

dienst weg en water bouwkunde

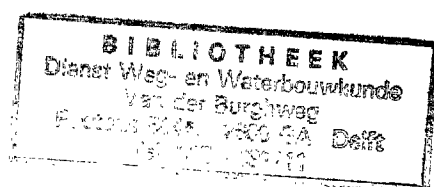
g.5 - 252
II

nota nr. WBA-N-900136

BIJLAGEN

Schermen in Waterkeringen

**Rapportage 2° fase: KISTDAM en
DIEPWAND**



in opdracht van:

Projectgroep Dijkversterking Sliedrecht

uitgevoerd door:

Bouwdienst Rijkswaterstaat

Dienst Weg- en Waterbouwkunde

februari 1991

1. Toelichting maatgevend dwarsprofiel	2
2. Veiligheidsaspecten	6
3. Modelleren en werkwijze kistdamberekening met PLAXIS	12
4. Berekeningsresultaten bestaande dijk	19
5. Berekeningsresultaten kistdam met wanden in het pleistoceen	22
6. Berekeningsresultaten kistdam met korte wanden	23
7. Berekeningsresultaten diepwand	30

BIJLAGE 1 TOELICHTING MAATGEVEND DWARSPROFIEL

INLEIDING

Bij het ontwerp van de kistdam is gebruik gemaakt van een "Maatgevend dwarsprofiel", zie fig.β1. Dit dwarsprofiel beoogd een zo goed mogelijke schematisering te zijn van de bodemgesteldheid van het dijktraject waarvoor de kistdam is ontworpen; globaal tussen DP-53049 en DP-54185.

Het dwarsprofiel is midden 1989 door de projectgroep vastgesteld, en daarna op grond van nieuwe inzichten, en op aanwijzing van externe deskundigen, enkele malen bijgesteld. Hieronder worden de volgende punten nader toegelicht.

1. Geometrie en grondlaagopbouw
2. Grondparameters
3. Grondwater

1 - GEOMETRIE EN GRONDLAAGOPBOUW

a. Maaiveld

Het maaiveld voor de bestaande toestand (3.60 + 4.25 + 0.515 +) is bepaald als een zo goed mogelijk, maar wel werkbaar, gemiddelde van de in (3) aangegeven dwarsprofielen.

De bedoeling is om in eerste instantie een kistdam met een kruinhoogte van NAP + 4.45 m te bouwen. Na 50 jaar moet de kistdam echter met een meter opgehoogd kunnen worden tot NAP + 5.45 m. Aangenomen is dat het maaiveld aan de rivierzijde dan tegelijkertijd wordt opgehoogd tot NAP + 4.95 m. Het dan verkregen dwarsprofiel geldt als uitgangspunt voor de berekeningen.

b. Grondlaagopbouw

De grondlaagopbouw is met behulp van (1) bepaald. De ondergrens van het slappe lagen pakket is relatief hoog gekozen, om het risico van het onderschatten van het gevaar voor opbarsten van deze lagen ter plaatse van de polder te beperken.

De aangegeven laagopbouw moet worden gezien als een compromis.

In werkelijkheid is de variatie in grondlaagopbouw zo groot dat het vrijwel niet mogelijk is voor het hele dijktraject een representatief gemiddelde vast te stellen.

2 - GRONDPARAMETERS

Voor het bepalen van de grondparameters in het maatgevend dwarsprofiel zijn twee gegevensverzamelingen gebruikt.

- a. De proevenverzameling Alblasserwaard 1984 (5).
- b. Resultaten van celproeven ontleend aan "dijkversterking Alblasserwaard gedeelte Sliedrecht Oost" (2)

Bij een proevenverzameling worden de resultaten van proeven op monsters uit eenzelfde formatie, afkomstig uit een groot gebied, bij elkaar genomen, en statistisch bewerkt tot karakteristieke waarden met een onderschrijdingskans van 5 %

Van de in (2) aangegeven celproefresultaten moet worden aangenomen dat deze geen statistische bewerkingen hebben ondergaan, en dus in principe een onderschrijdingskans van 50 % hebben.

Het bleek niet goed mogelijk om de in de gegevensverzamelingen aangegeven laagopbouw direct te relateren aan het geotechnisch profiel volgens (1). Om toch tot rekenwaarden voor de grondparameters te komen is, voor iedere grondlaag in het maatgevend dwarsprofiel een inschatting gemaakt welke van de in (2) en (5) aangegeven grondlagen daarvoor representatief zouden kunnen zijn. Op deze wijze is voor iedere grondlaag een verzameling van waarden voor grondparameters gevonden, voor een deel afkomstig uit de proevenverzameling, en voor een ander deel afkomstig uit celproefresultaten. De in het dwarsprofiel aangegeven grondparameters zijn bepaald als het gemiddelde van deze verzamelingen.

Bij het nader beschouwen van de verzamelingen per laag bleek dat de ongedraineerde schuifsterkte C_u berekend met waarden uit de proevenverzameling bij de meeste grondlagen minder dan 10 % afwijkt van de C_u waarden berekend met celproefresultaten. Dit ondanks de verschillende statistische status van de uitgangsverzamelingen. Mogelijk verklaringen hiervoor kunnen zijn :

- a. Een slechts kleine variatie in de sterkteparameters per laag, hetgeen resulteert in een kleine standaardafwijking, en bijgevolg in 5 % en 50 % onderschrijdingswaarden die dicht bij elkaar liggen
- b. Verschillende beproevingsmethoden voor de beide gegevensverzamelingen
- c. Toeval

Ten aanzien van b) wordt nog vermeld dat in de "Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken" (12) voor resultaten verkregen uit celproeven een kleinere materiaalfactor γ_m wordt voorgeschreven dan voor resultaten uit triaxiaalproeven.

Een en ander impliceert dat de in het Maatgevend dwarsprofiel aangegeven sterkteparameters statistisch niet één-eenduidig zijn.

In Bijlage 2, "Veiligheidsaspecten" wordt hier nader op ingegaan.

3 - GRONDWATER

Ten aanzien van het grondwaterregiem in de dijk zijn twee situaties belangrijk.

1 - De gemiddeld langdurig aanwezige situatie

Uitgegaan is van een polderpeil van NAP - 2.00 m en een buitenwaterstand van NAP + 0.0 m. Het gemiddeld peil van de Merwede zal in werkelijkheid iets hoger zijn, echter als gevolg van lek door de dijk, en stroming door het watervoerende pakket beneden NAP - 8.50 m, wordt een buitenwaterstand van NAP + 0.0 m ter plaatse van de dijk als goede inschatting gezien.

Aan de polderzijde wordt voor de klei en veenlaag tussen NAP - 5.00 m en NAP - 8.50 m een lagere doorlatendheid verondersteld dan voor de daarboven liggende lagen. Dit resulteert in een niet-hydrostatisch verloop. Aan de buitenzijde van de dijk is capillaire opstijging tot NAP + 1.20 m verondersteld, aan de binnenzijde tot NAP - 0.50 m.

2 - De situatie tijdens maatgevend hoog water (MHW)

Verwacht mag worden dat het slappe pakket tussen NAP + 1.20 m en NAP - 8.50 m, gedurende de tijd dat MHW (NAP + 4.95 m.) optreedt, ongedraineerd reageert. Dit houdt in dat veranderingen van de waterspanningen in deze lagen alleen worden veroorzaakt door deformaties als gevolg van veranderingen van de uitwendige belastingen op dit pakket, en niet direkt door de grondwaterpotentiaal op het grensvlak met de watervoerende lagen.

Overigens zal aan de onderzijde van de slappe lagen enige consolidatie optreden. Gezien echter de relatief korte tijd gedurende welke een hoge waterstand optreedt (enkele dagen tot enkele weken), in verhouding tot de consolidatietijd van dit ca. 9 m dikke ongedraineerde pakket (tientallen jaren), wordt de invloed hiervan verwaarloosbaar geacht.

Voor de watervoerende laag beneden NAP -8.50 m is, op grond van waarnemingen op een soortgelijke lokatie elders, het inzicht van de projectgroep, het oordeel van externe deskundigen, en grondwaterstromingsberekeningen met het computerprogramma GROUNDWAT, een potentiaal van NAP + 2.50 m ter plaatse van de as van de dijk, verlopend tot NAP + 1.20 m op een afstand van 46 meter, gekozen.

LITERATUUR en PROGRAMMATUUR

1. Onderzoek CO-268050 Grondmechanica Delft - Dijkversterking Alblasserwaard gedeelte Sliedrecht-Oost, Bijlage 32 Geotechnisch profiel C-C', 03-07-1984 gew. 08-09-1984.
2. Onderzoek CO-268050 Grondmechanica Delft - Dijkversterking Alblasserwaard gedeelte Sliedrecht-Oost, Bijlage 49 Celproeven.
3. Dijkversterking Sliedrecht, Sliedrecht-Oost, Tekeningen 87.43-152, 87.43-154, 87.43-155, 87.43-156, 87.43-158, RWS Sluizen/Stuwen Afdeling Waterbouw.
4. Dijkversterking Sliedrecht-Oost - Situatie, Hoogheemraadschap Groot Alblasserwaard.
5. Grondmechanische parameters "Proefverzameling Alblasserwaard"
6. Interactieproblemen - Indirecte bepaling van grondparameters, SE-690488/2 October 1988, Afdeling Funderingstechniek en ondergrondse werken KIVI.
7. Leergang Grondmechanica en funderingstechnieken CGF1, Stichting Bijzondere cursussen.
8. Geo-Tubomechanica deel I- Grondmechanica, B.J.J. Soudijn en R.A.J. De Kock
9. Handleiding voor RPRM, Juli 1982, Grondmechanica Delft.
10. Grondwaterstromingsprogramma GROUNDWAT, 1990, Dienst Weg en Waterbouw kunde.
11. Eindige elementenmethode programma DIANA, Versie 2.1, TNO-IBBC
12. Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken - Deel 2, Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, 1989, Uitgeverij Waltman te Delft.

BIJLAGE 2 VEILIGHEIDSASPECTEN

1 - ALGEMEEN

Bij het dimensioneren en controleren van de kistdam met de methode HOMBERG en het eindige elementenprogramma PLAXIS zijn grondparameters en belastingen toegepast waarop, afgezien van een statistische bewerking tot karakteristieke waarden, geen onzekerheden in rekening zijn gebracht.

Het voordeel van deze werkwijze is dat dan berekeningsresultaten worden verkregen die meer representatief zijn voor wat er in werkelijkheid gebeurt, indien MHW en aansluitend erosie van het binnentalud optreedt.

Dit is belangrijk om inzicht te verkrijgen in de optredende deformaties van het dijklichaam tijdens maatgevende omstandigheden, en voor de tijdens minder extreme "gebruiks" omstandigheden optredende ankerkrachten en damwandmomenten.

In de "Leidraad" voor het ontwerpen van rivierdijken - Deel 2" wordt een iets andere werkwijze voorgeschreven, welke er op neer komt dat zowel op de grondsterkte als op de belastingen eerst een of meer factoren γ_i ($i=m,n,d$) worden toegepast, waarna vervolgens een stabiliteitsfactor $\gamma \geq 1.0$ wordt geëist. Deze werkwijze is echter vooral bedoeld voor berekeningen met glijcirkelprogramma's, waarbij niet naar deformaties wordt gevraagd.

Natuurlijk kan deze werkwijze ook worden toegepast bij het gebruik van het eindige elementen programma PLAXIS, in dat geval blijft echter een deel van de mogelijkheden die PLAXIS biedt onbenut, en wordt ook geen goed beeld verkregen van de deformaties, ankerkrachten en damwandmomenten.

Met PLAXIS is het mogelijk om in een berekening zowel een goed inzicht te verkrijgen in de deformaties en krachtswerking van de constructie uitgaande van "karakteristieke" waarden voor sterkte en belastingen, als in de stabiliteitsfactor overeenkomstig de definities van de Leidraad. Dit komt omdat PLAXIS de mogelijkheid biedt om de sterkte van de grond in stappen te verlagen, net zolang tot een bezwijkmechanisme ontstaat.

Hieronder wordt een en ander nader toegelicht.

2 - BEREKENING VAN STABILITEITSFACTOR VOLGENS LEIDRAAD

Volgens de Leidraad moet de stabiliteit van een dijk voldoen aan :

$$\gamma = \frac{S_d}{B_d} \geq 1.00 \quad (1)$$

Waarin :

γ = stabiliteitsfactor
 S_d = mobiliseerbaar moment in een glijcirkel
 B_d = aandrijvend moment in een glijcirkel

Het aandrijvend moment B_d kan worden geïnterpreteerd als :

$$B_d = \sum (B_{k_i}) \cdot \gamma_d \cdot \gamma_n \quad (2)$$

Waarin :

B_{k_i} = Bijdrage aan optredend moment op basis van ontwerpwaarden voor belastingen en geometrie voor grondlaag i
 γ_d = gevoeligheidsfactor voor onzekerheden betreffende het rekenmodel
 γ_n = schadefactor afhankelijk van dijk lengte en instabiliteit al of niet gecorreleerd met MHW

Het in de glijcirkel mobiliseerbare tegenwerkend moment S_d kan worden geïnterpreteerd als :

$$S_d = \Sigma (S_{k_i} / \gamma_{m_i}) \quad (3)$$

Waarin :

S_{k_i} = mobiliseerbaar moment op basis van de karakteristieke waarde voor mobiliseerbare schuifsterkte in laag i , met een 5% ondergrens.
 γ_{m_i} = materiaalfactor voor onzekerheden in Mohr-Coulomb beschrijving van schuifsterkte, en wijze van beproeven van grondmonsters, voor laag i .

De materiaalfactor γ_m is weer opgebouwd uit deelfactoren.

$$\gamma_m = \gamma_{m1} \cdot \gamma_{m2} \quad (4)$$

Waarin :

γ_{m1} = factor om verschillen tussen beproevingsmethoden (triaxiaal- of celproef) te verdisconteren
 γ_{m2} = factor voor onzekerheden in materiaalmodel

Met behulp van relaties (2), (3) en (4) kan relatie (1) worden omgewerkt tot :

$$\gamma = \frac{\Sigma (S_{k_i} / (\gamma_{m_i}))}{\Sigma (B_{k_i}) \cdot \gamma_d \cdot \gamma_n} \geq 1.0 \quad (5)$$

Voor niet te grote variaties in γ_{m_i} geldt :

$$\gamma \approx \frac{\Sigma (S_{k_i})}{\Sigma (B_{k_i}) \cdot (\gamma_d \cdot \gamma_n \cdot \bar{\gamma}_m)} \geq 1.0 \quad (6)$$

Hetgeen equivalent is met :

$$\gamma = \frac{\Sigma (S_{k_i})}{\Sigma (B_{k_i})} \geq 1.0 \cdot (\gamma_d \cdot \gamma_n \cdot \bar{\gamma}_m) \quad (7)$$

Met $\bar{\gamma}_m$ de gemiddelde materiaalfactor over het gehele glijvlak.

Hieruit volgt dat het in principe ook mogelijk is om direkt uitgaande van ontwerpwaarden voor belasting en geometrie en karakteristieke waarden voor de grondsterkte te controleren of aan de stabiliteitseisen van de Leidraad is voldaan.

3 - BEREKENING VAN STABILITEITSFACTOR MET PLAXIS

In tegenstelling tot glijcirkelbenaderingen wordt bij stabiliteitsberekeningen met de eindige elementenmethode geen bezwijkmechanismen van een bepaalde vorm voorgeschreven. Integendeel, het programma kiest zelf het meest kritische bezwijkmechanisme, en dat is meestal geen cirkel.

Dit betekent dat ΣS_k , en ΣB_k in een eindige elementenberekening niet de status hebben van weerstandbiedende en aandrijvende momenten, maar eerder moeten worden gezien als langs een in principe niet cirkelvormige glijvlak optredende gegeneraliseerde weerstandbiedende en aandrijvende krachten. Dit heeft verder geen betekenis voor de hierna volgende uitwerking.

Eenvoudig is in te zien dat ΣS_k en ΣB_k evenredig zijn met de in een potentieel glijvlak maximaal te mobiliseren schuifspanningen, respectievelijk de onder invloed van ontwerpgrontheden optredende schuifspanningen. Ofwel :

$$\frac{\Sigma S_k}{\Sigma B_k} \text{ is evenredig met : } \frac{\Sigma \tau_s}{\Sigma \tau_b} \quad (8)$$

Dit betekent dat indien de schuifsterkte τ_s van de grond overal wordt gereduceerd tot $F \cdot \tau_s$, de aanwezige stabiliteitsfactor γ eveneens met een factor F wordt gereduceerd. Volgens het Mohr-Coulomb materiaalmodel geldt voor de schuifsterkte van grond:

$$\tau_s = c + \sigma \cdot \tan \phi \quad (9)$$

Waarin :

τ_s = opneembare schuifspanning in een vlak
 c = cohesie
 ϕ = hoek van inwendige wrijving
 σ = normaalspanning op een vlak

Met de in PLAXIS ingebouwde c en $\tan \phi$ reductie procedure is het mogelijk om de c en $\tan \phi$ van de grond in stappen te reduceren, net zo lang tot verdere reductie niet meer mogelijk is en een bezwijkmechanisme is ontstaan. Stel dat bezwijken optreedt bij een reductiefactor F_u . Op dat moment geldt in de zone waar de grond bezwijkt :

$$F_u \cdot \frac{\Sigma \tau_s}{\Sigma \tau_b} = 1.0 \quad (10)$$

Invullen van (10) in (8) geeft :

$$\frac{\Sigma S_k}{\Sigma B_k} = \frac{1.0}{F_u} = \Sigma MSF \quad (11)$$

De parameter ΣMSF (Multiplier of Safety Factor) wordt in PLAXIS toegepast om de verhouding tussen de aanwezige grondsterkte en de voor stabiliteit minimaal noodzakelijke grondsterkte weer te geven.

Substitutie van (11) in (6) geeft :

$$\gamma = \frac{\Sigma MSF}{(\gamma_d \cdot \gamma_n \cdot \bar{\gamma}_m)} \geq 1.0 \quad (12)$$

Voor niet te grote variaties van $\bar{\gamma}_m$ kan het "ongeveer"-teken veilig door een gelijk teken worden vervangen. Overigens is de onzekerheid als gevolg van de variaties in $\bar{\gamma}_m$ in de met PLAXIS te berekenen stabiliteitsfactoren veel kleiner dan de onzekerheid die volgt uit het voorschrijven van de vorm van het glijvlak bij een glijcirkelmethode.

Dit komt omdat glijcirkelmethoden per definitie een te hoge stabiliteitsfactor geven. Hoe meer het werkelijke mechanisme van een cirkel afwijkt, hoe groter de afwijking naar boven van de berekende stabiliteitsfactor is.

Met het bovenstaande is aangetoond dat het met behulp van de c en $\tan \phi$ reductie procedure van PLAXIS mogelijk is om stabiliteitsfactoren te berekenen die in overeenstemming zijn met de definities van de Leidraad.

4 - UITWERKING VOOR SLIEDRECHT

Uit het bovenstaande volgt dat voor voldoende stabiliteit overeenkomstig de voorschriften van de Leidraad voldaan moet worden aan relatie 12.

$$\gamma = \frac{\Sigma MSF}{(\gamma_d \cdot \gamma_n \cdot \bar{\gamma}_m)} \geq 1.0 \quad (12)$$

Met ΣMSF , de met PLAXIS berekende stabiliteitsfactor, en $\gamma(i)$ $i=d,n,m$ de factoren van de Leidraad. Hieronder is aangegeven wat dit voor Sliedrecht inhoudt.

Gevoeligheidsfactor γ_d :

In de Leidraad wordt voor de methode BISHOP $\gamma_d=1.0$ aanbevolen. Een E.E.M berekening geeft in principe betere resultaten, daarom kan deze waarde ook voor de PLAXIS berekeningen worden aangehouden.

