeen kunnen op economische wijze met schudzeven en hydrocyclonen korrels met diameters van 0,05 mm tot 100 mm van de steunvloeistof worden gescheiden. Met speciale hydrocyclonen en centrifuges kan dit bereik zelfs tot een ondergrens van 0,015 mm worden uitgebreid, dit vergt wel extra investeringen. Als steenbrekers worden gebruikt, dan is het mogelijk de bovengrens te verleggen naar stenen tot 400 mm. Deze extra investeringen zijn alleen zinvol wanneer het percentage aan delen buiten het zandbereik, van 0,063 mm tot 2 mm, niet groter dan circa 20%. Is dit aandeel groter dan zal een ander schildtype moeten worden gekozen, bijvoorbeeld een gronddrukbalansschild [1], [2].

#### Ondersteuning van het boorfront

Tijdens het boren wordt de ondersteuning van het boorfront gerealiseerd door middel van een onder druk gehouden vloeistof. Deze vloeistof zal voor de Nederlandse omstandigheden meestal bestaan uit een water-bentonietsuspensie.

Alleen bij cohesieve grondsoorten met een voldoende samenhang kan de toepassing van water- of luchtdruk als ondersteuning van het boorfront overwogen worden. De suspensie verhindert het binnenstromen van grondwater in de ontgravingskamer en draagt op deze manier bij aan de stabiliteit van de grond aan het boorfront.

#### Nauwkeurige drukregeling

Eén van de belangrijkste kenmerken van het Hydroschild is de nauwkeurige suspensiedrukregeling. In figuur 2-2 is een aparte kamer te zien in de met bentoniet gevulde ontgravingskamer die gevuld is met onder druk gehouden lucht. Hierdoor wordt de regeling van de steundruk gescheiden van het suspensietransport. Over een relatief groot bereik is het mogelijk plotselinge drukverliezen in de bentoniet op te vangen zonder verlies van steundruk aan het graaffront. In het luchtkussen kan de druk met een nauwkeurigheid van tenminste 0,1 bar geregeld worden [2]. Drukschommelingen kunnen optreden wanneer bijvoorbeeld een obstakel of zeer doorlatende grond wordt gepasseerd.



### **Grondontgraving**

Het ontgraven van de grond gebeurt met behulp van een graafspakenwiel met een centrale as. Dit wiel kan drie tot zeven spaken bevatten. De as van het wiel maakt een kleine hoek van de lengte-as van de TBM (figuur 2-2). Hierdoor staat het boorfront dan ook niet haaks op de lengte-as van de TBM. Men treft dit aan bij een aantal machines omdat gehoopt wordt dat dit de stabiliteit van het boorfront bevordert. Er zijn geen concrete aanwijzingen dat dit ook werkelijk het geval is. De graafspaken zijn van snijdelen voorzien die zo gerangschikt zijn dat het hele boorfront gelijkmatig afgegraven wordt. De snijdelen kunnen vanuit de ontgravingskamer vanaf de achterzijde van het wiel vervangen worden.

De omwentelingssnelheid van het graafspakenwiel is zodanig dat er steeds voldoende tijd is om de onder druk gehouden steunvloeistof een nieuwe bentonietcake op het boorfront te laten vormen. Op deze manier wordt getracht plaatselijke instabiliteiten aan het boorfront te voorkomen. Een veel voorkomende omwentelingssnelheid van het graafwiel is 0.5 à 4 omwentelingen per minuut. Het wiel kan zowel links- als rechtsom draaien.

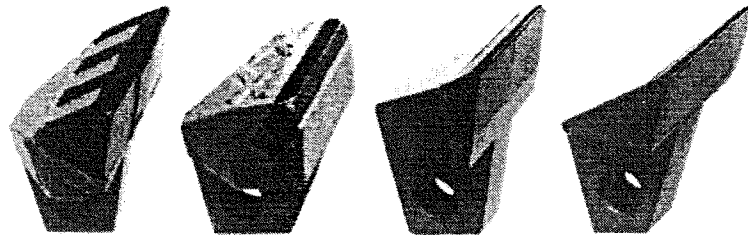
Het graafwiel kan in axiale richting van de aandrijvingsas 0.4 tot 0.6 m verplaatst worden. Hierdoor is een eventuele gewenste excentrische ontgraving, ten opzicht van de lengte-as van de TBM, mogelijk.

Het voordeel van een graafspakenwiel ten opzichte van een nagenoeg gesloten graafschijf is dat de toegankelijkheid van eventuele obstakels die voor het schild liggen groter is. Een graafspakenwiel is over een geringer oppervlak in aanraking met het boorfront, waardoor het aandrijfmoment aanzienlijk kleiner is.

Een verschijnsel dat zich voordoet bij het boren in cohesieve grondsoorten is het meedraaien met het graafwiel van grondproppen. Een nieuwe ontwikkeling hierin is het centrifug monteren, voor op het graafwiel, van een apart aangedreven kam die de kleiballen los snijdt en die daardoor naar achteren in de afvoerleiding afgevoerd kunnen worden.

### **Obstakels verwijderen**

Het breken van stenen en andere obstakels in de grond en voor het schild gebeurt in eerste instantie door de snijdelen op het graafspakenwiel. In figuur 2-4 is een aantal voorbeelden gegeven van snijdelen. Grotere stenen die uit het boorfront kunnen vallen worden met behulp van een steenbreker in de ontgravingsruimte gebroken. Hierna kunnen ze met de afgegraven grond via de afvoerleiding worden verwijderd.



figuur 2-4: Voorbeelden van snijdelen (Japans schild, Kawasaki) [11]

Een graafschijf heeft relatief kleine openingen waardoor de afgegraven grond naar binnen kan vallen. Grotere stenen kunnen de ontgravingskamer niet bereiken. Een steenbreker is bij een graafschijf dan ook niet nodig. De stenen of andere obstakels worden door de snijdelen op de graafschijf verbrijzeld of door de TBM aan de kant geduwd. Als dit niet mogelijk is dan moeten de obstakels met de hand verwijderd worden. Hiervoor moeten stalen platen van de graafschijf verwijderd worden om zodoende toegang te krijgen tot obstakels. Dit kost extra tijd en geld.

#### **Betreden van de ontgravingsruimte**

Het betreden van de ontgravingsruimte is noodzakelijk ter beoordeling van het boorfront, het vervangen van de aan slijtage onderhevige onderdelen en het verwijderen van ondergrondse obstakels zoals funderingsresten en grote stenen.

Om de ontgravingskamer te kunnen betreden wordt de bentonietsuspensie weggepompt onder het gelijktijdig opvoeren van de luchtdruk. Bij het wegpompen van de bentonietsuspensie blijft er een bentonietcake achter op het ontgravingsfront. Deze bentonietcake bevordert, samen met de verhoogde luchtdruk, de stabiliteit van het boorfront en vermindert tevens de luchtdrukverliezen. Als de stabiliteit van het boorfront niet door de luchtdruk verzekerd kan worden, dan kunnen hydraulische vijzels steunplaten tussen de spaken van het graafwiel plaatsen om zodoende mechanisch steun te geven.

#### **Transporteren van de afgegraven grond**

Het transporteren van de afgegraven grond wordt mogelijk gemaakt door continu schone bentonietsuspensie aan te voeren onder het gelijktijdig wegpompen van de met grond vermengde suspensie. Bij het grondscheidingsproces wordt de bentonietsuspensie weer geregenereerd.

#### **Voortgang van het schild**

Het vooruitschuiven van het schild verloopt synchroon met de ontgraving. De TBM zet zich hierbij met behulp van vijzels af tegen het al gerealiseerde tunneldeel. Tijdens het plaatsen van de geprefabriceerde tunnelsegmenten staat de TBM en dus het ontgravingsproces stil.

## **3 Bepaling van de diepteligging van een boortunnel**

### **3.1 Inleiding**

Bij de bepaling van de diepteligging van boortunnels wordt uitgegaan van de volgende mechanismen:

- blow-out
- opdrijven/opbreken

Hiervoor zijn eenvoudige analytische rekenmodellen beschikbaar. In dit hoofdstuk wordt een korte algemene beschrijving gegeven van de mechanismen. Blow-out wordt behandeld volgens de wijze van W&F. Het fenomeen opdrijven/opbreken wordt in kwalitatieve zin beschouwd, waarbij een verwachtingspatroon wordt aangeven. In een volgend hoofdstuk wordt hier in kwantitatieve zin op in gegaan. Voor de volledigheid wordt eerst het mechanisme blow-out met de daarbij behorende toetsing behandeld. Daarna wordt dit mechanisme niet meer in de beschouwing meegenomen omdat zal blijken dat dit alleen kan optreden in de bouwfase.

### **3.2 Blow-out**

Tijdens het boorproces kan het nodig zijn onderhoudswerkzaamheden aan de voorzijde van het schild uit te voeren of om obstakels met de hand te verwijderen waarvoor de werkkamer moet worden betreden. Hiertoe verlaagt men de suspensiespiegel terwijl het boorfront gelijktijdig onder luchtdruk wordt gezet. Omdat het risico van instabiliteit van het boorfront onder luchtdruk groter is dan onder suspensiedruk, wordt in de praktijk de spiegelverlaging zoveel mogelijk beperkt, bijvoorbeeld tot de as van de tunnel.

Blow-out kan omschreven worden als het plotseling ontsnappen van een grote hoeveelheid lucht en het daarmee samengaande drukverlies en bezwijken van het boorfront. Het kan grote gevolgen met zich mee brengen voor het personeel, de tunnelboormachine en de omgeving. Het plotseling wegvallen van de druk kan worden veroorzaakt door de volgende drie aspecten:

- Opbarsten ten gevolge van te weinig gronddekking.
- Luchtpiping.
- Opbarsten van tussenlagen in een gelaagd grondstelsel.

#### **Opbarsten ten gevolge van te weinig gronddekking**

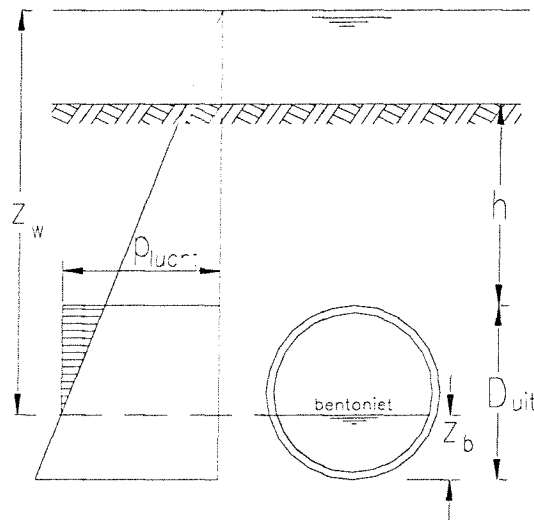
Met de onderstaande evenwichtsbeschouwing kan het risico van het opbarsten ten gevolge van te weinig gronddekking worden weergegeven. Aan de bovenzijde van de tunnel geldt dat de luchtdruk kleiner moet zijn dan de verticale effectieve spanning, terwijl ter hoogte van het bentonietniveau geldt dat de luchtdruk tenminste gelijk is aan de waterdruk (zie figuur 3-1).

Benodigde luchtdruk ter hoogte van het bentonietniveau:

$$p_{\text{lucht}} = z_w \cdot \gamma_w$$

Hierin is:

- $p_{\text{lucht}}$  de benodigde luchtdruk [ $\text{kN/m}^2$ ]  
 $z_w$  de afstand tot de vrije waterspiegel [m]  
 $\gamma_w$  het volume gewicht van water [ $\text{kN/m}^3$ ].



figuur 3-1: Minimaal benodigde gronddekking bij door luchtdruk gesteund boorfront [21]

Het veiligheids criterium luidt:

$$p_{\text{lucht}} < (z_w - D_{\text{uit}}) \cdot \gamma_w + h \cdot \gamma'$$
$$h > \frac{\gamma_w}{\gamma'} \cdot D_{\text{uit}}$$

Hierin is:

- $D_{\text{uit}}$  de uitwendige tunneldiameter [m]  
 $h$  de gronddekking [m].  
 $\gamma'$  het effectief volume gewicht van grond [ $\text{kN/m}^3$ ]

Voor zand met een effectief volumegewicht van bijvoorbeeld  $10 \text{ kN/m}^3$  betekent dit dat de minimale gronddekking  $1 \cdot D_{\text{uit}}$  bedraagt.

### **Luchtpiping**

Het is denkbaar dat de lucht langs bijvoorbeeld obstakels (zoals puin, oude funderingsresten, schachten van getrokken palen) gemakkelijk kan ontsnappen en zodoende een kanaal vormt waardoor het niet mogelijk is de luchtdruk op het benodigde niveau te handhaven. Hierdoor ontstaat instabiliteit van het boorfront. Getracht wordt dit fenomeen uit te sluiten door in eerste instantie te zorgen voor een goede filtercake op het boorfront en in tweede instantie door het verloop van de luchtdruk en het luchtverbruik te volgen. Zodra hierin relatief grote veranderingen optreden wordt de werkkamer weer gevuld met bentonietsuspensie. Hierdoor kan de filtercake opnieuw worden gevormd. Eventueel kunnen maatregelen genomen worden om het fenomeen tijdens het vervolg van het boorproces te voorkomen.

### **Opbarsten van tussenlagen in een gelaagd grondstelsel**

Enig luchtverlies is in het algemeen niet ernstig voor de stabiliteit van het boorfront als de lucht gecontroleerd kan ontsnappen. Bij een gelaagde opbouw van de bodem is het mogelijk dat onder afsluitende grondlagen boven de tunnel luchtdruk wordt opgebouwd. Hierdoor kan op dit hoger gelegen niveau instabiliteit ontstaan. Door een goede filtercake wordt voorkomen dat de lucht deze afsluitende grondlagen kan bereiken. Als toch verwacht wordt dat onder een afsluitende grondlaag luchtdruk kan worden opgebouwd, dan zal gecontroleerd moeten worden of de veiligheid tegen opbarsten voldoende is. De verticale effectieve spanning moet dan groter zijn dan de luchtdruk aan de onderzijde van de afsluitende grondlaag.

Het is duidelijk dat dit mechanisme alleen tijdens het boorproces kan ontstaan. Tijdens het boorproces kan het voorkomen dat het boorfront onder luchtdruk gezet moet worden. Zodra de tunnel gereed is zijn alleen de mechanismen opdrijven en opbreken aan de orde. Daarom worden deze mechanismen voor de bepaling van de minimale gronddekking in het vervolg van dit afstudeerverslag beschouwd en wordt het fenomeen blow-out niet meegenomen. In de bouwfase is het tevens mogelijk tijdelijke maatregelen te treffen die ervoor zorgen dat de veiligheid voldoende is. Hierbij valt te denken aan het toepassen van grondophogingen waardoor de gronddekking tijdelijk wordt verhoogd.

## **3.3 Opdrijven/opbreken**

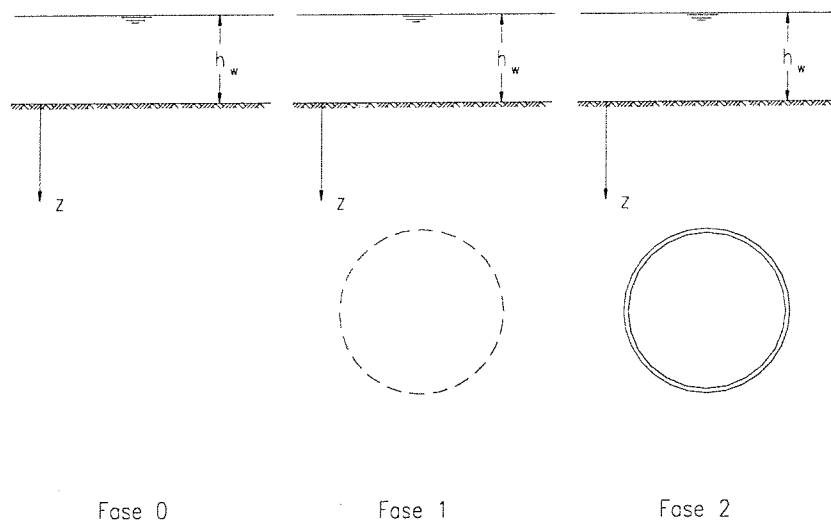
Opdrijven wordt veroorzaakt door het verschil in waterdruk over de tunnel dat permanent aanwezig is. Als de tunnel volledig onder de waterspiegel ligt, is de opdrijvende kracht gelijk aan het volume van de tunnel vermenigvuldigd met het volume gewicht van water (wet van Archimedes). De neerwaartse krachten worden gevormd door het effectieve gewicht van de grondlagen boven de tunnel en de wrijving die in de grond kan worden gemobiliseerd. In sommige rekenmodellen wordt de wrijving niet meegenomen omdat wordt aangenomen dat de verplaatsingen die nodig zijn om deze wrijving op te wekken, ontoelaatbaar groot zijn.

Bij opbreken wordt verondersteld dat de tunnel ten gevolge van horizontale drukken (zowel water- als korreldrukken) verticaal gaat ovaliseren, zie paragraaf 3.3.1. Door dit verticaal ovaliseren wordt een extra kracht, samen met de opdrijfkracht, vanuit de tunnel op de grond erboven uitgeoefend. Deze kracht moet dus ook door de grond worden tegengegaan. Ook hier is het afhankelijk van het model welke neerwaartse krachten worden meegenomen.

### 3.3.1 Kwalitatieve beschouwing opdrijven/opbreken

In deze paragraaf wordt een kwalitatieve beschouwing gegeven van het opdrijven/opbreken. Hoe het werkelijke gedrag van de tunnel en de grond zal zijn, is onbekend. Daarom wordt een verwachtingspatroon voor het gedrag van de tunnel en de grond uitgesproken. Bij het bepalen van de drukken op de tunnel wordt een fasering aangehouden die er als volgt uitziet:

- Fase 0: initiële spanningstoestand.
- Fase 1: tunnel met een gewicht gelijk aan het grondgewicht.
- Fase 2: ontgraven van de grond in de tunnel en het droogzetten ervan.



figuur 3-2: Fasering spanningstoestand in de grond

### Fase 0

Voor fase 0 kunnen de volgende vergelijkingen worden opgesteld voor de verticale grondspanningen en de waterspanningen:

$$\begin{aligned}\sigma_v &= \gamma \cdot z + \gamma_w \cdot h_w \\ p &= \gamma_w \cdot (z + h_w)\end{aligned}$$

Hierin is:

$\sigma_v$	de verticale grondspanning [kN/m <sup>2</sup> ]
$\gamma$	het volume grondgewicht [kN/m <sup>3</sup> ]
$z$	de diepte ten opzichte van de bovenkant van de grond [m]
$h_w$	de waterdiepte [m]
$p$	de waterspanning [kN/m <sup>2</sup> ]

Voor de verticale korrelspanning kan de volgende vergelijking worden opgesteld:

$$\sigma'_v = (\gamma - \gamma_w) \cdot z = \gamma' \cdot z$$

Hierin is:

$\sigma'_v$	de verticale korrelspanning [kN/m <sup>2</sup> ]
$\gamma'$	het effectieve volume grondgewicht [kN/m <sup>3</sup> ].

Een benadering voor de bepaling van de horizontale korrel- en grondspanningen kan gedaan worden op basis van de neutrale gronddrukcoëfficiënt. Hiermee kunnen de volgende vergelijkingen worden opgesteld:

$$\begin{aligned}\sigma'_h &= K_0 \cdot \gamma' \cdot z \\ \sigma_h &= K_0 \cdot \gamma' \cdot z + p\end{aligned}$$

Hierin is:

$\sigma'_h$	de horizontale korrelspanning [kN/m <sup>2</sup> ]
$K_0$	de neutrale horizontale gronddrukcoëfficiënt [-]
$\sigma_h$	de horizontale grondspanning [kN/m <sup>2</sup> ].

### Fase 1

De grond wordt vervangen door een evenzware tunnel. De spanningen en vervormingen veranderen hierdoor niet.

### Fase 2

Het ontgraven van de grond in de tunnel en het droogzetten ervan leidt tot spanningsveranderingen en vervormingen van zowel de grond als de tunnel. De korrelspanningen aan de bovenzijde van de tunnel blijven nagenoeg gelijk en worden bepaald door de gronddekking  $h$ , bij benadering lineair toenemend met de diepte. Ten gevolge van het ontgraven en droogzetten van de tunnel treedt een ontlasting op van de korrelspanningen aan de onderkant van de tunnel. De waterspanningen drukken de tunnel omhoog tegen de

grondlaag boven de tunnel. De verticale korrelspanningen zijn, onder normale omstandigheden, altijd groter dan de horizontale korrelspanningen. Als de tunnel niet vervormd, is er sprake van alleen opdrijven.

Eventueel kunnen wrijvingskrachten in de grond worden meegenomen. Met welke horizontale gronddrukcoëfficiënt  $K_h$  gerekend kan worden is op dit moment nog niet duidelijk. De veiligheid tegen opdrijven kan getoetst worden door:

$$G' + G_t + (2 \cdot T_v) \geq F_{\text{opd}}$$

Hierin is:

$G'$  het effectieve grondgewicht boven de tunnel [kN/m]

$$G' = \gamma' \cdot [2 \cdot R_{\text{uit}} \cdot (h + R_{\text{uit}}) - \frac{1}{2} \cdot \pi \cdot R_{\text{uit}}^2]$$

$G_t$  het tunnelgewicht [kN/m]

$T_v$  de wrijvingskracht langs het verticale schuifvlak [kN/m]

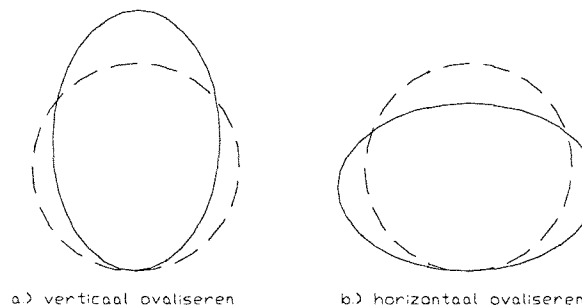
$$T_v = \frac{1}{2} \cdot h \cdot \gamma' \cdot K_h \cdot h \cdot \tan \varphi'$$

$F_{\text{opd}}$  de opdrijfkracht [kN/m]

$$F_{\text{opd}} = \pi \cdot R_{\text{uit}}^2 \cdot \gamma_w$$

### Ovaliseren

De lining is opgebouwd uit elementen die niet volledig scharnierend en niet volledig ingeklemd met elkaar zijn verbonden. Bovendien is de lining niet oneindig buigstijf. De lining zal onder invloed van de korrel- en waterdrukken gaan vervormen. Een buigslappe lining zal ten gevolge van met name de waterdruk verticaal willen gaan ovaliseren (zie figuur 3-3). Tijdens deze vervormingen zullen de belastingen op de tunnel eveneens veranderen. Daar waar de tunnel tegen de grond in vervormt zullen de korrelspanningen toenemen en daar waar de tunnel van de grond af beweegt afnemen. Omdat er altijd een zekere grondlaag boven de tunnel aanwezig moet zijn om opdrijven te voorkomen, zal ten gevolge van de opdrijvende kracht een reactie in die grondlaag worden opgewekt. Door de vervormingen worden tangentiële spanningen op de lining geactiveerd die het zogenaamde verticaal ovaliseren zullen tegenwerken. Bovendien neemt de horizontale korreldruk op de tunnel af op het moment dat enige verticale ovalisatie optreedt. Door de opdrijvende kracht zal de tunnel in z'n geheel omhoog verplaatsen. De vervormingen van de tunnel en/of de grond kunnen dan ook maatgevend zijn.



figuur 3-3: Definitie van het ovaliseren van een tunnel



## 4 Analytische rekenmodellen voor opdrijven/opbreken

### 4.1 Inleiding

In dit hoofdstuk worden vier modellen voor de toetsing van het opdrijven/opbreken behandeld. Voor elk model wordt, voorzover bekend, de afleiding van de vergelijkingen gegeven. Verder wordt voor elk model het verloop van de verhouding tussen de neerwaartse en opwaartse belasting met de diepte gegeven.

In de beschouwingen wordt geen rekening gehouden met het ballastgewicht in de tunnel. Dit gewicht wordt vaak in de tunnel aangebracht na afloop van het boren. Dit heeft te maken met de diverse stadia die onderscheiden kunnen worden bij het boren van een tunnel. Dit zijn globaal de volgende hoofdstadia:

- Grond en water verwijderen met tijdelijke ondersteuning van de grond door het schild.
- Aanbrengen van de liningsegmenten die aangevoerd worden over rails.
- Verwijderen van de TBM en de rails na voltooiing van het boorproces.
- Aanbrengen van de ballastlaag c.q. uitvullaag en verder afbouwen van de tunnel.

De fase waarin de TBM en de rails zijn verwijderd, maar nog geen ballastbeton is aangebracht, wordt als maatgevende fase gezien. In de bouwfase wordt het mogelijk geacht maatregelen te treffen om de veiligheid te verhogen.

#### 4.1.1 Te beschouwen modellen 1 t/m 4

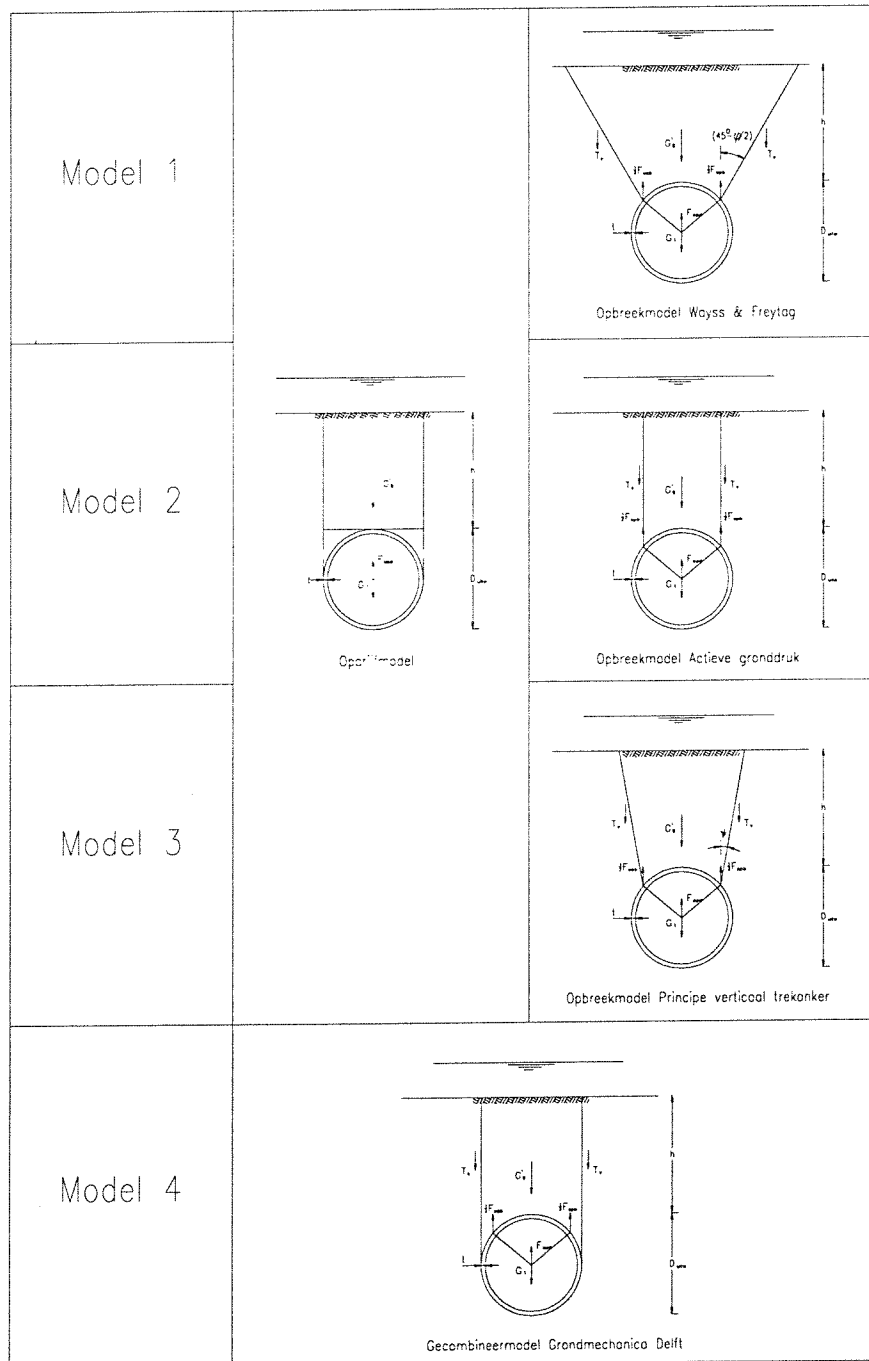
Model 1 is afkomstig uit Duitsland en is opgesteld door de aannemingsmaatschappij Wayss & Freytag AG (W&F). Bij de behandeling van het model in dit verslag is gebruik gemaakt van het rapport “Standaard-berekeningen Geboorde Tunnel Heinenoord” [19]. In dit model zijn twee toestingscriteria opgesteld. Eén voor opdrijven en één voor opbreken. De modellen hiervoor zijn schematisch weergegeven in figuur 4-1. Het toetsingscriterium met de grootste minimale gronddekking is maatgevend. In paragraaf 4.3 wordt hier verder op in gegaan.

Model 2 is gebaseerd op model 1. Het oprijfmodel blijft gelijk aan dat van model 1. In het opbrekmodel wordt echter met een andere spanningtoestand in de grond boven de tunnel gerekend. Dit is gebaseerd op het afstudeerrapport “Risicoanalyse van een geboorde tunnel” [9]. Hierin wordt uitgegaan van de actieve spanningssituatie in de grond boven de tunnel. De wrijvingskracht wordt op basis van de actieve gronddrukcoëfficiënt berekend. Het schema is weergegeven in figuur 4-1.

Model 3 is eveneens gebaseerd op model 1. Het verschil met model 1 is een andere spanningstoestand in de grond boven de tunnel. Dit model is ook afkomstig uit het afstudeerverslag “Risicoanalyse van een geboorde tunnel” [9]. Hierbij wordt de weerstand in de grond boven de tunnel berekend met behulp van de voorwaarden die zijn opgesteld

voor verticale trekankers. Deze voorwaarden zijn opgesteld in het artikel "The behaviour of vertical anchors in soil", door Vermeer en Sutjadi in 1985.

