

AFSTUDEERVERSLAG

KADEMUUR m.b.v. DIEPWANDEN

KOSTENVERGELIJKING MET CONVENTIONELE METHODEN

november 1997
M.J.W. van Osch



Delta Marine
Consultants bv

VOORWOORD

Dit verslag vormt het eindverslag van mijn afstudeerwerk waarin het grootste deel van het afstuderen, namelijk het ontwerpen, is behandeld.

Alvorens met het ontwerpen begonnen is, zijn een werkplan en een rapport van de literatuurstudie geschreven waarin de facetten die een rol spelen bij de onderzochte kademuren zijn geïnventariseerd en geanalyseerd. In dit rapport wordt enkele malen verwezen naar de rapporten van deze voorstudies.

Dit verslag geeft (ongeveer) in chronologische volgorde weer welke stappen genomen zijn welke afwegingen en ontwerpen gemaakt zijn om de optimale kademuur met een diepwand te zoeken. Verder zijn de vergelijkingen beschreven die gemaakt zijn met bestaande kademuren in Rotterdam en in de ons omringende landen.

De bijlagen die bij dit verslag horen zijn verzameld in het deel 'Bijlagen'.

Het grootste deel van het werk heb ik mogen uitvoeren bij Delta Marine Consultants in Gouda, een dochteronderneming van HBW in Gouda.

Naast deze bedrijven wil ik enkele personen noemen en danken voor de adviezen en hulp die zij mij geboden hebben.

Prof. Ir. C.J. Vos	(TU Delft/Delta Marine Consultants)
prof.ir. A.F.van Tol	(TU Delft/Gemeentewerken Rotterdam)
ing. M.P.A.W. Meeuwissen	(Delta Marine Consultants)
ir. K.G. Bezuyen	(TU Delft)
ir. R. Beurze	(Delta Marine Consultants)
ir. A. Vriend	(Delta Marine Consultants)
ing. A. van Otichem	(Delta Marine Consultants)
ir. W. Gall	(Delta Marine Consultants)
ir. E. Huiden	(NGT)
ing. W. Bosch	(HBW)
ir. H. Pacejca	(Gemeentewerken Rotterdam)
ing. P.J.M. Heijndijk	(Gemeentewerken Rotterdam)
ir. J.G. de Gijt	(Gemeentewerken Rotterdam)
ir. F. Aerts	(Administratie Waterwegen en Zeewezen, Antwerpen)

Delft, 7 november 1997

Marcel van Osch

SAMENVATTING

Bij de kademuren die de laatste jaren in de diepere havens van Nederland gemaakt zijn, wordt de grond gekeerd door combiwanden. Dit is voor de hier geldende grondopbouw en belastingen de meest geschikte constructievorm, deze wordt hier als 'conventionele methode' gezien.

Een alternatieve manier om de grond te keren is de diepwand. Deze techniek wordt in Nederland relatief weinig gebruikt, voor kademuren is deze in diepe havens zelfs nog nooit toegepast. In de havens van de landen om ons heen, zoals Le Havre, Antwerpen en Hamburg wordt echter wel regelmatig voor de diepwand gekozen.

Bij een toenemende havendiepte moeten de kerende wanden zwaarder en langer worden, wat bij de combiwanden tot problemen bij het heien leidt. Voor diepwanden geldt dat een grotere doorsnede of diepte nauwelijks extra moeilijkheden met zich meebrengt, zodat verwacht kan worden dat bij extreme omstandigheden de diepwand goedkoper is.

In dit afstudeerproject is voor de Amazonehaven op de Maasvlakte onderzocht in hoeverre dit, voor de havendiepten die in de nabije toekomst nodig zijn, kan leiden tot constructies waarbij de diepwand het goedkopere alternatief oplevert.

Verder zijn redenen aangedragen waarom in de ons omringende landen de kademuren met diepwanden wel goedkoper kunnen zijn dan met combiwanden.

Om de eerste doelstelling (Kan de diepwand voor de Amazonehaven in de nabije toekomst goedkoper zijn?) te bewerkstelligen zijn allereerst de conventionele typen en grondopbouw gemodelleerd en berekend (bodemniveau N.A.P. -18.50 m). De gegevens die hieruit volgen (veiligheden, deformaties) dienen als leidraad voor de ontwerpen waarbij de grond door diepwanden gekeerd wordt.

Voor de diepwand-varianten zijn alternatieven opgesteld, waarvan de 6 meest reële vormen zijn gedimensioneerd.

Bij de berekeningen van de eerste varianten zijn analyses gemaakt van het gedrag van de wanden bij verschillende inklemmingen, wandstijfheden en ankerstijfheden. De uitkomsten hiervan zijn op de overige alternatieven toegepast zodat het ontwerpen sneller kon geschieden.

Uit de analyses blijkt dat de stijfheid van de verankering weinig invloed heeft op de optredende ankerkrachten en momenten in de wand, maar dat de verhouding van de stijfheid van de wand en de ankers wel de vorm van deformaties beïnvloedt. Aangezien de deformaties geen maatgevend criterium vormen is deze invloed van klein belang. Verder bleek dat de mate van inklemming in de grond weliswaar een grote invloed heeft op het momentverloop in de wand maar dat per situatie (optredende maximale momenten en gekozen wanddikte) de optimale verhouding tussen de te produceren hoeveelheid diepwand en benodigde wapening moet worden gezocht.

Uit de begrotingen van de gedimensioneerde alternatieven blijkt dat MV-palen aanzienlijk efficiënter dan ankerstaven met -schermen zijn. Tevens is duidelijk geworden dat varianten met een ontlastkoker boven de diepwanden verreweg de goedkoopste alternatieven zijn.

Na de keuze van het ontwerp is gepoogd de kosten van dit alternatief te verlagen door de wand stijf te verbinden met de koker. Door deze 'verende inklemming' wordt het moment in het veld van de wand gereduceerd, voor het beschouwde bodemniveau (N.A.P. -18.50 m) is dit echter niet effectief. De extra wapening door het inklemmingsmoment is meer dan de vermindering van de wapening door de reductie van het veldmoment.

Het gekozen diepwand-concept wordt vervolgens ook voor diepere havens gedimensioneerd, namelijk met een bodem op N.A.P. -21.50 m en N.A.P. -24.50 m. Voor de combiwand-varianten is dit eveneens gedaan om een vergelijking mogelijk te maken.

De berekeningen van de diepere havens zijn voor beide wand-typen ook uitgevoerd met een hogere ontlastkoker. De duurdere koker maakt een kortere en minder zwaar belaste wand mogelijk, waardoor in sommige gevallen de totale kosten dalen.

INHOUDSOPGAVE

VOORWOORD

SAMENVATTING

1. INLEIDING	1
2. PROBLEEMOMSCHRIJVING.....	3
2.1 Probleemstelling	3
2.2 Doelstellingen	3
2.3 Eisen.....	3
2.4 Randvoorwaarden	5
2.5 Uitgangspunten	6
3. ALTERNATIEVEN	7
3.1 Inleiding	7
3.2 Opstellen alternatieven.....	7
3.3 Eerste selectie	10
4. SCHEMATISATIE	13
4.1 Inleiding	13
4.2 Berekeningsprogramma's wand	13
4.2.1 Damwand 2.....	13
4.2.2 Damwand 3.....	13
4.3 Invoer.....	15
4.3.1 Belastingen	15
4.3.2 Fasen	18
4.3.3 Geometrie	23
4.3.4 Wand.....	25
4.4 Buigstijfheid van de wand	26
4.5 Scheurvorming	28
4.6 Anker	28
5. HERBEREKENING BESTAANDE KADEMUREN	29
5.1 Inleiding	29
5.2 Fase 1A	29
5.3 Fase 2A	31
5.4 Conclusie.....	32
6. ONVERANKERDE VARIANTEN	33
6.1 Inleiding	33
6.2 Berekeningen	33
6.3 Conclusie onverankerde varianten	34
7. VLAKKE WANDEN MET ANKERSCHERM.....	35
7.1 Inleiding	35
7.2 Type 3: Vlakke wand met kesp.....	36
7.2.1 Bepaling minimale voetriveau	36
7.2.2 Bepaling (voorlopige) ankerlengte	36
7.2.3 Variabelenonderzoek	38
7.2.4 Dimensionering	42
7.2.5 Controles.....	49

12.4 Bovenbouw tot N.A.P. -6.00 m	112
12.4.1 Inleiding.....	112
12.4.2 Combiwand.....	112
12.4.3 Diepwand	113
12.4.4 Conclusies bovenbouw tot N.A.P. -6.00 m	114
12.5 Conclusies diepere havens	116
12.6 Analyse buitenlandse situaties	116
12.6.1 Inleiding.....	116
12.6.2 Geometrie	117
12.6.3 Ontwerpcriteria.....	119
 13. CONCLUSIES EN AANBEVELINGEN	 121
13.1 Hoofdconclusies	121
13.2 Overige conclusies	121
13.3 Aanbevelingen.....	122
 14. LITERATUURLIJST	 123

1. INLEIDING

Om transport van goederen per zeeschip rendabeler te maken worden steeds grotere schepen toegepast. Het gevolg hiervan is dat het steeds vaker nodig is havens dieper te ontwerpen en te realiseren dan voorheen gebeurde.

Bij het ontwerpen van kademuren wordt in Nederland vaak gekozen voor een uitvoering met damwanden of combiwanden. Onder zware omstandigheden is vaak een bovenbouwconstructie nodig boven de stalen wand om de lengte van de wand en daarmee de buigende momenten, te beperken. Tevens is het spreiden van krachten op de kademuur een functie van deze bovenbouw. Bij grote bovenbouwconstructies waarvan de onderkant onder het waterpeil valt, is tijdens de uitvoering een bouwput nodig.

Een andere oplossing om kademuren te construeren is het toepassen van een diepwand. Deze methode is in de ons omringende landen meerdere malen gekozen. De diepwand vervult de grondkerende functie, eventueel tot aan het niveau van het maaiveld toe. De wand kan tevens in het ontwerp worden opgenomen als dragend element. Indien de wand onvoldoende stijfheid biedt tijdens het afmeren, laden en lossen van de schepen, waardoor de vervormingen te groot zijn, kan de bovenkant worden verstijfd door middel van een verzwaarde doorsnede of door een bovenconstructie. De gehele constructie moet echter wel in staat zijn de energie van stootbelastingen door schepen op te nemen.

Ook bij de diepwand kan de bovenconstructie worden toegepast om de buigende momenten in de wand te verminderen.

Om na te gaan hoe de kosten van de diepwand-oplossingen zich verhouden tot die van de in de Amazonehavens gerealiseerde ontwerpen worden verschillende alternatieven gedimensioneerd. Op een systematische manier zijn alternatieven opgesteld, waarna door een snelle berekening of redenering een eerste schifting wordt gemaakt.

Vervolgens worden de parameters bepaald en de rekenmethoden gekozen, waarmee de ontwerpen gemaakt worden.

Allereerst zijn de bestaande kademuren met deze invoer gedimensioneerd, zodat het vergelijkingsmateriaal voorhanden is en als basis kan dienen voor de verdere berekeningen. Voor de berekeningen van de kademuren met diepwanden is het volgende onderscheid gemaakt:

- onverankerde wanden
- wanden verankerd met ankerstangen en ankerschermen
- wanden verankerd met MV-palen
- wanden opgebouwd uit T-vormige panelen.

Deze laatste categorie kan in principe ook in de eerste en derde categorie worden ingedeeld, in verband met de moeilijkere schematisatie is besloten hieraan een apart hoofdstuk te wijden.

Na de dimensionering van de alternatieven zijn hoeveelheden-staten opgesteld, waarmee een begroting per alternatief wordt gemaakt.

Aan de hand hiervan wordt een alternatief gekozen dat verder wordt uitgewerkt. Deze uitwerking bestaat onder andere uit aanpassing aan de huidige norm voor scheurwijdebeperving, de oude norm was in eerste instantie gebruikt omdat deze meer inzicht geeft in de optredende scheuren. Tevens wordt een optimalisatie uitgevoerd door de stijfheden onder invloed van de scheurvorming te detailleren en de invloeden van de bovenbouw (kokerconstructie) te analyseren.

Uiteraard is van de uitgewerkte variant een begroting gemaakt.

2. PROBLEEMOMSCHRIJVING

2.1 Probleemstelling

Voor het realiseren van kademuren zijn verschillende methoden beschikbaar. In veel gevallen (met name in Nederland) is gekozen voor kademuren die met behulp van damwand-/combiwand-constructies zijn uitgevoerd. Een andere mogelijkheid om de grond te keren is een kade met behulp van een diepwand, deze oplossing is in de ons omringende landen meerdere malen toegepast.

Aangenomen kan worden dat in Nederland bij lichte belastingen de combiwand goedkoper is dan diepwanden en dat naarmate de belastingen groter worden de kosten voor de diepwand dichter bij, of zelfs onder de combiwand komen. Onbekend is echter waar dit omslagpunt ligt en hoe dit afhangt van de belastingen en omstandigheden.

Voor de beschouwde situatie, namelijk de Amazonehaven op de Maasvlakte, kan de probleemstelling specifieker worden omschreven: Hoe verhouden de kosten van combiwand- en diepwandvarianten zich bij verschillende kerende hoogten?

Indien de combiwandvarianten goedkoper blijken dan de diepwandvarianten (wat waarschijnlijk is aangezien nu combiwanden worden toegepast) kan worden afgevraagd welke factoren het verschil met het buitenland veroorzaken.

2.2 Doelstellingen

Het vaststellen van de kosten van kademuren met behulp van diepwanden, in de Amazonehaven bij verschillende kerende hoogten. De verhouding van deze kosten met vergelijkbare ontwerpen met combiwanden wordt bepaald.

Het bepalen van factoren die het verschil bepalen tussen Nederland en het Buitenland, waar wel regelmatig voor diepwanden wordt gekozen.

2.3 Eisen

De constructie moet stabiel zijn tijdens uitvoering en gebruik. Dit houdt in dat naast de hieronder beschreven eisen uit het programma van eisen van Amazonehaven 2B (lit.1) de volgende eisen van toepassing zijn:

- De vervormingen tijdens constructie en gebruik mogen niet dermate groot zijn dat deze leiden tot het bezwijken van constructies direct achter de keermuur, zoals kraanbanen en funderingspalen.
- De maximale deformaties tijdens het gebruik worden niet bepaald door de toleranties van de h.o.h.-afstand van de kraanbanen. Deze worden opgevangen door pendel-poten, waarmee de moderne kranen zijn uitgerust.
- Ten aanzien van de stabiliteit is de maximale scheurwijdte een belangrijke beperking. Gebruik wordt gemaakt van de volgende normen:
 - NEN 3880: $w \leq 0.20 \frac{c}{c_{\min}}$ én $w \leq 0.40$
 c = gekozen dekking = 5-10 cm (DIN 4126)
 $c_{\min}$ = 35 mm of $1.5 \phi_k$ als $\phi_k > 25$ mm
 - NEN 6720
- Op basis van vuistregels voor ontwerpen van kadeconstructies wordt gesteld dat de vervormingen maximaal 1/100 van de kerende hoogte mogen bedragen: 0.225 m.
Deze aanname zal in hoofdstuk 5 worden gecontroleerd aan de hand van de reeds gerealiseerde ontwerpen in de Amazonehaven.

containerkraan:	horizontale windkracht 80 kN/m^1 maximale hoekdruk waterzijde 7000 kN maximale hoekdruk landzijde 8000 kN 8 wielen per hoek, h.o.h. 1.05 m hoeken h.o.h. 17.25 m kraanbaan waterzijde op 8.50 m van het kadefront kraanbanen h.o.h. 35 m (kraanbaan landzijde op 43.50 m)
dubbele bolders:	h.o.h. 22.50 m gebruiksbelasting 1500 kN maximale elevatie 45°
troskrachten:	75 kN/m^1 , aangrijpend op N.A.P. $+4.45 \text{ m}$
stootkrachten:	1000 kN op een contactvlak van $1.7 \times 1.1 \text{ m}$
belastingcombinaties	A Maximale hoekdruk van 7000 kN containerkraan gelijktijdig met verdeelde belasting 10 kN/m^2 op het dek / ontlastvloer. Terreinbelasting achter dek / ontlastvloer bedraagt 40 kN/m^2 . B Hoekdruk uit eigengewicht containerkraan ($11\,500$ kN): voor $2 \times 3250 \text{ kN}$, achter $2 \times 2500 \text{ kN}$. Dek- en terreinbelasting 40 kN/m^2 .

streeftoleranties

uitzetwerk	$\pm 2.5 \text{ mm}$	$\pm 5 \text{ mm}$
betonwerk	$\pm 5 \text{ mm}$	$\pm 5 \text{ mm}$
totaal	$\pm 7.5 \text{ mm}$	$\pm 10 \text{ mm}$

2.4 Randvoorwaarden

- maatgevende schip: Regina Maersk capaciteit 6400 TEU
 lengte 320 m
 breedte 42.8 m
 maximale diepgang 14.6 m
- Zowel aan water- als aan landzijde één rail voor containerkraan
- De constructie mag geen belemmering vormen voor de werkzaamheden tijdens het gebruik.
- De constructie moet worden ontworpen met het oog op een duurzame en milieubewuste exploitatie.
- Het moet mogelijk zijn de diepwandtechniek toe te passen (uitvoering in den droge en geschikte grondopbouw).

3. ALTERNATIEVEN

3.1 Inleiding

Voor het ontwerp van de kademuur waarbij een diepwand wordt toegepast zijn diverse alternatieven mogelijk. In de volgende paragraaf zijn op een systematische wijze alle combinaties tussen reële constructietypen, wandvormen en verankeringen opgesteld. Daarnaast zijn twee wanddoorsneden aangenomen waarvan de stijfheid relatief erg hoog is.

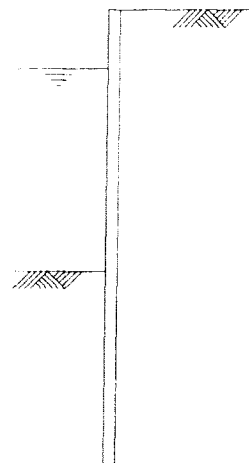
Door het systematische combineren worden ook alternatieven gegenereerd waarvan direct of na een eenvoudige berekening kan worden nagegaan dat ze niet voldoen doordat ze niet uitvoerbaar zijn, te grote afmetingen vereisen of eenvoudigweg duurder dan andere combinaties zijn. Deze eerste selectie wordt in § 3.3 gemaakt, zodat de alternatieven waarvan de berekeningen gemaakt gaan worden bekend zijn.

3.2 Opstellen alternatieven

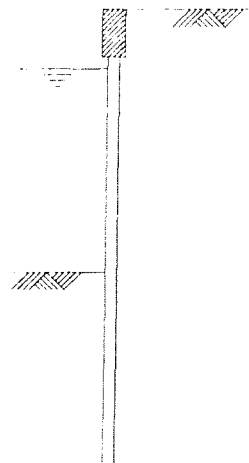
Als basis voor het opstellen van de alternatieven worden vijf typen kademuren genomen. Binnen deze vijf varianten zijn verschillende uitvoeringen mogelijk door de wandvorm en de verankering te variëren.

De vijf basistypen zijn:

De meest elementaire oplossing die denkbaar is. De kerende wand bestaat uit diepwandpanelen die tot aan het niveau van het werkdek zijn doorgevoerd. De uitvoering hiervan kan snel en eenvoudig zijn. Er zijn echter geen voorzieningen om de krachten op de wand te spreiden of te verminderen.



De diepwandpanelen worden uitgevoerd tot net boven het hoogwaterniveau zodat bemaling van de bouwput niet nodig is. Hierboven komt een kesp die tot aan het maaiveldniveau reikt. De kesp is door zijn stijfheid in staat de krachten op de kademuur te verdelen over de diepwandpanelen en vormt tevens een vlak front waaraan de schepen afmeren. De verbinding tussen de kesp en de wand is stijf.



De twee wandtypen zijn:

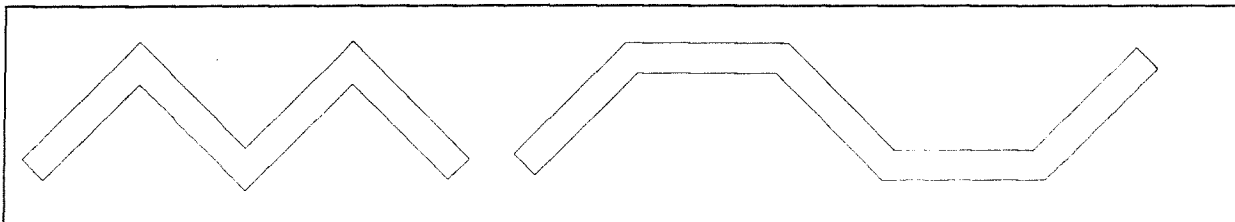
1. Vlakke panelen; de wand wordt samengesteld uit rechte diepwandpanelen van ca. 7 m lang.
2. T-vormige panelen; de wand wordt samengesteld uit diepwandpanelen van ca. 7 m lang, die worden verstijfd door middel van een steunbeer. Deze steunbeer bestaat uit een diepwandpaneel van ca. 2 m dat haaks aansluit op het vlakke paneel. Het lijf en de flens van de T worden gezamenlijk gewapend en gestort.

Deze twee varianten zijn gekozen op basis van de afweging van dhr. Huiden (zie verslag van de literatuurfase [lit. 2]). Samengevat houdt deze afweging in dat de problemen ten aanzien van de uitvoering voor meer complexe doorsneden dan vlak of T er toe zullen leiden dat de kosten (relatief) te hoog oplopen.

Wanden met relatief grote stijfheid

Naast de genoemde wandvormen die in combinatie met de verschillende verankeringen worden geanalyseerd, is er nog de mogelijkheid van een zeer stijve wand waarbij het essentieel is dat verder geen voorzieningen nodig zijn om de constructie stabiel te maken. Dit is nodig in verband met de hoge kosten door de moeilijke uitvoering van de diepwand. De stijve wand (groot traagheidsmoment) kan worden verkregen door zigzag- of damwandvormen toe te passen.

De zigzag-vorm wordt opgebouwd uit panelen die elkaar onder een hoek raken aan de uiteinden. De verbindingen brengen nu geen schuifkrachten over wat de uitvoering aanzienlijk vergemakkelijkt. Bij de damwand-vorm zijn wel schuifsterke verbindingen tussen de panelen nodig indien een panelen-layout wordt toegepast zoals getoond in figuur 3.1. Hiermee kan wel een relatief zeer grote I worden behaald.



figuur 3.1 Doorsneden met grote traagheidsmomenten

In tabel 3.1 is een opsomming gegeven van de varianten die opgesteld zijn. In de volgende paragraaf wordt een eerste selectie uitgevoerd.

In tabel 3.2 is getoond welke alternatieven na het in rekening brengen van deze punten nog reëel zijn.

Type	wand	verankering	opmerkingen	reëel j/n
1	vlak	geen	één diepwandelement neemt bolderkracht op, te dikke wand nodig	N
		ankerscherm	één diepwandelement neemt bolderkracht op, te dikke wand nodig	N
		MV-palen	één diepwandelement neemt bolderkracht op, te dikke wand nodig	N
	T-elementen	geen	één diepwandelement neemt bolderkracht op, te dikke wand nodig	N
		ankerscherm	één diepwandelement neemt bolderkracht op, te dikke wand nodig	N
		MV-palen	één diepwandelement neemt bolderkracht op, te dikke wand nodig	N
2	vlak	geen	te dikke wand nodig voor gronddruk en overige belastingen	N
		ankerscherm	ankers aan kesp, front niet afgewerkt	N
		MV-palen	MV-palen aan kesp, front niet afgewerkt	N
	T-elementen	geen	zeer stijve wand en kesp nodig	N
		ankerscherm	ankers aan kesp	N
		MV-palen	MV-palen aan kesp	N
3	vlak	geen	te dikke wand nodig voor gronddruk en overige belastingen	bemalen N
		ankerscherm	ankers aan kesp	bemalen J
		MV-palen	MV-palen aan kesp	bemalen J
	T-elementen	geen	zeer stijve wand en kesp nodig	bemalen J
		ankerscherm	ankers aan kesp	bemalen J
		MV-palen	MV-palen aan kesp	bemalen J
4	vlak	geen	zeer stijve wand en/of veel schoorpalen nodig	N
		ankerscherm	effect ontlastvloer gering	J
		MV-palen	effect ontlastvloer gering	J
	T-elementen	geen	effect ontlastvloer gering	J
		ankerscherm	effect ontlastvloer gering	J
		MV-palen	effect ontlastvloer gering	J
5	vlak	geen	veel schoorpalen nodig + veel betonwerk	bemalen J
		ankerscherm	veel betonwerk + ankers + ankerscherm + veel grondverzet	bemalen N
		MV-palen		bemalen J
	T-elementen	geen	veel schoorpalen nodig	bemalen J
		ankerscherm	veel betonwerk + ankers + ankerscherm + veel grondverzet	bemalen N
		MV-palen		bemalen J
zigzag-vorm		-	moeilijke uitvoering maar stijve wand	J
damwand-vorm		-	zeer moeilijke uitvoering maar zeer stijve wand	J

tabel 3.2 Eerste selectie van alternatieven

4. SCHEMATISATIE

4.1 Inleiding

De kadeconstructie is geschematiseerd om het mogelijk te maken met hand- en computerberekeningen de verschillende onderdelen te dimensioneren.

In dit hoofdstuk worden de programma's beschreven die gebruikt worden om de optredende krachten, momenten en verplaatsingen van de wand te bepalen. Voor een korte beschrijving van de programma's Staad en Slope/w, die gebruikt zijn voor het analyseren van respectievelijk de kokerconstructie en de algemene stabiliteit van de grond, wordt verwezen naar de bijlagen.

Naast de gebruikte programma's wordt de invoer die gebruikt is beschreven. Deze invoer in onderverdeeld in:

- Belastingen. De op de constructie werkende belastingen in de vorm van gronddrukken, waterdrukken en externe krachten worden genoemd, alsmede de toegepaste berekeningsfilosofieën en veiligheidsfactoren.
- Fasen. Voor de uitvoering zijn verschillende methoden mogelijk wat leidt tot verschillende stappen. Een afweging tussen de methoden wordt gemaakt, de hieruit volgende fasen worden vastgesteld.
- Geometrie. Het grondprofiel dat gebruikt wordt voor de bepaling van de gronddrukken wordt gegeven.
- Wand. De aannamen die gemaakt zijn ten aanzien van de schematisering van de wand worden hier beschreven.

Voor de invoer zijn waarden nodig voor de stijfheden van de wand en de verankering. In de paragrafen 4.5, 4.6 en 4.7 is weergegeven hoe de stijfheden van de wanden worden bepaald, hoe de scheurvorming in rekening wordt gebracht en hoe de rekstijfheden van de verankeringen worden berekend.

4.2 Berekeningsprogramma's wand

4.2.1 Damwand 2

Het programma damwand 2 is door HBG IT services ontwikkeld voor gebruik binnen HBG. Op basis van de methode Blum wordt de minimale inheidiepte van de damwand voor stabiliteit berekend. Voor de belasting door de grond kan worden gekozen tussen de methode Krey en de methode Culmann. Verder kan worden opgegeven of de berekening volgens de voorschriften van CUR 166, EAU of EAB uitgevoerd moeten worden. Bij EAU en EAB kan eventueel 'umlagerung' in rekening worden gebracht. De invoer van de geometrie en gebruikte materialen is verder vrijwel identiek aan het programma Damwand 3 (verenmodel). Aangezien damwand 2 slechts is gebruikt om een indruk te verkrijgen van het minimale voetniveau wordt voor de beschrijving van de benodigde invoergegevens verwezen naar de invoer van Damwand 3 in de volgende paragraaf.

4.2.2 Damwand 3

Evenals Damwand 2 is dit programma door HBG zelf ontwikkeld. De berekening van de kerende wand wordt uitgevoerd op basis van het verenmodel. Voor de optredende gronddrukken kan een keuze worden gemaakt uit de methode Krey en de methode Culmann. Voor de toe te passen berekeningsmethoden en voorschriften kan worden gekozen CUR 166, EAU-1990 en EAB-1994. Bij EAU en EAB kan, in tegenstelling tot bij Damwand 2, geen 'umlagerung' in rekening worden gebracht (zie § 4.3.1.2).

De belastingen die werken op de constructie zijn verdeeld in:

- verticale belastingen op het terrein
- gelijkmatige q-last over hele actieve/passieve zijde
- plaatselijke q-last (alleen bij Culmann)
- lijnlasten evenwijdig aan wand (alleen bij Culmann)
- geconcentreerde belastingen op de wand
- horizontale lijnlasten (troskrachten, voorspanning)
- verticale lijnlasten
- normaalkrachten op de wand
- belastingen loodrecht op de wand die ongeacht de verplaatsingen aanwezig zijn, bijvoorbeeld een omgerekende plaatselijke bovenbelasting (Krey)

De invoer kan worden verdeeld in fasen. Per fase kan het niveau van de grondlagen, de optredende belastingen en de toegepaste verankering gewijzigd worden. De berekende verplaatsingen en belastingen van de wand zijn op basis van de voorgaande fase.

4.3 Invoer

4.3.1 Belastingen

4.3.1.1 belastinggevallen

In eerste instantie wordt één belastingcombinatie gekozen waarvoor de berekeningen worden uitgevoerd. Later wordt de gekozen constructie gecontroleerd op het tweede belastinggeval. Gekozen wordt voor belastinggeval B, aangezien de lengte van het werkdek waarover in belastingcombinatie A wordt gesproken nog niet met zekerheid bekend is, en geval B waarschijnlijk tot de zwaarste belastingen van de wand leidt. De verdeelde belasting op het maaiveld bedraagt dus 40 kN/m² tot aan het front van de kade. Met de stootbelastingen door de schepen wordt geen rekening gehouden.

In belastinggeval B (zie § 2.3) bedragen de belastingen op het maaiveld:

-verdeelde belasting:	40 kN/m ²
-kraanbaan waterzijde:	442 kN/m ¹
-kraanbaan landzijde:	340 kN/m ¹

De geconcentreerde krachten op de wand zijn:

-horizontale windbelasting kraan:	80 kN/m ¹
-horizontale troskrachten:	75 kN/m ¹
-verticale kracht door bovenbelasting:	40 kN/m ¹ /m _{wanddikte}

Er wordt van uit gegaan dat de geconcentreerde lasten variabel zijn en de overige belastingen constant: De variabele belastingen treden alleen op als er een schip afgemeerd ligt (bovenbelasting door bevoorrading) en als de wind troskrachten en horizontale kraankrachten veroorzaakt. De kraan en opgeslagen lading op de kade zijn continu aanwezig.

Onder invloed van het al-dan-niet aanwezig zijn van de geconcentreerde lasten zullen het optredende moment en dwarskracht in de wand verschillen. Tevens kan hierdoor de locatie van het maximale moment en maximale dwarskracht variëren. In de berekeningen worden dus de situaties met en zonder 'concentrated loads' gescheiden.

De keerwand zal deformeren door deze belastingen, maar het verschil tussen de uitwijkingen met en zonder de variabele belastingen is niet van belang aangezien er van uit wordt gegaan dat de kranen zijn uitgerust met pendel-poten.

Volgens zowel CUR 166 als EAU 1990 mag 'umlagerung' alleen worden toegepast bij de klassieke methode van berekening van de gronddrukken (Blum).

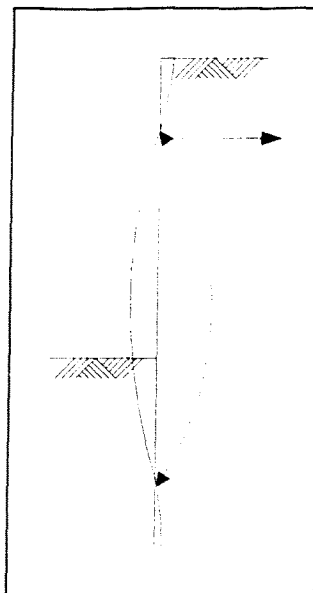
Umlagerung wordt in Damwand 3 dus niet door middel van reductie-/verhogingsfactoren in rekening gebracht aangezien dit programma een verenmodel gebruikt om het gedrag van de grond te schematiseren.

Umlagerung ontstaat doordat het grondmassief achter een verankerde keermuur de vervormingen van de wand wil volgen. In los korrelige grond zal door deze zetting een boogwerking optreden tussen de wand onder het ontgravingsniveau en de verankering met de wand daarboven (zie figuur 4.2). Door deze boogwerking wordt de wand tussen anker en ontgraving ontlast zodat het optredende moment lager wordt. De druk die in de boog heerst ('spatkracht') wordt echter omgeleid (umlagerung) naar de naar de verankering en het gedeelte van de wand onder het ontgravingsniveau dat niet in actieve richting verplaatst. De ankerkracht kan hierdoor aanzienlijk toenemen.

Bij kleine verplaatsingen rond het anker kan de gronddruk-factor in het verenmodel een waarde aannemen tussen K_{actief} en K_{neutraal} waardoor de gronddruk groter is dan de zuivere actieve druk zoals bij Blum. In een verenmodel als Damwand 3 is de ankerkracht dus ook hoger dan bij berekening volgens Blum.

Het verenmodel houdt echter geen rekening de ontlastende werking van de umlagerung op de gronddrukken tussen de verankering en het inklemmingspunt. Hiertoe zou een horizontale gronddruk-factor die kleiner is dan K_a nodig zijn.

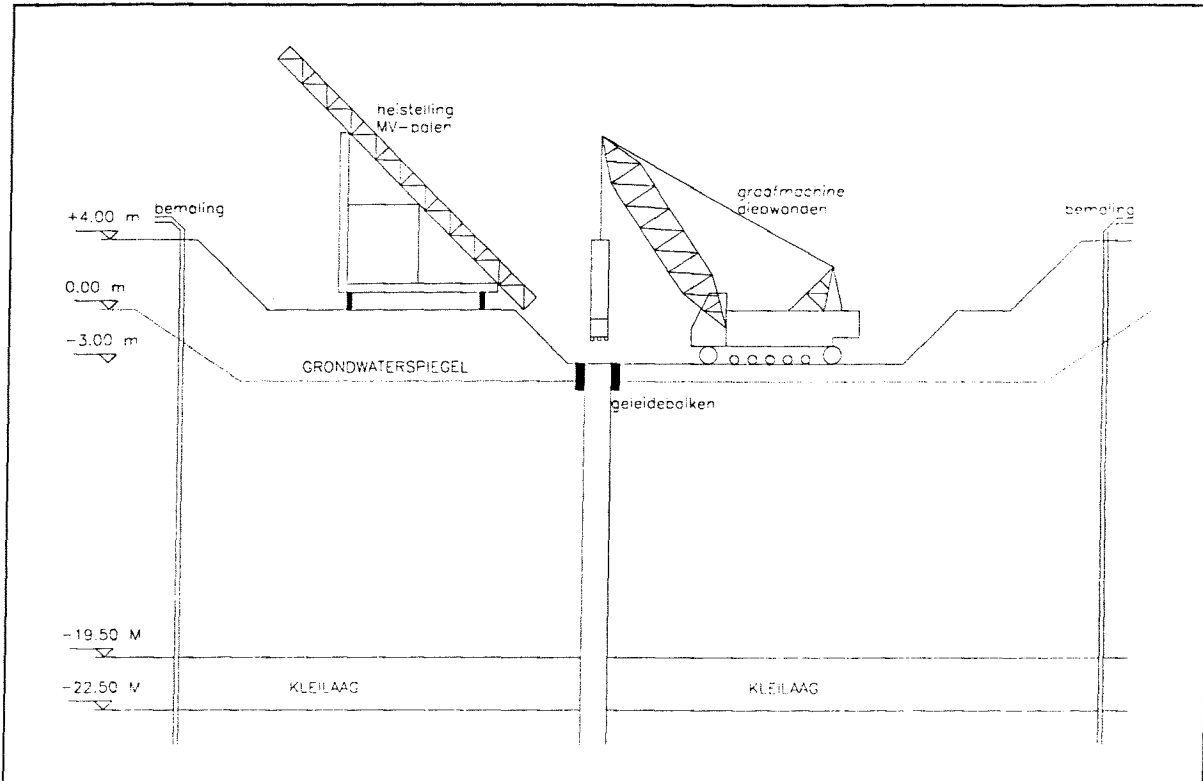
Als berekeningsmethode voor de horizontale gronddruk wordt Culmann gekozen. Deze methode is iets gecompliceerder dan Krey, wat leidt tot een langere rekentijd. Deze toename in tijd is slechts klein met de huidige computers en weegt zeker niet op tegen het grote voordeel dat de methode Culmann biedt: lijnlasten en niet-continue verdeelde belastingen hoeven niet met de hand te worden omgerekend naar horizontale belastingen op de wand.



figuur 4.2 Umlagerung

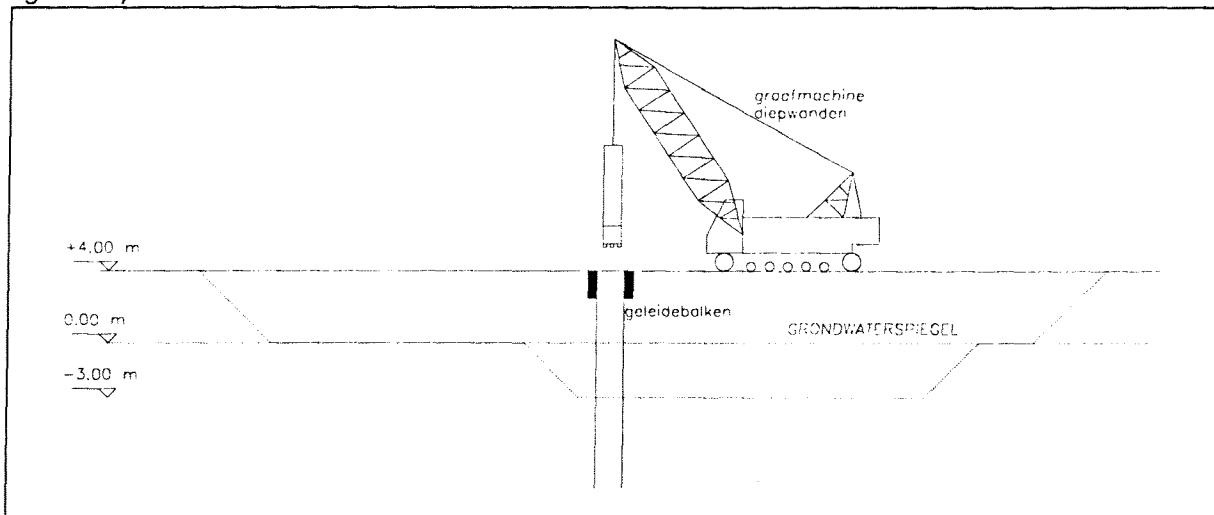
Voor het graven en betonneren van de diepwand zijn de volgende alternatieven mogelijk:

1. De bouwput wordt gegraven tot N.A.P. -3.00 m en door middel van vacuümbemaling wordt de grondwaterstand 1 m onder de bodem van de bouwput gebracht. De diepwand wordt vanaf de bodem van de bouwput gegraven waarvoor het voor de stabiliteit van de diepwandsleuf nodig is dat de stijghoogte van het grondwater in **alle** lagen terug gebracht wordt tot ongeveer een meter onder de bouwputbodem: NAP -4.00 m. Om dit te bewerkstelligen moet onder de afsluitende kleilaag (tussen N.A.P. -19.50 en -22.50 m) de stijghoogte verlaagd worden van N.A.P. naar N.A.P. -4.00 m. Spanningsbemaling tot minimaal het voetniveau van de diepwand wordt hiervoor toegepast.



figuur 4.3 Diepwand vanuit bouwput

2. De bouwput wordt gegraven vanaf het maaiveld (NAP +4.00 m) voordat er een bouwput is (zie figuur 4.4).



figuur 4.4 Diepwand vanaf maaiveldniveau

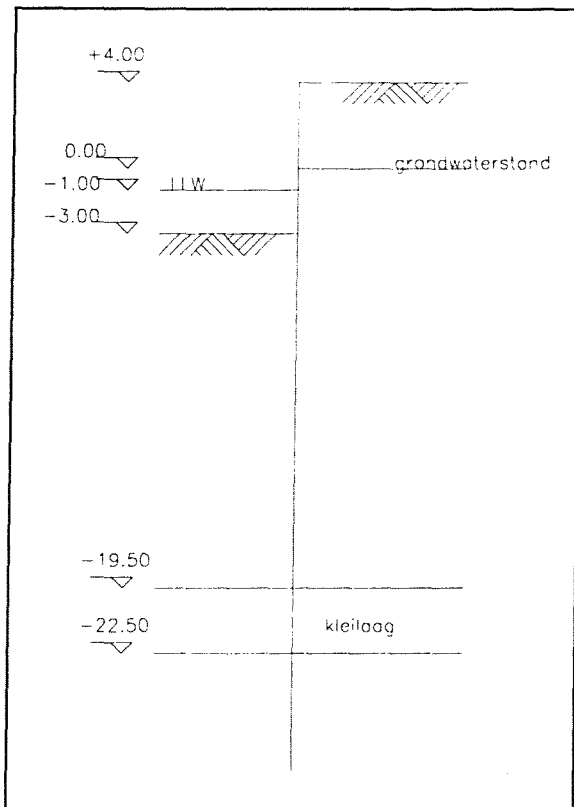
Duidelijk blijkt dat de extra kosten voor de diepwand in beide gevallen aanzienlijk hoger zijn dan voor het bemalen. Zelfs indien bemaling volledig achterwege zou kunnen blijven is de kostentoeename voor methode 2a enkele miljoenen guldens.

Methode 1, diepwand graven vanaf de bodem van de bouwput met spanningsbemaling op grote diepte, wordt toegepast.

4.3.2.3 Verdeling in fasen

De berekeningen in Damwand 3 worden uitgevoerd voor drie fasen van het bouwproces. Deze fasen zijn:

1. De diepwand (eventueel met bovenconstructie) wordt tot N.A.P. +4.00 m uitgevoerd. Tijdens het ontgraven van de bouwput zijn de belastingen op de wand klein doordat de ontgraving tweezijdig is. Vervolgens wordt de grond achter de wand verder aangevuld tot het beoogde maaiveldniveau terwijl de bemaling geleidelijk gestopt wordt. Het waterpeil voor en achter de keermuur stijgt zodat de belasting op de wand minimaal blijft. De berekening geldt voor het einde van deze fase: de grond en het water zijn op het maximale peil.

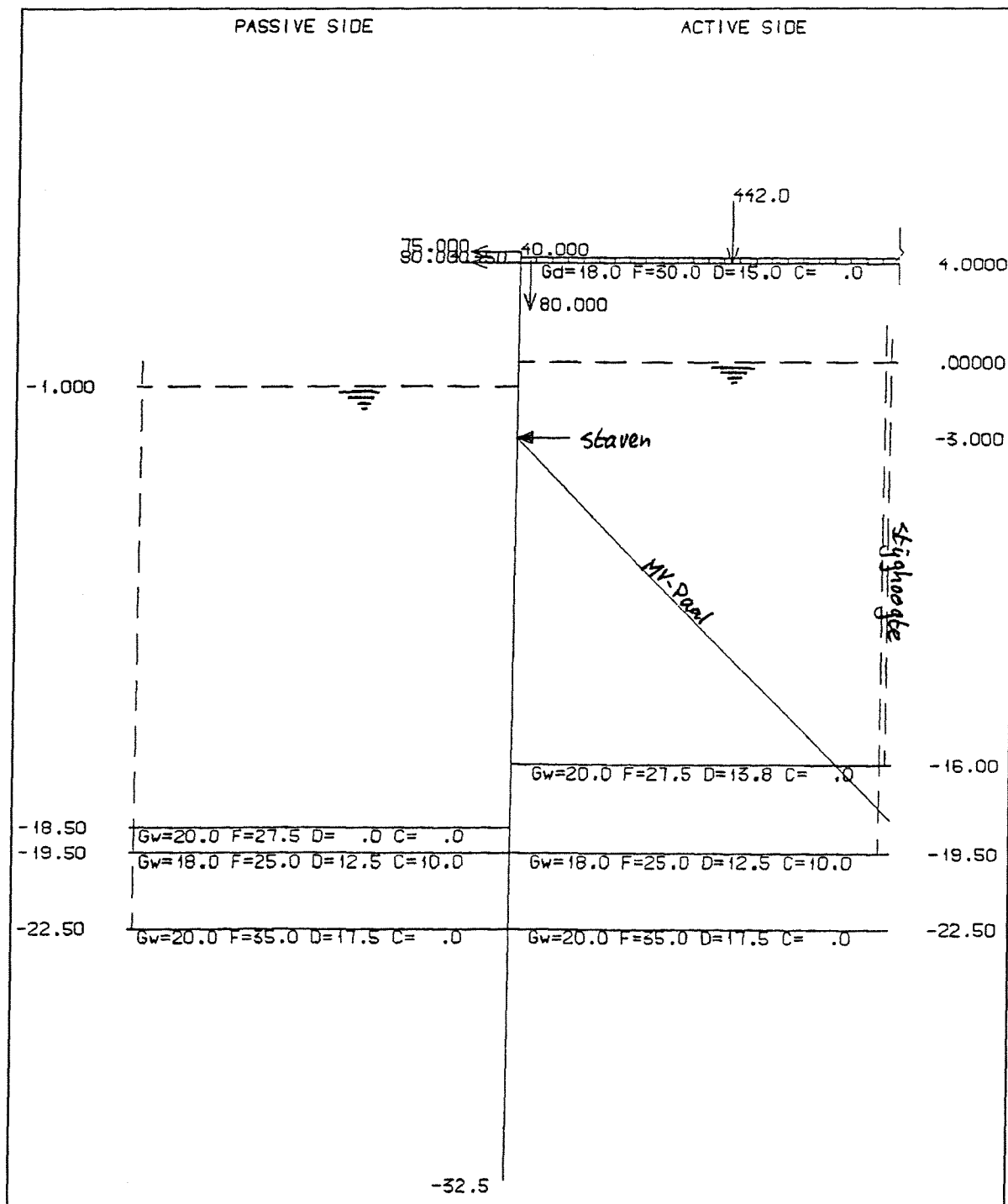


figuur 4.6 Fase 1

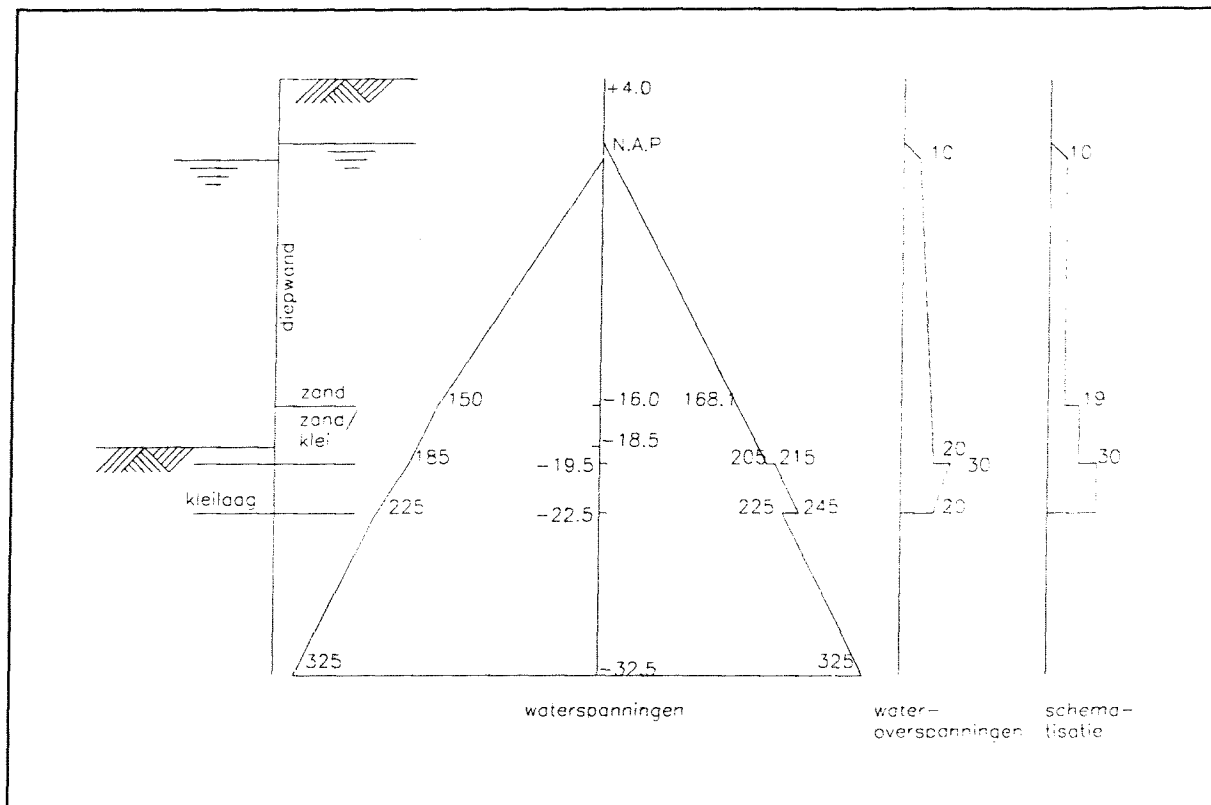
4.3.3 Geometrie

4.3.3.1 Grondparameters

In figuur 4.9 is de ingevoerde geometrie weergegeven voor de laatste fase. De ingevoerde rekenwaarden van de grondparameters zijn verkregen uit het afstudeerverslag van C. Steenepoorte [lit. 3] en staan tevens in tabel 4.1. De vier grondlagen aan de actieve zijde die aanwezig zijn op de locatie, zijn in alle fasen gelijk. Aan de passieve zijde varieert het niveau van het maaiveld. Door het ontbreken van de druk door de bovenliggende lagen verandert de beddingsconstante van de lagen onder de ontgraving. In de laag direct onder de ontgraving geldt: wandwrijvingshoek $\delta = 0$.



Figuur 4.9 Geometrie



Figuur 4.10 Grondwaterspanningen

4.3.4 Wand

Voor de varianten waarbij een kesp wordt toegepast is een momentvaste verbinding nodig tussen de kesp en de diepwand. In de berekeningen is er dus vooralsnog vanuit gegaan dat de wand doorloopt tot aan het maaiveld zodat het momenten- en dwarskrachtenverloop onverstoord doorgaat. Voor de berekening van een wand onder een kokerconstructie is een verbinding aangenomen die vrij kan roteren.