Schadefactor γ_n :

Aangenomen dat het optreden van instabiliteit en MHW gecorreleerd zijn, de lengte van de dijkkring ongeveer 70 km bedraagt, en de overschrijdingsfrequentie van MHW 1/2000 jaar bedraagt, volgt uit de Leidraad een waarde $\gamma_n=1.16$

Materiaalfactor γ_m :

In de Leidraad worden, afhankelijk van de wijze van beproeven van de grondmonsters, voor de verschillende grondsoorten materiaalfactoren γ_{m1} en γ_{m2} voorgeschreven. Omdat de wijze van beproeven voor de Proevenverzameling niet bekend is, zijn voor γ_{m1} en γ_{m2} steeds de hoogste waarden uit de Leidraad aangehouden.

In het geval Sliedrecht zijn er echter nog een aantal extra onzekerheden:

- De in de leidraad gegeven factoren gelden in principe alleen bij een spanningsafhankelijk benadering van de sterkteparameters.
- Onduidelijkheden in het aan elkaar relateren van de in de gegevensverzamelingen aangegeven laagopbouw en de in het Maatgevend Dwarsprofiel aangegeven laagopbouw.
- De statistisch niet één-eenduidige status van de grondparameters in het Maatgevend Dwarsprofiel (zie Bijlage 1).

Om deze invloeden te verdisconteren is een extra materiaalfactor γ_{m3} van 1.05 in rekening gebracht. Een en ander resulteert in :

		$\gamma_{m1}' = \gamma_{m1} \cdot \gamma_{m2}$	γ_{m3}	γ_m
Zand boven ca. NAP + 1.20 m	Φ	1.10	1.05	1.16
	c	1.25	1.05	1.31
Klei en veen tussen Ca. NAP + 1.20 m en NAP - 8.50 m	Φ	1.225	1.05	1.29
	c	1.25	1.05	1.31
Zand beneden NAP - 8.50 m	Φ	1.10	1.05	1.16
	c	nvt	nvt	nvt

De bijdrage van de cohesie aan de afschuifsterkte van de grond is niet voor alle grondlagen gelijk. Uit een berekening van de C_u waarden voor de diverse grondlagen blijkt dat globaal geldt :

Zand boven ca. NAP + 1.20 m	:	$c = 0.40 \cdot C_u$
Klei/veen ca. NAP + 1.20/NAP - 8.50	:	$c = 0.30 \cdot C_u$
Zand beneden NAP - 8.50	:	$c = 0.0 \cdot C_u$

Dit resulteert in de volgende gecombineerde waarden voor γ_m

Zand boven ca. NAP + 1.20 m	:	$\gamma_m = 1.22$
Klei/veen ca. NAP + 1.20/NAP - 8.50	:	$\gamma_m = 1.30$
Zand beneden NAP - 8.50	:	$\gamma_m = 1.16$

Het vaststellen van een gemiddelde materiaalfactor $\bar{\gamma}_m$ voor alle lagen samen moet gebeuren naar rato van de door het kritieke afschuifmechanisme doorsneden grondlagen. Dit resulteert voor alle typen constructies in een $\bar{\gamma}_m$ van ca. 1.27

Na invullen in relatie (12) van de hierboven aangegeven waarden voor γ_d , γ_n , en γ_m volgt dat voor het voldoen aan de stabiliteitseisen van de Leidraad voldaan moet worden aan:

$$\Sigma MSF \geq 1.48$$

(13)

5 - DIMENSIONERING ANKERS EN DAMWANDEN

De van oudsher gebruikelijke procedure bij het ontwerpen van staal- en betonconstructies is om eerst een krachtsverdeling te bepalen uitgaande van karakteristieke belastingen, dan de berekende krachten en/of spanningen te vermenigvuldigen met een belastingfactor, en tot slot te toetsen of voorgeschreven rekenwaarden voor materiaalsterkten niet worden overschreden. Deze handelwijze is niet verantwoord bij het dimensioneren van staal en betonconstructies welke deel uitmaken van geotechnische constructies, en wel om de volgende redenen:

- In tegenstelling tot staal en betonconstructies is de relatie tussen belastingen en spanningen/vervormingen bij geotechnische constructies in hoge mate niet-lineair;
- Bij geotechnische constructies worden over het algemeen lagere stabiliteitsfactoren geëist dan de bij normale staal- en betonconstructies toegepaste coëfficiënten.

In de ontwerpnorm NEN 6702 wordt een iets andere probabilistisch beter onderbouwde werkwijze voorgeschreven, welke op het volgende neerkomt:

- Bepalen van rekenwaarden voor de belastingen door vermenigvuldiging van representatieve waarden voor de belastingen met een belastingfactor γ_l .
- Bepalen van de krachtsverdeling in de constructie en berekenen van spanningen.
- Vaststellen van rekenwaarden voor de spanningen door deling van de representatieve waarden daarvan door een materiaalfactor γ_m .
- Toetsen of de in 3) berekende spanningen aan de in 2) berekende spanningen voldoen.

Voor uitsluitend veranderlijk belaste constructies welke moeten voldoen aan veiligheidsklasse 3 (bij bezwijken grote hoeveelheid menselijk, emotioneel en maatschappelijk leed) resulteert dit in een belastingfactor $\gamma_l = 1.50$ op de representatieve waarden voor de belastingen.

Als representatieve waarde voor de belastingen kan worden gezien de door PLAXIS berekende horizontale gronddruk bij ongereduceerde grondsterkte.

In geval van betonconstructies moet op de representatieve waarde voor de betondruksterkte een materiaalfactor $\gamma_m=1.20$ in rekening worden gebracht, en op de representatieve waarde voor de staaltreksterkte van het betonstaal een materiaalfactor $\gamma_m=1.15$. In geval van zuiver staalconstructies wordt ook een materiaalfactor $\gamma_m=1.15$ aangehouden.

Voor de representatieve waarde voor de betondruksterkte geldt 0.72 keer de B kwaliteit. Voor de representatieve waarde voor de trek- en druksterkte van beton en/of constructiestaal geldt 1.00 keer de FeB kwaliteit, respectievelijk wordt 1.00 keer de vloeï- of 0.2 % rekgrens aangehouden.

Om de onder a) en b) genoemde redenen is het niet reëel om op de gronddrukken een belastingfactor toe te passen. De belastingen op de staal en betonconstructies in de dijk worden in hoge mate direkt bepaald door de sterkte van de grond, en dat houdt in dat de onzekerheden in die belastingen dezelfde zijn als die gelden voor de stabiliteit van de geotechnische constructie als geheel. Daarom moet niet met een belastingfactor van 1.50 op de "karakteristieke" belastingen worden gerekend, maar direkt met de krachtsverdeling behorende bij de geëiste stabiliteitsfactor ($\Sigma MSF=1.48$). De op deze wijze verkregen krachtsverdeling moet worden getoetst aan rekenwaarden voor spanningen bepaald met inachtnaam van een materiaalfactor γ_m .

LITERATUUR

1. Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken - Deel 2, 1989, Technische adviescommissie voor de waterkeringen, Uitgeverij Waltman
2. Afstudeerrapport "Het verlagen van C en Tan ϕ ", 1988, H.L. Bakker, Sectie Geotechniek - TU Delft
3. PLAXIS manual 3.0 - Tutorial and General part, 1990, P.A. Vermeer en H. van Langen, Sectie Geotechniek - TU Delft
4. Ontwerp NEN 6702 - TGB Belastingen, 1989
5. Ontwerp NEN 6721 - Voorschriften Betonconstructies 1990

Bijlage 3 Modelling en werkwijze kistdamberekening met PLAXIS

1. Algemeen

In deze bijlage wordt nader ingegaan op een aantal aspecten betreffende de modellering van het probleem KIST_2 in PLAXIS, en de werkwijze tijdens het uitvoeren van de berekening. In § 2 wordt aandacht geschonken aan enkele modelleringsaspecten terwijl in § 3 de gevolgde werkwijze voor het uitvoeren van de berekening wordt behandeld.

2. Enkele modelleringsaspecten

Voor algemene aspecten betreffende de modellering van een constructie in PLAXIS, wordt verwezen naar de PLAXIS handleiding (bijlage 2, lit. 3). Voor de berekening KIST_2 worden enkele punten nader toegelicht:

a. Elementennet

Bij het modelleren van een grondmechanische constructie is het in het algemeen gewenst het elementennet zó ruim te kiezen dat gedurende de gehele loop van de berekening langs de randen nergens deformaties van betekenis optreden, en zeker zo ruim dat het maatgevende bezwijkmechanisme de rand niet raakt. Bij het begin van de modellering van KIST_2 was nog niet bekend of het uiteindelijke bezwijkmechanisme, bij c en tan ϕ reductie, een diep glijvlak langs de bovenkant van het pleistocene zand, lokaal bezwijken van de kistdam zelf, of iets er tussen in zou zijn. Ook zou het nog kunnen dat de zones waarin grote plastische deformaties plaatsvinden tijdens de berekening van plaats veranderen. In de berekening KIST_2 was dat ook het geval.

Om alle mogelijke mechanismen te kunnen laten ontstaan is gekozen voor een, in verhouding tot de kistdam zelf, ruim elementennet. Echter wel zodanig dat de elementen in en nabij de kistdam relatief klein zijn, en meer naar buiten in grootte toenemen. Daarmee wordt bereikt dat de nauwkeurigheid van de berekeningsresultaten weinig afhankelijk is van de plaats waar het uiteindelijk bezwijkmechanisme ontstaat. Daarbij moet worden vermeld dat op grond van de resultaten van de DIANA berekeningen en de berekening KIST_1, verwacht werd dat KIST_2 (dimensies volgens GD-HOMBERG) de vereiste stabiliteitsfactor niet zou halen, en volgens een lokaal mechanisme zou bezwijken. Dit laatste gebeurde ook, echter bij een stabiliteitsfactor die wél groot genoeg was.

b. Elastische grondparameters

In Bijlage 1 "Maatgevend Dwarsprofiel", zijn geen elastische grondparameters gegeven. Deze zijn ook niet beschikbaar, en moesten worden aangenomen. In overleg met Grondmechanica Delft zijn aan de hand van richtwaarden uit literatuurgegevens (zie bijlage 2, lit. 6, 7, en 8) schattingen voor elasticiteitsmoduli en dwarscontractiecoëfficiënten gemaakt. Ten behoeve van PLAXIS moesten de E en ν waarden nog weer worden omgerekend tot glijdingsmoduli G volgens:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (1)$$

Voor ongedraineerde grondlagen moest voor ν een bovengrens van 0.35 worden aangehouden, omdat PLAXIS voor ongedraineerd gedrag geen hogere waarden accepteert.

Dit resulteerde uiteindelijk in de volgende elastische parameters.

Grondlaag	E (lit.) [kN/m ²]	ν (lit.)	G (ber.) [kN/m ²]	ν (ber.)
Zand 5.0+/3.6+	10000	0.31	3815	0.31
Zand, 3.6+/1.2+	15000	0.31	5725	0.31
Klei, 1.2+/3.0-	4000	0.32	1515	0.32
Klei, 3.0-/5.0-	2500	0.35	925	0.35
Veen, 5.0-/6.0-	1000	0.45	350	0.35
Klei, 6.0-/8.5-	3250	0.35	1200	0.35
Zand, 8.5-/	40000	0.35	15500	0.35

Elastische grondparameters rivierzijde en in de kistdam

Grondlaag	E (lit.) [kN/m ²]	ν (lit.)	G (ber.) [kN/m ²]	ν (ber.)
Klei, 1.0+/3.0-	3500	0.33	1310	0.33
Veen, 3.0-/5.0-	1000	0.46	340	0.35
Klei/veen, 5.0-/8.5-	2000	0.36	735	0.35
Zand, 8.5-/	40000	0.35	15500	0.35

Elastische grondparameters polderzijde

De grondparameters (elastische en plastische) voor de rivierzijde, en in de kistdam, zijn per laag in PLAXIS ingevoerd. Daarna zijn de grondparameters voor de polderzijde per element ingevoerd.

Voor de plastische grondparameters c , ϕ en ψ : zie Bijlage 1.

c. Gedraineerd/ongedraineerd gedrag

Om een zo goed mogelijk initiële spanningstoestand voor de langdurig aanwezige belastingen te verkrijgen zijn deze gedraineerd aangebracht. Daarna is voor de klei en veenlagen het grondgedrag omgezet in ongedraineerd. Overigens blijft PLAXIS bij ongedraineerd grondgedrag gewoon met de opgegeven c en $\tan\phi$ rekenen, alleen wordt nu ook de samendrukbaarheid van het grondwater in het grondmodel in rekening gebracht.

Omdat het grondwater bij belastingen niet kan afvloeien, wordt het grootste deel van de toegevoegde extra belastingen vertaald in waterspanningen, en veranderen de korrelspanningen slechts weinig. Dit heeft tot gevolg dat de cirkel van Mohr voor de grondspanningen vrijwel niet van diameter veranderd, waardoor de grond een gedrag vertoont alsof alleen cohesie aanwezig is.

d. Damwanden en ankers

Omdat nog niet met bouwfases kon worden gerekend moesten de damwanden en ankers vanaf het begin in het elementenmodel worden opgenomen. Dit betekent dat in het stadium van de berekening, waarin het eigen gewicht wordt aangebracht, en de damwanden en ankers nog niet aanwezig hoeven te zijn, daaraan zeer lage of liefst helemaal geen stijfheden (EI en/of EA) moeten worden toegekend. In een later stadium zijn deze stijfheden gewijzigd in reële waarden. Uitgegaan is van de stijfheden van de damwanden uit de GD-HOMBERG berekeningen (De Wendel 4500 resp. 4450). Gewaarschuwd wordt voor het tekenen van een stijfheid EA = 0 aan de damwanden. Gebleken is dat dan, als in de naastliggende wrijvingselementen plasticiteit ontstaat, een foutmelding en/of ontsporen van het rekenproces kan optreden.

e. Wrijvingselementen

Om de interactie tussen grond en damwanden te modelleren zijn wrijvingselementen toegepast. De daarin opneembare schuifspanning wordt bepaald uit een factor R keer de in de aanliggende grond opneembare schuifspanning. Ook de wrijvingselementen moesten vanaf het begin in het model aanwezig zijn. Dit betekende dat in het eerste berekeningsstadium, tijdens het aanbrengen van het eigen gewicht van de dijk, met een factor $R = 1.0$ (of groter) moest worden gerekend, en dat in de loop van de berekening ter plaatse van de damwanden nieuwe R waarden moesten worden ingevoerd. De toegepaste R waarden zijn: voor zand $R=0.667$, voor klei en voor veen: $R = 0.50$.

Een handicap was dat PLAXIS, bij toepassing van c en $\tan\phi$ reductie, voor de wrijvingselementen blijft rekenen met het sterkte-kriterium dat volgt uit de initiële waarden voor c en $\tan\phi$ van de aanliggende grond en de opgegeven R waarde. Dit betekent dat de schuifspanning in de wrijvingselementen, na toepassing van c en $\tan\phi$ reductie, eigenlijk te groot is.

f. Modelleringspleetvorming aan de rivierzijde

Eén van de ontwerpuitgangspunten van de kistdam was dat in de ongedraineerde lagen aan de rivierzijde van de kistdam een spleet, tot aan de onderzijde van de damwand, kan ontstaan indien de horizontale gronddruk lager wordt dan overeenkomt met de freatische lijn. In deze spleet zal dan de bij deze freatische lijn behorende waterdruk optreden. In PLAXIS is tot op heden geen bruikbare standaardvoorziening voor het modelleren van een dergelijk uitgangspunt opgenomen.

In theorie zou het modelleren kunnen plaatsvinden door aan de wrijvingselementen een zogenaamde "tension cut-off" (geen trekspanningen) toe te kennen, en het naastliggende grondelement als gedraineerd te beschouwen.

Bekend is echter dat het rekenproces dan nauwelijks meer convergeert.

In de berekening KIST_2 is er voor gekozen om aan de wrijvingselementen ter plaatse van de spleet een normale R waarde (0.50) toe te kennen, en aan de aanliggende grondelementen gedraineerd grondgedrag, en een zodanige cohesie dat geldt: $\sigma'_v - 2 \cdot c = 0$ (zie onderstaande figuur B3.1). Hierin is σ'_v de verticale korrelspanning bij oneindig uitgestrekt maaiveld. Beoogd werd hiermee te bereiken dat bij benadering geen trekspanningen meer kunnen optreden, waardoor de hydrostatische waterdruk een ondergrens wordt van de horizontale gronddruk.

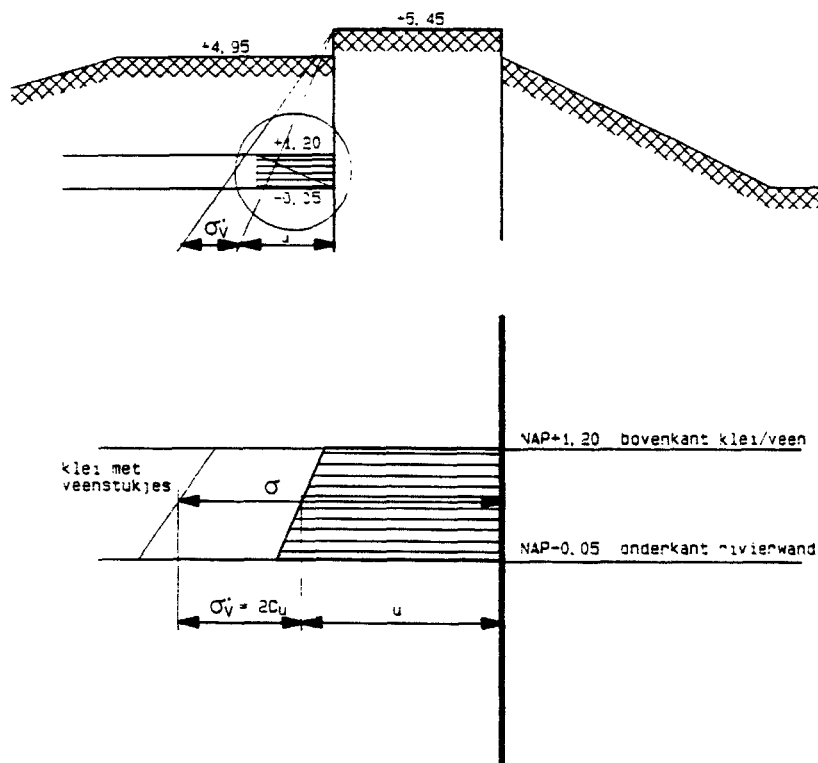


fig. B3.1

Helaas resulteerde ook deze werkwijze in een moeizaam verlopend iteratieproces. Een ander nadeel was dat σ'_v in de berekening kleiner blijft dan σ'_h bij oneindig uitgestrekt vlak maaiveld, omdat op de grond boven de spleet schuifkrachten vanuit de damwand werken. Hierdoor kunnen bij $\sigma'_h = 0$ toch nog schuifspanningen in het wrijvingselement aanwezig zijn. Vastgesteld moet worden dat spleetvorming in de onderhavige versie van PLAXIS eigenlijk nog niet goed gemodelleerd kan worden.

g. Modellerings zanddriehoek

Voor de grond aan de polderzijde van de kistdam geldt de randvoorwaarde dat de kistdam stabiel moet blijven nadat bij MHW het binnentalud van de dijk tot een hoogte van NAP + 1.00 m is weggeslagen.

Omdat het nog niet mogelijk was om in de loop van een berekening elementen toe te voegen of te verwijderen is deze zanddriehoek gemodelleerd door middel van opgegeven belastingen.