Het laatste model, model 4, is opgesteld door Grondmechanica Delft (GD) [17]. Hierin wordt het opdrijven en opbreken gecombineerd beschouwd en kan worden volstaan met één toetsingscriterium.



figuur 4-1: Overzicht van de beschouwde modellen

## 4.2 Grondparameters en tunnelgegevens

Voor het maken van berekeningen is gebruik gemaakt van de situatie van de Tweede Heinenoord Tunnel. Hiervan is het deel genomen onder de Oude Maas. Voor de eenvoud is gekozen voor een homogene grondsamenstelling. In de praktijk kan dit verwezenlijkt worden door voor het boren een totale grondverbetering toe te passen. Hiermee wordt bedoeld dat de bovenste slappe lagen worden verwijderd, waarna een zandaanvulling plaatsvindt. Feitelijk is dit een mogelijke oplossing voor het verminderen van de benodigde gronddekking. In tabel 4-1 zijn de benodigde grondgegevens samengevat die gebruikt worden in de berekeningen. In tabel 4-2 zijn de tunnelgegevens weergegeven. De gegevens zijn afkomstig uit het rapport *Parameterset voor de predicties*, Projectbureau Boortunnels 1995 [14]. Een verklaring van symbolen is op de volgende pagina gegeven. In figuur 4-2 is de geometrie weergegeven die als uitgangspunt geldt voor voorbeeldberekeningen.

$\gamma_{\text{droog}}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{\text{nat}}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$c'$ [kPa]	$\varphi'$ [°]	$\psi$ [°]	$\nu$ [-]	$E_{\text{oed}}$ [MPa]	$K_0$ [-]
16	19	0	33	3	0.31	25	0.47

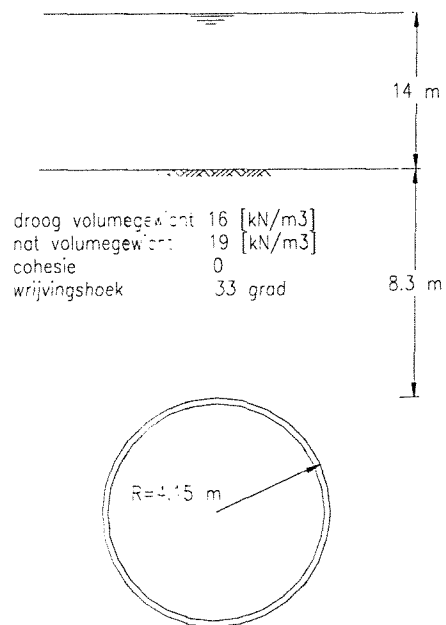
tabel 4-1: Grondparameters

$R_{\text{uit}}$ [m]	$R_{\text{in}}$ [m]	$R_{\text{sys}}$ [m]	$t$ [m]	$\gamma_b$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$E_{b,100\%}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$I$ [m <sup>4</sup> ]	$(EI)_{100\%}$ [kNm <sup>2</sup> ]	$(EI)_{50\%}$ [kNm <sup>2</sup> ]
4.14	3.79	4.00	0.35	24	$3.3 \cdot 10^7$	$3.57 \cdot 10^{-3}$	$8.8 \cdot 10^4$	$5.9 \cdot 10^4$

tabel 4-2: Tunnelgegevens

Verklaring van symbolen:

$\gamma_{\text{droog}}$	droog volumegewicht van grond [kN/m <sup>3</sup> ]
$\gamma_{\text{nat}}$	nat volumegewicht van grond [kN/m <sup>3</sup> ]
$c'$	cohesie [kN/m <sup>3</sup> ]
$\varphi'$	inwendige wrijvingshoek [°]
$\nu$	contractiecoëfficiënt
$E_{\text{oed}}$	elasticiteitsmodulus [kN/m <sup>3</sup> ]
$K_0$	neutrale gronddrukcoëfficiënt [-]
$R_{\text{uit}}$	uitwendige tunnelstraal [m]
$R_{\text{in}}$	inwendige tunnelstraal [m]
$R_{\text{sys}}$	stelselstraal tunnel (neutrale lijn), ten behoeve van staafprogramma [m]
$t$	wanddikte [m]
$\gamma_b$	volumegewicht gewapend beton [kN/m <sup>3</sup> ]
$E_{b,100\%}$	elasticiteitsmodulus beton [kN/m <sup>2</sup> ]
$I$	traagheidsmoment van een segment in tangentiële richting [m <sup>4</sup> ]
$(EI)_{100\%}$	buigstijfheid, geen reductie [kNm <sup>2</sup> ]
$(EI)_{50\%}$	buigstijfheid, reductie van 50% om voegen tussen de segmenten in rekening te brengen [kNm <sup>2</sup> ]

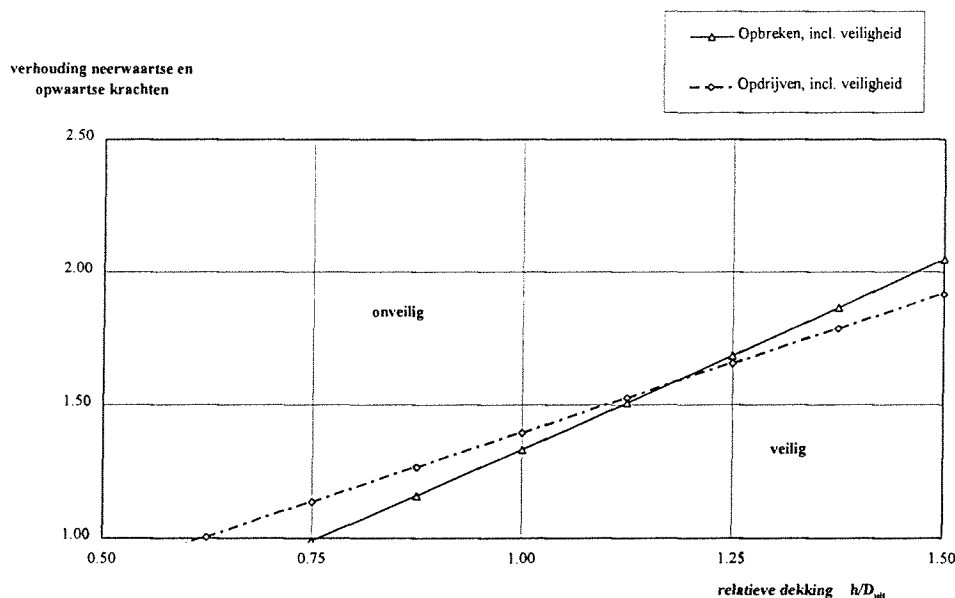


figuur 4-2: Basisgeometrie

### 4.3 Model 1: Wayss & Freytag

#### 4.3.1 Algemeen

In deze paragraaf wordt de opdrijf- en opbrekberekening volgens Wayss & Freytag AG (W&F) behandeld. De mechanismen opdrijven en opbreken worden hier afzonderlijk behandeld. In de opdrijfberekening worden geen wrijvingskrachten en geen grondwiggen (driehoekige grondmooten aan weerszijden van de grondmoot recht boven de tunnel) in de beschouwing meegenomen. Bij de opbrekberekening worden het gewicht van de grondwiggen en de wrijvingskrachten tussen de grondwiggen en de aansluitende grond meegenomen. Voor het toetsen van de veiligheid bestaan nu twee criteria: uit de opdrijfberekening volgt een minimale gronddekking en uit de opbrekberekening volgt een minimale gronddekking. De kleinste hiervan is maatgevend. In figuur 4-3 staat het principe hiervan weergegeven. In deze figuur is een omslagpunt te zien voor  $h/D_{uit} \approx 1.2$ . In het geval dat deze verhouding groter wordt, is het opdrijven maatgevend. Daaronder is opbreken maatgevend.

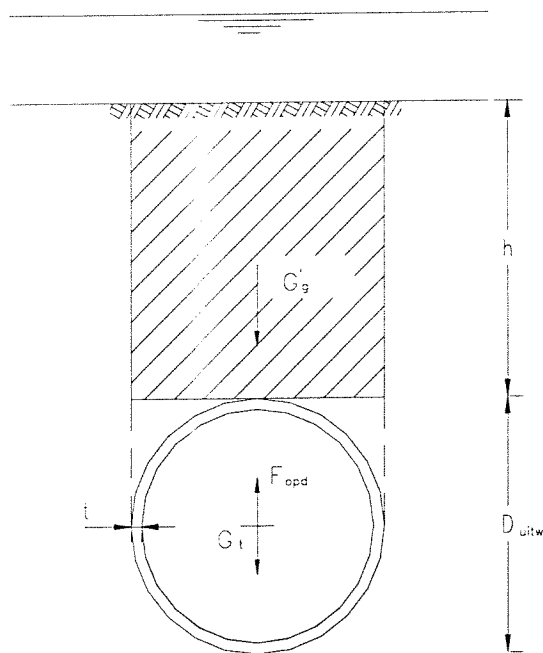


figuur 4-3: Maatgevend gebied model 1

In de volgende paragrafen is gebruik gemaakt van het conceptrapport “Standaardberekeningen Geboorde Tunnel Heinenoord”, 1994 [19], “Cluster 16, Opdrijven en opbreken van tunnels”, 1996 [16] en “LVT Heinenoord, rekenregels voor het ontwerp van de geboorde tunnel” [17].

### 4.3.2 Oprijfberekening model 1

De eis tegen opdrijven dient voor de waarborging van het verticale evenwicht. Hieraan moet in elke levensfase van de tunnel worden voldaan. In figuur 4-4 zijn de krachten aangegeven die van belang zijn voor de oprijfberekening. De opwaartse kracht wordt bepaald met behulp van de wet van Archimedes. De neerwaarts gerichte krachten voor de oprijfberekening bestaan uit het effectieve grondgewicht recht boven de kruin van de tunnel en het gewicht van de tunnel zelf. In de berekening van W&F wordt geen wrijving langs de verticale begrenzing van de grondmoot meegenomen. De gedachte hierachter is dat voor het mobiliseren van wrijvingskrachten aanzienlijke verplaatsingen nodig zijn die men juist niet wil hebben.



figuur 4-4: Relevante krachten oprijfberekening W&F

#### 4.3.2.1 Neerwaartse belasting bij opdrijven model 1

In deze paragraaf komen de belastingen aan de orde die in dit model in rekening worden gebracht. De neerwaarts werkende belasting kan worden onderverdeeld in het eigen gewicht van de tunnel  $G_t$  en het effectieve gewicht van de grondmoot  $G'_g$ . Het eigen gewicht van de tunnel wordt bepaald door het volumegewicht van gewapend beton en het volume van de tunnelring. Bij alle modellen wordt twee-dimensionaal gerekend. Voor de vermelde formules geldt dat alles per strekkende meter in axiale richting van de tunnel werkzaam is.

### Eigengewicht van de tunnel

Het eigengewicht van de tunnel kan met de volgende formule worden berekend:

$$G_t = \pi \cdot (R_{uit}^2 - R_{in}^2) \cdot \gamma_b$$
$$R_{in} = R_{uit} - t$$

Hierin is:

$G_t$	het tunnelgewicht [kN/m]
$R_{in}$	de inwendige straal van de tunnel [m]
$R_{uit}$	de uitwendige straal van de tunnel [m]
$t$	de wanddikte van de lining [m]
$\gamma_b$	het volumieke gewicht van beton [kN/m <sup>3</sup> ].

### Effectieve gewicht grondmoot

Het effectieve gewicht van de grondmoot wordt als volgt bepaald:

$$G'_g = h \cdot \gamma' \cdot b$$
$$b = 2 \cdot R_{uit}$$

Hierin is:

$b$	de breedte van de grondmoot $b = 2 \cdot R_{uit}$ [m]
$G'_g$	het effectieve grondgewicht [kN/m]
$h$	de gronddekking [m]
$\gamma'$	het effectieve volumieke gewicht van grond [kN/m <sup>3</sup> ].

De totale neerwaartse belasting, zoals die in dit model geldt, is de sommatie van het eigen gewicht van de tunnel en het effectieve gewicht van de grondmoot:

$$G_{neer} = G_t + G'_g$$

#### 4.3.2.2 Opwaartse belasting bij opdrijven model 1

De opwaartse belasting ten gevolge van het water  $F_{opd}$ , kan met behulp van de wet van Archimedes worden bepaald:

$$F_{opd} = \pi \cdot R_{uit}^2 \cdot \gamma_w$$

Hierin is:

$F_{opd}$	de oprijfkracht [kN/m]
$\gamma_w$	het volumieke gewicht van water [kN/m <sup>3</sup> ].

#### 4.3.2.3 Veiligheids criterium opdrijven model 1

Met de vergelijkingen voor de neerwaartse belasting  $G_{neer}$  (het tunnelgewicht en het grondgewicht) en de opwaartse belasting  $F_{opd}$  (de opdrijfkracht) kan het volgende veiligheids criterium voor opdrijven worden opgesteld:

$$\frac{G_{neer}}{F_{opd}} = \frac{G_t + G'_g}{F_{opd}} \geq \eta_1$$

De factor  $\eta_1$ , zie tabel 4-3, is afkomstig uit Duitsland en dient voor het ondervangen van materiaalonzekerheden en afwijkingen van de geometrie. Deze factor is eveneens gebruikt bij het ontwerp van de Tweede Heine Noord Tunnel [19].

	$\eta_1$
eindfase	1.10

tabel 4-3: Veiligheidsfactor  $\eta_1$  volgens W & F

#### 4.3.3 Conclusies opdrijven model 1

In tabel 4-4 zijn de resultaten vermeld van een voorbeeldberekening op basis van de gegevens zoals die eerder in dit hoofdstuk zijn weergegeven. Hieruit blijkt dat een gronddekking van 8 m zand een voldoende veiligheid biedt tegen opdrijven. Dit geldt dan voor een gronddekking gelijk aan de uitwendige diameter van de tunnel.

<b>Neerwaartse krachten</b>			
Tunnelgewicht	$G_t$	209	[kN/m]
Effectief grondgewicht	$G'_g$	596	[kN/m]
Totale neerwaartse belasting	$G_{neer}$	785	[kN/m]
<b>Opwaartse krachten</b>			
Opdrijvende kracht	$F_{opd}$	538	[kN/m]
<b>Verhouding neerwaartse en opwaartse krachten</b>			
$\frac{G_{neer}}{F_{opd}} = \frac{785}{538} = 1.46 \geq 1.1$			

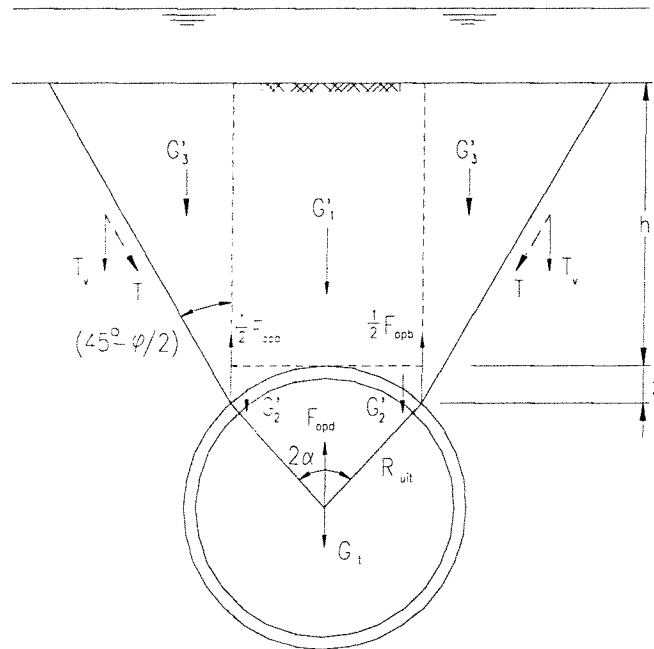
tabel 4-4: Resultaten voorbeeldberekening opdrijven W&F

In figuur 4-13, aan het einde van dit hoofdstuk, is voor verschillende waarden van de relatieve dekking  $h/D_{uit}$  het veiligheids criterium uitgezet. Hierin is af te lezen dat de minimale relatieve dekking, volgende uit het opdrijfmodel, ongeveer 0.7 bedraagt.



#### 4.3.4 Opbrekberekening model 1

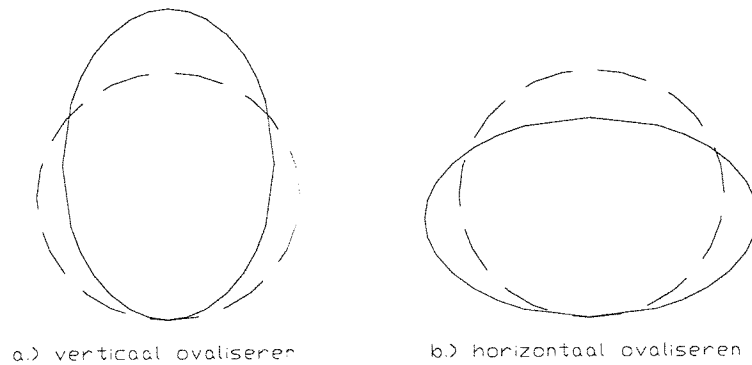
In figuur 4-5 is het model weergegeven dat gehanteerd wordt bij het opbreken. De grondmoot die in de figuur is aangegeven mag niet opbreken. Bij het opbreken wordt aangenomen dat het zogenaamde verticaal ovaliseren van de tunnel (zie figuur 4-6) optreedt. Deze vorm van ovaliseren wordt tegengewerkt door de buigstijfheid van de tunnelring en de grond die zich boven de tunnel bevindt.



figuur 4-5: Relevante krachten opbrekberekening W&F

Een ander verschijnsel dat kan optreden is het zogenaamde horizontaal ovaliseren van de tunnelring. Deze vervorming heeft een toename van de horizontale grondspanningen aan weerszijden van de tunnel tot gevolg. De gronddrukcoëfficiënt  $K$  neemt dan toe ten opzichte van de gronddrukcoëfficiënt die aanwezig is direct na de aanleg van de tunnel, waardoor de vervorming van de tunnel beperkt blijft.

De opbrekberekening is gebaseerd op het voorkomen van het verticaal ovaliseren van de tunnel zodat rondom de tunnelling een bedding kan worden geschematiseerd. In de opbrekberekening wordt het verticale evenwicht beschouwd. Dit wordt gevormd door de opwaarts gerichte krachten en neerwaarts gerichte krachten zoals is aangegeven in figuur 4-5.



figuur 4-6: Ovaliseren van de tunnel

#### 4.3.4.1 Neerwaartse belasting opbrekberkening model 1

De neerwaarts gerichte krachten in de opbrekberkening bestaan uit:

- Het effectieve gewicht van het grondlichaam boven de tunnel.
- Het gewicht van de tunnel.
- De wrijvingskracht langs glijvlakken van het grondlichaam.
- Eventueel het ballastgewicht in de tunnel..

Het effectieve gewicht van de grondmoot recht boven de tunnel kan met de volgende vergelijkingen worden berekend:

$$G'_1 = 2 \cdot R_{uit} \cdot \gamma' \cdot h \cdot \sin \alpha$$

$$2 \cdot G'_2 = \frac{2}{3} \cdot R_{uit}^2 \cdot \gamma' \cdot \sin \alpha \cdot (1 - \cos \alpha)$$

Hierin is:

- $G'_1$  het effectieve gewicht van de grondmoot recht boven de tunnel [kN/m]  
 $G'_2$  het effectieve gewicht van de "gronddriehoek" direct boven de tunnel [kN/m]  
 $2\alpha$  de opbrekhoek [°], in dit model 100°, zie ook [6] en [26].

Het effectieve gewicht van de grondmooten aan weerszijden van de tunnel (de twee driehoeken in figuur 4-5) wordt bepaald door uit te gaan van een moot grond die afschuift over een vlak dat een hoek van  $\theta = (45^\circ - \varphi'/2)$  met de verticale richting maakt. Met de volgende vergelijking wordt het gewicht van de grondmooten berekend:

$$2 \cdot G'_3 = \gamma' \cdot (h + z)^2 \cdot \tan \theta$$

$$\theta = \left( 45^\circ - \frac{\varphi'}{2} \right)$$

$$z = R_{uit} \cdot (1 - \cos \alpha)$$

Hierin is:

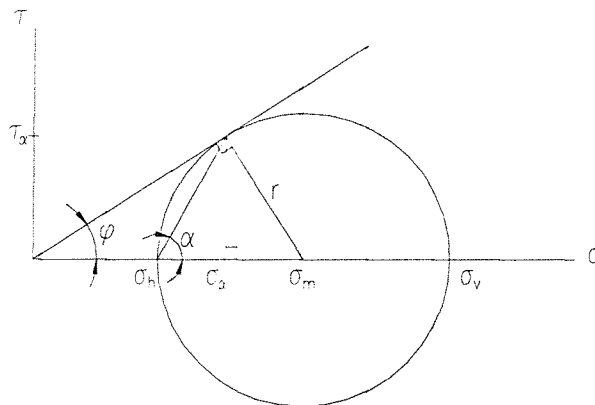
- $G'_3$  het effectieve gewicht van de gronddriehoek [kN/m]
- $z$  de verticale afstand tussen de kruin van de tunnel en de positie op  $\alpha$  [m]
- $\varphi'$  de hoek van inwendige wrijving [°].

Het totale grondgewicht dat in de opbrekberekening wordt meegenomen, bedraagt:

$$G'_g = G'_1 + 2 \cdot G'_2 + 2 \cdot G'_3$$

#### 4.3.4.2 Afleiding wrijvingskracht langs schuifvlak

De wrijvingskracht die gemobiliseerd kan worden langs het afschuifvlak wordt bepaald door het gewicht van de grondmoot  $G'_3$  en wordt veelal afgeleid met behulp van de cirkel van Mohr. Uit de cirkel van Mohr (zie figuur 4-7) kunnen de volgende vergelijkingen worden afgeleid:



figuur 4-7: Cirkel van Mohr

$$\tan \alpha = \frac{\tau_\alpha}{(1 - \sin \varphi') \cdot r}$$

$$\cos \varphi' = \frac{\tau_\alpha}{\sin \varphi' \cdot \sigma_m}$$

$$\sin \varphi' = \frac{r}{\sigma_m}$$

Hierin is:

- $\tau_\alpha$  de schuifspanning [kN/m<sup>2</sup>].
- $r$  de straal van de cirkel, gelijk aan het gemiddelde van de hoofdspansingen:

$$r = \frac{\sigma_h + \sigma_v}{2}$$

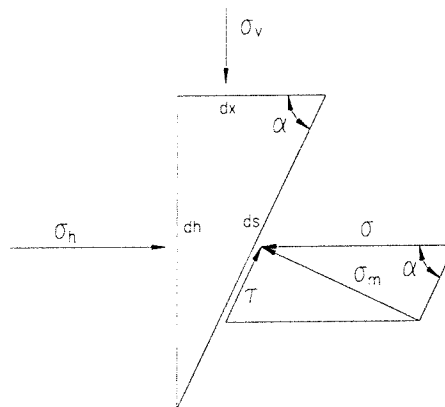
De betekenis van de gebruikte symbolen kan uit figuur 4-7 worden afgelezen. (Opgemerkt wordt dat de gebruikte hoek  $\alpha$  niets te maken heeft met de zogenaamde opbreekhoek). Uit de laatste twee vergelijkingen kunnen  $\tau_\alpha$  en  $\sigma_m$  worden uitgedrukt in  $(\sin\varphi')$  en  $(\cos\varphi')$ , waarna de volgende vergelijking voor  $(\tan \alpha)$  volgt:

$$\tan \alpha = \frac{\cos \varphi'}{(1 - \sin \varphi')}$$

Met behulp van de cirkel van Mohr kan voor de schuifspanning langs het afschuifvlak  $\tau_\alpha$  de volgende uitdrukking worden afgeleid:

$$\tau_\alpha = \frac{1}{2} \cdot (\sigma_v - \sigma_h) \cdot \sin(2\alpha) \cdot \otimes$$

Hierin geldt voor  $\otimes$ :  $\otimes = -1$  voor  $\alpha < 45^\circ$   
 $\otimes = +1$  voor  $\alpha > 45^\circ$ .



figuur 4-8: Krachten werkend op afschuifvlak

In figuur 4-8 zijn de krachten weergegeven die op een klein deeltje langs het schuifvlak werken.

Hieruit zijn de volgende vergelijkingen af te leiden:

$$ds = \frac{dh}{\sin \alpha}$$

$$d\tau = \tau_\alpha \cdot ds$$

Door in bovenstaande formule de uitdrukking voor  $\tau_\alpha$  in te vullen, wordt de volgende vergelijking voor  $d\tau$  verkregen:

$$d\tau = \frac{1}{2} \cdot (\sigma_v - \sigma_h) \cdot \sin(2\alpha) \cdot \frac{dh}{\sin \alpha}$$

Met behulp van de uitdrukking van de dubbele hoek voor de sinus-term,  $\sin(2\alpha) = 2 \cdot \sin\alpha \cdot \cos\alpha$ , kan deze relatie worden omgezet in:

$$d\tau = (\sigma_v - \sigma_h) \cdot \cos\alpha \cdot dh$$

$$T = \cos\alpha \cdot \int_0^{h+z} (\sigma_v - \sigma_h) \cdot dh$$

De verticale korrelspanning  $\sigma_v$  wordt bepaald op basis van het lineaire verloop met de diepte. De horizontale korrelspanning  $\sigma_h$  wordt met behulp van de actieve gronddrukcoëfficiënt  $K_a$  uitgedrukt in de verticale korrelspanning  $\sigma_v$ :

$$\sigma_v = \gamma' \cdot h$$

$$\sigma_h = K_a \cdot \sigma_v$$

Als deze relaties worden gebruikt, wordt voor de wrijvingskracht T langs het schuifvlak de volgende vergelijking gevonden:

$$T = \cos\alpha \cdot (1 - K_a) \cdot \gamma' \cdot \int_0^{h+z} h \cdot dh$$

$$T = \cos\alpha \cdot (1 - K_a) \cdot \gamma' \cdot \frac{1}{2} \cdot (h + z)^2$$

De term  $(1 - K_a)$  kan worden geschreven als:

$$(1 - K_a) = \left(1 - \frac{\sigma_h}{\sigma_v}\right) = \left(\frac{\sigma_v - \sigma_h}{\sigma_v}\right)$$

Met behulp van de uitdrukkingen die zijn afgeleid uit de cirkel van Mohr kan de teller geschreven worden als:

$$(\sigma_v - \sigma_h) = \frac{2 \cdot \tau_\alpha}{\cos\varphi'}$$

Voor de maximale wrijvingskracht langs het schuifvlak  $T_{max}$  wordt hiermee de volgende vergelijking verkregen:

$$T_{max} = \cos\alpha \cdot \frac{2 \cdot \tau_\alpha}{\sigma_v \cdot \cos\varphi'} \cdot \gamma' \cdot \frac{1}{2} \cdot (h + z)^2$$

$$T_{max} = \gamma' \cdot \frac{1}{2 \cdot \sin\alpha} \cdot \frac{\tau_\alpha}{\sigma_v} \cdot (h + z)^2$$

$$T_{max} = G'_3 \cdot \frac{1}{\cos\alpha} \cdot \frac{\tau_\alpha}{\sigma_v}$$

Van de wrijvingskracht is alleen het verticale deel van belang omdat het verticale evenwicht wordt beschouwd. Dit deel wordt als volgt bepaald:

$$T_v = (G'_3) \cdot \tan \alpha \cdot \frac{\tau_\alpha}{\sigma_v}$$

Voor  $\tau_\alpha/\sigma_v$  kan geschreven worden:  $\frac{\tau_\alpha}{\sigma_v} = \frac{\cos \varphi' \cdot \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'}$

De totale uitdrukking voor het verticale deel van de wrijvingskracht kan nu als volgt geschreven worden:

$$T_v = G'_3 \cdot \sin \varphi'$$

De totale neerwaartse belasting in de opbrekberkening bedraagt hiermee:

$$G_{neer} = G'_g + 2 \cdot T_v$$

#### 4.3.4.3 Opwaartse belasting opbrekberkening model 1

De opwaarts gerichte kracht bestaat uit twee delen:

- Het deel van de resulterende waterdruk, werkend op een grondmoot met een breedte die overeenkomt met de opbrekhoek.
- Het deel ten gevolge van het verticaal ovaliseren, waardoor een extra kracht vanuit de tunnelring op de grondmoot boven de tunnel ontstaat, de zogenaamde opbrekkracht.

De resulterende opwaarts gerichte kracht is gelijk aan de opdrijfkracht verminderd met het eigen gewicht van de tunnel:

$$A_v = (F_{opd} - G_t)$$

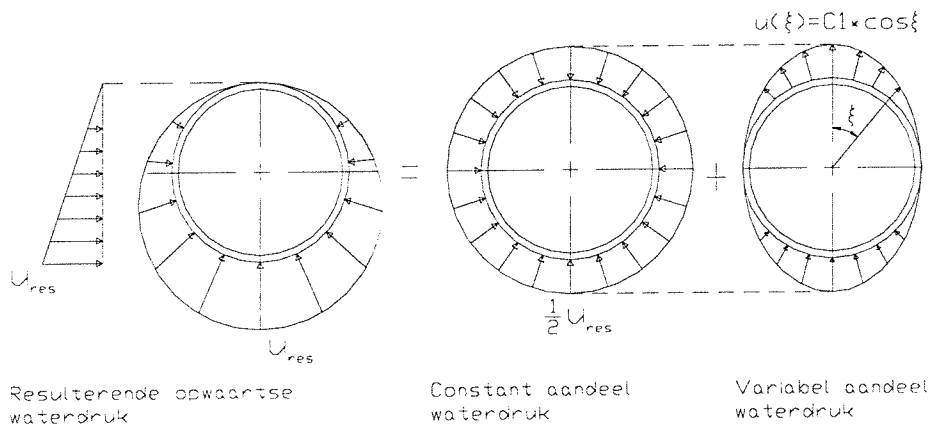
De resulterende opwaartse waterdruk wordt gesplitst in een radiaal constant aandeel en een radiaal variabel deel (zie figuur 4-9) om het aandeel van de opdrijfkracht in de opbrekberkening te bepalen. Het constante deel werkt niet meer mee in de opwaartse belasting. Het overblijvende variabele deel moet worden tegengegaan door de grond boven de tunnel en kan dus worden gelijkgesteld aan  $A_v$ .