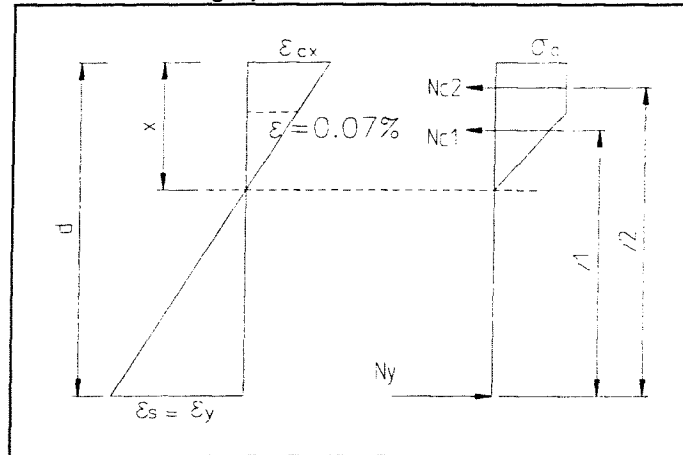
Voor de schematisatie van de wand kan een onderverdeling worden aangebracht in gescheurde en ongescheurde secties. Om dit mogelijk te maken is allereerst met Moment-Kromming diagrammen (handberekeningen en het programma MKAPPA van HBG, zie § 4.4.5) de stijfheid bepaald van de ongescheurde doorsnede en van het vloeimoment van de doorsnede.

Voor de eerste (globale) berekeningen is uitgegaan van een homogene wand met een over de hoogte gemiddelde stijfheid (tussen een ongescheurde en gescheurde situatie in: $EI = 1.5 EI_{\text{vloei}}$). Met deze schematisatie kan snel worden bepaald in welke delen van de wand scheuren op zullen treden. Voor gedetailleerdere berekeningen zijn vervolgens de secties aangebracht met de maximale en minimale stijfheden.

In het laatste stadium van de dimensionering (van de gekozen variant) moet deze onderverdeling verder worden uitgewerkt aangezien de momentenverdeling verandert door de aangepaste stijfheden. Met behulp van een M-Kappa-diagram kan bij elk optredend moment de stijfheid worden bepaald, zodat bijvoorbeeld secties van 1 m hoog aangebracht kunnen worden. Door deze fijnere verdeling wordt de momentenverdeling die in werkelijkheid op zal treden beter nagebootst. De stijve delen nemen grote momenten op terwijl in de gescheurde delen lagere momenten optreden.

2. Het bereiken van het vloeimoment

De constructie vervormt zoveel dat het staal aan de trekzijde gaat vloeien, waarbij er van wordt uitgegaan dat dit eerder gebeurt dan dat het beton in de drukzone begint te verbrijzelen. Vanaf dit moment blijft de staalspanning, en dus de totale kracht in het staal gelijk. Het beton in de drukzone levert de kracht die evenwicht maakt met deze staalkracht en de totale betonkracht blijft dus ook constant. Dit houdt in dat het moment dat werkt op de doorsnede gelijk blijft, terwijl de rekken (en dus krommingen) toenemen. De buigstijfheid van de constructie neemt af.



3. Het bereiken van het breukmoment

Door het voortgaande vloeien van het staal worden de scheuren groter en daarmee de drukzone kleiner. De spanning in de uiterste gedrukte vezel worden dermate hoog dat de rekgrens wordt bereikt en het beton gaat verbrijzelen.

Voor de bovenstaande stadia is een handberekening gemaakt voor een diepwand paneel van 2 x 7 m, de momenten en buiging van deze wand zijn dwars op wand.

Vlakke wand, 2 x 7 m, $\omega_{doorsnede} = 0.8\%$ (0.7% aan trekzijde), $I = 4.666 \text{ m}^4$				
stadium	ϵ beton [%]	ϵ staal [%]	moment [kNm]	κ [1/m]
1a	0.0070	0.007	9333	0.00007
1b	0.0088	0.024	9333	0.00017
2	0.0925	0.25	69773	0.00172
3	0.35	1.357	75919	0.0085

tabel 4.2 Handberekening vlakke wand

Tot vloeien staal: $EI = 69773/0.00172 = 40.5657 \times 10^6 \text{ kNm}^2 \rightarrow E = 8.69 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$
 Breukmoment: $EI = 75919/0.0085 = 8.9316 \times 10^6 \text{ kNm}^2 \rightarrow E = 1.91 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$

Deze doorsnede is tevens met behulp van het computerprogramma MKAPPA berekend. Hierbij worden materiaalfactoren in rekening gebracht, en leveren dus een betrouwbaarder resultaat:

stadium	ϵ beton [%]	ϵ staal [%]	moment [kNm]	κ [1/m]
2	0.08	0.2175	73708	0.00157
3	0.35	1.9	75563	0.0121

tabel 4.3 MKAPPA-berekening vlakke wand

Tot vloeien staal: $EI = 73708/0.00157 = 46.9477 \times 10^6 \text{ kNm}^2 \rightarrow E = 10.06 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$
 Breukmoment: $EI = 75563/0.0121 = 6.2449 \times 10^6 \text{ kNm}^2 \rightarrow E = 1.34 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$

Deze waarden zijn voldoende in overeenstemming met de handberekening om erop te vertrouwen dat voor de MKAPPA de juiste invoergegevens zijn gebruikt.

5. HERBEREKENING BESTAANDE KADEMUREN

5.1 Inleiding

In de Amazonehaven zijn ten behoeve van de containerterminal ECT twee typen kademuren gerealiseerd. Fase 1A is in den natte gebouwd en is daarom een van een heel ander concept dan alle volgende fasen (1B, 2A en 2B), die in een bouwput gebouwd (zullen) zijn. Voor de uiteindelijke vergelijking van kosten en materialen tussen de combiwand- en diepwandvarianten zal de kokerconstructie met de combiwand onder een helling als vergelijkingsmateriaal dienen.

Aangezien het zeer ongebruikelijk is deformatiegegevens over kademuren beschikbaar te stellen, is in het programma van eisen, dat Ingenieursbureau Havenwerken Rotterdam opstelde, geen vervormingseis gegeven. Om deze reden is in het programma van eisen in hoofdstuk 2 een vuistregel aangenomen (uiterste grenstoestand 1B): $u_{\max} = 1/100$ kerende hoogte.

Om enig inzicht te krijgen of dit een reële aanname is, wordt van de beide constructies in de Amazonehaven een berekening gemaakt (uiterste gebruikstoestand).

Met de geometrie en belastingsituaties die voor de diepwanden gebruikt worden zijn de combiwand-constructies berekend, waarbij de dimensies zijn overgenomen zoals die in werkelijkheid uitgevoerd zijn. Hieruit volgen de maximale verplaatsingen en de minimale veiligheden op de passieve gronddruk.

De uitkomsten van de berekeningen van de bestaande constructies kunnen dienen als leidraad voor de ontwerpen van de diepwandvarianten, maar ook voor de combiwanden bij grotere havendiepten.

5.2 Fase 1A

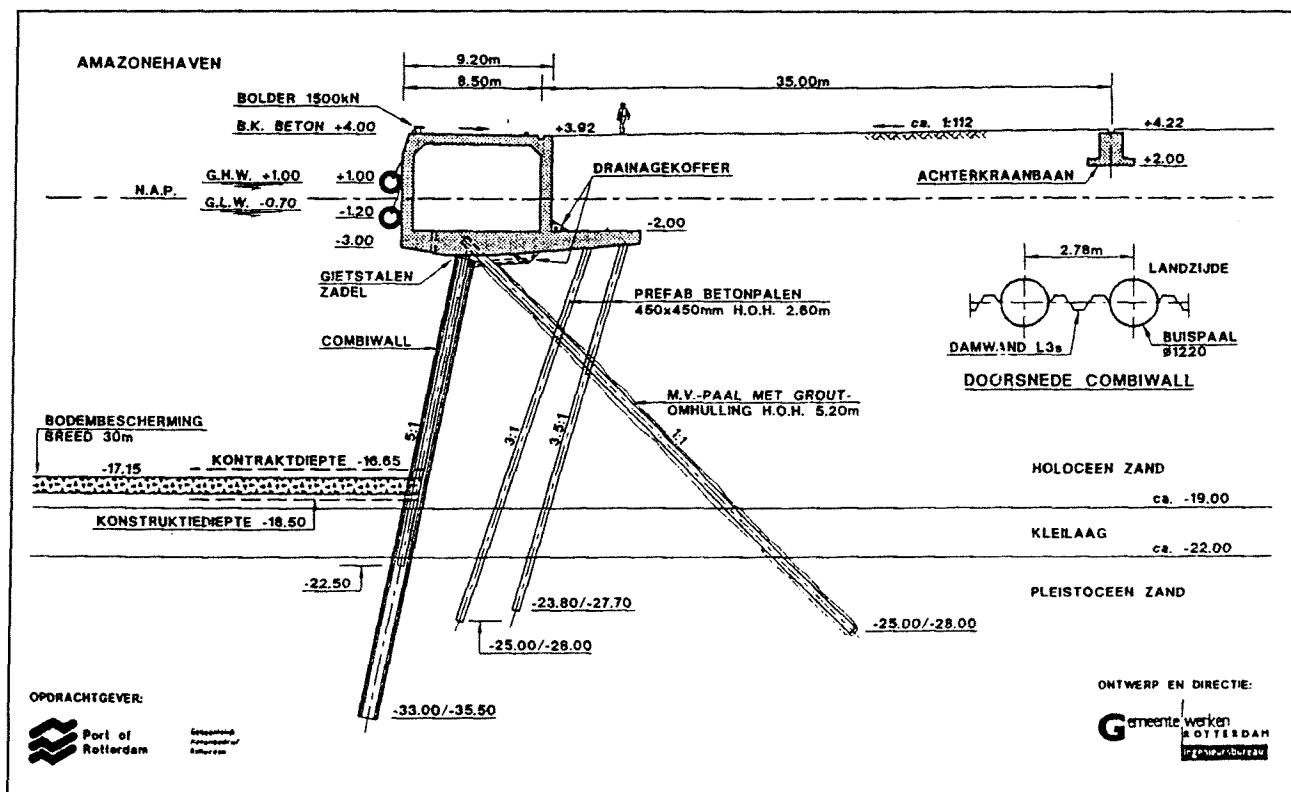
Dit deel van de kademuur is in den natte gerealiseerd, waardoor een ontlastvloer op een niveau onder het waterpeil onmogelijk was. In figuur 5.1 is een doorsnede van deze kademuur gegeven. In de uitgevoerde variant is gekozen voor een kleine vloer tussen de wand en de balk waarop de voorste kraanbaan ligt. Deze vloer heeft een ontlastende werking op de grond, doordat de terreinbelasting direct bij het kadefront en de lijnlast van de kraanbaan via de wand en de palen wordt afgevoerd. De grond (zonder bovenbelasting) belast de wand over de hele hoogte.

5.3 Fase 2A

Een zelfde berekening als in de voorgaande paragraaf is uitgevoerd voor de constructie van fase 2A. Hier bevindt de kop van de wand zich op N.A.P. -3.00 m waarboven een koker van 7 m hoog is gerealiseerd. De last door de constructie, de voorste kraanbaan en de grond boven de ontlastvloer wordt via de wand en de palen afgedragen. Met behulp van Staad is de verdeling van deze krachten bepaald (zie bijlage IV-2).

In het programma is de horizontale druk van de grond achter de koker als een horizontale last op de kop van de combiwand aangebracht. Het maaiveld is aangenomen op N.A.P. -3.00 m waardoor het nodig is de massa van de grond naast de belasting op het terrein als bovenbelasting aan te brengen (figuur 5.2).

maaiveldniveau:	N.A.P. -3.00 m
ontgravingsniveau:	N.A.P. -18.00 m
ontlastvloer:	Aanwezig. Dit houdt in dat de terrein- en kraanbelasting op het voorste deel van het terrein niet in rekening zijn gebracht.
gronddruk:	verticaal: 7 m holocene zand ($\gamma_{\text{droog}} = 18 \text{ kN/m}^3$, $\gamma_{\text{nat}} = 20 \text{ kN/m}^3$) en terreinbelasting van 40 kN/m^2 horizontaal: door zand en terreinbelasting
verankering:	MV-palen met een veerconstante van: $C_{\text{MV}} = EA / L_s$ $E = 2.1 \times 10^8 \text{ kN/m}^2$ $A = 0.0196 \text{ m}^2$ $L = 19.8 \text{ m}$ ($L_{\text{totaal}} = 33.2 \text{ m}$) (gemiddeld) $s = \text{h.o.h.} = 5.20 \text{ m}$ $= 40\,000 \text{ kN/m/m}^1$ $C_{\text{MV,hor}} = C_{\text{MV}} / \sqrt{2} = 28\,824 \text{ kN/m/m}^1$
combiwand:	buizen: $\text{Ø}1220\text{-}15$, h.o.h. 2.78 m planken: drieboudige Larssen III's I van buizen en damwandplanken samen = 0.0047 m^4 $E = 210\,000 \text{ N/mm}^2$
voetniveau wand:	N.A.P. -33.00 m (gemiddeld)



figuur 5.2 Schematisatie Fase 2A

6. ONVERANKERDE VARIANTEN

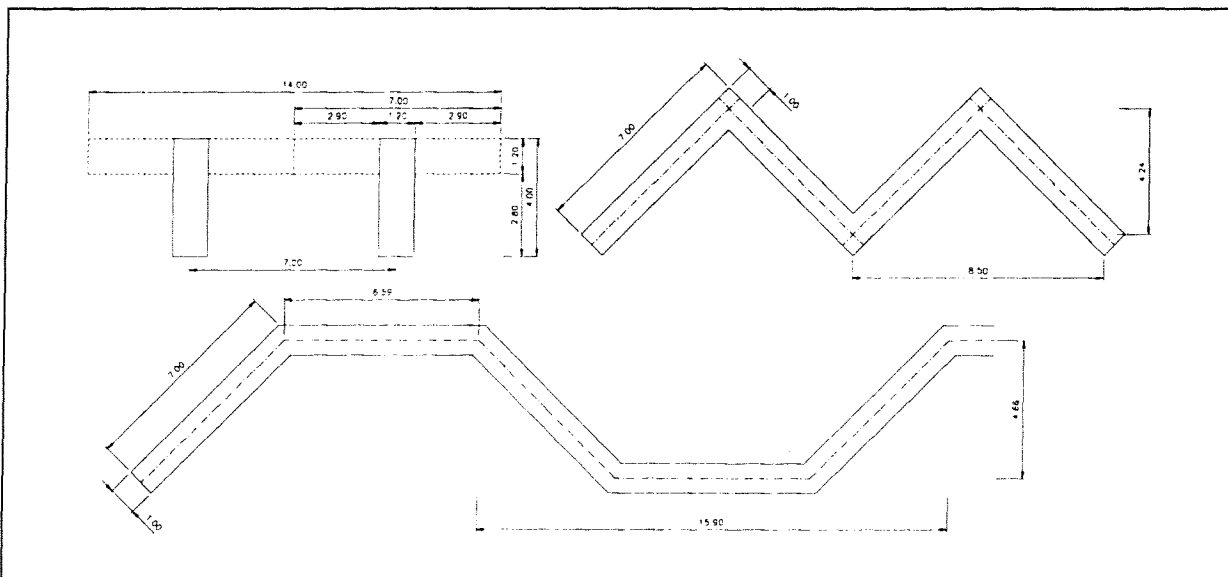
6.1 Inleiding

In hoofdstuk 3 zijn alternatieven opgesteld voor een kademuur waarbij diepwanden zijn toegepast. Ook na de eerste selectie op grond van enkele berekeningen zijn enkele varianten over gebleven waarbij verankering ontbreekt. Geen verankering houdt in dit verband in dat geen gebruik wordt gemaakt van ankerstaven of MV-palen. De stabiliteit van de keermuur is hierbij volledig afhankelijk van een hoge mate van inklemming in de bodem en een relatief hoge stijfheid van de wand. Met behulp van Damwand 2 (Blum) en Damwand 3 (verenmodel) zijn berekeningen uitgevoerd om te onderzoeken of deze varianten tot acceptabele afmetingen en vervormingen kunnen leiden. Allereerst zijn wanden met drie verschillende stijfheden berekend, vervolgens is de invloed van de inklemming in de grond onderzocht door het voethniveau van de wand te verlagen.

6.2 Berekeningen

Met behulp van Damwand 2 (Blum) is bepaald dat het voethniveau van de wand minimaal op N.A.P. -42.23 m moet liggen om een stabiele constructie te verkrijgen (voor een voorbeeld van de in- en uitvoer Damwand 2: zie bijlage II).

In de berekeningen in Damwand 3 (verenmodel) wordt dit op N.A.P. -42.50 m gesteld. Voor verschillende traagheidsmomenten (zie figuur 6.1) wordt de uitwijking bekeken op het maaiveldniveau (N.A.P. +4.00 m) voor zowel de situatie met alleen de belastingen op het maaiveld (fase 3) als voor de situatie met deze belastingen én de geconcentreerde krachten op de wand (fase 4).



figuur 6.1 Doorsneden van wanden met groot traagheidsmoment

Traagheidsmoment I [m ⁴ /m ¹]	u (+4.00) [m] zonder conc. Loads	u (+4.00) [m] met conc. Loads
1.6 = T-profiel	1.36	1.75
2.9 = zigzag-profiel	0.81	1.07
4.8 = damwand-profiel	0.55	0.73

tabel 6.1 Berekening m.b.v. Damwand 3

7. VLAKE WANDEN MET ANKERSCHERM

7.1 Inleiding

De gekozen basisalternatieven worden gecompleteerd door een wandtype en een verankering te kiezen (zie hoofdstuk 3). De onverankerde varianten zijn in het voorgaande hoofdstuk reeds afgefallen.

In dit hoofdstuk worden de varianten uitgewerkt waarbij vlakke wandpanelen worden toegepast en de verankering bestaat uit horizontale ankerstaven met een ankerscherm van damwanden. De basistypen 1 en 2 worden niet meegenomen aangezien geëist wordt dat het front tot N.A.P. -3.00 m wordt afgewerkt. Voor type 5 (kokerconstructie) wordt verondersteld dat een ankerscherm te veel uitvoeringsfasen en te veel materiaalgebruik met zich mee brengt (zie ook hoofdstuk 3). Dit houdt in dat slechts twee alternatieven overblijven waarbij een vlakke wand wordt toegepast en de verankering bestaat uit ankerstaven: type 3 (zonder ontlastvloer) en type 4 (korte ontlastvloer op maaiveldniveau).

Voor de bepaling van de dimensies van deze constructie zijn de volgende variabelen van toepassing:

- wanddikte
- wapeningspercentage diepwand
- voetniveau van de diepwand
- lengte ankerstaven
- h.o.h. ankerstaven
- diameter ankerstaven
- aangrijpingsniveau ankerstaven
- hoogte ankerscherm

Deze variabelen kunnen elkaar in grote mate beïnvloeden.

Het voetniveau bijvoorbeeld kan via de mate van inklemming een grote invloed hebben op de vervormingen en het momenten- en krachtenverloop van de wand. De stijfheid van de inklemming heeft via het dwarskrachtenverloop (locatie dwarskrachtenulpunt) en de grootte van de ankerkracht tevens invloed op de benodigde lengte van de stangen en de ankerwand (Kranz).

Door middel van vele berekeningen met behulp van Damwand 3 is onderzocht hoe de verschillende factoren elkaar beïnvloeden.

Voor het eerste type dat onderzocht is (vlakke wand met een kesp, geen ontlastvloer) is de gevolgde werkwijze uitgebreid weergegeven. Het tweede alternatief is op een gelijke wijze gedimensioneerd en dus in mindere mate beschreven.

Zoals in de krachtenveelhoek in de figuur getoond is, wordt de kracht Q_a gevormd door de massa van de grondmoot G_a en de actieve gronddruk van deze grondmoot onder een hoek δ met de horizontaal. Het bepalen van de maximale ankerkracht uit het evenwicht van de krachten op de afschuivende grondmoot wordt aanzienlijk eenvoudiger door in plaats van Q_a te werken met E_a en G_a . Hierdoor wordt de gehele grondmoot ($G_1 + G_a$) tussen de twee wanden, het maaiveld en het afschuifvlak meegenomen in de berekening.

Een vuistregel voor het bepalen van de afstand tussen de wand en het scherm is:

- een actieve grondwig vanaf het dwarskrachtennulpunt van de kerende wand onder een hoek van $\vartheta_a = 45^\circ + \varphi'/2$ met de horizontaal
- vanaf het punt waar deze grondwig het maaiveld bereikt een passieve grondwig naar de voet van het ankerscherm onder een hoek van $\vartheta_p = 45^\circ - \varphi'/2$ met de horizontaal.

De ligging van het dwarskrachtennulpunt en de benodigde diepte van het ankerscherm is pas bekend als de constructie berekend is. Voor de berekening wordt echter een lengte van het anker gevraagd omdat dit invloed heeft op de rek in het anker en daarmee de verplaatsingen van de wand. Er is dus een soort iteratie nodig waarbij eerst de maximale lengte van de wand, lengte van het ankerscherm, lengte van het anker en de ankerkracht wordt bepaald, waarna met deze ankerlengte de berekeningen van de verplaatsingen, krachten en momenten worden uitgevoerd. Indien nodig wordt vervolgens de verankering weer aangepast aan het gekozen voethniveau en het daarbij geldende dwarskrachtennulpunt.

Om voor gerichte berekeningen in Damwand 3 enigszins reële waarden voor de verankering in te kunnen voeren is een dergelijke iteratie uitgevoerd voor een vlakke wand van 2 m dikte, een ankerlengte van 35 m en een voethniveau van N.A.P. -35 m. Hierbij is uitgegaan van een over de hoogte van de diepwand constante buigstijfheid met een waarde tussen de ongescheurde situatie en het vloeiement van de doorsnede. Gekozen is voor $EI_{\text{gemiddeld}} = 1.5 EI_{\text{vloei}}$, wat leidt tot $E = 15.09 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$ en $I = 0.6667 \text{ m}^4/\text{m}^1$.

Uit de berekeningen volgt dat het dwarskrachtennulpunt op N.A.P. -26.60 m ligt en de optredende ankerkracht ongeveer 1300 kN/m^1 bedraagt.

De situatie is vereenvoudigd tot homogeen zand ($\varphi = 30^\circ$, $\gamma_{\text{nat}} = 20 \text{ kN/m}^3$, $c = 0$) met het grondwaterpeil op het maaiveld. Voor de vereenvoudigde situatie kan het ankerscherm worden bepaald dat voldoende passieve weerstand heeft om de ankerkracht te weerstaan.

Nu is met behulp van de vuistregels eenvoudig te bepalen (zie figuur 7.2) dat bij een scherm tot N.A.P. -7.00 m en het dwarskrachtennulpunt op N.A.P. -26.60 m een ankerlengte van 37 m nodig is. Met behulp van Kranz volgt dat de maximale ankerkracht 2400 kN/m^1 is. Voor de bepaling van de belastingen op de afschuivende grondmoot is de terreinbelasting niet meegenomen omdat de hoek van het afschuifvlak met de horizontaal (α) kleiner dan φ is (CUR 166 en EAU 1990).

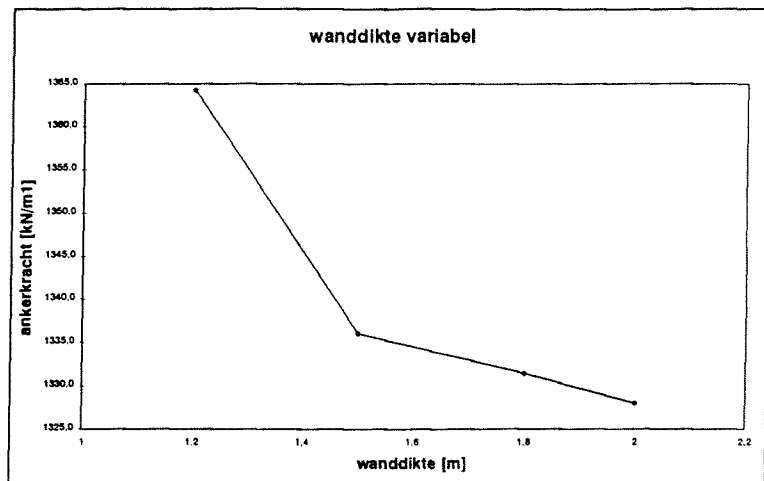
De veiligheid is $\eta = 2400/1300 = 1.85$.

Dit is ruim voldoende (minimale veiligheid is 1.5), maar aangezien het dwarskrachtennulpunt, de ankerkracht en de lengte van het scherm slechts zeer globaal bepaald zijn, is de uitkomst erg onnauwkeurig. Wel is nu bekend dat de 'orde van grootte' van de gekozen lengte goed is. In de verdere berekeningen wordt de ankerlengte op 35 m gesteld, waarna in § 7.2.4 een controle en eventuele aanpassing hiervan volgt.

7.2.3.2 Wanddikte variabel

De invloed van de wanddikte op de ankerkrachten wordt geanalyseerd door voor verschillende wanddikten bij een voethoogte van NAP-35.00 m en een verankering van $\varnothing 4\frac{1}{2}$ ", h.o.h. 1.00 m, lengte 35 m, de ankerkrachten te bepalen. Een dikkere wand gedraagt zich stijver waardoor mogelijk een groter deel van de belastingen wordt opgenomen door de inklemming in de grond.

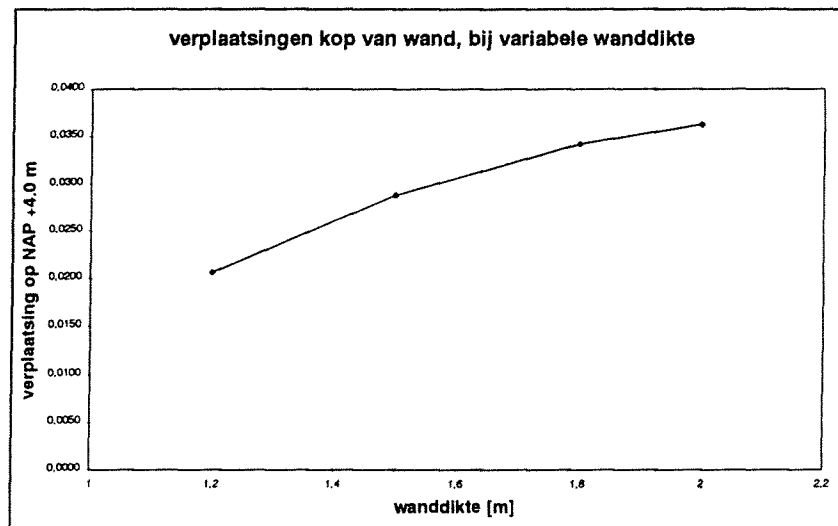
Voor de wanddikten worden de standaardbreedten van de diepwandgrijpers aangehouden: 1.20 m, 1.50 m, 1.80 m en 2.00 m.



CONCLUSIE

De ankerkrachten blijken inderdaad af te nemen bij een toenemende wanddikte. Het verschil tussen de ankerkrachten bij de dikste en dunste wand die berekend zijn, is echter slechts 36.35 kN/m^1 , zo'n 3 % van de optredende ankerkrachten.

De dikkere wanden zijn stijver ten opzichte van de gelijkblijvende verankering, en het vervormingsgedrag is daardoor ook anders: Een dikkere/stijvere wand vervormt vlakker dan dunnere/slappere wanden (figuur 7.3), waardoor de verplaatsingen boven het anker juist groter zijn (grafiek).



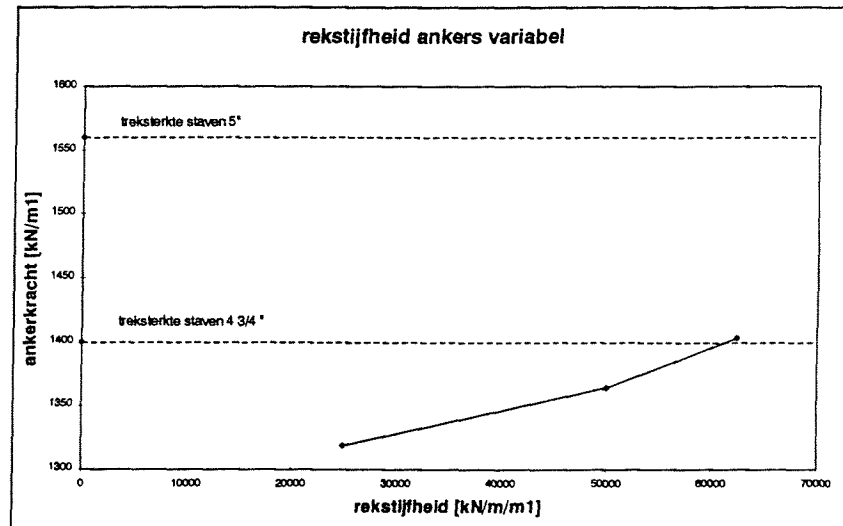
7.2.3.4 Rekstijfheid verankering variabel

De derde variabele is de stijfheid van de ankers. In een stijver anker zal waarschijnlijk de kracht hoger zijn dan in een slap anker. In welke mate de ankerkracht per strekkende meter afhangt van de rekstijfheid van de verankering zal worden onderzocht door de verankering te variëren van een wand van 1.20 m dik met een voethoogte van N.A.P. -30.0 m. De gekozen verankeringen zijn in tabel 7.2 gegeven.

staven	doorsnede	lengte	hoh	veerstijfheid
Ø4½"	83,3 cm ²	35 m	2 m	24990 kN/m/m ¹
Ø4¼"	83,3 cm ²	35 m	1 m	49980 kN/m/m ¹
Ø5"	104.0 cm ²	35 m	1 m	62400 kN/m/m ¹

tabel 7.2 verankeringen

In de grafiek zijn de maximale treksterkten van ankerstaven Ø4¾" en Ø5" ingetekend. Deze bedragen respectievelijk 1400 kN en 1560 kN. De treksterkte van ankers Ø4½" bedraagt 1250 kN. Deze is niet ingetekend omdat alle optredende ankerkrachten hoger zijn en deze staven dus niet voldoen.



CONCLUSIE

De krachten in ankers met een lagere stijfheid zijn in hetzelfde belastinggeval lager dan in ankers met een hogere stijfheid. De optredende krachten zijn echter zelfs bij de relatief slapste verankering (Ø4½"-2.00 m) groter dan 1250 kN, dus staven Ø4½" voldoen niet. Voor deze situatie kan worden aangenomen dat de ankerkracht bij een verankering met een stijfheid van 55 800 kN/m/m¹ (staven Ø4¾"-1.00 m) wel onder de treksterkte van de gebruikte staven blijft. Bij een verhoging van de ankerkrachten is deze grens echter ook al snel bereikt en is Ø5"-1.00 m nodig.

7.2.3.5 ALGEMENE CONCLUSIE

De invloed van de wanddikte, het voethoogte en de rekstijfheid van de verankering op de ankerkrachten zijn erg klein. De kracht per strekkende meter op het ankerniveau is dus vrijwel volledig afhankelijk van de kerende hoogte en van de horizontale belastingen op de wand. Voor de dimensionering van de verankering van de kadeconstructie kan er dus vanuit worden gegaan dat Ø4¾"-1.00 m of Ø5"-1.00 m nodig is. Voor de dimensionering van de wand is het overbodig op deze wijze te pogen de ankerkrachten te beperken. Als criterium dient te worden aangehouden dat de optimale combinatie van de wanddikte en de wandlengte moet worden gezocht waarbij de totale kosten van staal, beton en productie het laagste zijn.

De ligging van het dwarskrachtennulpunt (van belang bij de controle van Kranz) is vrijwel gelijk bij alle uitgevoerde berekeningen. Dit punt bevindt zich tussen N.A.P. -25.00 m en -25.50 m.

horizontale actieve gronddruk ankerscherm						
gronddruk	bovenkant [m NAP]	onderkant [m NAP]	gamma [kN/m ³]	labda [-]	druk onderkant [kN/m ²]	kracht [kN]
+ GWS	4	0	18	0,291	72	41,904
-GWS	0	-5	10	0,291	122	141,135
						183,039

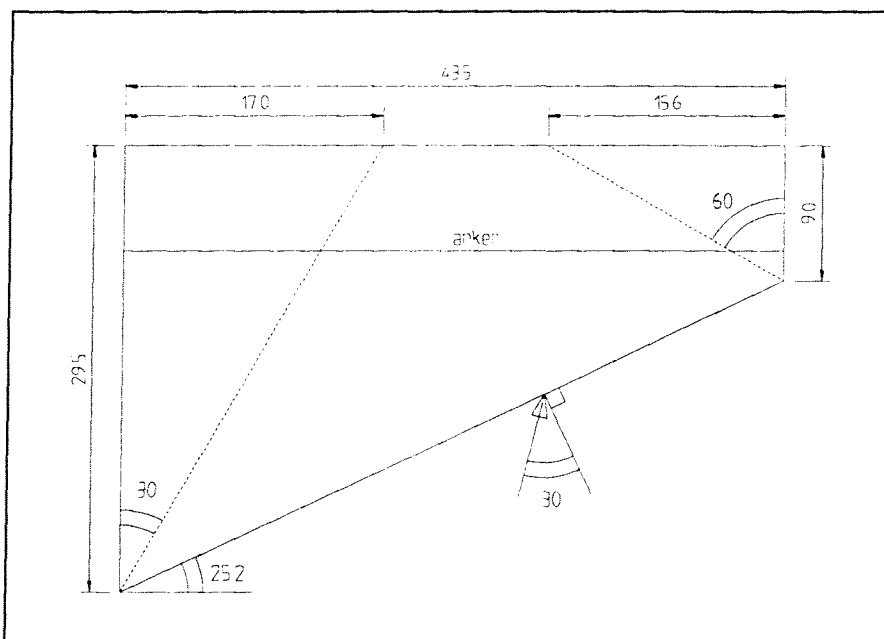
terrein-belasting						
	bovenkant [m NAP]	onderkant [m NAP]	gamma [kN/m ³]	labda [-]	druk onderkant [kN/m ²]	kracht [kN]
+ GWS	4	0	40	0,291	40	46,56
- GWS	0	-5	40	0,291	40	58,20
						104,760
						287,799

passieve gronddruk ankerscherm						
	bovenkant	onderkant	gamma	labda	druk onderkant	kracht
+ GWS	4	0	18	4,807	72	692,208
- GWS	0	-5	10	4,807	122	2331,395
						3023,603

resultante horizontaal ankerscherm (positief is veilig)	
= 3023.603 - 287.8 - 1,5 x 1320 =	755,804

Door het passieve glijvlak voor het ankerscherm niet het actieve vlak achter de keerwand te laten raken wordt een ankerlengte van 33 m gevonden. Hierbij wordt echter niet voldaan aan de Kranz-stabiliteit.

Gekozen wordt voor een wand onder de kraanbaan aan de landzijde, zodat de wand bijdraagt aan het dragen van de kraanlast en tevens de grondmoot tussen de diepwand en de damwand voldoende groot is (figuur 7.5).



figuur 7.5 Controle Kranz

Het verschil in de dwarskracht die de doorsneden van 1.20 m en 1.50 m op kunnen nemen bedraagt:

$$\begin{aligned} \text{dikte} = 1.50 \text{ m: } 0.4 \times 1000 \times 1400 &= 560 \text{ kN/m}^1 \\ \text{dikte} = 1.20 \text{ m: } 0.4 \times 1000 \times 1100 &= 440 \text{ kN/m}^1 \\ &= 120 \text{ kN/m}^1 \end{aligned}$$

De optredende dwarskrachten in de beide doorsneden zijn bij alle voetniveaus van een zelfde orde (tussen 850 kN/m¹ en 900 kN/m¹). Indien deze voor de beide doorsneden gelijk worden gesteld is de extra wapening die nodig is in de doorsnede van 1.20 m dik.

$$\frac{V}{f_{y,d} \times d} \times t = \frac{120000}{435 \times 1100} \times 300 = 75 \text{ mm}^2 \text{ per laag}$$

per meter hoogte 3 lagen (h.o.h. = 300 mm)
 lengte staven = 1.10 m
 0.00025 } per m² waar dwarskrachtwapening nodig is, is
 ≈ 2 kg extra staal nodig.

Dit verschil is te weinig om de keuze tussen de varianten op te baseren. De dwarskrachtwapening wordt niet in deze vergelijking meegenomen.

7.2.4.5 Scheurwijdte

Voor de beperking van de scheurwijdte wordt in de huidige norm van betonwerk (NEN 6720) voorgeschreven hoeveel wapening in de doorsnede aanwezig moet zijn door bij bepaalde trekspanningen in het staal de h.o.h. voor te schrijven. Deze methode vervangt de controleformules voor de scheurwijdte, omdat deze formules te zeer de indruk wekken dat de scheurwijdte nauwkeurig voorspeld kan worden.

Om toch meer inzicht te hebben in de relatie tussen de optredende momenten en scheurwijdten zijn de scheurwijdteformules toegepast zoals die staan beschreven in 'Theorie en praktijk van het gewapend Beton' van prof.dr.ir. A.S.G. Bruggeling [lit. 4]. Voor de uiteindelijk gekozen variant van de kadeconstructie wordt de toegepaste wapening getoetst aan de huidige norm en eventueel aangepast.

Om de scheurwijdte (w) te berekenen die optreedt in de wand wordt de trekzone van de wand afzonderlijk beschouwd. Van deze trekzone ('verborgen trekband' genoemd) wordt de betondoorsnede "A_c" bepaald [lit. 4].

$$"A_c" = \frac{M_{cr}}{0.9 \cdot d \cdot \sigma_{cr-1}} - n \cdot A_s \approx \frac{W_{cs} (0.8 + 0.4h^{-0.6})}{0.9 \cdot d} - n \cdot A_s$$

$$\sigma_{cr-1} = 0.62 \cdot f_{ctm,0} = 1519$$

$$n \text{ (B25)} = 7.1$$

W_{cs} = weerstandsmoment gecombineerde doorsnede

Deze laatste formule is onafhankelijk van de betonkwaliteit. Bovendien blijkt dat "A_c" maar zeer weinig verandert door een andere hoeveelheid wapening, doordat de toe- c.q. afname van "A_c" door een andere W_{cs} wordt gecompenseerd door af- c.q. toename door de term $n \cdot A_s$.

Door een aanname van een gemiddeld wapeningspercentage (0.7%) en $d = 0.9 h$, volgt dat $n \cdot \omega = 0.0497$, waarmee wordt bepaald dat $W_{cs} = 1.134 W_c$.

Door met deze gegevens de bovenstaande formule te herschrijven wordt verkregen:

7.2.4.6 Keuze en detaillering

Op grond van de in de vorige paragrafen uitgevoerde berekeningen kan worden geconcludeerd dat de scheurwijdtebeperking bepaalt wat de benodigde hoofdwapening is en welke combinatie van betonddoorsnede en wapeningspercentage de meeste perspectieven biedt.

Om te komen tot een keuze van de wanddikte en voetriveau wordt berekend hoeveel beton en hoeveel hoofdwapening nodig is per strekkende meter wand. Voor de berekening van de wapening wordt uitgegaan van de maximale berekende wapening over de hele hoogte. Dit zal in werkelijkheid niet nodig zijn aangezien niet overal de maximale momenten met maximale scheuren optreden, maar voor het efficiënt samenstellen van de korf zijn niet te veel verschillende doorsneden toegestaan: De maximale wapening wordt 'te ver' doorgetrokken.

Wanddikte	voetriveau	totale hoogte	wap. percentage	totaal staal	totaal beton
[m]	[m NAP]	[m]	[%]	[kg/m ¹]	[m ³ /m ¹]
1.50	-35.00	39.00	0.725	3308.2	58.5
	-32.50	36.50	0.750	3202.9	54.75
	-30.00	34.00	0.800	3182.4	51
1.20	-35.00	39.00	0.900	3285.4	46.8
	-32.50	36.50	0.900	3074.8	43.8

tabel 7.5 Vergelijking materiaalhoeveelheden

De laatste variant is duidelijk de oplossing met het minste materiaalgebruik. Hiervan wordt een gedetailleerdere berekening gemaakt waarin de verschillende stijghoogten van de grondlagen en de verschillende stijfheden van gescheurde en ongescheurde delen van de wand worden meegenomen (zie § 4.4)

Een ongewapende doorsnede kan het volgende moment overbrengen zonder te scheuren:

$$M = W \times f_{ctf} = \frac{b \times h^2}{6} \times f_{ctf} = \frac{1000 \times 1200^2}{6} \times 2.6 = 624 \times 10^6 \text{ Nmm} = 624 \text{ kNm}$$

In de grafieken van het momentenverloop van de wand met een gemiddelde stijfheid kan worden afgelezen waar het moment kleiner is dan deze waarde en dus waar de doorsnede ongescheurd is. In de gebieden tussen de ongescheurde zones treedt dus wel scheurvorming op. Aangezien de scheuren plotseling in het beton schieten als de grenstrekkkracht van het beton wordt overschreden is de lengte van de scheuren aanzienlijk. De stijfheid van de doorsnede daalt dan flink ten opzichte van de ongescheurde doorsnede.

Voor deze gebieden wordt lage stijfheid aangehouden, namelijk de stijfheid op het vloeimoment van de wapening.

Basisinvoer:	wanddikte:	1.20 m
	maaiveld:	N.A.P. +4.00 m
	voetriveau wand:	N.A.P. -32.50 m
	ankerniveau:	N.A.P. -3.00 m
	ankers:	Ø5" h.o.h. 1.00 m, lengte 42.50 m
	ankerscherm:	Larssen 420, N.A.P. +4.00 m tot N.A.P. -9.00 m
	stijghoogten:	alle lagen hydrostatisch, behalve:
	actieve zijde:	zandlaag -16.00 tot -19.50: h = N.A.P. +0.90 m
		kleilaag -19.50 tot -22.50: h = N.A.P. +2.00 m
	passieve:	zandlaag -22.50 tot -- h = N.A.P. +0.00 m

7.2.5 Controles

7.2.5.1 Inleiding

In de voorgaande paragraaf is bepaald welke dimensies en wanddoorsneden nodig zijn voor de vlakke wand zonder ontlastvloer. Hiermee is inzicht verkregen in de hoeveelheid wapening, ankerstaal en beton die nodig is en kan worden bekeken of deze hoeveelheden kunnen worden verminderd door de verankering op twee manieren te wijzigen: het verankeringsniveau verhogen en twee ankerlagen aanbrengeen.

Naast de controle of de toegepaste verankering tot de optimale oplossing leidt wordt de totale stabiliteit gecontroleerd met behulp van het programma Slope/W. Met dit programma wordt eveneens gepoogd de controle van Kranz uit te voeren.

Tenslotte is beschreven hoe gecontroleerd is of de sleuven tijdens het graven van de diepwand (met een lengte van 7 m) in het gekozen grondprofiel voldoende veiligheid tegen instorten heeft.

7.2.5.2 Hogere ankers

De ankerkracht kan worden gereduceerd door de ankers hoger aan te brengen, maar de momenten in de wand zullen door de grotere hoogte tussen verankeringsniveau en dwarskrachtenulpunt groter worden. De afweging is dus of een reductie van de hoeveelheid ankerstaal opweegt tegen de toename van de hoeveelheid wapeningsstaal.

De vergelijking wordt betrokken op de laatste variant uit de vorige paragraaf (dikte = 1.20 m, voetniveau = -32.50 m, ankers Ø5"-1.00 op -3.00 m) en op een zelfde wand met de verankering aangebracht op N.A.P. 0.00 m en +1.00 m. De in tabel 7.7 getoonde uitvoer is voor aangepaste verankering.

Ankerniveau ankers	N.A.P. -3.00 m Ø5"-1.00	N.A.P. 0.00 m Ø5"-1.00	N.A.P. +1.00 m Ø4¾"-1.00
M_{min}	-2588.0	-4272.6	-5095.9
M_{max}	2515.1	3186.1	3452.9
V_{max}	974.7	938.1	977.0
$F_{anker, max}$	1503.1	1457.0	1356.6
U_{max}	-0.101	-0.205	-0.266

tabel 7.7 Uitvoer verschillende ankerniveaus

Uit de tabel blijkt duidelijk dat de ankerkracht bij een ankerniveau van N.A.P. 0.00 m nog te groot zijn om een reductie van de staafdiameter toe te laten (zie tabel 7.2). Het maximale moment in de wand neemt echter wel aanzienlijk toe. Bij een iets hoger ankerniveau (N.A.P. +1.00 m) is deze reductie wel mogelijk maar zijn de momenten in de wand erg groot.

Voor het moment van -5095.9 kNm/m¹ in de wand van 1.20 m dikte is een berekening van de scheurwijdte gemaakt. Met een wapeningspercentage van 1.00 % is de scheurwijdte nog 0.494 mm. Ten aanzien van de eis van $W_{max} = 0.25$ mm is een wapeningspercentage nodig dat voor de uitvoering veel te hoog is. Daarnaast is voor de geringe reductie van het ankerstaal veel extra wapening nodig.

Niveau ankers [m t.o.v. N.A.P.]	doorsnede ankers	lengte ankers [m]	doorsnede [mm ²]	kracht per anker [kN]
+1.00	Ø3"-1.00	42.50	4560	463.4
-3.00	Ø2¾"-1.00	42.50	<u>3832</u> 8392	868.8
Uit de uitvoer blijkt dat voor de onderste verankering zeker Ø4"-1.00 nodig is. Ondanks de lichtere wapening van de onderste laag neemt de bovenste ankerlaag niet genoeg ankerkracht op waardoor de onderste ankers te zwak zijn. Om de bovenste ankerlaag meer kracht op te laten nemen wordt deze stijver uitgevoerd dan in de eerste berekening:				
+1.00	Ø4"-1.00	42.50	8107	605.7
-3.00	Ø2¾"-1.00	42.50	<u>3832</u> 11939	787.0
De kracht in de onderste ankerlaag is nu inderdaad gedaald, namelijk van 868.8 kN/m¹ tot 787.0 kN/m¹. Deze kracht kan echter nog steeds niet door de staven Ø2¾" worden opgenomen. De bovenste ankerlaag wordt nog meer verzwakt:				
+1.00	Ø4¾"-1.00	42.50	11433	677.5
-3.00	Ø2¾"-1.00	42.50	<u>3832</u> 15265	780.6
De totale doorsnede van het ankerstaal is groter dan bij Ø5"-1.00 (A=12668 mm²) dus deze oplossing voldoet niet. Bovendien is de ankerkracht in de onderste laag nauwelijks gedaald waardoor de staven Ø2¾" nog steeds ruimschoots niet voldoen.				

Geconcludeerd wordt dat de wand niet stijf genoeg is (ten opzichte van de verankeringen) om de totale ankerkracht op een gunstige manier te verdelen over meerdere ankerlagen. De onderste ankers worden zwaar belast en moeten dus ook zwaar worden uitgevoerd.

Tenzij uit de uitvoer van andere alternatieven blijkt dat de wand zich stijf gedraagt ten opzichte van de verankering worden twee of meer ankerlagen niet meer overwogen.

7.2.5.4 Controle algehele stabiliteit m.b.v. Slope/w

De algehele stabiliteit van de constructie is gecontroleerd met behulp van het programma SlopeW. Dit programma berekend volgens verschillende methoden de glijcirkel met de minimale veiligheid. In bijlage V-1 is een beschrijving van het programma en van de gebruikte methoden gegeven.

Het programma kan geen rekening houden met 'harde elementen' in de grond zoals damwanden, diepwanden en verankeringen. Indien de elementen binnen de cirkel met de minimale veiligheid vallen kan de grond met de elementen erin afschuiven. Doorsnijden de elementen de cirkel dan verhoogt dit de weerstand tegen afschuiven en daarmee de veiligheid.

Het voetniveau van de gekozen wand ligt op N.A.P. -32.50 m. De minimale veiligheidsniveaus volgens de verschillende methoden wordt gezocht door de horizontale raaklijnen van het glijvlak aan te passen tot de glijcirkel om de wand heen gaat (zie figuur 7.6).

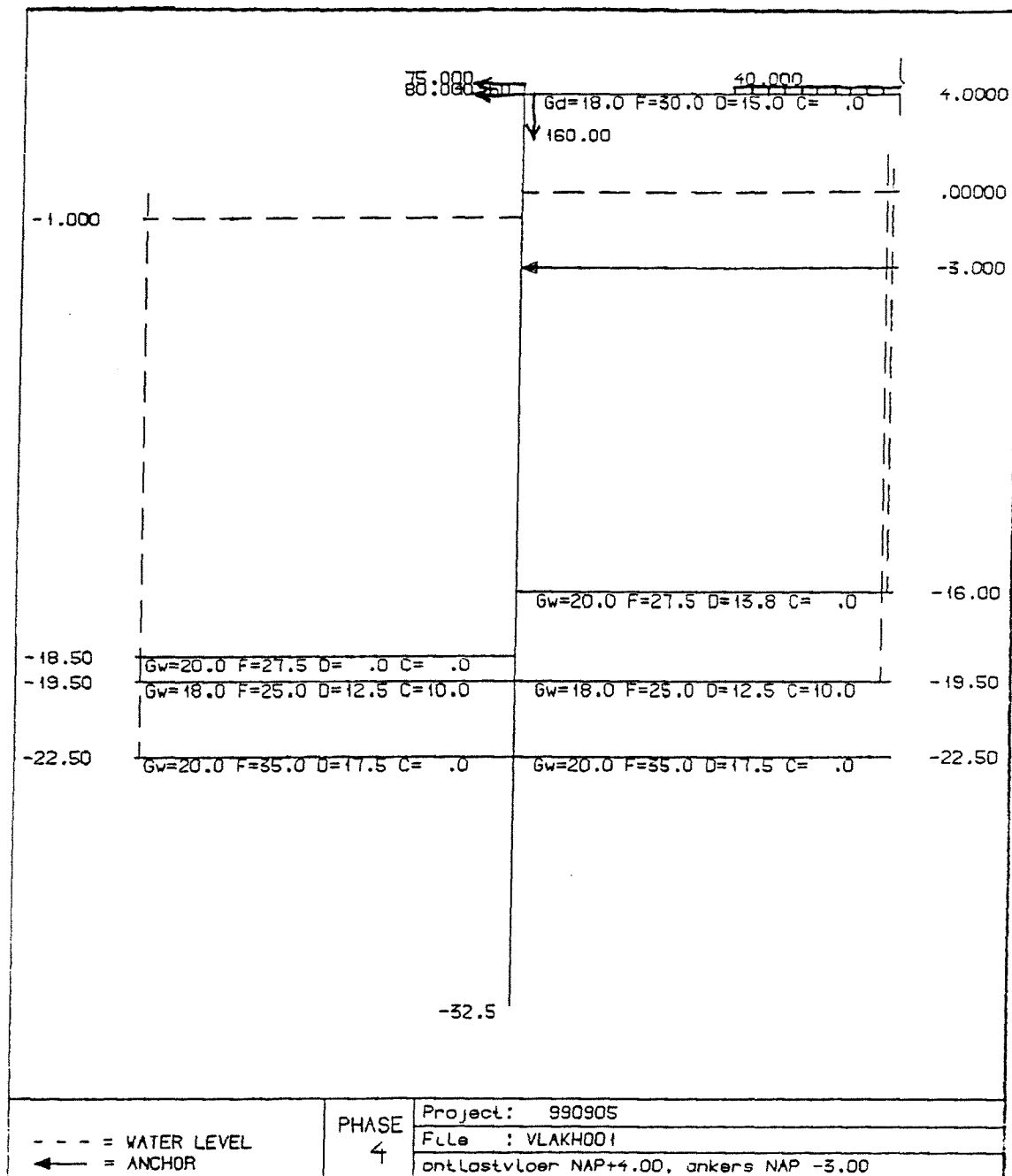
Methode	moment	kracht
Bishop	1.857	
Janbu		1.361
Morgenstern-Price	1.921	1.941

tabel 7.8 Veiligheidsniveaus bij voetniveau N.A.P. -32.50 m

7.2.5.6 Controle sleuflengte

Voor de bepaling van de vorm van de wanden is uitgegaan van een paneellengte van 7 m. Dit is op basis van in de literatuur bekende gegevens aangenomen. Voor de grondopbouw van de Maasvlakte moet deze aanname worden gecontroleerd. In samenwerking met de heer E. Huiden van NGT is hiervoor een computerprogramma gebruikt dat volgens de DIN 4126 de veiligheid voor elke ontgravingsdiepte (in opgegeven stappen) bepaalt. In bijlage IX-1 is de uitvoer van deze berekening gegeven. Geconcludeerd kan worden dat de veiligheid ruimschoots voldoende is, te weten 1.481 (op N.A.P. +1.50 m, zie pagina 4 van de uitvoer), zelfs met het relatief lichte bentoniet-mengsel dat gekozen is. Een grotere doorsnede zou in principe mogelijk zijn maar zal problemen geven bij het continu aanvoeren van het beton tijdens het vullen van een paneel.