Daarbij is het belangrijk goed voor ogen te houden dat de zanddriehoek, zolang deze nog aanwezig is, horizontaal en vertikaal in evenwicht moet zijn met de er op werkende belastingen uit de kistdam en de ondergrond.

Een en ander is gerealiseerd door een zodanige zet van horizontale en verticale belastingen op de kistdam en de ondergrond dat voor de krachten en volumebelastingen op de zanddriehoek geldt :

$$\Sigma F_{hor.} = 0$$

$$\Sigma F_{vert.} = 0$$

Tevens is de voorwaarde gesteld dat de grootste hoofdspansing σ_1 langs de randen van de zanddriehoek onder een hoek van 60° met de horizontaal staat, en dat de verhouding tussen kleinste en grootste hoofdspansing 0.50 bedraagt.

Uit de bovenstaande statische voorwaarden en randvoorwaarden voor de spanningen is een set belastingen berekend, waarvan is aangenomen dat die representatief is voor de werkelijkheid. In fig. B3.2 is de modellerings van de zanddriehoek weergegeven.

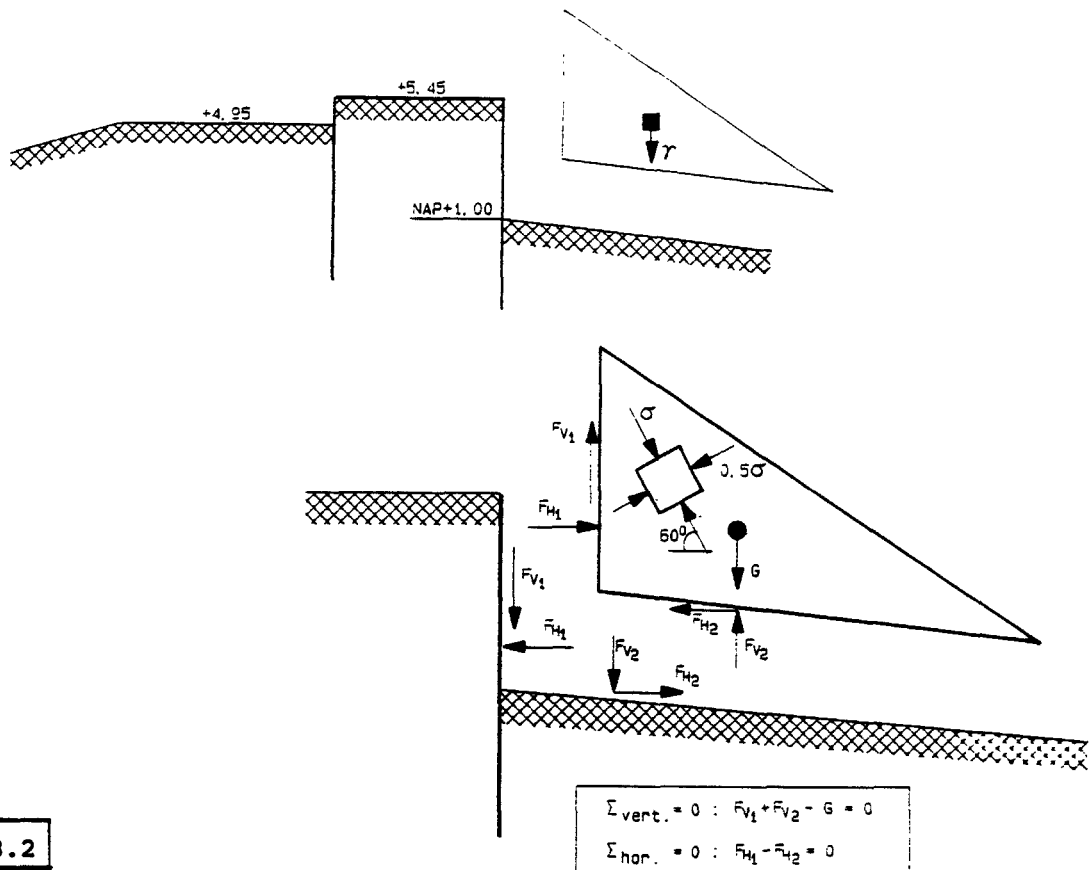


fig. B3.2

modellerings zanddriehoek

aan: ex PDS-leden
van: ir. H.R.E. Dekker
datum: 4 februari 1991
betreft: SIW rapportage 2^e fase

Hierbij ontvangt u de geheel herziene versie van het rapport "Kistdam en Diepwand", waarin het commentaar dat geleverd is tijdens de bespreking van het concept op 29 augustus 1990 te Utrecht, is verwerkt. Concreet betekent dit dat, afgezien van enkele kleine correcties, hoofdstuk 2 uitgebreid is met een bijlage waarin de modellering en de werkwijze voor de PLAXIS berekening nader worden toegelicht en de dimensionering van de diepwand in hoofdstuk 3 herzien is. De conclusies die in het concept zijn geformuleerd veranderen niet voor wat betreft de kistdam. Voor de diepwand is er wel een wijziging. Uit de herziene dimensionering blijkt dat met een wanddikte van 50 cm kan worden volstaan.

Met het verschijnen van dit rapport wordt de werkgroep Schermen In Waterkeringen (SIW) opgeheven. Er bestaat een mogelijkheid om tot 19 februari schriftelijk commentaar te leveren op het thans voor u liggende rapport. Uitsluitend concrete voorstellen voor wijzigingen van de tekst, kunnen in behandeling worden genomen. Indien deze voorstellen niet geleverd worden zal dit rapport tevens de definitieve versie zijn.

De verschenen SIW-rapporten zijn geheel gericht op het dimensioneren van resp. een erosiescherm, een kistdam en een diepwand voor één profiel in Sliedrecht. De plannen voor de toepassing van deze constructies in concrete dijkverzwarringsprojecten vereisten dat op korte termijn eenduidige uitspraken zouden worden gedaan ten aanzien van afmetingen (erosiescherm) en haalbaarheid (kistdam en diepwand). In dit opzicht kan gesteld worden dat beide rapporten (resp. van 1^e en 2^e fase) bruikbare resultaten hebben opgeleverd.

De leden van de werkgroep SIW zijn zich echter bewust van het feit dat niet alle doelstellingen, zoals deze destijds in het projectplan van ing. A. Jonker zijn vermeld, gerealiseerd zijn. Vanwege de beperkte tijd en middelen was dit ook niet mogelijk. Naar de mening van de werkgroep worden de leemten echter voldoende afgedekt door de activiteiten van:

- a) de werkgroep "Kistdamberekeningen", waarin Rijkswaterstaat zich tezamen met de TUD en GD bezint op de veiligheidsfilosofie en de te volgen werkwijze indien men het programma PLAXIS wil gebruiken
- b) de projectgroep TAW-D6 (Waterkerende Kunstwerken en Vreemde Objecten)
- c) de onderzoekscommissie C 69 (Damwandconstructies) van de CUR.

De thans opgeleverde rapporten kunnen hierbij goede diensten bewijzen.

h. Waterspanningen en freatische lijnen

Uit het Maatgevend dwarsprofiel volgt dat zowel in horizontale als verticale richting gradiënten in de grondwaterpotential in en onder de dijk aanwezig zijn. Dit zowel in de uitgangssituatie als bij MHW. Voor beide is de ligging van de freatische lijn gemodelleerd middels een aantal opgegeven punten. Ten opzichte van de in het Maatgevend Dwarsprofiel aangegeven freatische lijnen en waterspanningen zijn enkele kleine wijzigingen ingevoerd:

- Het in het Maatgevend Dwarsprofiel aangegeven discontinue verloop van de freatische lijnen is voor een deel geschematiseerd tot een vloeiend verloop.
- Het verloop van de potential van het spanningswater beneden NAP - 8.50 m is geschematiseerd tot een constante waarde van NAP + 2.50 m.

Na het invoeren van de freatische lijnen zijn, voor alle elementen waarin ten opzichte van die freatische lijnen over- of onderspanning aanwezig zijn, "pore pressures per element" opgegeven. Dit laatste was noodzakelijk in de volgende situaties:

In de uitgangssituatie voor:

- De klei en veenlagen tussen NAP - 5.00 m en NAP - 8.50 m onder de kistdam en in polder
- Het pleistocene zand beneden NAP - 8.50 m onder de kistdam en in de polder

Bij MHW voor:

- De hierboven genoemde grondlagen (wèl andere waarden)
- Het pleistocene zand beneden NAP - 8.50 m aan de rivierzijde

De grootte van de "pore pressures per element" is bepaald uit het Maatgevend Dwarsprofiel.

3. Werkwijze uitvoeren berekening

Nadat alle voor de berekening noodzakelijke geometrie- en materiaalgegevens in PLAXIS zijn ingevoerd, kan worden begonnen met het uitvoeren van de eigenlijke berekening. De berekening KIST_1 is in vier fasen uitgevoerd, zie par. 2.3.3. Ieder van deze vier fasen bestaat uit een aantal stappen waarin een belasting (of sterktereductie) incrementeel iteratief wordt aangebracht. Hieronder is de volledige berekeningsgang van KIST_2 voor alle vier de fasen weergegeven.

FASE 1 : Eigen gewicht

Stap 1 - Elastische belastingstap.

In deze stap worden eerst alle ingevoerde geometrie en stijfheidsgegevens door PLAXIS verwerkt tot een stijfheidsmatrix. Vervolgens zijn 5 % van de belasting van Fase 1 (eigen gewicht van de dijk) aangebracht, de daarbij behorende elastische vervormingen berekend, en vastgesteld of- en waar in de constructie plasticiteit ontstaat. Er treedt nog géén iteratieproces in werking. Omdat het eigen gewicht geen momenten en ankerkrachten van betekenis tot gevolg heeft, zijn voor de damwanden en ankers zeer lage stijfheden ingevoerd.

Stappen 2 t/m 16 - Plastische belastingstappen.

Hierin is middels MWEIGHT en Σ MLOADA het eigen gewicht van de constructie in stappen verhoogd. Tijdens iedere stap treedt een iteratieproces in werking, waarin naar een nieuwe evenwichtstoestand tussen de belastingen (eigen gewicht) en de inwendige spanningen wordt geïtereerd, en de bijbehorende (elastische en plastische) vervormingen worden berekend. Aan het einde van stap 16 is het eigen gewicht van de dijk voor 100 % aanwezig

Stap 17 - Elastische nulstap.

De in de stappen 1 t/m 16 berekende vervormingen zijn niet interessant, omdat het hier vervormingen onder invloed van eigen gewicht, welke niet van invloed zijn op het functioneren van de dijk, betreft. Daarom zijn deze vervormingen middels een elastische nul stap weer op nul gezet.

Stappen 18 t/m 27 - Plastische belastingstappen.

In deze stappen is door het verhogen van MCHANGE tot 0.60, 60 % van de belastingen welke volgen uit de verandering van de waterspanningen bij het optreden van MHW zijn aangebracht. Vervolgens zijn deze belastingen weer verwijderd. Het doel hiervan is de invloed van historisch hoge waterstanden (1953) op de spanningstoestand in de dijk in rekening te brengen.

Stap 28 - Elastische nulstap

Omdat voor de gemiddeld langdurig aanwezige spanningstoestand in de dijk verwacht mag worden dat als gevolg van consolidatie geen wateroverspanningen van betekenis meer aanwezig zijn, is in de stappen 1 t/m 27 gedraineerd gerekend. De hierna komende stappen hebben betrekking op situaties van kort durende belastingen, waarbij in de dijk damwanden en ankers aanwezig zijn. Om die reden zijn in dit stadium van de berekening verschillende wijzigingen noodzakelijk:

- Wijzigen van het grondgedrag van de klei- en veenlagen van gedraineerd in ongedraineerd.
- Invoeren van reële stijfheden voor damwanden en ankers.
- Reduceren van de sterkten van de wrijvings-elementen tussen grond en damwanden tot 0.666 keer (zand) resp. 0.50 keer (klei/veen) de sterkte van de aanliggende grond.

Bovendien is het, omdat we voor de situatie dat de kistdam aanwezig is niet geïnteresseerd zijn in de reeds opgetreden vervormingen tijdens de periode dat de kistdam nog niet aanwezig was, gewenst om alle verplaatsingen weer op nul te zetten. De hierboven genoemde wijzigingen worden geëffectueerd middels een elastische nul stap.

Stap 29 - Plastische nulstap

Het reduceren van de sterkte van de wrijvings-elementen in de vorige stap heeft tot gevolg dat plaatselijk de sterkte daarvan wordt overschreden, omdat als gevolg van voorafgaande belastingen al een hogere schuifspanning aanwezig was.

Om problemen bij de verdere berekening te voorkomen, is het dan gewenst om eerst een plastische nulstap uit te voeren, teneinde de ontstane onbalans tussen inwendige spanningen en uitwendige belastingen weg te itereren.

Stap 30 - Elastische nulstap

Als gevolg van het in stap 29 uitgevoerde iteratieproces zijn weer kleine verplaatsingen opgetreden. Door het nogmaals uitvoeren van een elastische nulstap zijn deze op nul gezet. Aan het einde van deze stap is dan een initiële spanningstoestand aanwezig welke representatief is voor die welke in de dijk aanwezig zal zijn direct na aanleg van de kistdam. Daarmee is een goede uitgangspositie voor de eigenlijke kistdamberekening verkregen.

FASE 2 : Maatgevend Hoog Water (NAP + 4.95 m)

Stappen 31 t/m 40 - Plastische belastingstappen

In deze stappen zijn door het verhogen van MCHANGE van 0.0 tot 1.0 de belastingen welke volgen uit de verandering van de waterspanningen in de gedraineerde lagen bij het optreden van MHW aangebracht. Als gevolg hiervan ontstaan in de ongedraineerde lagen wateroverspanningen.

Voor de momenten en ankerkrachten in deze fase: zie par. 2.3.4.

FASE 3 : Erosie zanddriehoek

Stappen 41 t/m 65 - Plastische belastingstappen

In deze stappen is door het verlagen van Σ MLOAD A van 1.0 tot 0.0 de belasting welke volgt uit het wegspoelen van de zanddriehoek aan de rechterzijde van de kistdam aangebracht.

Stappen 66 t/m 69 - Plastische nulstappen

De modellering van de spleetvorming aan de linkerzijde van de kistdam had tot gevolg dat de wrijvings-elementen op die plaats moeilijk nauwkeurig te itereren waren. Verwacht wordt dat dit niet veel invloed op het uiteindelijke berekeningsresultaat heeft gehad, omdat het relatief kleine spanningen betreft, waardoor de onbalansvector klein is ten opzichte van de totale belastingvector. Om de onbalans aan het einde van stap 65 toch nog zo veel mogelijk weg te itereren zijn nog vier plastische nul stappen uitgevoerd.

FASE 4 : Bepalen stabiliteitsfactor

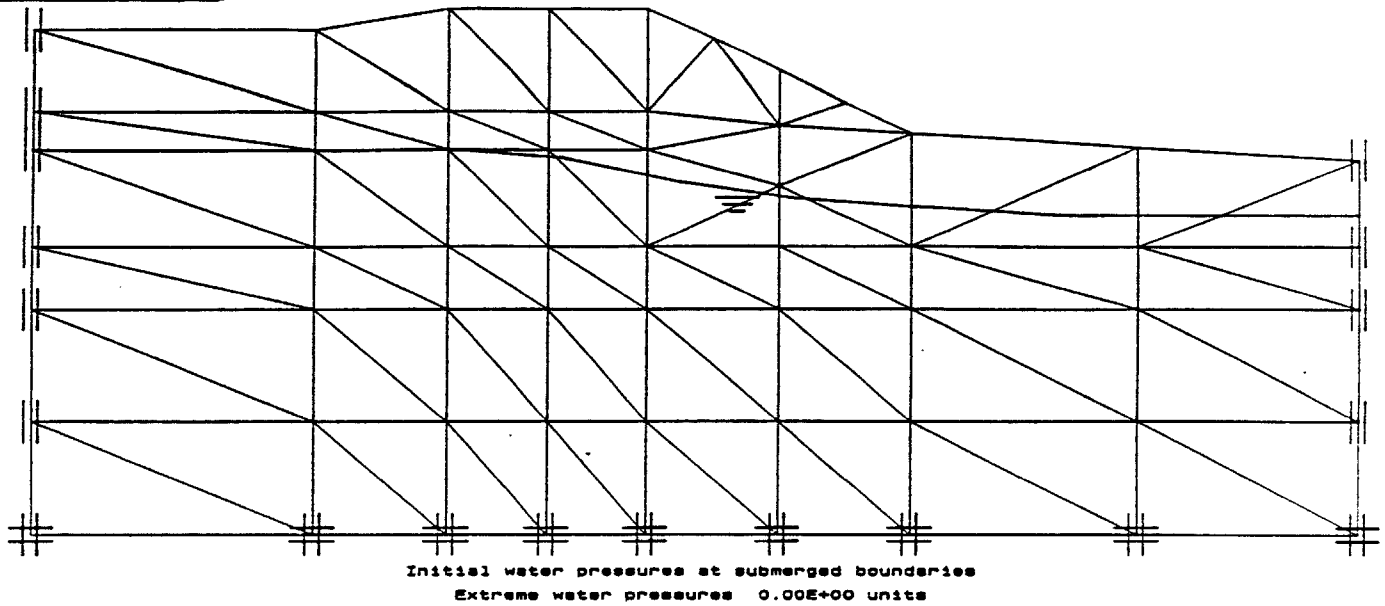
Stappen 70 t/m 99 - C en $\tan\phi$ reductiestappen

In deze stappen is de sterkte van de grond incrementeel-iteratief verlaagd, net zolang tot bij een waarde van Σ MSF=1.525 een nagenoeg stationair bezwijkmechanisme is ontstaan.

Het is belangrijk goed te onderkennen dat bij een stationair bezwijkmechanisme alleen nog maar plastische vervormingsincrementen optreden, terwijl tegelertijd Σ MSF gelijk blijft.

Als dit laatste wel het geval is betekent dat dat ergens in de constructie, bijvoorbeeld in de damwanden(!), nog elastische herverdeling van belastingen, met bijbehorende elastische vervormingsincrementen, optreden, en dat het uiteindelijke bezwijkmechanisme, met bijbehorende stabiliteitsfactor Σ MSF, nog niet is bereikt !