Van het variabele deel van de waterdruk moet de verticale component worden bepaald.  
Deze component bedraagt:

$$u_v(\xi) = C_1 \cdot \cos^2 \xi$$

Hierin is:

- $u_v(\xi)$  de variabele verticale waterdruk [kN/m<sup>2</sup>]
- $C_1$  een nader te bepalen constante [kN/m<sup>2</sup>]
- $\xi$  de hoek tussen de radiaal en de verticaal [°].



figuur 4-9: Constant en variabel deel van de waterdruk [19]

De totale resulterende opwaartse waterkracht kan bepaald worden door het variabele deel van de waterdruk (boven en onder, vandaar de factor 2 in de formule) te integreren over de halve tunnelomtrek:

$$A_v = 2 \cdot R_{uit} \int_{-\frac{1}{2}\pi}^{\frac{1}{2}\pi} u_v(\xi) d\xi$$

Dit komt overeen met integreren over 0 naar  $\pi/2$  en vervolgens vermenigvuldigen met 2:

$$A_v = 4 \cdot C_1 \cdot R_{uit} \int_0^{\frac{1}{2}\pi} \cos^2 \xi \cdot d\xi$$

$$A_v = 2 \cdot C_1 \cdot R_{uit} \int_0^{\frac{1}{2}\pi} (1 + \cos 2\xi) \cdot d\xi$$

$$A_v = 2 \cdot C_1 \cdot R_{uit} \cdot \left[ \xi + \frac{1}{2} \sin 2\xi \right]_0^{\frac{1}{2}\pi}$$

De vergelijking voor de resulterende verticale waterdruk wordt hiermee:

$$A_v = C_1 \cdot \pi \cdot R_{uit}$$

De onbekende constante  $C_1$  kan worden bepaald door de resulterende verticale waterdruk gelijk te stellen aan het verschil tussen de oprijfkracht en het tunnelgewicht:

$$C_1 \cdot \pi \cdot R_{uit} = (\pi \cdot R_{uit}^2 \cdot \gamma_w - G_t)$$
$$C_1 = R_{uit} \cdot \left( \gamma_w - \frac{G_t}{\pi \cdot R_{uit}^2} \right)$$

Het verticale deel van de waterdruk in de opbrekberekening kan nu worden bepaald door de uitdrukking voor de constante  $C_1$  te substitueren in de formule voor de verticale component van de variabele waterdruk  $u_v(\xi)$ , en deze vervolgens te integreren over de opbrekhoek  $2\alpha$ :

$$u_v(\xi) = 2 \cdot C_1 \cdot \int_0^\alpha \cos^2 \xi \cdot d\xi$$
$$U_v = C_1 \cdot R_{uit} \cdot \left[ \alpha + \frac{1}{2} \sin 2\alpha \right]$$

Hierin is:

$U_v$  de resulterende verticale kracht als oprijfcomponent in de opbrekkracht kN/m]  
 $\alpha$  de halve opbrekhoek [rad].

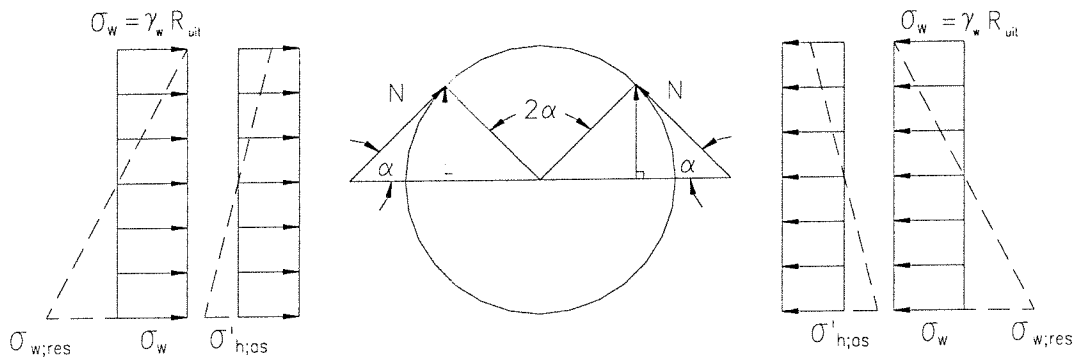
De opbrekkracht wordt benaderd door de verticale component van de normaalkracht in de lining op de positie van  $\xi = \alpha$ . De normaalkracht bestaat uit een deel veroorzaakt door de resulterende waterspanning en een deel veroorzaakt door de horizontale korrelspanning. Beide spanningen worden ter hoogte van de as van de tunnel genomen (zie figuur 4-10). Met behulp van de ketelformule kan de normaalkracht worden benaderd. De algemene ketelformule luidt als volgt:

$$N = p \cdot R$$

Hierin is:

$N$  de normaalkracht in de lining [kN/m]  
 $p$  de constante radiale druk op de 'ketel' [kN/m<sup>2</sup>]  
 $R$  de uitwendige straal [m].





figuur 4-10: Schematisatie van water- en korrelspanningen t.b.v. de benadering van de opbrekkraft

Met behulp van de water- en korrelspanningen zoals aangegeven in figuur 4-10 wordt voor de druk  $p$  de volgende uitdrukking gevonden:

$$p = (\gamma_w \cdot R_{uit} + \sigma'_{h,as})$$

$$\sigma'_{h,as} = \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot (h + R_{uit})^2 \cdot K_0$$

Hierin is:

$\sigma'_{h,as}$  de horizontale grondspanning ter plaatse van de tunnelas bepaald met behulp van een neutrale gronddrukcoëfficiënt  $K_0 = 0.5$  [kN/m<sup>2</sup>],

Met deze uitdrukking voor de druk ontstaat de volgende formule waarmee de normaalkracht  $N$  in de lining ten behoeve van opbreken kan worden benaderd:

$$N = (\gamma_w \cdot R_{uit} + \sigma'_{h,as}) \cdot R_{uit}$$

Met behulp van de normaalkracht  $N$  kan de opbrekkraft  $F_{opb}$  worden bepaald. Van de normaalkracht dient de verticale component te worden genomen, ter plaatse van  $\xi = -\alpha$  en  $\xi = \alpha$ .

Hiermee is de volgende vergelijking voor de opbrekkraft  $F_{opb}$  verkregen:

$$F_{opb} = 2 \cdot N \cdot \sin \alpha$$

$$F_{opb} = 2 \cdot (\gamma_w \cdot R_{uit} + \sigma'_{h,as}) \cdot R_{uit} \cdot \sin \alpha$$

De totale opwaartse belasting in de opbrekberkening van model 1 wordt hiermee:

$$A_{op} = U_v + F_{opb}$$

$$A_{op} = C_1 \cdot R_{uit} \cdot (\alpha + \frac{1}{2} \cdot \sin 2\alpha) + 2 \cdot R_{uit} \cdot (\gamma_w \cdot R_{uit} + \sigma'_{h;as}) \cdot \sin \alpha$$

met:

$$C_1 = R_{uit} \cdot \left( \gamma_w - \frac{G_t}{\pi \cdot R_{uit}^2} \right)$$

#### 4.3.4.4 *Résumé formules opbrekberkening model 1*

In deze paragraaf wordt een overzicht gegeven van de resulterende formules.  
Neerwaartse belasting:

$$G'_1 = 2 \cdot R_{uit} \cdot \gamma' \cdot h \cdot \sin \alpha$$

$$2 \cdot G'_2 = \frac{2}{3} \cdot R_{uit}^2 \cdot \gamma' \cdot \sin \alpha \cdot (1 - \cos \alpha)$$

$$2 \cdot G'_3 = \gamma' \cdot (h + z)^2 \cdot \tan \theta$$

$$G'_g = G'_1 + 2 \cdot G'_2 + 2 \cdot G'_3$$

$$2 \cdot T_v = G'_3 \cdot \sin \varphi'$$

Opwaartse belasting:

$$C_1 = R_{uit} \cdot \left( \gamma_w - \frac{G_t}{\pi \cdot R_{uit}^2} \right)$$

$$U_v = C_1 \cdot R_{uit} \cdot [\alpha + \frac{1}{2} \sin 2\alpha]$$

$$F_{opb} = 2 \cdot (\gamma_w \cdot R_{uit} + \sigma'_{h;as}) \cdot R_{uit} \cdot \sin \alpha$$

#### 4.3.4.5 Veiligheids criterium opbrekkberekening model 1

De veiligheidsvoorwaarde voor de opbrekkberekening van W&F luidt:

$$\frac{(G'_1 + 2 \cdot G'_2 + 2 \cdot G'_3)}{\eta_1} + \frac{2 \cdot T_v}{\eta_2} \geq A_{op}$$

Voor de veiligheidsfactoren gelden de volgende waarden:

Fase	$\eta_1$	$\eta_2$
eind	1.10	1.40

tabel 4-5: Veiligheidsfactoren  $\eta_1$  en  $\eta_2$  volgens W&F

De veiligheidsfactoren in tabel 4-5 zijn afkomstig uit Duitsland en dienen voor het onder-  
vangen van materiaalonzekerheden en afwijkingen in de geometrie.

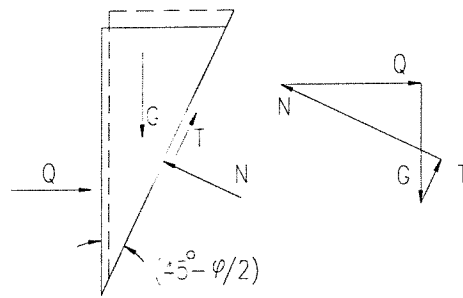
#### 4.3.5 Commentaar

##### Opdrijfberekening

Door het evenwicht te beschouwen tussen de oprijfkracht en het effectieve gewicht van de grond boven de tunnel, waarbij geen wrijving wordt meegenomen, wordt impliciet geëist dat de tunnel niet verplaatst. Dit is een conservatieve benadering omdat algemeen bekend is dat in grond wel degelijk wrijving kan worden opgewekt. Bijvoorbeeld bij taluds, damwanden en verticale trekankers. Deze wrijving kan toch een belangrijk aandeel vormen in het evenwichtssysteem. In dit model wordt geen vervorming meegenomen. In werkelijkheid moet hiermee wel rekening worden gehouden. Het is denkbaar dat de eisen opgelegd aan de lining, de grond of beiden leiden tot het niet meenemen van de wrijvingskrachten in dit eenvoudige rekenmodel.

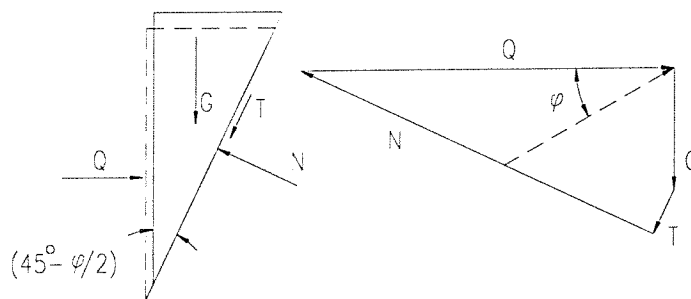
##### Opbrekkberekening

De wrijvingskracht langs het afschuifvlak wordt in het opbrekkmodel benaderd door het gewicht van de grondwig. Dit treedt alleen op bij actief bezwijken, zoals bijvoorbeeld optreedt bij een wijkende wand [25], waarbij de grondwig naar beneden verplaatst (zie figuur 4-11).



figuur 4-11: Afschuiven grondwig bij wijkende wand

In het geval van opbreken is te verwachten dat de grondwig juist naar boven verplaatst (zie figuur 4-12). Op deze manier is de wrijvingskracht wel naar beneden gericht zoals in het opbreekmodel wordt geschematiseerd. Hieruit kan geconcludeerd worden dat de hoek tussen het afschuifvlak en de verticaal van  $(45^\circ - \varphi'/2)$  niets te maken heeft met de actieve spanningstoestand in de grond boven de tunnel.



figuur 4-12: Krachswerking opbreken

Aangenomen wordt dat het effectieve gewicht van de grondwig gelijk is aan de wrijvingskracht langs het verticale vlak daarvan. Het effectieve gewicht van de grondwig kan met de volgende vergelijking worden berekend:

$$G' = \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot (h + z)^2 \cdot \tan\left(45^\circ - \frac{\varphi'}{2}\right)$$

Dit effectieve gewicht kan vertaald worden naar de wrijvingskracht langs het verticale vlak. Hierdoor is het mogelijk een indruk te krijgen van de spanningstoestand in de grond boven de tunnel waarmee in dit model wordt gerekend. De wrijvingskracht wordt benaderd door de gemiddelde horizontale korrelspanning te vermenigvuldigen met de hoogte van het afschuifvlak en de tangens van de inwendige wrijvingshoek.

In formulevorm ziet dit er als volgt uit:

$$T_v = \bar{\sigma}'_h \cdot (h + z) \cdot \tan \varphi'$$

$$\bar{\sigma}'_h = \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot (h + z) \cdot K$$

$$T_v = \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot (h + z)^2 \cdot K \cdot \tan \varphi'$$

Hierin is:

K de horizontale gronddrukcoëfficiënt [-].

De verhouding tussen de horizontale en verticale korrelspanning (K) wordt voor de gegevens van de voorbeeldberekening berekend.

$$\frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot (h + z)^2 \cdot K \cdot \tan \varphi' = \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot (h + z)^2 \cdot \tan \left( 45^\circ - \frac{\varphi'}{2} \right)$$

$$\frac{1}{2} \cdot 9 \cdot 9.7^2 \cdot K \cdot \tan 33^\circ = \frac{1}{2} \cdot 9 \cdot 9.7^2 \cdot \tan \left( 45^\circ - \frac{33^\circ}{2} \right)$$

$$K \approx 0.8$$

Hieruit blijkt inderdaad dat met een hogere spanningstoestand dan de actieve wordt gerekend. Zelfs hoger dan de in de praktijk veel gebruikte neutrale gronddrukcoëfficiënt volgens de uitdrukking  $(1 - \sin \varphi') \approx 0.5$ .

#### 4.3.6 Conclusies opbrekberekening model 1

In tabel 4-6 zijn de resultaten weergegeven van een voorbeeldberekening waarin dezelfde uitgangspunten gelden als in de voorbeeldberekening voor het opdrijven. Dus onder andere een gronddekking van één keer de uitwendige tunneldiameter. Uit de verhouding tussen de neerwaartse en opwaartse krachten blijkt dat deze groter dan 1 is. Daarmee is de veiligheid tegen opbreken voldoende.

<b>Neerwaartse krachten</b>			
Effectief grondgewicht	$G'_g$	929	[kN/m]
Verticaal aandeel wrijvingskrachten	$2T_v$	233	[kN/m]
<b>Opwaartse krachten</b>			
Opdrijfdeel over opbrekhoek	$U_v$	143	[kN/m]
Opbrekkracht	$F_{opb}$	617	[kN/m]
Totale opwaartse kracht	$A_{op}$	760	[kN/m]
<b>Verhouding neerwaartse en opwaartse krachten</b>			
$\frac{G'_g + 2 \cdot T_v}{A_{op}} = \frac{929 + 233}{760} = 1.53$			

tabel 4-6: Resultaten rekenvoorbeeld opbreken model 1

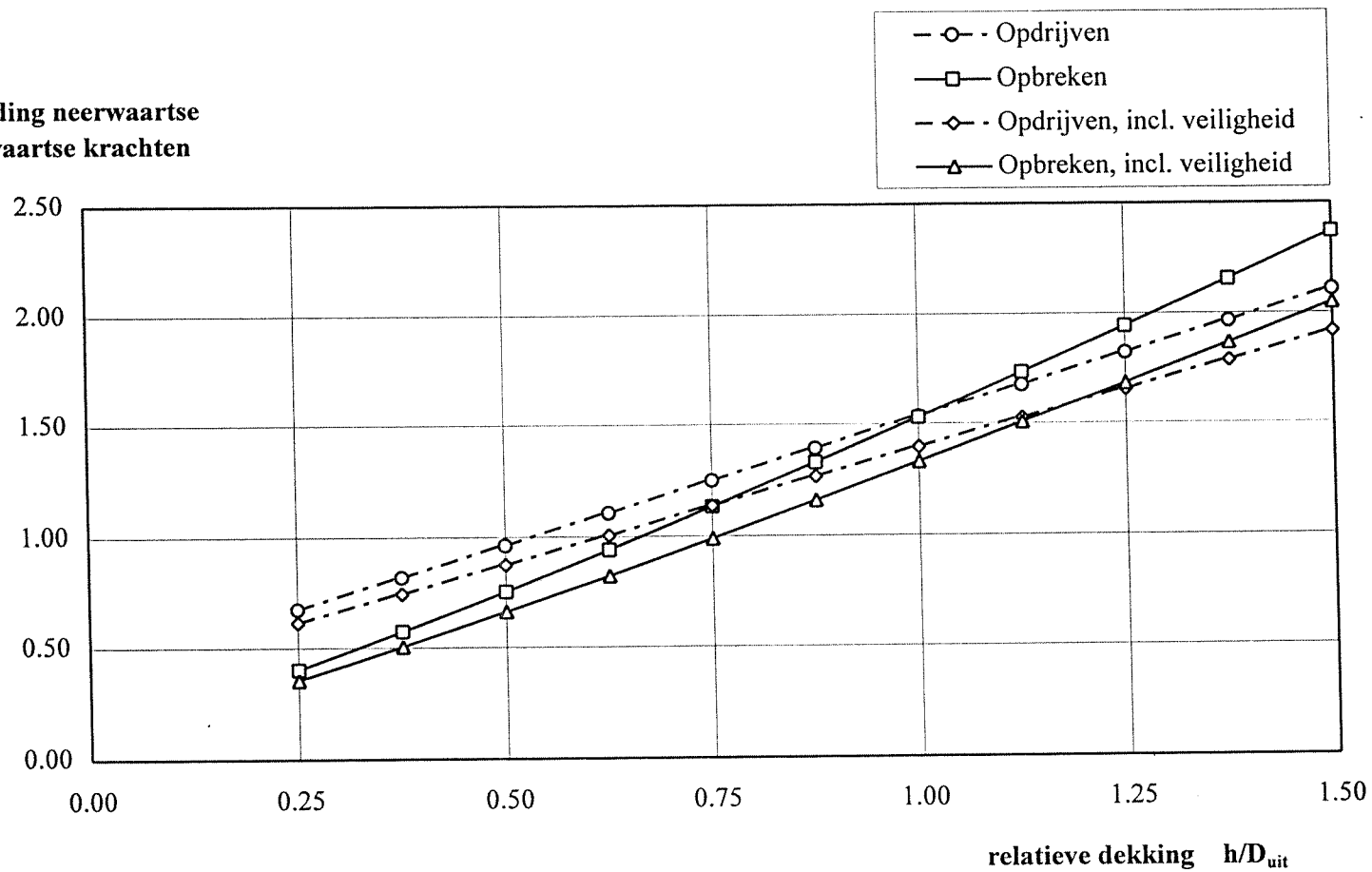
Dezelfde berekening is grafisch weergegeven in figuur 4-13. In de grafiek staat de verhouding tussen de neerwaartse en opwaartse krachten uitgezet tegen de relatieve gronddekking  $h/D_{uit}$ . De grafiek moet als volgt worden gelezen: de verhouding tussen de neerwaartse en opwaartse krachten, uitgezet op de verticale as, mag niet kleiner zijn dan 1.0. Bij deze waarde is theoretisch nog net evenwicht. De relatieve gronddekking die bij de verhouding tussen de neerwaartse en opwaartse krachten behoort kan vervolgens worden afgelezen op de horizontale as. Met behulp van veiligheidsfactoren kan een extra veiligheid worden meegenomen.

De conclusies die uit deze grafiek getrokken kunnen worden zijn:

- Opbreken is altijd maatgevend voor de bepaling van de minimale gronddekking. De bijbehorende relatieve gronddekking  $h/D_{uit} \approx 0.7$ .
- Voor grotere relatieve gronddekkingen wordt het mechanisme opdrijven maatgevend. Voor dit specifieke geval ligt het omslagpunt bij  $h/D_{uit} \approx 1.0$ .

Model 1: Wayss Freytag AG

verhouding neerwaartse  
en opwaartse krachten



Minimaliseren van de gronddekking van geboorde tunnels

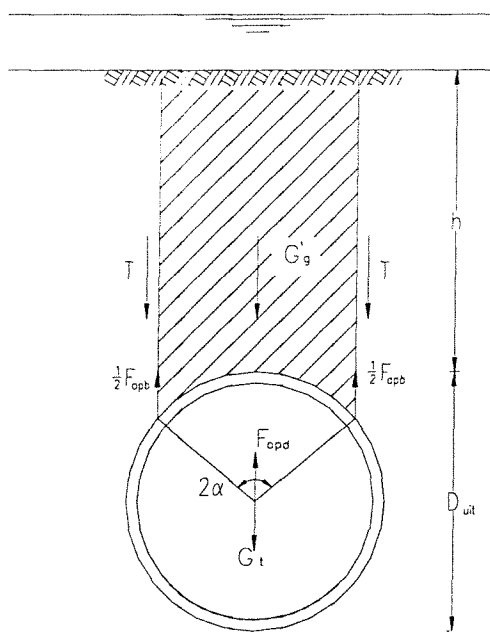
figuur 4-13: Verhouding neerwaartse en opwaartse krachten versus relatieve gronddekking model 1

## 4.4 Model 2: Actieve gronddruk

### 4.4.1 Algemeen

Deze variant is gebaseerd op het opbrekmodel van W&F en is afkomstig uit het afstudeer-verslag "Risicoanalyse van een geboorde tunnel" van Van Kinderen, 1995. Het oprijfmodel is gelijk aan dat van model 1 en wordt hier niet verder behandeld. Ook omdat uit de vorige paragraaf is gebleken dat voor de minimale gronddekking het opdrijven niet maatgevend is.

Een verschil met het model van W&F is dat geen grondwigen in de berekening worden meegenomen (zie figuur 4-14). Verder wordt langs de verticale schuifvlakken een horizontale korrelspanning volgens de actieve gronddrukcoëfficiënt  $K_a$  in rekening gebracht. De gedachte hierachter is dat ten tijde van bezwijken de actieve spanningstoestand heerst. Het mag duidelijk zijn dat dit model een grotere benodigde gronddekking  $h$  vereist dan model 1. In het genoemde verslag wordt tevens ingegaan op de zogenaamde opbrekkracht. In dat verslag is aangetoond dat de opbrekkracht ten gevolge van de waterdruk geringer is dan volgens de ketelformule van model 1. In onderstaande beschouwing wordt de opbrekkracht volgens model 1 aangenomen. Dit geeft een conservatieve veiligheidsvoorwaarde.



figuur 4-14: Opbreken model 2



## 4.4.2 Opbrekberkening model 2

### 4.4.2.1 Neerwaartse belasting bij opbreken model 2

De neerwaartse belasting bestaat uit het effectieve gewicht van de grondmoot boven de tunnel en de wrijvingskrachten langs deze grondmoot. Het effectieve grondgewicht  $G'_g$  kan met de volgende vergelijking worden benaderd:

$$\begin{aligned} G'_g &= [2 \cdot \sin \alpha \cdot R_{uit} \cdot (h + R_{uit}) - \frac{2}{3} \cdot R_{uit}^2 \cdot \sin \alpha (1 - \cos \alpha)] \cdot \gamma' \\ &= 2 \cdot \sin \alpha \cdot R_{uit} \cdot \gamma' \cdot [(h + R_{uit}) - \frac{1}{3} \cdot R_{uit} (1 - \cos \alpha)] \end{aligned}$$

Voor de grond boven de tunnel wordt de actieve spanningstoestand aangenomen. Hiermee wordt bedoeld dat de verhouding tussen de horizontale en verticale korrelspanningen uitgedrukt wordt met behulp van de actieve gronddrukcoëfficiënt. De wrijvingskrachten langs de verticale vlakken van de grondmoot worden dan als volgt benaderd:

$$\begin{aligned} 2 \cdot T &= 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot [h + R_{uit} \cdot (1 - \cos \alpha)]^2 \cdot \gamma' \cdot K_a \\ K_a &= \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \end{aligned}$$

### 4.4.2.2 Opwaartse belasting bij opbreken model 2

De opwaartse krachten bestaan uit de zogenaamde opbrekkracht en een deel van de opdrijfkracht. De opbrekkracht wordt bepaald met behulp van de ketelformule. De vergelijkingen voor het aandeel van de opdrijfkracht  $F_{opd}$  en de opbrekkracht  $F_{opb}$  in dit model zijn gelijk aan die van model 1:

$$\begin{aligned} U_v(\xi) &= C_1 \cdot R_{uit} \cdot [\alpha + \frac{1}{2} \sin 2\alpha] \\ F_{opb} &= 2 \cdot (\gamma_w \cdot R_{uit} + \sigma'_{h,as}) \cdot R_{uit} \cdot \sin \alpha \\ A_{op} &= U_v + F_{opb} \\ A_{op} &= C_1 \cdot R_{uit} \cdot (\alpha + \frac{1}{2} \cdot \sin 2\alpha) + 2 \cdot R_{uit} \cdot (\gamma_w \cdot R_{uit} + \sigma'_{h,as}) \cdot \sin \alpha \end{aligned}$$

### 4.4.3 Veiligheids criterium model 2

De neerwaartse krachten moeten groter of gelijk zijn aan de opwaartse krachten. De neerwaartse krachten bestaan uit de wrijvingskrachten aan weerszijden van de grondmoot boven de tunnel en het effectieve gewicht van die grondmoot. De opwaartse kracht bestaat uit de opbrekkracht en een deel van de opdrijfkracht, werkend over de hoek  $2\alpha$ . De veiligheidsvoorwaarde luidt:

$$G'_g + 2 \cdot T \geq A_{op}$$

$$2 \cdot \sin \alpha \cdot R_{uit} \cdot \gamma' \cdot [(h + R_{uit}) - \frac{1}{3} \cdot R_{uit} \cdot (1 - \cos \alpha)] + [h + R_{uit} \cdot (1 - \cos \alpha)]^2 \cdot \gamma' \cdot K_a \geq$$

$$C_1 \cdot R_{uit} \cdot (\alpha + \frac{1}{2} \cdot \sin 2\alpha) + 2 \cdot R_{uit} \cdot (\gamma_w \cdot R_{uit} + \sigma'_{h,as}) \cdot \sin \alpha$$

### 4.4.4 Conclusies opbreken model 2

In tabel 4-7 zijn de resultaten van een voorbeeldberekening vermeld. De gehanteerde configuratie is hierin hetzelfde als in model 1.

<b>Neerwaartse krachten</b>			
Effectief grondgewicht	$G'_g$	498	[kN/m]
Verticaal aandeel wrijvingskrachten	$2 \cdot T_v$	164	[kN/m]
<b>Opwaartse krachten</b>			
Opdrijfdeel over opbrekhoek	$U_v$	143	[kN/m]
Opbrekkracht	$F_{opb}$	617	[kN/m]
Totale opwaartse kracht	$A_{op}$	760	[kN/m]
<b>Verhouding neerwaartse en opwaartse krachten</b>			
$\frac{G'_g + 2 \cdot T_v}{A_{op}} = \frac{498 + 164}{760} = 0.87$			

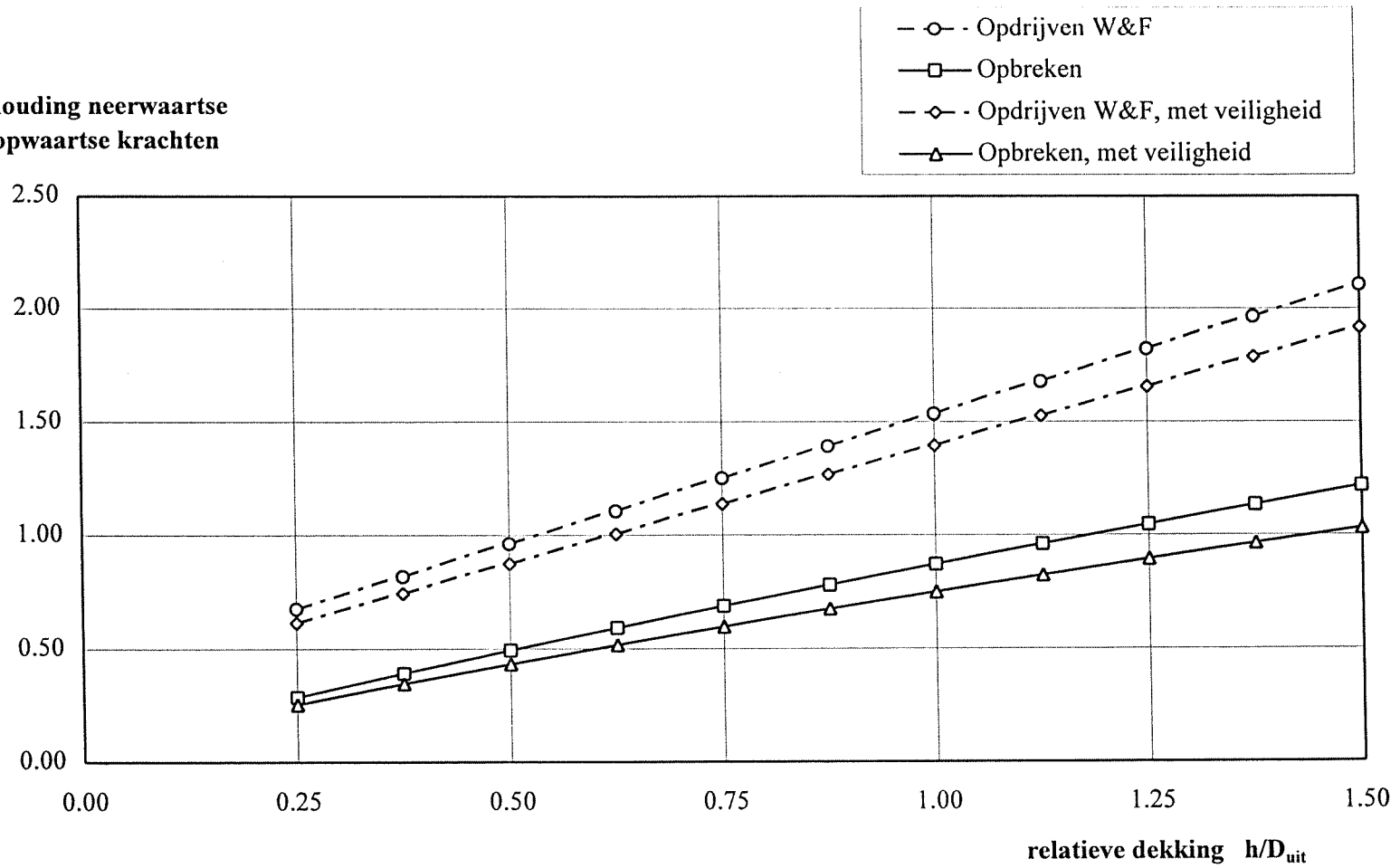
tabel 4-7: Resultaten rekenvoorbeeld opbreken model 2

De verhouding tussen de neerwaartse en opwaartse krachten is kleiner dan 1. Dit betekent dat de gronddekking niet voldoende is. De minimale gronddekking volgens dit model bedraagt ongeveer 1.1 maal de uitwendige diameter.