Rond N.A.P. +2.50 m is de veiligheid iets lager dan 1.481 doordat de gronddruk al een vrij aanzienlijke waarde heeft bereikt terwijl de steunvloeistof slechts weinig boven dit niveau staat en dus nog geen grote horizontale druk levert. Door de boogwerking van de grond achter de geleidebalken zal deze veiligheid in werkelijkheid hoger zijn en dus geen beperking vormen, mits de geleidebalken goed op elkaar afgestempeld zijn.



figuur 7.7 Invoer voor hoge ontlastvloer

Door de gereduceerde ankerkrachten en momenten is een dunnere wand misschien mogelijk waarmee een goedkopere combinatie van beton en wapeningsstaal wordt bereikt. De invoer van de wand van 1.20 m dikte wordt aangepast aan een wand van 1.00 m. De stijfheid van de gescheurde doorsnede wordt met behulp van MKAPPA gevonden ($d = 1.00$ m, $\omega = 1.00$ %), de verdeling van gescheurde en ongescheurde secties wordt gelijk gehouden.

	bovenzijde	onderzijde	E [kN/m ²]	I [m ⁴ /m ¹]
1	4.450	-0.550	28500000.0	0.0833333
2	-0.550	-4.100	8940000.0	0.0833333
3	-4.100	-6.300	28500000.0	0.0833333
4	-6.300	-20.200	8940000.0	0.0833333
5	-20.200	-22.000	28500000.0	0.0833333
6	-22.000	-30.200	8940000.0	0.0833333
7	-30.200	-32.500	28500000.0	0.0833333

Met deze waarden worden de benodigde materiaalhoeveelheden berekend.

moment M	ω_0	A_s	hoogte	hoeveelheid staal
kNm/m ¹	%	mm ² /m ¹	m	kg/m ¹
-2555.9	1.00	12000	15.00	1404.0
+2057.9	0.95	11400	14.50	1289.3
minimum wapening	0.13	1560	29.50	359.0
				3052.3

dwarskracht V	V_{cd}	V_{wap}	wapening	hoogte	hoeveelheid staal
kN/m ¹	kN/m ¹	kN/m ¹	staven/m ²	m	kg/m ¹
724.1	440	284.1	9Ø10	12.50	68.9

verdeelwapening	hoeveelheid staal
20 % van hoofdwapening = 20 % van (1404.0 + 1289.3)	538.6 kg/m ¹
minimum wapening 0.13 % x 1.20 x 29.50	359.0 kg/m ¹
	897.6 kg/m ¹

ankers	h.o.h.	lengte	hoeveelheid staal
mm	m	m	kg/m ¹
Ø4½"	1.00	43	3441.5
Larssen 420		13	2249.0

beton	hoeveelheid beton
1.20 x 1.00 x 29.5	35.4 m ³ /m ¹

tabel 7.11 Berekening materiaalhoeveelheden (Vlakhoo1)

De bovenstaande gegevens zijn (voor dit stadium) definitief voor de vlakke wand met ontlastvloer, verankerd met ankerstaven en een ankerscherm. Naast de wand moet voor het totaalbeeld ook het materiaal van de ontlastvloer in rekening worden gebracht (zie § 10.3).

8. VLAKKE VARIANTEN MET MV-PALEN

8.1 Inleiding

De berekeningen van de varianten waarbij MV-palen als verankering worden gebruikt zijn gebaseerd op de berekeningen waarbij ankerstaven met een ankerscherm zijn toegepast. Alvorens de dimensionering van de alternatieven wordt uitgevoerd worden de gekozen MV-palen en de gebruikte parameters beschreven.

Voor de wand zonder ontlastvloer en de wand met een ontlastvloer op maaiveldniveau zijn de in hoofdstuk 7 gekozen wanden uitgangspunt. De MV-palen zijn gedimensioneerd op de berekende krachten wanneer de verankering bestaat uit ankerstaven, waarna blijkt dat de stijfheid van de verankering niet enorm verschilt. De invloed van de stijfheid van de verankering op de optredende momenten is klein, waardoor voor de dimensies van de wand en de wapening slechts kleine aanpassingen nodig zijn. De gekozen wanden zijn in tabellen en figuren weergegeven.

De wand waarbij een kokerconstructie de belastingen op de wand vermindert kan niet direct worden afgeleid van eerdere berekeningen. De afmetingen van de koker worden weliswaar overgenomen van de in de Amazonehaven uitgevoerde 'fase 2A' maar de verdeling van de krachten in de koker, wand, schoorpalen en MV-palen is in dit rapport nog niet uitgewerkt.

Allereerst worden dus de totale krachten op het verankeringsniveau bepaald (=onderkant van de koker op N.A.P. -3.00 m) waarna met behulp van Staad wordt onderzocht hoe deze kracht wordt verdeeld over de MV-palen en de schoorpalen.

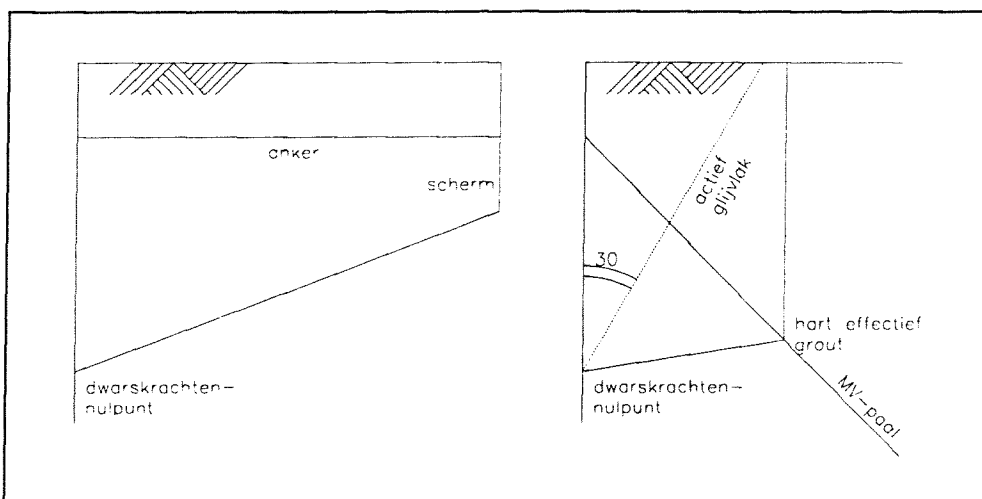
Na deze analyse kan de wand onder de koker worden gedimensioneerd. Hierbij worden twee wanddikten uitgewerkt zodat uit de totale begroting blijkt welke verhouding tussen de hoeveelheden wapeningsstaal, beton en diepwandvolume de meest optimale is.

Op basis van de sonderingen die werden gemaakt voor proefbelastingen op de Maasvlakte [lit. 6] is de gemiddelde conusweerstand op $q_c = 9 \text{ MPa} = 9 \times 10^6 \text{ N/mm}^2$ gesteld. Hiermee kan de rekenwaarde van de trekkracht per strekkende meter worden bepaald op 129 kN/m^1 (zie bijlage VI-1).

8.3 Type 3: Vlakke wand met kesp

8.3.1 Kranz

Als vervolg op Vlak1 (met ankerscherm) wordt dit alternatief in de berekeningen Vlak2 genoemd. Voor de invoer van de berekeningen zijn gegevens van de rekstijfheid van de verankering nodig. Naast het bekende profiel zijn de rek lengte en de h.o.h. van invloed hierop. Voor de eerste invoer wordt gebruik gemaakt van de ankerkracht zoals die bij het ankerscherm optreedt: 1503.1 kN/m^1 . Met deze kracht wordt de lengte bepaald van een paal onder een helling van 45° om aan de stabiliteitseis van Kranz te voldoen (zie bijlage VI-1 voor de theorie). Het probleem hierbij is dat het midden van het midden van het effectieve groutlichaam diep ligt, waardoor de actieve gronddruk tegen het vlak verticaal door dit punt erg groot is. De grote actieve druk wordt 'gecompenseerd' door een grote massa van de afschuivende grondmoot en een relatief weinig hellend afschuifvlak (zie figuur 8.2).



figuur 8.2 Vergelijking Kranz van ankerscherm en MV-paal

Het resultaat van de Kranz-controle is een minimale lengte van de MV-palen van 44.9 m.

8.3.2 Berekening hoeveelheden

Bij de berekende lengte van de MV-palen is de het effectieve groutlichaam buiten het afschuifvlak 33.2 m lang, zodat de maximale h.o.h. is:

$$h.o.h. = \frac{L_{eff} \times \tau_{max}}{\gamma \times \sqrt{2} \times F_{anker}} = \frac{33.2 \text{ m} \times 129 \frac{\text{kN}}{\text{m}}}{1.4 \times \sqrt{2} \times 1503.1 \frac{\text{kN}}{\text{m}}} = 1.44 \text{ m}$$

8.4 Type 4: Vlakke wand met kesp en ontlastvloer op maaiveldniveau

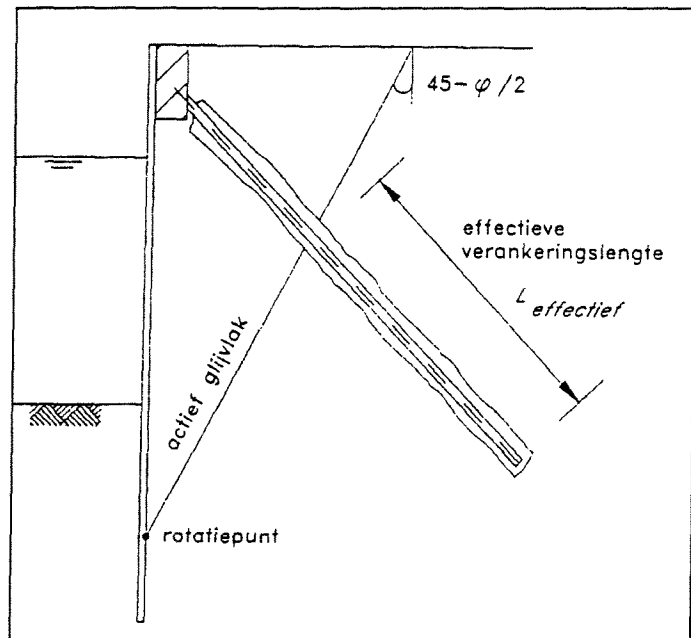
Evenals bij de vlakke wand zonder ontlastvloer (vlak2) wordt voor deze variant (vlakhoo2) de benodigde paallengte bepaald op basis van de ankerkracht die optreedt bij de wand en de verankering met ankerstaven en -scherm zoals die in het vorige hoofdstuk gekozen zijn (vlakhoo1). Evenals bij de bepaling van de krachten op de ankerstaven wordt de schoorstaande vibro-paal niet meegerekend. Met de bepaalde paallengte wordt vervolgens een berekening in Damwand 3 uitgevoerd waarna de verankering kan worden aangepast aan de optredende krachten.

Voor de ankerkracht van 1108.3 kN/m^1 moet t.a.v. de Kranz-stabiliteit het hart van het effectieve groutlichaam zich op N.A.P. -21.5 m bevinden. De rek lengte is dus 26.20 m, de effectieve lengte 29.00 m en de totale lengte 40.7 m (zie figuur 8.3).

De h.o.h. wordt berekend:

$$\text{grout: } \frac{29.00 \times 129}{1.4 \times \sqrt{2} \times 1108.3} = 1.70 \text{ m}$$

$$\text{staal: } \frac{355 \times 19600}{1.25 \times \sqrt{2} \times 1108.3 \cdot 10^3} = 3.50 \text{ m}$$



figuur 8.3 Kranz voor MV-paal

Het grout is, net als in het geval waarin de ontlastvloer ontbreekt, maatgevend, dus wordt onderzocht of vergroting van de lengte efficiënter is.

In de vorige paragraaf (vlakke wand zonder ontlastvloer) zijn MV-palen met een lengte van 44.9 m toegepast, wat ook voor deze situatie als maximum wordt aangehouden. De h.o.h. hiermee bedraagt 1.95 m.

lengte paal	h.o.h.	# palen per 500 m	totale lengte MV-paal
40.70 m	1.70 m	294	11965.8 m
44.90 m	1.95 m	256	11494.4 m

tabel 8.2 Vergelijking MV-palen

Duidelijk is dat de verlenging over-all een besparing oplevert. De rekstijfheid wordt nu:

$$C = \frac{210000 \times 19600}{28300 \times 1.95} = 74585 \frac{\text{kN}}{\text{m}} / \text{m}^1$$

De koker is aanwezig van het front van de kade tot aan de voorste kraanbaan, onder de kraanbaan bevindt zich de wand van de koker. Onder de bovenbouw is een dubbele rij palen aanwezig, die door hun schoorstand bijdragen aan het horizontale evenwicht van de constructie. Om de invloed van deze schoorpalen in rekening te brengen wordt het programma Staad III gebruikt. Voor de invoer van dit programma zijn echter eerst gegevens over de totale optredende horizontale krachten nodig. Om deze te verkrijgen wordt in § 8.5.2 een berekening uitgevoerd zonder schoorpalen, in § 8.5.3 worden deze wel meegenomen.

Dit laatste geval geldt als uitgangspunt voor de bepaling van de benodigde dimensies van de constructieonderdelen. In § 8.5.4 worden de benodigde materialen die hieruit volgen gegeven, die voor de begroting gebruikt gaan worden.

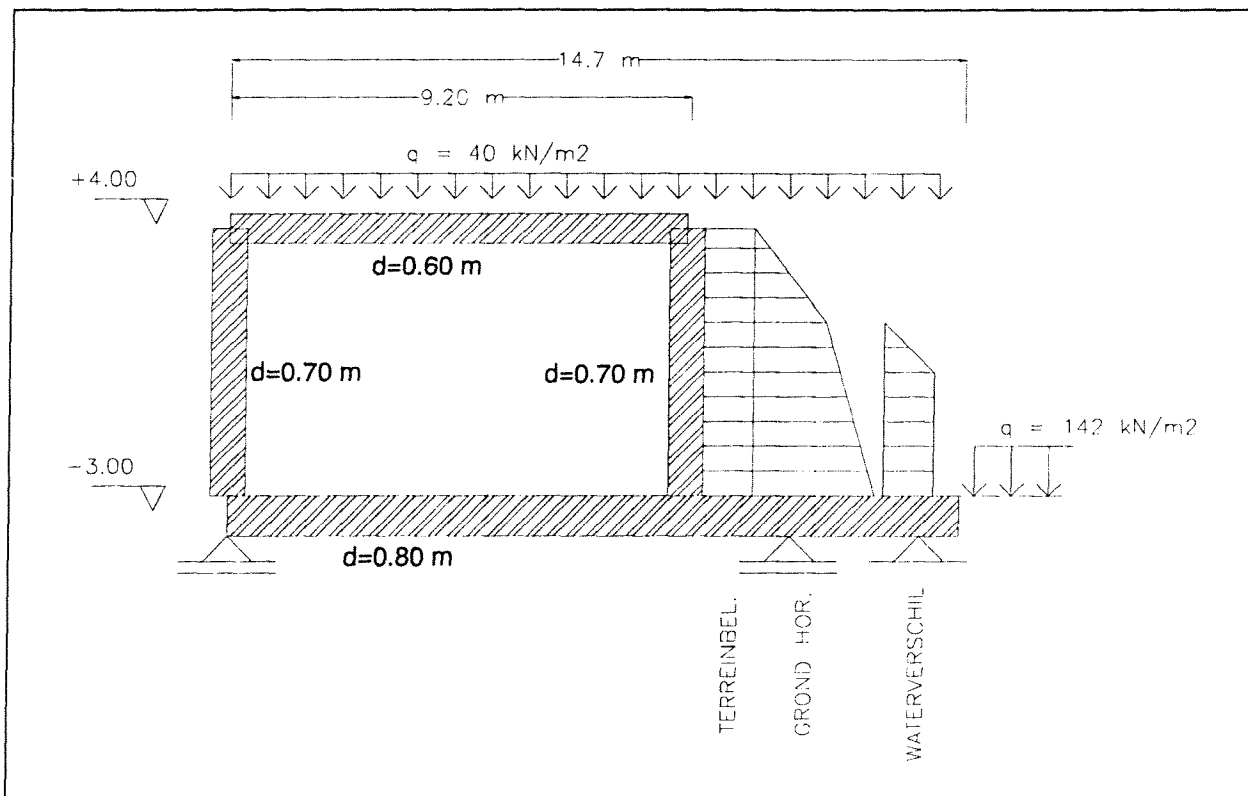
De conclusies en gekozen varianten zijn in § 8.6 weergegeven.

8.5.2 Invoer en eerste berekeningen (zonder schoorpalen)

Voor de berekeningen in Damwand 3 (zonder invloed schoorpalen) is voor deze variant uitgegaan van een maaiveld op N.A.P. -3.00 m. Hierdoor wordt direct de ontlastende werking van de bovenbouw in rekening gebracht, maar moeten de belastingen die via de bovenbouw werken op de wand, palen en grond apart worden ingevoerd:

1. Het gewicht van de bovenconstructie en het water dat zich in de (open) koker bevindt. De opdrijving wordt in deze belasting verrekend.
2. De terreinbelastingen en de grond boven de ontlastvloer.
3. De horizontale druk tegen de kokerconstructie door verschil in waterniveau en de grond.
4. De horizontale krachten t.g.v. troskrachten en windbelasting op de kraan.
5. De terreinbelasting en de grond van N.A.P.+4.00 tot -3.00 m die achter de ontlastvloer aanwezig is.

ad 1,2 De koker wordt als volgt geschematiseerd:



figuur 8.4 Schematisatie koker t.b.v. Damwand 3

Voor de verankering d.m.v. MV-palen wordt een stijfheid van $C = 40000 \text{ kN/m/m}^1$ aangehouden (zie § 5.3, Berekening van fase 2A).

De volgende waarden worden met Damwand 3 verkregen:

	Dikte [m]	voetniveau [m N.A.P.]	M+ [kNm/m ¹]	M- [kNm/m ¹]	D [kN/m ¹]	u [m]	F [kN/m ¹]
1	0.80	-28	1014.8	-1666.3	402.1	0.138	671.0
2		-30	1344.1	-1516.4	417.0	-120	655.5
3	1.00	-28	879.8	1732.7	395.5	0.89	677.3
4		-30	1282.8	1550.5	414.2	0.77	658.3

tabel 8.5 Vergelijking wanddikte en voetniveau

De keuze uit deze mogelijkheden wordt gemaakt door de benodigde hoofdwapening te bepalen aangezien de ankerkrachten weinig variëren en de hoeveelheid dwarskrachtwapening relatief klein is.

	d	ω	h	kg	totaal
1	0,80	1,30	17,5	1419,6	1887,6
	0,80	1,00	7,5	468,0	
2	0,80	1,25	17,2	1341,6	2260,1
	0,80	1,15	12,8	918,5	
3	1,00	1,00	18,1	1411,8	1734,7
	1,00	0,60	6,9	322,9	
4	1,00	0,95	17,5	1296,8	2076,8
	1,00	0,80	12,5	780,0	

tabel 8.6 Vergelijking wapeningshoeveelheden

Uit deze berekeningen volgt direct dat de diepe varianten het meeste staal vergen, terwijl ook het betongebruik uiteraard hoger ligt. Het voetniveau van N.A.P. -30 m valt af.

De twee uitvoeringen met een voetniveau van N.A.P. -28 m ontlopen elkaar wat hoofdwapening betreft niet veel. De hoeveelheid beton verschilt wel bij het gelijke voetniveau, namelijk $\Delta d \times h = 0.2 \times 25 \text{ m} = 5 \text{ m}^2 / \text{m}^1$. Hierdoor moet de afweging gemaakt worden tussen kosten voor beton en kosten voor wapening. Op dit moment kan deze keuze nog niet gemaakt worden omdat ook de kosten van de diepwandproductie een grote rol spelen, dus worden beide varianten uitgewerkt.

In tabel 8.5 kunnen de gevonden ankerkrachten worden gelezen voor de wanden met een voetniveau van N.A.P. -28.0 m. Bij de berekeningen inclusief de schoorpalen in de volgende paragraaf wordt 670 kN/m^1 aangehouden.

8.5.3 Inclusief schoorpalen

Om bij de berekeningen de horizontale krachten te bepalen die de schoorpalen opnemen, wordt het in § 5.3 gebruikte model in Staad gewijzigd.

Het model is 1 m breed. Om de rek(-stijfheid) van de prefab-palen te verrekenen zijn de palen met de juiste lengte en helling ingevoerd, de doorsnede (en dus de stijfheid) is hiernaar verschaald (zie de in- en uitvoer in bijlage IV-3).

De diepwand is als roloplegging aangenomen (verplaatst niet in verticale richting) recht onder de voorste wand van de koker, de horizontale rekstijfheid van de MV-palen en de wand zijn samen als horizontale veer ingevoerd, waarbij als eerste aanname de verankering van fase 2A in de Amazonehaven is genomen (§ 5.3):

Deze rekstijfheid van de verankering wordt in Damwand 3 toegepast om de optredende krachten en momenten te bepalen. aangezien in § 8.5.2 is weergegeven dat nog geen keuze voor de wanddikte kan worden gemaakt, worden de berekeningen in Damwand 3 zowel voor de diepwand met een dikte van 0.80 m als voor 1.00 m uitgevoerd.

8.5.4 Berekening materiaalhoeveelheden

Op grond van de grafieken van het momentenverloop die zijn verkregen m.b.v. Damwand 3 (zie 8.5.2), wordt de verdeling van de gescheurde en ongescheurde doorsneden bij de twee wanddikten gemaakt.

Onderstaand is weergegeven hoe de wanden worden geschematiseerd, waarbij de stijfheid van de volledig gescheurde doorsneden is bepaald met behulp van $MKAPPA$ en een wapeningspercentage van 1.0 %. Als gemiddelde stijfheid van de gescheurde doorsnede is 1.5 maal de stijfheid van de volledig gescheurde doorsnede genomen (zie § 4.4).

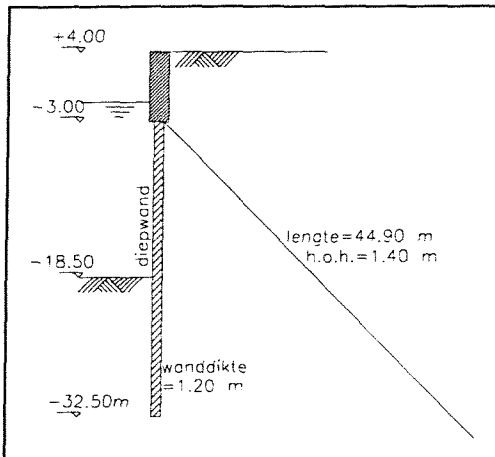
	bovenzijde	onderzijde	E [kN/m ²]	I [m ⁴ /m ¹]
d = 0.80 m	-3.00	-4.00	28.5×10^6	0.042666
	-4.00	-19.40	9.0×10^6	0.042666
	-19.40	-21.80	28.5×10^6	0.042666
	-21.80	-26.90	9.0×10^6	0.042666
	-26.90	-28.00	28.5×10^6	0.042666
d = 1.00 m	-3.00	-4.50	28.5×10^6	0.083333
	-4.50	-20.10	9.0×10^6	0.083333
	-20.10	-22.30	28.5×10^6	0.083333
	-22.30	-26.40	9.0×10^6	0.083333
	-26.40	-28.00	28.5×10^6	0.083333

Uit de uitvoer (bijlage III-9) kunnen voor beide wanddikten de maximale belastingen worden afgeleid, waarmee de wapening bepaald wordt.

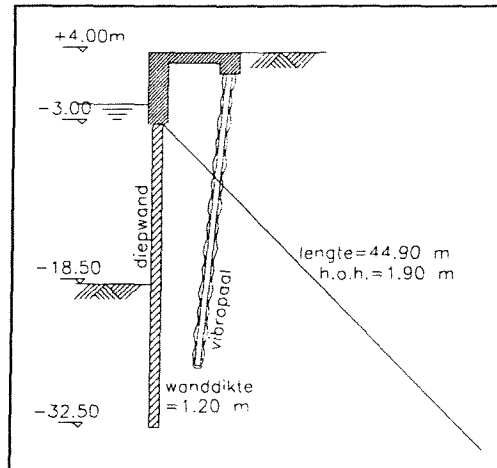
8.6 Conclusies varianten met MV-palen

Voor de variant zonder ontlastvloer en de variant met de ontlastvloer op het maaiveldniveau geldt dat de wanddikten gelijk blijven aan zoals ze gedimensioneerd zijn in hoofdstuk 7 (met ankerschermen). De wapening kan ten opzichte van de constructies in hoofdstuk 7 in enkele gevallen een beetje worden verminderd. De totale hoeveelheid staal die voor de verankering nodig is, is voor de MV-palen lager dan voor de ankerstaven. In hoofdstuk 10 worden de constructies begroot zodat zal blijken of deze veranderingen een kostenbesparing opleveren.

Figuren 8.7 en 8.8 tonen de constructies waarvan de begroting wordt opgesteld.

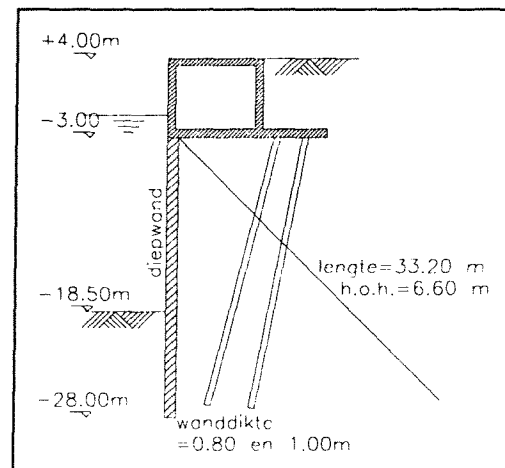


figuur 8.6 Definitieve Vlak2



figuur 8.7 Definitieve Vlakhoo2

In het alternatief met de ontlastkoker is het mogelijk de wand niet uit te voren met een dikte van 1.20 m, zoals bij de twee bovengenoemde varianten is gebeurd, maar met een dikte van 0.80 m. Hierbij is echter een hoog wapeningspercentage nodig om de scheuren te beperken. Voor een wand van 1.00 m dikte is eveneens de benodigde wapening bepaald zodat uit de begroting zal blijken welke verhouding van wapening- en betonhoeveelheden de meest optimale is. Op de wanddikte na zijn deze beide varianten gelijk. Figuur 8.9 toont een doorsnede van deze constructie.



figuur 8.9 Definitieve Ontlas10

9. T-PROFIEL MET MV-PALEN

9.1 Inleiding

Een mogelijkheid om op buiging belaste liggers uit te voeren is het T-profiel. Hierbij worden de materialen beton en staal optimaal benut doordat in de flens het beton op druk wordt belast en in het lijf de wapening onder trek staat, waarbij een grote arm mogelijk is. Dit maakt een zeer economische toepassing mogelijk.

Bij diepwanden liggen de zaken minder eenvoudig dan bij liggers. Allereerst is de uitvoering van de wapening gecompliceerd doordat met een grote korf gewerkt moet worden die zowel bij het samenstellen als bij het plaatsen tot problemen kan leiden. Ten tweede is de kwaliteit van de gegraven sleuf moeilijk controleerbaar waardoor de wand de beoogde sterkte niet haalt. Ten derde treden in de wand zowel positieve als negatieve momenten op, zodat in delen van de wand niet alleen de flens maar ook het lijf op druk wordt belast.

In dit hoofdstuk wordt alleen type 3 uitgewerkt, zonder ontlastvloer. Er is gekozen voor het uitwerken van maar één variant omdat de schematisatie van de T-doorsnede complex is en dus eerst de eerste begroting wordt afgewacht of deze uitvoering enigszins hoopvol is. Type 3 is gekozen omdat hiervoor de grootste stijfheid gewenst is, terwijl tevens naast de complexe uitvoering zo weinig mogelijk andere onderdelen en constructie-fasen nodig zijn.

Allereerst wordt de schematisering besproken die voor de T-vormige panelen toegepast wordt. Met deze gekozen schematisering worden vervolgens de berekeningen van de benodigde dimensies en materiaalhoeveelheden uitgevoerd. Hierbij wordt hetzelfde ontwerpproces gevolgd als bij de vlakke panelen is gedaan.

9.2 Schematisatie T-profiel

9.2.1 Bezwijkmodel

De keermuur opgebouwd uit T-profielen kan worden geschematiseerd als ingeklemde/verankerde buigligger. Dit is hetzelfde mechanisme als voor de overige constructies is aangenomen. Door middel van T-profielen kan echter ook een gewichtconstructie worden gerealiseerd. Beide mogelijkheden worden in de volgende paragrafen toegelicht.

9.2.1.1 Gewichtconstructie

Indien niet van een buigligger, maar van een vaste constructie wordt uitgegaan moet het moment door de massa van de wand en de grond groter zijn dan het moment door de belastingen. In dit geval zullen de lijven van de T aanzienlijk langer moeten zijn dan 2 m (wat in § 9.2.1.2 wordt aangenomen) waardoor de hoeveelheid te realiseren diepwand toeneemt.

De gewichtconstructie kan zijn horizontale stabiliteit ontleenen aan:

- verankering
- passieve gronddruk
- schuifweerstand op grondvlak

Voor de panelen van de diepwand wordt aangenomen: flens: 0.80 x 7 m
 lijf: 0.80 x 14 m
 grond tussen lijven werkt volledig mee

Neutrale lijn doorsnede: 5.333 m vanaf voorkant

$$\begin{aligned} \text{beton diepwand:} \quad M &= (A \times h \times \gamma) \times z \\ &= (16.8 \times 4 \times 24 + 16.8 \times 22.50 \times 14) \times 5.333 \\ &= 36825.6 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{zand tussen lijven:} \quad M &= (A \times h \times \gamma) \times z \\ &= (86.8 \times 4 \times 18 + 86.8 \times 22.50 \times 10) \times 7.8 \\ &= 201080.9 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Met deze afmetingen wordt de veiligheid tegen kantelen:

$$\gamma = \frac{M_{\text{massa constructie}}}{M_{\text{grondbelasting}}} = \frac{36825.6 + 201080.9}{156328.2} = 1.522 \text{ (moet minimaal 1.5 zijn)}$$

Bij een gewichtsconstructie moet dus voor de afmetingen in deze orde van grootte worden gedacht. Op basis van de kosten voor diepwanden die ook in § 10.3 worden gebruikt is een begroting voor deze variant opgesteld (zie bijlage VII-2). Hierbij is voor de bepaling van de hoeveelheid staal 150 kg/m³ genomen.

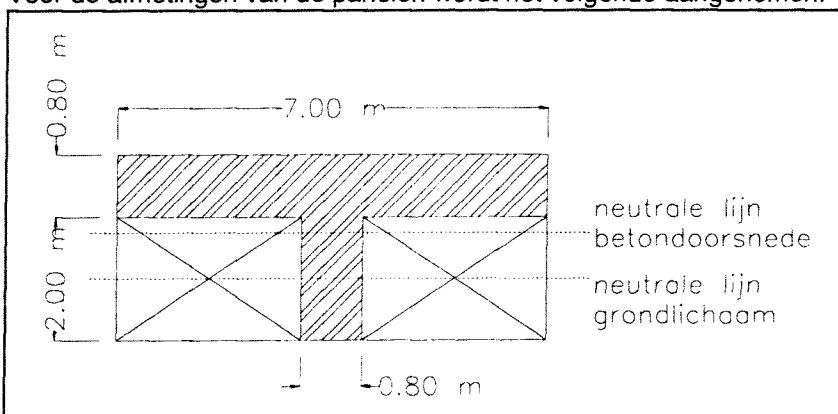
CONCLUSIE

De kosten van een dergelijke constructie (24.811.825) liggen aanzienlijk hoger dan van de T-profielen die als buiglijger zijn geschematiseerd (21.114.350, zie volgende hoofdstuk). De hoge kosten van de diepwand per meter in combinatie met het grote diepwand-oppervlak zijn van grote invloed op de totale kostprijs. De reductie door het hogere voetriveau en het achterwege blijven van verankeringen wordt hierdoor teniet gedaan. De gewichtsconstructie is niet interessant om in het kader van dit onderzoek verder te worden uitgewerkt. Een dergelijke constructie kan in situaties waar verankeringen moeilijk te realiseren zijn beter tot zijn recht komen.

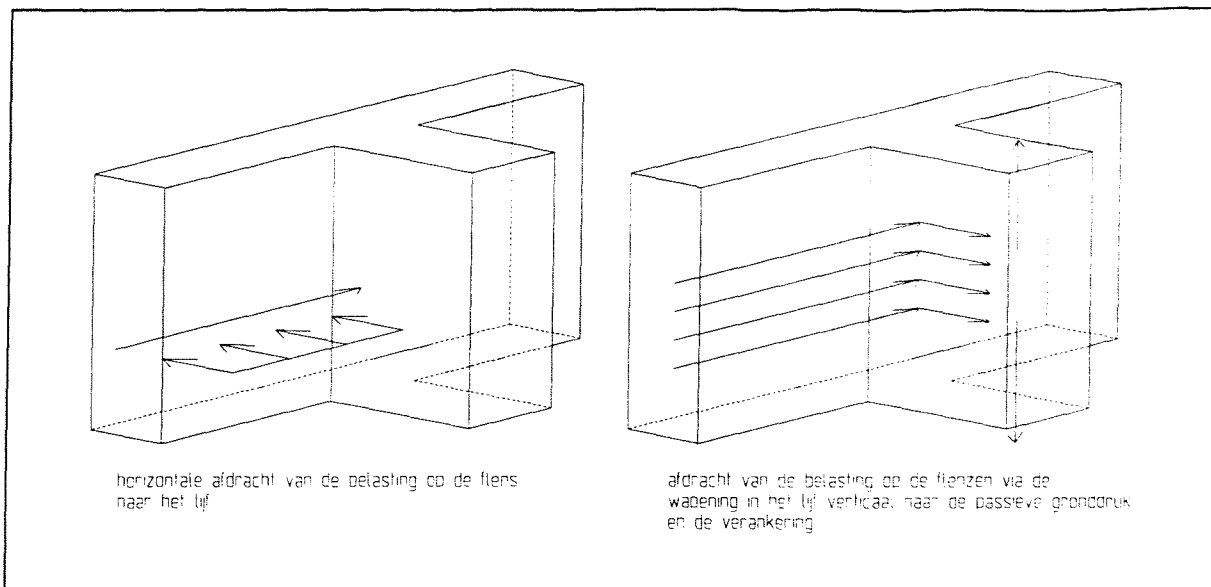
9.2.1.2 Buiglijger

De diepwand opgebouwd uit T-vormige panelen kan worden beschouwd als een buiglijger die in de grond is ingeklemd en door middel van een verankering verend is opgelegd.

Voor de afmetingen van de panelen wordt het volgende aangenomen:



figuur 9.1 Doorsnede T-vormige paneel



figuur 9.2 Lastafdracht in de T-profielen

Op grond van de uitvoer van de sterk geschematiseerde wandpanelen kan een verdeling van de buigstijfheid over de hoogte worden gemaakt. Hierbij worden aan de gebieden met positieve en negatieve momenten gescheurde en ongescheurde zones toegewezen. De verdeling van de stijfheid over de lengte van de profielen blijft gehandhaafd aangezien slechts invoer per strekkende meter mogelijk is.

Bij de bepaling van de benodigde sterkte van het lijf wordt om de belasting op het lijf bepaald door de gemiddelde belasting per strekkende meter op de wand te vermenigvuldigen met de lengte van het paneel (7 m).

Het weerstandsmoment van de getrokken doorsnede is bepaald met behulp van bijlage D van [lit. 7], waarbij gebruik gemaakt wordt van verhoudingsgetallen van de afmetingen van het T-profiel.

Hiermee volgt: $A_c = 0.5815 \text{ m}^2$

In de grafieken welke gebruikt worden voor de bepaling van de scheurwijdte wordt een wapeningspercentage van $\omega = A_g / A_c = 5.4 \%$ als maximum gesteld. Hieruit volgt uit de grafieken:

$$\begin{aligned}\sigma_{s,cr-2} &= 67 \text{ N/mm}^2 \\ \varepsilon_{\max} &= 215.9 \times 10^{-6} \\ w_{cr} &= 0.038 \text{ mm}\end{aligned}$$

Met behulp van MKAPPA volgt voor deze wapening de minimale drukzone: 0.41 m.

Tevens volgt hieruit dat op het vloeimoment geldt: $EI = \frac{M}{\kappa} = \frac{-29455}{-0.000949} = 31.033 \times 10^6 \text{ kNm}^2$

De buigstijfheid van deze doorsnede moet worden verschaald naar de doorsnede van het hele paneel (7 m lang).

$$\begin{aligned}I_{\text{paneel}} &= 3.052 \text{ m}^4 \\ E_{\text{gemiddeld; paneel}} &= 31.033 \times 10^6 / 3.052 = 10.168 \times 10^6 \text{ kNm}^2 \\ I_{\text{paneel}}/m^1 &= 0.436 \text{ m}^4/m^1 \\ EI/m^1 &= 10.168 \times 10^6 \times 0.436 = 4.433 \times 10^6 \text{ kNm}^2/m^1\end{aligned}$$

Hiermee is in Excel bepaald dat het maximaal optredende moment +3000 kNm per strekkende meter mag zijn.

Het moment dat bij de vlakke wand optreedt is +2250 kNm/m¹ dus dit lijkt haalbaar, afgewacht dient te worden wat de optredende momenten zijn. Aangezien de doorsnede stijver is dan de vlakke wand ($EI_{\text{vlak}}/m^1 = 9700000.0 \times 0.144 = 1.3968 \times 10^6 \text{ kNm}^2/m^1$) moet worden gerekend op grotere momenten.

In de gedeelten waar de wand in de flens op trek wordt belast, kan volgens Bruggeling [lit. 4] en NEN 3880 dezelfde strategie gevolgd worden als bij een gedrukte flens.

Voor de berekening van de verborgen trekzone " A_c " van de kern wordt wederom gebruik gemaakt van een effectieve breedte.

Minimaal 40 % van de wapening ligt binnen de kern, de overige wapening kan in de flens worden gespreid met een maximale h.o.h. van 200 mm.

De effectieve breedte is de minimale waarde van:

- dezelfde breedte als bij een gedrukte flens
- breedte lijf + L_{mo} . L_{mo} = afstand steunpunt tot momentennulpunt onder een spreidingshoek van $\arctan 0.5$.

Hier is het laatste criterium maatgevend. Uit de uitvoer van vlakke wanden en later ook van de T-profielen blijkt dat op ongeveer 1 m van de verankering een momentennulpunt zit.

$$b_{\text{eff}} = b_w + L_{mo} = 0.80 + 2 \times 1.0 \times \arctan 0.5 = 0.80 + 2 \times 0.53 = 1.80 \text{ m}$$

Hiermee wordt de volgende verdeling verkregen:

boven	onder	E	I
4.450	-3.850	14230000.0	0.4673
-3.850	-4.950	28500000.0	0.4673
-4.950	-21.300	11340000.0	0.4673
-21.300	-22.400	28500000.0	0.4673
-22.400	-31.700	14230000.0	0.4673
-31.700	-32.500	28500000.0	0.4673

De uitvoer van Damwand 3 met deze invoer is getoond op bladzijde 3 en 4 van bijlage III-10.

9.3.2 Berekening materiaalhoeveelheden

De krachten en momenten die op de wand werken kunnen nu worden gebruikt om de benodigde hoeveelheden materiaal te bepalen.

Naast de dwarskracht- en de hoofdwapening in het lijf en de flens is in het T-profiel ook horizontaal liggende trekwapening nodig die het buigende moment in de flenzen opneemt.

Hoofdwapening

Zowel het negatieve als positieve moment is kleiner dan de maximale momenten die de doorsnede kan weerstaan. De maximale wapening is dus niet nodig, waardoor de stijfheid iets lager is dan de ingevoerde waarde. Met behulp van excel is het scheurwijdte-criterium gecontroleerd.

Moment [kNm/m ¹]	gekozen wap.	A _s [m ² /paneel]	hoogte [m]	staal [kg/m ¹]
-3302.7	30 Ø40	0.0377	16.35	686.84
2410.8	20 Ø40	0.0251	10.15	283.88
minimum	72 Ø18	0.0183	26.50	540.37
				1509.09

tabel 9.2 Bepaling hoofdwapening

Voor de minimumwapening is 0.26 % (0.13% aan beide zijden) van de hele doorsnede genomen (7.00 x 0.80 + 2.00 x 0.80 m). Hierdoor is in de kern plaatselijk dubbele wapening aanwezig maar dit compenseert verdeelwapening om de krachten vanuit de hele flens de kern in te leiden.

Dwarskrachtwapening

Voor de berekening van de dwarskrachtwapening wordt uitgegaan van dezelfde schematisatie van de dwarskrachten als gedaan is voor de wapening voor de horizontale lastinleiding.

De betondoorsnede zelf kan een kracht overbrengen van:

$$V = \tau_1 \cdot b \cdot d = 0.4 \times 700 \times 1000 = 280 \text{ kN/m}^1$$

$$\tau_1 = 0.4 \cdot f_b = 0.4(f_b / 15) = 0.4 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

De overige dwarskracht moet door de wapening worden gedragen. De hoeveelheid wapening wordt berekend met

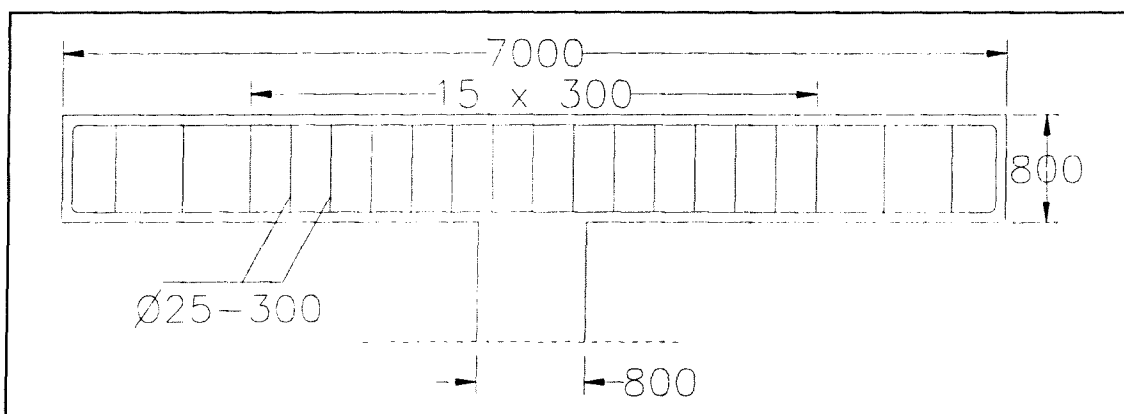
$$\frac{A_{\text{dwarskrachtwapening}}}{t} = \frac{V_{\text{wapening}}}{f_{y,d} \cdot d} \left[\frac{\text{mm}}{\text{m}^1} \right]$$

zone	q _{gemiddeld}	V _{max} [kN/m _{hoogte}]	A _{ss} /t	t=300 staven per laag	staven per m ²	volume staal [m ³ /m ²]
1	462.0	1432.2	3.784	3 Ø25	9 Ø25	0.00309
2	350.0	1085.0	2.644	3 Ø20	9 Ø20	0.00198
3	260.5	807.6	1.733	3 Ø16	9 Ø16	0.00127

zone	hoogte zone [m]	breedte paneel [m]	volume staal [m ³ /paneel]	gewicht staal [kg/paneel]	gewicht staal [kg/m ¹]
1	10.0	7.0	0.2165	1688.5	241.2
2	13.5	7.0	0.1870	1458.9	208.4
3	6.0	7.0	0.0532	415.0	59.3
					508.7

tabel 9.4 Berekening dwarskrachtwapening

De hierboven berekende hoeveelheden zijn slechts de effectieve staafdelen. Deze delen zijn echter onderling verbonden doordat de dwarswapening is opgebouwd uit gebogen staven. De 'verbindingen' kunnen horizontaal liggende staven aan de buitenzijde van de korf zijn. Zo vallen zij samen met de eerder berekende horizontale staven voor de momenten door de lastinleiding. Bij de dimensionering van die staven kan de dwarskrachtwapening in mindering worden gebracht zodat die hier niet nogmaals meegerekend hoeft te worden.



figuur 9.4 Dwarskrachtwapening in T-doorsnede met zwaarste belasting

10. KEUZE EN DIMENSIONERING DEFINITIEVE ALTERNATIEF

10.1 Inleiding

Op grond van begrotingen van de alternatieven die nu gedimensioneerd zijn kunnen de uitvoeringsmethoden worden vergeleken. Hieruit kunnen niet alleen alternatieven afvallen waarvan de (globale) dimensionering gemaakt is maar kan ook worden beredeneerd of de overige alternatieven een reële optie zijn. De begrotingen worden opgesteld in samenwerking met medewerkers van het bedrijfsbureau van HBW.

Het alternatief dat na deze evaluatie de goedkoopste blijkt te zijn wordt in het volgende hoofdstuk nog enigszins geoptimaliseerd en aangepast aan de huidige norm voor betonconstructies (voor bepaling van de scheurwijdten is nu nog de vorige norm toegepast, zie §4.5).

10.2 Ankerscherm/MV-paal

De eerste afweging wordt gemaakt tussen de ankerstangen met het ankerscherm en de MV-palen. In de ontwerpen zijn verankeringen gekozen waarvan de stijfheden van een zelfde orde van grootte zijn, zodat de constructie zelf nauwelijks verandert.

In de betreffende hoofdstukken is in tabellen samengevat welke materiaalhoeveelheden zijn berekend voor de constructies van type 3 en 4 (zie uitklapvel).

De kleine verschillen in stijfheid van de verankering leiden tot verschillende dwarskrachten- en momentenverlopen. De verschillen in de grootte van de belastingen zijn echter klein, in de meeste situaties voldoet zelfs dezelfde wapening. Door het verschillende verloop kan de hoogte waarover een bepaalde wapening wordt toegepast nog enigszins variëren. De totale hoeveelheden wapeningsstaal en beton die voor de constructie nodig zijn ontlopen elkaar niet veel.

Ook de hoeveelheid staal voor de verankering is van een zelfde orde van grootte.

De kiloprijs van de ankerstangen is door de hogere staalkwaliteit echter veel hoger dan van de MV-palen:

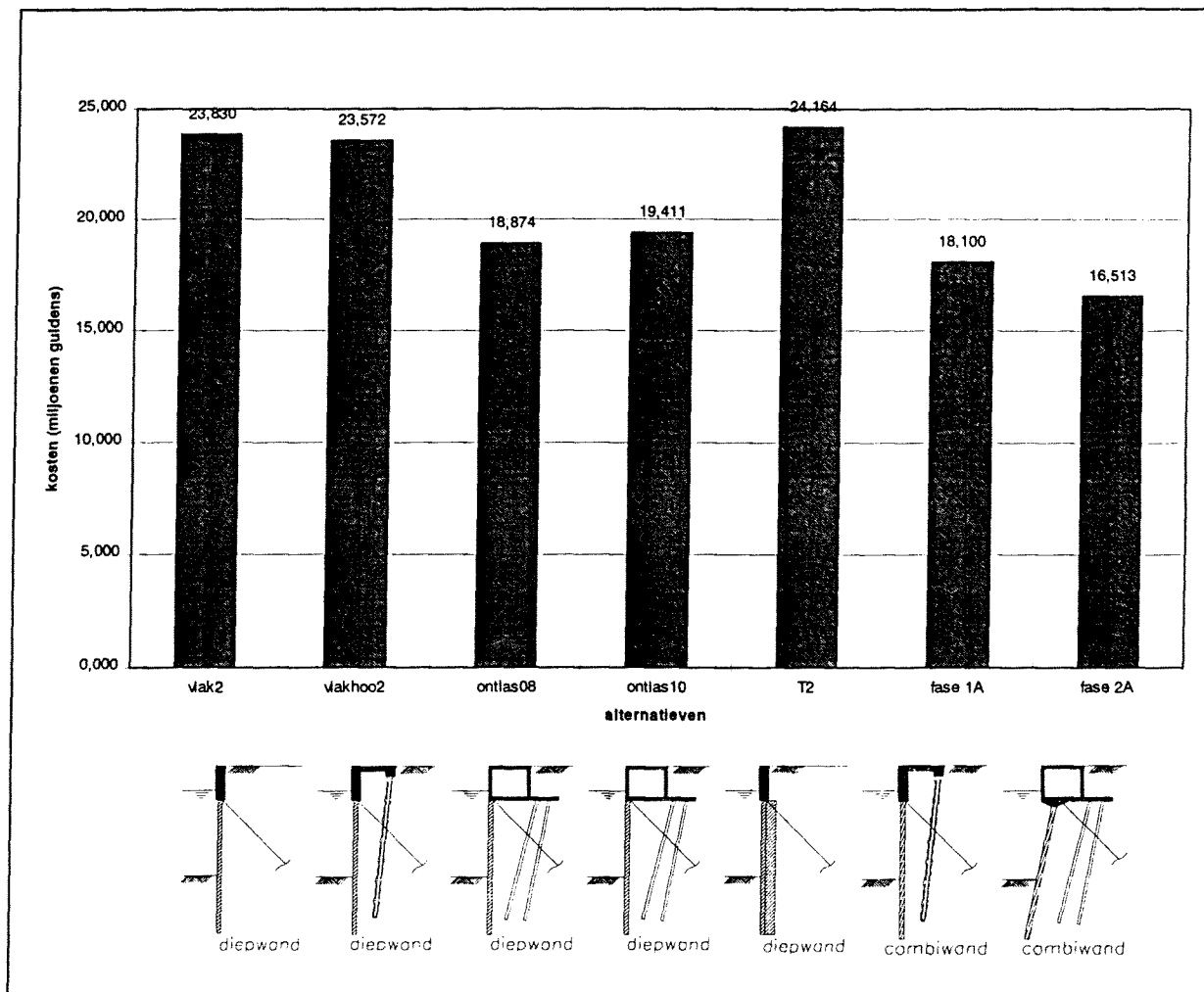
MV-palen fl. 1400/ton
ankerstaven fl. 200-fl. 250/m¹ = fl. 2030-fl. 2550/ton.