BIJLAGE 4



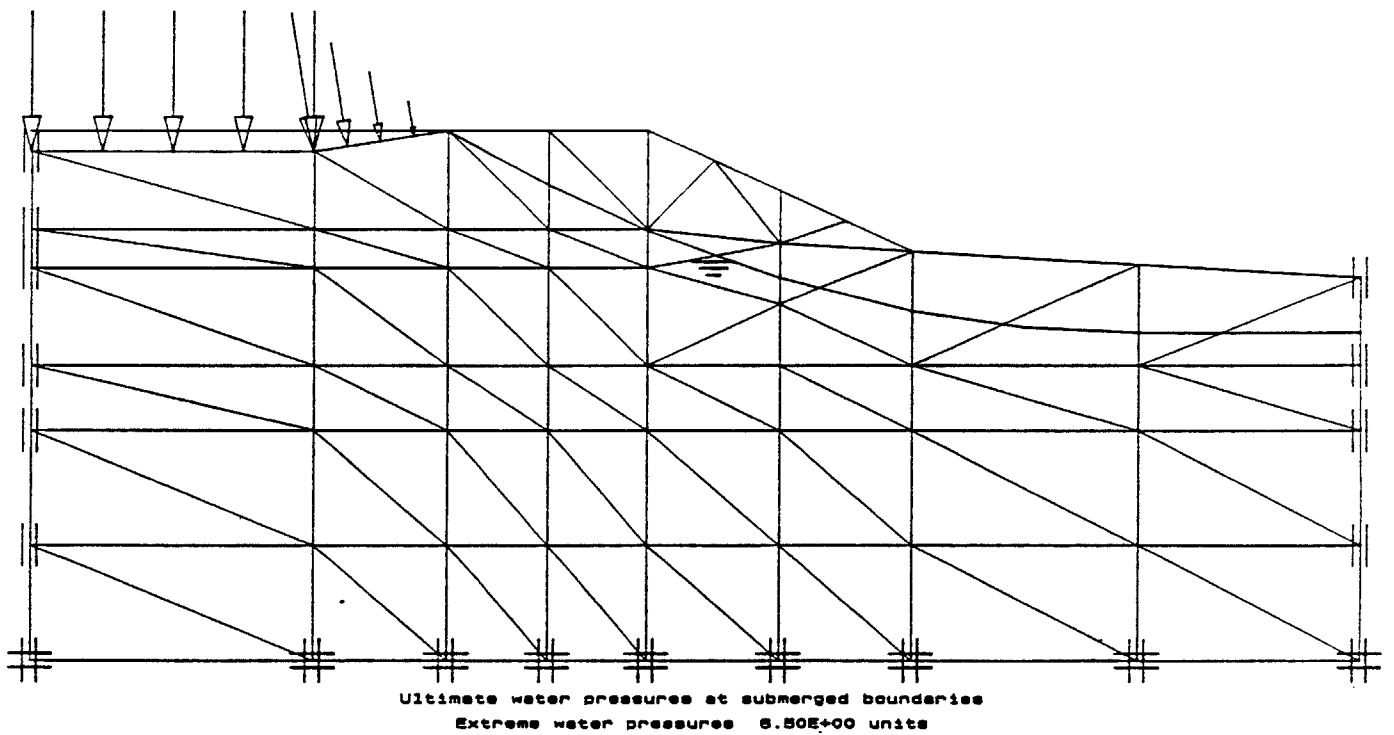
PLAXIS
Professional
Version 3.0

Pre_kist
Model_data

Name: Rijkswaterstaat D.W.W.

Date: 23-5-90

1



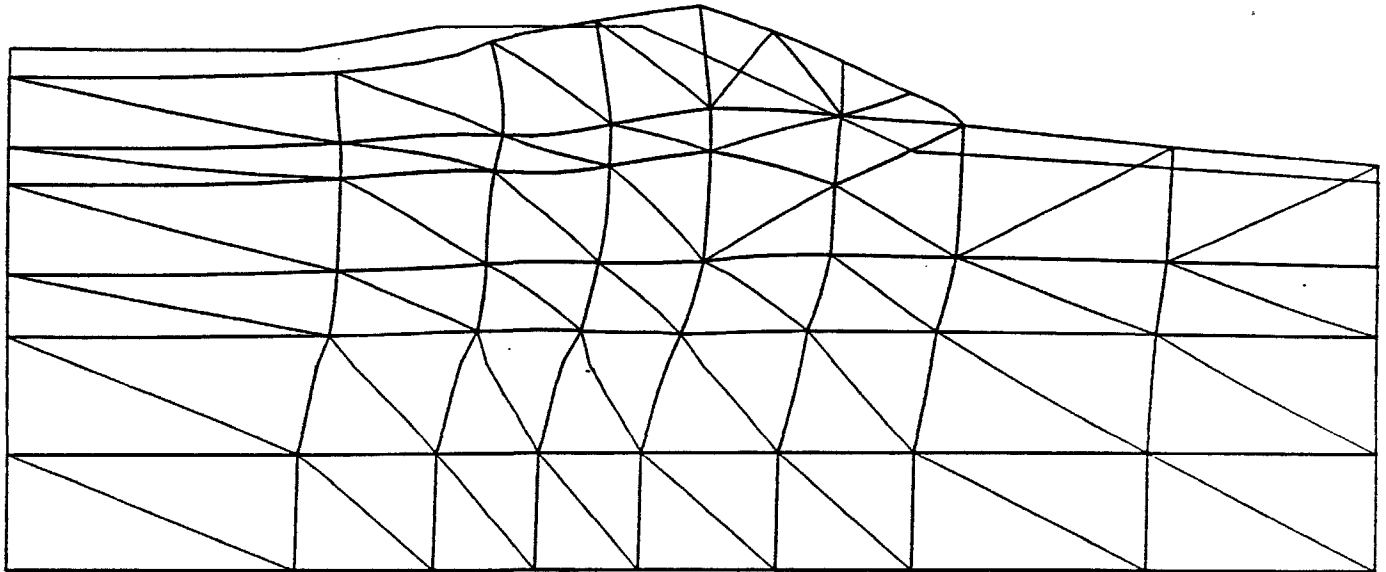
PLAXIS
Professional
Version 3.0

Pre_kist
Model_data

Name: Rijkswaterstaat D.W.W.

Date: 23-5-90

2



Deformed mesh
Extreme displacement 2.58E-02 units

PLAXIS
Professional
Version 3.0

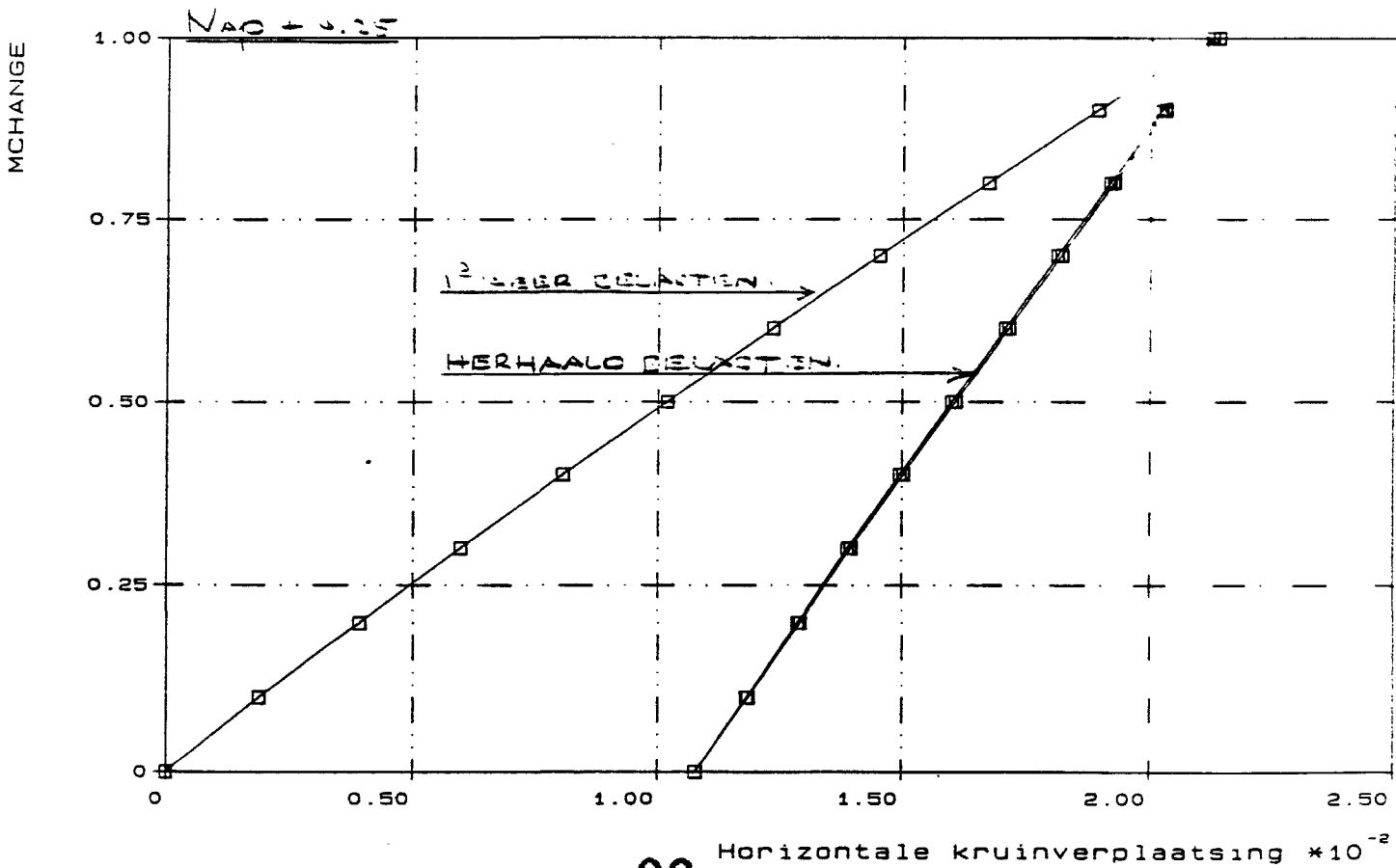
Pre_kist
Water at NAP+4.25

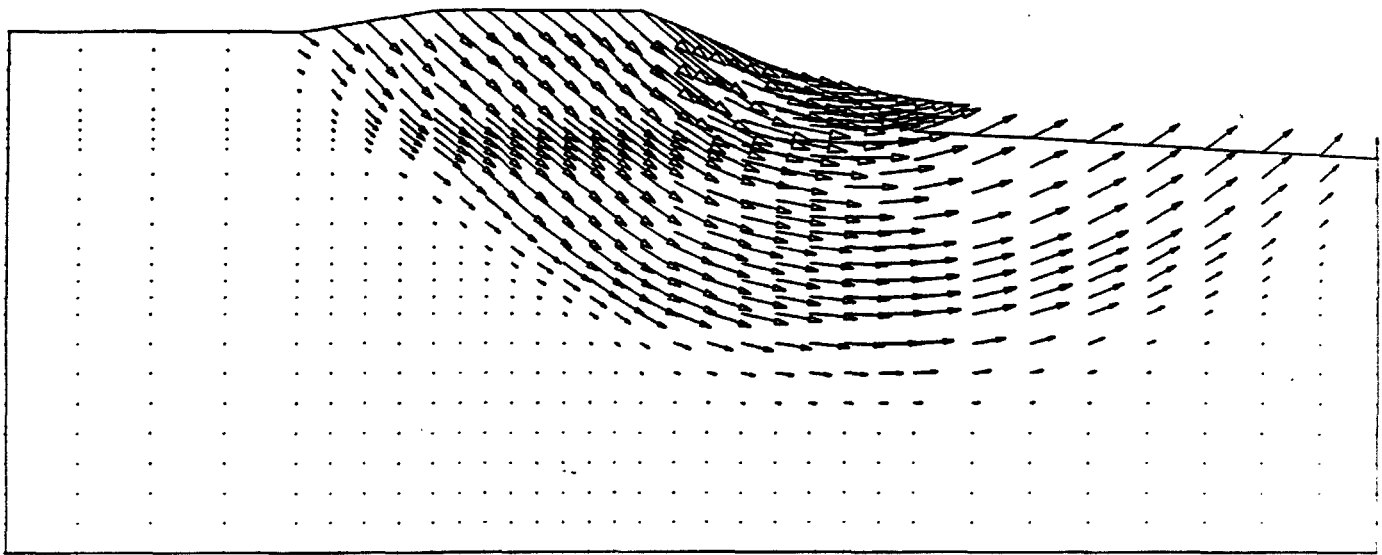
Name: Rijkswaterstaat D.W.W.

Date: 23-5-90

6

MCHANGE 1=>0=>1





Incremental displacement field
 Extreme displacement increment 2.87E+00 units

PLAXIS
 Professional
 Version 3.0

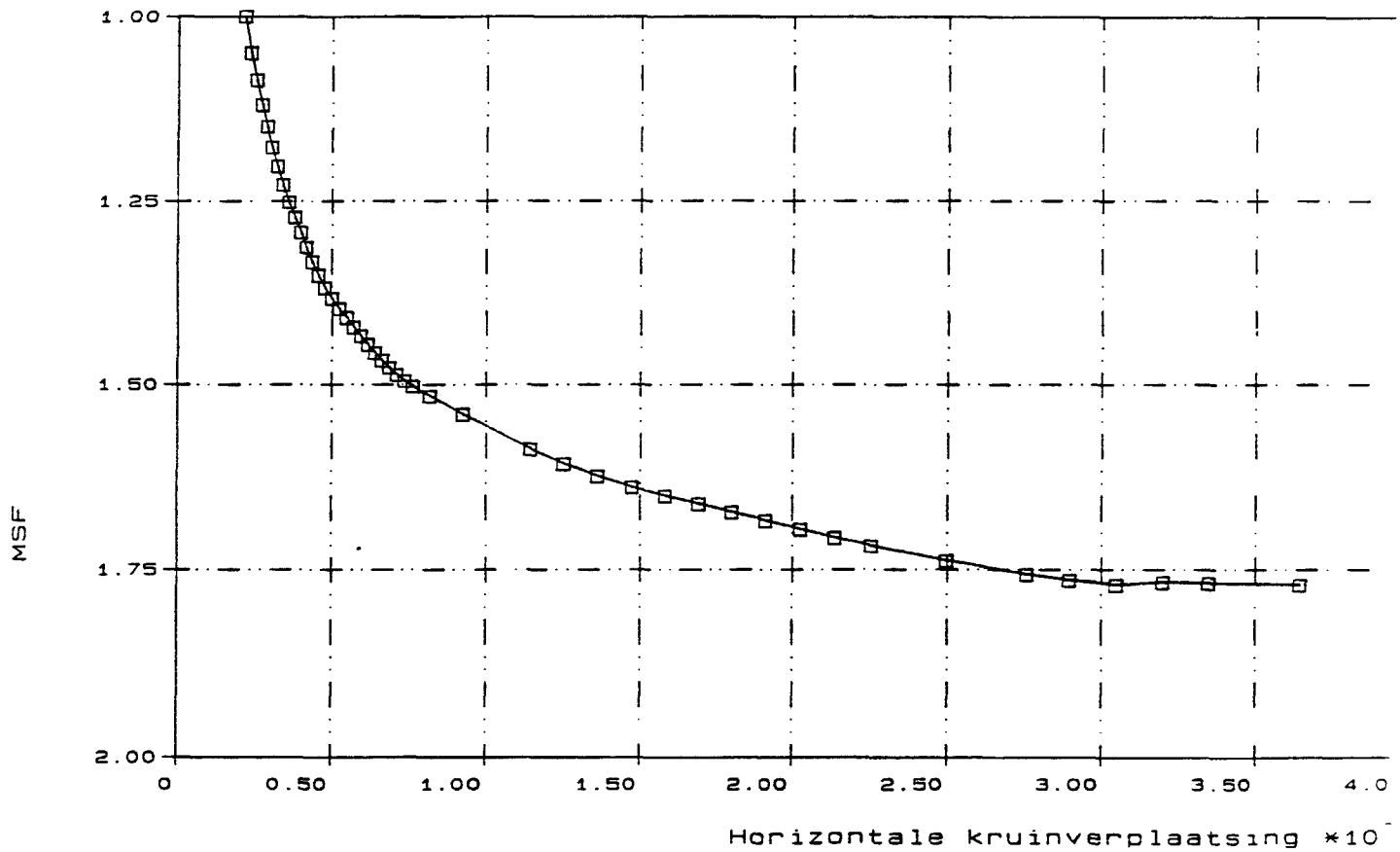
Pre_kist
 MSF=1.765

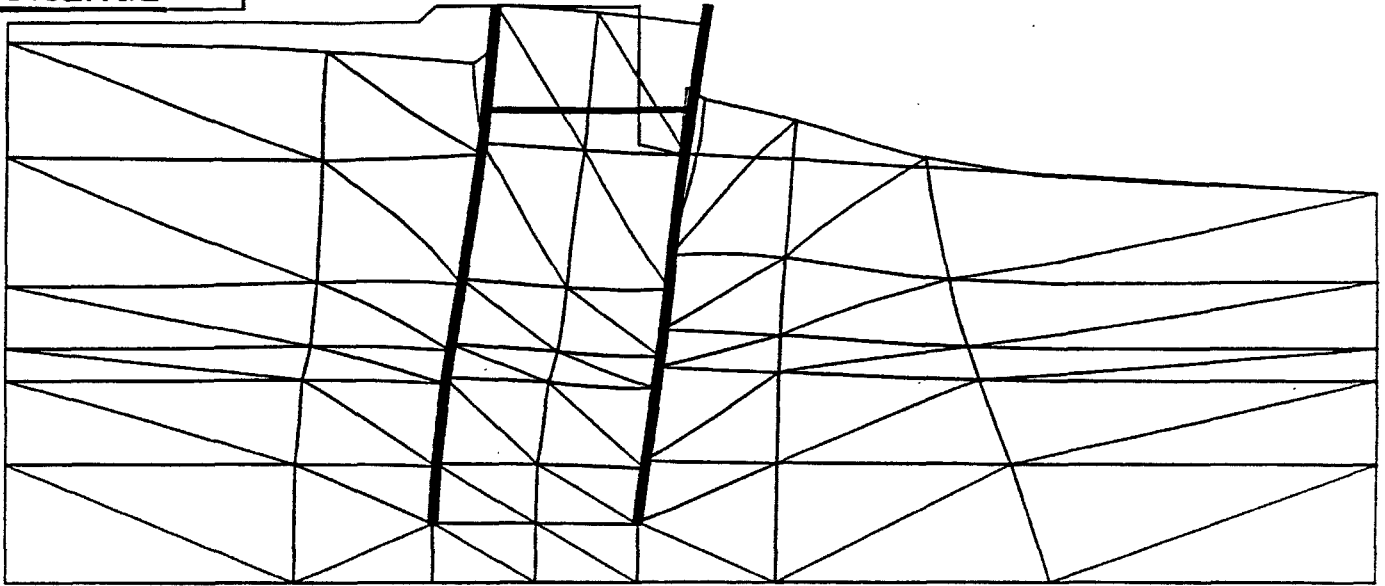
Name: Rijkswaterstaat D.W.W.

Date: 23-5-90

12

MSF=1.765





Deformed mesh
Extreme displacement 1.81E-01 units

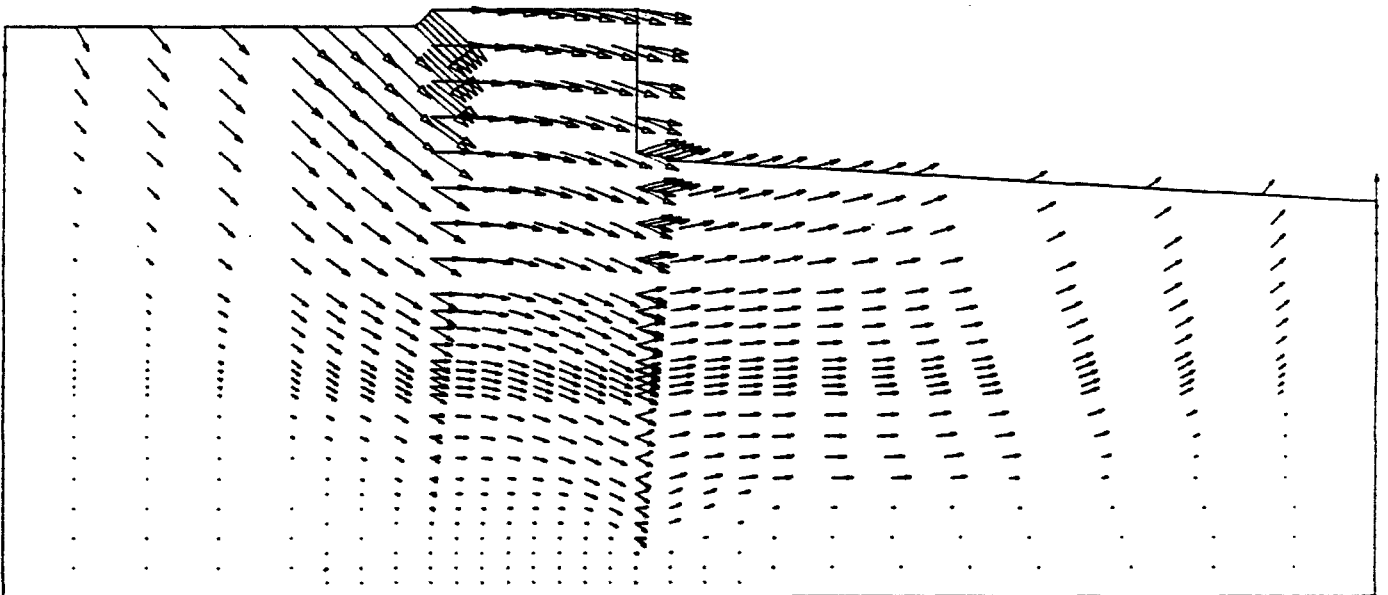
PLAXIS
Professional
Version 3.0

Sliedrecht-1
Sand triangle lost

Name: Rijkswaterstaat D.W.W.