In figuur 4-15 is de verhouding tussen de neerwaartse en opwaartse krachten uitgezet tegen de relatieve gronddekking

Model 2: Actieve gronddruk

verhouding neerwaartse  
en opwaartse krachten



Minimaliseren van de gronddekking van geboorde tunnels

figuur 4-15: Verhouding neerwaartse en opwaartse krachten versus relatieve gronddekking model 2

## 4.5 Model 3: Principe verticaal trekanker

### 4.5.1 Algemeen

Het in dit beschreven model heeft alleen betrekking op de zogenaamde opbrekkerekening. Het wordt gebruikt voor het benaderen van de weerstand die de grond levert tegen de opwaartse belasting. Uitgangspunt hierbij is het principe van verticale trekankers. Er is uitvoerig onderzoek verricht naar het bezwijken van verticale trekankers door o.a. Rowe en Davis 1982, Vesic, Vermeer en Sutjiadi 1985 [24]. In dit verslag wordt gebruik gemaakt van de resultaten van Vermeer en Sutjiadi. Hierin zijn vergelijkingen opgesteld voor de bezwijklast van verticale trekankers op basis van computerberekeningen, theorie en experimenten. In bijlage II zijn de achtergronden van dit model beschreven. Allereerst worden de vergelijkingen gegeven die zijn opgesteld voor een vierkant plaatanker. Vervolgens wordt het model toegepast op een boortunnel. Opgemerkt wordt dat de vermelde theorie alleen geldig is voor een zogenaamd dilatant materiaal (bijvoorbeeld zand). In de maatgevende situatie bij een waterkruising kan gedacht worden aan het vervangen van de “slappe” grondlagen door zand.

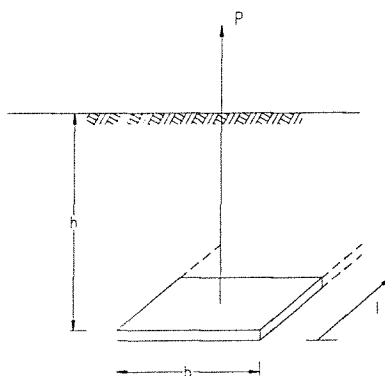
### 4.5.2 Verticaal trekanker

Het anker bestaat uit een vierkante ankerplaat met daaraan een staaldraad of een stalen staaf (zie figuur 4-16). Het is gebruikelijk om de break-out-factor en de relatieve dekking te gebruiken in plaats van de bezwijklast en de diepte. De break-out-factor BO is gedefinieerd als:

$$BO = \frac{P}{b \cdot l \cdot h \cdot \gamma'}$$

Hierin is:

- P de bezwijklast [kN]
- b de breedte van de plaat [m]
- l de lengte van de plaat [m]
- h de gronddekking [m]
- $\gamma'$  het effectief volumieke gewicht van de grond [kN/m<sup>3</sup>].

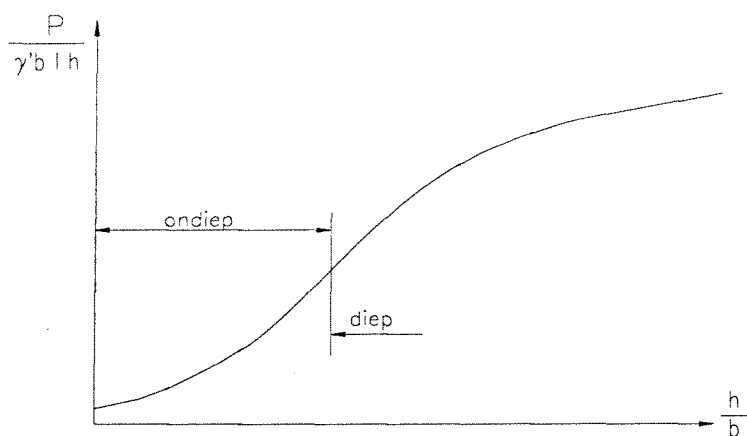


figuur 4-16: Definitieschets verticaal trekanker

De relatieve dekking RD is gedefinieerd als:

$$RD = \frac{h}{b}$$

De break-out-factor neemt toe met een toenemende relatieve dekking (zie figuur 4-17). De grens van ondiep naar diep in de figuur is gedefinieerd ter plaatse van het buigpunt en is dus eigenlijk alleen een theoretische grens.



figuur 4-17: Relatie relatieve dekking / break-out-factor [24]

### 4.5.3 Formules voor een lange strip

De tunnel heeft een lengte die vele malen groter is dan de breedte. Daarom worden de vergelijkingen voor een lange ankerplaat gebruikt. In onderstaande formules is een aanname gedaan voor het verticale aandeel van de wrijvingskracht langs de afschuifvlakken, waarbij boogwerking wordt uitgesloten. Het verticale aandeel wordt bepaald door het gewicht van de grond driehoeken.

De bezwijklast kan met behulp van de volgende vergelijkingen worden benaderd:

$$P = P_1 + P_2 + P_3$$

$$P_1 = \gamma' \cdot b \cdot l \cdot h \equiv G'_1$$

$$P_2 = \gamma' \cdot l \cdot h^2 \cdot \tan \psi \equiv 2 \cdot G'_3$$

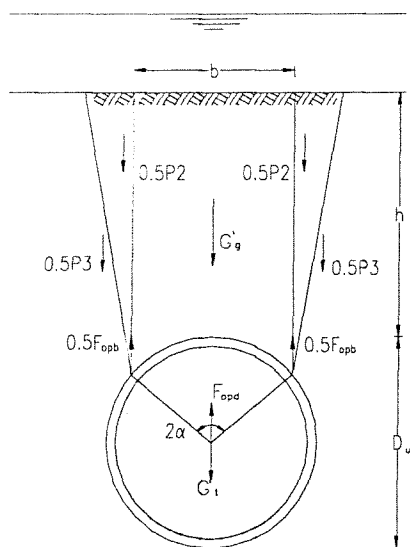
$$P_3 = \frac{\sin \varphi' - \sin \psi}{1 - \sin \varphi' \cdot \sin \psi} \cdot \frac{P_2}{\sin \psi} \equiv 2 \cdot T_v$$

Hierin is:

- $P_1$  het effectieve gewicht van de grondmoot recht boven de plaat [kN/m]
- $P_2$  het effectieve gewicht van de grond driehoeken [kN/m]
- $P_3$  de wrijvingskracht langs de afschuifvlakken [kN/m]
- $\varphi'$  de effectieve hoek van inwendige wrijving [°]
- $\psi$  de dilatantiehoek [°].

#### 4.5.4 Toepassing op de tunnel

De ankerplaat wordt ter hoogte van de kruin van de tunnel gedacht. In eerste instantie zal voor de tunnel een representatieve breedte moeten worden bepaald (zie figuur 4-18). Er wordt uitgegaan van het principe dat de tunnel verticaal kan gaan ovaliseren, met de daarbij behorende opbrekhoek van  $2\alpha$ .



figuur 4-18: Representatieve tunnelbreedte

De representatieve breedte kan dan als volgt worden berekend:

$$b = 2 \cdot R_{uit} \cdot \sin \alpha$$

#### 4.5.4.1 Neerwaartse belasting opbreken model 3

In tweede instantie moeten de neerwaarts gerichte krachten worden bepaald. Overeenkomstig met de verticale trekankers gelden voor de krachten  $P_1$ ,  $P_2$  en  $P_3$  de volgende vergelijkingen:

$$P = P_1 + P_2 + P_3$$

$$P_1 = \gamma' \cdot l \cdot \left[ 2 \cdot R_{uit} \cdot \sin \alpha \cdot (h + z) - R_{uit}^2 \cdot \left( \frac{2\alpha}{360} - \sin \alpha \cdot \cos \alpha \right) \right]$$

$$P_2 = \gamma' \cdot l \cdot (h + z)^2 \cdot \tan \psi$$

$$P_3 = \frac{\sin \varphi' - \sin \psi}{1 - \sin \varphi' \cdot \sin \psi} \cdot \frac{P_2}{\sin \psi}$$

$$z = R_{uit} \cdot (1 - \cos \alpha)$$

Hierin is:

$z$  de verticale afstand van de kruin tot aan de positie op de lining bepaald door de opbreekhoek [m]

#### 4.5.4.2 Opwaartse belasting opbreken model 3

Voor de opbreekkracht en het gewicht van de tunnel worden dezelfde vergelijkingen als in model 1 gehanteerd:

$$G_t = \pi \cdot (R_{uit}^2 - R_{in}^2) \cdot \gamma_b$$

$$R_{in} = R_{uit} - t$$

$$C_1 = R_{uit} \cdot \left( \gamma_w - \frac{G_t}{\pi \cdot R_{uit}^2} \right)$$

$$A_{op} = C_1 \cdot R_{uit} \cdot \left( \alpha + \frac{1}{2} \cdot \sin 2\alpha \right) + 2 \cdot R_{uit} \cdot (\gamma_w \cdot R_{uit} + \sigma'_{h;as}) \cdot \sin \alpha$$

#### 4.5.4.3 Veiligheids criterium model 3

De veiligheidsvoorwaarde luidt:

$$\frac{P_1 + P_2}{\eta_1} + \frac{P_3}{\eta_2} \geq A_{op}$$

Hierin zijn  $\eta_1$  en  $\eta_2$  de veiligheidsfactoren van model 1.

#### 4.5.5 Conclusies model 3

De resultaten van een voorbeeldberekening op basis van de gegevens aan het begin van dit hoofdstuk zijn vermeld in tabel 4-8.

<b>Neerwaartse krachten</b>			
Effectief grondgewicht	$G'_g$	543	[kN/m]
Verticaal aandeel wrijvingskrachten	$2 \cdot T_v$	435	[kN/m]
<b>Opwaartse krachten</b>			
Opdrijfdeel over opbreekhoek	$U_v$	143	[kN/m]
Opbreekkracht	$F_{opb}$	617	[kN/m]
Totale opwaartse kracht	$A_{op}$	760	[kN/m]
<b>Verhouding neerwaartse en opwaartse krachten</b>			
$\frac{G'_g + 2 \cdot T_v}{A_{op}} = \frac{543 + 435}{760} = 1,29$			

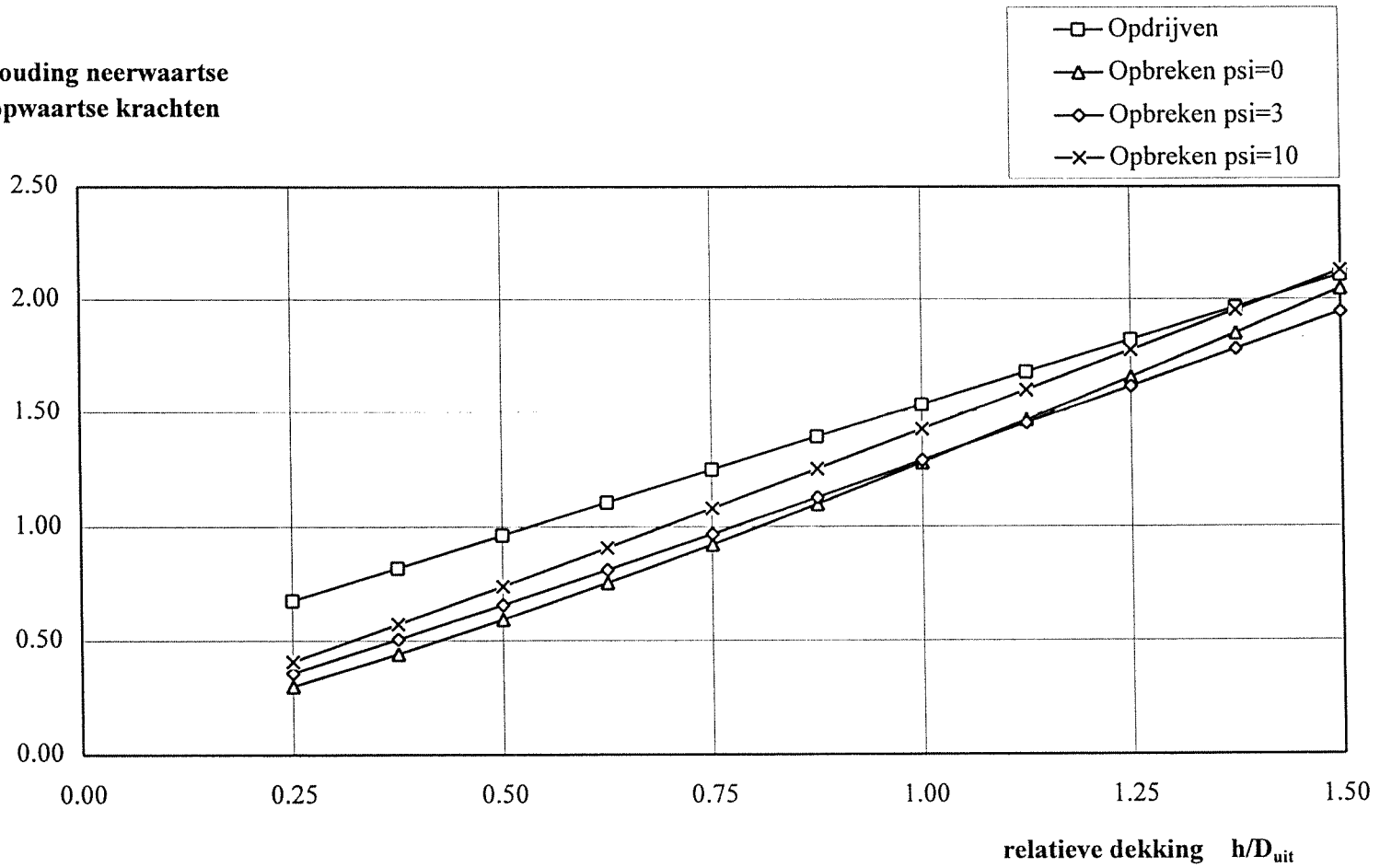
tabel 4-8: Resultaten rekenvoorbeeld opbreken model 3

Uit tabel 4-8 blijkt dat de veiligheid tegen opbreken voldoende is. De veiligheidsvoorwaarde is in een grafiek uitgezet (zie figuur 4-19). Hieruit blijkt dat de minimale relatieve gronddekking tussen de 0.66 en 0.81 in ligt. Dit komt overeen met een minimale gronddekking van 5.5 à 6.7 m voor de beschouwde configuratie. Tevens valt op te merken dat de dilatantiehoek weinig invloed heeft op de minimale gronddekking. Pas bij een hoge dilatantiehoek van  $10^\circ$  treedt enige reductie van de gronddekking op. Deze waarde voor de dilatantiehoek treedt echter op bij relatief dichtgepakt zand.



Model 3: Principe verticaal trekanker  
Opm.: plot zonder veiligheidsfactoren

verhouding neerwaartse  
en opwaartse krachten



figuur 4-19: Verhouding neerwaartse en opwaartse krachten versus relatieve gronddekking model 3

Minimaliseren van de gronddekking van geboorde tunnels

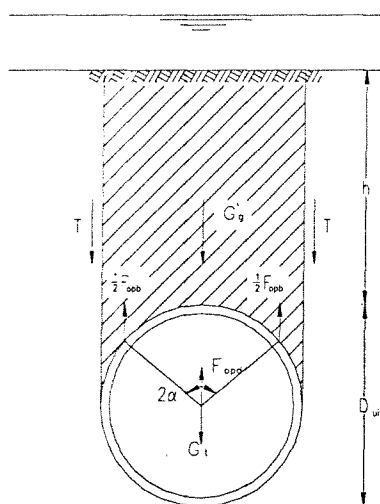
## 4.6 Model 4: Grondmechanica Delft

### 4.6.1 Algemeen

Grondmechanica Delft gaat uit van de rekenregels die in Duitsland voor geboorde tunnels met een grote diameter worden toegepast. De reden hiervan is dat in Duitsland relatief veel vergelijkbare geboorde tunnels zijn aangelegd die hebben geleid tot aanbevelingen en rekenregels. Deze rekenregels zijn door Grondmechanica Delft aangepast aan de Nederlandse omstandigheden [17].

### 4.6.2 Opdrijven en opbreken

In dit model wordt geadviseerd de beide aspecten opdrijven en opbreken gecombineerd te beschouwen (zie figuur 4-20). Bij modellen waarin dit niet wordt gedaan, wordt een deel van het gewicht en de te mobiliseren schuifspanning boven de tunnel gereserveerd voor het opdrijven en een ander deel voor het opbreken. Dit betekent dat vrijwel altijd één van beide aspecten te conservatief wordt ingeschat.



figuur 4-20: Grenstoestand volgens GD

Grondmechanica Delft hanteert veiligheidsfactoren die afkomstig zijn uit Duitsland. Deze factoren zijn gelijk aan de factoren die toegepast worden bij de methode van W&F (model 1).

De veiligheid tegen opdrijven en opbreken wordt bepaald door het verticale evenwicht tussen de neerwaarts gerichte krachten en de opwaarts gerichte krachten te beschouwen.

#### 4.6.2.1 Neerwaartse belasting bij model 4

De neerwaartse belasting bestaat uit drie componenten:

- Het effectieve gewicht van de grond boven de tunnel
- Het tunnelgewicht
- De wrijvingskrachten langs de verticale schuifvlakken.

Het effectieve gewicht van de grondlagen boven de tunnel wordt als volgt benaderd:

$$G'_g = \sum (h_i \cdot \gamma') \cdot b$$
$$b = 2 \cdot R_{\text{uit}}$$

Hierin is:

- $h_i$  de dikte van laag  $i$  [m]  
 $R_{\text{uit}}$  de uitwendige tunneldiameter [m]

Het gewicht van de tunnel wordt met de volgende formule, gelijk aan die van de vorige modellen, bepaald:

$$G_t = \pi \cdot (R_{\text{uit}}^2 - R_{\text{in}}^2) \cdot \gamma_b$$

De spanningstoestand in de grond boven de tunnel is niet bekend. Daarom wordt voor het berekenen van de horizontale korrelspanningen in dit model gebruik gemaakt van het gemiddelde van de actieve en neutrale gronddrukcoëfficiënt. Hiermee hoopt men men aan de veilige kant te zitten met het toetsen van de veiligheid. De wrijvingskracht langs de verticale schuifvlakken kan nu worden berekend met behulp van de volgende vergelijking:

$$T_v = \sum_{i=1}^n \left( \frac{K_a + K_0}{2} \right) \cdot \bar{\sigma}'_{v,i} \cdot \tan \varphi' \cdot h_i$$

Hierin is:

- $\bar{\sigma}'_v$  de verticale korrelspanning in het midden van een grondlaag [kN/m<sup>2</sup>]  
 $\varphi'$  de effectieve hoek van inwendige wrijving [°]  
 $h_i$  de dikte van grondlaag  $i$  [m]  
 $K_0$  de neutrale gronddrukcoëfficiënt [-]  
 $K_a$  de actieve gronddrukcoëfficiënt bepaald volgens:

$$K_a = \frac{1 - \sin \varphi'}{1 + \sin \varphi'}$$

- $n$  het aantal grondlagen boven de tunnel [-]

Deze schuifkrachten mogen slechts in rekening worden gebracht vanaf de bovenzijde van de tunnel. Om de volledige schuifsterkte van de slappe lagen te mobiliseren moeten grote schuifvervormingen worden toegestaan. Bij maaiveldrijzingen van ongeveer 20 mm à 30 mm zullen de schuifspanningen in de zandlagen vrijwel volledig zijn gemobiliseerd. In klei- en veenlagen zullen deze, hoewel deze relatief stijf kunnen zijn, slechts voor een deel zijn gemobiliseerd. Om deze reductie in rekening te brengen wordt geadviseerd uit stijfheidsoverwegingen een gereduceerde horizontale gronddrukcoëfficiënt  $(K_a + K_0)_{\text{gered}}$  aan te houden (ongeveer 40% in geval van de Tweede Heinoord Tunnel).

#### 4.6.2.2 Opwaartse belasting bij model 4

De opwaarts gerichte belasting wordt in dit model in twee componenten onderverdeeld:

- De oprijfkracht
- De opbrekkracht.

##### Oprijfkracht

De oprijfkracht is net als in model 1 gelijk aan:

$$F_{\text{opd}} = \pi \cdot R_{\text{uit}}^2 \cdot \gamma_w$$

In dit model wordt verder nog geadviseerd een extra term voor opdrijven in rekening te brengen. Dit extra opdrijven wordt veroorzaakt door het verschil in stijghoogte tussen de Oude Maas en de laag waarin wordt geboord door een relatief snel drukverval of een stijghoogteverschil tussen de laag waarin wordt geboord en de bovenste grondlaag. De extra term luidt als volgt:

$$F_{\text{opd;extra}} = 2 \cdot \Delta z_w \cdot \gamma_w \cdot R_{\text{uit}}$$

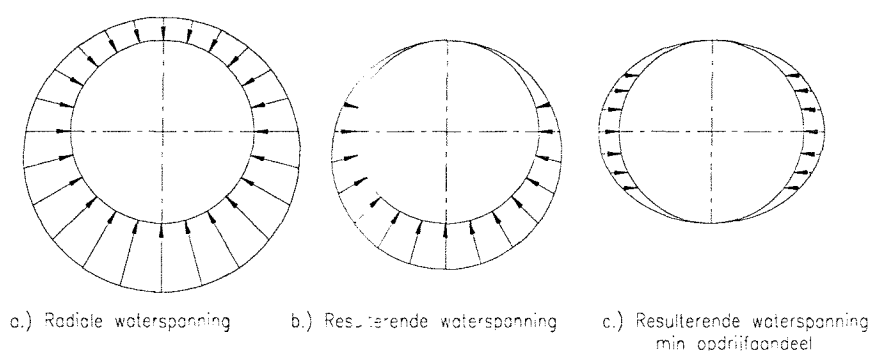
Hierin is:

$\Delta z_w$  het maximale verschil in stijghoogte tussen de grondlaag waarin wordt geboord en de bovenste grondlaag c.q. de waterstand, voorzover deze lager zijn dan de stijghoogte in de laag waarin wordt geboord [m]

##### Opbrekkracht

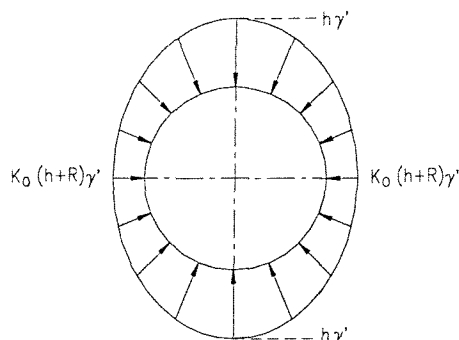
De opbrekkracht in dit model moet benaderd worden met behulp van bijvoorbeeld een staafprogramma. Daarmee kan de veerreactie van de grond aan de kruin, over een hoek van  $2\alpha$ , worden berekend (zie bijlage I).

De opbreekkracht wordt bepaald door de variabele radiale belastingen op de lining die geen resulterende component hebben (overeenkomstig met de aanbevelingen van Schulze /Duddeck [5]). Alleen deze belastingen kunnen verticaal ovaliseren veroorzaken. De constante radiale belasting kan dit niet. Door het opdrijven en het opbreken gecombineerd te beschouwen moet bij het bepalen van de opbreekkracht zoals in model 1 het aandeel van de oprijfkracht en het eigen gewicht van de tunnel buiten beschouwing worden gelaten, omdat deze twee componenten al in het opdrijfdeel worden meegenomen. Hierdoor ontstaat de waterdrukverdeling op de lining, zoals in figuur 4-21 is aangegeven, die van belang is voor het bepalen van de opbreekkracht. Als dit niet wordt gedaan dan worden de oprijfkracht en het eigen gewicht van de tunnel twee keer in rekening gebracht.



figuur 4-21: Relevante waterspanning t.b.v. de benadering van de opbreekkracht

De korrelspanningen op de lining die voor het bepalen van de opbreekkracht van belang zijn, verlopen over de hoogte van de tunnel van de verticale korrelspanning aan de kruin via de horizontale korrelspanning ter hoogte van de as naar de verticale korrelspanning aan de kruin. De verticale korrelspanning aan de onderkant van de tunnel wordt dus gelijkgesteld aan de verticale korrelspanning aan de kruin (zie figuur 4-22).



figuur 4-22: Relevante korrelspanning ter benadering van de opbreekkracht

#### 4.6.2.3 Veiligheids criterium model 4

Met behulp van de volgende voorwaarde kan de veiligheid worden getoetst:

$$\frac{G'_g + G'_t}{\eta_1} + \frac{2 \cdot \sum \left( \frac{K_a + K_0}{2} \right) \cdot \bar{\sigma}'_{v,i} \cdot \tan \varphi' \cdot h_i}{\eta_2} \geq \pi \cdot R_{uit}^2 \cdot \gamma_w + 2 \cdot \Delta u \cdot R_{uit} + F_{opb}$$

Voor de partiële factoren  $\eta_1$  en  $\eta_2$  (tabel 4-9) gelden dezelfde waarden als in model 1.

fase	$\eta_1$	$\eta_2$
eind	1,10	1,40

tabel 4-9: Veiligheidsfactoren  $\eta_1$  en  $\eta_2$

#### 4.6.3 Commentaar

Het meest opvallende bij dit model is de geringe opbrekkraft en het gebruik van het gemiddelde van de actieve en neutrale gronddrukcoëfficiënt.

Het benaderen van de opbrekkraft als de veerreactie aan de bovenkant van de tunnel lijkt reëel. Er worden alleen horizontale belastingen op de tunnel in rekening gebracht. Waarbij van de waterdruk alleen de resulterende horizontale drukverschillen worden genomen. Deze drukverschillen kunnen voor eventueel verticaal ovaliseren zorgen. Een nadeel is dat de veerreactie met een computerprogramma moet worden berekend en dat dit niet op een eenvoudige analytische wijze kan gebeuren. Opvallende is dat deze aanpak een veel kleinere opbrekkraft geeft dan in het geval dat het verticale deel van de normaalkraft in de lining wordt genomen, bij dezelfde belastingen (zie tabel 4-11).

Het gebruik van het gemiddelde van de actieve en neutrale gronddrukcoëfficiënt is niet duidelijk. Uit het vergelijken van de minimale gronddekking van dit model met model 1 lijkt het erop dat daarin de keuze van deze gronddrukcoëfficiënt ligt. Het verloop van de verhouding tussen de neerwaartse en opwaartse belasting bij verschillende gronddekkingen verschillen weinig van elkaar (zie figuur 5-1 op pagina 64).

#### 4.6.4 Conclusies model 4

In tabel 4-10 zijn de resultaten van de voorbeeldberekening vermeld, uitgevoerd voor dezelfde configuratie als in model 1. De opbreekkracht in het model is bepaald met behulp van het staafmodel PC-frame, zie bijlage I. In tabel 4-11 zijn alleen de resultaten voor de opbreekkracht weergegeven. Hierbij moet worden opgemerkt dat deze berekening globaal is uitgevoerd, maar wel een indicatie geeft van het verschil tussen de opbreekkracht volgen W&F en GD. Verder valt op te merken dat naar verwachting de opbreekkracht afneemt met toenemende diepte, bij gekozen schematisatie.

Neerwaartse krachten			
Tunnelgewicht	$G_t$	209	[kN/m]
Effectief grondgewicht	$G'_g$	683	[kN/m]
Verticale wrijvingskrachten	$2 \cdot T_v$	159	[kN/m]
Opwaartse krachten			
Opdrijfkracht	$F_{opd}$	538	[kN/m]
Opbreekkracht	$F_{opb}$	15	[kN/m]
Verhouding neerwaartse en opwaartse krachten			
$\frac{G_t + G'_g + 2 \cdot T_v}{F_{opd} + F_{opb}} = \frac{209 + 683 + 159}{538 + 15} 1.52$			

tabel 4-10: Resultaten voorbeeldberekening model 4

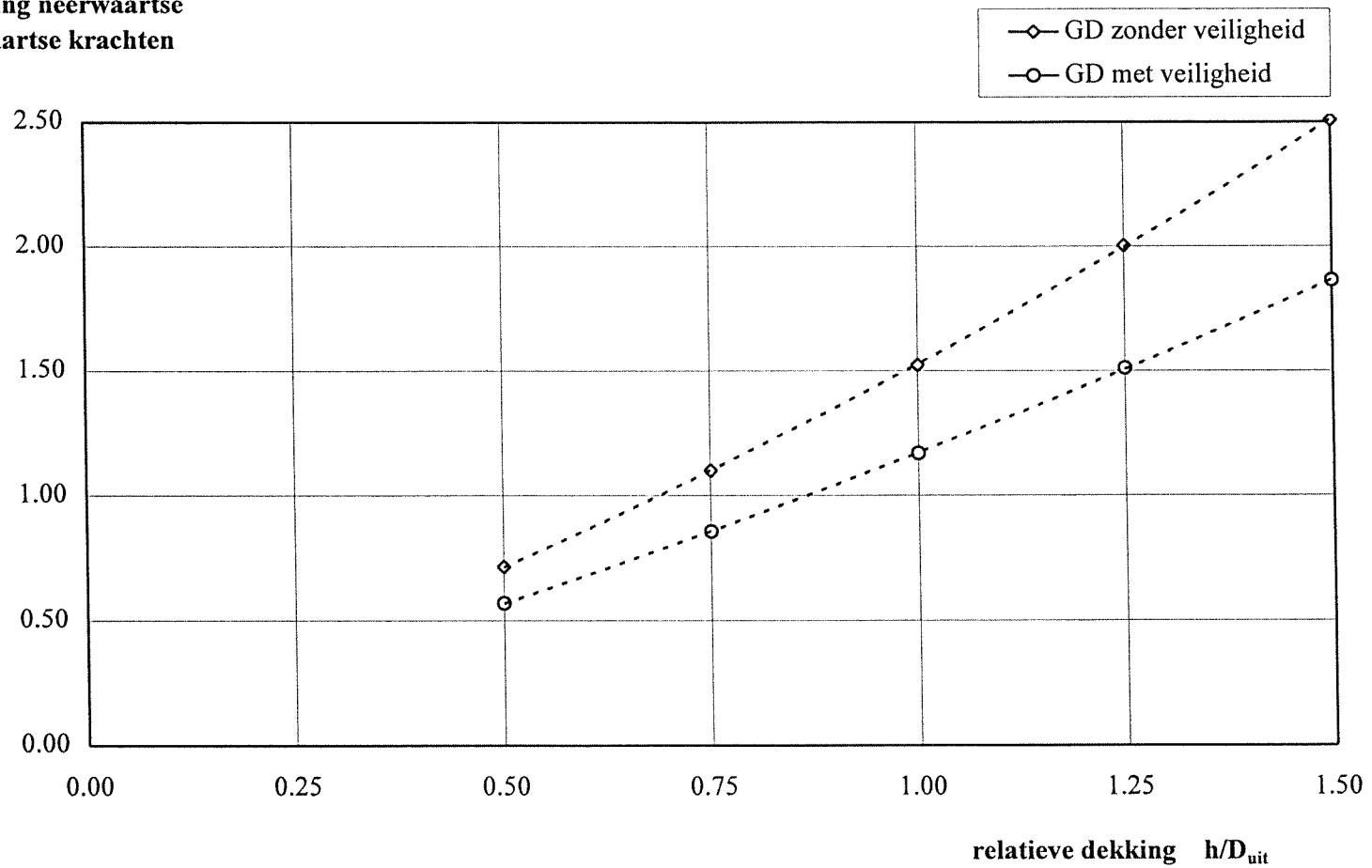
Opbreekkracht bepaald m.b.v. PC-frame					
gronddekking h [m]	4	6	8	10	12
opbreekkracht $F_{opb}$ [kN/m]	40	25	15	4	0

tabel 4-11: Opbreekkracht volgens GD

In figuur 4-23 is de relatie tussen de verhouding van de neerwaartse en opwaartse krachten en de relatieve gronddekking uitgezet. Dit is gedaan met en zonder toepassing van de veiligheidsfactoren. De onderbroken lijn die de punten met elkaar verbindt geeft een aangenomen rechte lijnig verloop aan voor tussenliggende waarden voor de gronddekking. Uit de figuur valt af te lezen dat de relatieve gronddekking  $h/D_{uit}$ , bij een verhouding van de opwaartse en neerwaartse krachten gelijk aan 1, ongeveer gelijk is aan 0.7 zonder veiligheidsfactoren en 0.9 met veiligheidsfactoren. Voor een tunnel met een diameter van 8.28 m zoals in de voorbeeldberekening is beschouwd, komt dit overeen met een gronddekking van circa 5.8 m respectievelijk 7.4 m.