MV-palen		hoeveelh.	Eenh.	Eenh.prijs	prijs/dag	#dagen	totaal	
type 3	leveren palen	2457,42	ton	1.100,00			2.703.166	
	aanbrengen groutleiding	32148,4	m	50,00			1.607.420	
	paalpunten	358	st	500,00			179.000	
	grout	1928,904	m3	400,00			771.562	
	heien	358	st		12.000	90	1.080.000	6.341.148
type 4	leveren palen	1812,18	ton	1.100,00			1.993.396	
	aanbrengen groutleiding	23707,2	m	50,00			1.185.360	
	paalpunten	264	st	500,00			132.000	
	grout	1422,432	m3	400,00			568.973	
	heien	264	st		12.000	66	792.000	4.671.729

ankerstaven/damwanden								
type 3	ankers 43 m, 5", hoh 1m	21500	m	250,00			5.375.000	
	damwand 13*500*173 kg	1126	ton	1.300,00			1.463.800	
	heien/trillen	6500	m2	60,00			390.000	7.228.800
type 4	ankers 43 m 4,5", hoh 1m	21500	m	200,00			4.300.000	
	damwand 13*500*173 kg	1126	ton	1.300,00			1.463.800	
	heien	6500	m2	60,00			390.000	6.153.800

tabel 10.1 Kostenanalyse verankeringen

In bijlage VII-3 is per alternatief de kostprijsbepaling gegeven. Hierin kunnen de ingevoerde constructiedelen, materiaalhoeveelheden en kosten per eenheid worden gevonden. Figuur 10.1 geeft weer hoe de kosten van de alternatieven zich met elkaar verhouden.



figuur 10.1 kostprijs per 500 m kademuur

Uit deze gegevens kunnen de volgende conclusies worden getrokken:

- Het effect van de ontlastvloer op maaiveldniveau is gering, maar voldoende om te leiden tot een reductie van de kosten ten opzichte van het meest eenvoudige alternatief.
- De constructies waarbij gebruik gemaakt wordt van een ontlastkoker met ontlastvloer leiden tot de laagste kosten. De kosten voor de diepwand dienen dus zoveel mogelijk beperkt te worden om de kosten te drukken.
- De verhouding van de kosten voor beton en wapening is dusdanig dat wanden met een zo klein mogelijke doorsnede en een zo hoog mogelijk wapeningspercentage leidt tot de goedkoopste oplossing. Gestreefd dient te worden naar het maximaal veilig geachte wapeningspercentage in diepwanden.
- Ten opzichte van vlakke varianten veroorzaken de hoge uitvoeringskosten samen met de geringe materiaalbesparing (relatief veel wapening) voor T-profielen tot zeer dure oplossingen. De varianten waarin T-profielen worden toegepast waarvan nog geen berekeningen zijn gemaakt, worden niet meer uitgewerkt.

11. HERDIMENSIONERING GEKOZEN VARIANT

11.1 Inleiding

Op basis van de begrotingen die zijn opgesteld is een keuze gemaakt uit de meest veelbelovende alternatieven. Om de kosten van de gekozen variant beter te benaderen worden de berekeningen die voor deze variant zijn gemaakt gedetailleerder uitgevoerd.

De berekeningen van ontlast08 (zie § 8.5) kunnen op de volgende punten aangepast worden:

1. De dimensionering van de scheuwijde-wapening op basis van NEN 3880 moet worden aangepast aan de huidige norm voor betonconstructies: NEN 6720
2. De stijfheid van de wand is op basis van de momentverdeling verdeeld in 5 zones om de gescheurde en ongescheurde gebieden te benaderen. De momentenverdeling die hier uit volgde kan nu worden gebruikt om de verdeling nog fijner te maken om het werkelijk optredende scheurgedrag beter te benaderen. Damwand 3 heeft een maximum van 10 zones.
3. De wand en de bovenconstructie zijn rotatievrij, en dus momentloos met elkaar verbonden. Door de aansluiting van de betondoorsneden momentvast te maken wordt de rotatie van de wand verhinderd door de constructie erboven, waardoor boven in de wand een moment ontstaat en het moment in het overige deel van de wand gereduceerd wordt. Deze momentreductie kan leiden tot een vermindering van de wapening ten behoeve van de scheurwijdebeperking.

11.2 Wapening volgens NEN 6720 (wanddikte 0.80 m)

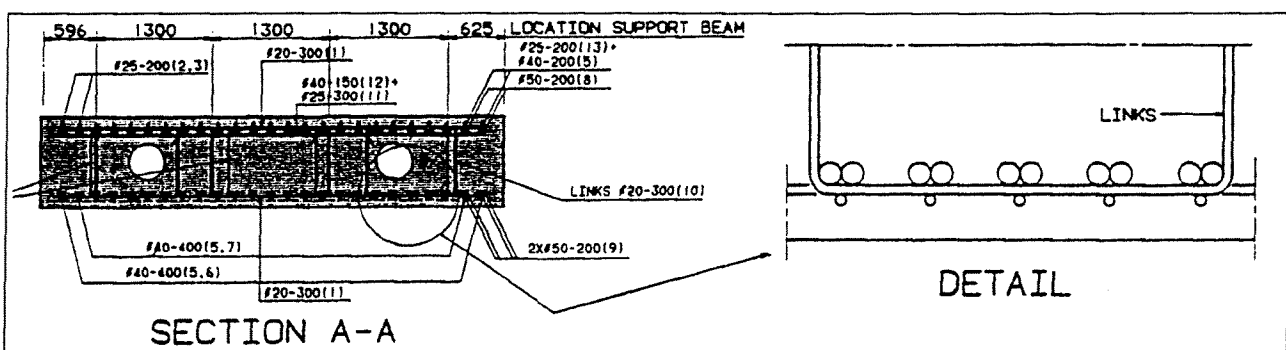
De wapening die in § 8.5 is vastgesteld volgens NEN 3880 voor de wand van 0.80 m dik is 9 Ø40 per strekkende meter bij het negatieve moment. Verwacht wordt dat door het moment op de kop van de wand deze maximale wapening verlaagd kan worden.

Met behulp van Staad is het moment bepaald dat optreedt bij volledige inklemming: 840.22 kNm/m¹. In de volgende paragraaf wordt een nauwkeurigere berekening gemaakt waarbij de invloed van de verende wand beter wordt meegenomen.

Aangezien dit moment gunstig werkt is de rekenwaarde: $M_d = 0.9 \times 840 \approx 750 \text{ kNm/m}^1$.

Door het moment van 750 kNm/m¹ op de kop van de wand en de gedetailleerde verdeling van de stijfheden wordt het maximale negatieve moment in de diepwand 1438.8 kNm/m¹. De hierbij benodigde wapening volgens NEN 3880 is 8Ø40.

In eerdere rapporten is vermeld dat het maximale wapeningspercentage dat is toegestaan 0.80-1.00 % is. Voor de Medwaytunnel zijn echter diepwandpanelen uitgevoerd met een percentage van 2.0 % per zijde (figuur 11.1). Dit wordt als absoluut maximum gezien, waarbij voor een goede doorstroming van de diepwandsleuf een speciaal betonmengsel toegepast dient te worden. Om het vormen van grindnesten en bentonietinsluitingen te voorkomen is grind met een maximale diameter van 20 mm nodig.



figuur 11.1 Doorsnede diepwandpaneel Medwaytunnel

Voor de berekening van de staalspanningen wordt gebruik gemaakt van de vergelijkingen:

$$\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_s} = \frac{x}{d-x}$$

$$N_c = N_s \rightarrow \frac{1}{2} b x \varepsilon_c E_c = A_s E_s \varepsilon_s$$

$$N_s \cdot z = M_r$$

$$z = d - \frac{1}{3} x$$

$$\frac{x}{d} = -n\omega + \sqrt{[(n\omega)^2 + 2n\omega]}$$

$$\omega = \frac{A_s}{bd} \text{ PER ZIJDE!}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

Met behulp van de gekozen wapening van 8Ø40 per m¹ in 4 paren h.o.h. 250 mm wordt berekend:

$$n = 210\,000 / 28\,500 = 7.368$$

$$\omega = 1.44 \%$$

$$x/d = 0.366$$

$$x = 0.366 \times 700 = 256.6 \text{ mm}$$

$$z = 700 - 228.8/3 = 614.5$$

$$N_s = M/z = 1438.8 \times 10^6 / 614.5 = 2341.6 \text{ kN}$$

$$\sigma_s = F/A_s = 232.9 \text{ N/mm}^2$$

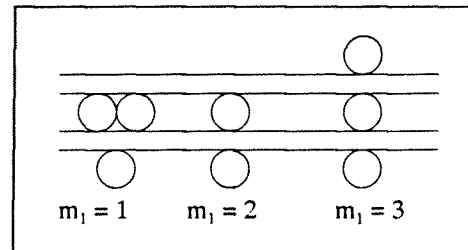
$$k_c = 100/75 = 1.333$$

$$k_s = \sqrt{1.333} = 1.155$$

$$\sqrt{m_1} = \sqrt{2}$$

$$\varnothing_{km} = 14.3 \text{ mm}$$

$$s = 138.3 \text{ mm}$$



figuur 11.2 Mogelijke staafbundels

Aan beide voorwaarden wordt ruimschoots niet voldaan. Gepoogd wordt de wapening aan te passen totdat $s \geq 200 \text{ mm}$ of $\varnothing_{km} \geq 40 \text{ mm}$.

Hiervoor wordt een spreadsheet van HBW gebruikt. Hierin wordt het wapeningspercentage bepaald dat voor de sterkte nodig is ($\gamma = 1.2$) volgens de ontwerptabellen in GTB 1992. Vervolgens kan deze wapening met een factor f worden vermenigvuldigd waardoor de staalspanning daalt en de toegestane h.o.h. en $\varnothing$ toenemen. In tabel 11.1 zijn de resultaten hiervan weergegeven, waarbij in de kolom 'praktische wapening' de wapening is gegeven die nodig is om aan alle voorwaarden te voldoen.

c	f	m ₁	A _s	A _t	minimale wapening	ω	ϕ _{km}	s	praktische wapening
100	1.00	3	6168.2	6168.2	5 Ø40	0.924	7	8	-
„	1.90	3	„	12294.0	10 Ø40	1.756	12	200	3Ø40 - 200
„	2.13	2	6470.5	13782.0	11 Ø40	1.968	14	202	2Ø40 - 150
„	2.62	1	6470.5	16952.7	14 Ø40	2.421	17	200	3Ø40 - 200
75	2.15	2	6168.2	13261.6	11 Ø40	1.830	14	202	2Ø40 - 150
75	2.64	1	6168.2	16284.0	13 Ø40	2.247	17	201	3Ø40 - 200

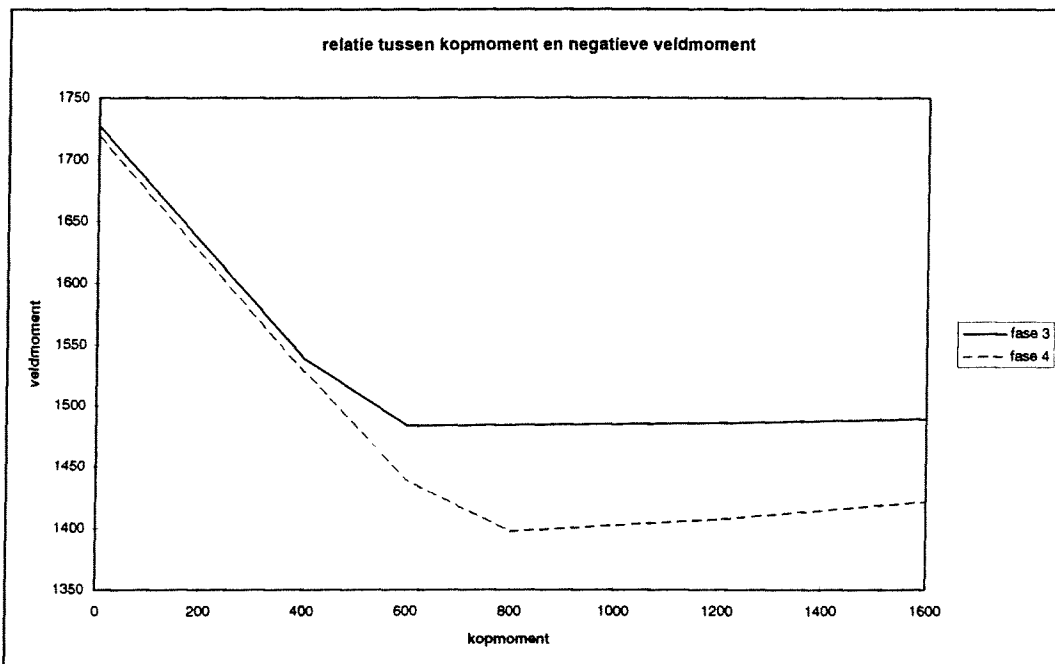
tabel 11.1 Bepaling wapening wanddikte 0.80 m volgens NEN 6720

Het is voor deze doorsnede onvoldoende met bundels 3Ø40 -250 te wapenen, en h.o.h. 150 mm is te klein in verband met de uitvoering. De minimale wapening wordt gevonden bij bundels 3Ø40-200. Het percentage hierbij is 2.59 %.

á 800 kNm/m¹ op de kop van de wand leidt dus tot de laagste momenten in het veld en bij de verbinding met de koker.

Mkop	Negatieve veldmomenten	
	fase 3	fase 4
0	1727,5	1718,4
400	1539,1	1528,3
600	1483,5	1439,0
800	1484,3	1397,4
1200	1485,8	1407,3
1600	1489,2	1421,7

tabel 11.2 Invloed kopmoment op veldmoment



figuur 11.3

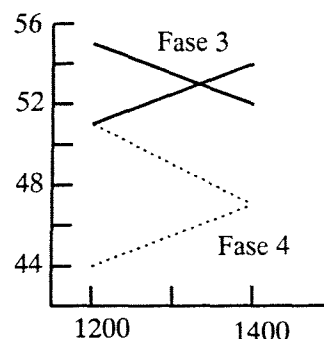
Het optredende negatieve moment in de wand heeft zowel in fase 3 als fase 4 een minimum waarna het negatieve moment lichtelijk groter wordt. De verklaring hiervoor wordt gevonden in het feit dat door het positieve moment op de kop de wand niet meer zo ver uitbuigt (figuur 11.4a) waardoor de actieve gronddruk niet volledig wordt ontwikkeld. Met andere woorden: de horizontale gronddrukfactor daalt niet meer zo ver op de aflopende tak van de veer karakteristiek waarmee Damwand 3 rekent (zie figuur 4.1). De horizontale gronddruk op de wand is hoger (figuur 11.4b) wat leidt tot hogere momenten.

gebracht. Er wordt van uit gegaan dat samendrukking van onderliggende lagen niet optreedt aangezien de ondergrond van goede kwaliteit is. Ook negatieve kleef wordt verwaarloosd, de grond is van een redelijke kwaliteit en de belasting op de grond is door de ontlastvloer verminderd. De veren onder de palen vormen een systeem met de palen zelf, wat inhoudt dat de veerstijfheid zowel in verticale als horizontale richting verandert. De horizontale veerstijfheid is van belang voor de berekeningen in Damwand 3, waar de palen in de verankering zijn opgenomen.

De volgende waarden voor de rotatie ter plaatse van de verbinding zijn met Staad III en Damwand 3 gevonden:

moment [kNm/m ¹]	fase 3		fase 4	
	φ_{wand} [rad]	φ_{koker} [rad]	φ_{wand} [rad]	φ_{koker} [rad]
1200	-0.0055	-0.0051	-0.0051	-0.0044
1400	-0.0052	-0.0054	-0.0047	-0.0047

tabel 11.3 rotatie verbinding wand-koker



Het maximale moment waarbij de rotatie van beide delen gelijk is, bedraagt 1400 kNm/m¹. De verbinding tussen de wand en de koker moet dus minimaal 1400 kNm/m¹ over kunnen brengen zonder bezwaarlijk te scheuren, mits de koker, de funderingen en de wand zich exact gedragen zoals nu geschematiseerd is.

Een stijver gedrag van de fundering/koker leidt tot minder rotatie van knoop 1 dan verwacht, waardoor een groter moment op zal treden alvorens de rotaties gelijk zijn. In de kop is dan meer wapening nodig dan verwacht.

Het omgekeerde geldt voor een meer flexibele constructie dan berekend. Een kleiner moment op de kop van de wand treedt op, zodat de reductie van de veldmomenten minder groot is en meer wapening nodig is dan verwacht.

Beide situaties worden gesimuleerd. De koker en de prefab-palen worden constant gehouden (gedrag is redelijk goed voorspelbaar), de grondveer onder de palen wordt twee keer zo stijf en twee keer zo flexibel genomen.

twee keer zo stijf

$$\begin{aligned}
 C_{grond;1} &= 38063 \text{ kN/m/m}^1 \\
 C_{grond;1;nieuw} &= 76126 \text{ kN/m/m}^1 \\
 C_{grond;1;nieuw;hor} &= 25375 \text{ kN/m/m}^1 \\
 C_{paal;1;hor} &= 28380 \text{ kN/m/m}^1 \\
 C_{totaal;1;hor} &= 13367 \text{ kN/m/m}^1
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 C_{grond;2} &= 721066 \text{ kN/m/m}^1 \\
 C_{grond;2;nieuw} &= 1442132 \text{ kN/m/m}^1 \\
 C_{grond;2;nieuw;hor} &= 412038 \text{ kN/m/m}^1 \\
 C_{paal;2;hor} &= 25811 \text{ kN/m/m}^1 \\
 C_{totaal;2;hor} &= 24289 \text{ kN/m/m}^1
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 C_{horizontaal} &= C_{MV} + C_{palenrij1} + C_{palenrij2} \\
 &= 20880 + 13367 + 24289 \approx 58500 \text{ kN/m/m}^1.
 \end{aligned}$$

moment [kNm/m ¹]	fase 3		fase 4	
	φ_{wand} [rad]	φ_{koker} [rad]	φ_{wand} [rad]	φ_{koker} [rad]
1400	-0.0053	-0.0049	-0.0049	-0.0042
1600	-0.0049	-0.0052	-0.0045	-0.0045
1800	-0.0046		-0.0042	-0.0048

tabel 11.4 Rotatie verbinding wand-koker

11.5.2 Dimensionering met momentvaste verbinding

De in § 10.5.4 bepaalde momenten en stijfheden van de verankering worden aangepast in de Damwand 3-file van §10.3, waarna opnieuw de stijfheden kunnen worden aangepast (bijlage VIII-2). Met deze aangepaste stijfheden worden de definitieve optredende krachten en momenten gevonden. De grafieken hiervan zijn getoond in bijlage III-11, blz. 1 en 2.

Moment M	A_s	s	mogelijkheden	ω_0	hoogte	hoeveelheid staal
kNm/m ¹	mm ² /m ¹	mm		%	m	kg/m ¹
-1579.7	11212.1	200	9 Ø40	3 bundels: s>200	-	-
			10 Ø40	1.36	15.00	1470.2
	12806.5	250	12 Ø40	10 Ø40 is minder	-	-
+777.0	5260.4	200	5 Ø40	0.68	6.00	294.0
	5984.3	250	8 Ø40	5 Ø40 is minder	-	-
+1760	12740.6	200	10 Ø40	1.36	4.00	392.1
	14560.7	250	12 Ø40	10 is minder	-	-
min.wapening	1202.5			0.13	25.00	253.5
						2409.8

dwarskracht V	V_{cd}	V_{wap}	wapening	hoogte	hoeveelheid staal
kNm/m ¹	kNm/m ¹	kNm/m ¹	staven/m ²	m	kg/m ¹
513.2	360	153.2	6Ø10	10.00	34.0

verdeelwapening	hoeveelheid staal
20% van hoofdwapening = 20% x (1470.2 + 294.0 + 392.1)	431.3 kg/m ¹
minimum wapening = 0.13 x 1.00 x 25	253.5 kg/m ¹
	684.8 kg/m ¹

ankers	h.o.h.	lengte	hoeveelheid staal
mm ²	m	m	kg/m ¹
19600	5.70	33.20	890.5

beton	hoeveelheid beton
1.00 x 1.00 x 25.0	25.0 m ³ /m ¹

tabel 11.6 Berekening materiaalhoeveelheden (ontlas10)

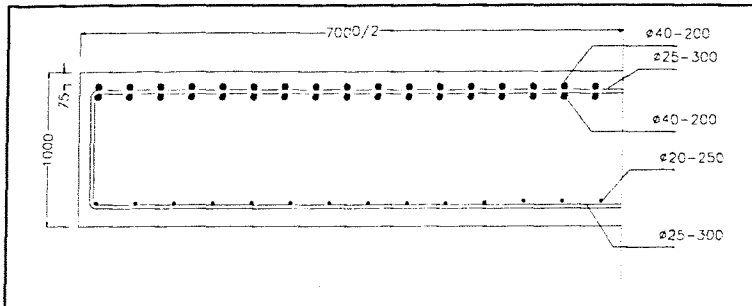
11.5.3 Dimensionering zonder momentvaste verbinding

Om een goede vergelijking te kunnen maken met de oplossing waarbij de wand in de koker wordt ingeklemd is een berekening van deze variant nodig waarbij tot eenzelfde niveau is geoptimaliseerd als bij de ingeklemde variant (bijlage III-11, blz. 3 en 4). Hierin is het volgende aangepast:

- De maximale momenten zijn bepaald waarbij de stijfheden m.b.v. het M-Kappa-diagram zijn aangepast aan de optredende momenten.
- De hoofdwapening is aan de hand van NEN 6720 gedimensioneerd.
- De MV-palen, zoals die zijn gevonden inclusief de invloed van de schoorpalen en de grondveren daaronder, worden toegepast.

Gekozen wordt voor de constructie waarbij de wand niet stijf is verbonden met de koker. Het verschil in kosten is weliswaar klein, maar de nadelige effecten van het moment op de koker (extra belasting op de palen, grotere momenten en verplaatsingen in de koker) kan de kosten bij een momentvaste verbinding doen oplopen. Hier staat tegenover dat de uitvoering van een volledig vrije verbinding moeilijk en daardoor kostbaar is.

De begroting op basis van tabel 11.7 is in bijlage VII-4 weergegeven. In figuur 11.5 is een maatgevende doorsnede getoond.



figuur 11.5 Doorsnede diepwand

De belastingen op de wand (knoop 1) en de voorste palenrij (knoop 6) nemen af, terwijl de belasting op de achterste palenrij (knoop 7) toenemen. De belastingen van de grond op de wand zijn gelijk in beide gevallen, de geometrie en de belasting op het maaiveld achter de bovenbouw zijn namelijk identiek.

Het uitgebreid geanalyseerde belastinggeval B is de situatie waarbij de wand zelf het zwaarst belast wordt, en behoeft dus geen aanpassing. De dimensionering van de palen onder de bovenbouw wordt niet nader onderzocht, de palen hebben in de Amazonehaven reeds bewezen dat deze voldoen.

12. DIEPERE HAVENS

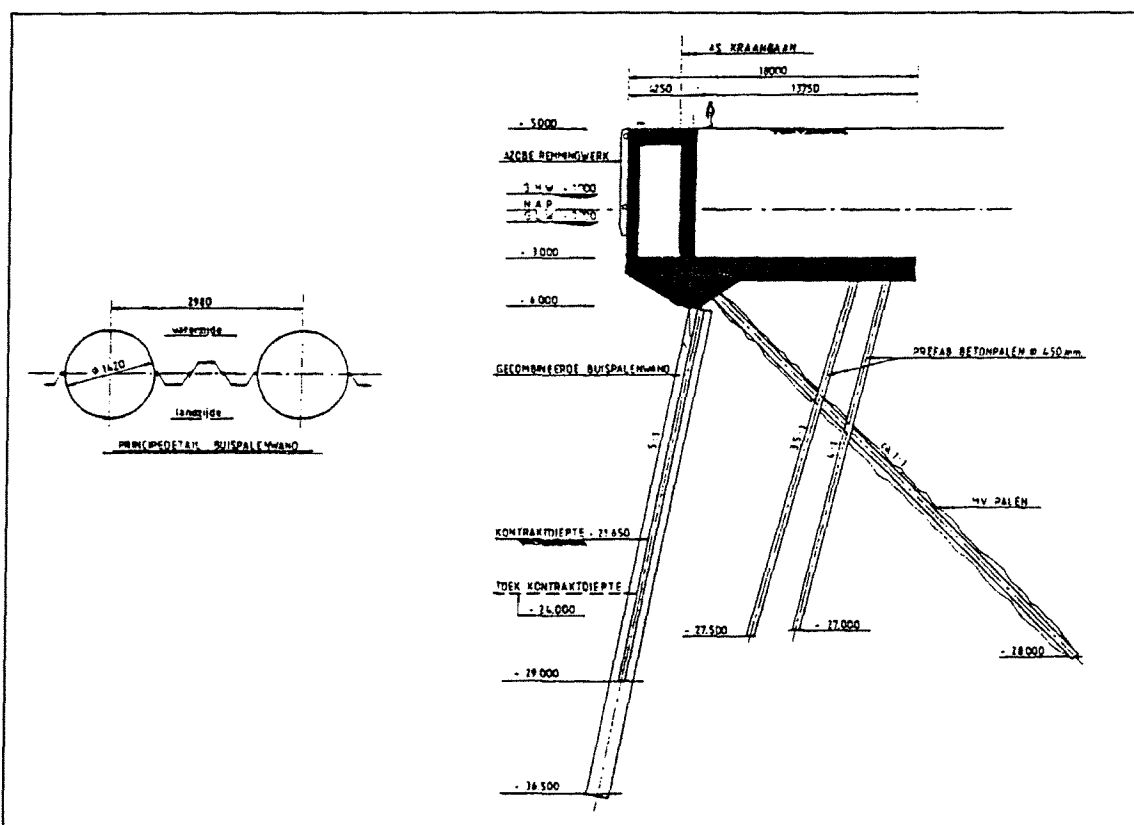
12.1 Inleiding

In de voorgaande hoofdstukken is een ontwerp gemaakt voor een kademuur voor de containerterminal aan de Amazonehaven, waarin de grondkerende functie door een diepwand vervuld wordt. Dit ontwerp is vergeleken met de kade die in werkelijkheid in deze haven is geconstrueerd. Zoals verwacht werd bleek de diepwand niet tot een goedkoper alternatief te leiden.

Bij een grotere kerende hoogte nemen de belastingen toe waardoor een zwaardere constructie nodig is. Een zwaardere constructie leidt bij combiwanden tot zeer grote diameters van de buispalen, waarbij in verband met de heikbaarheid ook grote wanddikten nodig zijn. Het vermoeden bestaat hierdoor dat bij grotere havendiepten dan nu in de Amazonehaven het geval is, de diepwand een alternatief biedt die kan concurreren met de combiwand. Om dit te onderzoeken worden in de geometrie en belastinggevallen, die in hoofdstuk 2 en 4 zijn aangenomen, kademuren ontworpen waarbij het niveau van de havenbodem is verlaagd van N.A.P. -18.50 m naar N.A.P. -21.50 m en N.A.P. -24.50 m. Dit gebeurt voor zowel de diepwand- als de combiwandvarianten, waarbij hetzelfde concept wordt aangehouden als bij de bodem van N.A.P. -18.50 m het meest economisch bleek te zijn. Dit laatste houdt in dat de verankering bestaat uit MV-palen en een ontlastkoker aanwezig is.

In eerste instantie wordt in §12.2 eenzelfde koker gekozen als nu in de Amazonehaven wordt toegepast. Deze koker heeft een hoogte van 7 m (van N.A.P. +4.00 tot N.A.P. -3.00 m) en de totale lengte van de ontlastvloer is 14.7 m.

Voor de EMO kademuur aan de andere zijde van de Amazonehaven ligt het bodemniveau op N.A.P. -25.50 m (ontwerpdiepte) en in deze muur is de koker doorgevoerd tot N.A.P. -6.00 m (zie figuur 12.1). Blijkbaar is dit een goede manier om de kosten van de combiwand dermate te drukken dat daarmee de totale kosten verlaagd kunnen worden. In § 12.3 wordt dan ook voor de gekozen bodemniveaus een berekening gemaakt van de kademuren met de diepwand en de combiwand.



figuur 12.1 Doorsnede EMO kademuur

2. Veiligheidscriteria

De bodemniveaus van de kademuren van de containerterminal van ECT en van de kolenterminal van EMO aan de Amazonehaven vormen respectievelijk de ondergrens en de bovengrens van de waterdiepte voor de kademuren die in dit hoofdstuk onderzocht worden.

Aangezien geen gegevens verkregen zijn over de minimale veiligheden en de maximale vervormingen die als criterium dienen te worden aangehouden bij de kademuren met combiwanden, zijn herberekeningen van de twee bovengenoemde ontwerpen uitgevoerd. Voor fase 2A is dat reeds in hoofdstuk 5 uitgevoerd, nu zijn ook de voor de EMO-muur constructie en maatgevende belastingen ingevoerd in het programma Damwand 3, waarbij hetzelfde grondprofiel is aangenomen als in § 4.3.3 beschreven is. Dit grondprofiel is alleen aangepast zoals onder punt 1 van deze paragraaf beschreven is.

De uitvoer is op de volgende punten vergeleken:

1. De veiligheid op de passieve weerstand: $\frac{\text{maximale passieve gronddruk}}{\text{gemobiliseerde passieve gronddruk}}$
2. De veiligheid op de sterkte van de buispalen, dus de veiligheid op de trek in de uiterste vezel van de buispalen: $\frac{\text{maximale moment per buispaal per strekkende meter}}{\text{optredende maximale moment per strekkende meter}}$

$$= \frac{M_{\text{max;buispaal}}}{M_{\text{max;optredend}}} = \frac{\sigma \times W_{\text{buis per m}^1}}{M_{\text{max;optredend}}}$$

3. De optredende maximale vervormingen

Hieruit blijkt het volgende:

	fase 2A ECT bodem op N.A.P. -18.50 m	EMO bodem op N.A.P. -25.50 m
veiligheid passieve weerstand	2.69	2.05
veiligheid sterkte buispalen	2.08	2.27
optredende vervorming [mm]	76	77

tabel 12.1

De waarden van de beide kademuren liggen betrekkelijk dicht bij elkaar. Voor de ontwerpen van de combiwanden wordt dus een waarde gezocht die vergelijkbaar met de hier gegeven waarden zijn.

12.3 Bovenbouw tot N.A.P. -3.00 m

12.3.1 Combiwand

12.3.1.1 Inleiding

In hoofdstuk 5 zijn de varianten beschreven die voor de containerterminal in de Amazonehaven zijn toegepast. Het eerste deel is in den natte uitgevoerd (fase 1A, § 5.2), het grootste deel is echter in een bouwkuip gerealiseerd (fase 1B, 2A en 2B, § 5.3). Deze laatste variant geldt als het optimale ontwerp voor de geldende omstandigheden (zoals grondprofiel, belastingen, kerende hoogte en bodempeil op N.A.P. -18.50 m) en wordt dan ook niet opnieuw ontworpen. De dimensies worden direct van de bestaande kademuur overgenomen.

12.3.1.2 Bodemniveau N.A.P. -21.50 m

Buispaal

Als eerste berekening met het programma Damwand 3 wordt het bodemniveau gewijzigd ten opzichte van de situatie van fase 2A. Verder wordt een zwaardere buispaal gekozen met een dieper voethniveau: **Ø1320-14 voet op N.A.P. -36.00 m.**

veiligheid op de passieve gronddruk: 2.54
maximale verplaatsing: 122 mm

veiligheid op sterkte buispaal:

$$\frac{M_{\text{max;buispaal}}}{M_{\text{max;optredend}}} = \frac{\sigma \times W_{\text{buis per m}^1}}{M_{\text{max;optredend}}} = \frac{435 \cdot 10^3 \times 0.006444}{1905.8} = 1.47$$

Het voethniveau voldoet nu ruimschoots aangezien de veiligheid op passieve gronddruk tussen de in tabel 12.1 vermelde waarden valt. De buispaal is echter niet sterk genoeg, waardoor ook de verplaatsingen aanzienlijk groter zijn dan in de twee gevallen waar vanuit is gegaan.

Een zwaardere paal wordt gekozen: **Ø1420-20, voet op N.A.P. -35.00 m.**

veiligheid op de passieve gronddruk: 2.31
maximale verplaatsing: 79 mm

veiligheid op sterkte buispaal:

$$\frac{M_{\text{max;buispaal}}}{M_{\text{max;optredend}}} = \frac{\sigma \times W_{\text{buis per m}^1}}{M_{\text{max;optredend}}} = \frac{435 \cdot 10^3 \times 0.010188}{1964.8} = 2.26$$

Heibaarheid

Deze buis voldoet aan de gekozen criteria ten aanzien van de gehele constructie. Vervolgens wordt de heibaarheid met Pilewave gecontroleerd. Achtereenvolgens zijn de volgende berekeningen gemaakt:

blok=D100, Ø1420-20	Paal verplaatst niet meer, beoogde voethniveau niet bereikt
blok=MRBS 3000 (Menck), Ø1420-20	227 klappen/ 0.25 m
MRBS 3000, Ø1420-22	123 klappen/ 0.25 m
MRBS 3000, Ø1420-22	105 klappen/ 0.25 m
pileschoe 2 m lang Ø1420-25	

De buis van Ø1420-20 voldoet dus niet en wordt aangepast.

De toe te passen buispaal is Ø1420-22 met pileschoe 2.00 m Ø1420-25.

MV-palen

De optredende ankerkrachten en de stabiliteitscontrole volgens Kranz bepalen de benodigde MV-palen. De berekeningswijze hiervan is in de voorgaande hoofdstukken reeds besproken, in § 11.4 bleek dat de maximale ankerkracht optreedt indien de geschematiseerde grondveren onder de prefab schoorpalen het slapst zijn.

Aangezien dezelfde berekeningswijze wordt gevolgd worden de resultaten van de berekening voor deze situatie direct gegeven:

lengte: 33.20 m
h.o.h.: 4.50 m

12.3.2 Diepwand

12.3.2.1 Inleiding

Evenals bij de combiwanden die in § 12.3.1 beschreven zijn wordt voor de dimensionering van de diepwanden uitgegaan van de constructie zoals die voor fase 2A in de Amazonehaven gekozen is (zie uitklapvel). De ontlastconstructie reikt tot N.A.P. -3.00 m, waaronder de diepwand de grond keert. De verbinding met de koker wordt vrij aangenomen.

Het ontwerpproces dat gevolgd wordt is vergelijkbaar met de stappen die bij de berekening van de diepwanden in hoofdstuk 8 en 11. In het kort weergegeven zijn deze stappen:

- Een wand met een bepaalde dikte, wapening en voethniveau wordt aangenomen. Voor de hele hoogte wordt een stijfheid aangenomen die 1.5 maal de waarde heeft van het vloeimoment van de doorsnede.
- Met deze stijfheid worden de optredende krachten en momenten met Damwand 3 bepaald.
- Indien de momenten onevenredig over de inklemming en het veld verdeeld zijn wordt het voethniveau van de diepwand aangepast.
- Aan de hand van de momentenlijn wordt de wapening aangepast (scheurwijdte maatgevend), de wand in 10 secties verdeeld en wordt de stijfheid met M-Kappa-diagrammen voor elke sectie bepaald.
- Met deze stijfheden worden de optredende krachten en momenten met Damwand 3 bepaald.
- Indien nodig wordt de stijfheid-iteratie nogmaals uitgevoerd, meestal blijkt dit nauwelijks nog veranderingen te veroorzaken.
- Indien het wapeningspercentage te hoog of te laag zijn wordt de wanddikte aangepast en de nieuwe wand gedimensioneerd.

Vervolgens kan het voethniveau worden geoptimaliseerd waarbij wordt gelet op de veiligheid op de passieve gronddruk en op de momenten die in de wand optreden. In principe wordt de wand zo kort mogelijk gehouden in verband met de hoge kosten voor het graven van de wand.

Tenslotte kan de verankering (MV-palen) worden aangepast aan de nieuwe situatie, waarbij de schoorpalen door middel van de slapste grondveren een zo klein mogelijke, maar reële kracht opnemen.

In de volgende paragraaf wordt voor beide havenbodem-niveaus de gekozen wand beschreven.

12.3.2.2 Gekozen Diepwanden

Op de manier zoals in de voorgaande paragraaf beschreven is, is gekomen tot de volgende constructies:

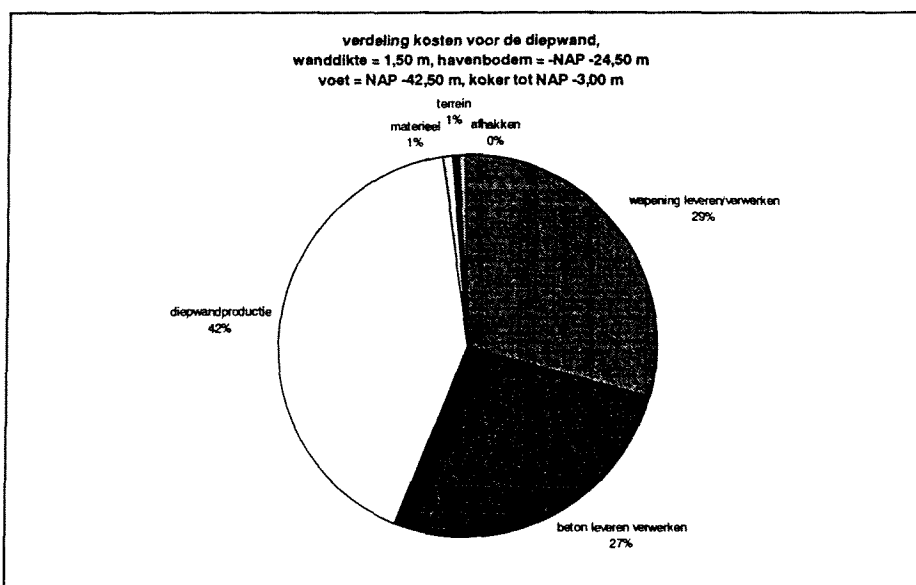
Bodem op N.A.P. -21.50 m	wanddikte	1.20 m	
	voethniveau	N.A.P. -33.50	
	wapening neg. moment	15Ø40	$\omega=1.7\%$
		lengte 20.30 m	
	wapening pos. Moment	8Ø40	$\omega=0.9\%$
		lengte 10.20 m	
	veiligheid pass. gronddruk	2.34	
	MV-palen	h.o.h. 3.90 m	
		lengte 33.20 m	

De combiwanden zijn bij deze kerende hoogten goedkoper dan de diepwanden, en daarmee zijn ook de totale kosten van de combiwand-varianten gunstiger. In bijlage VII-7 zijn is de verdeling van de kosten van de constructieonderdelen voor de diepwand- en de combiwandvariant getoond.

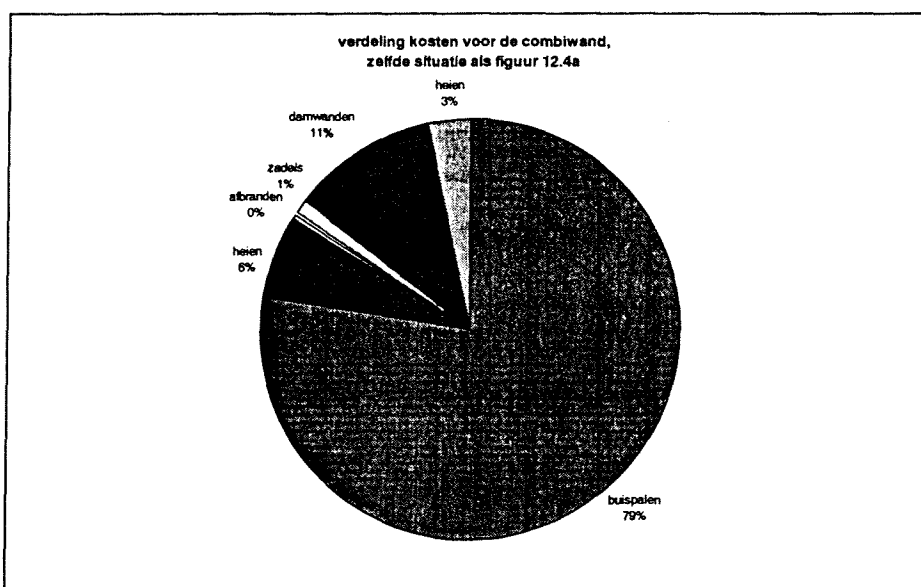
In de toename van de kosten bij de diepwand zit een knik doordat bij de keuze van de wanddikten is vastgehouden aan de standaardafmetingen van de grijpers. Door het aanpassen van de grijpers aan de exacte benodigde wanddikte kan de dagproductie iets stijgen waardoor de totale kosten dalen. Het effect hiervan kan relatief vrij groot zijn aangezien de productie van de diepwanden een groot deel van de kosten van de wand is (zie figuur 12.4a). De totale kostenlijn van de diepwand zal hierdoor weliswaar minder geknikt zijn maar zal niet veel in zijn geheel dalen.

Ter vergelijking is ook de verdeling van een combiwand in dezelfde situatie gegeven (figuur 12.4b). Hierbij wordt opgemerkt dat de totale kosten niet gelijk zijn.

De combiwand is vrij lineair doordat bij de buispalen uit een groot aantal standaardprofielen kan worden gekozen. De kostenlijn knikt nog wel een beetje doordat de grote diameters minder gevraagd worden en het heien moeizamer gaat.



figuur 12.4a Kostenverdeling diepwand zwaarste geval



figuur 12.4b Kostenverdeling combiwand

Bodem N.A.P. -24.50 m voetriveau: N.A.P. -38.00 m
 buispaal: Ø1520-20

veiligheid op de passieve gronddruk: 2.38
 maximale verplaatsing: 78 mm

$$\text{veiligheid sterkte buispaal: } \frac{M_{\text{max;buispaal}}}{M_{\text{max;optredend}}} = \frac{435 \cdot 10^3 \times 0.011326}{2069.0} = 2.38$$

Heibaarheid

In verband met de heibaarheid van de paal wordt de wanddikte van de buis Ø1520-20 aangepast tot Ø1520-25:

blok=MRBS 3000 (Menck), Ø1520-25 109 klappen/ 0.25 m

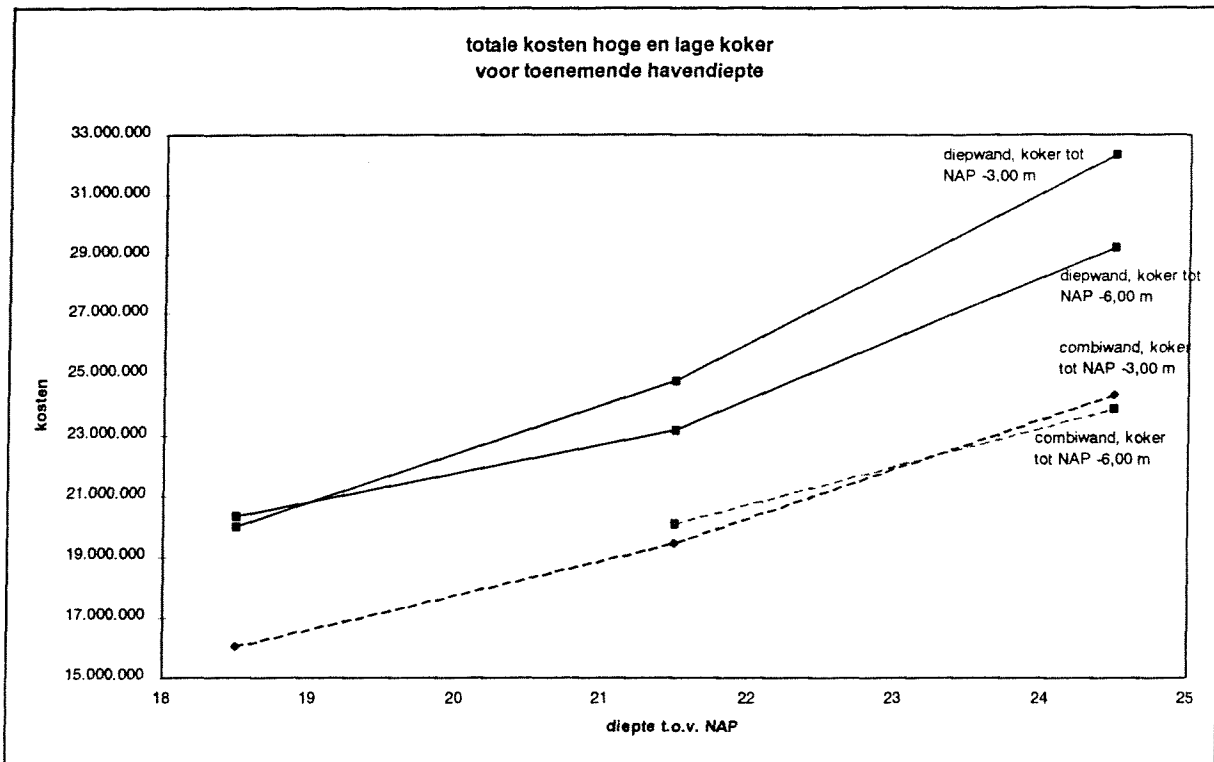
MV-palen

Door de hogere koker zijn de horizontale gronddrukken op de koker groter. De krachten vanuit de wand zijn echter kleiner doordat het verankeringsniveau lager is. In totaal is hierdoor een iets zwaardere verankering nodig dan bij een vergelijkbare diepte met een kleine koker.

lengte: 36.00 m
 h.o.h.: 2.70 m

12.4.3 Diepwand

Bodem op N.A.P. -18.50 m	wanddikte	0.80 m	
	voetriveau	N.A.P. -28.00	
	wapening neg. moment	8Ø40	ω=1.4 %
		lengte 14.75 m	
	wapening pos. Moment	8Ø40	ω=1.4 %
		lengte 7.25 m	
veiligheid pass. gronddruk MV-palen		2.22	
		h.o.h. 3.30 m	
		lengte 36.00 m	
Bodem op N.A.P. -21.50 m	wanddikte	1.00 m	
	voetriveau	N.A.P. -32.00	
	wapening neg. moment	10Ø40	ω=1.4 %
		lengte 16.75 m	
	wapening pos. Moment	8Ø40	ω=1.1 %
		lengte 9.25 m	
veiligheid pass. gronddruk MV-palen		2.29	
		h.o.h. 2.90 m	
		lengte 36.00 m	



figuur 12.6 Vergelijking totale kosten van alle berekende situaties

Het vergroten van de ontlastconstructie heeft het meeste effect bij de diepwand. Reeds bij een bodempeil dat iets lager ligt dan N.A.P. -18.50 m is de grotere koker die tot N.A.P. -6.00 m reikt goedkoper. Hieruit kan worden geconcludeerd dat voor de diepwandvariant bij de bodem op N.A.P. -18.50 m een koker die tot een lager niveau dan N.A.P. -3.00 m reikt een goedkoper alternatief zal zijn dan hetgeen nu ontworpen is.

Het omslagpunt ligt bij de combiwandvarianten bij een grotere havendiepte dan bij de diepwanden. Het aandeel van de combiwanden aan de totale kosten is lager, waardoor pas bij een grotere diepte, als zware buispalen en zwaar heiwerk nodig zijn, de extra kosten van de grotere koker worden terugverdiend in de vorm van een lichtere wand. Voor een weergave van de kostenverdeling van de diepwand- en combiwandvarianten wordt verwezen naar bijlage VII-7.

12.6.1.1 Kosten

Reeds in een vroeg stadium van de begrotingen is in overleg met ing. Willem Bosch van het bedrijfsbureau van HBW besproken op welke punten de kostprijzen van de verschillende constructieonderdelen van land tot land kunnen verschillen.

De conclusie hiervan is eenvoudig: De verschillen moeten klein zijn aangezien anders de marktwerking zal zorgen voor alternatieve constructies en alternatieve aannemers.

De prijzen van staal fluctueren weliswaar sterk, maar de verschillen met de ons omringende landen zijn klein door de internationale markt van de (standaard-)profielen.

Voor de grondstoffen van beton en de uitvoeringsaspecten geldt hetzelfde. De markt is zo internationaal georiënteerd dat, indien de verschillen groot zijn, de benodigde materialen en diensten uit andere landen wordt verkregen.

12.6.2 Geometrie

12.6.2.1 Kerende hoogte

In de ontwerpen voor de Amazonehaven is deze factor variabel gehouden. Hierbij bleek dat binnen de havendiepten die in de nabije toekomst nodig zijn de keuze onveranderd op de combiwand valt.

De kademuren in Le Havre, Zeebrugge, Antwerpen, Bremen en Hamburg, waarvan literatuur gevonden is, vallen wat de kerende hoogte betreft binnen de onderzochte kerende hoogten. Deze factor veroorzaakt dus niet het verschil met het buitenland.

12.6.2.2 Grondsoort

De kademuren in Antwerpen zijn gerealiseerd in een gebied waar de grond, evenals op de Maasvlakte, voor een groot gedeelte bestaat uit zand. Hetzelfde geldt voor Hamburg, waar de relatief slappe grond achter de diepwand werd vervangen door zand.

De belastingen die de zandgrond op de keermuur uitoefent is in grote lijnen gelijk, en dus geen factor die het verschil veroorzaakt tussen de buitenlandse en de Nederlandse situaties.

Hierbij kan worden opgemerkt dat ook bij extreem slappe grond tot grote diepte een grotere diepte nodig is om een goede inklemming te verkrijgen. Indien door de inklemming het moment verdeeld wordt over de hoogte van de wand, is het moment echter niet veel groter dan bij grond van goede kwaliteit.