Date: 11-5-90

20



Incremental displacement field
Extreme displacement increment 7.17E-01 units

PLAXIS
Professional
Version 3.0

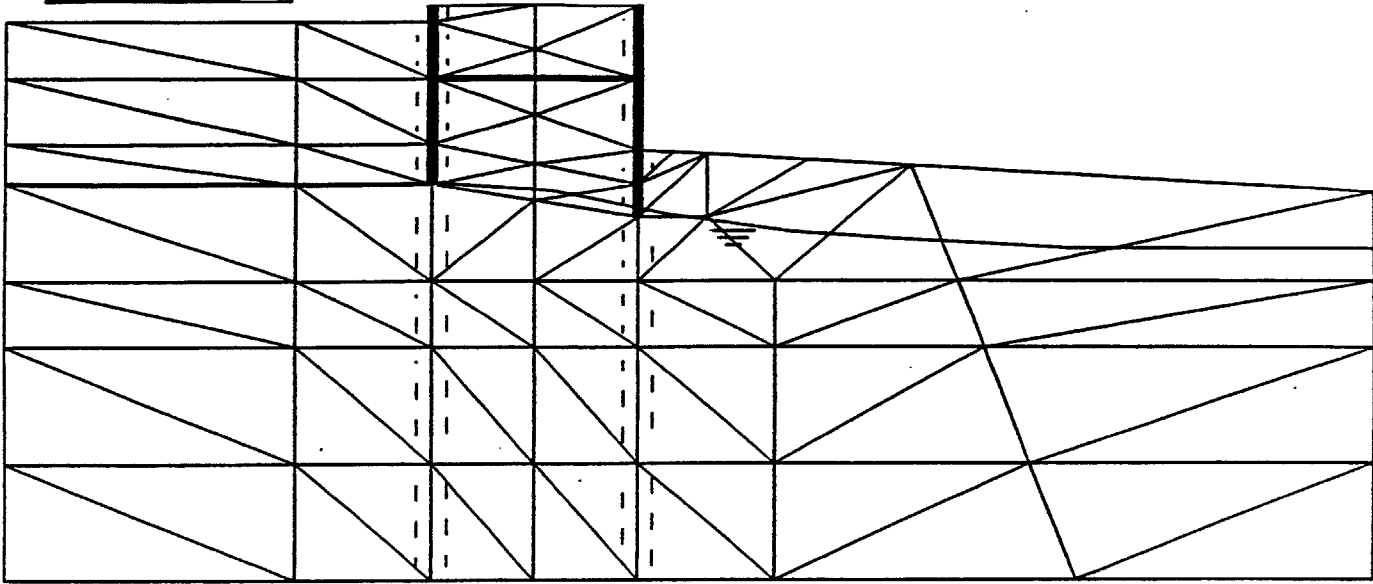
Sliedrecht-1
fall.mech. MSF=1.617

Name: Rijkswaterstaat D.W.W.

Date: 11-5-90

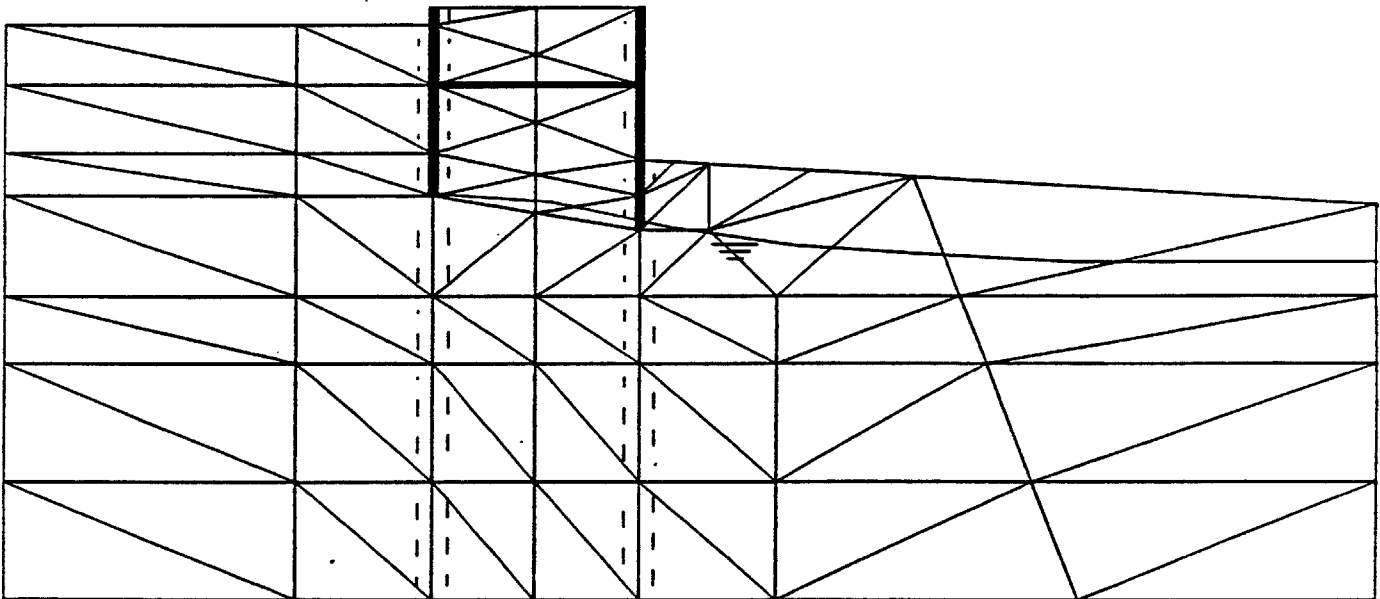
9

BIJLAGE 6



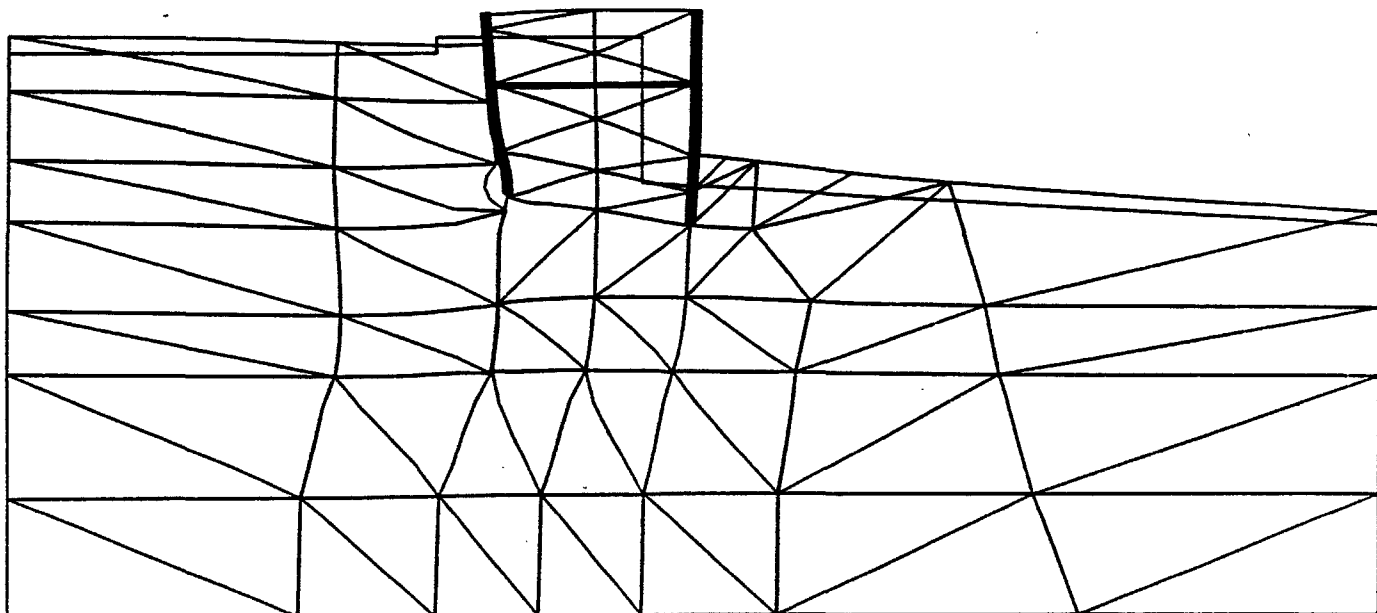
Mesh with initial phreatic line

PLAXIS Professional Version 3.0	Kist_2	Name: Rijkswaterstaat D.W.W.	
	Init. phreatic line	Date: 18-6-90	7



Mesh with ultimate phreatic line

PLAXIS Professional Version 3.0	Kist_2	Name: Rijkswaterstaat D.W.W.	
	Ultim. phreatic line	Date: 18-6-90	8



Deformed mesh
Extreme displacement 2.20E-02 units

PLAXIS
Professional
Version 3.0

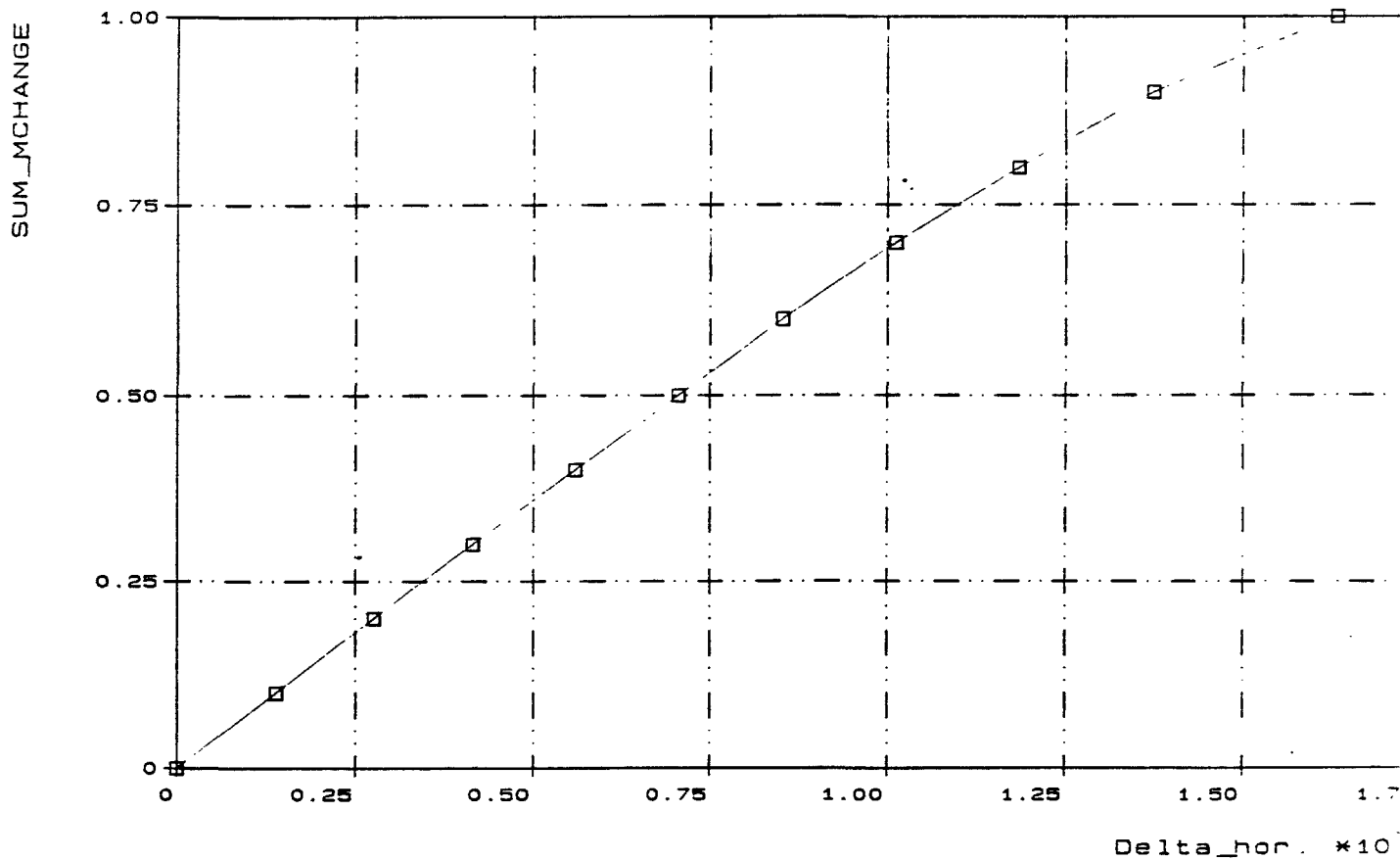
Kist_2
SUM_MCHANGE=1.0

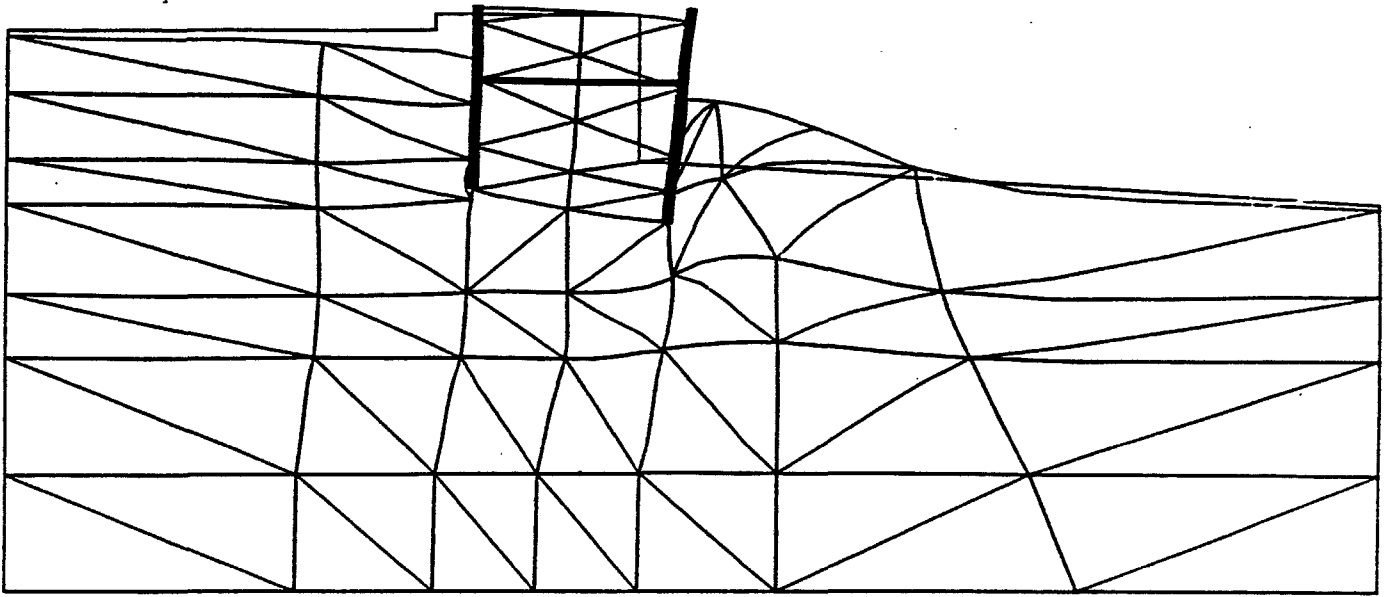
Name: Rijkswaterstaat D.W.W.

Date: 18-8-90

25

Delta_hor. Water at NAP +4.95





Deformed mesh
Extreme displacement 8.72E-02 units

PLAXIS
Professional
Version 3.0

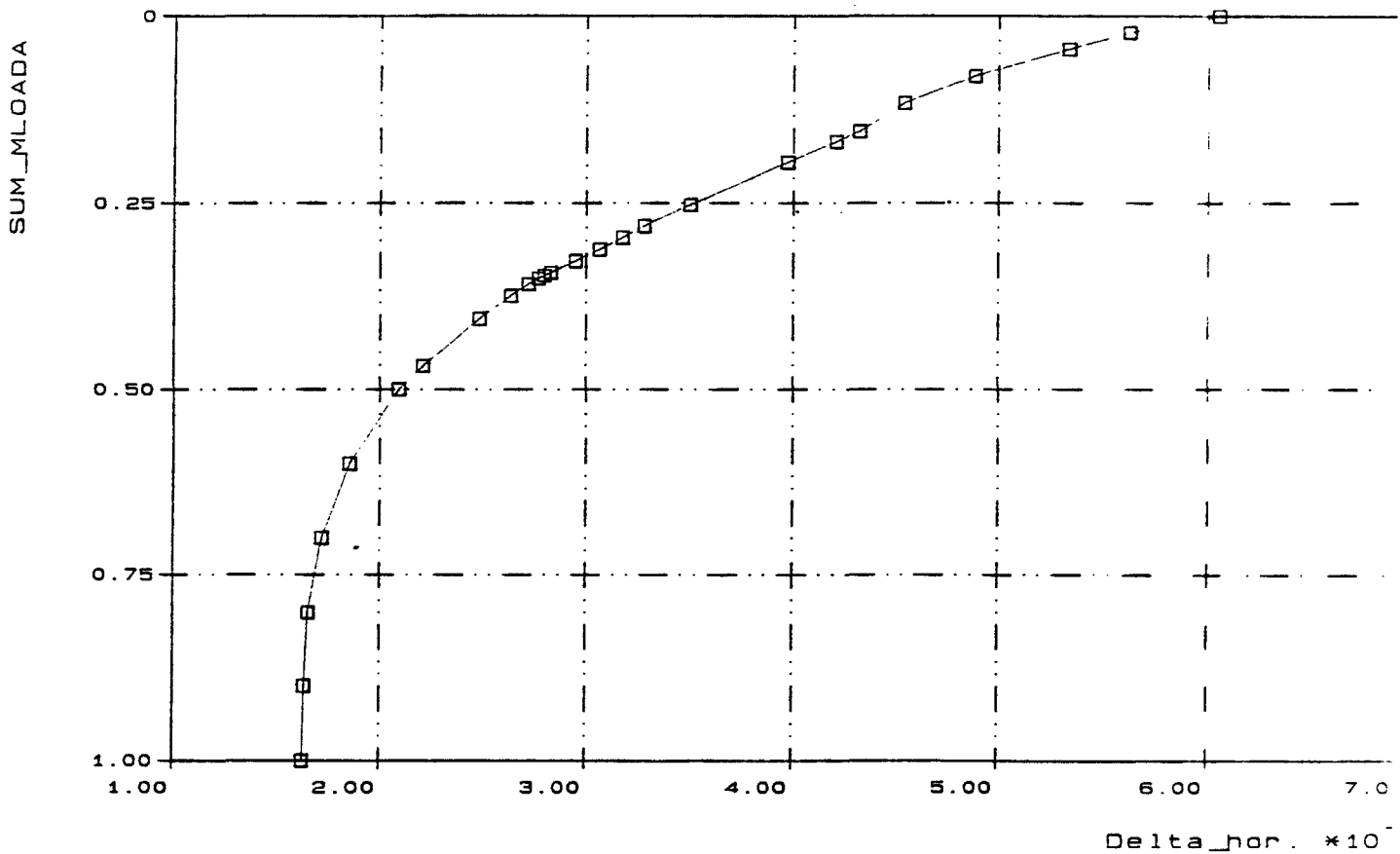
K1st_2
Sand_triangle lost

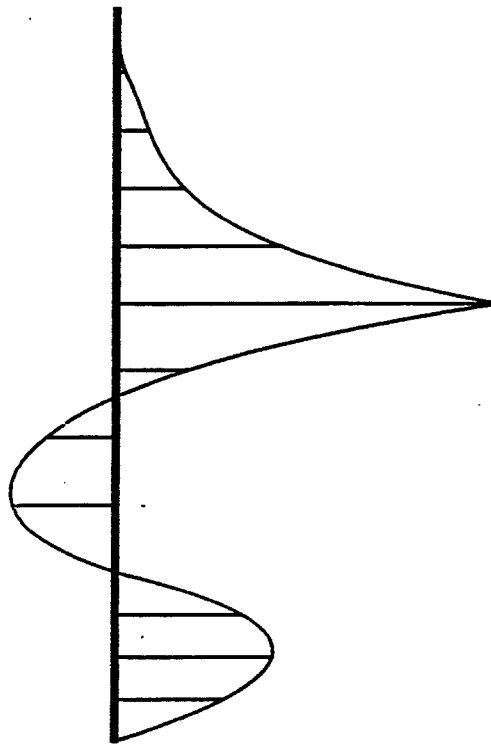
Name: Rijkswaterstaat D.W.W.