Model 4: Grondmechanica Delft  
(gecombineerd)

verhouding neerwaartse  
en opwaartse krachten



figuur 4-23: Verhouding neerwaartse en opwaartse krachten / relatieve gronddekking model 4

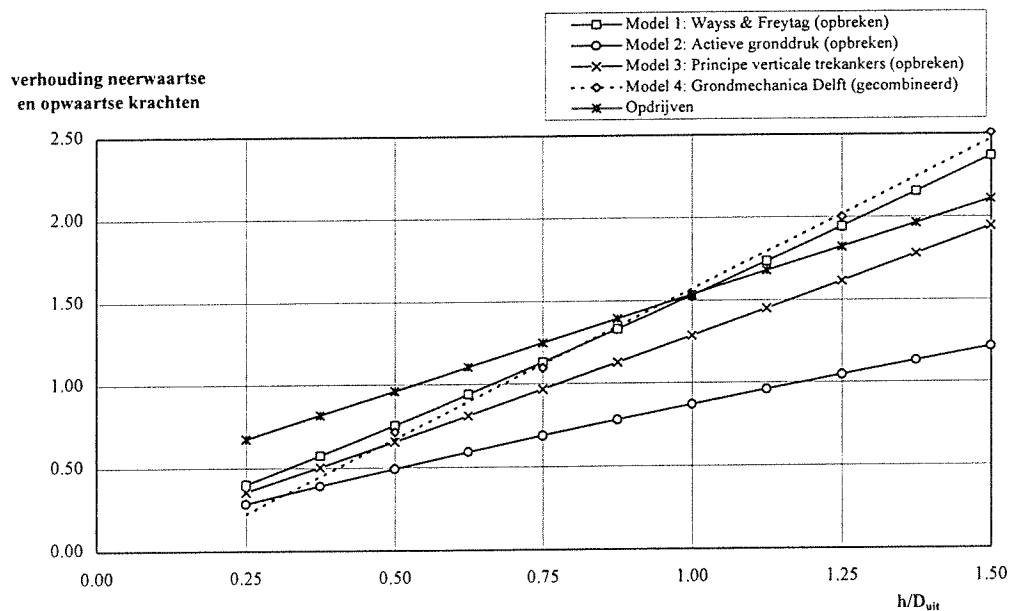
Minimaliseren van de gronddekking van geboorde tunnels



## 5 Vergelijken van de modellen

### 5.1 Inleiding

In dit hoofdstuk worden de modellen uit hoofdstuk 4 met elkaar vergeleken. In figuur 5-1 zijn de maatgevende modellen uitgezet. Om aan te geven waar het opdrijfmodel ligt ten opzichte van de opbrekmodellen, is dit model ook in de figuur uitgezet.



figuur 5-1: Weergave van de modellen 1 tot en met 4

De opdrijfberekening van de modellen 1 tot en met 3 is pas maatgevend voor gronddekkingen die gemiddeld groter zijn dan éénmaal de tunneldiameter. Dit is in de grafiek het snijpunt tussen de lijn “opdriven” en de overige lijnen, voor zover aanwezig. Voor de minimale gronddekking speelt deze opdrijfberekening dus geen rol.

Het onderling vergelijken van de modellen op basis van figuur 5-1 is niet goed te doen. Dit komt door het verschil in de in rekening gebrachte krachten van de modellen. Omdat het aandachtsgebied ligt in de grondlaag boven de tunnel, wordt voor het vergelijken van de modellen een basismodel opgesteld. Aan de hand van dit basismodel kan een indruk worden verkregen over de spanningstoestand in de grondlaag boven de tunnel.

### 5.1.1 Algemeen basismodel

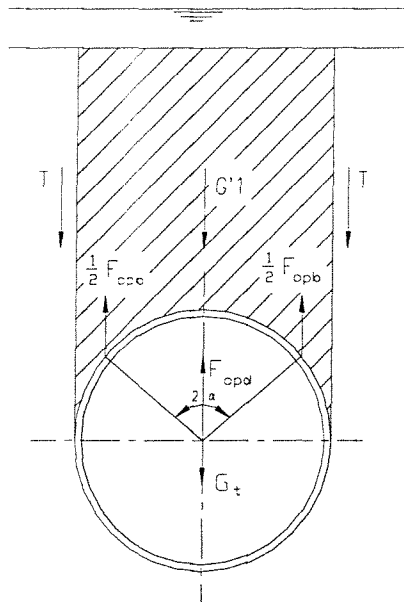
In figuur 5-2 is het basismodel weergegeven. Het model is geschematiseerd als een tunnel met een grondlaag recht daarboven. De schuifvlakken zijn hier verticaal genomen. In de neerwaarte belasting worden de volgende krachten meegenomen:

- Effectieve gewicht van de grondlaag.
- Wrijvingskrachten langs de schuifvlakken.
- Eigen gewicht van de tunnel.

De opwaartse belasting bestaat uit de volgende krachten:

- Opdrijfkracht.
- Opbreekkracht.

Voor de maatgevende modellen worden alleen de wrijvingskrachten en de horizontale gronddrukcoëfficiënten omgerekend. Het effectieve gewicht van de grondlaag boven de tunnel wordt hier niet meer in de beschouwing meegenomen. De breedte van de grondmoot verschilt per model, terwijl de horizontale korrelspanning voornamelijk bepaald wordt door de verticale spanning en niet zo zeer door de breedte van de grondmoot boven de tunnel.



figuur 5-2: Basismodel

De wrijvingskracht ( $T_{rep}$ ) wordt gelijkgesteld aan het product van de gemiddelde verticale korrelspanning, de hoogte van het afschuifvlak, de tangens van de hoek van inwendige wrijving en een horizontale gronddrukcoëfficiënt ( $K_{rep}$ ). In formulevorm ziet dit er als volgt uit:

$$T = \bar{\sigma}'_v \cdot h \cdot \tan \varphi' \cdot K_{rep}$$

Op deze wijze kan voor elk model een indicatie worden verkregen voor de coëfficiënt van de horizontale gronddruk.

## 5.2 Basismodel 1

Om het model van W&F om te zetten naar het basismodel worden de volgende verticale krachten gelijkgesteld aan de representatieve wrijvingskracht:

- Effectieve gewicht van de grondwig.
- Verticaal deel van de wrijvingskracht.

Hierbij worden de krachten zoals die in model 1 worden benaderd toegepast op het basismodel. De hoogte van het schuifvlak blijft dus  $(h+z)$  en niet  $(h+R_{uit})$ , omdat anders een groter grondgewicht en een grotere wrijvingskracht in rekening worden gebracht.

Het effectieve gewicht van de grondwig bedraagt:

$$G'_3 = \frac{1}{2} \cdot \gamma'_g \cdot (h+z)^2 \cdot \tan\left(45^\circ - \frac{\varphi'}{2}\right)$$

Het verticale deel van de wrijvingskracht die in model 1 in rekening wordt gebracht luidt:

$$T_v = G'_3 \cdot \sin \varphi' = \frac{1}{2} \cdot \gamma'_g \cdot (h+z)^2 \cdot \tan\left(45^\circ - \frac{\varphi'}{2}\right) \cdot \sin \varphi'$$

De representatieve wrijvingskracht volgt nu door sommatie van het effectieve gewicht  $G'_3$  en de wrijvingskracht  $T_v$ :

$$T_{rep} = G'_3 + G'_3 \cdot \sin \varphi' = G'_3 \cdot (1 + \sin \varphi')$$

$$T_{rep} = \frac{1}{2} \cdot \gamma'_g \cdot (h+z)^2 \cdot \tan\left(45^\circ - \frac{\varphi'}{2}\right) \cdot (1 + \sin \varphi')$$

De bijbehorende representatieve gronddrukcoëfficiënt kan worden bepaald door deze wrijvingskracht gelijk te stellen aan het product van de gemiddelde horizontale korrelspanning over de hoogte van het afschuifvlak, de hoogte van het afschuifvlak zelf en de tangens van de hoek van inwendige wrijving. In formulevorm ziet dit er als volgt uit:

$$\begin{aligned}\bar{\sigma}'_h &= \frac{1}{2} \cdot (h+z) \cdot \gamma'_g \cdot K_{\text{rep}} \\ T_{\text{rep}} &= \bar{\sigma}'_h \cdot (h+z) \cdot \tan \varphi' \\ T_{\text{rep}} &= \frac{1}{2} \cdot \gamma'_g \cdot (h+z)^2 \cdot K_{\text{rep}} \cdot \tan \varphi' \\ K_{\text{rep}} &= \frac{\frac{1}{2} \cdot \gamma'_g \cdot (h+z)^2 \cdot \tan\left(45^\circ - \frac{\varphi'}{2}\right) (1 + \sin \varphi')}{\frac{1}{2} \cdot (h+z)^2 \cdot \gamma'_g} = \tan\left(45^\circ - \frac{\varphi'}{2}\right) \cdot (1 + \sin \varphi')\end{aligned}$$

### 5.2.1 Basismodel 2

In model 2 wordt geen extra wrijving langs afschuifvlakken meegenomen. De wrijving wordt in dat model benaderd op basis van de actieve gronddrukcoëfficiënt. Dit betekent dat de representatieve wrijvingskracht in het basismodel gelijk is aan de wrijvingskracht van model 2. De gehanteerde uitdrukking voor de actieve gronddrukcoëfficiënt luidt:

$$K_a = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\varphi'}{2}\right)$$

De representatieve gronddrukcoëfficiënt  $K_{\text{rep}}$  is hieraan gelijk.

De wrijvingskracht langs de verticale vlakken wordt als volgt bepaald:

$$T_v = \frac{1}{2} \cdot (h+z)^2 \cdot \gamma'_g \cdot \tan^2\left(45^\circ - \frac{\varphi'}{2}\right)$$

### 5.2.2 Basismodel 3

In model 3 wordt zowel een wrijvingskracht als het effectieve gewicht van een grond-driehoek in rekening gebracht. Het effectieve gewicht van de grond-driehoek bedraagt:

$$P_2 = \frac{1}{2} \cdot \gamma'_g \cdot (h+z)^2 \cdot \tan \psi$$

Het verticale deel van de wrijvingskracht die in het model in rekening wordt gebracht luidt:

$$\begin{aligned}P_3 &= \frac{\sin \varphi' - \sin \psi}{1 - \sin \varphi' \cdot \sin \psi} \cdot \frac{P_2}{\sin \psi} \\ P_3 &= \frac{1}{2} \cdot \gamma'_g \cdot (h+z)^2 \cdot \frac{1}{\cos \psi} \cdot \frac{\sin \varphi' - \sin \psi}{1 - \sin \varphi' \cdot \sin \psi}\end{aligned}$$

De representatieve wrijvingskracht volgt nu door sommatie van het effectieve gewicht  $P_2$  en de wrijvingskracht  $P_3$ :

$$T_{\text{rep}} = P_2 + \frac{\sin \varphi' - \sin \psi}{1 - \sin \varphi' \cdot \sin \psi} \cdot \frac{P_2}{\sin \psi} = P_2 \cdot \left( 1 + \frac{\sin \varphi' - \sin \psi}{1 - \sin \varphi' \cdot \sin \psi} \cdot \frac{1}{\sin \psi} \right)$$

$$T_{\text{rep}} = \frac{1}{2} \cdot \gamma'_g \cdot (h + z)^2 \cdot \tan \psi \cdot \left( 1 + \frac{\sin \varphi' - \sin \psi}{1 - \sin \varphi' \cdot \sin \psi} \cdot \frac{1}{\sin \psi} \right)$$

De bijbehorende representatieve gronddrukcoëfficiënt kan worden bepaald door deze wrijvingskracht gelijk te stellen aan het product van de gemiddelde horizontale korrelspanning over de hoogte van het afschuifvlak, de hoogte van het afschuifvlak en de tangens van de hoek van inwendige wrijving. In formulevorm ziet dit er als volgt uit:

$$\bar{\sigma}'_h = \frac{1}{2} \cdot (h + z) \cdot \gamma'_g \cdot K_{\text{rep}}$$

$$T_{\text{rep}} = \bar{\sigma}'_h \cdot (h + z) \cdot \tan \varphi'$$

$$T_{\text{rep}} = \frac{1}{2} \cdot \gamma'_g \cdot (h + z)^2 \cdot K_{\text{rep}} \cdot \tan \varphi'$$

Hiermee wordt voor de representatieve gronddrukcoëfficiënt  $K_{\text{rep}}$  de volgende uitdrukking verkregen:

$$K_{\text{rep}} = \frac{\frac{1}{2} \cdot \gamma'_g \cdot (h + z)^2 \cdot \tan \psi \cdot \left( 1 + \frac{\sin \varphi' - \sin \psi}{1 - \sin \varphi' \cdot \sin \psi} \cdot \frac{1}{\sin \psi} \right)}{\frac{1}{2} \cdot (h + z)^2 \cdot \gamma'_g}$$

$$K_{\text{rep}} = \tan \psi \cdot \left( 1 + \frac{\sin \varphi' - \sin \psi}{1 - \sin \varphi' \cdot \sin \psi} \cdot \frac{1}{\sin \psi} \right)$$

### 5.3 Basismodel 4

In dit model worden de mechanismen opdrijven en opbreken gecombineerd beschouwd. Het model is hetzelfde geschematiseerd als het algemene basismodel. De representatieve wrijvingskracht is gelijk aan de wrijvingskracht in het model. De wrijvingskracht wordt alleen over de hoogte gelijk aan de gronddekking ten opzichte van de kruin in rekening gebracht:

$$T_v = \left( \frac{K_a + K_0}{2} \right) \cdot \bar{\sigma}'_v \cdot \tan \varphi' \cdot h$$

De representatieve gronddrukcoëfficiënt is, vanwege dezelfde reden als bij de wrijvingskracht, gelijk aan de gronddrukcoëfficiënt in het model, in dit geval:

$$K_{\text{rep}} = \left( \frac{K_a + K_0}{2} \right) = \frac{1}{2} \cdot \left( \frac{1 - \sin \varphi'}{1 + \sin \varphi'} + \frac{1}{2} \right)$$

### 5.3.1 Resultaten

In tabel 5-1 zijn de resultaten weergegeven van de representatieve gronddrukcoëfficiënten en wrijvingskrachten. In de laatste kolom is de verhouding aangegeven van de gronddrukcoëfficiënt van elk model ten opzichte van de neutrale gronddrukcoëfficiënt  $K_0 = 0.5$ :

$$X^* = \frac{K_{\text{rep}}}{K_0}$$

model	$T_{\text{rep}}$ [kN/m]	$K_{\text{rep}}$ [-]	$X^*$ [-]
1	215	0.83	1.7
var 1: $K_a$	118	0.30	0.6
$\psi = 0^\circ$	141	0.54	1.1
var 2 $\psi = 3^\circ$	146	0.56	1.1
$\psi = 5^\circ$	149	0.57	1.1
2: $\frac{1}{2} \cdot (K_a + K_0)$	75	0.40	0.8

tabel 5-1:  $T_{\text{rep}}$  en  $K_{\text{rep}}$  volgens de voorbeeldberekeningen

Hieruit blijkt dat er aanzienlijke verschillen bestaat tussen de toegepaste gronddrukcoëfficiënt en daarmee tussen de in rekening gebrachte wrijvingskrachten.

## 6 PLAXIS eindige-elementen programma

### 6.1 Inleiding

In dit hoofdstuk worden eerst enkele begrippen toegelicht die in PLAXIS gebruikt worden. Vervolgens worden het gebruikte grondmodel, het berekeningsmodel, de invoerparameters en de berekeningsaanpak beschreven. Daarna worden de resultaten en conclusies vermeld.

### 6.2 Enkele begrippen

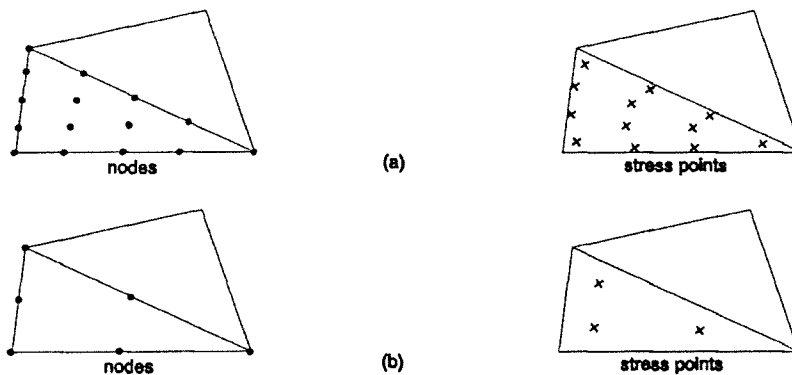
In deze paragraaf worden enkele begrippen beschreven die in PLAXIS worden gehanteerd.

#### De verschillende elementen

In het pakket kan gebruik worden gemaakt van verschillende elementen voor het simuleren van de diverse onderdelen van de constructie en de grond. In deze paragraaf worden de relevante elementen in het kort beschreven.

#### Grondelementen

Voor berekeningen op basis van eindige elementen is het noodzakelijk dat de grond wordt gemodelleerd tot een *mesh* bestaande uit driehoekige elementen. Voor de berekeningen die in dit verslag zijn gemaakt is gebruik gemaakt van driehoekige elementen met 15 knopen (zie figuur 6-3a).



figuur 6-3: Onderverdeling van een vierkant in twee driehoeken (15 knoeps en 6 knoeps)

#### Interface-elementen

De interface elementen zijn nodig voor berekeningen waarbij sprake is van interactie tussen grond en constructie. Voorbeelden hiervan zijn damwanden, funderingen, geotextielen en tunnels.

### Tunnelementen

De tunnelementen bestaan uit zogenaamde balkelementen (die eveneens voor bijvoorbeeld damwanden worden gebruikt) voor de simulatie van de lining en interface-elementen voor het modelleren van de interactie tussen de tunnel en de omliggende grond. Een speciaal *remesh*-programma zorgt ervoor dat een optimale verdeling van de eindige elementen rondom de tunnel kan worden verkregen. Het is mogelijk een contractie van de tunnel op te geven voor het simuleren van grondverlies door het boorproces.

## 6.3 Grondmodel

Het relevante gebied voor het onderzoek bevindt zich boven de tunnel. Onderzocht moet worden hoe het verloop van de horizontale korrelspanning in de tijd is bij het omhoog laten bewegen van de tunnel. Om dit in PLAXIS te modelleren moet vooraf een keuze worden gemaakt welk grondmodel wordt gebruikt. Het in de praktijk veel gebruikte model van Mohr-Coulomb wordt in eerste instantie gebruikt. Overwogen kan worden het Advanced Mohr-Coulomb model te gebruiken vanwege te verwachten relatief grote vervormingen.

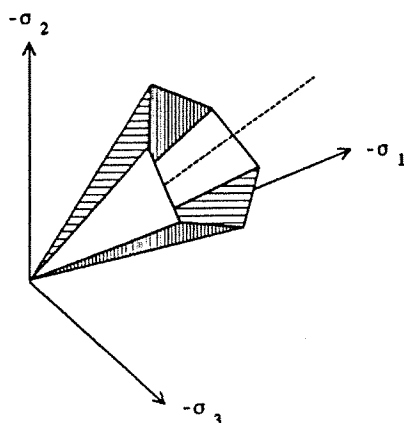
### 6.3.1 Mohr-Coulomb

De vloeivoorwaarde van Mohr-Coulomb kan met drie functies, uitgedrukt in hoofdspanningen, worden beschreven:

$$\begin{aligned}f_1 &= \frac{1}{2} \cdot |\sigma_2 - \sigma_3| + \frac{1}{2} \cdot (\sigma_2 + \sigma_3) \cdot \sin \varphi \geq 0 \\f_2 &= \frac{1}{2} \cdot |\sigma_3 - \sigma_1| + \frac{1}{2} \cdot (\sigma_3 + \sigma_1) \cdot \sin \varphi \geq 0 \\f_3 &= \frac{1}{2} \cdot |\sigma_1 - \sigma_2| + \frac{1}{2} \cdot (\sigma_1 + \sigma_2) \cdot \sin \varphi \geq 0\end{aligned}$$

Hierin zijn de wrijvingshoek  $\varphi$  en de cohesie  $c$  de twee plastische parameters. Deze drie vergelijkingen beschrijven de welbekende zeshoekige spanningskegel (zie figuur 6-4).





figuur 6-4: Mohr-Coulomb vloeiooppervlak ( $c=0$ )

Voor het model zijn tevens drie plastische potentiaal functies gedefinieerd:

$$g_1 = \frac{1}{2} \cdot |\sigma_2 - \sigma_3| + \frac{1}{2} \cdot (\sigma_2 + \sigma_3) \cdot \sin \psi$$

$$g_2 = \frac{1}{2} \cdot |\sigma_3 - \sigma_1| + \frac{1}{2} \cdot (\sigma_3 + \sigma_1) \cdot \sin \psi$$

$$g_3 = \frac{1}{2} \cdot |\sigma_1 - \sigma_2| + \frac{1}{2} \cdot (\sigma_1 + \sigma_2) \cdot \sin \psi$$

Hierin is  $\psi$  de dilatantiehoek en de derde plasticiteitsparameter. De parameter wordt gebruikt voor het beschrijven van plastische volumeveranderingen. Ten behoeve van het Mohr-Coulomb model zijn vijf parameters vereist:

$G = E_{\text{Young}} / 2(1 + \nu)$  : schuifmodulus

$\nu$  : Poisson-getal

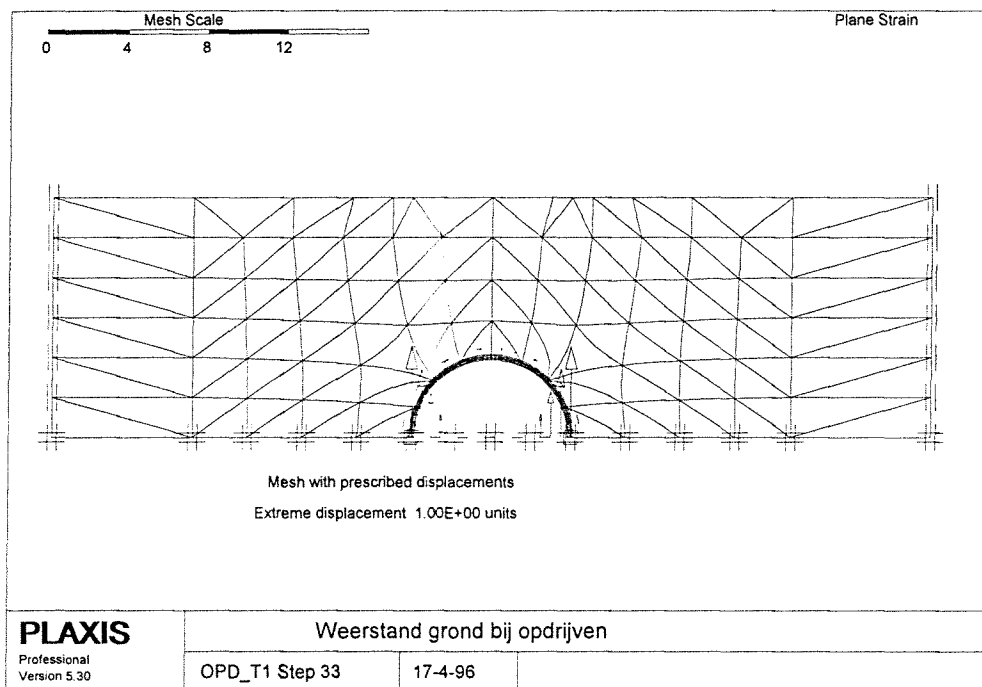
$\phi$  : wrijvingshoek

$c$  : cohesie

$\psi$  : dilatantiehoek

## 6.4 Opdrijfmodel

Voor het bepalen van de horizontale korrelspanningen, verlopend met toenemende verplaatsing, is uitgegaan van een halve tunnel (zie figuur 6-5) die omhoog wordt gedrukt tot bezwijken optreedt.



figuur 6-5: Mesh met voorgeschreven verplaatsingen

Er is voor deze configuratie gekozen omdat een configuratie waarbij de tunnel verticaal symmetrisch is gemodelleerd, bezwijken optreedt ter plaatse van de onderkant van de tunnel. Wellicht dat dit op te lossen valt door het toepassen van een interface met geringe stijfheid aan de onderzijde van de tunnel. Hetzelfde bezwaar treedt op als de tunnel als één geheel in een grondmassief wordt gemodelleerd. Door het omhoog drukken van de lining wordt een extra normaalkracht geïntroduceerd in de lining. Hierdoor is het niet meer mogelijk waarde te hechten aan de inwendige krachten, momenten en vervormingen van de lining. Alleen ter controle van de berekening kunnen deze waarden worden gebruikt.

## 6.5 Invoerparameters PLAXIS

Net als in de overige modellen wordt uitgegaan van een homogeen grondlichaam bestaande uit zand. De gegevens van de zandlaag zijn afkomstig uit [27]. Er zijn drie datasets gebruikt (zie tabel 6-1). De eerste dataset dient voor de modellering van het zandpakket. De tweede is gebruikt voor de grondelementen in de tunnel en de derde geeft de parameters van de interface weer. Het verschil tussen dataset 1 en 2 is de toegekende waterstand. Dataset 2 betreft droge grond.

Model	Dataset 1 en 2	Dataset 3
	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
M-type	Drained	Drained
W-dry	16	16
W-wet	19	19
G-layer	13000	13000
Nu	0.31	0.31
c-layer	1	1
c-depth	0	0
Phi	33	33
Psi	0	0
Tension	Y	N
R-inter	1	0.8

tabel 6-1: Datasets MC-model

Tunnellining		
EI	$6 \cdot 10^4$	kNm <sup>2</sup> /m
EA	$1.2 \cdot 10^7$	kN/m
Nu	0.2	
w	8.4	kN/m <sup>2</sup>

tabel 6-2: Gegevens tunnelling

## 6.6 Berekeningsaanpak

In deze paragraaf wordt aangegeven op welke wijze de berekening heeft plaatsgevonden.

### Initiële spanningen

Voor het bepalen van de initiële spanningen op basis van gravitatie is het noodzakelijk dat de ongestoorde mesh als uitgangspunt dient. Dit betekent dat de tunnel nog niet aanwezig mag zijn omdat deze een versturende werking heeft op de spanningen en vervormingen. Bovendien moet rekening worden gehouden met de invloed van de aanwezigheid van interfaces op de spanningen en vervormingen in de grond. De initiële spanningen zijn berekend door de multiplier  $\Sigma Mweight$  gelijk aan 1.0 te stellen in de module *Plastic ultimate level*.

### Interface

In de module *Input* moet nu de juiste dataset aan de interface rondom de tunnel worden toegekend.

### Spanningen op de tunnel

Met behulp van de module *Plastic ultimate level* worden de spanningen op de tunnel geactiveerd. Met de optie *Staged construction* worden de grondelementen in de tunnel uitgeschakeld en wordt de tunnel geactiveerd. De verplaatsingen die zijn ontstaan uit de berekening van de initiële spanningen worden op nul gezet.

### Grondwater uit de tunnel

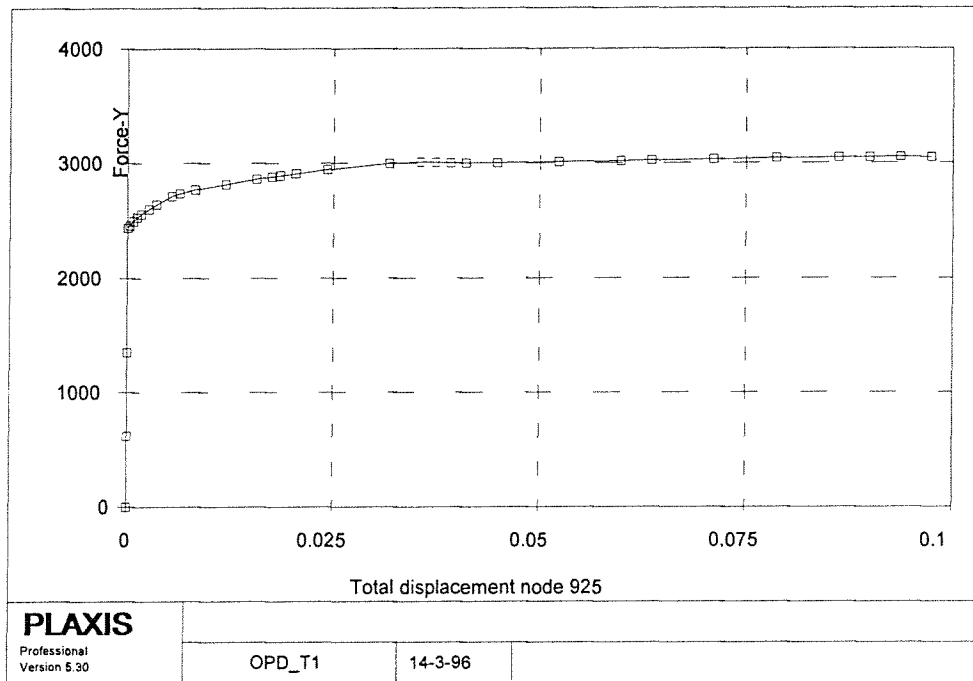
Door terug te gaan naar de module *Input* en daarin dataset 2 toe te kennen aan de grondelementen in de tunnel en vervolgens opnieuw de waterspanningen te genereren wordt bereikt dat de tunnel "droog" komt te staan. Door het uitvoeren van een zogenaamde *plastic nil-step* wordt de invloed van de veranderde waterspanningen op de tunnel berekend.