De grond in Antwerpen bestaat uit zeer vaste zandpakketten, met een rekenwaarden van de inwendige wrijvingshoek die oploopt tot 35°. Mogelijk is de weerstand bij het heien dermate veel groter dan op de Maasvlakte, dat het slaan van de buispalen te veel problemen geeft.

12.6.2.3 Getij

Het verschil in waterniveau voor en direct achter de kademuur is afhankelijk van het getij. Hierbij wordt door middel van drainagekoffers gepoogd het verschil zo klein mogelijk te laten zijn.

Om de effecten van een groot getijverschil te onderzoeken, is voor het definitieve ontwerp van de diepwandvariant zonder ontlastvloer (vlak2) bij de bodem op N.A.P. -18.50 m (wanddikte 1.20 m) het getijverschil vergroot.

	Normale situatie (t.o.v. N.A.P.)	onderzoek invloed getij(t.o.v. N.A.P.)
grondwater	0.00	+2.00
buitenwater	-1.00	-3.00

Uit de uitvoer (bijlage III-13) blijkt dat de optredende momenten nu eveneens zeer groot zijn. In de oude situatie was dat maximaal 2641.1 kN/m¹, door het grotere getijverschil bedraagt dit 4358.2 kN/m¹.

De situatie met het grote getijverschil is ook toegepast op de definitieve diepwandvariant (wanddikte 1.00 m onder een koker die tot N.A.P. -3.00 m reikt). Hierbij wordt het voethniveau verlaagd van N.A.P. -28.0 m naar -32.00 m aangezien er anders nauwelijks sprake van inklemming is (zie bijlage III-13). De maximale momenten bedragen bij deze wand 3640.3 kN/m¹, wat eveneens zeer veel hoger is dan de oude waarde: 1744.0 kN/m¹.

Doordat de waterdrukken een veel groter deel van de belastingen vormen, is het effect van de ontlastvloer relatief minder.

12.6.2.4 Conclusie

De berekeningen van § 12.6.2.3 tonen aan dat een groot getijverschil voor de Rotterdamse Maasvlakte een aanzienlijke verhoging van de belastingen inhoudt.

De momenten die hierdoor optreden in de kerende wand zijn dermate groot dat de buispalen niet meer zullen voldoen, of in ieder geval voor grote problemen zullen zorgen bij het op diepte brengen van deze buispalen.

12.6.3 Ontwerpcriteria

Naast de optredende belastingen op de wand, die voor een groot gedeelte afhankelijk zijn van de geometrie ter plekke, spelen nog andere factoren een rol bij het ontwerpen van kademuren. Enkele van deze factoren zijn moeilijk aan te wijzen, en nog moeilijker te bewijzen door middel van concrete gegevens. Naar aanleiding van een gesprek met ir. F. Aerts, constructeur van de Noordzeeterminal in Antwerpen, wordt het volgende aangehaald:

1. Bij een toenemend getijverschil neemt ook het gevaar toe dat bij een lekkage/opening in de wand de grond achter de keermuur met stromend water wordt meegevoerd, wat lokale of totale instabiliteit tot gevolg kan hebben.
De dienst Waterwegen en Zeewezen van de Belgische overheid neemt om deze reden een dubbele afdichting op in de programma's van eisen van grote kadeconstructies. Een dubbele afdichting impliceert dat combiwanden een vrijwel onmogelijk alternatief zijn.
Het gevaar op slotopeningen en daardoor benodigde herstelwerkzaamheden achten zij te groot.
2. Ontwerpfactoren (zowel overheid als commercieel) houden vaak vast aan concepten waarmee zij reeds veel ervaring hebben opgedaan. Hierdoor ontstaan ontwerpen die voor de geldende omstandigheden in hoge mate geoptimaliseerd zijn, terwijl door de ervaring die is opgedaan de uitvoering goedkoop kan zijn.

13. CONCLUSIES EN AANBEVELINGEN

13.1 Hoofdconclusies

De antwoorden op hetgeen in de probleemstelling en de doelstelling is beschreven zijn:

- Voor een bodempeil van N.A.P. -21.50 m en -24.50 m zijn combiwanden, evenals bij een bodempeil van N.A.P. -18.50 m een goedkoper alternatief dan diepwanden voor de kerende wand.
- Bij diepwanden is een ontlastkoker tot N.A.P. -6.00 m reeds bij een kleinere havendiepte goedkoper dan een ontlastkoker tot N.A.P. -3.00 m, dan dat bij de combiwand het geval is.
- Het getijverschil is van grote invloed op de belastingen op de constructie, en daardoor op de kosten van de totale constructie.
- Ervaring en ideeën over de veiligheidsaspecten kunnen een grote rol spelen bij verschillen in de keuze van concepten.

13.2 Overige conclusies

Om te komen tot de goedkoopste oplossing voor een kademuur in de Amazonehaven waarbij een diepwand is toegepast, zijn verschillende ontwerpen en onderdelen van de constructies met elkaar vergeleken. De conclusies die hieruit zijn getrokken zijn in het verslag genoemd (met name § 7.4 en § 8.6). Hier worden enkele van deze conclusies nogmaals vermeld:

- Extra kosten voor het bermalen die nodig zijn wanneer vanaf de bodem van een bouwput een diepwand wordt gegraven, zijn klein ten opzichte van het uitvoeren van enkele meters extra hoogte diepwand.
- MV-palen vormen voor deze situatie een meer economische oplossing dan ankerstangen met een ankerscherm.
- Het verhogen van de stijfheid van de keerwand geeft geen lineaire vermindering van de ankerkrachten, het effect is zelfs gering te noemen.
- De invloed van de ontlastvloer op maaiveldniveau op de maximale momenten in de wand is gering. Het grootste effect van de ontlastvloer is een vermindering van de ankerkrachten.
- Scheurwijdtebeperking is maatgevend voor de bepaling van de wanddikte en de hoofdwapening.
- De huidige norm ten aanzien van scheurwijdtebeperking (NEN 6720) leidt tot een hoger wapeningspercentage dan NEN 3880.
- Diepwanden zijn (voor deze situatie) per m² duurder dan combiwanden.
- Diepwanden met een kleinere doorsnede en een hoger wapeningspercentage leiden tot de laagste prijs per m². Het ten aanzien van de uitvoering hoogste veilig geachte wapeningspercentage dient te worden nagestreefd.
- Door het grote wandoppervlak zijn T-vormige doorsneden (bij de gebruikte schematisatie) een relatief dure oplossing. T-profielen bieden meer perspectief wanneer verankering tot problemen leidt (bijvoorbeeld gewichtsconstructies, indien een draagkrachtige laag aanwezig is).
- De ontlastkoker met aan de achterkant uitstekende ontlastvloer reduceert de belastingen op de keermuur, en daarmee de kosten voor de keermuur, dermate dat dit overall tot een lagere prijs per meter kademuur leidt.
- Momenten op de kop van de wand reduceren de veldmomenten. Het vergroten van dit moment heeft relatief steeds minder effect.
- Bij een stijve aansluiting van de wand op de koker is in verband met beperking van de scheurwijdte zoveel wapening nodig dat dit ten opzichte van een vrije verbinding geen vermindering van de kosten oplevert.
- Een diepwand van 1.00 m dikte, voorzien van een ontlastkoker zoals die ook nu in de Amazonehaven wordt toegepast, voldoet om een kademuur met een kerende hoogte van 22.50 m te realiseren.

14. LITERATUURLIJST

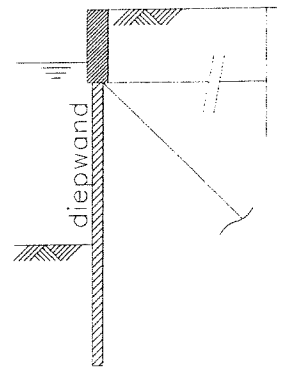
1. Plan Delta 2000-8, Amazonehaven N.Z. Maasvlakte Rotterdam, Programma van eisen zeekade fase 2B. Versie 1, 6 december 1996, opgesteld door ir. N.A.V.M van Ham
2. Verslag literatuurfase (maart 1997), M.J.W. van Osch
3. Het ontwerp van een kadeconstructie voor containeroverslag in de Amazonehaven op de Maasvlakte (diepwandoplossing), (oktober 1992), afstudeerverslag C. Steenepoorte
4. Theorie en praktijk van het gewapend beton, deel 1 en 2, prof.dr.ir. A.S.G. Bruggeling
5. Spundwand-Handbuch, Larssen, Hoesch, Union
6. Proefbelastingen op de Maasvlakte, Funderingstechnologie, 4^e jaargang nr. 2/december 1995
7. Theorie en praktijk van het voorgespannen beton, deel 1 en 2, prof.dr.ir. A.S.G. Bruggeling
8. Empfehlungen des Arbeitsausschusses "Ufereinfassungen", Häfen und Wasserstraßen EAU 1990 (8. auflage, 1990) uitgegeven door: Ernst & Sohn Berlin
9. CUR 166 Damwandconstructies (2^e druk, mei 1994)
10. Uitvoeringstechnologie van betonconstructies (september 1995) dictaat TU Delft g22, prof.ir. C.J. Vos/ ing. H.C. Jager
11. Dictaat TU Delft G20 a, Gewapend beton (september 1993) prof.dr.ir. J.C. Walraven
12. Polytechnisch Tijdschrift-CT
 - nr. 2 1990, Diepwaterterminal op de Maasvlakte 1, ir. M.G. Parent
 - nr. 2 1990, Diepwaterterminal op de Maasvlakte 2, ir. J.G. de Gijt, ing. H. Brassinga
 - nr. 2 1990, Diepwaterterminal op de Maasvlakte 3, ing. C.N. van Schaik
 - nr. 2 1990, Diepwaterterminal op de Maasvlakte 4, ir. W. van Ast
13. GTB 1992, deel 2, Betonvereniging Gouda
14. NEN 6720, Voorschriften beton (1991) Nederlands Normalisatie Instituut Delft
15. NEN 6702, Technische grondslagen voor bouwconstructies (1991), Nederlands Normalisatie Instituut Delft
16. NEN 6743, Geotechniek (1991/1993) Nederlands Normalisatie Instituut Delft
17. DIN 4126 Ortbeton/Schlitzwände (1986), Deutsches Institut für Normung
18. BS 8110 Structural use of Concrete (1985), British Standards Institution

TYPE 3 = Vlak 1 en 2,
ook T-profielen

Vlakke wand met kesp

vlak1 = ankerstaven/-scherm

vlak2 = MV-palen

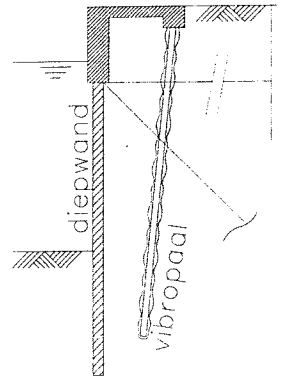


TYPE 4 = Vlakhoo 1 en 2

Vlakke wand met kesp en ontlastvloer
op hoog niveau (maaiveld)

vlakhoo1 = ankerstaven/-scherm

vlakhoo2 = MV-palen

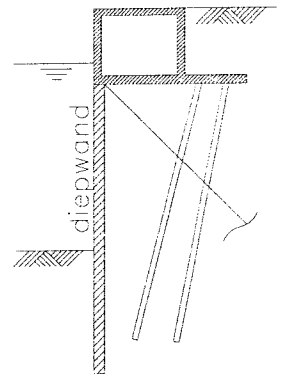


TYPE 5 = Ontlas 08 en 10

Vlakke wand met ontlastkoker
alleen met MV-palen

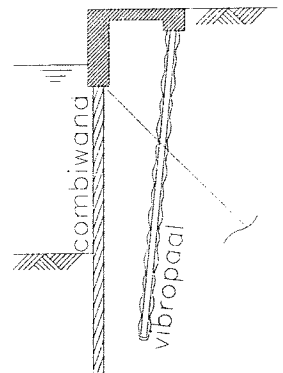
ontlas08 = wanddikte 0.80 m

ontlas10 = wanddikte 1.00 m



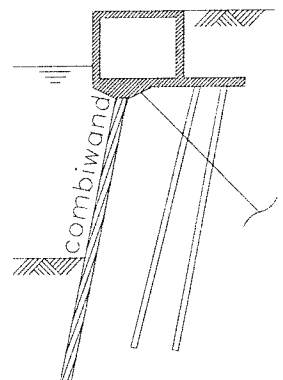
FASE 1A

in den natte uitgevoerd
fase 1a van ECT-kade
in Amazonehaven



FASE 2A

in den droge uitgevoerd
fase 1b, 2a en 2b van ECT-kade
in Amazonehaven



AFSTUDEERVERSLAG

KADEMUUR m.b.v. DIEPWANDEN

KOSTENVERGELIJKING MET CONVENTIONELE METHODEN

november 1997

M.J.W. van Osch

BIJLAGEN

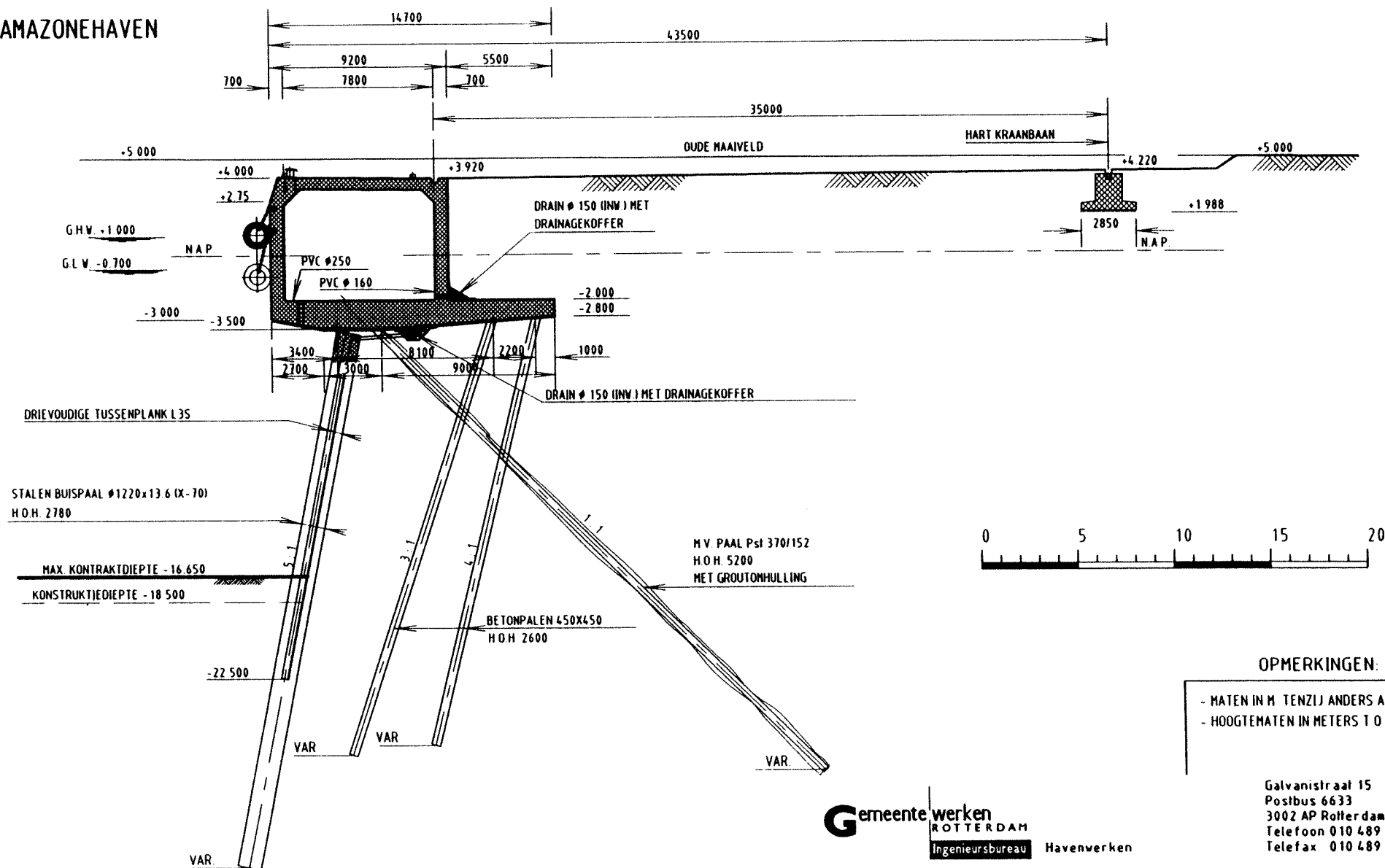


Delta Marine
Consultants bv

BIJLAGEN

- I Figuur afmetingen
- II In- en uitvoer van onverankerde damwand van Damwand 2
- III-1 figuren van uitvoer Fase 1A
- III-2 figuren van uitvoer Fase 2A
- III-3 figuren van in- en uitvoer van onverankerde diepwand 'Damwand-profiel'
- III-4 algemene invoer voor Damwand 3
- III-5 figuren van uitvoer t.b.v. keuze ankerscherp
- III-6 figuren van in- en uitvoer Vlak1 (vlakke wand met kesp, zonder ontlastvloer, ankerscherp)
- III-7 figuren van uitvoer twee ankerlagen
- III-8 figuren van in- en uitvoer Vlakhoo1, wanddikte 1.20 m en 1.00 m (vlakke wand met kesp, ontlastvloer op maaiveld, ankerscherp)
- III-9 figuren van in- en uitvoer ontlast08 en ontlast10 (vlakke wand met wanddikte 0.80 en 1.00 m, ontlastkoker met ontlastvloer, MV-palen)
- III-10 figuren van uitvoer T-profielen
- III-11 figuren van uitvoer van definitieve ontwerp
- III-12 figuren van in en uitvoer berekening Noordzeeterminal Antwerpen
- III-13 figuren van uitvoer van Amazonehaven met groter getijverschil dan normaal
- IV-1 Beschrijving Staad III
- IV-2 analyse kokerconstructie
- IV-3 analyse invloed schoorpalen en inklemming van wand
- IV-4 analyse invloed schoorpalen, inklemming en grondveren onder palen
- V-1 Beschrijving Slope\W
- V-2 schematisering Kranz
- VI-1 Theorie MV-palen, bepaling trekkracht
- VI-2 Bepaling veerconstanten grond onder schoorpalen
- VII-1 Afweging bouwmethode
- VII-2 Kostenraming gewichtsconstructie
- VII-3 Kostenraming per alternatief
- VII-4 Kostenraming definitieve ontwerp
- VII-5 Kostenraming kademuren in diepere havens, koker tot N.A.P. -3.00 m
- VII-6 Kostenraming kademuren in diepere havens, koker tot N.A.P. -6.00 m
- VII-7 Figuren van verdeling van kosten van diverse alternatieven
- VIII-1 Bepaling stijfheid wand 1.00 m m.b.v. M-Kappa-diagram
- VIII-2 Bepaling stijfheid wand 1.00 m m.b.v. M-Kappa-diagram, inclusief kopmoment
- IX Uitvoer sleufcontrole op basis van DIN 4126
- X Controle ontlastkoker met alleen schoorpalen

AMAZONEHAVEN



OPMERKINGEN:

- MATEN IN M. TENZIJ ANDERS AANGEGEVEN
- HOOGTEMATEN IN METERS T.O.V. N.A.P.

Gemeente werken
ROTTERDAM
Ingenieursbureau Havenwerken

Galvanistraat 15
Postbus 6633
3002 AP Rotterdam
Telefoon 010 489 45 85
Telefax 010 489 61 59

MAASVLAKTE PLAN DELTA 2000-8
PROGRAMMA VAN EISEN FASE 2B

BIJLAGE 1

PRINCIPE DOORSNEDE KADEMUUR

getekend:
R. PIARELAL

schaal n.v.t.
datum 22-11-1996

0990388 091296-1141
099 038B 96 003

Programma: DAMWAND 2 Versie 5.10

Hollandsche Beton Groep nv

Bijlage II

Berekening van damwanden volgens methode Blum

INVOER

Commentaar: bepaling diepte voor onverankerde wand
:

Auteur : OSCH

Algemeen

Volumegewicht water	:	10.0 kN/m3
Stapgrootte berekening damwandlengte	:	.10 m
Stapgrootte afdrukken resultaten	:	.25 m
Berekening volgens	:	CUR-166
Berekening gronddruk volgens	:	Culmann
Itereer verticaal evenwicht	:	yes
Berekening van de kortst mogelijke damwand		

Damwand

Omschrijving :	ruw beton
Helling van damwand	: .0 degr
Bovenkant	: 4.45 m
Onderkant	: -50.00 m
Elasticiteitsmodulus	: .75E+07 kN/m2
Traagheidsmoment	: 4.8000000 m4
Eigen gewicht	: .00 kN/m2

Grond actief Helling bovenzijde = .0 degr

Laag	Peil m	Gamma droog kN/m3	Gamma nat kN/m3	Phi degr	Delta degr	C kN/m2	Stijg hoogte m	Kga	Kgp
1	4.00	18.00	20.00	30.0	15.0	.0			
2	-16.00	18.00	20.00	27.5	13.8	.0			
3	-19.50	16.00	18.00	25.0	12.5	10.0			
4	-22.50	18.00	20.00	35.0	17.5	.0			

Grond passief Helling bovenzijde = .0 degr

Laag	Peil m	Gamma droog kN/m3	Gamma nat kN/m3	Phi degr	Delta degr	C kN/m2	Stijg hoogte m	Kgp
1	-18.50	18.00	20.00	27.5	13.8	.0		

Project : 990905
File : DAMW2

Page : 2
Runtime: 16:08:39 Rundate: 27 aug 1997

3 -22.50 18.00 20.00 35.0 17.5 .0

Factor horizontale waterdruk =, 1.00

Waterpeil Actieve zijde = .00 m
Waterpeil Passieve zijde = -1.00 m

Bovenbelastingen

Peil m	P kN	q kN/m2	q1 kN/m2	q2 kN/m2	x1 m	x2 m	zijde
4.00		40.00					Active
4.00	442.00				8.50		Active
4.00	340.00				43.50		Active

Geconcentreerde lasten (P-loodr. en M worden q-lasten loodr. damw.)

Nummer	Peil m	P-loodr. kN	M kNm	P-verticaal kN
1	4.45	75.00	.00	.00
2	4.00	80.00	.00	.00

q-lasten loodrecht op de damwand

Nummer	y1 m	y2 m	q1 kN/m2	q2 kN/m2
21	4.45	4.33	600.00	600.00
22	4.06	3.94	640.00	640.00

-39.66	88.73	396.60	485.33	64.02
-40.81	108.37	408.09	516.46	59.36

Gronddruk berekening Passieve zijde Delta-p 70.00%

Grond pssief Helling bovenzijde = .0 degr Ksur = 1.000 * Kg

Laag	Peil m	Gamma droog kN/m3	Gamma nat kN/m3	Phi degr	Delta degr	C kN/m2	Stijg hoogte m	Kg	Kc
1	-18.50	18.00	20.00	27.5	-9.7	.0	-1.00	3.591	4.417
2	-19.50	16.00	18.00	25.0	-8.7	10.0	-1.00	3.126	4.031
3	-22.50	18.00	20.00	35.0	-12.2	.0	-1.00	5.687	6.026

Korrelspanning loodrecht damwand volgens Culmann

Peil m	Grond kN/m2	Water kN/m2	Total kN/m2	hoek glijdvlak degr
-1.00	.00	.00	.00	.00
-18.50	.00	175.00	175.00	24.63
-18.98	22.41	179.79	202.20	26.78
-20.13	78.67	191.28	269.95	26.78
-21.28	116.13	202.77	318.90	26.78
-22.43	178.95	214.26	393.21	23.20
-23.57	258.90	225.74	484.64	22.13
-24.72	322.23	237.23	559.46	21.41
-25.87	386.40	248.72	635.13	21.05
-27.02	451.27	260.21	711.49	20.69
-28.17	516.33	271.70	788.03	20.69
-29.32	581.55	283.19	864.74	20.69
-30.47	646.84	294.68	941.52	20.34
-31.62	712.02	306.17	1018.19	20.34
-32.77	777.28	317.66	1094.94	20.34
-33.91	842.62	329.15	1171.77	20.34
-35.06	907.97	340.64	1248.61	20.34
-36.21	973.32	352.13	1325.45	20.34
-37.36	1038.67	363.62	1402.29	20.34
-38.51	1104.02	375.11	1479.13	20.34
-39.66	1169.37	386.60	1555.96	20.34
-40.81	1234.71	398.09	1632.79	20.34
-41.96	1300.06	409.57	1709.63	20.34
-43.11	1365.41	421.06	1786.47	20.34
-44.26	1430.76	432.55	1863.32	20.34
-45.40	1496.11	444.04	1940.15	20.34
-46.55	1561.46	455.53	2016.99	20.34
-47.70	1626.80	467.02	2093.82	20.34
-48.85	1692.14	478.51	2170.65	20.34
-50.00	1757.50	490.00	2247.50	20.34

Project : 990905
File : DAMW2

Page : 31
Runtime: 16:08:39 Rundate: 27 aug 1997

Resultaten Delta-p 70.00%

Peil m	Moment kNm	Verplaatsing m	Dwarskr. kN	Anker kN
4.45	.00	.5320	.00	
4.30	6.56	.5293	-75.00	
4.05	25.36	.5247	-83.00	
3.80	60.30	.5202	-157.43	
3.55	100.07	.5157	-160.77	
3.30	140.72	.5112	-164.44	
3.05	182.32	.5067	-168.43	
2.80	224.96	.5021	-172.75	
2.55	268.72	.4976	-177.40	
2.30	313.68	.4931	-182.37	
2.05	359.93	.4886	-187.67	
1.80	407.55	.4841	-193.30	
1.55	456.61	.4796	-199.26	
1.30	507.20	.4750	-205.53	
1.05	559.40	.4705	-212.12	
.80	613.29	.4660	-219.03	
.55	668.95	.4615	-226.26	
.30	726.46	.4570	-233.94	
.05	785.96	.4525	-242.20	
-.20	847.61	.4480	-251.03	
-.45	911.53	.4435	-260.44	
-.70	977.87	.4389	-270.45	
-.95	1046.82	.4344	-281.23	
-1.20	1118.55	.4299	-292.63	
-1.45	1193.15	.4254	-304.24	
-1.70	1270.68	.4209	-316.03	
-1.95	1351.21	.4164	-328.41	
-2.20	1435.00	.4120	-342.17	
-2.45	1522.41	.4075	-357.31	
-2.70	1613.77	.4030	-373.84	
-2.95	1709.44	.3985	-391.75	
-3.20	1809.75	.3940	-410.92	
-3.45	1915.01	.3895	-431.31	
-3.70	2025.51	.3850	-452.91	
-3.95	2141.56	.3806	-475.73	
-4.20	2263.46	.3761	-499.50	
-4.45	2391.31	.3716	-523.32	
-4.70	2525.12	.3672	-547.10	
-4.95	2664.86	.3627	-570.83	
-5.20	2810.53	.3583	-594.52	
-5.45	2962.11	.3538	-618.11	
-5.70	3119.57	.3494	-641.56	
-5.95	3282.88	.3449	-664.87	
-6.20	3452.00	.3405	-688.04	
-6.45	3626.89	.3361	-711.05	
-6.70	3807.50	.3317	-733.83	
-6.95	3993.78	.3272	-756.35	
-7.20	4185.65	.3228	-778.61	
-7.45	4383.06	.3184	-800.62	
-7.70	4585.94	.3141	-822.41	
-7.95	4794.26	.3097	-844.06	
-8.20	5007.96	.3053	-865.57	
-8.45	5227.03	.3009	-886.93	
-8.70	5451.42	.2966	-908.15	

Project : 990905
File : DAMW2

Page : 32
Runtime: 16:08:39 Rundate: 27 aug 1997

-9.20	5916.04	.2879	-950.29
-9.45	6156.23	.2836	-971.23
-9.70	6401.64	.2792	-992.07
-9.95	6652.26	.2749	-1012.83
-10.20	6908.05	.2706	-1033.50
-10.45	7169.00	.2664	-1054.08
-10.70	7435.09	.2621	-1074.57
-10.95	7706.28	.2578	-1094.97
-11.20	7982.56	.2536	-1115.27
-11.45	8263.90	.2494	-1135.45
-11.70	8550.28	.2452	-1155.52
-11.95	8841.66	.2410	-1175.49
-12.20	9138.01	.2368	-1195.35
-12.45	9439.33	.2326	-1215.21
-12.70	9745.62	.2285	-1235.09
-12.95	10056.88	.2243	-1254.98
-13.20	10373.11	.2202	-1274.89
-13.45	10694.33	.2161	-1294.87
-13.70	11020.56	.2120	-1315.00
-13.95	11351.84	.2080	-1335.29
-14.20	11688.21	.2039	-1355.74
-14.45	12029.72	.1999	-1376.35
-14.70	12376.41	.1959	-1397.24
-14.95	12728.37	.1919	-1418.46
-15.20	13085.67	.1880	-1440.00
-15.45	13448.39	.1840	-1461.86
-15.70	13816.63	.1801	-1484.07
-15.95	14190.46	.1762	-1506.70
-16.20	14570.01	.1724	-1529.74
-16.45	14955.37	.1685	-1553.20
-16.70	15346.64	.1647	-1577.08
-16.95	15743.94	.1609	-1601.32
-17.20	16147.33	.1572	-1625.85
-17.45	16556.89	.1534	-1650.69
-17.70	16972.70	.1497	-1675.83
-17.95	17394.83	.1461	-1701.27
-18.20	17823.35	.1424	-1726.91
-18.45	18258.30	.1388	-1752.75
-18.70	18699.68	.1352	-1777.84
-18.95	19147.00	.1317	-1800.27
-19.20	19599.58	.1282	-1819.91
-19.45	20056.71	.1247	-1836.66
-19.70	20517.67	.1212	-1850.52
-19.95	20981.73	.1178	-1861.49
-20.20	21448.17	.1145	-1869.61
-20.45	21916.36	.1111	-1875.61
-20.70	22385.82	.1078	-1879.76
-20.95	22856.09	.1046	-1882.04
-21.20	23326.69	.1014	-1882.47
-21.45	23797.14	.0982	-1880.54
-21.70	24266.63	.0950	-1874.76
-21.95	24734.19	.0920	-1865.03
-22.20	25198.82	.0889	-1851.36
-22.45	25659.54	.0859	-1833.74
-22.70	26115.31	.0829	-1811.58
-22.95	26564.92	.0800	-1784.47
-23.20	27007.13	.0771	-1752.40
-23.45	27440.71	.0743	-1715.38
-23.70	27864.42	.0715	-1673.61
-23.95	28277.22	.0688	-1628.29

Project : 990905
File : DAMW2

Page : 34
Runtime: 16:08:39 Rundate: 27 aug 1997

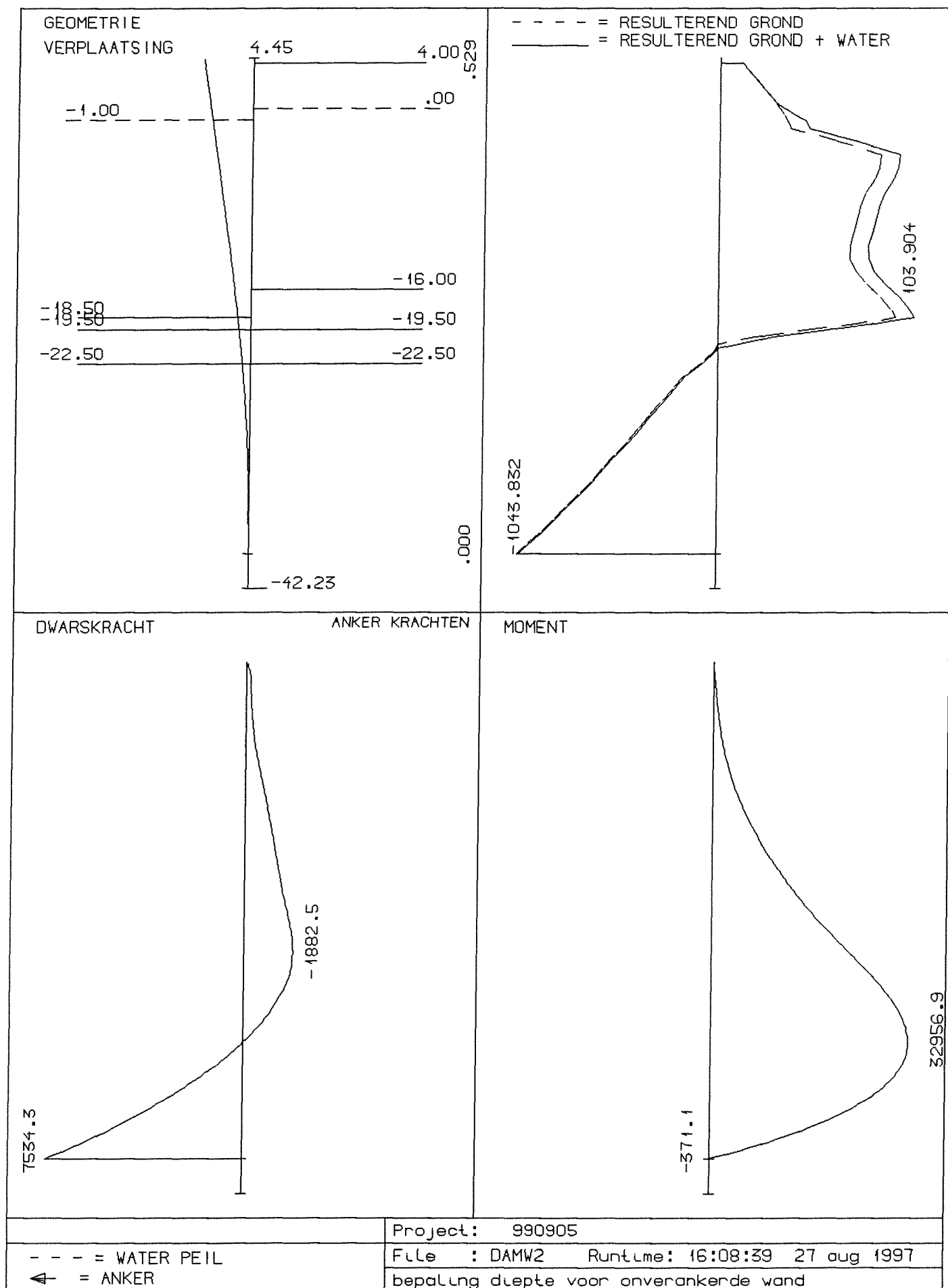
-39.20	-371.14	.0000	7534.29
--------	---------	-------	---------

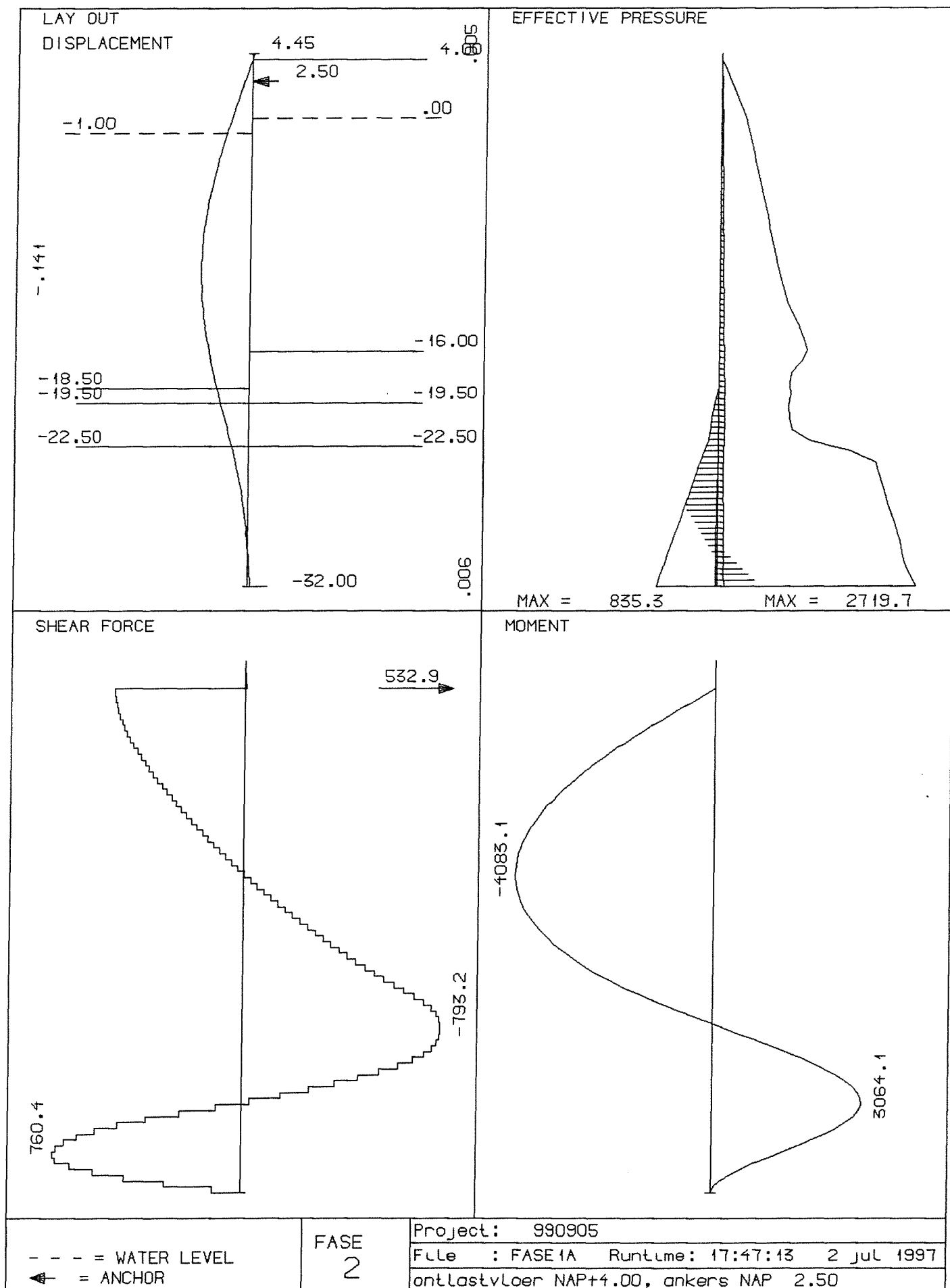
Delta-x (vertikaal) = 3.03 m

Totale inheidiepte = -42.23 m

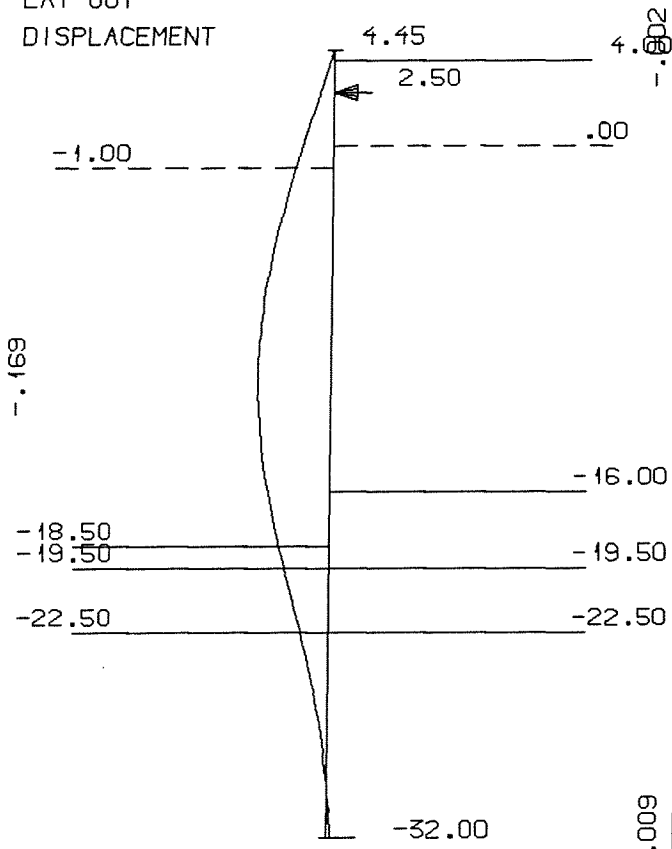
Verticaal evenwicht Delta-p 70.00%

Wrijving actief	=	965.67 kN
Wrijving passief	=	-2481.44 kN
Wrijving delta-x	=	1555.71 kN
Eigen gewicht damwand	=	.00 kN
Component ankerkrachten	=	.00 kN
Totaal		39.94 kN