Date: 18-6-90

47

Delta_hor. Sand_triangle lost





Moments in sheet pile
Extreme moment 5.67E+00 units

PLAXIS
Professional
Version 3.0

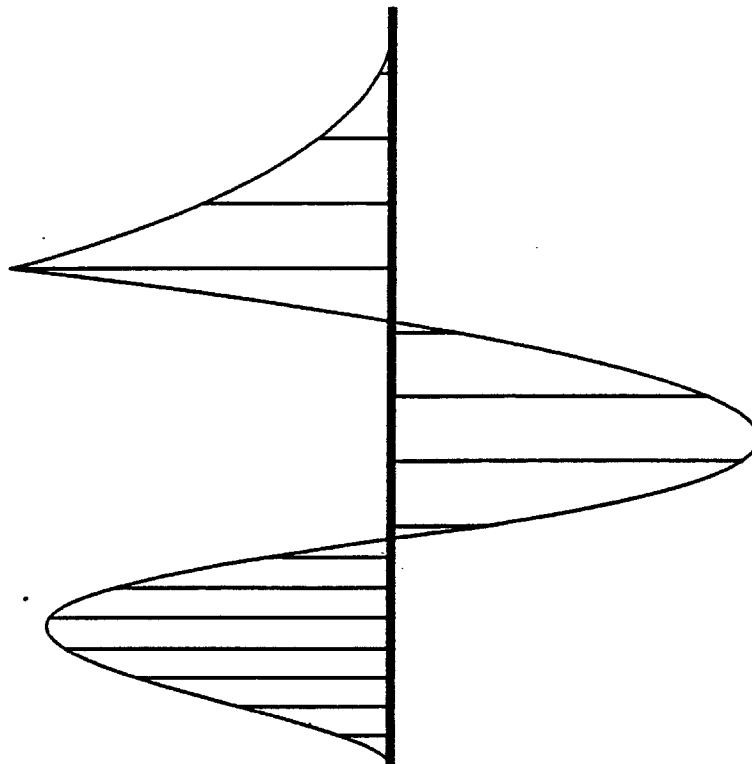
Kist_2

Sand_tr. lost LS

Name: Rijkewaterstaat D.W.W.

Date: 18-6-90

66



Moments in sheet pile
Extreme moment -6.48E+00 units

PLAXIS
Professional
Version 3.0

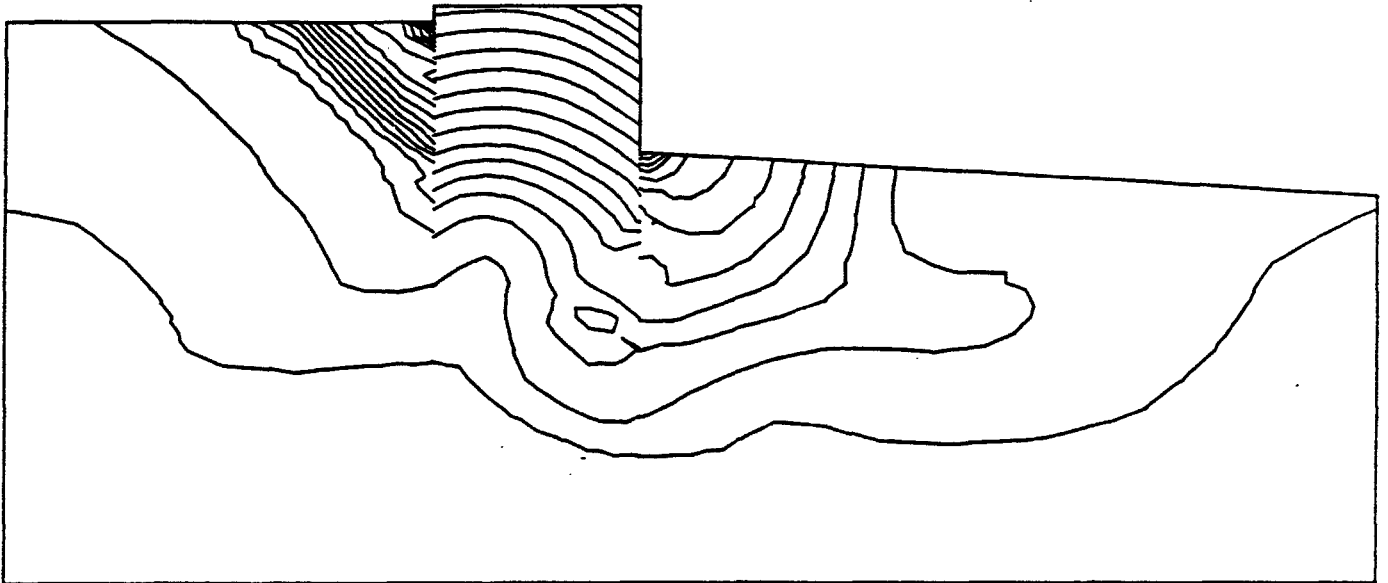
Kist_2

Sand_tr. lost RS

Name: Rijkewaterstaat D.W.W.

Date: 18-6-90

67



Contours of displacement increments
 Minimum value 0.00E+00 units; Maximum value 5.76E-03 units

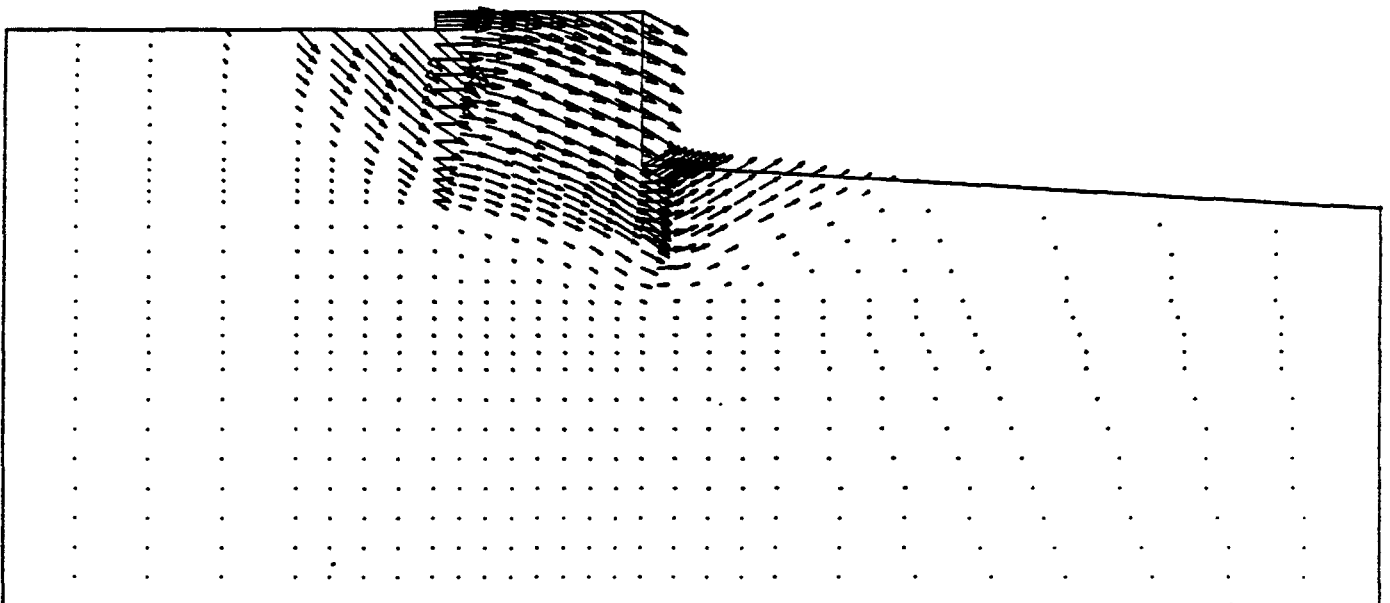
PLAXIS
 Professional
 Version 3.0

Kist_2
 Sand_triangle lost

Name: Rijkswaterstaat D.W.W.

Date: 18-6-90

49



Incremental displacement field
 Extreme displacement increment 5.13E-04 units

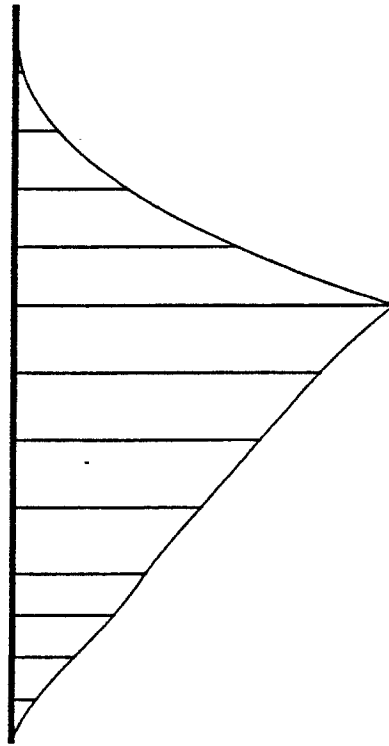
PLAXIS
 Professional
 Version 3.0

Kist_2
 MSF=1.525

Name: Rijkswaterstaat D.W.W.

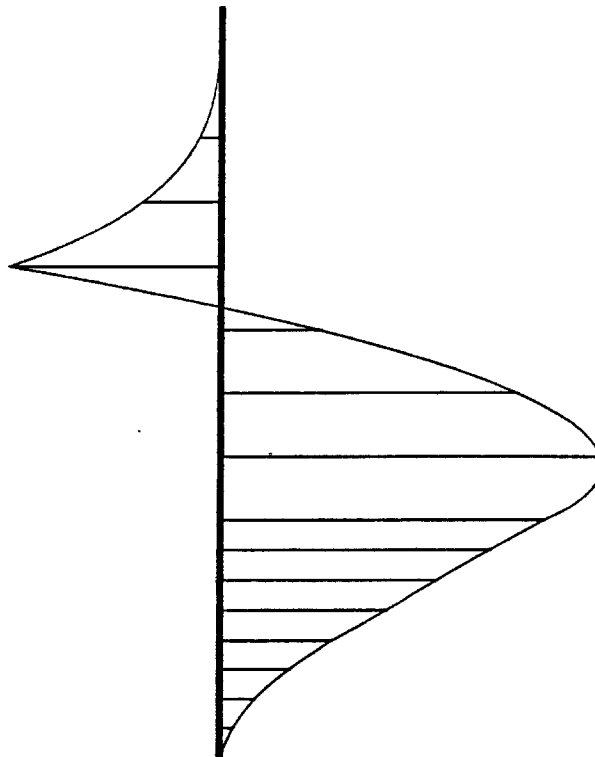
Date: 18-6-90

70



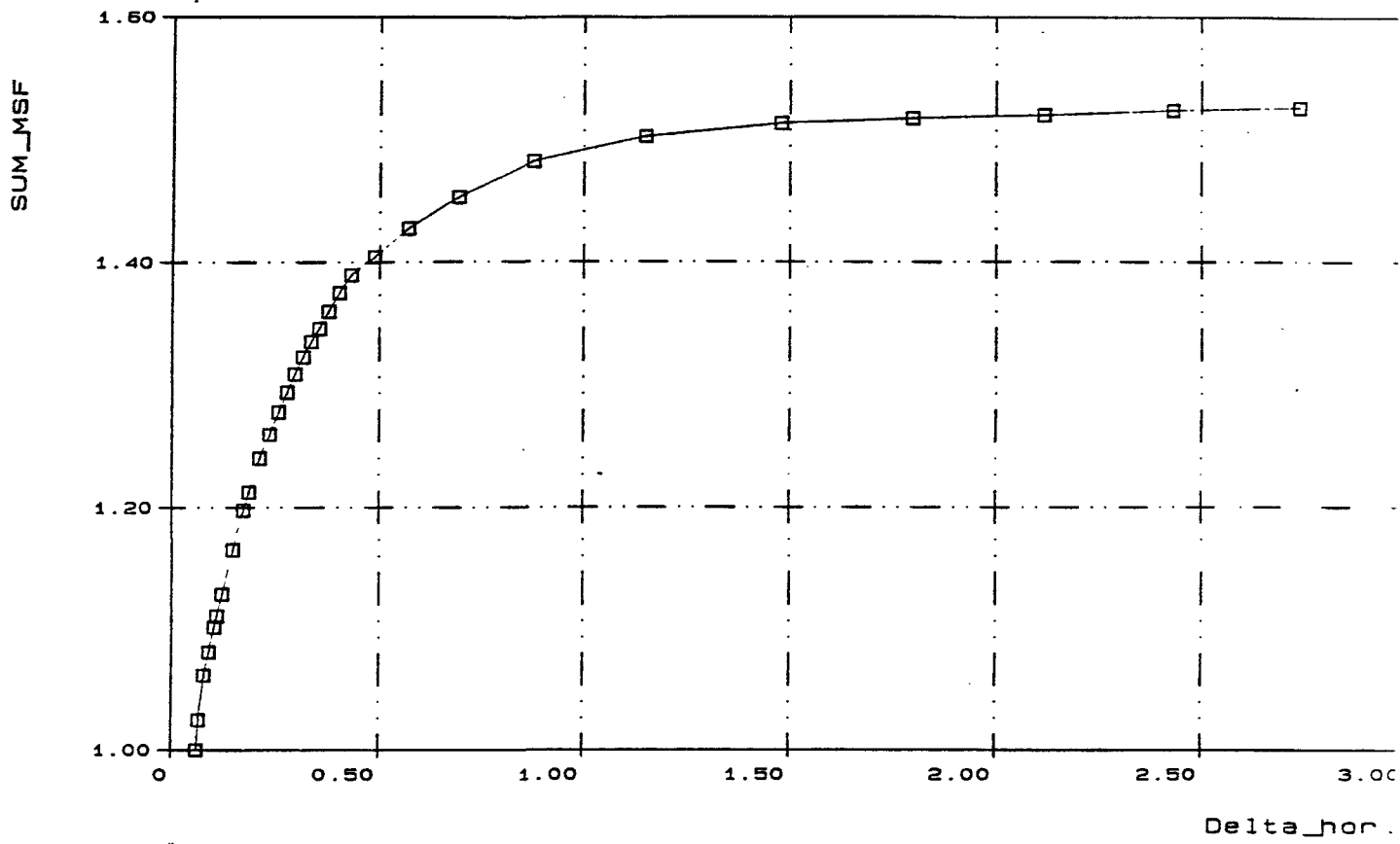
Moments in sheet pile
Extreme moment 5.52E+01 units

PLAXIS Professional Version 3.0	Kist_2 MSF=1.525	Name: Rijkswaterstaat D.W.W.	
		Date: 18-6-90	74

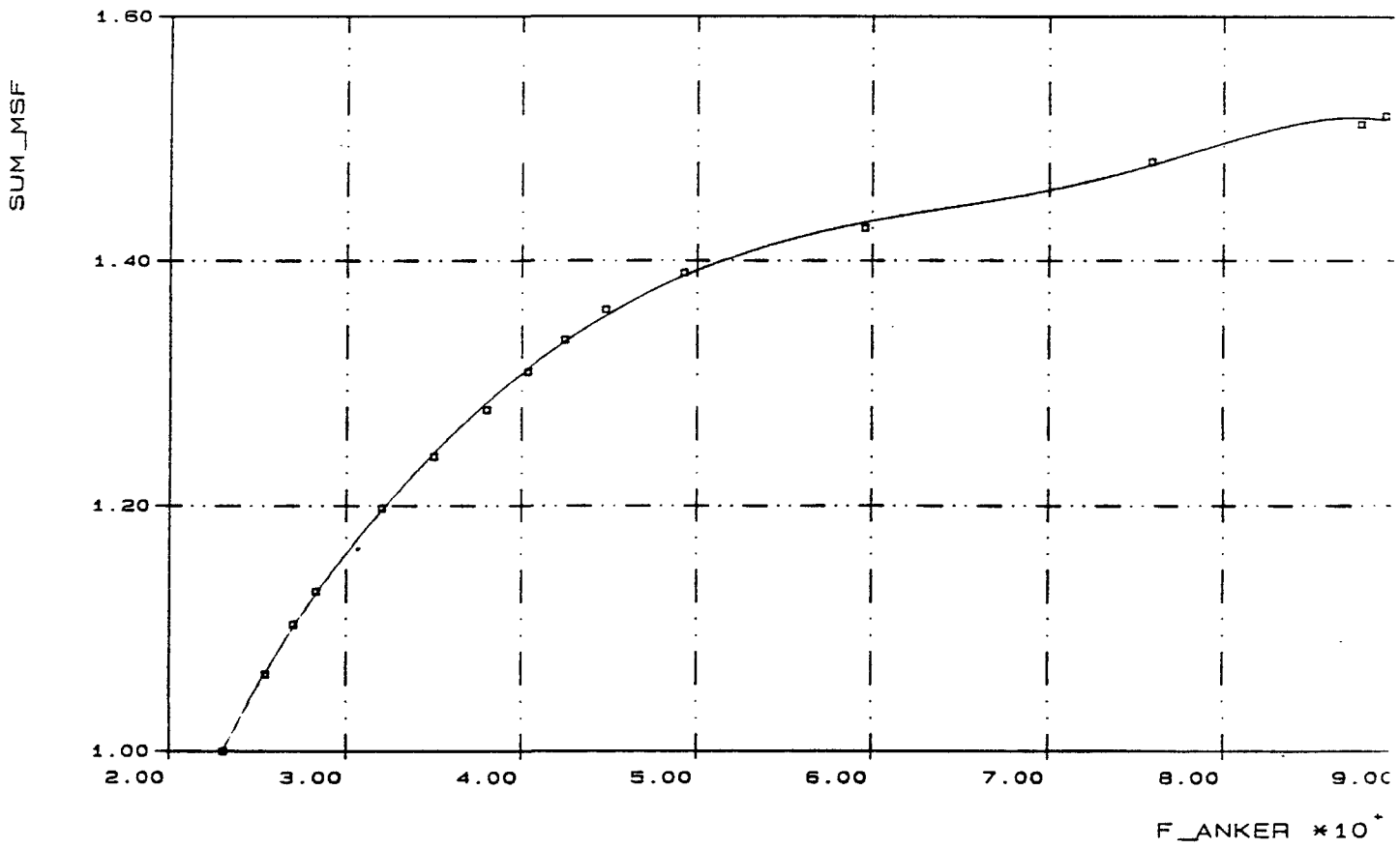


Moments in sheet pile
Extreme moment 3.53E+01 units

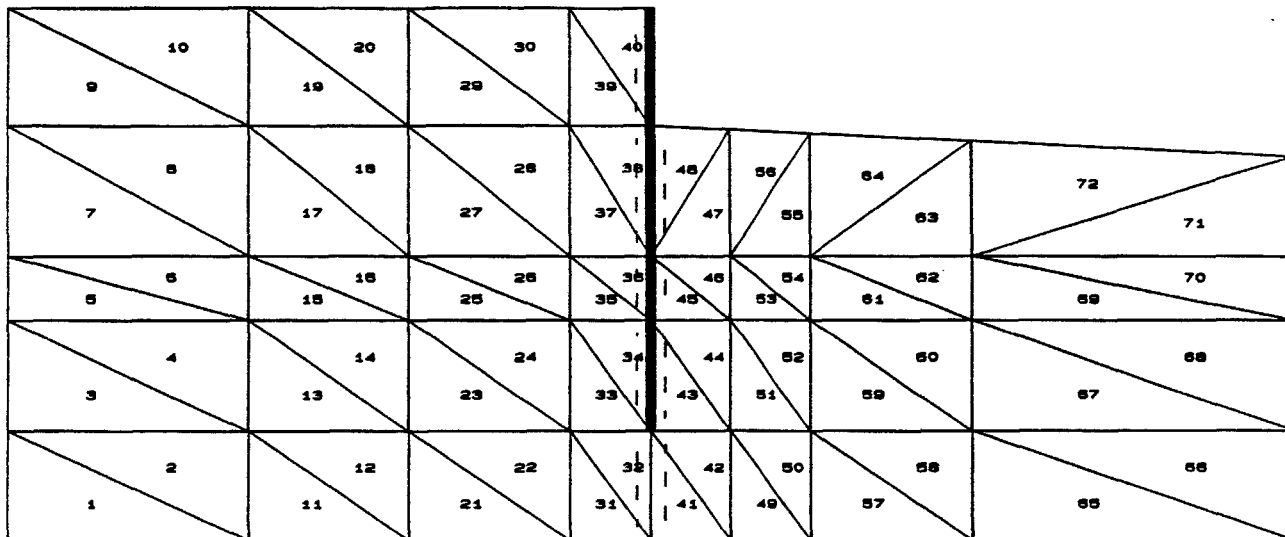
PLAXIS Professional Version 3.0	Kist_2 MSF=1.525	Name: Rijkswaterstaat D.W.W.	
		Date: 18-6-90	75