### Bezwijkstadium berekenen

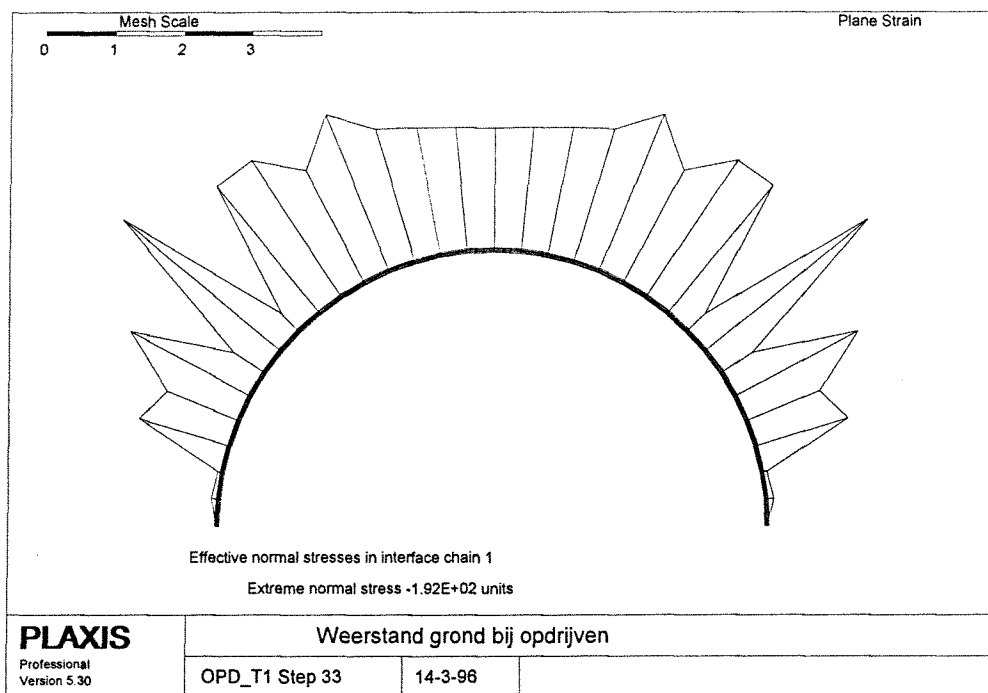
Met de module *Plastic ultimate level*, waarin de multiplier  $\Sigma Mdispl$  op 1.0 gesteld wordt, worden de voorgeschreven verplaatsingen geactiveerd. Bezwijken treedt op als het bezwijkcriterium van Mohr-Coulomb wordt overschreden.

## **6.7 Resultaten**

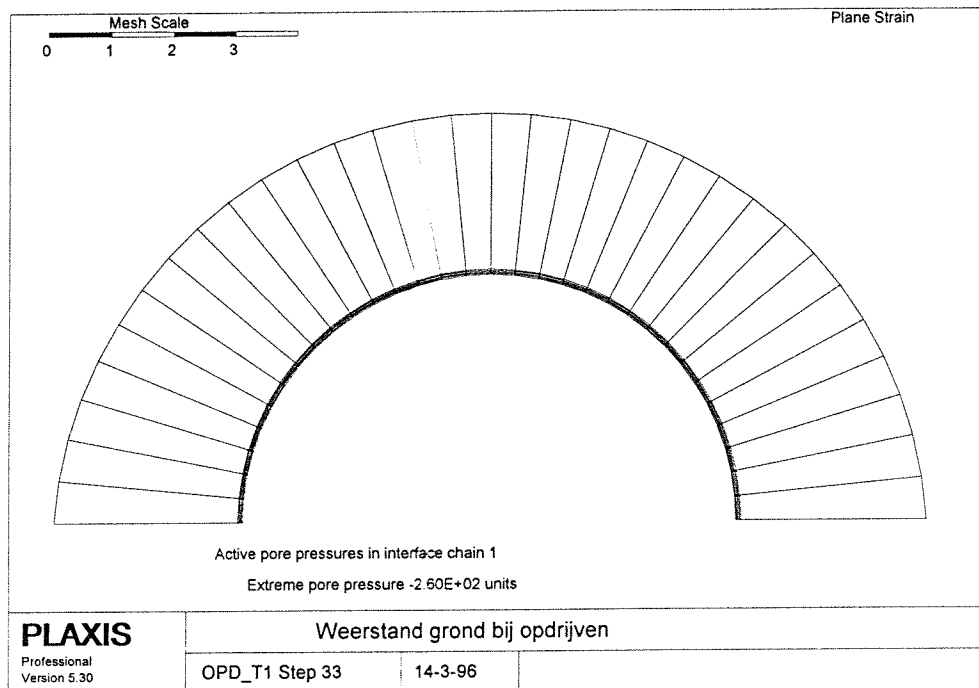
Een controle die hierbij kan worden uitgevoerd is dat de kracht die behoort bij de voorgeschreven verplaatsing gelijk moet zijn aan de normaalkracht in de lining ten gevolge van de water- en korreldrukken. Uit het kracht-verplaatsings diagram (figuur 6-6) is de grootte van de kracht bij de voorgeschreven verplaatsingen af te lezen. Met behulp van de normaalspanningen op de interface kan de normaalkracht in de lining worden benaderd (figuur 6-7 en figuur 6-8). Hiertoe worden de gemiddelde waarden voor de water- en korrelspanningen gebruikt in de ketelformule. Omdat onder vrije beweging de uiteinden van de lining horizontaal willen verplaatsen, is hieraan een verplaatsing opgelegd gelijk aan 0. Het gevolg hiervan is dat de korrelspanning ter plaatse van de uiteinden eveneens 0 zijn. Deze waarde wordt dan ook niet meegenomen in het berekening van het gemiddelde.



figuur 6-6: Kracht bij voorgeschreven verplaatsingen/totale verplaatsing knoop 925



figuur 6-7: Korrelspanningen op interface



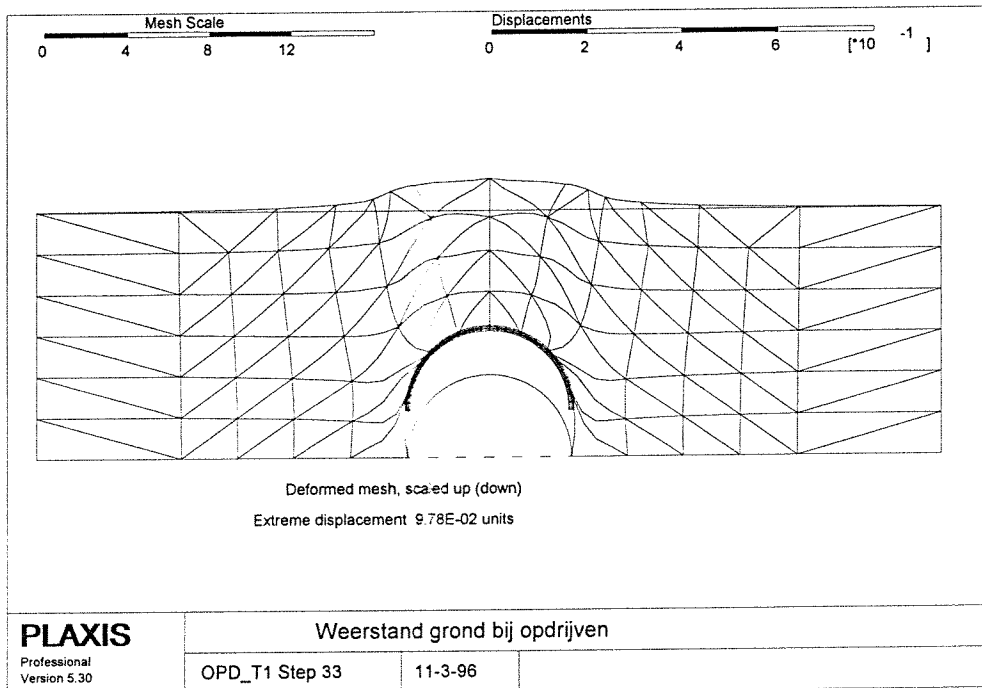
figuur 6-8: Waterspanningen op interface

Controle van de normaalkracht op basis van de ketelformule:

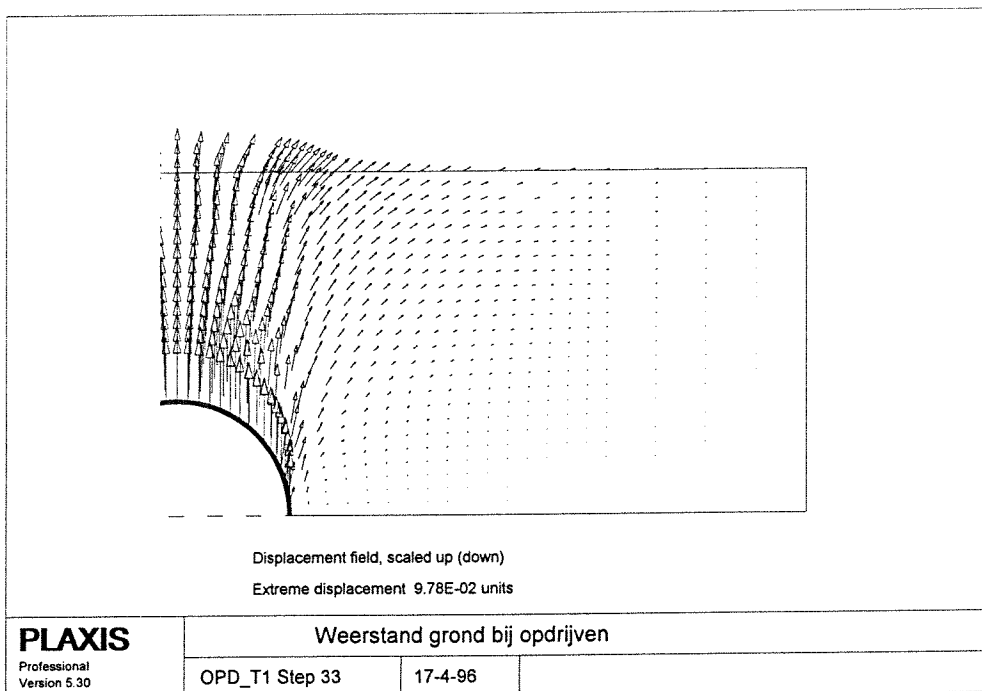
$$N = p \cdot R = (150 + 260) \cdot 4 = 1600 \text{ kN / m}$$

Voor het controleren van de kracht behorende bij de voorgeschreven verplaatsingen, moet de normaalkracht worden vermenigvuldigd met 2. De totale kracht wordt daarmee 3200 kN/m. Deze waarde is iets groter dan volgt uit figuur 6-6 (ongeveer 3000 kN/m), maar wel van dezelfde orde.

In figuur 6-9 is de vervormde mesh te zien. De totale verplaatsing bedraagt ongeveer 0.10 m. Het zal echter duidelijk worden dat de maximale horizontale korrelspanning al bij een geringere verplaatsing optreedt.



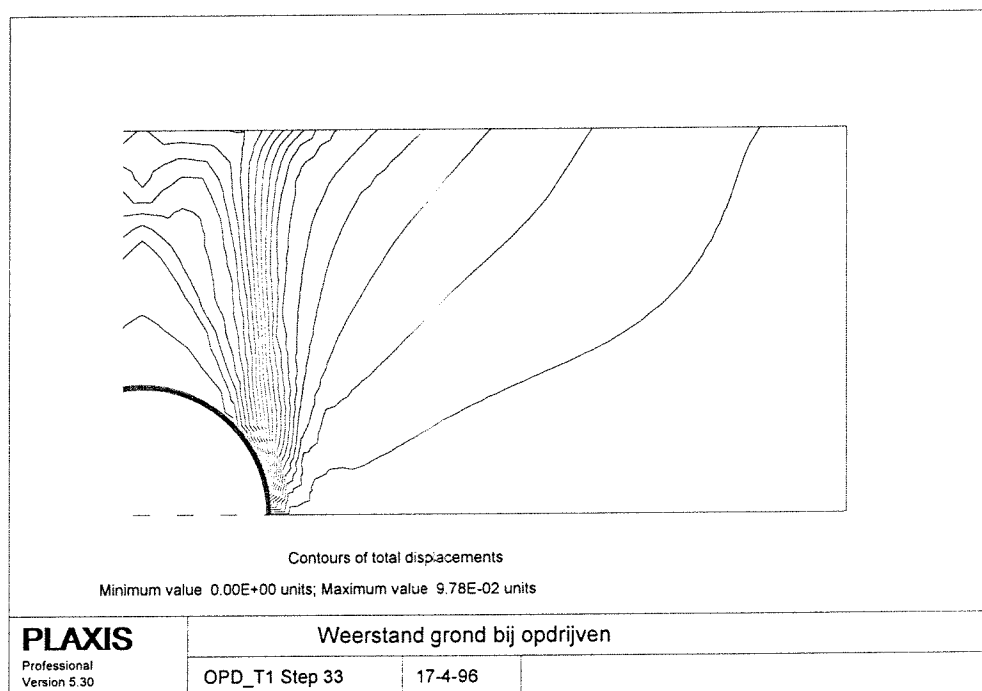
figuur 6-9: Vervormde mesh



figuur 6-10: Verplaatsingenveld



Op basis van de verplaatsingen lijkt het reëel uit te gaan van een basismodel met rechte glijvlakken.



figuur 6-11: Contouren van verplaatsingen

### 6.7.1 Opbreken

In hoofdstuk drie is kwalitatief beredeneerd dat het fenomeen verticaal ovaliseren waarschijnlijk niet zal optreden voor de Nederlandse omstandigheden. Alleen bij een zeer geringe gronddekking (hierbij moet gedacht worden aan een gronddekking kleiner dan circa een halve tunneldiameter voor de gekozen configuratie) is een geringe vorm van dit fenomeen waar te nemen. De absolute verplaatsingen zijn zo gering (in de orde van  $10^{-4}$ ) dat dit ook toe te schrijven is aan de numerieke berekeningswijze. Met behulp van PLAXIS is de tunnel half-symmetrisch geschematiseerd. Er is uitgegaan van een gronddekking gelijk aan de straal van de tunnel. In figuur 6-12 is de vervormde mesh weergegeven. De maximale verplaatsing treedt op aan de onderzijde van tunnel. Deze bedraagt circa 1.5 cm. De horizontale verplaatsing van de lining is vrijwel nihil.

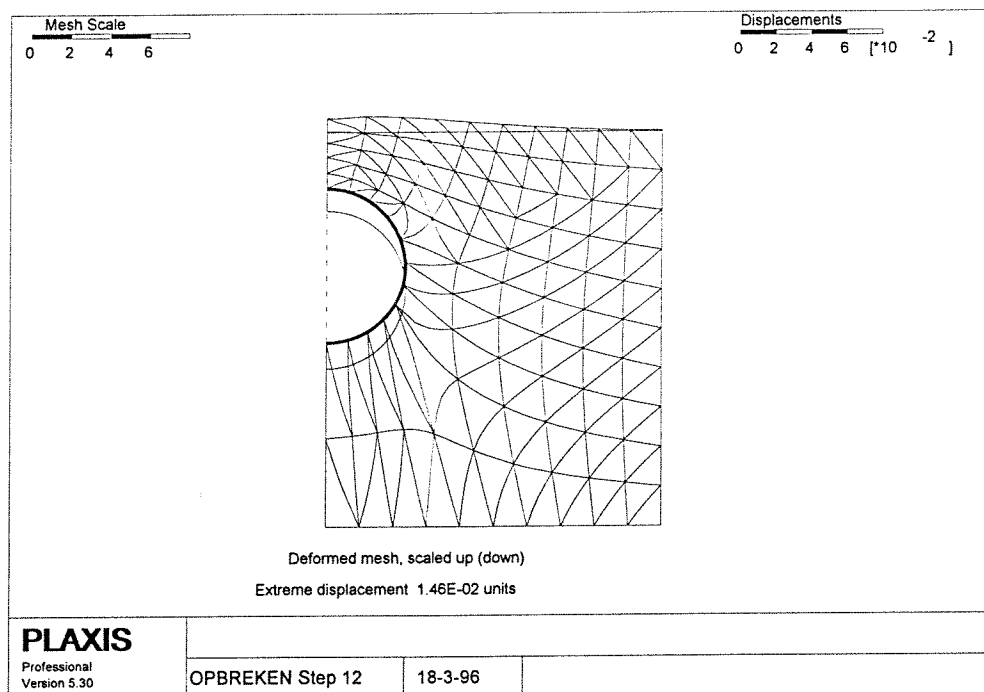
De effectieve normaalspanningen op de lining zijn aan de bovenzijde van de tunnel maximaal en aan de onderzijde minimaal (zie figuur 6-13). Dit is overeenkomstig de verwachtingen. Hieruit is dus ook niet af te leiden dat er een zogenaamde extra opbrekkracht aanwezig zou zijn. Als contractie wordt meegenomen, worden de vervormingen versterkt. Hierbij treedt een daling van het maaiveld op. Een modellering op basis van de

schematisatie zoals bij het opdrijven is gedaan, ten behoeve van het bepalen van het verloop van de gronddrukcoëfficiënt, is niet gelukt.

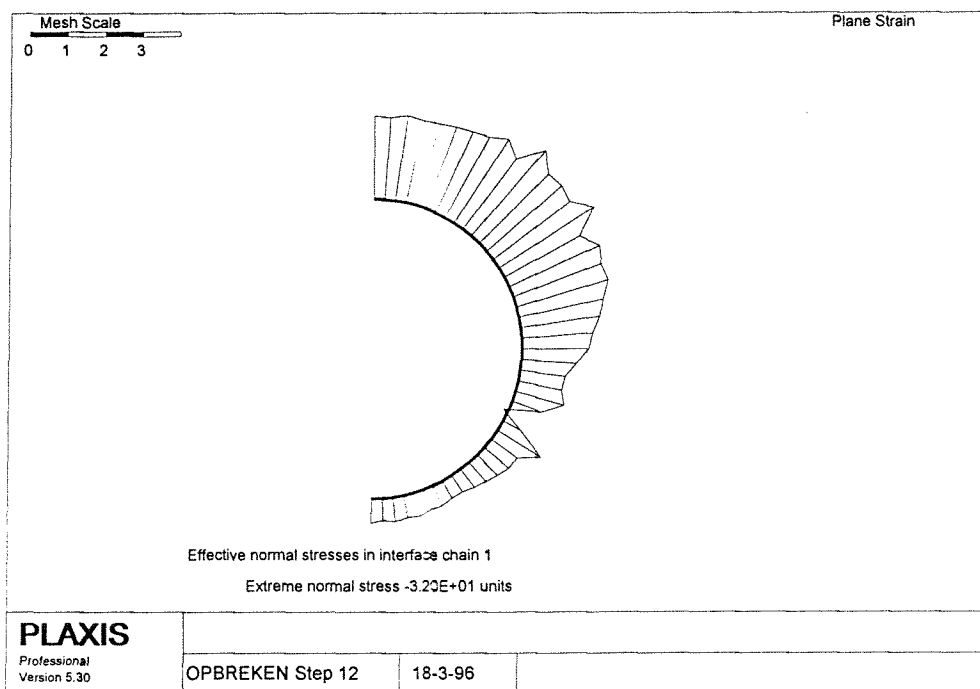
Beperkingen schematisatie:

- Lining geschematiseerd als homogeen. De invloed van de segmentvoegen is ingevoerd als een reductie van de buigstijfheid van de lining. Een betere benadering zou zijn de voegen te schematiseren met een bepaalde rotatiestijfheid.
- Resultaten alleen geldig voor doorgerekende situatie.

Met behulp van PLAXIS is op vele manieren geprobeerd het opbreken duidelijk te krijgen. Helaas moet gezegd worden dat dit niet is gelukt. Daarom zijn de resultaten daarvan ook niet gerapporteerd. Geconcludeerd moet worden dat het fenomeen verticaal ovaliseren niet kan worden aangetoond met behulp van PLAXIS. Zelfs bij een geringere gronddekking dan hier toegepast, treedt het niet op. Waargenomen wordt dat de tunnel en het maaiveld meer omhoog komen bij een geringere gronddekking. Dit voldoet aan de verwachting. De grootte van de horizontale verplaatsing van de zijkant van de lining ligt in de orde van  $10^{-4}$  m. Dezelfde orde grootte als in het hier weergegeven model.



figuur 6-12: Vervormde mesh,  $h=4m$ , contractie = 0%



figuur 6-13: Effectieve normaalspanningen

## 6.8 Conclusies

Voor het vergelijken van de gronddrukcoëfficiënten die in de analytische modellen worden gebruikt en het verloop van de gronddrukcoëfficiënt volgens het MC-model, zijn in tabel 6-3 de waarden van de representatieve gronddrukcoëfficiënten vermeld. Hierbij is uitgegaan van dezelfde configuratie als in PLAXIS. Met behulp van het MC-model in PLAXIS is een initiële gronddrukcoëfficiënt van circa 0.45 en een uiteindelijke gronddrukcoëfficiënt van ongeveer 0.7 verkregen.

model	$T_{rep}$ [kN/m]	$K_{rep}$ [-]	$X^*$ [-]
1	215	0.83	1.7
var 1: $K_a$	118	0.30	0.6
$\psi = 0^\circ$	141	0.54	1.1
var 2 $\psi = 3^\circ$	146	0.56	1.1
$\psi = 5^\circ$	149	0.57	1.1
2: $\frac{1}{2} \cdot (K_a + K_0)$	75	0.40	0.8
MC ( $\psi = 0^\circ, \nu = 0.3$ )	130	0.70	1.4

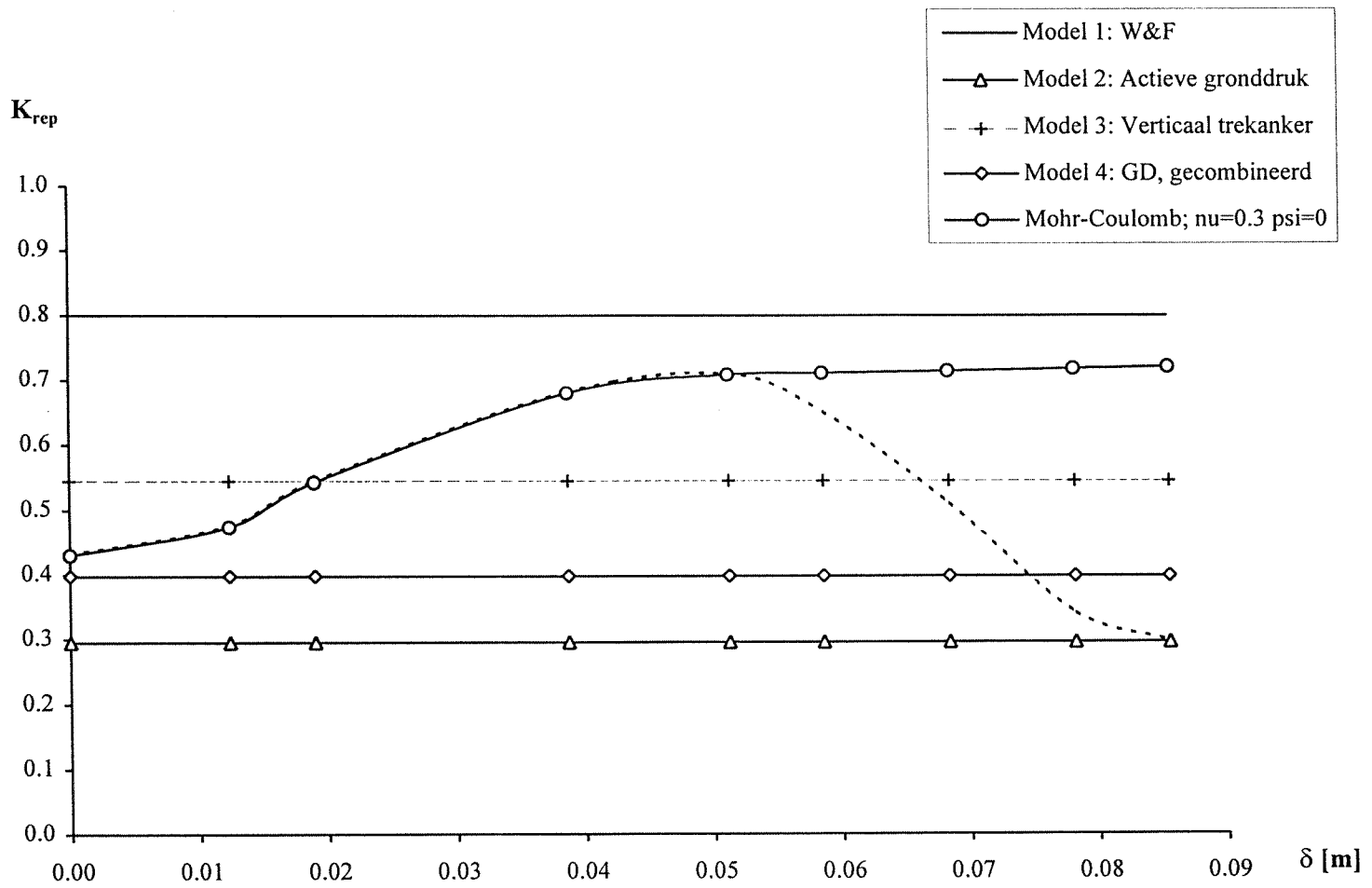
tabel 6-3: Voorbeelden  $T_{rep}$  en  $K_{rep}$

Uit deze tabel blijkt dat de invloed van de dilatatiehoek zeer gering is. In figuur 6-14 is aangegeven hoe de verhoudingen liggen tussen de onderlinge gronddrukcoëfficiënten van de verschillende modellen. Omdat in de analytische modellen geen verplaatsingen worden meegenomen, zijn de gronddrukcoëfficiënten constant aangenomen en als horizontale lijnen in de figuur aangegeven.

Uit de figuur blijkt dat de gronddrukcoëfficiënt volgens het MC-model toeneemt met toenemende verplaatsing. De verwachting dat deze na bezwijken zal afnemen is niet met PLAXIS te bereiken. Wel kan hieruit geconcludeerd worden dat in het basismodel gerekend zou kunnen worden met een hogere gronddrukcoëfficiënt dan actief en neutraal, voor het bepalen van de wrijvingskracht. Het gebruik van de neutrale gronddrukcoëfficiënt lijkt een redelijke keuze te zijn op basis van van deze vergelijking. Daarbij zal een partiële materiaalfactor voor een voldoende veiligheid moeten zorgen.

Verder zal de vervorming van de tunnel meegenomen moeten worden in de totale veiligheidsbeschouwing. Welke mate van vervorming van de tunnel toelaatbaar is en bij welke spanningsverhouding (tussen horizontale en verticale korrelspanning) dit optreedt is niet bekeken.

Voor het bepalen van de minimale gronddekking kan nu een evenwichtscriterium volgens het basismodel worden opgesteld.



figuur 6-14: Gronddrukcoëfficiënt versus verticale verplaatsing

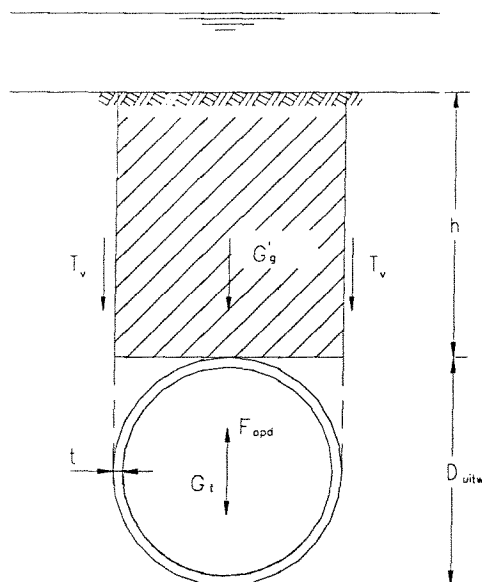
## 7 Minimale gronddekking van een geboorde tunnel

### 7.1 Algemeen

Voor het opstellen van een evenwichtsvoorwaarde kan nu een basismodel worden opgesteld. Hier is gekozen voor een model dat bestaat uit de oprijfkracht, het tunnelgewicht, het effectieve gewicht van de grondmoot boven de tunnel en wrijvingskrachten aan weerszijden daarvan. Er is geen zogenaamde extra opwaartse kracht ten gevolge van verticaal ovaliseren meegenomen omdat deze niet is waargenomen. Bij dit model worden tevens partiële factoren geïntroduceerd. Hierbij is gebruik gemaakt van partiële factoren volgens NEN 6702 [12] en NEN 6740 [13]. Deze factoren zijn kleiner dan volgens Wayss & Frytag en daarom is te verwachten dat de minimale gronddekking eveneens kleiner zal zijn.

### 7.2 Evenwichtsvoorwaarde

In figuur 7-1 is de modellering aangegeven. De wrijvingskrachten worden benaderd met behulp van de neutrale gronddrukcoëfficiënt. Dit op basis van de verkregen resultaten met PLAXIS.



figuur 7-1: Oprijfmodel

Voor de grondparameters en de tunnelgegevens wordt verwezen naar hoofdstuk 4. In tabel 7-1 is een berekening van de minimale gronddekking uitgevoerd voor de gevallen zonder en met partiële factoren.