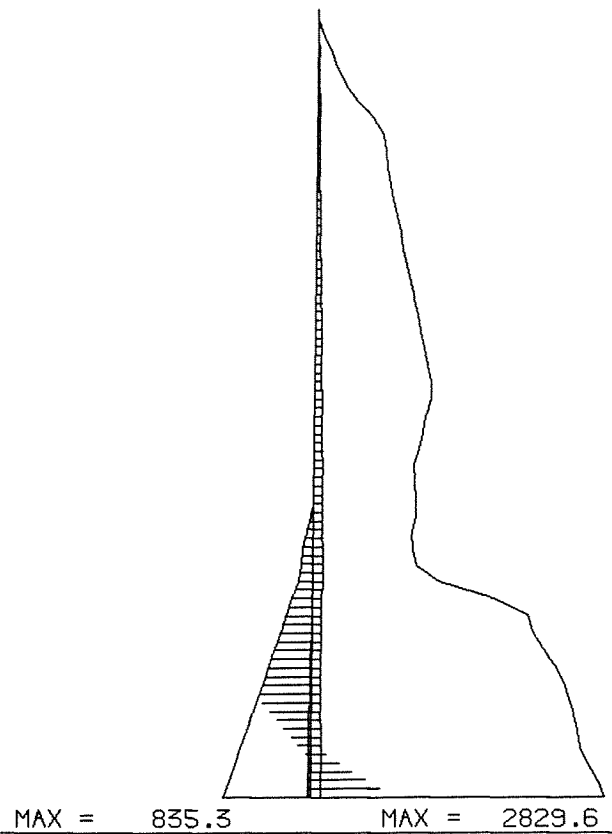




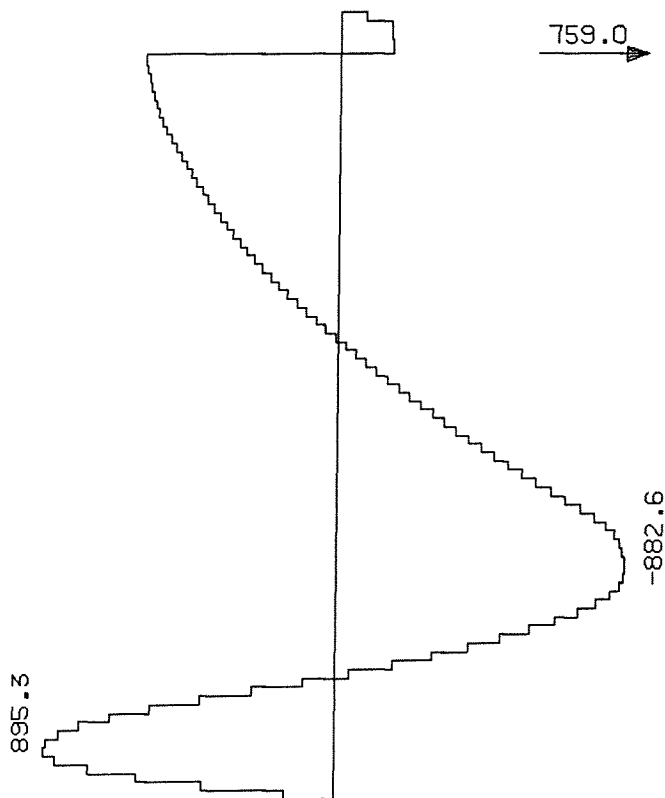
LAY OUT
DISPLACEMENT



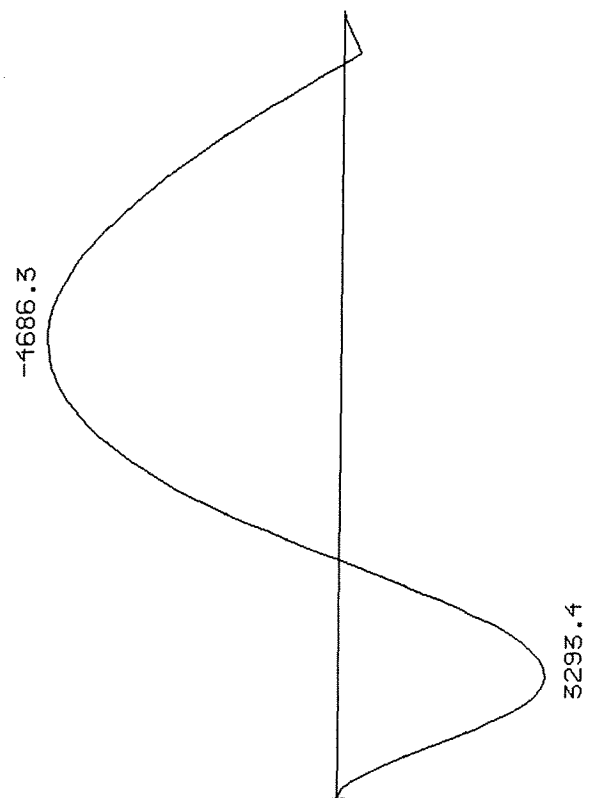
EFFECTIVE PRESSURE



SHEAR FORCE



MOMENT



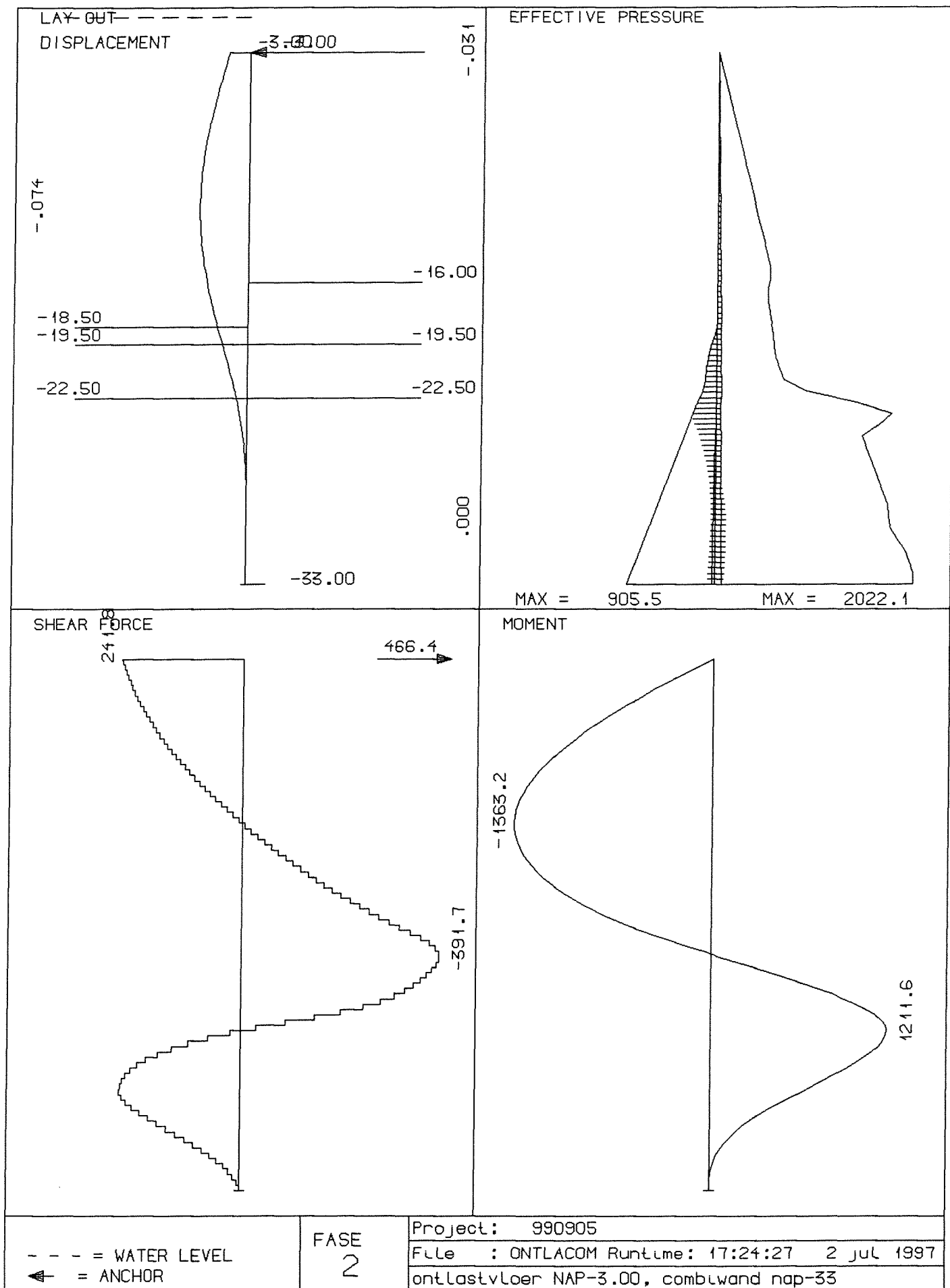
- - - = WATER LEVEL
▲ = ANCHOR

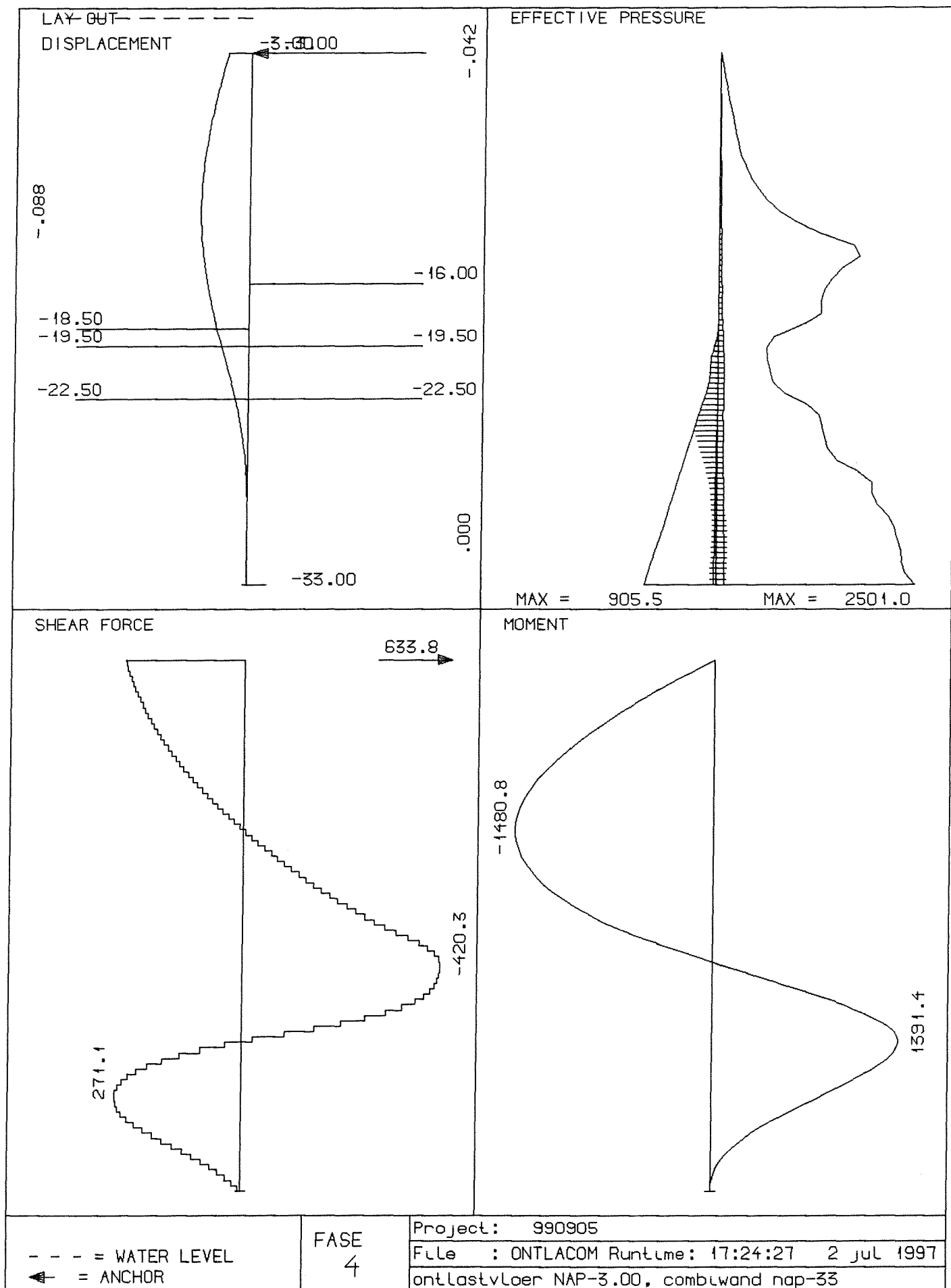
FASE
4

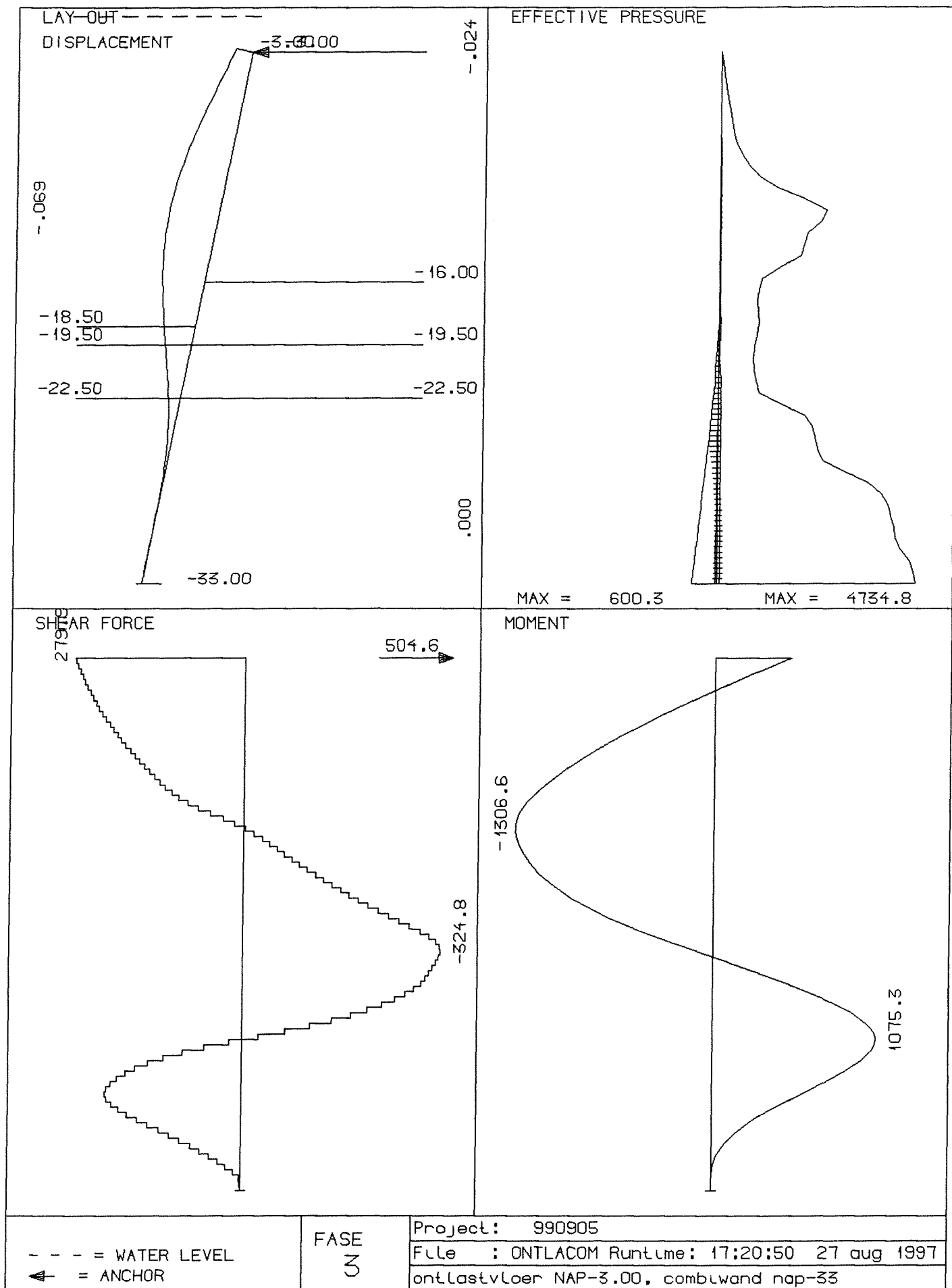
Project: 990905

File : FASE1A Runtime: 17:47:13 2 jul 1997

ontlastvloer NAP+4.00, ankers NAP 2.50







helling 5:1 ingevoegd
6/2.5

990905 27 aug 1997
 E=10e6, I=4.8 m4/ml, d= NAP -55 DIEPW1
 OSCH

VERSION 5.10 DAMWAND3 (c) HBG IT Services

LANGUAGE DW3DUTCH.FMT

UNITS

kN m kN/m kN/m2 kN/m3 m4

1.000000 1.000000

FASE 1 gebaggerd tot -3, ankers

GENERAL 0 .000 .000 .000 0 .000 .000
 .00 .00 .00 10.00 PTOL .100000 REPTOL .001000 2 1 2. 1. 0. 1.00

SOIL ACTIVE

4

3 4.000 18.00 20.00 FIE 30.00 DELTA 15.00 C .00

4 -16.000 18.00 20.00 FIE 27.50 DELTA 13.75 C .00

5 -19.500 16.00 18.00 FIE 25.00 DELTA 12.50 C 10.00

6 -22.500 18.00 20.00 FIE 35.00 DELTA 17.50 C .00

SOIL PASSIVE

4

4 -3.000 18.00 20.00 FIE 30.00 DELTA 15.00 C .00

5 -16.000 18.00 20.00 FIE 27.50 DELTA 13.75 C .00

6 -19.500 16.00 18.00 FIE 25.00 DELTA 12.50 C 10.00

7 -22.500 18.00 20.00 FIE 35.00 DELTA 17.50 C .00

SPRINGS ACTIVE

4

3 10000.0000 15000.0000

4 10000.0000 15000.0000

5 7500.0000 10000.0000

6 25000.0000 70000.0000

SPRINGS PASSIVE

4

4 .0000 15000.0000

5 10000.0000 15000.0000

6 7500.0000 10000.0000

7 20000.0000 40000.0000

WATER ACTIVE .000000 BFW 1.000

WATER PASSIVE -1.0000

SHEET

1

0 4.45000 -55.000 10000000.0 4.8000000 .00

LOADS

3

4 4.00000 43.5000 340.000 A

3 4.00000 8.5000 442.000 A

2 4.00000 40.000 A

CONC LOADS

4

1 P .000000 M .000000 Y 4.4500 V .000000

3 P .000000 M .000000 Y 4.1500 V .000000

2 P .000000 M .000000 Y 4.0000 V .000000

4 P .000000 M .000000 Y -3.0000 V .000000

OUTPUT

PRES 1 IPR2 1 PLOT 1 SD .000000 SP .000000 SS .000000 SM .000000

SOLVE

FASE 2 gebaggerd tot -18.5

GENERAL 0 .000 .000 .000 0 .000 .000
 .00 .00 .00 10.00 PTOL .100000 REPTOL .001000 2 1 2. 1. 0. 1.00

SOIL ACTIVE

4

3 4.000 18.00 20.00 FIE 30.00 DELTA 15.00 C .00

4 -16.000 18.00 20.00 FIE 27.50 DELTA 13.75 C .00

5 -19.500 16.00 18.00 FIE 25.00 DELTA 12.50 C 10.00

6 -22.500 18.00 20.00 FIE 35.00 DELTA 17.50 C .00

SOIL PASSIVE

3

5 -18.500 18.00 20.00 FIE 27.50 DELTA .00 C .00

6 -19.500 16.00 18.00 FIE 25.00 DELTA 12.50 C 10.00

7 -22.500 18.00 20.00 FIE 35.00 DELTA 17.50 C .00

SPRINGS ACTIVE

4

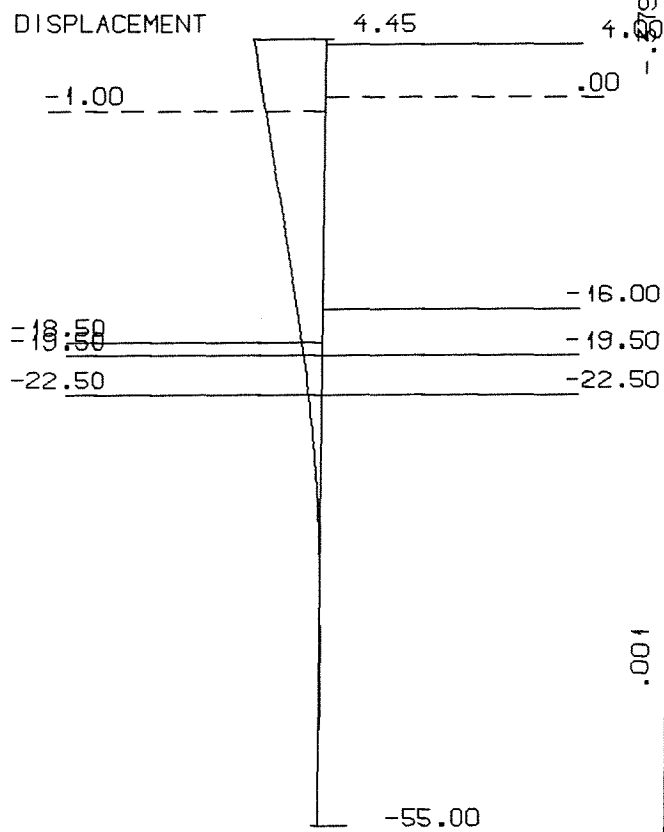
3 10000.0000 15000.0000

4 10000.0000 15000.0000

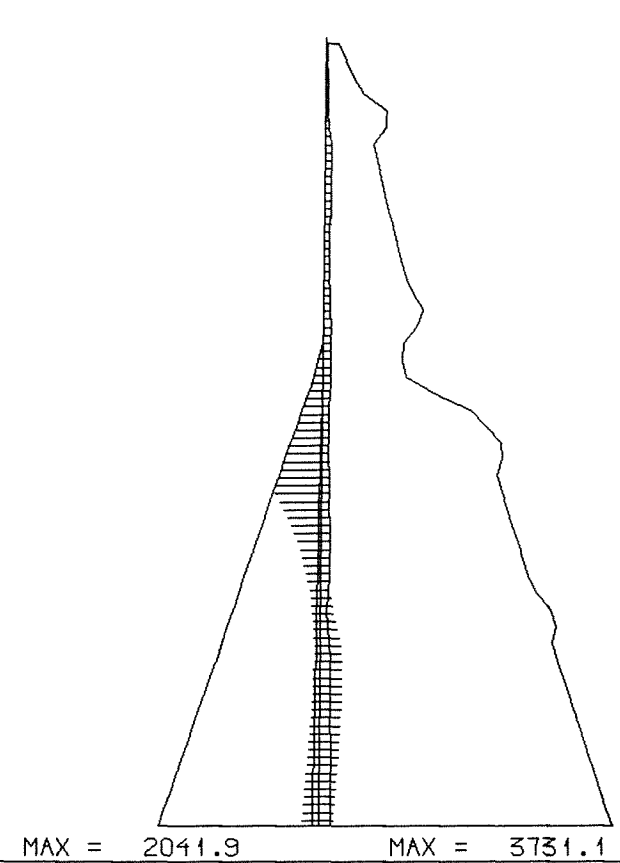
5 7500.0000 10000.0000

LAY OUT

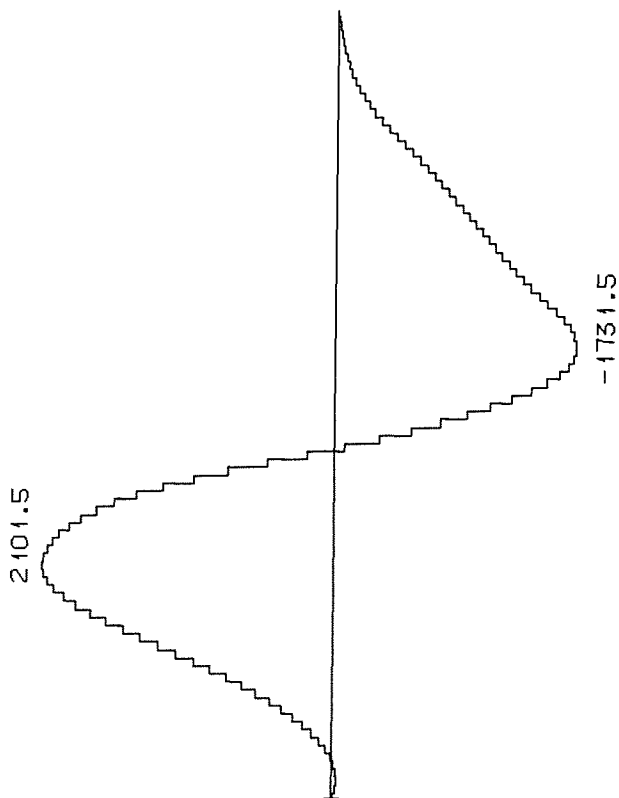
DISPLACEMENT



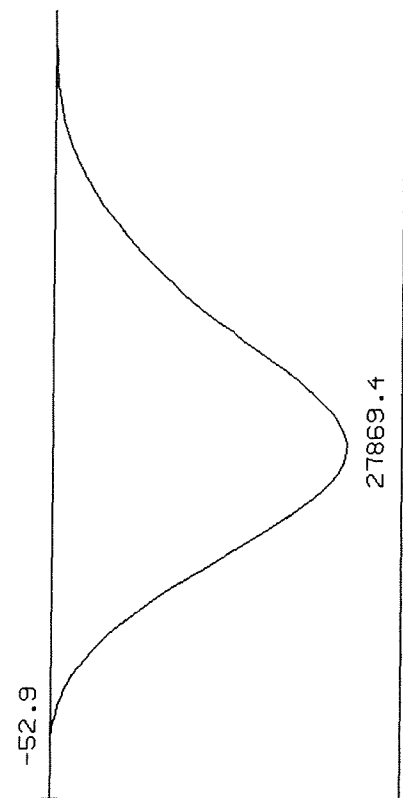
EFFECTIVE PRESSURE



SHEAR FORCE



MOMENT



- - - = WATER LEVEL
 ↖ = ANCHOR

FASE
 2

Project: 990905

File : DIEPW1 Runtime: 15:57:33 27 aug 1997

E=10e6, I=4.8 m⁴/m1, d= NAP -55

III-4 ALGEMENE INVOER VOOR DAMWAND 3

De weergegeven invoer is onttrokken aan de berekeningen van een vlakke wand (dikte 1.20 m) verankerd met staven Ø5". Het spreekt voor zich welke onderdelen gewijzigd worden bij berekening van wanden met een andere stijfheid en verankering.

VERSION 5.10 DAMWAND3 (c) HBG IT Services

FASE 1 GEBAGGERD TOT -3, ANKERS

SOIL ACTIVE

	bovenkant	γ_{droog}	γ_{nat}	ϕ	δ	cohesie	stijghoogte
1	4.000		18.00	20.00	30.00	15.00	00.00
2	-16.000	18.00	20.00	27.50	13.75	00.00	0.90000
3	-19.500	16.00	18.00	25.00	12.50	10.00	2.00000
4	-22.500	18.00	20.00	35.00	17.50	00.00	

SOIL PASSIVE

	bovenkant	γ_{droog}	γ_{nat}	ϕ	δ	cohesie	stijghoogte
1	-3.000	18.00	20.00	30.00	15.00	00.00	
2	-16.000	18.00	20.00	27.50	13.75	00.00	
3	-19.500	16.00	18.00	25.00	12.50	10.00	
4	-22.500	18.00	20.00	35.00	17.50	00.00	0.000000

SPRINGS ACTIVE (beddingsconstante)

	bovenzijde	onderzijde
1	10000.0000	15000.0000
2	10000.0000	15000.0000
3	7500.0000	10000.0000
4	25000.0000	70000.0000

SPRINGS PASSIVE

	bovenzijde	onderzijde
1	.0000	15000.0000
2	10000.0000	15000.0000
3	7500.0000	10000.0000
4	20000.0000	40000.0000

WATER ACTIVE 0.0000

WATER PASSIVE -1.0000

SHEET

	bovenzijde	onderzijde	E	I	eigengewicht
1	4.450	.800	28500000.0	.1440000	.00
2	.800	-4.500	9700000.0	.1440000	.00
3	-4.500	-6.250	28500000.0	.1440000	.00
4	-6.250	-19.800	9700000.0	.1440000	.00
5	-19.800	-22.000	28500000.0	.1440000	.00
6	-22.000	-30.200	9700000.0	.1440000	.00
7	-30.200	-32.500	28500000.0	.1440000	.00

ANCHORS

1	-3.0000	SPRING 38337.2	Anchor 5 "-100 St52	helling = 0.00
---	---------	----------------	---------------------	----------------

CONC LOADS

	horizontaal	moment	niveau	verticaal
1	0.000000	0.000000	4.4500	0.000000
2	0.000000	0.000000	4.1000	0.000000
3	0.000000	0.000000	4.0000	0.000000
4	0.000000	0.000000	-3.0000	0.000000

FASE 3 GEBAGGERD TOT -18.5 EN CONC. LOADS

SOIL ACTIVE

	bovenkant	γ_{droog}	γ_{nat}	ϕ	δ	cohesie	stijghoogte
1	4.000	18.00	20.00	30.00	15.00	0.00	
2	-16.000	18.00	20.00	27.50	13.75	0.00	0.90000
3	-19.500	16.00	18.00	25.00	12.50	10.00	2.00000
4	-22.500	18.00	20.00	35.00	17.50	0.00	

SOIL PASSIVE

	bovenkant	γ_{droog}	γ_{nat}	ϕ	δ	cohesie	stijghoogte
1	-18.500	18.00	20.00	27.50	0.00	0.00	
2	-19.500	16.00	18.00	25.00	12.50	10.00	
3	-22.500	18.00	20.00	35.00	17.50	0.00	0.000000

SPRINGS ACTIVE

	bovenzijde	onderzijde
1	10000.0000	15000.0000
2	10000.0000	15000.0000
3	7500.0000	10000.0000
4	25000.0000	70000.0000

SPRINGS PASSIVE

	bovenzijde	onderzijde
1	0.0000	15000.0000
2	7500.0000	10000.0000
3	20000.0000	40000.0000

WATER ACTIVE 0.0000

WATER PASSIVE -1.0000

ANCHORS

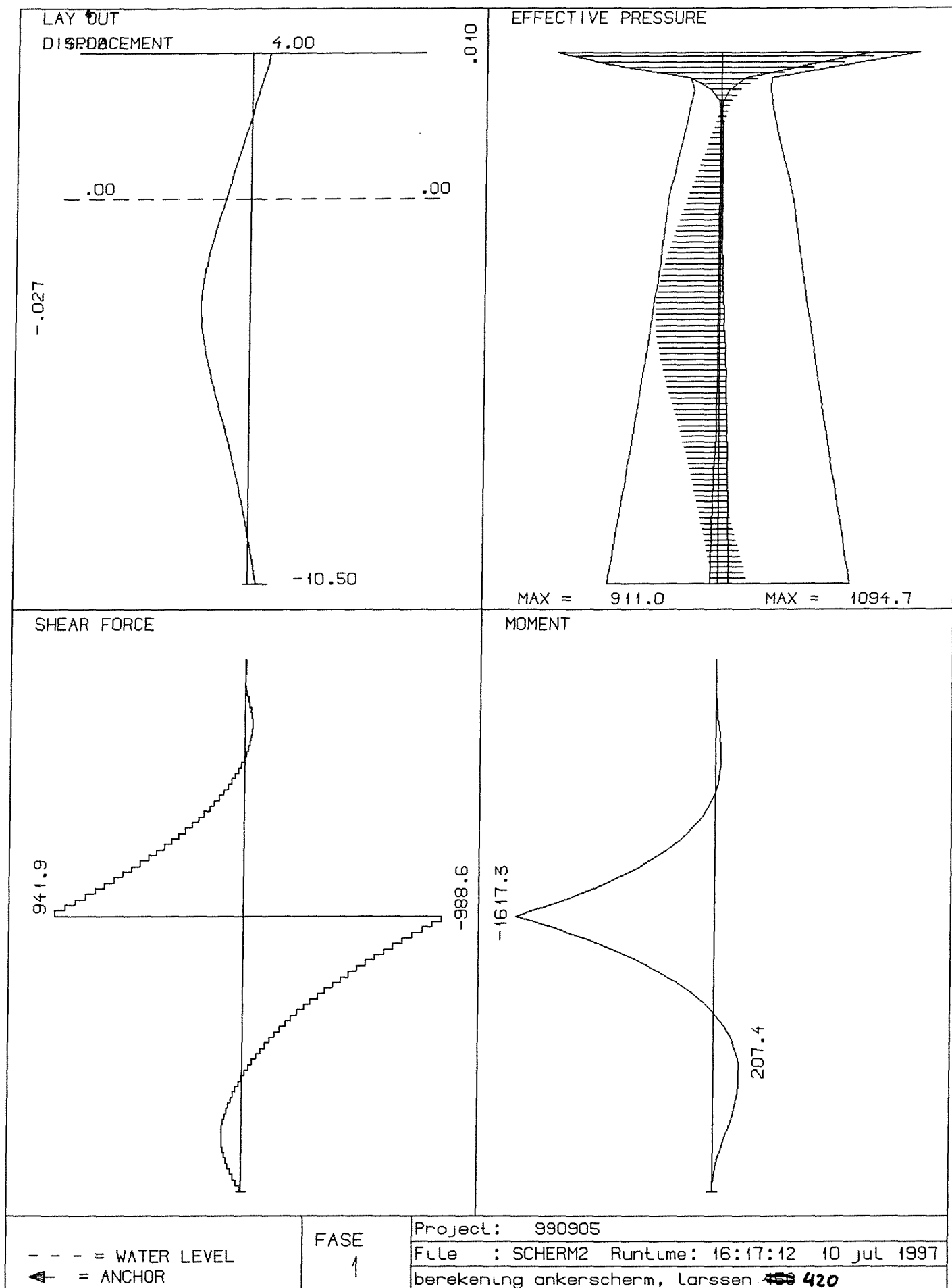
1	-3.0000	SPRING 38337.2	Anchor 5 "-100 St52	helling = 0.00
---	---------	----------------	---------------------	----------------

LOADS

	niveau	x1	x2	zijde
1	4.00000		40.000	Active
2	4.00000	8.5000	442.000	Active
3	4.00000	43.5000	340.000	Active

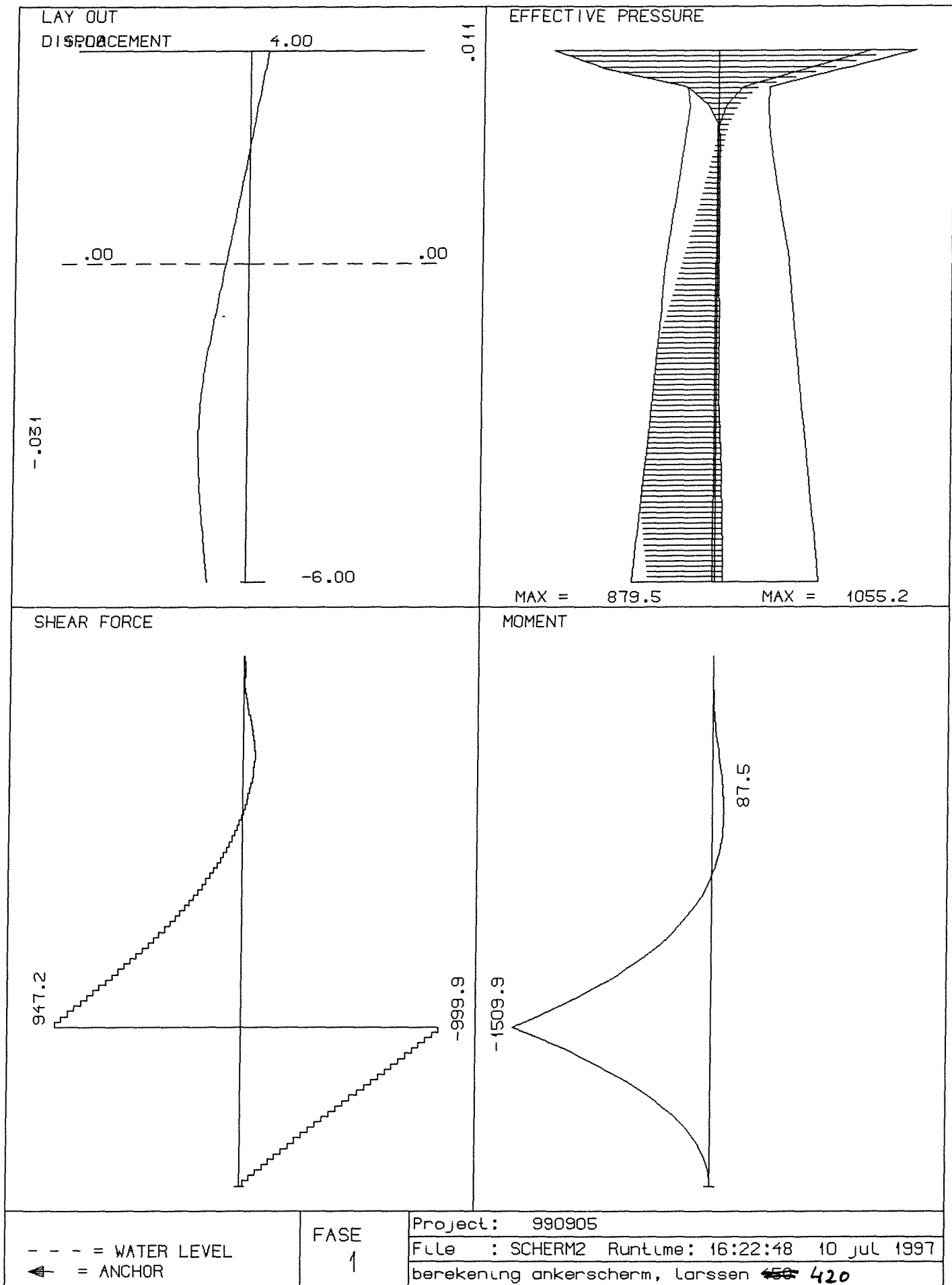
CONC LOADS

	horizontaal	moment	niveau	verticaal
1	0.0000	0.000000	4.1000	80.0000
2	80.0000	0.000000	4.0000	0.0000
3	0.0000	0.000000	-3.0000	0.0000



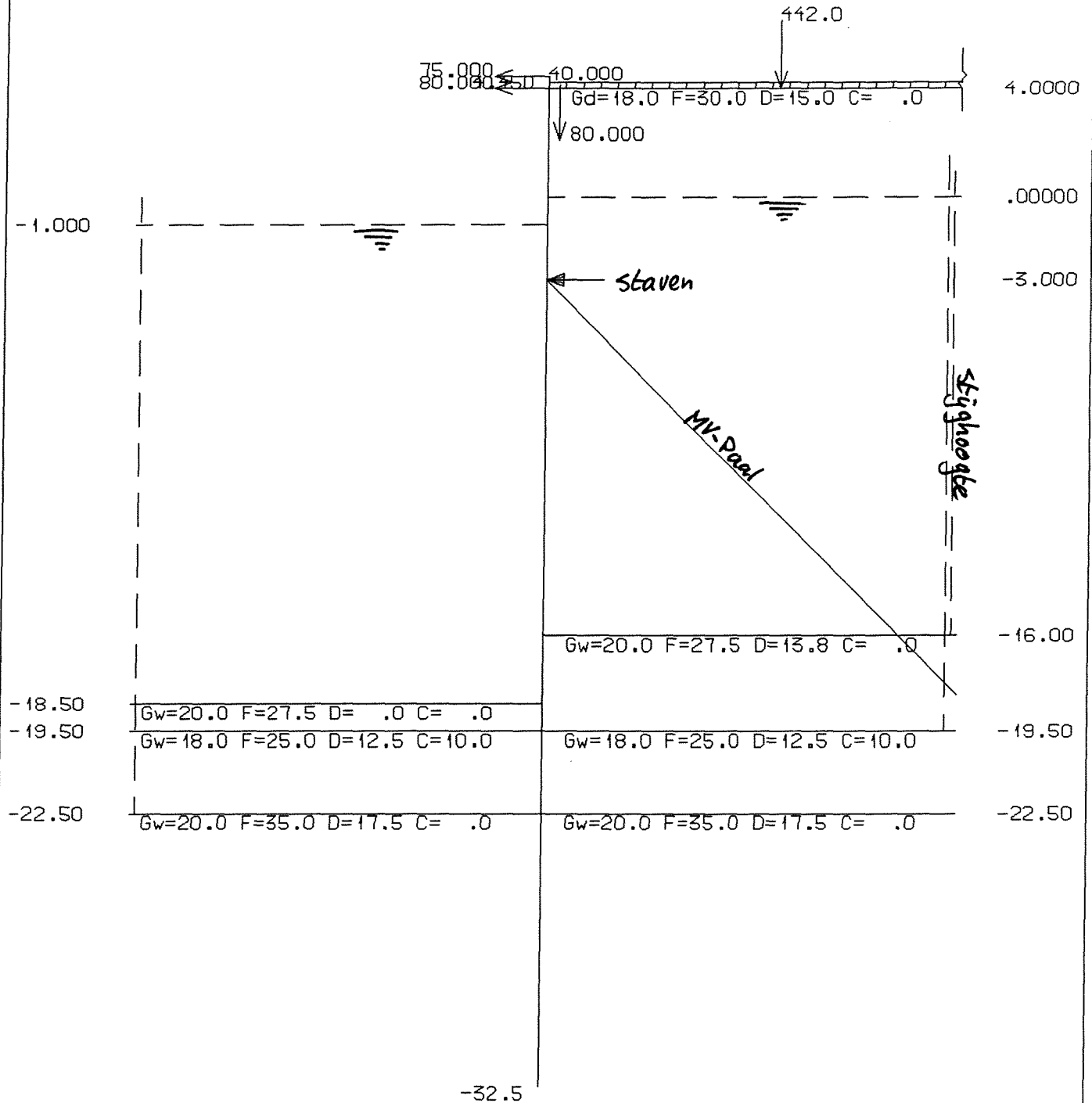
Bijlage III-5

6127



PASSIVE SIDE

ACTIVE SIDE



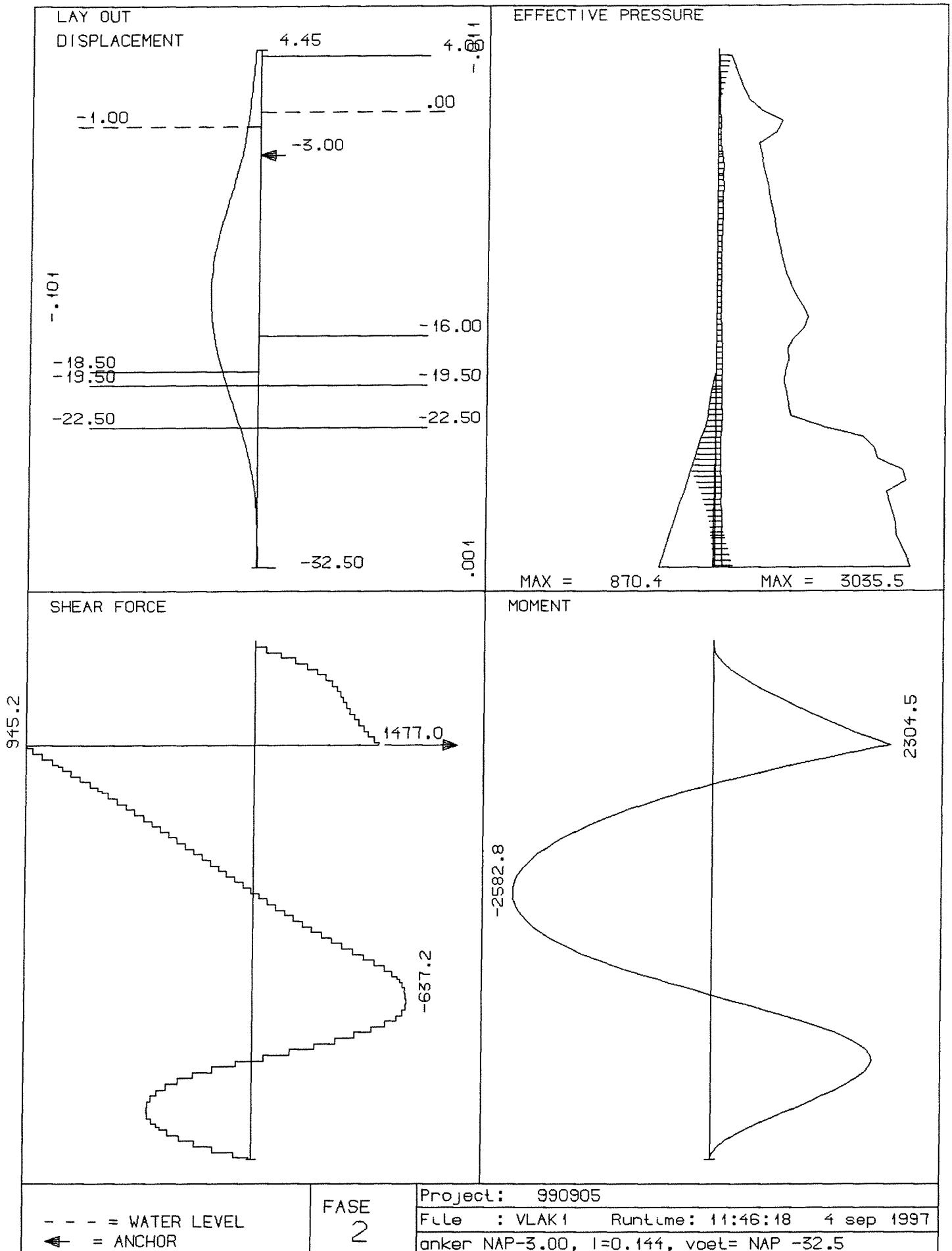
- - - = WATER LEVEL
 ◀ = ANCHOR

PHASE
 3

Project: 990905

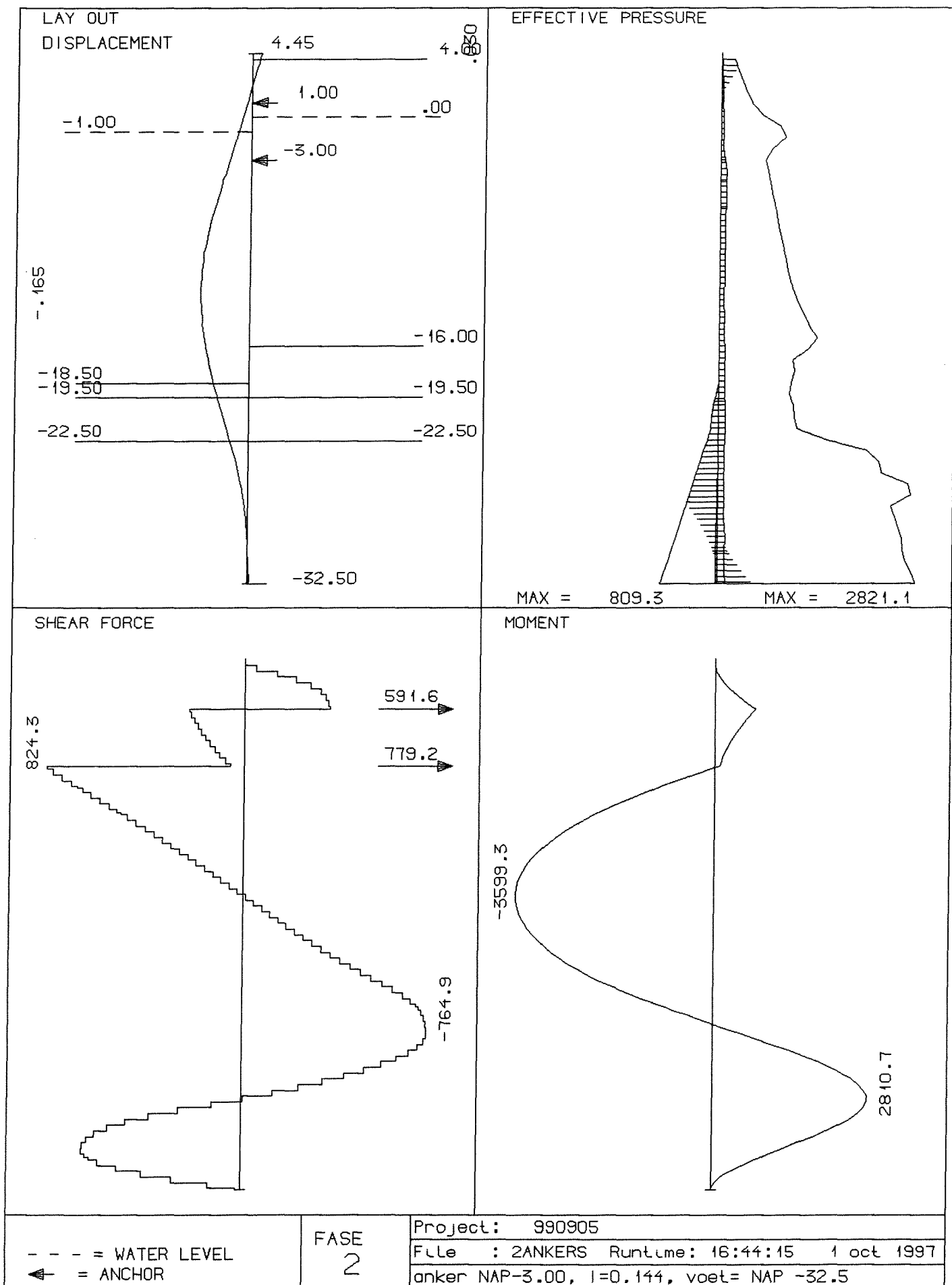
File : VLAK

anker NAP-3.00, l=0.144, voet= NAP -32.5



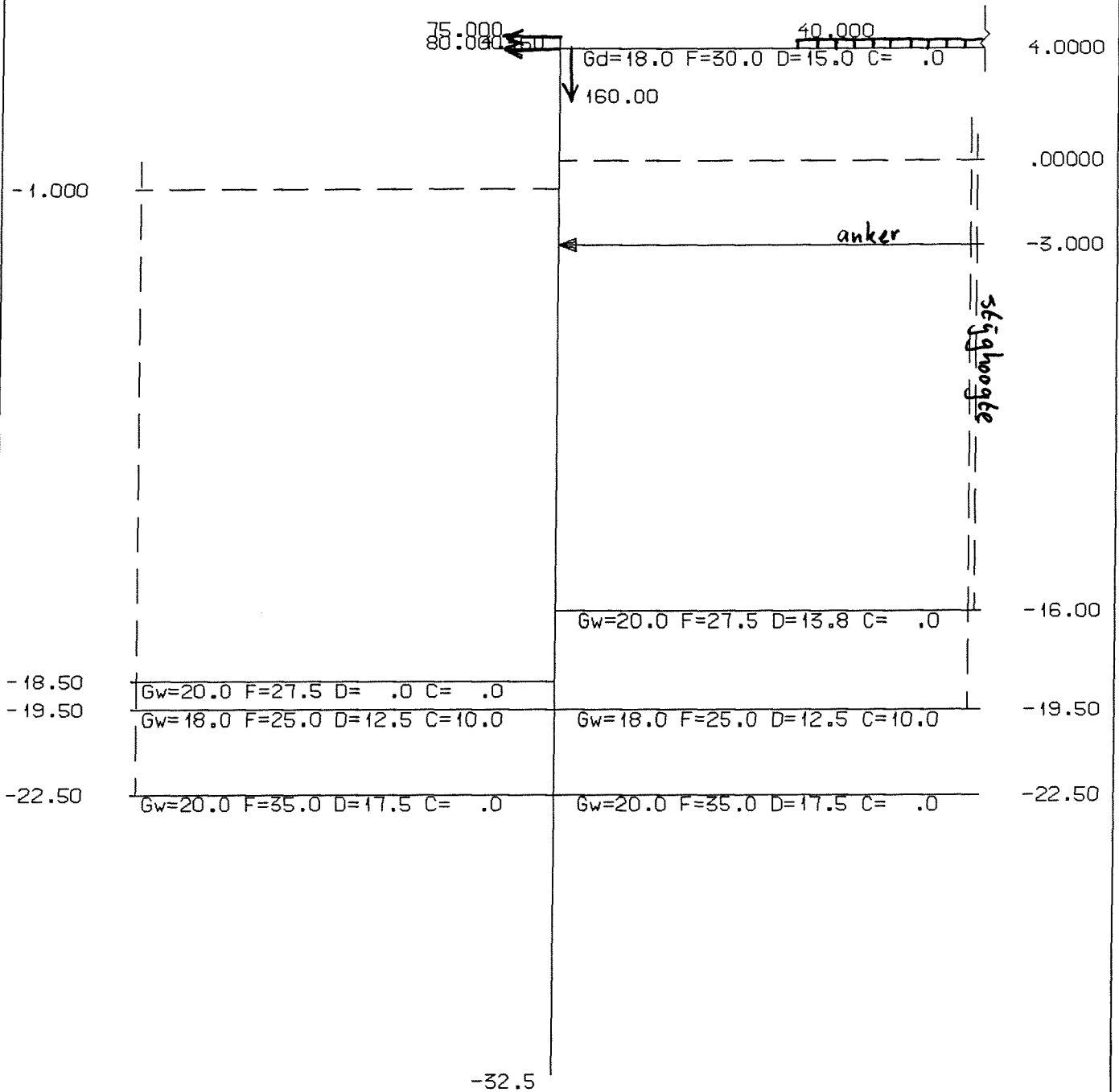
Bijlage III - 6

6/2 1



PASSIVE SIDE

ACTIVE SIDE



--- = WATER LEVEL
 ← = ANCHOR

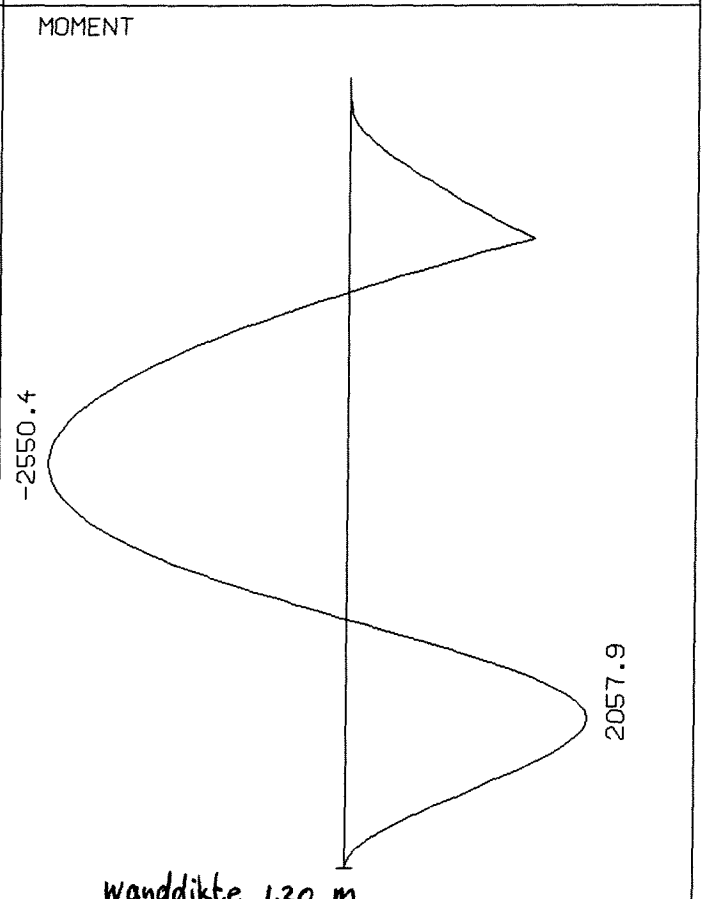
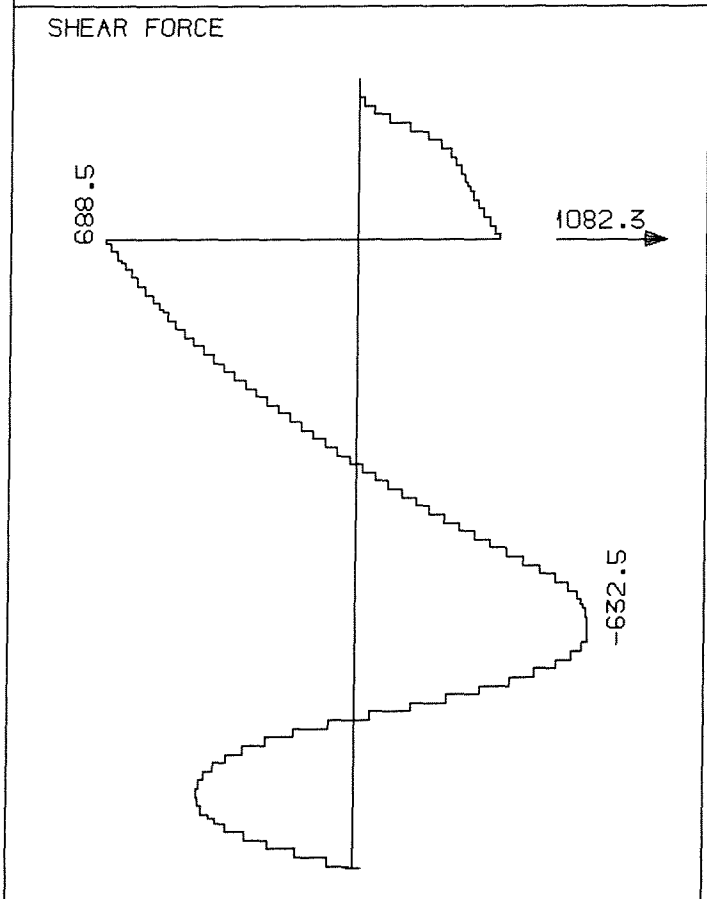
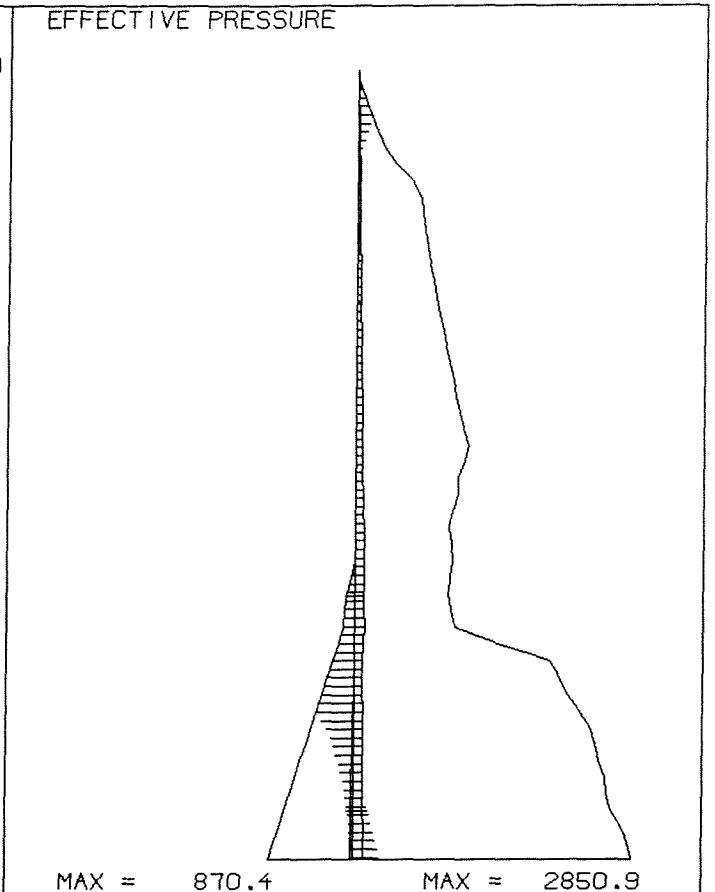
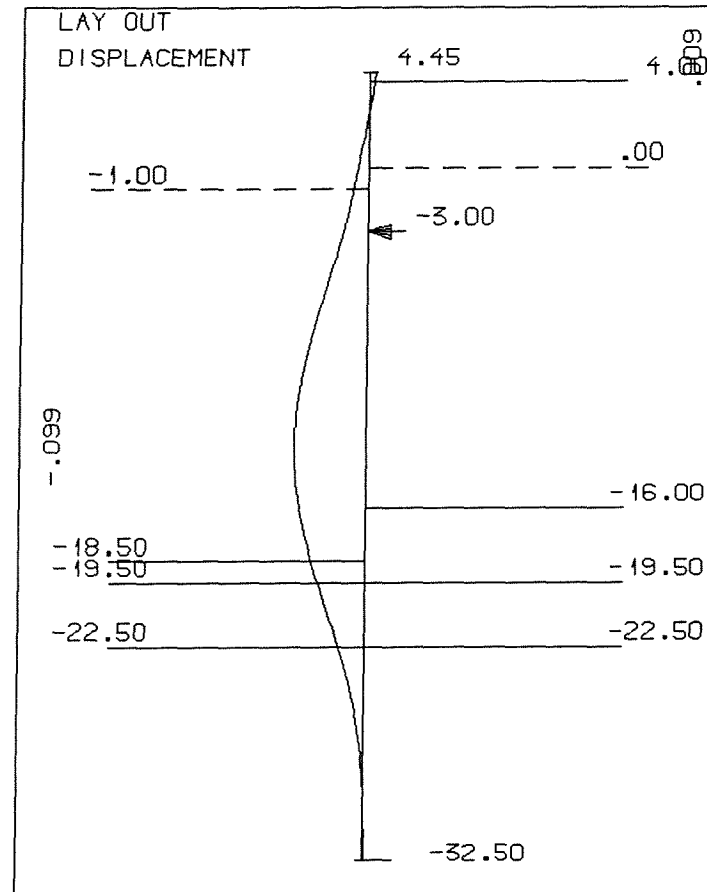
PHASE
 4