Ankerkracht_3

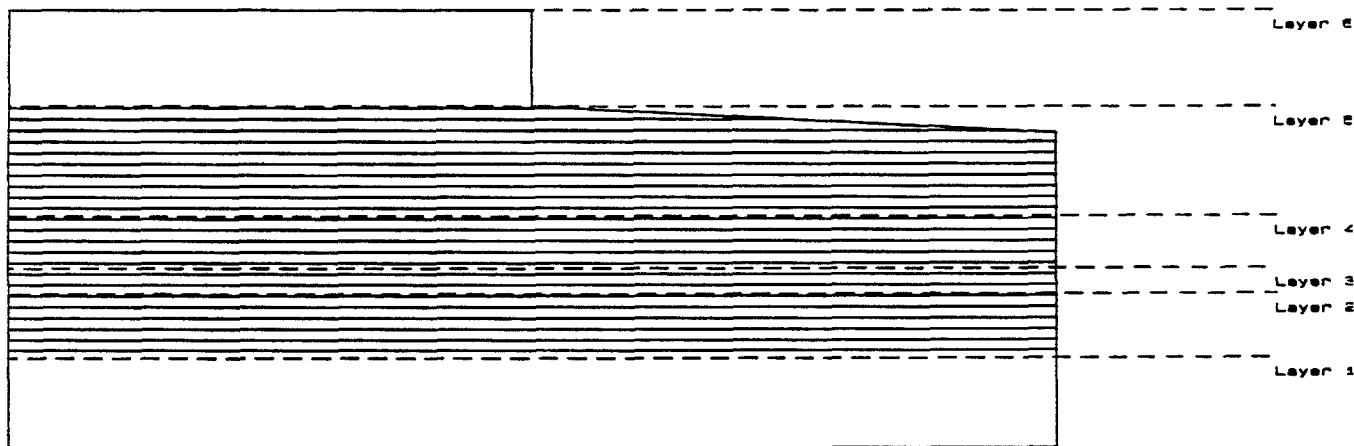


BIJLAGE 7



Mesh with element numbers

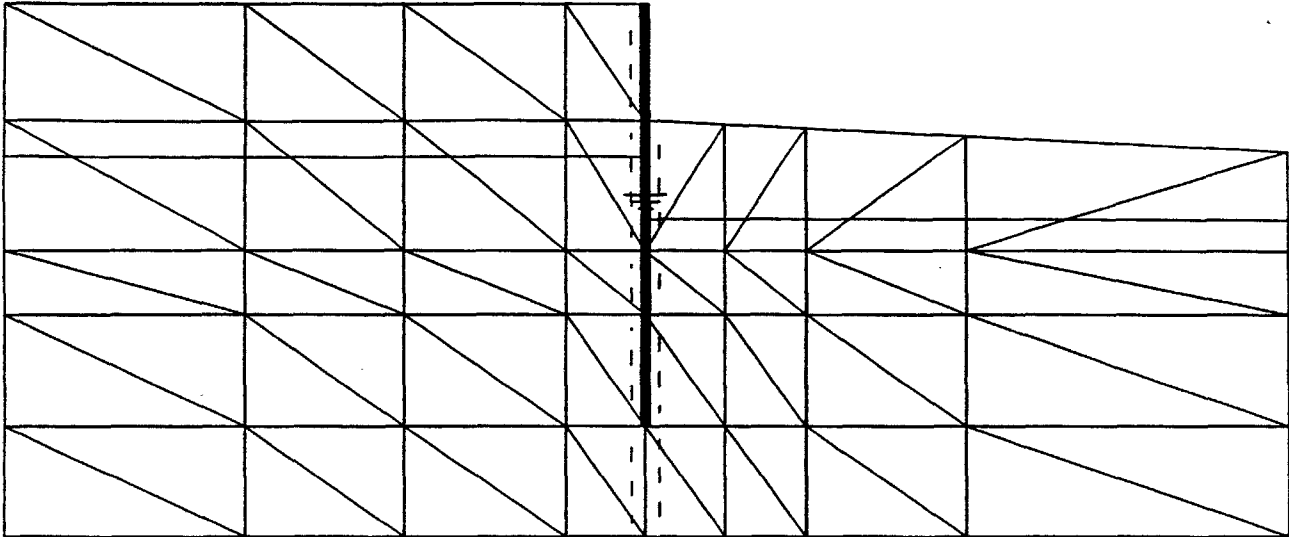
PLAXIS Professional Version 3.0	Diepwand mesh met elementnrs.	Name: Rijkswaterstaat D.W.W.	
		Date: 21-6-90	FIGUUR 3-1



Mesh with material properties

No.	C	Phi	Psi	G	Nu	No.	C	Phi	Psi	G	Nu
1	1.00E-01	35	5	1.55E+04	0.30	4	1.40E+01	18	0	9.25E+02	0.34
2	1.70E+01	19	0	1.20E+03	0.34	5	1.40E+01	18	0	1.51E+03	0.31
3	9.00E+00	30	0	3.50E+02	0.34	6	4.00E+00	26	0	5.04E+03	0.31

PLAXIS Professional Version 3.0	Diepwand materiaolgegevens	Name: Rijkswaterstaat D.W.W.	
		Date: 21-6-90	FIGUUR 3-2



Mesh with initial phreatic line

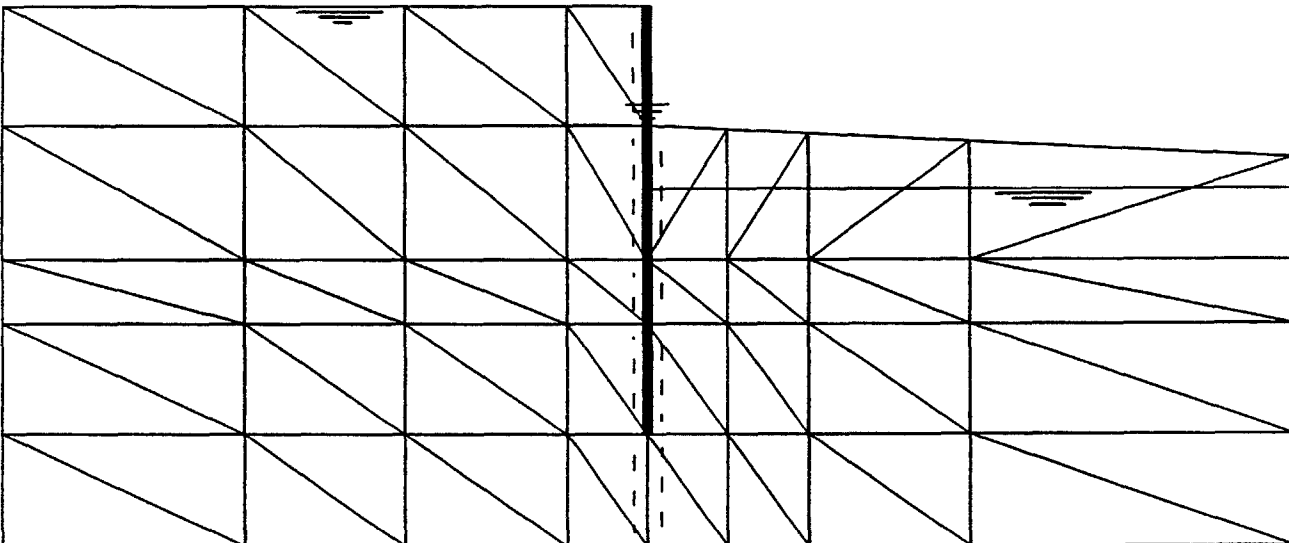
PLAXIS
Professional
Version 3.0

Diepwand
Initiële freat. lijn

Name: Rijkswaterstaat D.W.W.

Date: 21-6-90

FIGUUR 3.3



Mesh with ultimate phreatic line

PLAXIS
Professional
Version 3.0

Diepwand
' Freat. lijn bij MHW

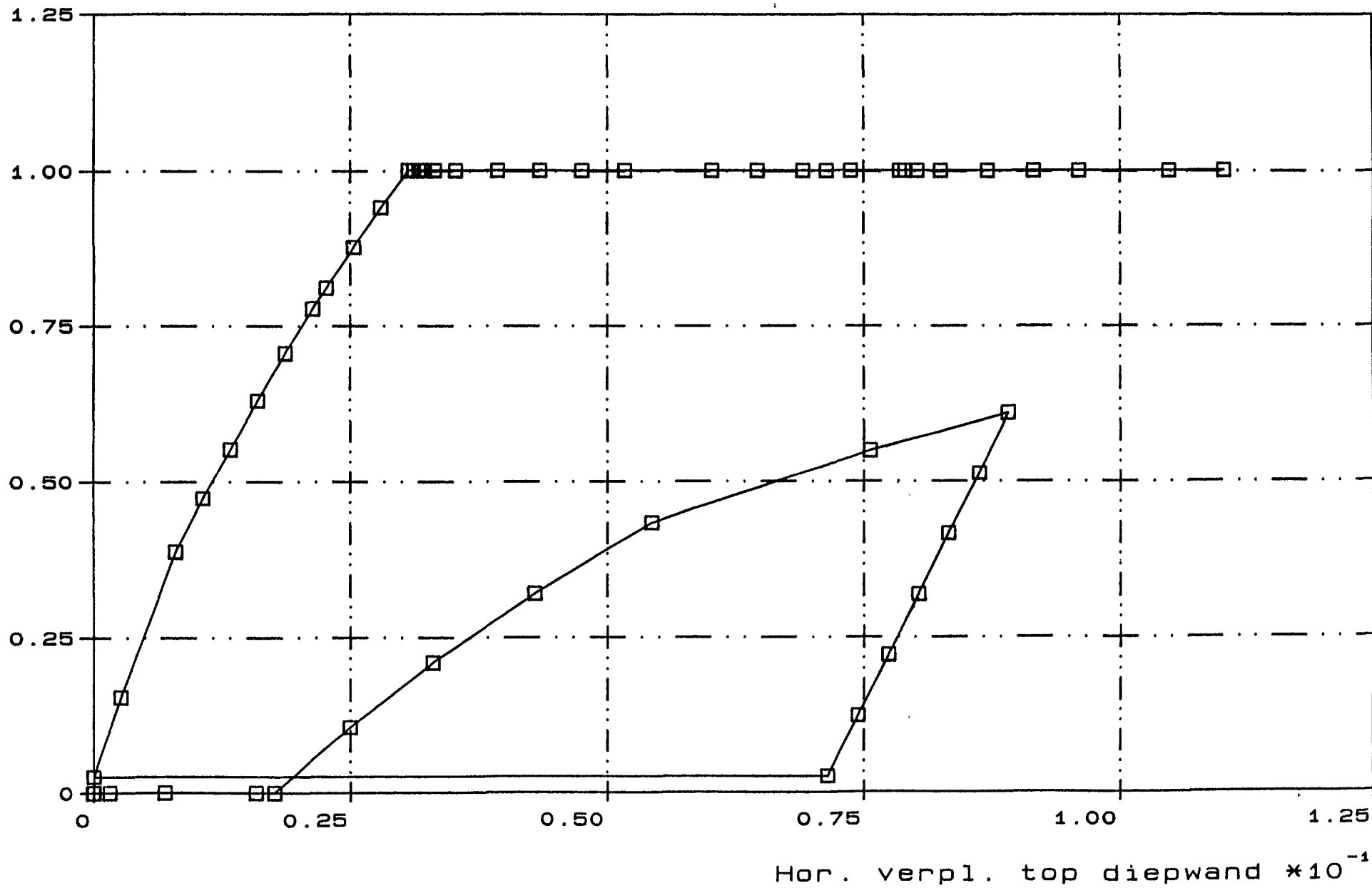
Name: Rijkswaterstaat D.W.W.

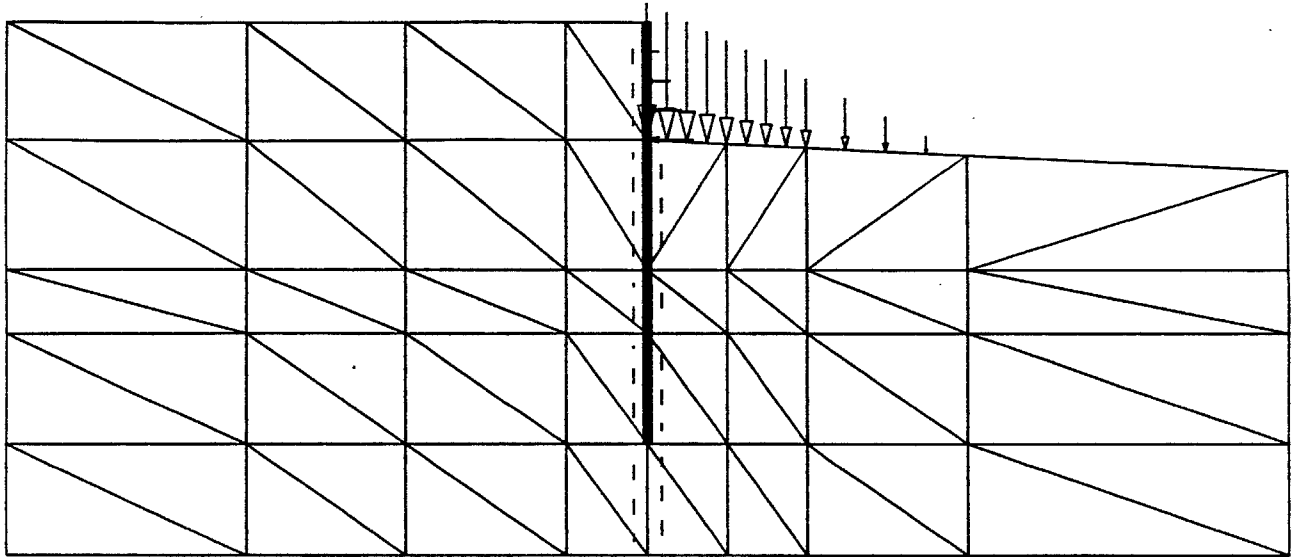
Date: 21-6-90

FIGUUR 3.4

Diepwand Sliedrecht

32
Multiplijer voor waterspanningen





Mesh with prescribed tractions
 Extreme traction $6.40E+01$ units

PLAXIS

Professional
 Version 3.0

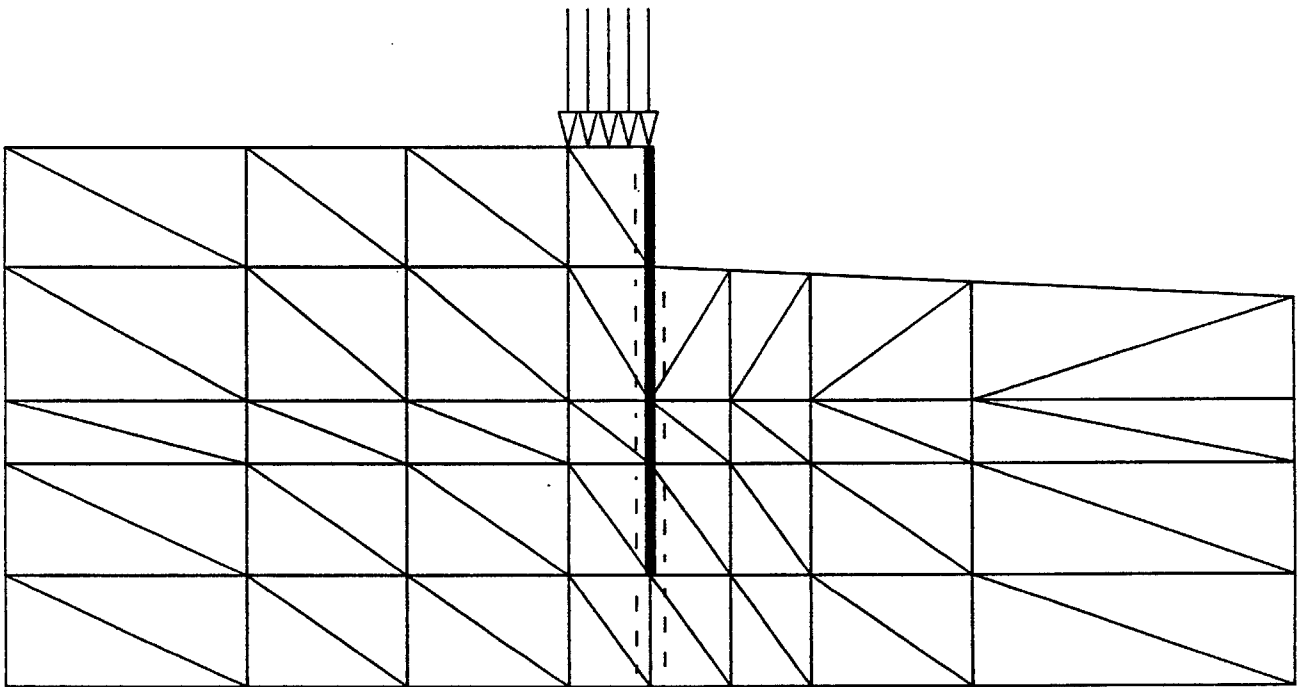
Diepwand

Gronddriehoek binnen

Name: Rijkswaterstaat D.W.W.