**Representatieve waarden:**

$R_{uit}$	4.14 [m]	$G'_{g,rep} = 2 * R_{uit} * h * \gamma'_{g,rep} =$	288 [kN/m]
$R_{in}$	3.79 [m]	$2T_{v,rep} = 2 * 0.5 * \gamma'_{g,rep} * h^2 * K_0 * \tan\phi' =$	39 [kN/m]
$\gamma'_{g,rep}$	9 [kN/m <sup>3</sup> ]	$G_{t,rep} = \pi * (R_{uit}^2 - R_{in}^2) * \gamma_{b,rep} =$	209 [kN/m]
$K_0$	0.46 [-]	$F_{opd} = \pi * R_{uit}^2 * \gamma_w =$	538 [kN/m]
$\phi'$	33 [°]		
$\gamma_{b,rep}$	24 [kN/m <sup>3</sup> ]	$\tan(\phi)_{rep} = 0.65$	
$\gamma_w$	10 [kN/m <sup>3</sup> ]		

**Voorwaarde:**

$$G'_{g,rep} + T_{v,rep} + G_{t,rep} > F_{opd}$$

$$h_{min} > 3.88 \text{ [m]}$$

$$h/D = 0.5$$

**Partiële factoren:**

$\gamma_{m,g}$	1.1
$\gamma_{m,\phi'}$	1.2

**Rekenwaarden:**

$R_{uit}$	4.14 [m]	$G'_{g,d} =$	306 [kN/m]
$R_{in}$	3.79 [m]	$2T_{v,d} =$	41 [kN/m]
$\gamma'_{g,d}$	8.18 [kN/m <sup>3</sup> ]	$G_{t,d} =$	190 [kN/m]
$K_0$	0.46 [-]		
$\phi'$	33 [°]	$F_{opd} =$	538 [kN/m]
$\gamma_{b,d}$	21.82 [kN/m <sup>3</sup> ]		
$\gamma_w$	10 [kN/m <sup>3</sup> ]	$\tan(\phi')_d = 0.54$	

**Voorwaarde:**

$$G'_{g,d} + T_{v,d} + G_{t,d} > F_{opd}$$

$$h_{min} > 4.52 \text{ [m]}$$

$$h/D = 0.6$$

tabel 7-1: Minimale gronddekking volgens oprijfmodel, met wrijving

## **8 Conclusies en aanbevelingen**

### **8.1 Conclusies**

Het opbreekmodel (verticaal ovaliseren) is niet relevant voor Nederlandse omstandigheden. Door de relatief geringe verhouding tussen de horizontale en verticale korrelspanningen treedt dit mechanisme niet op.

Een extra kracht ten gevolge van zogenaamd verticaal ovaliseren wordt niet gevonden met behulp van het eindige-elementen programma PLAXIS.

Het bepalen van de wrijvingskracht langs verticale schuifvlakken kan op basis van een hogere gronddrukcoëfficiënt dan de actieve. De neutrale gronddrukcoëfficiënt lijkt een redelijke keuze te zijn.

De benadering van de opbreekkracht als zijnde het verticale deel van de normaalkracht is groter dan de benadering van de opbreekkracht als totale veerreactie aan de kruin van de tunnel.

### **8.2 Aanbevelingen**

Het opstellen van een eenvoudig analytisch model gebaseerd op de inwendige krachten van een tunneldeel en de gronddrukken die daarop werken. Dit kan bijvoorbeeld met het tunnelprogramma van PLAXIS worden gedaan. Dit is een programma dat de inwendige krachten en vervormingen van twee ringelementen berekend. Een ring is opgebouwd uit segmenten die geschematiseerd zijn als schalen. De onderlinge krachtwerking is geschematiseerd door radiale en tangentiële veren.

Het onderzoeken van de tangentiële spanningen op het vervormingsgedrag van de tunnel. Verwacht wordt dat deze spanningen een belangrijke invloed hebben op het zogenaamde verticaal ovaliseren van de tunnel.



## Literatuurlijst

- [1] *Boortechnieken voor utilitaire tunnels en hun toepassingsmogelijkheden*. Den Haag, 1988. KIVI.
- [2] *Boren van tunnels voor rail- en wegverbindingen*. Den Haag, 1993. KIVI Afdeling voor tunneltechniek en ondergrondse werken.
- [3] Brink, F., 'Geboorde tunnels voor infrastructuurprojecten in Nederland'. *De Ingenieur* (nr. 11, 1992), 22-29.
- [4] Davis, E. H., Gunn, M. J., Mair, R. J., Seneveiratenes, H. N., 'The stability of shallow tunnels and underground openings in cohesive material'. *Géotechnique* 30 (1980), 397-416.
- [5] Duddeck, H., 'Empfehlungen zur Berechnung von Tunneln im Lockergestein'. *Die Bautechnik* (1980), 349-356.
- [6] Duddeck, H., Schulze, H., 'Spannungen in schildvorgetriebenen Tunneln'. *Beton- und Stahlbetonbau* 59 (1964), 169-175.
- [7] Erdmann, J., *Vergleich ebener und entwicklung räumlicher Berechnungsverfahren für Tunnel*. Braunschweig, 1983.
- [8] Jacob, E., *The bentonite shield: technology and initial application in Germany*. Frankfurt/Main, 1976. Wayss & Freytag AG.
- [9] Kinderen, S. van, *Risico-analyse van een geboorde tunnel*. Zoetermeer, 1994.
- [10] Krause, T., *Schildvortrieb mit flüssigkeits- und erdgestützter Ortsbrust*. TU Braunschweig, 1987.
- [11] Maidl, B., Herrenknecht, M., Anheuser, L., *Maschinelles Tunnelbau im Schildvortrieb*. Berlin, 1994.
- [12] NEN 6702, *Belastingen en vervormingen, TGB 1990*. Delft, 1991. Nederlands Normalisatie Instituut. (inclusief het correctieblad van 1993).
- [13] NEN 6740, *Geotechniek, basiseisen en belastingen, TGB 1990*. Delft, 1991. Nederlands Normalisatie Instituut. (inclusief het correctieblad van 1993).
- [14] *Parameterset voor de predicties*. Zoetermeer, 1995. ProjectBureauBoorTunnels.
- [15] *PLAXIS manuals*, versie 5.30. Rotterdam: A.A. Balkema, 1993.
- [16] Plekkenpol, J.W., *Cluster 16, Opdrijven en opbreken van tunnels*. Zoetermeer, 1996. ProjectBureauBoorTunnels.
- [17] Poel, J.T. van der, *LVT Heinenoord, rekenregels voor het ontwerp van de geboorde tunnel (concept, CO-349080/72)*. Delft, augustus 1994. Grondmechanica Delft.
- [18] Polen, P., *Geboorde tunnels*, TH Delft.
- [19] Put, A. van der, *Standaardberekeningen Geboorde Tunnel Heinenoord (concept, LVTH-D-94004)*. Utrecht, april 1994. RWS Tunnelbouw.

- [20] Sutjadi, W., *De houdkracht van ondiepstekende grondankers in zand*. Delft, 1983.
- [21] Tol, A.F. van, *Fundering en constructie g81* (collegedictaat). Delft, 1995.
- [22] Tol, A.F. van, *Funderingstechnieken g80* (collegedictaat). Delft, 1993.
- [23] Vermeer, P.A., Borst de, R., 'Non-associated plasticity for soils, rock and concrete'. *Heron* 29, No.2 (1984).
- [24] Vermeer, P.A., Sutjadi, W., 'The behaviour of vertical anchors in soil'. Presented at *4th International Conference Behaviour Offshore Structures*, Delft, 1985.
- [25] Verruijt, A., *Grondmechanica*. Derde druk. Delft: Delftse Uitgevers Maatschappij b.v., 1990.
- [26] Windels, R., 'Spannungstheorie zweiter Ordnung für den teilweise gebetteten Kreisring', *Die Bautechnik* (1966), 265-274.

# Bijlagen

## Bijlage I: Bepalen opbreekkracht volgens GD

Voor het bepalen van de opbreekkracht volgens Grondmechanica Delft wordt gebruik gemaakt van het computer-programma PC-frame, versie 3.70. Dit is een programma voor het berekenen van vlakke raamwerken. De berekening is lineair elastisch volgens de verplaatsingenmethode.

### Invoerparameters

De ronde lining wordt geschematiseerd als een veelhoek. De straal waarmee gerekend is bedraagt 4.14 m. Vanwege symmetrie wordt de constructie voor de helft ingevoerd. Hierbij moet rekening worden gehouden met de rotatievaste "uiteinden" van de constructie. Deze "uiteinden" is een voorgeschreven rotatie opgegeven van 0 rad (dit zijn de pijltjes in figuur 0-1). Op deze manier is het mogelijk de constructie voor de helft in te voeren. De lining kan op deze manier worden opgebouwd uit 20 staven. De knopen tussen de staven onderling zijn momentvast geschematiseerd. De invloed van de voegen tussen de ringsegmenten wordt in rekening gebracht door een reductie van de buigstijfheid van 50% op de buigstijfheid van een homogene doorsnede en bedraagt  $1.65 \cdot 10^7$  kN/m<sup>2</sup>. Het traagheidsmoment en het weerstandsmoment van de lining wordt met behulp van de volgende formules berekend:

Traagheidsmoment ringsegment:  $I_{ring} = \frac{1}{12} \cdot t^3 \cdot b \text{ [m}^4 / \text{m]}$

Weerstandsmoment ring:  $W_{ring} = \frac{1}{6} \cdot t^2 \cdot b \text{ [m}^3 / \text{m]}$

Met een wanddikte van 0.35 m en een eenheidsbreedte van 1 m worden de volgende waarden verkregen voor het traagheidsmoment en het weerstandsmoment:

$$I_{ring} = 3.57 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4/\text{m}$$

$$W_{ring} = 0.20 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{m}$$

De grond wordt geschematiseerd door veren. In het computerprogramma wordt zo'n veer geschematiseerd door een pendelstaaf die scharnierend is verbonden met de tunnelring en loodrecht hierop staat, zie figuur 0-1.

Voor het bepalen van de veerstijfheid die in het PC-frame moet worden ingevuld, geldt de volgende relatie:

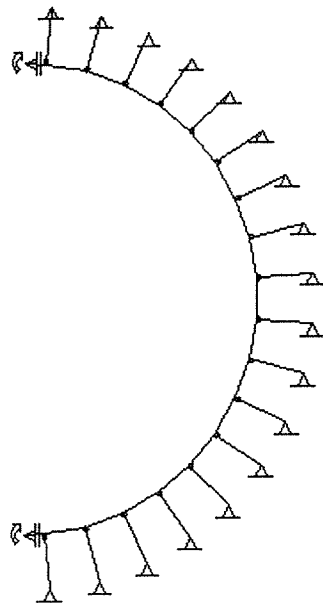
$$F_{veer} = K_r \cdot w$$

Hierin is:

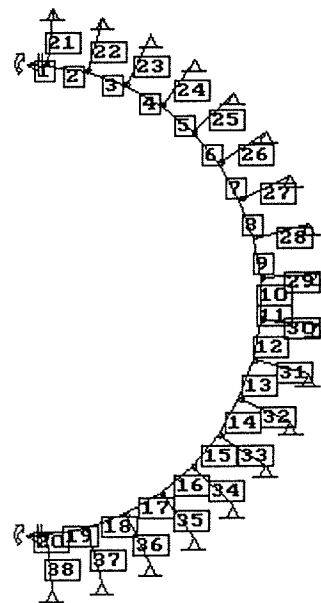
$F_{veer}$  de normaalkracht in de veer [kN]

$K_r$  de veerstijfheid per eenheid van tunnelstaaf [kN/m]

$w$  de radiale verplaatsing [m]



figuur 0-1: Schematisering van de tunnel en de grond in PC-frame



figuur 0-2: Stafnummers

Invullen van de grootheden van de pendelstaaf levert de volgende relatie op:

$$F_{\text{pendel}} = \frac{EA_{\text{pendel}}}{l_{\text{pendel}}} \cdot w = F_{\text{veer}}$$

$$K_r = \frac{EA_{\text{pendel}}}{l_{\text{pendel}}}$$

$$k_r = \frac{EA_{\text{pendel}}}{l_{\text{pendel}} \cdot l_{\text{staaf}}}$$

Hierin is:

$k_r$  de veerstijfheid per eenheid van ringlengte [kN/m]

Grondmechanica Delft hanteert de aanbevelingen van Schulze/Duddeck. Deze stellen dat wanneer de tunnel ondiep is aangelegd, dat wil zeggen als de dekking kleiner is dan 2 keer de tunneldiameter, voor de veerstijfheid de volgende relatie geldt:

$$k_r = \frac{2 \cdot E_{\text{oed,eq}}}{D} = \frac{E_{\text{oed,eq}}}{R} \Rightarrow$$

$$\frac{E_{\text{oed,eq}}}{R} = \frac{(EA)_{\text{pendel}}}{l_{\text{pendel}} \cdot l_{\text{staaf}}} \Rightarrow$$

$$(EA)_{\text{pendel}} = \frac{E_{\text{oed,eq}} \cdot l_{\text{pendel}} \cdot l_{\text{staaf}}}{R}$$

Voor de eenvoud wordt de lengte van de pendelstaaf gelijk aan 1 m gekozen. De lengte van de staven aan weerszijden van een pendelstaaf zijn in een aantal gevallen afwijkende van de meest voorkomende staaf lengte. De oorzaak hiervan is de keuze van de knooppunten die zodanig is dat de positie van de straal over een hoek van  $50^\circ$  tussen twee pendelstaven in komt te liggen. Over elke  $10^\circ$  is een pendelstaaf gemodelleerd (zie ook figuur 0-1). De lengte van de staaf waarmee de veerstijfheid van de pendelstaaf wordt berekend, is het rekenkundig gemiddelde van de twee staven aan weerszijden van de pendelstaaf en omdat de lengte van elke staaf gelijk constant is, in dit geval:

$$l_1 = 0.722 \text{ m}$$

Voor de equivalente oedometermodulus is een waarde aangenomen van  $26 \cdot 10^3 \text{ kN/m}^2$ , uitgaande van een homogeen zandpakket. Hiermee komen de rekstijfheden van de pendelstaven op:

$$(EA)_{\text{pendel1}} = 4534 \text{ kN}$$

$$(EA)_{\text{pendel2}} = 3400 \text{ kN}$$

Voor de eenvoud is de doorsnede van de pendelstaaf gelijk aan  $1 \text{ m}^2$  gekozen. Hiermee kunnen de elasticiteitsmoduli van de pendelstaven worden bepaald, die in dit specifieke geval gelijk aan de rekstijfheden van de pendelstaven zijn.

De totale veerreactie aan de bovenzijde van de tunnel kan op twee manieren worden bepaald:

- het totaal aan verticale oplegreacties van de staven 21 tot en met 25, vermenigvuldigd met twee vanwege symmetrie
- het totaal aan krachten in de y-richting in het globale assenstelsel.

De resultaten zijn in onderstaande tabel weergegeven. Tevens is een beknopte uitdraai van PC-frame toegevoegd.

Opbrekkraft bepaald m.b.v. een staafmodel					
gronddekking [m]	4	6	8	10	12
opbrekkraft [kN/m]	40	25	15	4	0

tabel 1: Resultaten PC-frameberekeningen

Bestandsnaam: GD-OPB  
 Onderdeel: Volledig elastisch ondersteund  
 Datum: 31-01-96

**Probleem specificatie**

- 39 Knopen
- 38 Staven
- 2 Profielen
- 20 Opleggingen
- 2 Voorgescreven verplaatsingen
- 5 Belastinggevallen
- 100 Staafbelastingen

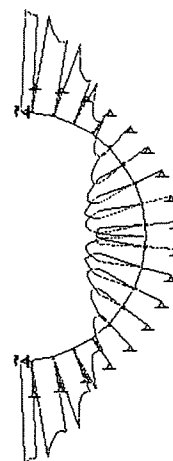
Staaftelastingen (kN)	(kNm)	(kN/m)
Bel.type: 1 Tz	3 FyL	5 FyG
2 FxL	4 FxG	6 qxL/xL
		7 qyL/xL
		8 qxG/xL
		9 qyG/xL
		10 qxG/yG
		11 qyG/xG

Bel nr.	Bel. gev.	Staaftel. nr.	Bel. type	Beg	Belast beg	En d	Belast end	Bel nr.	Bel. gev.	Staaftel. nr.	Bel. type	Beg	Belast beg	En d	Belast end
1	1	1	7	0	-36	1	-43	51	3	11	7	0	-94	1	-96
2	1	2	7	0	-43	1	-52	52	3	12	7	0	-96	1	-103
3	1	3	7	0	-52	1	-60	53	3	13	7	0	-103	1	-107
4	1	4	7	0	-60	1	-66	54	3	14	7	0	-107	1	-109
5	1	5	7	0	-66	1	-71	55	3	15	7	0	-109	1	-109
6	1	6	7	0	-71	1	-74	56	3	16	7	0	-109	1	-106
7	1	7	7	0	-74	1	-76	57	3	17	7	0	-106	1	-101
8	1	8	7	0	-76	1	-76	58	3	18	7	0	-101	1	-92
9	1	9	7	0	-76	1	-75	59	3	19	7	0	-92	1	-80
10	1	10	7	0	-75	1	-76	60	3	20	7	0	-80	1	-72
11	1	11	7	0	-76	1	-75	61	4	1	7	0	-90	1	-99
12	1	12	7	0	-75	1	-76	62	4	2	7	0	-99	1	-112
13	1	13	7	0	-76	1	-76	63	4	3	7	0	-112	1	-121
14	1	14	7	0	-76	1	-74	64	4	4	7	0	-121	1	-126
15	1	15	7	0	-74	1	-71	65	4	5	7	0	-126	1	-128
16	1	16	7	0	-71	1	-66	66	4	6	7	0	-128	1	-127
17	1	17	7	0	-66	1	-60	67	4	7	7	0	-127	1	-122
18	1	18	7	0	-60	1	-52	68	4	8	7	0	-122	1	-116
19	1	19	7	0	-52	1	-43	69	4	9	7	0	-116	1	-107
20	1	20	7	0	-43	1	-36	70	4	10	7	0	-107	1	-103
21	2	1	7	0	-54	1	-62	71	4	11	7	0	-103	1	-107
22	2	2	7	0	-62	1	-72	72	4	12	7	0	-107	1	-116
23	2	3	7	0	-72	1	-80	73	4	13	7	0	-116	1	-122
24	2	4	7	0	-80	1	-86	74	4	14	7	0	-122	1	-127
25	2	5	7	0	-86	1	-90	75	4	15	7	0	-127	1	-128
26	2	6	7	0	-90	1	-92	76	4	16	7	0	-128	1	-126
27	2	7	7	0	-92	1	-91	77	4	17	7	0	-126	1	-121
28	2	8	7	0	-91	1	-89	78	4	18	7	0	-121	1	-112
29	2	9	7	0	-89	1	-86	79	4	19	7	0	-112	1	-99
30	2	10	7	0	-86	1	-85	80	4	20	7	0	-99	1	-90
31	2	11	7	0	-85	1	-86	81	5	1	7	0	-108	1	-117
32	2	12	7	0	-86	1	-89	82	5	2	7	0	-117	1	-131
33	2	13	7	0	-89	1	-91	83	5	3	7	0	-131	1	-141
34	2	14	7	0	-91	1	-92	84	5	4	7	0	-141	1	-146
35	2	15	7	0	-92	1	-90	85	5	5	7	0	-146	1	-147
36	2	16	7	0	-90	1	-86	86	5	6	7	0	-147	1	-144
37	2	17	7	0	-86	1	-80	87	5	7	7	0	-144	1	-138
38	2	18	7	0	-80	1	-72	88	5	8	7	0	-138	1	-129
39	2	19	7	0	-72	1	-62	89	5	9	7	0	-129	1	-118
40	2	20	7	0	-62	1	-54	90	5	10	7	0	-118	1	-112
41	3	1	7	0	-72	1	-80	91	5	11	7	0	-112	1	-118
42	3	2	7	0	-80	1	-92	92	5	12	7	0	-118	1	-129
43	3	3	7	0	-92	1	-101	93	5	13	7	0	-129	1	-138
44	3	4	7	0	-101	1	-106	94	5	14	7	0	-138	1	-144
45	3	5	7	0	-106	1	-109	95	5	15	7	0	-144	1	-147
46	3	6	7	0	-109	1	-109	96	5	16	7	0	-147	1	-146
47	3	7	7	0	-109	1	-107	97	5	17	7	0	-146	1	-141
48	3	8	7	0	-107	1	-103	98	5	18	7	0	-141	1	-138

49	3	9	7	0	-103	1	-96	99	5	19	7	0	-131	1	-117
50	3	10	7	0	-96	1	-94	100	5	20	7	0	-117	1	-108

**Staafkrachten in globaal assenstelsel BELASTINGSGEVAL 1 "Dekking h = 4 m"**

nr.	Stf	St knp	En d knp	Fx		Fy		Tz	
				beg (kN)	end (kN)	beg (kN)	end (kN)	beg (kNm)	end (kNm)
1	21	1	1	275.71	-275.09	0.00	14.25	34.15	-32.29
2	1	2	2	274.45	-268.49	-21.61	55.37	32.29	-25.24
3	2	3	3	266.88	-253.06	-61.38	99.36	25.24	-15.23
4	3	4	4	251.29	-228.56	-103.16	142.53	15.23	-5.18
5	4	5	5	227.63	-195.85	-143.86	181.73	5.18	3.27
6	5	6	6	196.61	-156.54	-180.97	214.59	-3.27	9.28
7	6	7	7	159.49	-112.61	-212.53	239.59	-9.28	12.81
8	7	8	8	117.75	-66.22	-237.20	255.95	-12.81	14.33
9	8	9	9	73.09	-19.43	-254.11	263.57	-14.33	14.73
10	9	10	10	27.24	0.00	-262.89	264.08	-14.73	15.49
11	10	11	11	0.00	27.25	-264.08	262.89	-15.49	14.73
12	11	12	12	-19.44	73.09	-263.57	254.11	-14.73	14.33
13	12	13	13	-66.21	117.75	-255.95	237.19	-14.33	12.81
14	13	14	14	-112.61	159.48	-239.59	212.52	-12.81	9.28
15	14	15	15	-156.53	196.61	-214.59	180.96	-9.28	3.27
16	15	16	16	-195.85	227.62	-181.73	143.86	-3.27	-5.17
17	16	17	17	-228.56	251.29	-142.53	103.16	5.17	-15.23
18	17	18	18	-253.06	266.88	-99.36	61.38	15.23	-25.24
19	18	19	19	-268.49	274.45	-55.37	21.61	25.24	-32.31
20	19	20	20	-275.09	275.71	-14.25	0.00	32.31	-34.14
21	1	22	22	0.64	-0.64	7.36	-7.36	0.00	0.00
22	2	23	23	1.61	-1.61	6.02	-6.02	0.00	0.00
23	3	24	24	1.77	-1.77	3.80	-3.80	0.00	0.00
24	4	25	25	0.93	-0.93	1.33	-1.33	0.00	0.00
25	5	26	26	-0.77	0.77	-0.77	0.77	0.00	0.00
26	6	27	27	-2.95	2.95	-2.07	2.07	0.00	0.00
27	7	28	28	-5.14	5.14	-2.40	2.40	0.00	0.00
28	8	29	29	-6.87	6.87	-1.84	1.84	0.00	0.00
29	9	30	30	-7.81	7.81	-0.68	0.68	0.00	0.00
30	11	31	31	-7.81	7.81	0.68	-0.68	0.00	0.00
31	12	32	32	-6.87	6.87	1.84	-1.84	0.00	0.00
32	13	33	33	-5.14	5.14	2.40	-2.40	0.00	0.00
33	14	34	34	-2.95	2.95	2.07	-2.07	0.00	0.00
34	15	35	35	-0.77	0.77	0.77	-0.77	0.00	0.00
35	16	36	36	0.93	-0.93	-1.33	1.33	0.00	0.00
36	17	37	37	1.77	-1.77	-3.80	3.80	0.00	0.00
37	18	38	38	1.61	-1.61	-6.02	6.02	0.00	0.00
38	19	39	39	0.64	-0.64	-7.36	7.36	0.00	0.00

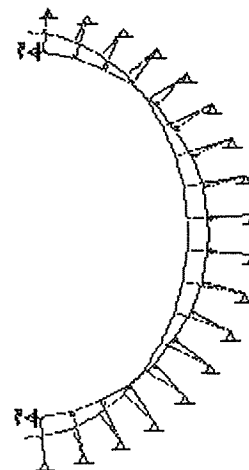


figuur 0-3: Momentenlijn (h = 4 m)



**Extreme veldmomenten BELASTINGSGEVAL 1 "Dekking h = 4 m"**

Stf nr.	Be g knp	End knp	M beg	M end	M min	Mmin plaats	M max	Mmax plaats
			(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	
1	21	1	34.15	-32.29	32.23	0.86	34.15	0.00
2	1	2	32.29	-25.24	24.63	0.79	32.29	0.00
3	2	3	25.24	-15.23	14.84	0.84	25.24	0.00
4	3	4	15.23	-5.18	4.54	0.81	15.23	0.00
5	4	5	5.18	3.27	-4.52	0.74	5.18	0.00
6	5	6	-3.27	9.28	-11.48	0.66	-3.27	0.00
7	6	7	-9.28	12.81	-16.09	0.59	-9.28	0.00
8	7	8	-12.81	14.33	-18.55	0.54	-12.81	0.00
9	8	9	-14.33	14.73	-19.45	0.51	-14.33	0.00
10	9	10	-14.73	15.49	-16.37	0.58	-14.73	0.00
11	10	11	-15.49	14.73	-16.37	0.42	-14.73	1.00
12	11	12	-14.73	14.33	-19.45	0.49	-14.33	1.00
13	12	13	-14.33	12.81	-18.55	0.46	-12.81	1.00
14	13	14	-12.81	9.28	-16.09	0.41	-9.28	1.00
15	14	15	-9.28	3.27	-11.48	0.34	-3.27	1.00
16	15	16	-3.27	-5.17	-4.53	0.26	5.17	1.00
17	16	17	5.17	-15.23	4.53	0.19	15.23	1.00
18	17	18	15.23	-25.24	14.84	0.16	25.24	1.00
19	18	19	25.24	-32.31	24.63	0.21	32.31	1.00
20	19	20	32.31	-34.14	32.25	0.15	34.14	1.00



figuur 0-4: Vervormingslijn (h = 4 m, verschaald)

**Oplegreacties in globaal assenstelsel BELASTINGSGEVAL 1 "Dekking h = 4 m"**

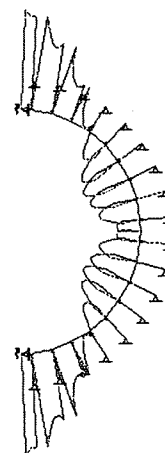
Opleggin g nummer	Knoop nummer	Opleggin g type	Fx (kN)	Fy (kN)	Tz (kNm)	Opleggin g nummer	Knoop nummer	Opleggin g type	Fx (kN)	Fy (kN)	Tz (kNm)
1	22	3	-0.64	-7.36	0.00	11	32	3	6.87	-1.84	0.00
2	23	3	-1.61	-6.02	0.00	12	33	3	5.14	-2.40	0.00
3	24	3	-1.77	-3.80	0.00	13	34	3	2.95	-2.07	0.00
4	25	3	-0.93	-1.33	0.00	14	35	3	0.77	-0.77	0.00
5	26	3	0.77	0.77	0.00	15	36	3	-0.93	1.33	0.00
6	27	3	2.95	2.07	0.00	16	37	3	-1.77	3.80	0.00
7	28	3	5.14	2.40	0.00	17	38	3	-1.61	6.02	0.00
8	29	3	6.87	1.84	0.00	18	39	3	-0.64	7.36	0.00
9	30	3	7.81	0.68	0.00	19	20	1	275.71	0.00	0.00
10	31	3	7.81	-0.68	0.00	20	21	1	275.71	0.00	0.00

**Krachten bij voorg. verpl. bel. geval 1 "Dekking h = 4 m", (kN), (kNm)**

Vrg	verpl nummer	Knoop nummer	Type Kracht/koppel	Type: 1 Fx
1	21	3	34.15	2 Fy
2	20	3	-34.14	3 Tz

Staafkrachten globaal assenstelsel BELASTINGSGEVAL 2 "Dekking h= 6 m"

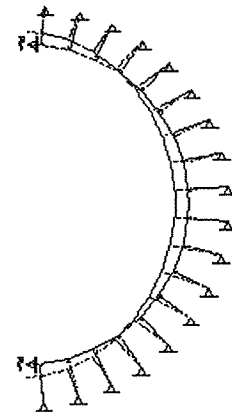
Stf	St	En	Fx	Fx	Fy	Fy	Tz	Tz
nr.	knp	knp	beg	end	beg	end	beg	end
		d	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)
1	21	1	344.72	-343.80	0.00	20.93	30.73	-28.98
2	1	2	343.34	-334.94	-26.23	73.84	28.98	-21.61
3	2	3	333.82	-315.06	-78.04	129.57	21.61	-11.58
4	3	4	313.94	-283.99	-131.99	183.86	11.58	-2.15
5	4	5	283.63	-242.80	-184.38	233.03	2.15	4.75
6	5	6	243.80	-193.49	-232.03	274.24	-4.75	8.30
7	6	7	196.10	-138.92	-272.41	305.43	-8.30	8.68
8	7	8	143.03	-82.00	-303.51	325.73	-8.68	7.24
9	8	9	87.24	-25.05	-324.32	335.29	-7.24	5.69
10	9	10	30.85	0.00	-334.78	336.13	-5.69	5.95
11	10	11	0.00	30.86	-336.13	334.78	-5.95	5.69
12	11	12	-25.06	87.24	-335.29	324.32	-5.69	7.24
13	12	13	-82.00	143.03	-325.72	303.51	-7.24	8.68
14	13	14	-138.92	196.10	-305.43	272.41	-8.68	8.31
15	14	15	-193.49	243.80	-274.24	232.03	-8.31	4.75
16	15	16	-242.80	283.62	-233.03	184.38	-4.75	-2.15
17	16	17	-283.99	313.93	-183.86	131.99	2.15	-11.57
18	17	18	-315.06	333.82	-129.57	78.04	11.57	-21.61
19	18	19	-334.94	343.34	-73.85	26.23	21.61	-29.00
20	19	20	-343.80	344.72	-20.93	0.00	29.00	-30.71
21	1	22	0.46	-0.46	5.30	-5.30	0.00	0.00
22	2	23	1.12	-1.12	4.19	-4.19	0.00	0.00
23	3	24	1.13	-1.13	2.41	-2.41	0.00	0.00
24	4	25	0.36	-0.36	0.52	-0.52	0.00	0.00
25	5	26	-0.99	0.99	-0.99	0.99	0.00	0.00
26	6	27	-2.61	2.61	-1.83	1.83	0.00	0.00
27	7	28	-4.12	4.12	-1.92	1.92	0.00	0.00
28	8	29	-5.23	5.23	-1.40	1.40	0.00	0.00
29	9	30	-5.80	5.80	-0.51	0.51	0.00	0.00
30	11	31	-5.80	5.80	0.51	-0.51	0.00	0.00
31	12	32	-5.23	5.23	1.40	-1.40	0.00	0.00
32	13	33	-4.12	4.12	1.92	-1.92	0.00	0.00
33	14	34	-2.61	2.61	1.83	-1.83	0.00	0.00
34	15	35	-1.00	1.00	1.00	-1.00	0.00	0.00
35	16	36	0.36	-0.36	-0.52	0.52	0.00	0.00
36	17	37	1.13	-1.13	-2.41	2.41	0.00	0.00
37	18	38	1.12	-1.12	-4.19	4.19	0.00	0.00
38	19	39	0.46	-0.46	-5.30	5.30	0.00	0.00



figuur 0-5: Momentenlijn (h = 6 m)