Project: 990905

File : VLAKH00

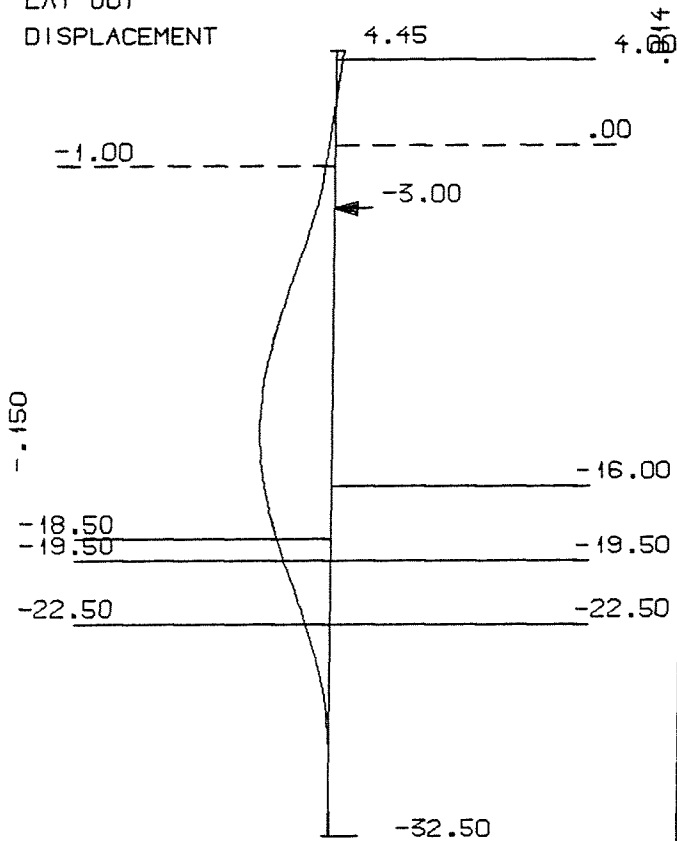
ontlastvloer NAP+4.00, ankers NAP -3.00

Bijlage III-8

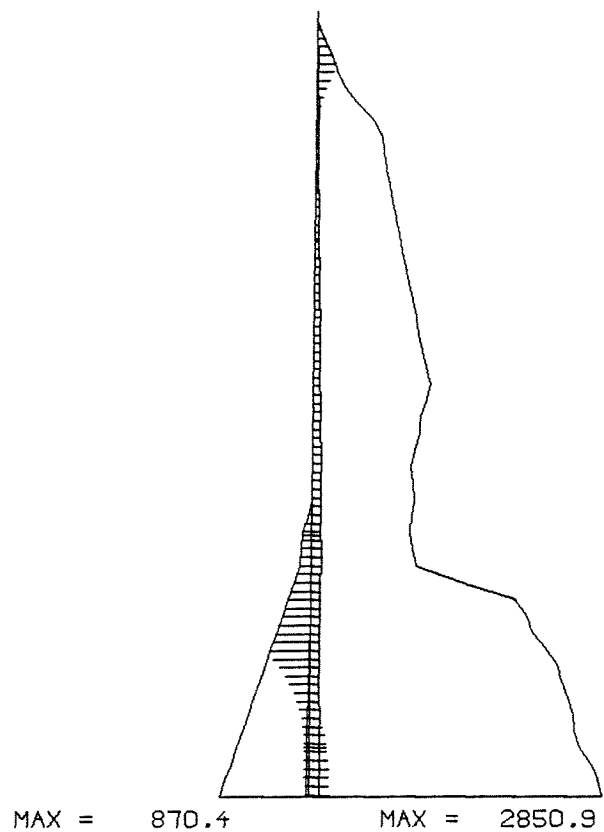


--- = WATER LEVEL ← = ANCHOR	FASE 3	Project: 990905 File : VLA KH001 Runtime: 11:41:39 4 sep 1997 ontlastvloer NAP+4.00, ankers NAP -3.00
---	-------------------	--

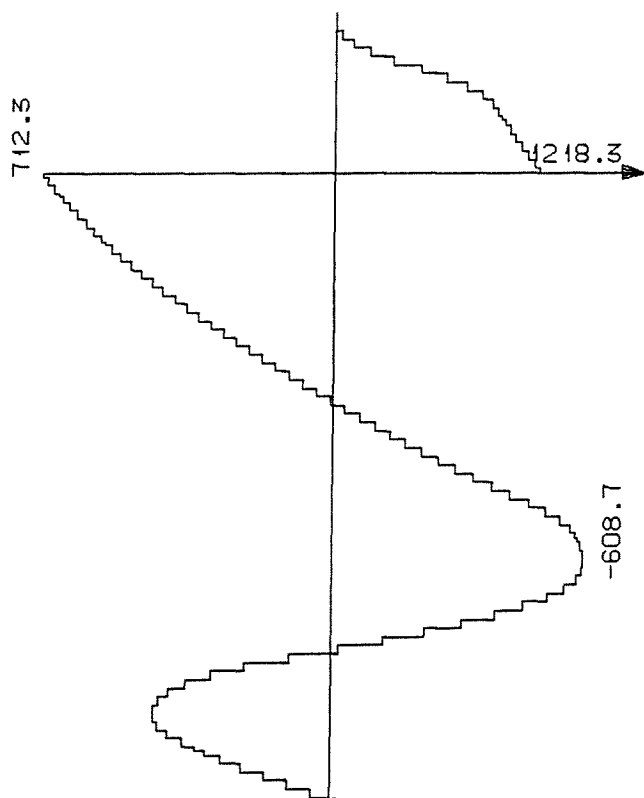
LAY OUT
DISPLACEMENT



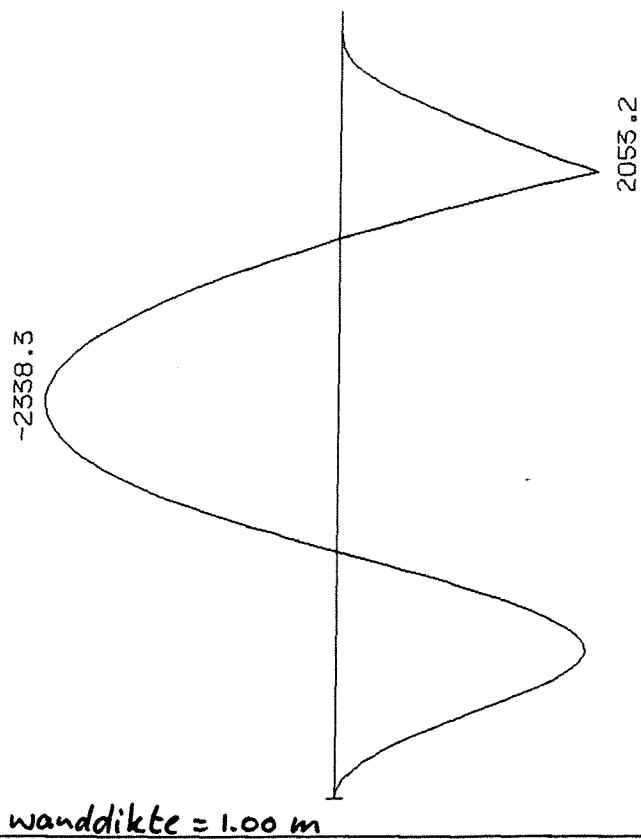
EFFECTIVE PRESSURE



SHEAR FORCE



MOMENT



- - - = WATER LEVEL
← = ANCHOR

FASE
3

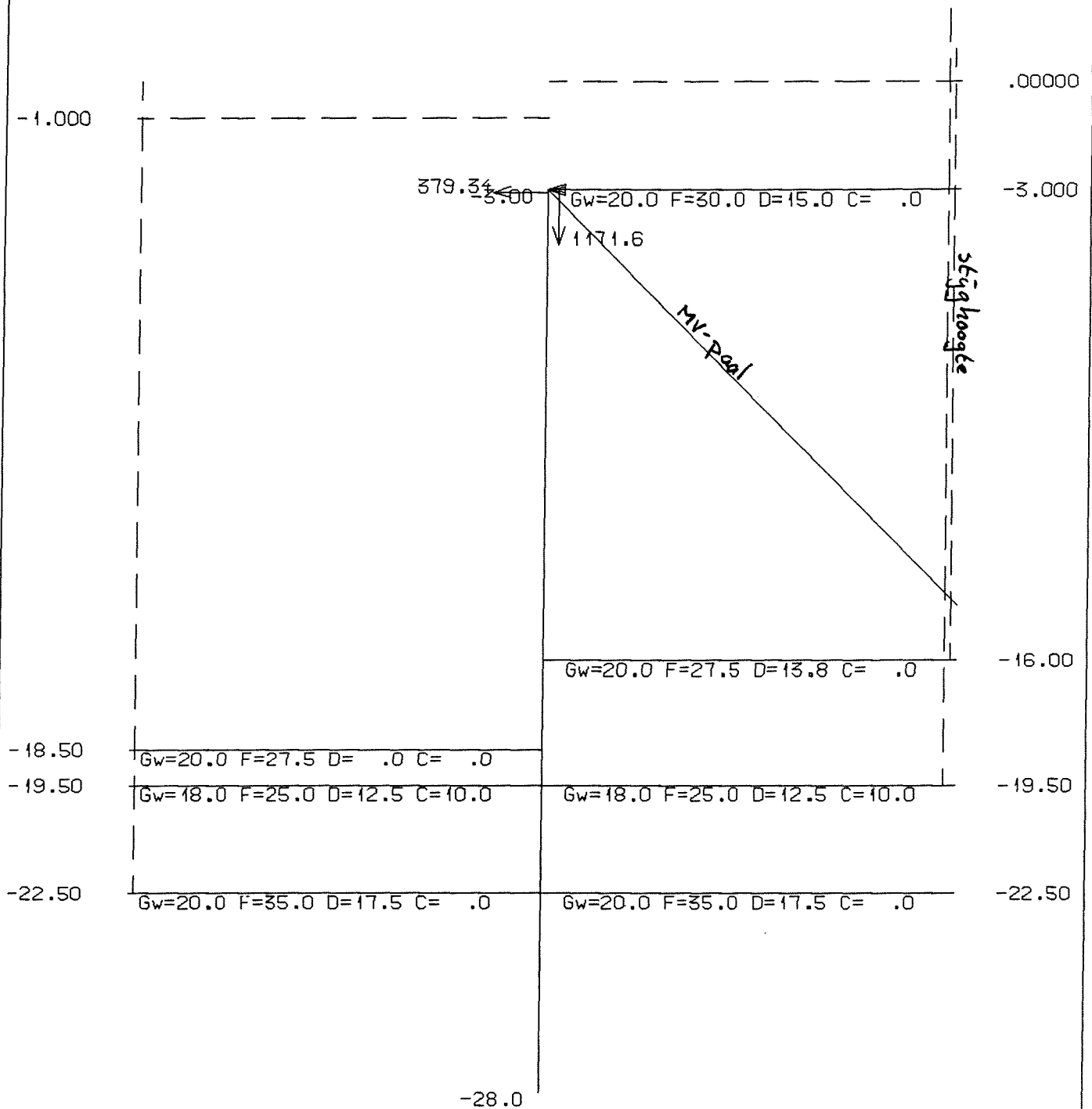
Project: 990905

File : VLAKHO1A Runtime: 9:20:13 15 jul 1997

ontl.vl NAP+4, ankers NAP-3, d=1.00 m

PASSIVE SIDE

ACTIVE SIDE



--- = WATER LEVEL
 ◀ = ANCHOR

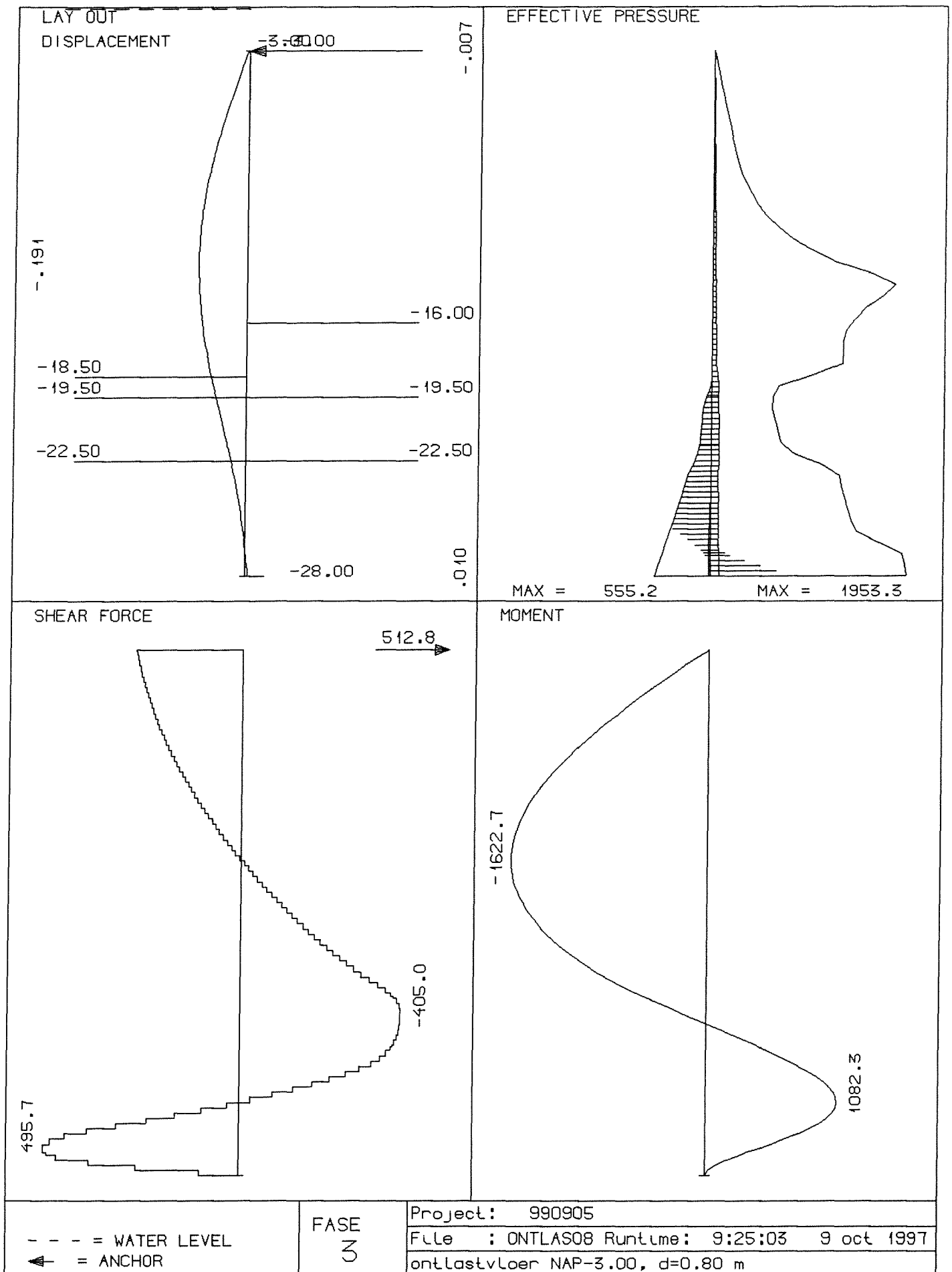
PHASE
 4

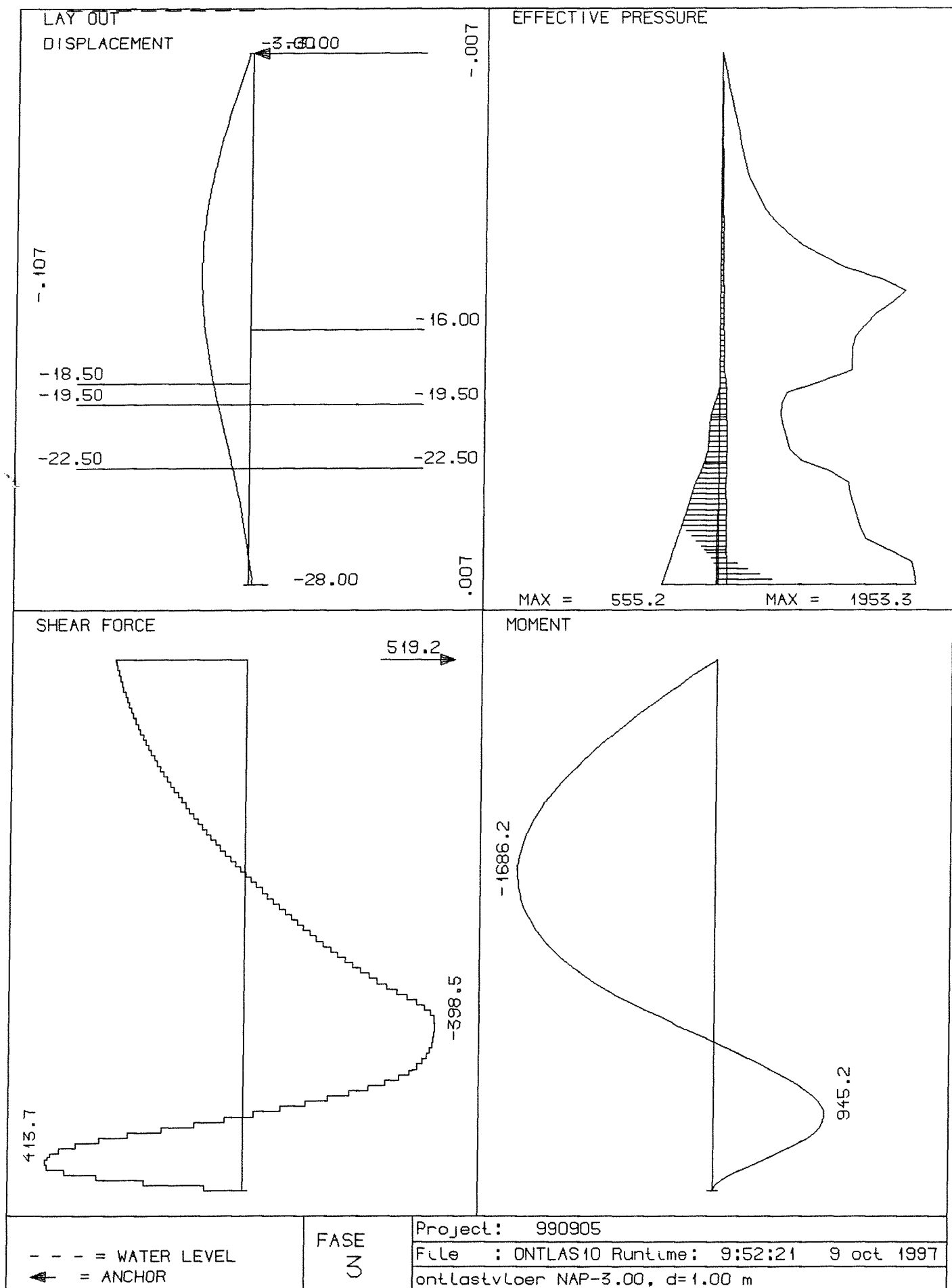
Project: 990905

File : ONTLAS

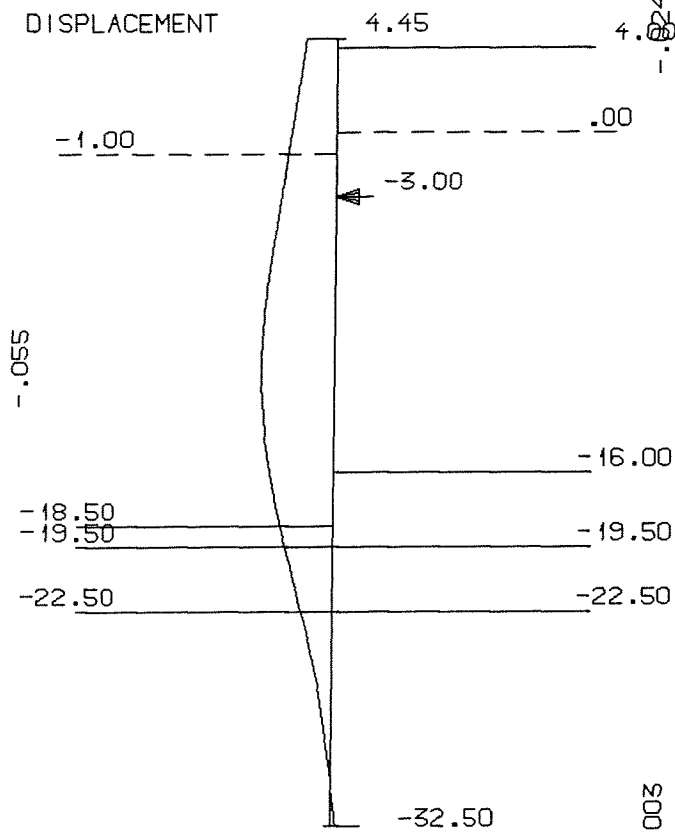
ontlastvloer NAP-3.00, d=0.80 m

Bijlage III-g

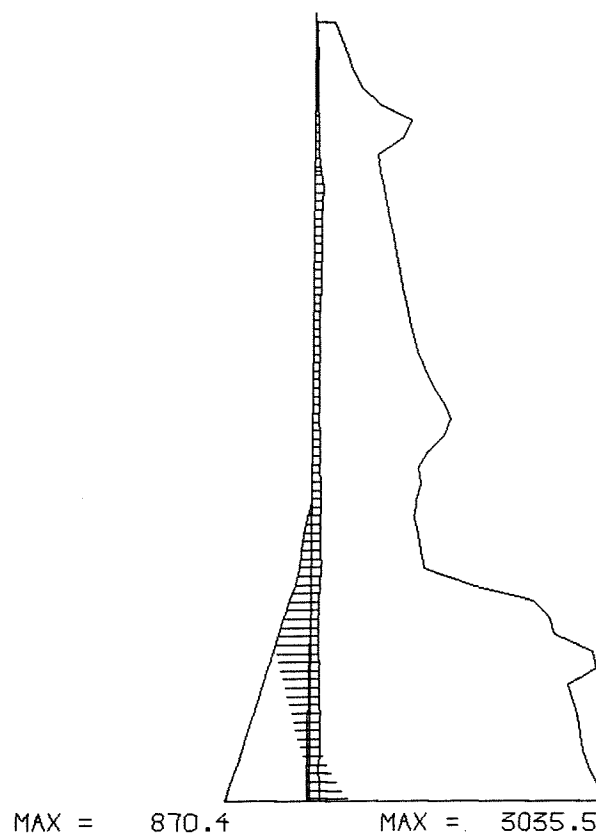




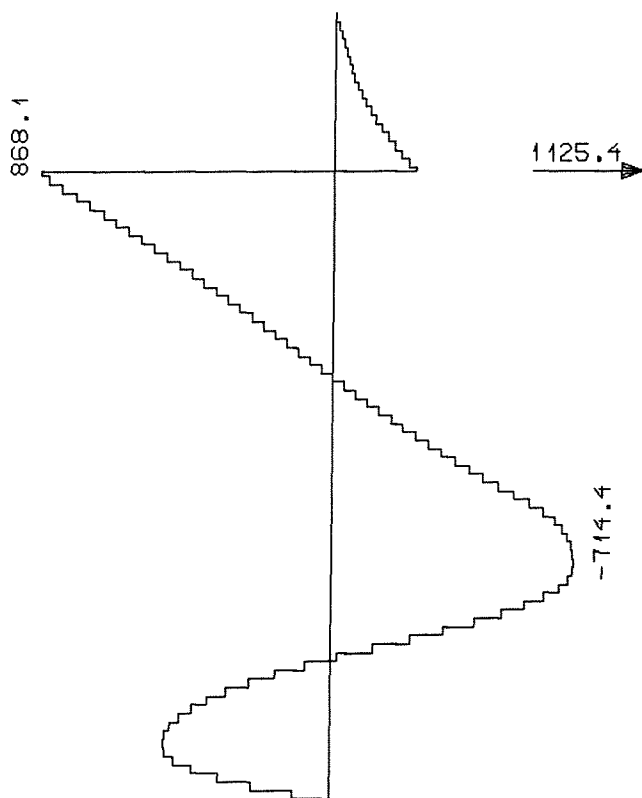
LAY OUT DISPLACEMENT



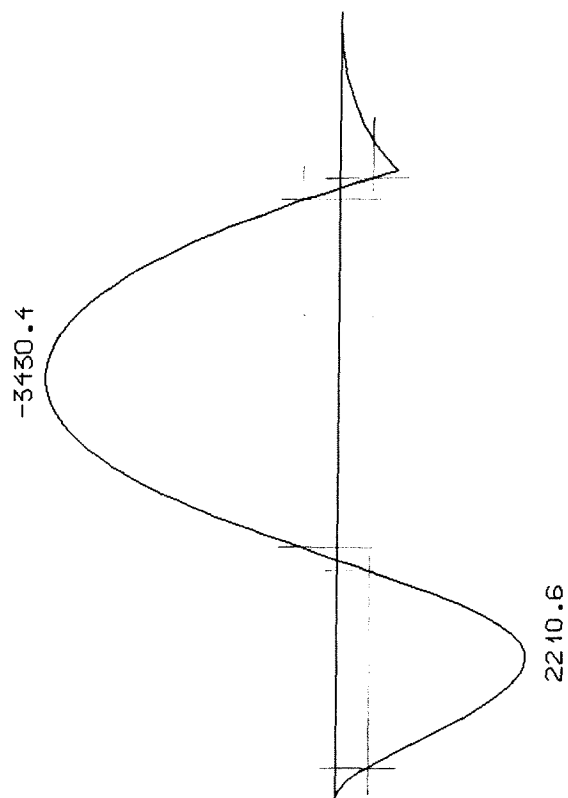
EFFECTIVE PRESSURE



SHEAR FORCE



MOMENT



- - - = WATER LEVEL
 ← = ANCHOR

FASE
 2

Project: 990905

File : T3

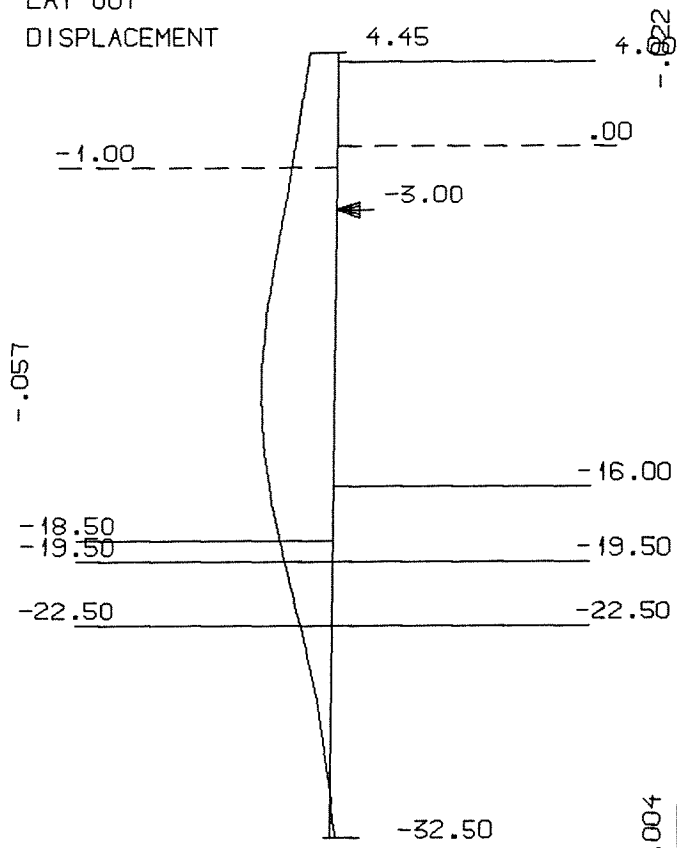
Runtime: 10:05:25

5 aug 1997

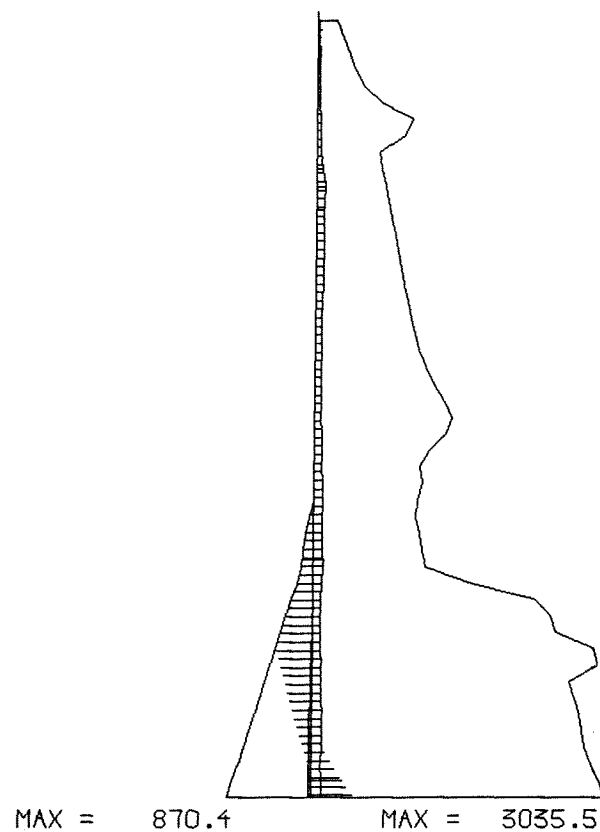
MV C=55000, I=0.4673

homogene wand

LAY OUT DISPLACEMENT



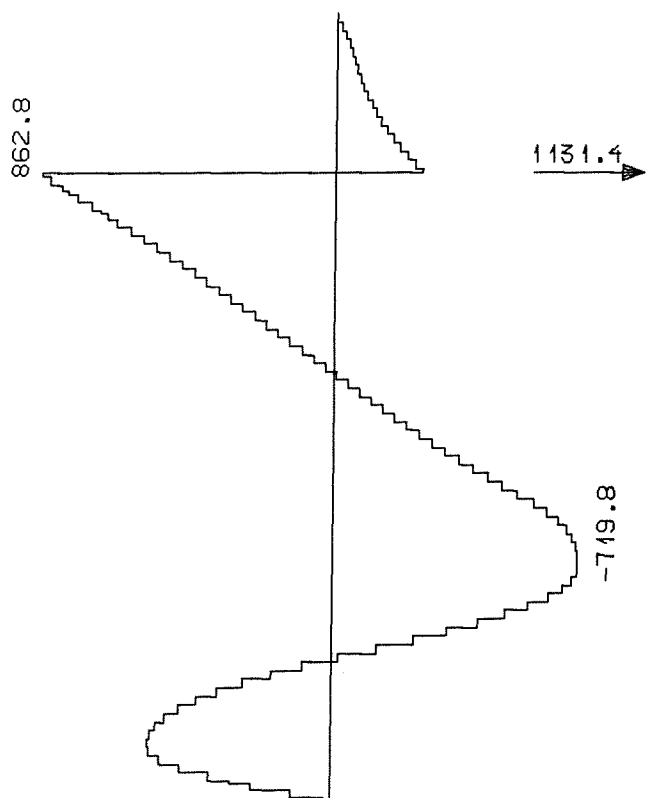
EFFECTIVE PRESSURE



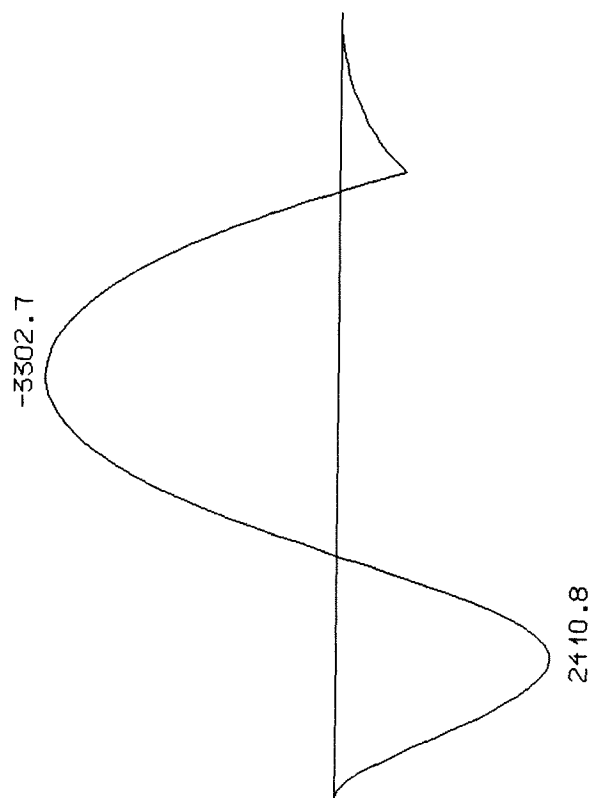
MAX = 870.4

MAX = 3035.5

SHEAR FORCE



MOMENT



-- = WATER LEVEL
 ▲ = ANCHOR

FASE
 2

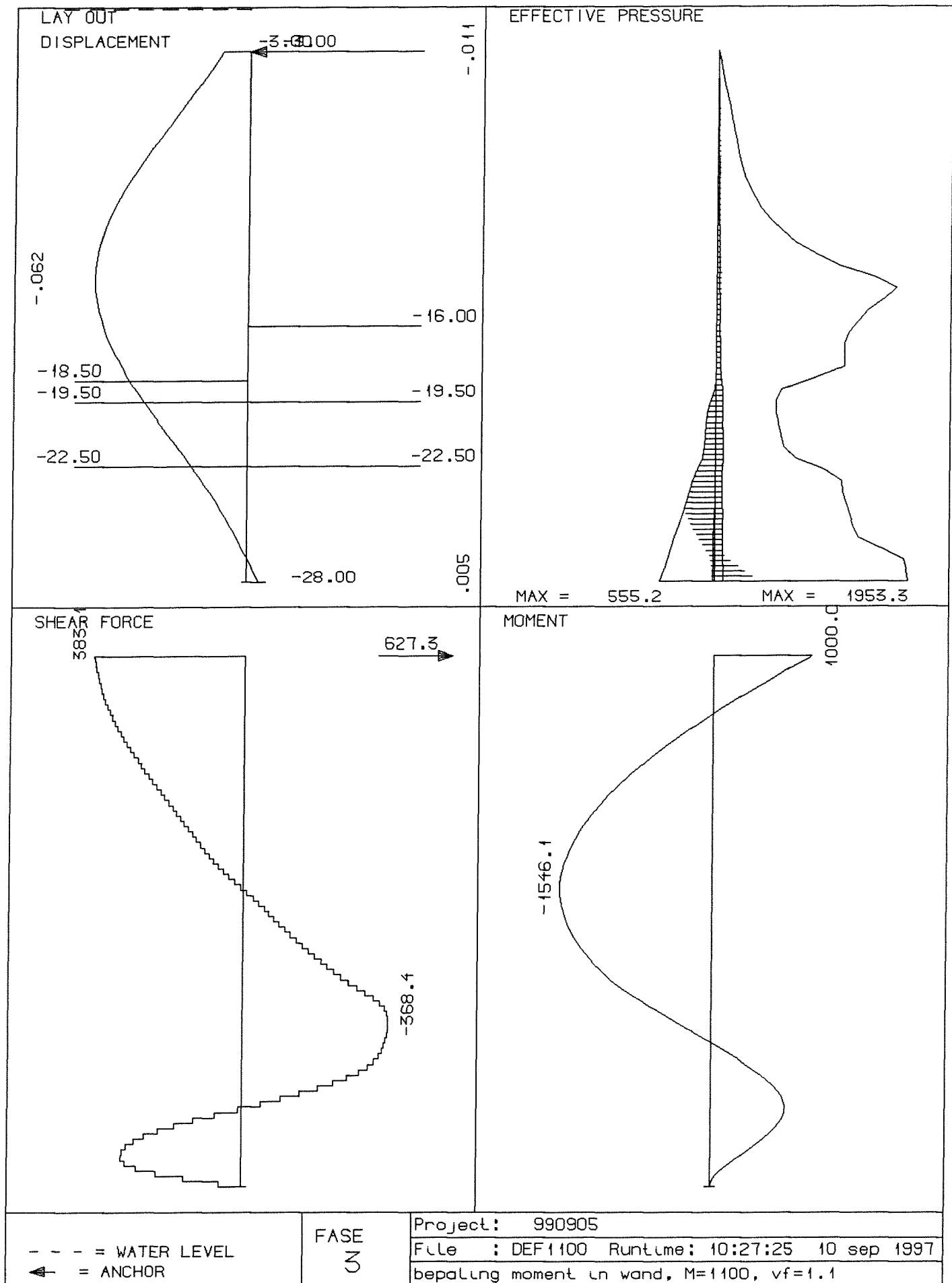
Project: 990905

File : T4

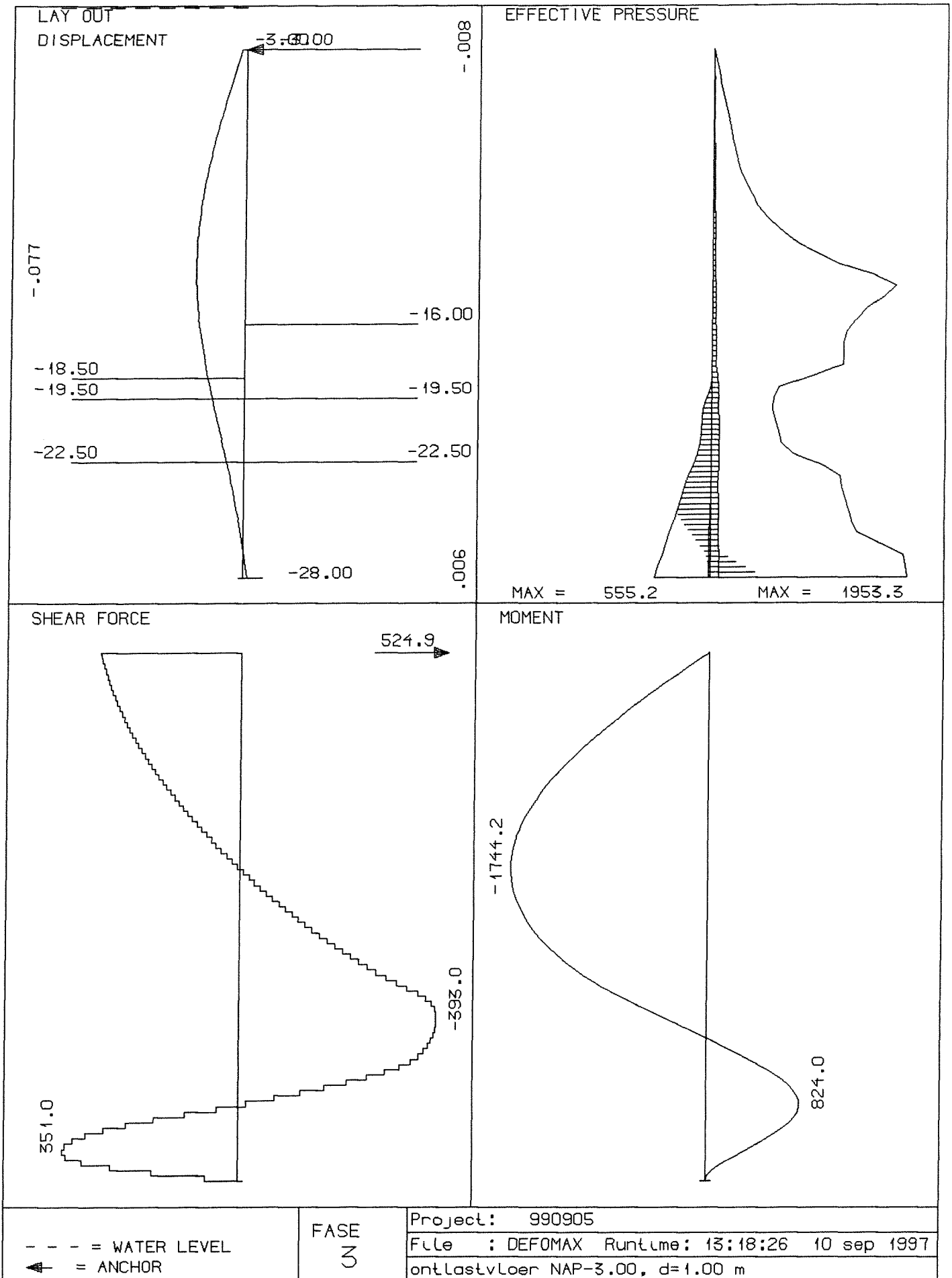
Runtme: 10:48:41 5 aug 1997

MV C=55000, I=0.4673

stijpheden grof gesplitst.



Bijlage III - 11
blz. 1



1500 kN

60 kN/m²

+9.00

+8.78

+6.00

+3.91

trekker

-1.25

-6.50

trekker

combiwand
φ1820-20

diepwand
d=1,50 m

T.A.W. +4.00

T.A.W. -1.00

T.A.W. -14.50

T.A.W. -17.00

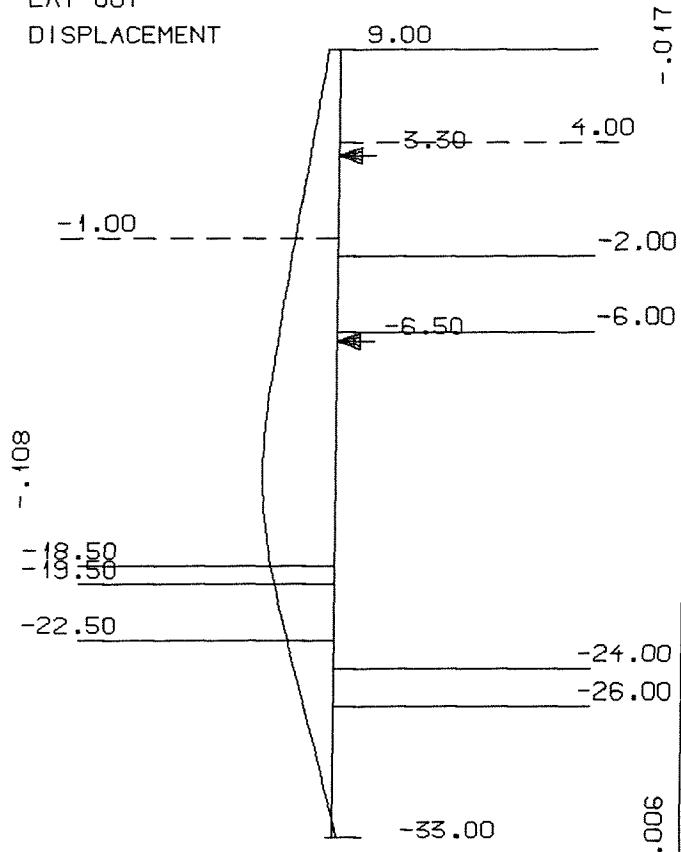
buspaal

-71.00

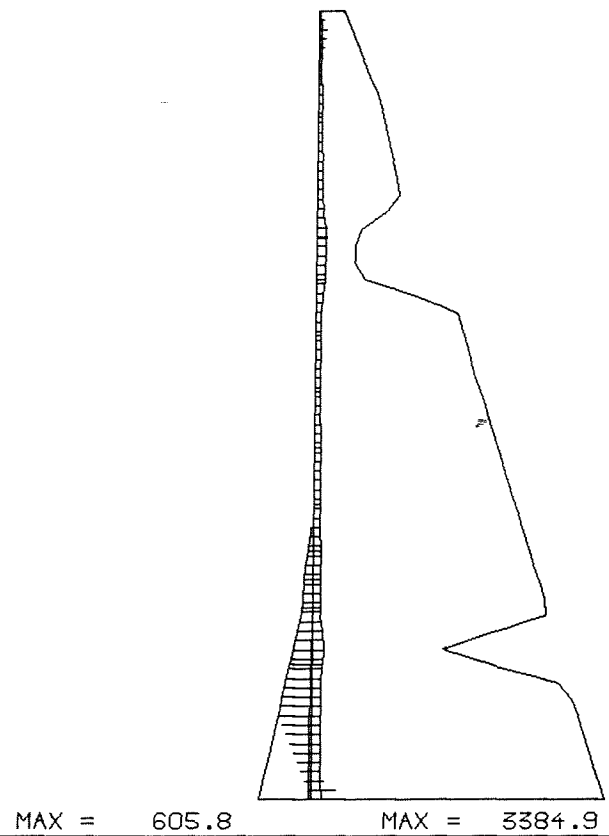
grondwaterstand achter de kaaimuur T.A.W. + 4.00 m
 bovenbelasting terminal 60 kN/m
 bolders 1500 kN/stuk alle 21.60 m
 extreem laagwaterstand T.A.W. -1.00 m
 ontwerp baggerdiepte T.A.W. -14.50 m

Figuur 4: Dwarsdoorsnede kaaimuur

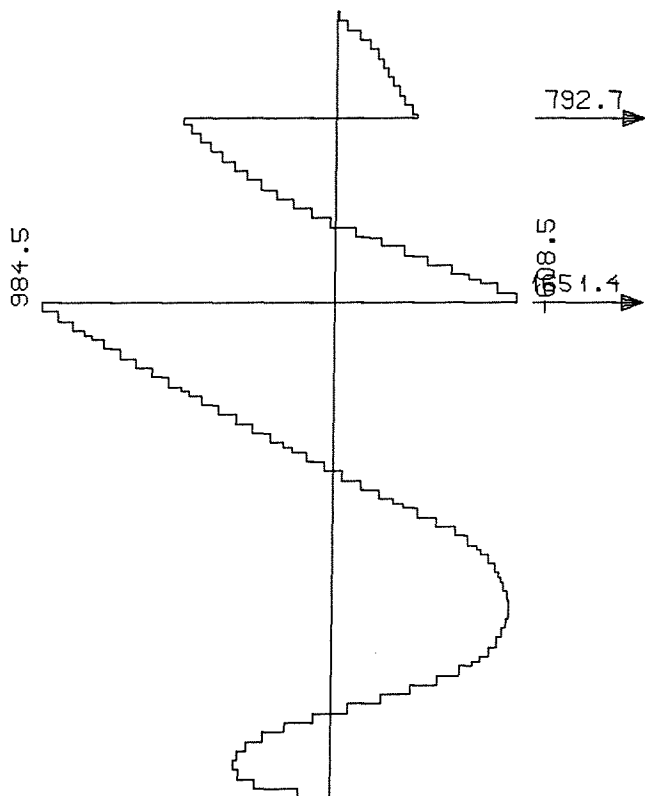
LAY OUT
DISPLACEMENT



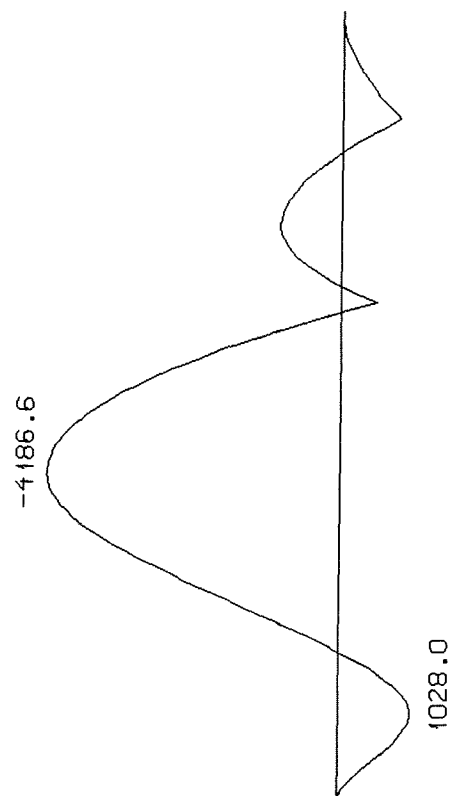
EFFECTIVE PRESSURE



SHEAR FORCE



MOMENT



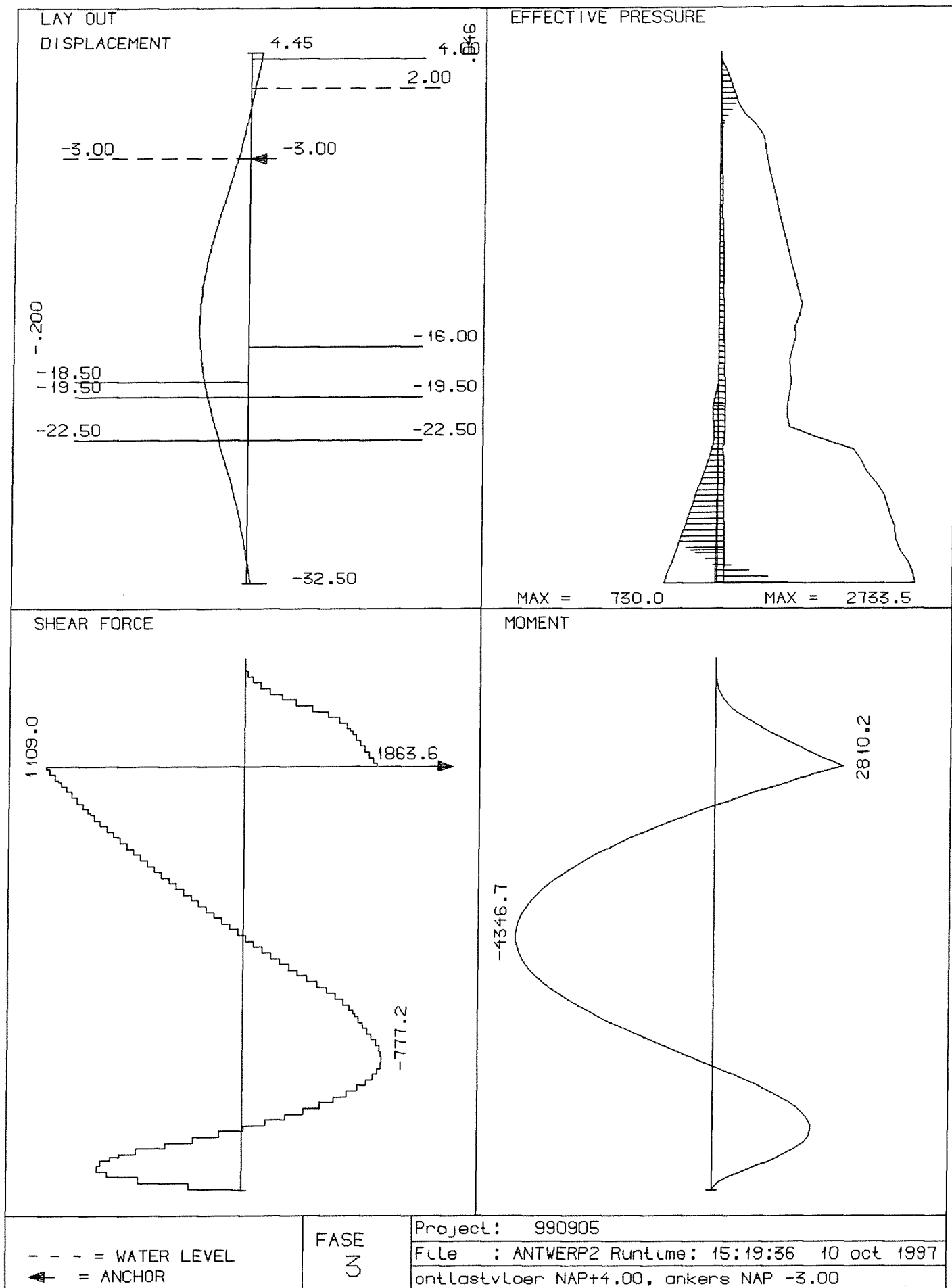
- - - = WATER LEVEL
 ↖ = ANCHOR

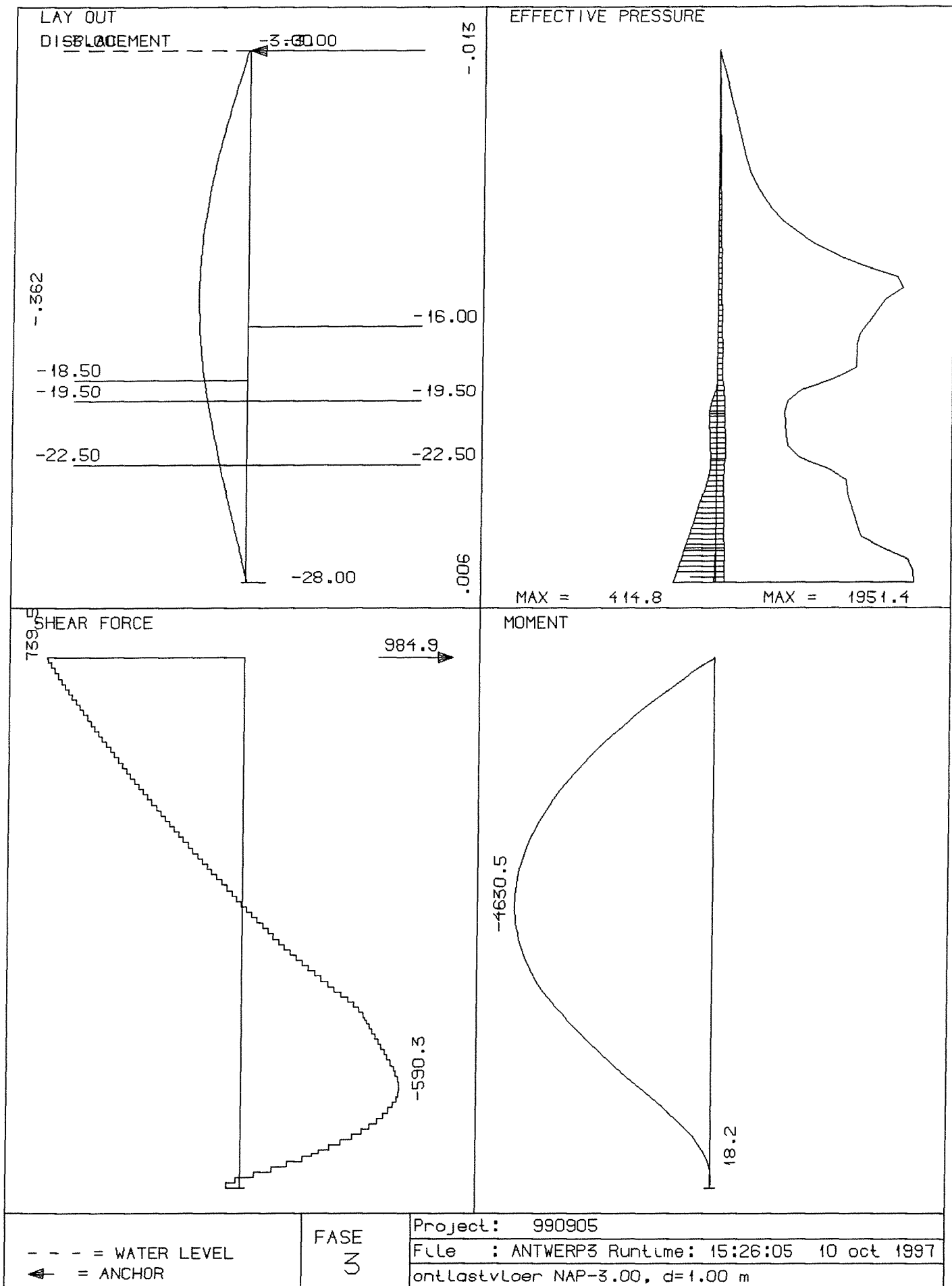
FASE
 3

Project: 990905

File : ANTWERP Runtime: 14:57:40 10 oct 1997

narekening noordzeeterminal in antwerpen





Bijlage III-13 blz 3
Voet niet verlaagd.