Date: 21-6-90

FIGUUR 3.6



Mesh with prescribed tractions
 Extreme traction $1.50E+01$ units

PLAXIS

Professional
 Version 3.0

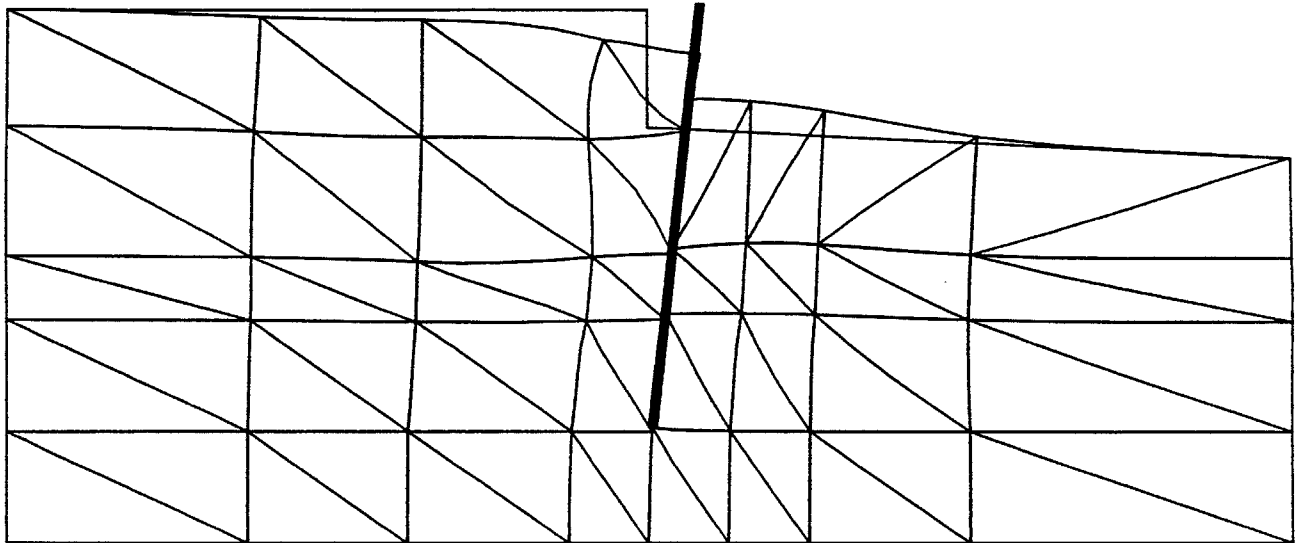
Diepwand

Verkeersbelasting

Name: Rijkswaterstaat D.W.W.

Date: 21-6-90

FIGUUR 3.7



Deformed mesh
Extreme displacement 1.48E-01 units

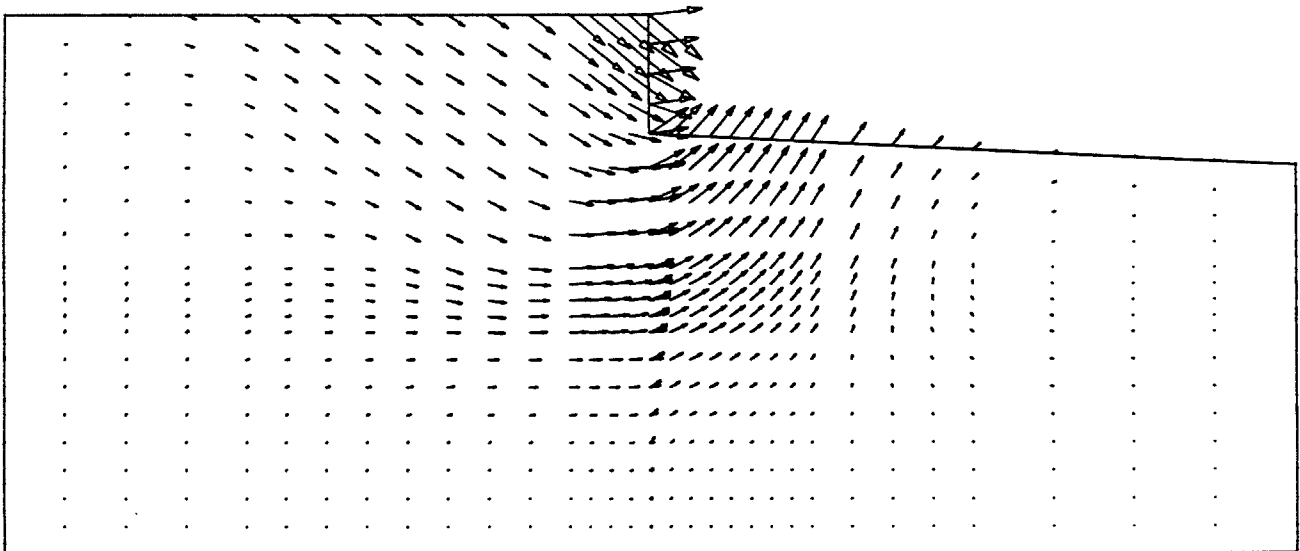
PLAXIS
Professional
Version 3.0

Diepwand
vervormingen bij MHW

Name: Rijkswaterstaat D.W.W.

Date: 21-6-90

FIGUUR 3.8



Displacement field
Extreme displacement 1.48E-01 units

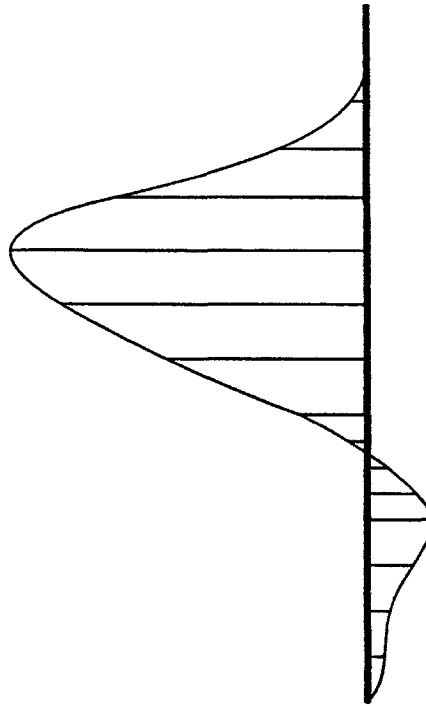
PLAXIS
Professional
Version 3.0

Diepwand
vervormingen bij MHW

Name: Rijkswaterstaat D.W.W.

Date: 21-6-90

FIGUUR 3.9



Moments in sheet pile
Extreme moment $-1.12E+02$ units

PLAXIS
Professional
Version 3.0

Diepwand
momenten in diepwand

Name: Rijkswaterstaat D.W.W.

Date: 21-6-90

FIGUUR 3.10



Plastic points

PLAXIS
Professional
Version 3.0

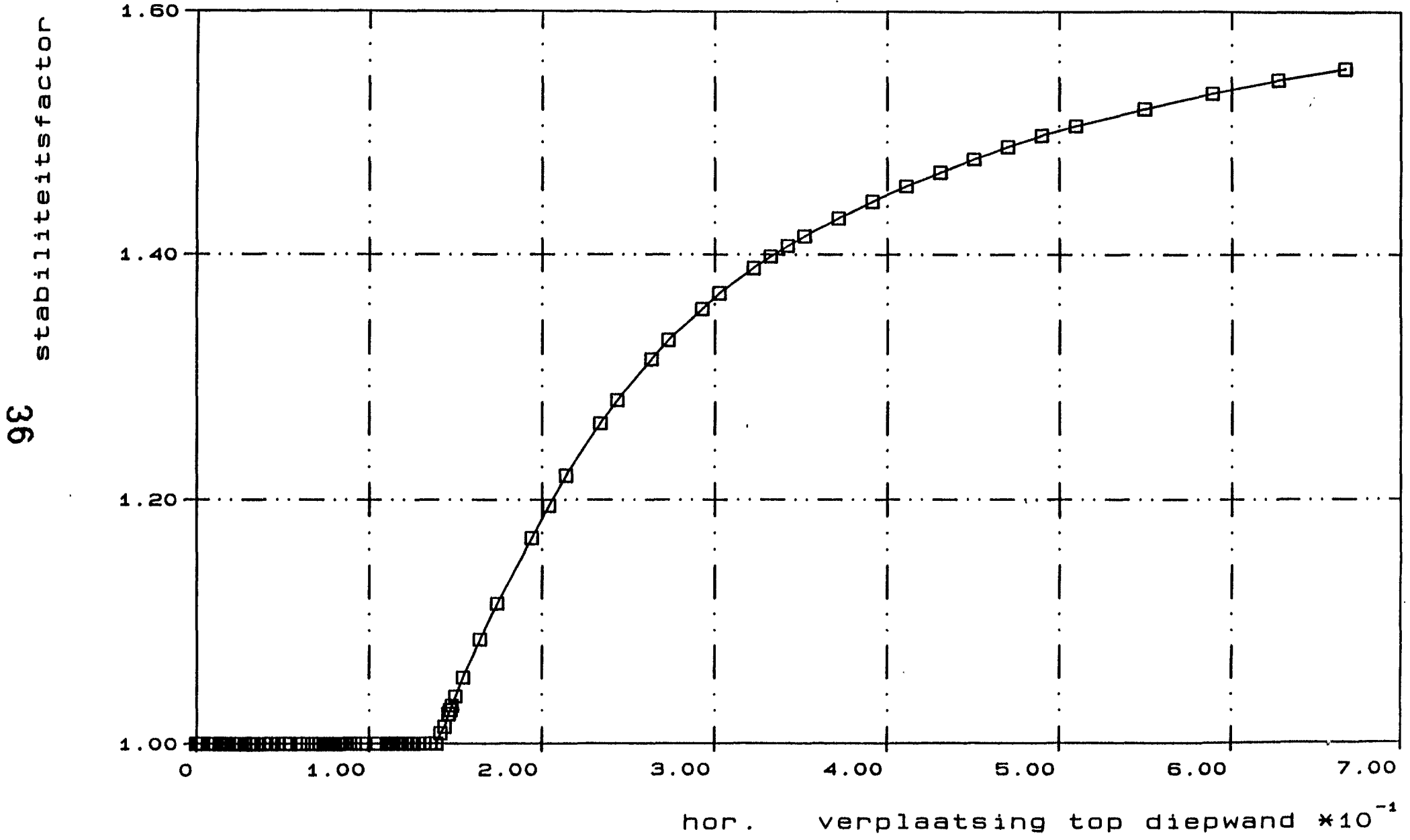
Diepwand
, plast.punten bij MHW

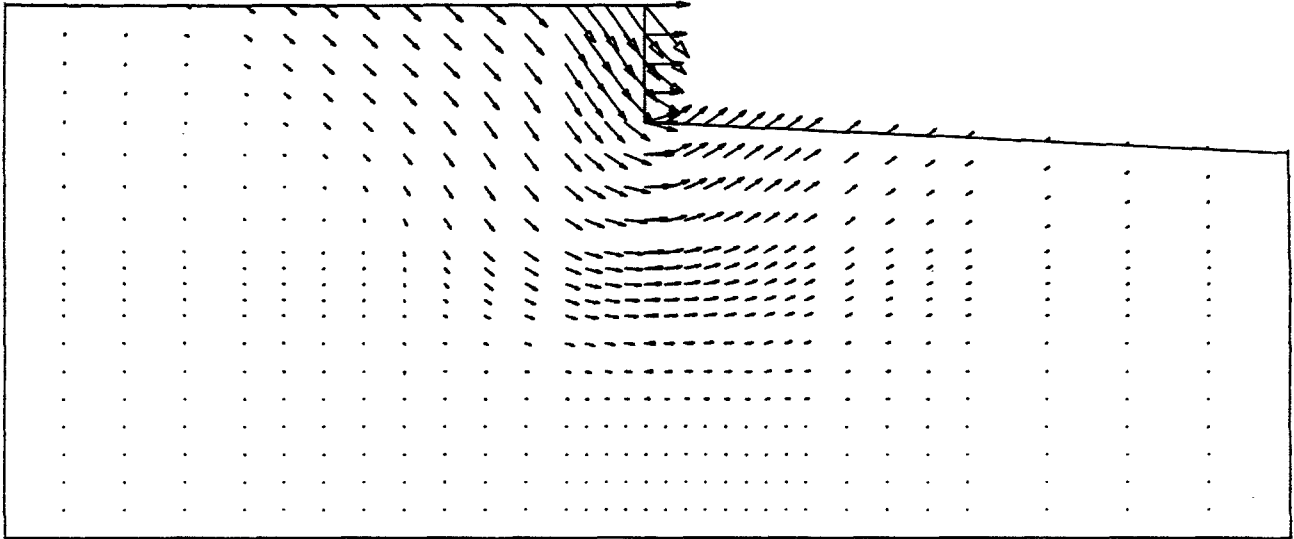
Name: Rijkswaterstaat D.W.W.

Date: 21-6-90

FIGUUR 3.11

Diepwand Sliedrecht





Displacement field
Extreme displacement 1.04E+00 units

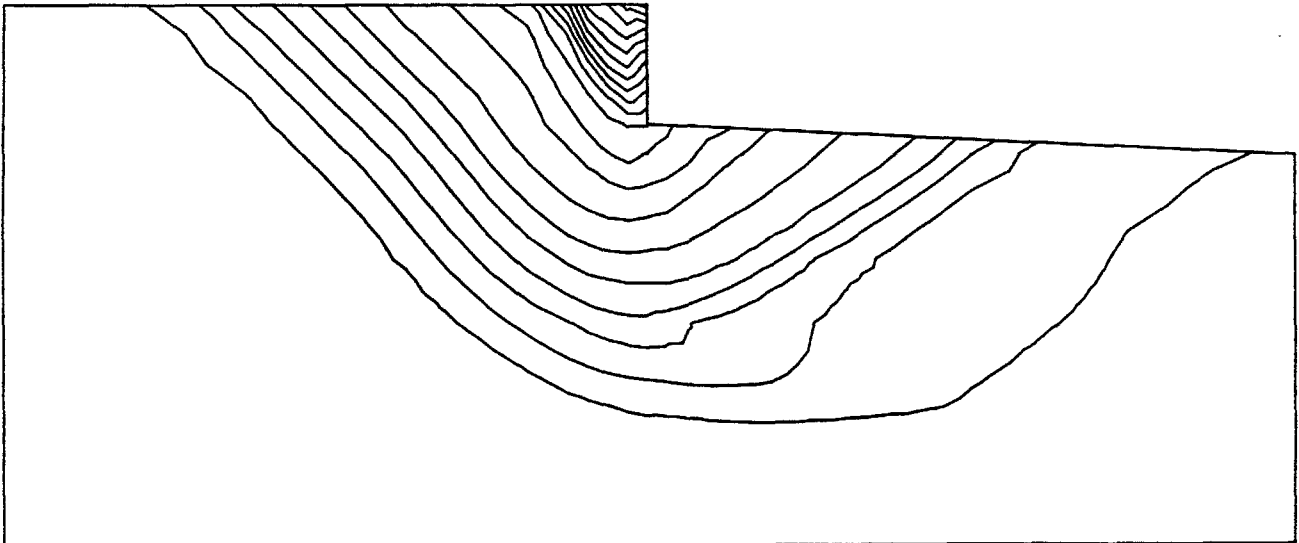
PLAXIS
Professional
Version 3.0

Diepwand
verpl. bij bezwijken

Name: Rijkswaterstaat D.W.W.

Date: 21-6-90

FIGUUR 3.13



Contours of displacement increments
Minimum value 0.00E+00 units; Maximum value 6.03E-02 units

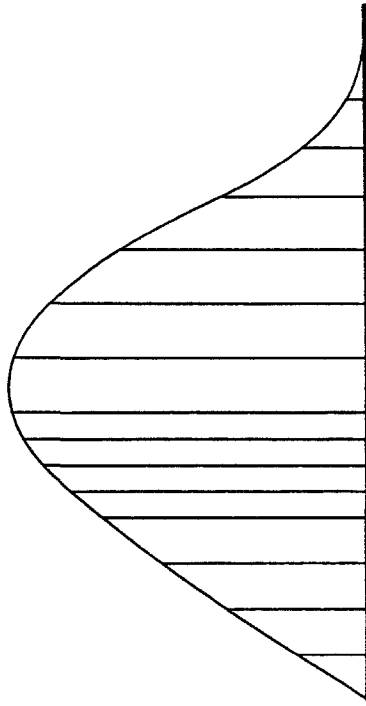
PLAXIS
Professional
Version 3.0

Diepwand
contourl. bij bezw.

Name: Rijkswaterstaat D.W.W.

Date: 21-6-90

FIGUUR 3.14



Moments in sheet pile
Extreme moment $-3.55E+02$ units

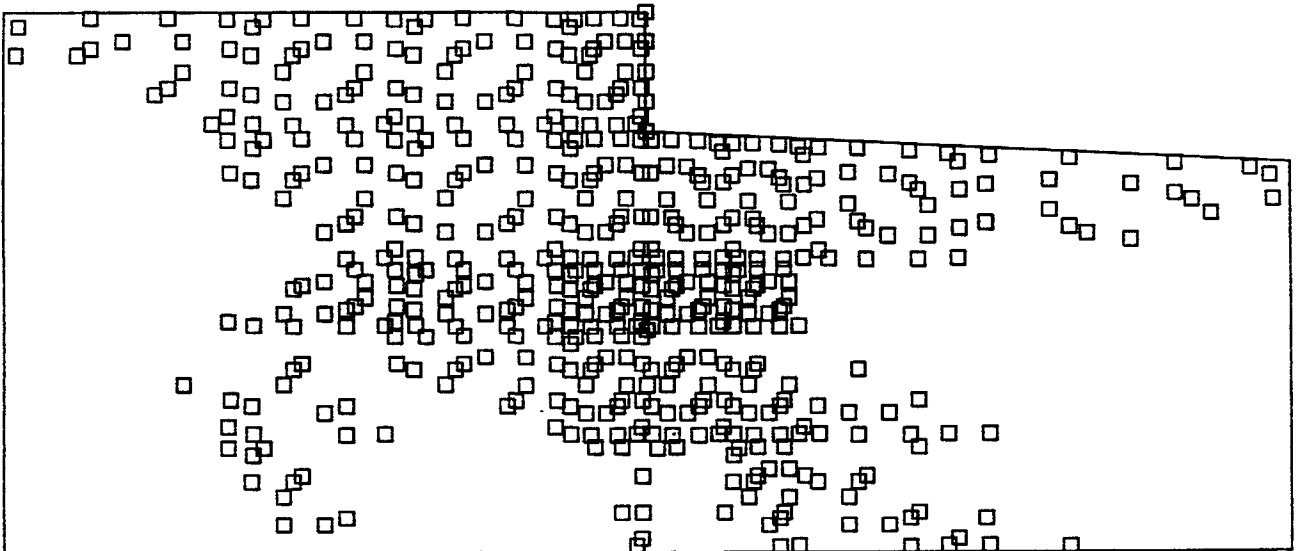
PLAXIS
Professional
Version 3.0

Diepwand
momenten bij bezw.

Name: Rijkswaterstaat D.W.W.

Date: 21-6-90

FIGUUR 3.15



Plastic points

PLAXIS
Professional
Version 3.0

Diepwand
pl. punten bij bezw.

Name: Rijkswaterstaat D.W.W.

Date: 21-6-90

FIGUUR 3.16

DWARSPROFIEL MAATGEVENDE SITUATIE

figuur B1