**Extreme veldmomenten BELASTINGGEVAL 2 "Dekking h = 6 m"**

Stif nr.	Be g knp	En d knp	M	M	M	Mmin	M	Mmax
			beg (kNm )	end (kNm )	min (kNm )	plaats	max	plaats (kNm )
1	21	1	30.73	-28.98	28.70	0.73	30.73	0.00
2	1	2	28.98	-21.61	20.11	0.71	28.98	0.00
3	2	3	21.61	-11.58	10.34	0.75	21.61	0.00
4	3	4	11.58	-2.15	0.41	0.72	11.58	0.00
5	4	5	2.15	4.75	-7.56	0.65	2.15	0.00
6	5	6	-4.75	8.30	-12.59	0.58	-4.75	0.00
7	6	7	-8.30	8.68	-14.45	0.51	-8.30	0.00
8	7	8	-8.68	7.24	-13.84	0.47	-7.24	1.00
9	8	9	-7.24	5.69	-12.19	0.46	-5.69	1.00
10	9	10	-5.69	5.95	-7.21	0.52	-5.69	0.00
11	10	11	-5.95	5.69	-7.21	0.48	-5.69	1.00
12	11	12	-5.69	7.24	-12.19	0.54	-5.69	0.00
13	12	13	-7.24	8.68	-13.84	0.53	-7.24	0.00
14	13	14	-8.68	8.31	-14.45	0.49	-8.31	1.00
15	14	15	-8.31	4.75	-12.59	0.42	-4.75	1.00
16	15	16	-4.75	-2.15	-7.56	0.35	2.15	1.00
17	16	17	2.15	-11.57	0.41	0.28	11.57	1.00
18	17	18	11.57	-21.61	10.34	0.25	21.61	1.00
19	18	19	21.61	-29.00	20.12	0.29	29.00	1.00
20	19	20	29.00	-30.71	28.71	0.27	30.71	1.00



figuur 0-6: Vervormingslijn (h = 6 m, verschaald)

**Oplegreacties in globaal assenstelsel BELASTINGGEVAL 2 "Dekking h = 6 m"**

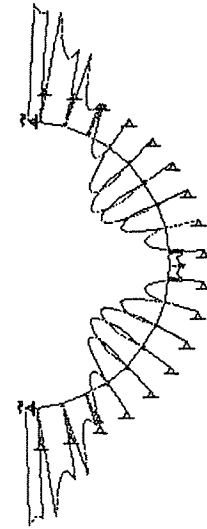
Opleggin g nummer	Knoop nummer	Opleggin g type	Fx (kN)	Fy (kN)	Tz (kNm)	Opleggin g nummer	Knoop nummer	Opleggin g type	Fx (kN)	Fy (kN)	Tz (kNm)
1	22	3	-0.46	-5.30	0.00	11	32	3	5.23	-1.40	0.00
2	23	3	-1.12	-4.19	0.00	12	33	3	4.12	-1.92	0.00
3	24	3	-1.13	-2.41	0.00	13	34	3	2.61	-1.83	0.00
4	25	3	-0.36	-0.52	0.00	14	35	3	0.99	-0.99	0.00
5	26	3	0.99	0.99	0.00	15	36	3	-0.36	0.52	0.00
6	27	3	2.61	1.83	0.00	16	37	3	-1.13	2.41	0.00
7	28	3	4.12	1.92	0.00	17	38	3	-1.12	4.19	0.00
8	29	3	5.23	1.40	0.00	18	39	3	-0.46	5.30	0.00
9	30	3	5.80	0.51	0.00	19	20	1	344.71	0.00	0.00
10	31	3	5.80	-0.51	0.00	20	21	1	344.72	0.00	0.00

**Krachten bij voorg. verpl. bel. geval 2 "Dekking h = 6 m", (kN), (kNm)**

Vrg	verpl nummer	Knoop nummer	Type Kracht/koppel	Type: 1 Fx
1	21	3	30.73	2 Fy
2	20	3	-30.71	3 Tz

**Staaftkrachten in globaal assenstelsel BELASTINGGEVAL 3 "Dekking h = 8 m"**

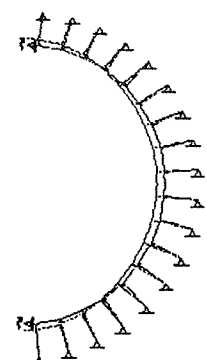
Stf	St	En	Fx	Fx	Fy	Fy	Tz	Tz
nr.	knp	knp	beg	end	beg	end	beg	end
			(kN)		(kN)		(kNm)	
1	21	1	414.06	-412.86	0.00	27.42	27.79	-26.11
2	1	2	412.57	-401.79	-30.73	91.86	26.11	-18.14
3	2	3	401.14	-377.33	-94.28	159.71	18.14	-7.80
4	3	4	376.83	-339.49	-160.77	225.46	7.80	0.95
5	4	5	339.69	-289.82	-225.17	284.60	-0.95	6.19
6	5	6	291.05	-230.79	-283.37	333.93	-6.19	7.27
7	6	7	233.08	-165.58	-332.33	371.30	-7.27	4.80
8	7	8	168.71	-97.51	-369.84	395.76	-4.80	0.41
9	8	9	101.15	-30.44	-394.78	407.25	-0.41	-3.38
10	9	10	34.28	0.00	-406.91	408.41	3.38	-3.66
11	10	11	0.00	34.28	-408.41	406.91	3.66	-3.38
12	11	12	-30.45	101.15	-407.25	394.78	3.38	0.41
13	12	13	-97.51	168.71	-395.76	369.84	-0.41	4.80
14	13	14	-165.58	233.08	-371.30	332.33	-4.80	7.28
15	14	15	-230.79	291.04	-333.93	283.37	-7.28	6.19
16	15	16	-289.82	339.68	-284.60	225.17	-6.19	0.96
17	16	17	-339.48	376.83	-225.46	160.77	-0.96	-7.79
18	17	18	-377.32	401.14	-159.71	94.28	7.79	-18.13
19	18	19	-401.79	412.57	-91.86	30.74	18.13	-26.14
20	19	20	-412.86	414.05	-27.42	0.00	26.14	-27.77
21	1	22	0.29	-0.29	3.31	-3.31	0.00	0.00
22	2	23	0.65	-0.65	2.42	-2.42	0.00	0.00
23	3	24	0.49	-0.49	1.06	-1.06	0.00	0.00
24	4	25	-0.20	0.20	-0.29	0.29	0.00	0.00
25	5	26	-1.23	1.23	-1.23	1.23	0.00	0.00
26	6	27	-2.29	2.29	-1.60	1.60	0.00	0.00
27	7	28	-3.13	3.13	-1.46	1.46	0.00	0.00
28	8	29	-3.64	3.64	-0.98	0.98	0.00	0.00
29	9	30	-3.84	3.84	-0.34	0.34	0.00	0.00
30	11	31	-3.84	3.84	0.34	-0.34	0.00	0.00
31	12	32	-3.64	3.64	0.98	-0.98	0.00	0.00
32	13	33	-3.13	3.13	1.46	-1.46	0.00	0.00
33	14	34	-2.29	2.29	1.60	-1.60	0.00	0.00
34	15	35	-1.23	1.23	1.23	-1.23	0.00	0.00
35	16	36	-0.20	0.20	0.29	-0.29	0.00	0.00
36	17	37	0.49	-0.49	-1.06	1.06	0.00	0.00
37	18	38	0.65	-0.65	-2.42	2.42	0.00	0.00
38	19	39	0.29	-0.29	-3.31	3.31	0.00	0.00



figuur 0-7: Momentenlijn (h = 8 m)

**Extreme veldmomenten BELASTINGGEVAL 3 "Dekking h = 8 m"**

Stf	Be	End	M	M	M	Mmin	M	Mmax
nr.	knp	knp	beg	end	min	plaats	max	plaats
			(kNm)		(kNm)	(kNm)	(kNm)	
1	21	1	27.79	-26.11	25.56	0.67	27.79	0.00
2	1	2	26.11	-18.14	15.77	0.68	26.11	0.00
3	2	3	18.14	-7.80	5.59	0.71	18.14	0.00
4	3	4	7.80	0.95	-4.04	0.66	7.80	0.00
5	4	5	-0.95	6.19	-10.82	0.59	-0.95	0.00
6	5	6	-6.19	7.27	-13.84	0.52	-6.19	0.00
7	6	7	-7.27	4.80	-13.12	0.46	-4.80	1.00
8	7	8	-4.80	0.41	-9.62	0.42	-0.41	1.00
9	8	9	-0.41	-3.38	-5.14	0.42	3.38	1.00
10	9	10	3.38	-3.66	1.97	0.48	3.66	1.00
11	10	11	3.66	-3.38	1.97	0.52	3.66	0.00
12	11	12	3.38	0.41	-5.14	0.58	3.38	0.00
13	12	13	-0.41	4.80	-9.62	0.58	-0.41	0.00
14	13	14	-4.80	7.28	-13.12	0.54	-4.80	0.00
15	14	15	-7.28	6.19	-13.84	0.48	-6.19	1.00



figuur 0-8: Vervormingenlijn (h = 8 m, verschaald)

16	15	16	-6.19	0.96	-10.82	0.41	-0.96	1.00
17	16	17	-0.96	-7.79	-4.05	0.34	7.79	1.00
18	17	18	7.79	-18.13	5.58	0.29	18.13	1.00
19	18	19	18.13	-26.14	15.78	0.32	26.14	1.00
20	19	20	26.14	-27.77	25.58	0.33	27.77	1.00

**Oplegreacties in globaal assenstelsel BELASTINGSGEVAL 3 "Dekking h = 8 m"**

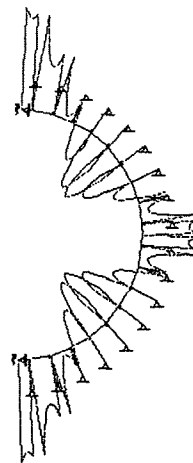
Opleggin g nummer	Knoop nummer	Opleggin g type	Fx (kN)	Fy (kN)	Tz (kNm)	Opleggin g nummer	Knoop nummer	Opleggin g type	Fx (kN)	Fy (kN)	Tz (kNm)
1	22	3	-0.29	-3.31	0.00	11	32	3	3.64	-0.98	0.00
2	23	3	-0.65	-2.42	0.00	12	33	3	3.13	-1.46	0.00
3	24	3	-0.49	-1.06	0.00	13	34	3	2.29	-1.60	0.00
4	25	3	0.20	0.28	0.00	14	35	3	1.23	-1.23	0.00
5	26	3	1.23	1.23	0.00	15	36	3	0.20	-0.29	0.00
6	27	3	2.29	1.60	0.00	16	37	3	-0.49	1.06	0.00
7	28	3	3.13	1.46	0.00	17	38	3	-0.65	2.42	0.00
8	29	3	3.64	0.98	0.00	18	39	3	-0.29	3.31	0.00
9	30	3	3.84	0.34	0.00	19	20	1	414.05	0.00	0.00
10	31	3	3.84	-0.34	0.00	20	21	1	414.06	0.00	0.00

**Krachten bij voorg. verpl. bel. geval 3 "Dekking h = 8 m", (kN), (kNm)**

Vrg	verpl nummer	Knoop nummer	Type	Type:
			Kracht/koppel	1 Fx
1	21	3	27.79	2 Fy
2	20	3	-27.77	3 Tz

**Stafkrachten in globaal assenstelsel BELASTINGGEVAL 4 "Dekking h = 10 m"**

Stf nr.	St knp	En knp	Fx beg (kN)	Fx end (kN)	Fy beg (kN)	Fy end (kN)	Tz beg (kNm)	Tz end (kNm)
1	21	1	483.06	-481.57	0.00	34.10	24.37	-22.80
2	1	2	481.46	-468.24	-35.35	110.33	22.80	-14.51
3	2	3	468.08	-439.33	-110.93	189.93	14.51	-4.15
4	3	4	439.48	-394.92	-189.60	266.79	4.15	3.98
5	4	5	395.69	-336.78	-265.69	335.90	-3.98	7.68
6	5	6	338.23	-267.75	-334.44	393.58	-7.68	6.30
7	6	7	269.70	-191.88	-392.21	437.15	-6.30	0.67
8	7	8	193.99	-113.30	-436.16	465.53	-0.67	-6.68
9	8	9	115.30	-36.06	-464.99	478.96	6.68	-12.42
10	9	10	37.89	0.00	-478.80	480.46	12.42	-13.21
11	10	11	0.00	37.89	-480.46	478.80	13.21	-12.42
12	11	12	-36.07	115.30	-478.96	464.99	12.42	-6.68
13	12	13	-113.30	193.99	-465.53	436.16	6.68	0.66
14	13	14	-191.88	269.69	-437.14	392.21	-0.66	6.30
15	14	15	-267.75	338.23	-393.58	334.44	-6.30	7.68
16	15	16	-336.77	395.69	-335.90	265.69	-7.68	3.99
17	16	17	-394.91	439.48	-266.79	189.60	-3.99	-4.14
18	17	18	-439.32	468.08	-189.93	110.93	4.14	-14.50
19	18	19	-468.24	481.46	-110.33	35.36	14.50	-22.83
20	19	20	-481.57	483.06	-34.10	0.00	22.83	-24.35
21	1	22	0.11	-0.11	1.26	-1.26	0.00	0.00
22	2	23	0.16	-0.16	0.60	-0.60	0.00	0.00
23	3	24	-0.15	0.15	-0.33	0.33	0.00	0.00
24	4	25	-0.77	0.77	-1.10	1.10	0.00	0.00
25	5	26	-1.46	1.46	-1.46	1.46	0.00	0.00
26	6	27	-1.95	1.95	-1.36	1.36	0.00	0.00
27	7	28	-2.11	2.11	-0.98	0.98	0.00	0.00

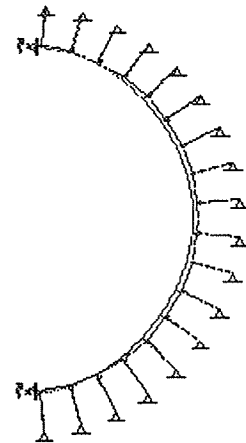


figuur 0-9: Momentenlijn (h = 10 m)

28	8	29	-2.00	2.00	-0.54	0.54	0.00	0.00
29	9	30	-1.83	1.83	-0.16	0.16	0.00	0.00
30	11	31	-1.83	1.83	0.16	-0.16	0.00	0.00
31	12	32	-2.00	2.00	0.54	-0.54	0.00	0.00
32	13	33	-2.11	2.11	0.98	-0.98	0.00	0.00
33	14	34	-1.95	1.95	1.36	-1.36	0.00	0.00
34	15	35	-1.46	1.46	1.46	-1.46	0.00	0.00
35	16	36	-0.77	0.77	1.10	-1.10	0.00	0.00
36	17	37	-0.15	0.15	0.33	-0.33	0.00	0.00
37	18	38	0.16	-0.16	-0.60	0.60	0.00	0.00
38	19	39	0.11	-0.11	-1.26	1.26	0.00	0.00

**Extreme veldmomenten BELASTINGGEVAL 4 "Dekking h = 10 m"**

Stf nr.	Be g knp	En d knp	M beg (kNm)	M end (kNm)	M min (kNm)	Mmin plaats	M Mmax plaats (kNm)
1	21	1	24.37	-22.80	21.94	0.63	24.37
2	1	2	22.80	-14.51	11.12	0.65	22.80
3	2	3	14.51	-4.15	0.83	0.67	14.51
4	3	4	4.15	3.98	-8.48	0.63	4.15
5	4	5	-3.98	7.68	-14.20	0.56	-3.98
6	5	6	-7.68	6.30	-15.30	0.48	-6.30
7	6	7	-6.30	0.67	-11.84	0.41	-0.67
8	7	8	-0.67	-6.68	-5.19	0.38	6.68
9	8	9	6.68	-12.42	1.99	0.40	12.42
10	9	10	12.42	-13.21	11.08	0.44	13.21
11	10	11	13.21	-12.42	11.08	0.56	13.21
12	11	12	12.42	-6.68	1.99	0.60	12.42
13	12	13	6.68	0.66	-5.19	0.62	6.68
14	13	14	-0.66	6.30	-11.84	0.59	-0.66
15	14	15	-6.30	7.68	-15.30	0.52	-6.30
16	15	16	-7.68	3.99	-14.21	0.44	-3.99
17	16	17	-3.99	-4.14	-8.49	0.37	4.14
18	17	18	4.14	-14.50	0.82	0.33	14.50
19	18	19	14.50	-22.83	11.13	0.34	22.83
20	19	20	22.83	-24.35	21.95	0.37	24.35



figuur 0-10: Vervormingenlijn (h = 10 m, verschaald)

**Oplegreacties in globaal assenstelsel BELASTINGSGEVAL 4 "Dekking h = 10 m"**

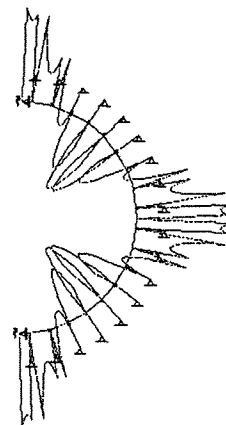
Opleggin g nummer	Knoop nummer	Opleggin g type	Fx (kN)	Fy (kN)	Tz (kNm)	Opleggin g nummer	Knoop nummer	Opleggin g type	Fx (kN)	Fy (kN)	Tz (kNm)
1	22	3	-0.11	-1.26	0.00	11	32	3	2.00	-0.54	0.00
2	23	3	-0.16	-0.60	0.00	12	33	3	2.11	-0.98	0.00
3	24	3	0.15	0.33	0.00	13	34	3	1.95	-1.36	0.00
4	25	3	0.77	1.10	0.00	14	35	3	1.46	-1.46	0.00
5	26	3	1.46	1.46	0.00	15	36	3	0.77	-1.10	0.00
6	27	3	1.95	1.36	0.00	16	37	3	0.15	-0.33	0.00
7	28	3	2.11	0.98	0.00	17	38	3	-0.16	0.60	0.00
8	29	3	2.00	0.54	0.00	18	39	3	-0.11	1.26	0.00
9	30	3	1.83	0.16	0.00	19	20	1	483.06	0.00	0.00
10	31	3	1.83	-0.16	0.00	20	21	1	483.06	0.00	0.00

**Krachten bij voorg. verpl. bel. geval 4 "Dekking h = 10 m", (kN), (kNm)**

Vrg nummer	verpl nummer	Knoop nummer	Type	Type:
1	21	3	Kracht/koppel	1 Fx 2 Fy
2	20	3	Kracht/koppel	3 Tz

**Staaftkrachten in globaal assenstelsel BELASTINGGEVAL 5 "Dekking h = 12 m"**

Stf	St	En	Fx	Fx	Fy	Fy	Tz	Tz
nr.	knp	knp	beg	end	beg	end	beg	end
			(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)
1	21	1	551.47	-549.69	0.00	40.59	21.76	-20.29
2	1	2	549.74	-534.20	-40.02	128.14	20.29	-11.53
3	2	3	534.48	-500.92	-127.11	219.33	11.53	-0.79
4	3	4	501.66	-449.88	-217.74	307.43	0.79	6.98
5	4	5	451.18	-383.22	-305.57	386.56	-6.98	9.25
6	5	6	384.91	-304.48	-384.87	452.35	-9.25	5.51
7	6	7	306.15	-218.02	-451.18	502.07	-5.51	-2.96
8	7	8	219.23	-128.71	-501.50	534.45	2.96	-13.22
9	8	9	129.25	-41.48	-534.31	549.78	13.22	-20.95
10	9	10	41.49	0.00	-549.78	551.60	20.95	-22.23
11	10	11	0.00	41.50	-551.60	549.78	22.23	-20.95
12	11	12	-41.48	129.25	-549.78	534.31	20.95	-13.22
13	12	13	-128.71	219.24	-534.45	501.50	13.22	-2.96
14	13	14	-218.02	306.14	-502.07	451.18	2.96	5.52
15	14	15	-304.47	384.91	-452.35	384.87	-5.52	9.25
16	15	16	-383.22	451.18	-386.56	305.57	-9.25	6.99
17	16	17	-449.87	501.65	-307.43	217.74	-6.99	-0.78
18	17	18	-500.91	534.48	-219.33	127.11	0.78	-11.53
19	18	19	-534.20	549.75	-128.15	40.02	11.53	-20.32
20	19	20	-549.70	551.46	-40.59	0.00	20.32	-21.74
21	1	22	-0.05	0.05	-0.57	0.57	0.00	0.00
22	2	23	-0.28	0.28	-1.04	1.04	0.00	0.00
23	3	24	-0.74	0.74	-1.59	1.59	0.00	0.00
24	4	25	-1.30	1.30	-1.86	1.86	0.00	0.00
25	5	26	-1.69	1.69	-1.69	1.69	0.00	0.00
26	6	27	-1.67	1.67	-1.17	1.17	0.00	0.00
27	7	28	-1.21	1.21	-0.57	0.57	0.00	0.00
28	8	29	-0.54	0.54	-0.15	0.15	0.00	0.00
29	9	30	-0.02	0.02	0.00	0.00	0.00	0.00
30	11	31	-0.02	0.02	0.00	0.00	0.00	0.00
31	12	32	-0.54	0.54	0.15	-0.15	0.00	0.00
32	13	33	-1.21	1.21	0.57	-0.57	0.00	0.00
33	14	34	-1.67	1.67	1.17	-1.17	0.00	0.00
34	15	35	-1.69	1.69	1.69	-1.69	0.00	0.00
35	16	36	-1.30	1.30	1.86	-1.86	0.00	0.00
36	17	37	-0.74	0.74	1.59	-1.59	0.00	0.00
37	18	38	-0.28	0.28	1.04	-1.04	0.00	0.00
38	19	39	-0.05	0.05	0.57	-0.57	0.00	0.00



figuur 0-11: Momentenlijn (h = 12 m)



figuur 0-12: Vervormingenlijn (h = 12 m, verschaald)

**Extreme veldmomenten BELASTINGGEVAL 5 "Dekking h = 12 m"**

Stf	Be	En	M	M	M	Mmin	M	Mmax
nr.	knp	knp	beg	end	min	plaats	max	plaats
			(kNm)	(kNm)	(kNm)			(kNm)
1	21	1	21.76	-20.29	19.11	0.60	21.76	0.00
2	1	2	20.29	-11.53	7.20	0.64	20.29	0.00
3	2	3	11.53	-0.79	-3.54	0.65	11.53	0.00
4	3	4	0.79	6.98	-12.85	0.61	0.79	0.00
5	4	5	-6.98	9.25	-17.69	0.53	-6.98	0.00
6	5	6	-9.25	5.51	-16.95	0.45	-5.51	1.00
7	6	7	-5.51	-2.96	-10.96	0.38	2.96	1.00
8	7	8	2.96	-13.22	-1.39	0.35	13.22	1.00
9	8	9	13.22	-20.95	8.55	0.38	20.95	1.00
10	9	10	20.95	-22.23	19.66	0.41	22.23	1.00
11	10	11	22.23	-20.95	19.66	0.59	22.23	0.00
12	11	12	20.95	-13.22	8.55	0.62	20.95	0.00
13	12	13	13.22	-2.96	-1.38	0.65	13.22	0.00
14	13	14	2.96	5.52	-10.96	0.62	2.96	0.00
15	14	15	-5.52	9.25	-16.95	0.55	-5.52	0.00

16	15	16	-9.25	6.99	-17.69	0.47	-6.99	1.00
17	16	17	-6.99	-0.78	-12.86	0.39	0.78	1.00
18	17	18	0.78	-11.53	-3.55	0.35	11.53	1.00
19	18	19	11.53	-20.32	7.21	0.36	20.32	1.00
20	19	20	20.32	-21.74	19.13	0.40	21.74	1.00

**Oplegreacties in globaal assenstelsel BELASTINGSGEVAL 5 "Dekking h = 12 m"**

Opleggin g nummer	Knoop nummer	Opleggin g type	Fx (kN)	Fy (kN)	Tz (kNm)	Opleggin g nummer	Knoop nummer	Opleggin g type	Fx (kN)	Fy (kN)	Tz (kNm)
1	22	3	0.05	0.57	0.00	11	32	3	0.54	-0.14	0.00
2	23	3	0.28	1.04	0.00	12	33	3	1.21	-0.57	0.00
3	24	3	0.74	1.59	0.00	13	34	3	1.67	-1.17	0.00
4	25	3	1.30	1.86	0.00	14	35	3	1.69	-1.69	0.00
5	26	3	1.69	1.69	0.00	15	36	3	1.30	-1.86	0.00
6	27	3	1.67	1.17	0.00	16	37	3	0.74	-1.59	0.00
7	28	3	1.21	0.57	0.00	17	38	3	0.28	-1.04	0.00
8	29	3	0.54	0.14	0.00	18	39	3	0.05	-0.57	0.00
9	30	3	0.02	0.00	0.00	19	20	1	551.46	0.00	0.00
10	31	3	0.02	0.00	0.00	20	21	1	551.47	0.00	0.00

**Krachten bij voorg. verpl. bel. geval 5 "Dekking h = 12 m", (kN), (kNm)**

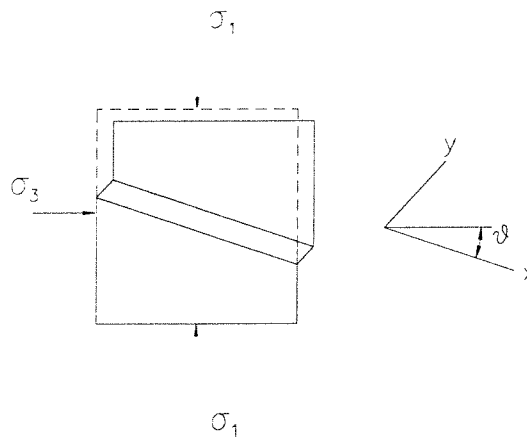
Vrg	verpl nummer	Knoop nummer	Type Kracht/koppel	Type: 1 Fx
1	21	3	21.76	2 Fy
2	20	3	-21.74	3 Tz



## Bijlage II: Achtergronden principe verticale trekankers

Uit vele experimenten is gebleken dat bij ondiepe ankers vrijwel rechte glijvlakken ontstaan. Een glijvlak heeft een bepaalde bandbreedte. De grens is daarom niet scherp. Het glijvlak vormt zich vanaf de randen van de ankerplaat tot het maaiveld. De hoek tussen het glijvlak en de verticaal blijkt overeen te komen met de dilatatiehoek. Deze conclusie is gebaseerd op numerieke berekeningen gemaakt met het eindige elementen pakket PLAXIS in 1983 [15].

Bij de bepaling van de schuifspanning in een schuifvlak wordt de aanname gedaan dat de spanningsverdeling uniform is, evenals de vervorming, zie figuur 1.



figuur 1: De schuifvoeg

Het vloeicriterium van Mohr-Coulomb wordt hierbij als benadering voor de vloeivoorwaarde gehanteerd. Voor een cohesieloos materiaal geldt dat de vloeifunctie gelijk aan 0 is:

$$f = 2 \cdot \sqrt{\left(\frac{\sigma_{xx} - \sigma_{yy}}{2}\right)^2 + \sigma_{xy}^2} + \left(2 \cdot \sigma_{xy} \cdot \cot \alpha + 2 \cdot \sigma_{yy}\right) \cdot \sin \phi = 0$$

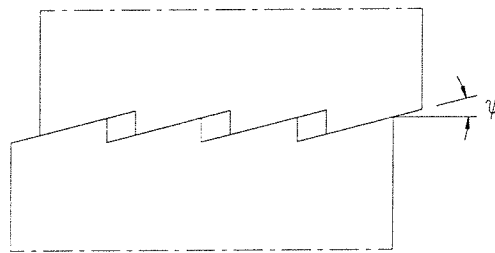
Hieruit kan de volgende uitdrukking voor de schuifspanning worden afgeleid:

$$\sigma_{xy} = -\sigma_{yy} \cdot \frac{\sin \phi \cdot \sin 2\theta}{1 + \sin \phi \cdot \sin 2\theta}$$

Met behulp van de vloeiregels kunnen de reksnelheden in het schuifvlak worden bepaald:

$$\begin{aligned}\varepsilon_{xx}^P &= \lambda \cdot (\cos 2\theta + \sin \psi) \\ \varepsilon_{yy}^P &= \lambda \cdot (-\cos 2\theta + \sin \psi) \\ \gamma_{xy}^P &= 2 \cdot \lambda \cdot \sin 2\theta\end{aligned}$$

Hierin is  $\psi$  de dilatantiehoek, waarvan de fysische betekenis is weergegeven in figuur 2.



figuur 2: Fysische betekenis dilatantiehoek

Oorspronkelijk is de dilatantiehoek bedoeld voor twee-dimensionale vervormingen,  $\varepsilon_{xx}^P = 0$ . Voor de schuifvoeg kan dan de volgende vergelijking worden opgesteld:

$$\begin{aligned}\varepsilon_{xx}^P &= \lambda \cdot (\cos 2\theta + \sin \psi) = 0 \\ \lambda &\neq 0 \\ (\cos 2\theta + \sin \psi) &= 0\end{aligned}$$

Hieruit is de volgende praktische oplossing te vinden:

$$\begin{aligned}\sin \frac{1}{2}(2\theta - 90^\circ - \psi) &= \sin 0^\circ \\ \theta &= \frac{1}{2} \cdot (90^\circ - \psi)\end{aligned}$$

Substitutie hiervan in de vergelijking voor de schuifspanning geeft:

$$\sigma_{xy} = -\sigma_{yy} \cdot \frac{\sin \varphi \cdot \cos \psi}{1 - \sin \varphi \cdot \sin \psi}$$

Een bijzonder geval treedt op voor  $\psi = 0$ :

$$\sigma_{xy} = -\sigma_{yy} \cdot \sin \varphi$$

Deze schuifanalyse is toegepast op de trekkracht van verticale trekankers. Door het verticale evenwicht te beschouwen is de volgende vergelijking voor de maximaal toelaatbare trekkracht van een verticaal anker verkregen:

$$P = \gamma' \cdot h \cdot b \cdot \left( 1 + \frac{h}{b} \cdot \frac{\sin \varphi \cdot \cos \psi}{1 - \sin \varphi \cdot \sin \psi} \right)$$