BIJLAGE IV-I STAAD-III

Staad III is een veel gebruikt computerprogramma, dat voor vele toepassingen van 'structural analysis and design' geschikt is.

Met behulp van een invoer-file of een grafische module kunnen knooppunten worden ingevoerd, waarna tussen deze punten lijnelementen of platen worden gedefinieerd. Aan deze elementen worden afmetingen en materiaaleigenschappen toegekend, zodat het programma zowel staal- als betonconstructies kan berekenen. De verbindingen van de elementen zijn in principe star maar kunnen verend of vrij worden gedefinieerd, hetzelfde geldt voor de opleggingen.

De verschillende belastinggevallen dienen te worden ingevoerd, evenals een lijst van de gewenste uitvoerfiles en -figuren.

Gekozen is om het model op te bouwen uit elementen van 1.00 m breed aangezien dit in Damwand 3 ook gebeurt en alle krachten en belastingen hiernaar verschaald zijn. Hierbij wordt voorbij gegaan aan de mogelijkheid van Staad om platen in te voeren en hierop verdeelde belastingen aan te brengen, lijnlasten (per meter breedte) voldoen ook doordat alleen naar de krachten en verplaatsingen in de dwarsdoorsnede van de koker en ontlastvloer wordt gekeken.

Naast de invoer van platen worden nog vele mogelijkheden van Staad niet benut. Onder andere zijn dit:

- module voor eindige elementen methode
- dynamische belastingen
- module voor het dimensioneren van elementen onder de opgegeven belastingen.

In bijlage IV-2 en IV-3 zijn de invoer- en uitvoerfiles gegeven van de gebruikte schematisaties.

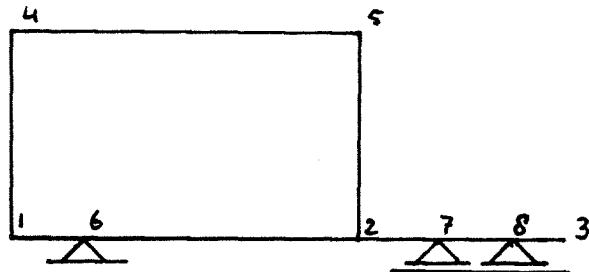
Ter verduidelijking wordt de invoerfile van bijlage IV-2 toegelicht:

regel 1-3	definitie invoer		
regel 4-6	knoopcoördinaten		
regel 7-8	elementnummer, gevolgd door knoopnummers van de uiteinden		
regel 9-10	dimensionering van de elementen volgens de Britse normen (wordt geen gebruik van gemaakt). De elementen (nummers) zijn allen prismatisch. Na de term PRI worden de afmetingen van de doorsnede van de elementen gegeven in het lokale assenstelsel: Yd en Zd		
regel 11-15	definitie van E-modulus en soortelijke massa		
regel 16-18	definitie van opleggingen. knoop 8 kan vrij roteren, maar niet verplaatsen knoop 6 en 7 zijn vrij in de x-richting (horizontaal) en de z-richting (uit vlak van tekening). Tevens kunnen ze in om geen enkele as momenten opnemen, dus vrij in Mx, My en Mz.		
Regel 19-29	definitie belastingen	regel 21-24	knoopnummer, richting, belasting
		regel 25-29	liggernummer, soort belasting (uniform/lineair), belasting
regel 30	opdracht tot rekenen.		

Bijlage IV-2

```
*****
*
*          S T A A D - III
*      Revision 21.0
*      Proprietary Program of
*      RESEARCH ENGINEERS, Inc.
*      Date=    JUL 16, 1997
*      Time=    16:35: 19
*
*      USER ID: Hollandse Beton en Waterbouw BV
*****
```

1. STAAD PLANE MOMENT OP DIEPWAND-KOKER VERBINDING IN 2D
2. INPUT WIDTH 72
3. UNIT METER KNS
4. JOINT COORDINATES
5. 1 0. 0. 0.; 2 9.2 0. 0.; 3 14.7 0. 0.; 4 0. 5.4 0.; 5 9.2 5.4 0.
6. 6 2. 0. 0.; 7 11.3 0. 0.; 8 13.9 0. 0.
7. MEMBER INCIDENCES
8. 1 1 6; 2 6 2; 3 2 7; 4 1 4; 5 2 5; 6 4 5; 7 7 8; 8 8 3
9. MEMBER PROPERTY BRITISH
10. 6 PRI YD 0.6 ZD 1.
11. 1 TO 3 7 8 PRI YD 0.8 ZD 1.
12. 4 5 PRI YD 0.7 ZD 1.
13. CONSTANTS
14. E 28499998. ALL
15. DENSITY 24. ALL
16. SUPPORTS
17. 8 PINNED
18. 6 7 FIXED BUT FX FZ MX MY MZ
19. LOAD 1 SELFW.+BELASTING
20. SELFWEIGHT Y -1.
21. JOINT LOAD
22. 4 FX -75.
23. 5 FX -80.
24. 5 FY -442.
25. MEMBER LOAD
26. 3 7 8 UNI Y -142.
27. 6 UNI Y -40.
28. 5 LIN Y 11.64 11.64 0.
29. 5 LIN Y 36.66 0. 0.
30. PERFORM ANALYSIS



PROBLEM STATISTICS

```
-----
NUMBER OF JOINTS/MEMBER+ELEMENTS/SUPPORTS =      8/      8/      3
ORIGINAL/FINAL BAND-WIDTH =      5/      2
TOTAL PRIMARY LOAD CASES =      1, TOTAL DEGREES OF FREEDOM =      20
SIZE OF STIFFNESS MATRIX =      180 DOUBLE PREC. WORDS
REQRD/AVAIL. DISK SPACE = 12.01/ 984.4 MB, EXMEM = 12.85 MB
```

JOINT COORDINATES

COORDINATES ARE METE UNIT

JOINT	X	Y	Z
1	0.000	0.000	0.000
2	9.200	0.000	0.000
3	14.700	0.000	0.000
4	0.000	5.400	0.000
5	9.200	5.400	0.000
6	2.000	0.000	0.000
7	11.300	0.000	0.000
8	13.900	0.000	0.000

MATERIAL PROPERTIES.

ALL UNITS ARE - KNS METE

MEMBER	E	G	DEN	ALPHA
1	28499998.0	14249999.0	24.00000000	0.00000000
2	28499998.0	14249999.0	24.00000000	0.00000000
3	28499998.0	14249999.0	24.00000000	0.00000000
4	28499998.0	14249999.0	24.00000000	0.00000000
5	28499998.0	14249999.0	24.00000000	0.00000000
6	28499998.0	14249999.0	24.00000000	0.00000000
7	28499998.0	14249999.0	24.00000000	0.00000000
8	28499998.0	14249999.0	24.00000000	0.00000000

MEMBER END FORCES STRUCTURE TYPE = PLANE

 ALL UNITS ARE -- KNS METE

MEMBER	LOAD	JT	AXIAL	SHEAR-Y	SHEAR-Z	TORSION	MOM-Y	MOM-Z
1	1	1	-147.90	-406.09	0.00	0.00	0.00	192.02
		6	147.90	444.49	0.00	0.00	0.00	-1042.60
2	1	6	-147.90	343.11	0.00	0.00	0.00	1042.59
		2	147.90	-204.87	0.00	0.00	0.00	930.15
3	1	2	-316.84	-512.96	0.00	0.00	0.00	-536.45
		7	316.84	851.48	0.00	0.00	0.00	-896.22
4	1	1	406.09	-147.90	0.00	0.00	0.00	-192.02
		4	-315.37	147.90	0.00	0.00	0.00	-606.64
5	1	2	717.83	-168.94	0.00	0.00	0.00	-393.70
		5	-627.11	7.10	0.00	0.00	0.00	7.48
6	1	4	72.90	315.37	0.00	0.00	0.00	606.64
		5	-72.90	185.11	0.00	0.00	0.00	-7.48
7	1	7	-316.84	534.42	0.00	0.00	0.00	896.22
		8	316.84	-115.30	0.00	0.00	0.00	-51.58
8	1	8	0.00	128.96	0.00	0.00	0.00	51.58
		3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

***** END OF LATEST ANALYSIS RESULT *****

33. LOAD LIST 1

34. FINISH

***** END OF STAAD-III *****

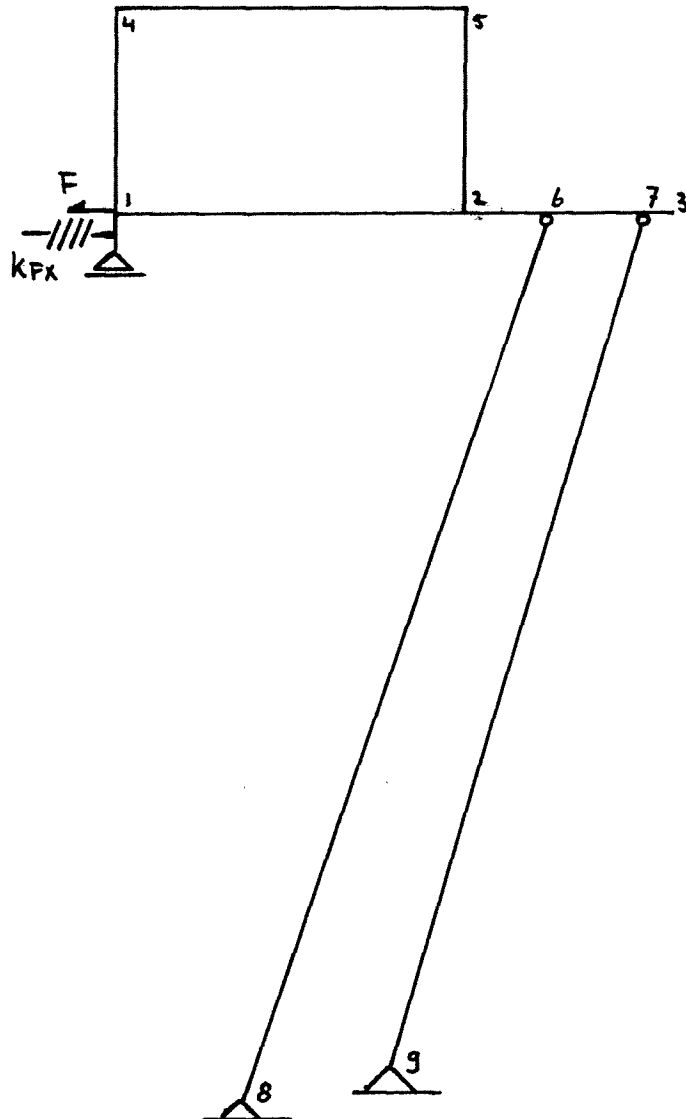
**** DATE= JUL 16,1997 TIME= 16:35:19 ****

 * FOR QUESTIONS REGARDING THIS VERSION OF PROGRAM *
 * TEL:(0454) 281-080, FAX:(0454)-415-866 THORNBURY UK *
 * 10, St.MARY ST, St.MARY CENTRE,THORNBURY,BRISTOL,UK *

```
*****
*
*      S T A A D - III
*      Revision 21.0
*      Proprietary Program of
*      RESEARCH ENGINEERS, Inc.
*      Date=      AUG 27, 1997
*      Time=      17:42:50
*
*      USER ID: Hollandse Beton en Waterbouw BV
*****
```

Bijlage IV-3

1. STAAD PLANE OPLEGREAKTIES TGV EIGENGEW. EN BELASTINGEN
2. INPUT WIDTH 72
3. UNIT METER KNS
4. JOINT COORDINATES
5. 1 0. 0. 0.; 2 9.2 0. 0.; 3 14.7 0. 0.; 4 0. 5.4 0.; 5 9.2 5.4 0.
6. 6 11.3 0. 0.; 7 13.9 0. 0.; 8 3.47 -23.5 0.; 9 7.4 -22.75 0.
7. MEMBER INCIDENCES
8. 1 1 2; 2 2 6; 3 1 4; 4 2 5; 5 4 5; 6 6 7; 7 7 3; 8 6 8; 9 7 9
9. MEMBER PROPERTY BRITISH
10. 5 PRI YD 0.6 ZD 1.
11. 1 2 6 7 PRI YD 0.8 ZD 1.
12. 3 4 PRI YD 0.7 ZD 1.
13. 8 9 PRI YD 0.078 ZD 1.
14. MEMBER RELEASE
15. 8 9 START MX MY MZ
16. CONSTANTS
17. E 28499998. ALL
18. DENSITY 24. 1 2 3 4 5 6 7
19. DENSITY 0. 8 9
20. SUPPORTS
21. 8 9 FIXED BUT MX MY MZ
22. 1 FIXED BUT FZ KFX 18750.006
23. LOAD 1 SELFW+BELASTING
24. SELFWEIGHT Y -1.
25. JOINT LOAD
26. 4 FX -75.
27. 5 FX -80.
28. 5 FY -442.
29. MEMBER LOAD
30. 2 6 7 UNI Y -142.
31. 5 UNI Y -40.
32. 4 LIN Y 11.64 11.64 0.
33. 4 LIN Y 67. 0. 0.
34. JOINT LOAD
35. 1 FX -267.
36. PERFORM ANALYSIS



JOINT COORDINATES

COORDINATES ARE METE UNIT

JOINT	X	Y	Z
1	0.000	0.000	0.000
2	9.200	0.000	0.000
3	14.700	0.000	0.000
4	0.000	5.400	0.000
5	9.200	5.400	0.000
6	11.300	0.000	0.000
7	13.900	0.000	0.000
8	3.470	-23.500	0.000
9	7.400	-22.750	0.000

MATERIAL PROPERTIES.

ALL UNITS ARE - KNS METE

MEMBER	E	G	DEN	ALPHA
1	28499998.0	14249999.0	24.00000000	0.00000000
2	28499998.0	14249999.0	24.00000000	0.00000000
3	28499998.0	14249999.0	24.00000000	0.00000000
4	28499998.0	14249999.0	24.00000000	0.00000000
5	28499998.0	14249999.0	24.00000000	0.00000000
6	28499998.0	14249999.0	24.00000000	0.00000000
7	28499998.0	14249999.0	24.00000000	0.00000000
8	28499998.0	14249999.0	0.00000000	0.00000000
9	28499998.0	14249999.0	0.00000000	0.00000000

JOINT DISPLACEMENT (CM RADIANS) STRUCTURE TYPE = PLANE

JOINT	LOAD	X-TRANS	Y-TRANS	Z-TRANS	X-ROTAN	Y-ROTAN	Z-ROTAN
1	1	-1.2281	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	1	-1.2167	-1.2136	0.0000	0.0000	0.0000	0.0010
3	1	-1.2114	0.1060	0.0000	0.0000	0.0000	0.0027
4	1	-1.5097	-0.0103	0.0000	0.0000	0.0000	-0.0005
5	1	-1.5188	-1.2313	0.0000	0.0000	0.0000	0.0001
6	1	-1.2127	-0.7932	0.0000	0.0000	0.0000	0.0025
7	1	-1.2114	-0.1102	0.0000	0.0000	0.0000	0.0027
8	1	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0004
9	1	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0005

MEMBER END FORCES STRUCTURE TYPE = PLANE

ALL UNITS ARE -- KNS METE

MEMBER	LOAD	JT	AXIAL	SHEAR-Y	SHEAR-Z	TORSION	MOM-Y	MOM-Z
1	1	1	-281.99	399.62	0.00	0.00	0.00	1431.58
		2	281.99	-222.98	0.00	0.00	0.00	1432.41
2	1	2	-435.49	-476.89	0.00	0.00	0.00	-1455.81
		6	435.49	815.41	0.00	0.00	0.00	98.89
3	1	1	424.04	-245.26	0.00	0.00	0.00	-591.36
		4	-333.32	245.26	0.00	0.00	0.00	-733.05
4	1	2	699.87	-153.49	0.00	0.00	0.00	23.40
		5	-609.15	-90.26	0.00	0.00	0.00	-31.32
5	1	4	170.26	333.32	0.00	0.00	0.00	733.05
		5	-170.26	167.16	0.00	0.00	0.00	31.32
6	1	6	-113.26	151.69	0.00	0.00	0.00	-98.89
		7	113.26	267.43	0.00	0.00	0.00	-51.58
7	1	7	0.04	128.96	0.00	0.00	0.00	51.58
		3	-0.04	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
8	1	6	1019.37	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		8	-1019.37	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9	1	7	412.25	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		9	-412.25	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

***** END OF LATEST ANALYSIS RESULT *****

39. LOAD LIST 1

40. FINISH

***** END OF STAAD-III *****

**** DATE= AUG 27,1997 TIME= 17:42:51 ****

 * FOR QUESTIONS REGARDING THIS VERSION OF PROGRAM *
 * TEL:(0454) 281-080, FAX:(0454)-415-866 THORNBURY UK *
 * 10, St.MARY ST, St.MARY CENTRE,THORNBURY,BRISTOL,UK *

```
*****
*
*          S T A A D - III
*          Revision 21.0
*          Proprietary Program of
*          RESEARCH ENGINEERS, Inc.
*          Date=      SEP 10, 1997
*          Time=      16:30: 0
*
*          USER ID: Hollandse Beton en Waterbouw BV
*****
```

Bijlage IV-4

1. STAAD PLANE OPLEGR.TGV EIGENGEW. EN BELASTINGGEVAL B,VEER OP KN.1
2. INPUT WIDTH 72
3. UNIT METER KNS
4. JOINT COORDINATES
5. 1 0. 0. 0.; 2 9.2 0. 0.; 3 14.7 0. 0.; 4 0. 5.4 0.; 5 9.2 5.4 0.
6. 6 11.3 0. 0.; 7 13.9 0. 0.; 8 3.47 -23.5 0.; 9 7.4 -22.75 0.
7. MEMBER INCIDENCES
8. 1 1 2; 2 2 6; 3 1 4; 4 2 5; 5 4 5; 6 6 7; 7 7 3; 8 6 8; 9 7 9
9. MEMBER PROPERTY BRITISH
10. 5 PRI YD 0.6 ZD 1.
11. 1 2 6 7 PRI YD 0.8 ZD 1.
12. 3 4 PRI YD 0.7 ZD 1.
13. 8 9 PRI YD 0.078 ZD 1.
14. MEMBER RELEASE
15. 8 9 START MX MY MZ
16. CONSTANTS
17. E 28499998. ALL
18. DENSITY 24. 1 2 3 4 5 6 7
19. DENSITY 0. 8 9
20. SUPPORTS
21. 8 FIXED BUT MX MY MZ KFY 19031. } veren halve stijfheid
22. 9 FIXED BUT MX MY MZ KFY 360533. }
23. 1 FIXED BUT FZ MZ KFX 18100
24. LOAD 1 SELFW+BELASTING
25. SELFWEIGHT Y -1.
26. JOINT LOAD
27. 1 MZ -0. Momentloos in dit geval.
28. 4 FX -75.
29. 5 FX -80.
30. 5 FY -442.
31. MEMBER LOAD
32. 2 6 7 UNI Y -142.
33. 5 UNI Y -40.
34. 4 LIN Y 11.64 11.64 0.
35. 4 LIN Y 67. 0. 0.
36. JOINT LOAD
37. 1 FX -267.
38. PERFORM ANALYSIS

JOINT COORDINATES

COORDINATES ARE METE UNIT

JOINT	X	Y	Z
1	0.000	0.000	0.000
2	9.200	0.000	0.000
3	14.700	0.000	0.000
4	0.000	5.400	0.000
5	9.200	5.400	0.000
6	11.300	0.000	0.000
7	13.900	0.000	0.000
8	3.470	-23.500	0.000
9	7.400	-22.750	0.000

MATERIAL PROPERTIES.

ALL UNITS ARE - KNS METE

MEMBER	E	G	DEN	ALPHA
1	28499998.0	14249999.0	24.00000000	0.00000000
2	28499998.0	14249999.0	24.00000000	0.00000000
3	28499998.0	14249999.0	24.00000000	0.00000000
4	28499998.0	14249999.0	24.00000000	0.00000000
5	28499998.0	14249999.0	24.00000000	0.00000000
6	28499998.0	14249999.0	24.00000000	0.00000000
7	28499998.0	14249999.0	24.00000000	0.00000000
8	28499998.0	14249999.0	0.00000000	0.00000000
9	28499998.0	14249999.0	0.00000000	0.00000000

JOINT DISPLACEMENT (CM RADIANS) STRUCTURE TYPE = PLANE

JOINT	LOAD	X-TRANS	Y-TRANS	Z-TRANS	X-ROTAN	Y-ROTAN	Z-ROTAN
1	1	-1.4767	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	-0.0030
2	1	-1.4615	-2.8982	0.0000	0.0000	0.0000	0.0008
3	1	-1.4549	-0.3795	0.0000	0.0000	0.0000	0.0060
4	1	-0.8381	-0.0104	0.0000	0.0000	0.0000	-0.0017
5	1	-0.8544	-2.9158	0.0000	0.0000	0.0000	-0.0022
6	1	-1.4578	-2.3005	0.0000	0.0000	0.0000	0.0044
7	1	-1.4549	-0.8617	0.0000	0.0000	0.0000	0.0060
8	1	0.0000	-2.2550	0.0000	0.0000	0.0000	0.0006
9	1	0.0000	-0.2480	0.0000	0.0000	0.0000	0.0005

MEMBER END FORCES STRUCTURE TYPE = PLANE

 ALL UNITS ARE -- KNS METE

MEMBER	LOAD	JT	AXIAL	SHEAR-Y	SHEAR-Z	TORSION	MOM-Y	MOM-Z
1	1	1	-377.80	435.10	0.00	0.00	0.00	1224.42
		2	377.80	-258.46	0.00	0.00	0.00	1965.93
2	1	2	-398.47	-436.72	0.00	0.00	0.00	-2665.66
		6	398.47	775.24	0.00	0.00	0.00	1393.11
3	1	1	428.75	-378.10	0.00	0.00	0.00	-1224.42
		4	-338.03	378.10	0.00	0.00	0.00	-817.30
4	1	2	695.16	-20.66	0.00	0.00	0.00	699.73
		5	-604.44	-223.10	0.00	0.00	0.00	9.66
5	1	4	303.10	338.03	0.00	0.00	0.00	817.30
		5	-303.10	162.45	0.00	0.00	0.00	-9.66
6	1	6	-255.46	-346.09	0.00	0.00	0.00	-1393.11
		7	255.46	765.21	0.00	0.00	0.00	-51.59
7	1	7	0.00	128.96	0.00	0.00	0.00	51.58
		3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
8	1	6	452.34	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		8	-452.34	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9	1	7	929.95	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		9	-929.95	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

***** END OF LATEST ANALYSIS RESULT *****

41. LOAD LIST 1
 42. FINISH

***** END OF STAAD-III *****

**** DATE= SEP 10,1997 TIME= 16:30: 1 ****

 * FOR QUESTIONS REGARDING THIS VERSION OF PROGRAM *
 * TEL:(0454) 281-080, FAX:(0454)-415-866 THORNBURY UK *
 * 10, St.MARY ST, St.MARY CENTRE,THORNBURY,BRISTOL,UK *

V-1 BESCHRIJVING SLOPE/W

Slope/W (versie 3.0) is een programma dat met behulp van verschillende methoden (Ordinary-/Fellenius, Bishop, Janbu) de glijvlakken met de minimale veiligheid zoekt.

De methode Ordinary/Fellenius verwaarloost de krachten tussen de lamellen en de normaalkrachten op de onderkant van de lamellen, wat inhoudt dat alleen de schuifkrachten op de onderkant worden meegenomen. De andere twee methoden houden wel rekening met de interne krachten van de afschuivende grondmoot en de normaalkrachten op het afschuifvlak. Bishop controleert het momenten-evenwicht, Janbu het krachtenevenwicht.

Naast deze methoden kan een keuze uit diverse andere methoden worden gemaakt die onderling verschillen op het gebied van: -richting van de krachten tussen de lamellen
-berekening van krachtenevenwicht, momentenevenwicht of beide

Gekozen is voor Morgenstern-Price omdat deze zowel het krachten- als momentenevenwicht controleert zonder dat specifieke gegevens over de grond ingevoerd dienen te worden. Voor deze grove controle is dit voldoende.

De ingevoerde geometrie is van de situatie waarin de haven volledig uitgebaggerd is tot N.A.P. -18.50 m en alle belastingen op de grond en de keermuur werken. De breedte van de grondstrook die geanalyseerd wordt is enkele malen vergroot omdat bleek dat de kritische glijcirkels de grenzen van de ingevoerde geometrie naderden.

Voor de berekening van de kritieke glijcirkel moet worden opgegeven van welke cirkels het programma de veiligheid moet berekenen. Hiertoe worden een eindig aantal punten opgegeven die het middelpunt van de cirkel vormen en een eindig aantal lijnen waaraan de cirkels moeten raken. Het aantal cirkels dat het programma berekent is dus:

$$\text{aantal middelpunten} \times \text{aantal raaklijnen.}$$

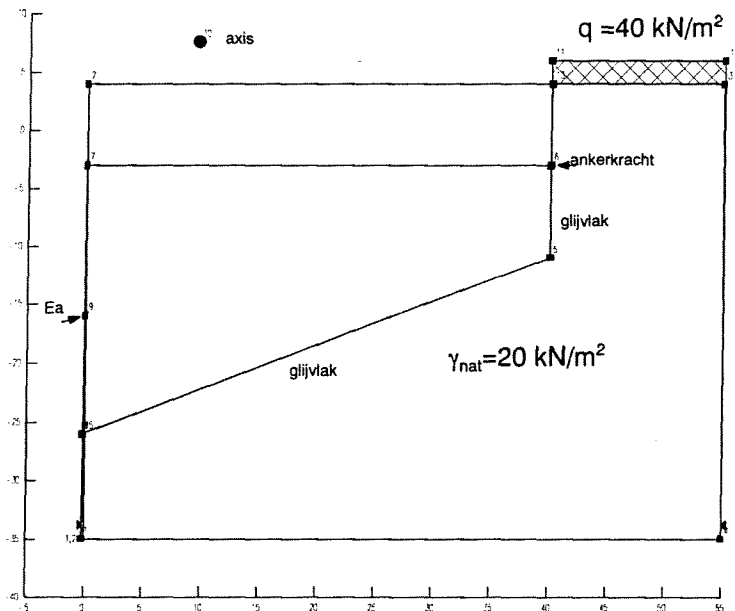
Voor de beide gegevens wordt een vierhoek in de geometrie ingetekend, waarna opgegeven wordt in hoeveel punten c.q. lijnen deze verdeeld zijn. Aangezien de berekening per cirkel slechts een fractie van een seconde duurt kan een ruime hoeveelheid cirkels opgegeven worden zodat de kans klein is dat een essentiële cirkel over het hoofd wordt gezien. In gevallen waar het middelpunt van de berekende kritische cirkel aan de rand van de 'middelpunten-mesh' ligt wordt de berekening herhaald met een aangepaste mesh.

Het programma kan geen rekening houden met een element dat zich in de grond bevindt, zoals een diepwand of een damwand. Wel kan de geometrie hiervan ingetekend worden, zodat in de uitvoer zichtbaar is of de glijcirkel door de wand gaat. Als dit het geval is moet de ingevoerde raaklijn van de cirkel zodanig aangepast worden dat de glijvlakken om de relatief sterke elementen heen gaat.

V-2 SCHEMATISERING KRANZ

De in het programma ingevoerde geometrie is getoond in de figuur.

Evenals bij de handberekening is het grondwaterpeil op het maaiveld aangenomen en zijn de verticale belastingen op de afschuivende grondmoot niet meegenomen. De actieve gronddrukken op de diepwand (eigenlijk op het actieve schuifvlak, zie § 7.2.2) en de ankerkracht op het ankerscherm zijn als horizontale lijnlast ingevoerd, de gronddruk op het ankerscherm wordt door de grond achter het scherm uitgeoefend.



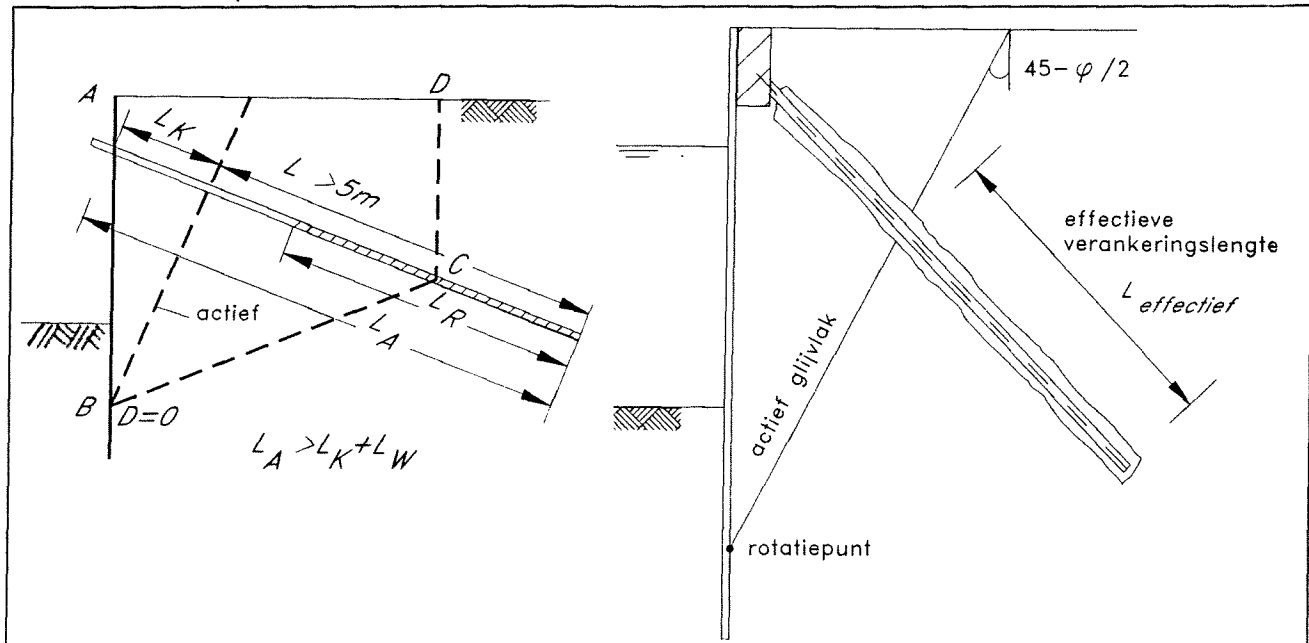
In de figuur is de 'axis' te zien. Dit is een vast punt waar omheen de grondmoot dient te roteren. Naast de mesh van punten zoals in de vorige paragraaf is beschreven is ook deze methode uitgevoerd. Ondanks het variëren van de lokatie van dit punt (boven, onder, naast en in de grondmoot) kon geen situatie worden gevonden waarbij een resultaat werd verkregen dat met de handberekening vergelijkbaar was. Hetzelfde geldt voor de methode waarbij de mesh wordt gedefinieerd.

VI-1 THEORIE MV-PALEN

Kranz

De totale stabiliteit van de constructie wordt gecontroleerd met het rechte glijvlak dat loopt van het dwarskrachternulpunt van de keerwand naar het hart van het verankeringslichaam. Figuur VI-1 (uit CUR 166) geeft aan dat in deze situatie het hart van het effectieve groutlichaam genomen dient te worden.

De in de evenwichtsbeschouwing ingevoerde kracht E_a , veroorzaakt door de korreldruk op de keermuur, dient gelijk te zijn aan de gesommeerde korreldruk op de wand waarmee de benodigde ankerkracht bepaald is.



figuur VI-1 definities Kranz voor MV-palen

Bepaling treksterkte per strekkende meter MV-paal

$$F_{a;\max;d} = \frac{F_{a;\max;rep}}{\gamma_m}$$

$$F_{a;\max;rep} = \xi \times F_{a;gem}$$

$\xi = 0.79$ uit tabel 4.4, CUR 166, beperkt aantal proeven ($N = 3$) en ankers ver uit elkaar dus werken niet samen ($M = 1$)

$$F_{a;gem} = (0.014 \times q_c) \times \text{geschreven omtrek groutlichaam} = (0.014 \times 9000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}) \times 1.82 = 229 \text{ kN/m}^1$$

$$\gamma = 1.4$$

$$F_{a;\max;d} = \frac{0.79 \times 229}{1.4} = 129.2 \text{ kN/m}^1$$

De waarde voor q_c is bepaald uit sondering DN 222 (zie figuur volgende bladzijde) die ten behoeve van proefbelastingen op de Maasvlakte is gemaakt [lit. 6].

BIJLAGE VI-2 BEPALING VEERCONSTANTE GROND

Door de belastingen die volgen uit Staad op de palen zakt de punt. Door deze zakking te bepalen is de relatie tussen kracht en verplaatsing bekend.

PUNT

$$F_{r,max;punt} = A_{punt} \times p_{r,max;punt}$$

$$p_{r,max;punt} = \frac{1}{2} \alpha_p \beta s \left(\frac{q_{c,i;gem} + q_{c,ii;gem}}{2} + q_{c,iii;gem} \right) \quad \alpha_p =$$

$q_{c,i;gem}$, $q_{c,ii;gem}$, $q_{c,iii;gem}$ bepaald op basis sondering DN222 met gecorrigeerde gronddrukken

in verband met de ontgraving: $\frac{\sigma'_{v;z}}{\sigma'_{v;z,i}} q_{c;z}$

1.0 (grondverdringende paal)

$\beta = 1.0$ (paalvoet en schacht gelijke doorsnede)

$s = 1.0$ (paalvoet onverdikt)

$\sigma_{c;z}$ = effectieve verticale grondspanning onder ontgraving

$\sigma_{c;z,i}$ = initiële effectieve verticale grondspanning voor ontgraving

$q_{c,i;gem} = 229/349 \times 28.0 \text{ Mpa} = 18.4 \text{ MPa}$

$q_{c,ii;gem} = 229/349 \times 26.5 \text{ Mpa} = 17.4 \text{ MPa}$

$q_{c,iii;gem} = 16.8 \text{ Mpa}$

$p_{r,max;punt} = 17.35 \text{ Mpa}$

$F_{r,max;punt} = 0.45^2 \times 17.35 \text{ Mpa} = 3513.375 \text{ kN}$

schacht

$$F_{r,max;schacht} = \text{Omtrek}_{p;gem} \int_0^{\Delta l} p_{r,max;schacht} dz$$

$$p_{r,max;schacht} = \alpha_s \times q_{c;z,a}$$

$\alpha_s = 0.010$ (wrijvingsfactor voor gladde prefab paal)

$q_{c;z}$ = gecorrigeerde conusweerstand (als bij punt), afgesneden op 12 Mpa bij lagen dunner dan 1.00 m en 15 Mpa bij lagen dikker dan 1.00 m

hoogte	conusweerstand	correctiefactor
3.5	15	0.14
0.8	12	0.25
0.5	12	0.29
1.0	15	0.37
0.3	12	0.38
1.0	15	0.41
1.0	12	0.47
1.0	15	0.50
0.5	12	0.54
4.0	15	0.62

$$F_{r,max;schacht} = 1406.52 \text{ kN}$$

De zakking van de punt wordt bepaald door een grafiek op te stellen met behulp van in de norm gegeven grafieken en de volgende berekende waarden:

METHODE 1									
ontlas08		#/dag	hoeveelheid	eenh.	eenh.prijs	prijs/dag	#dagen	totaal	
bouwput	ontgraven		222500	m3	3,0			667.500	
	aanbrengen bemaling		500	m	300,0			150.000	
	instandhouden bem.		500	m	500,0			250.000	
	aanvullen		172500	m	2,8			474.375	1.541.875
diepwand	wapening leveren/verwerken		1472,55	ton	1.400,0			2.061.570	
	beton leveren verwerken		10000	m3	165,0			1.650.000	
	beton 10% overmaat		1000	m3	165,0			165.000	
	diepwandproductie	100	12500	m2		30.000	125	3.750.000	
	aan-/afvoer materieel		1	st	150.000,0			150.000	
	inrichten terrein		1	st	150.000,0			150.000	
	afhakken top 0,5*500*0,8		200	m3	250,0			50.000	7.976.570

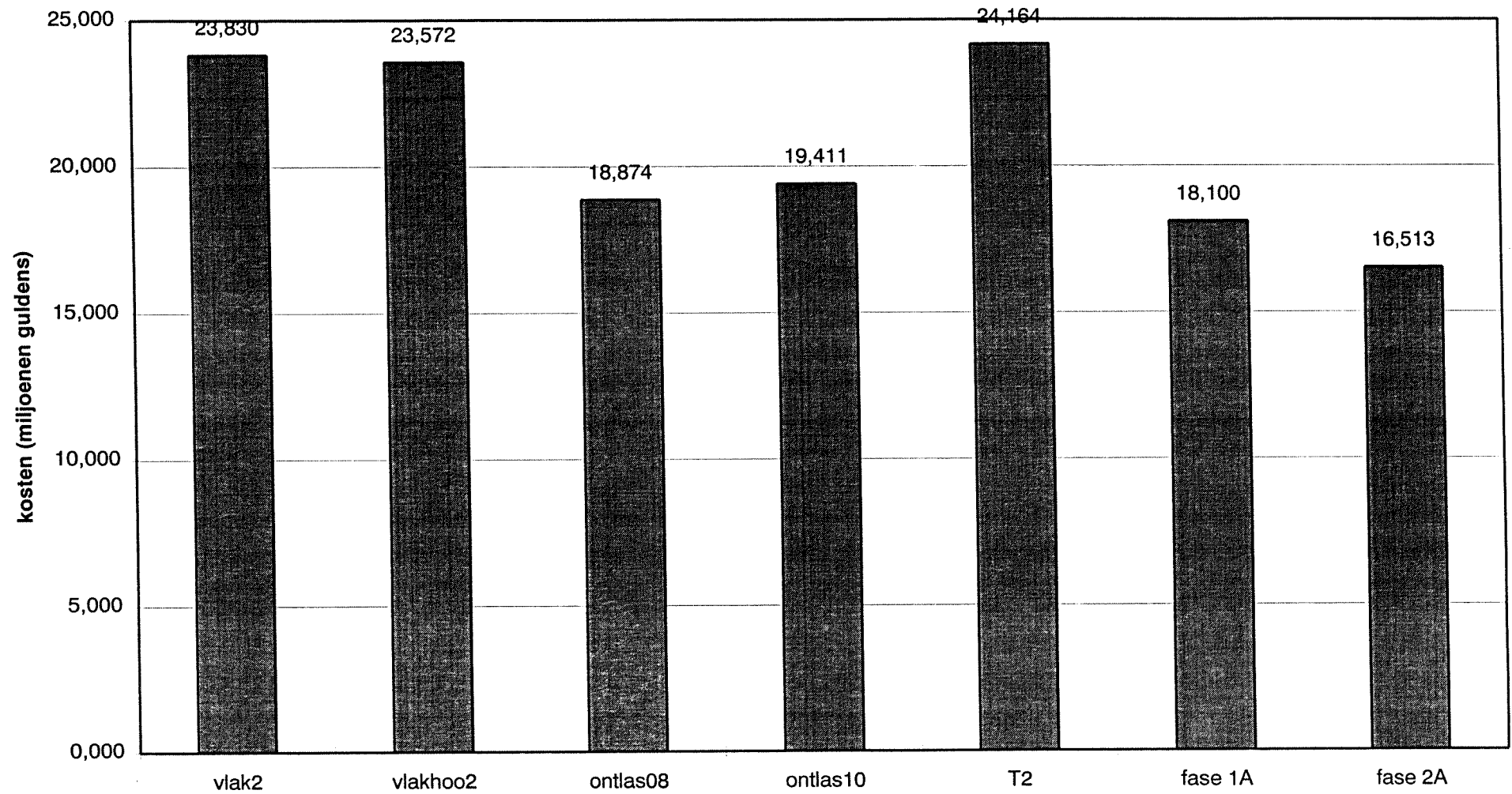
METHODE 2A									
ontlas08		#/dag	hoeveelheid	eenh.	eenh.prijs	prijs/dag	#dagen	totaal	t.o.v. methode 1
bouwput	ontgraven		222500	m3	3,0			667.500	
	aanbrengen bemaling		500	m	150,0			75.000	
	instandhouden bem.		500	m	250,0			125.000	
	aanvullen		172500	m	2,8			474.375	1.341.875
diepwand	wapening leveren/verwerken		1472,55	ton	1.400,0			2.061.570	
	beton leveren verwerken		13200	m3	165,0			2.178.000	
	beton 10% overmaat		1320	m3	165,0			217.800	
	diepwandproductie	100	16000	m2		30.000	160	4.800.000	
	aan-/afvoer materieel		1	st	150.000,0			150.000	
	inrichten terrein		1	st	150.000,0			150.000	
	afhakken top 6,5*500*0,8		3000	m3	250,0			750.000	10.307.370

[illegible]

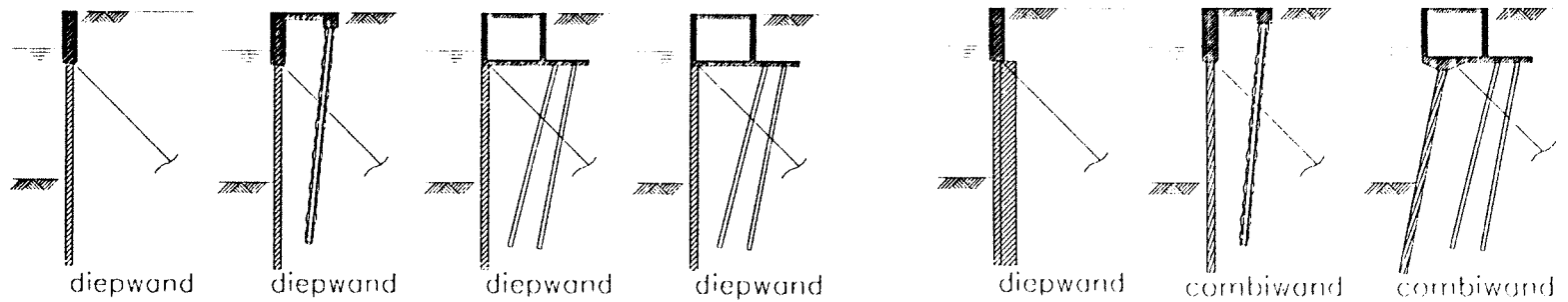
[illegible]

[illegible]

kostenvergelijking voor 500 m kademuur



alternatieven



WAND VRIJ OPGELEGD AAN KOP (HERBEREKENING)

ontlas10		#/dag	hoeveelheid	eenh.	eenh.prijs	prijs/dag	#dagen	totaal	
bouwput	ontgraven		222500	m3	3,0			667.500	
	aanbrengen bemaling		500	m	300,0			150.000	
	instandhouden bem.		500	m	500,0			250.000	
	aanvullen		172500	m	2,8			474.375	1.541.875
diepwand	wapening leveren/verwerken		1522,45	ton	1.400,0			2.131.430	
	beton leveren verwerken		12500	m3	165,0			2.062.500	
	beton 10% overmaat		1250	m3	165,0			206.250	
	diepwandproductie	90	12500	m2		30.000	139	4.170.000	
	aan-/afvoer materieel		1	st	150.000,0			150.000	
	inrichten terrein		1	st	150.000,0			150.000	
	afhakken top 0,5*500*1,0		250	m3	250,0			62.500	8.932.680
MV-palen	leveren palen		445,25	ton	1.100,0			489.775	
	aanbrengen groutleiding		5843,2	m	50,0			292.160	
	paalpunten		88	st	500,0			44.000	
	grout		350,6	m3	400,0			140.240	
	heien	4	88	st		12.000	22	264.000	1.230.175
koker	wapening leveren/verwerken		1550	ton	1.400,0			2.170.000	
	kraanhulp		1550	ton	180,0			279.000	
	beton		15500	m3	210,0			3.255.000	
	bekisting vloerrand		900	m2	80,0			72.000	
	bekisting koker		15500	m2	47,0			728.500	
	bekisting voegen		324	m2	112,5			36.450	
	kraanhulp		16724	m2	10,0			167.240	
	werkvloer		7500	m2	31,5			236.250	6.944.440
prefab-palen	levering 24*0,45*0,45		385	st	2430			935.550	
	snellen		385	st	70			26.950	
	heien		385	st	1000			385.000	1.347.500
									19.996.670

combiwand, koker tot N.A.P. -3.00 m

havenbodem NAP -21.5		#/dag	hoeveelheid	eenh.	eenh.prijs	prijs/dag	#dagen	totaal	
fase 2a									
bouwput	ontgraven		222500	m3	3,0			667.500	1.541.875
	aanbrengen bemaling		500	m	300,0			150.000	
	instandhouden bem.		500	m	500,0			250.000	
	aanvullen		172500	m	2,8			474.375	
combiwand	buispalen		4085,6	ton	1.350,0			5.515.562	8.032.741
	heien		168	st	3.750,0			630.000	
	afbranden		168	st	300,0			50.400	
	zadels		168	st	850,0			142.800	
	damwanden		1008,5	ton	1.300,0			1.311.015	
	heien		6382,74	m2	60,0			382.964	
MV-palen	leveren palen		568,3	ton	1.100,0			625.128	1.567.285
	aanbrengen groutleiding		7434,6	m	50,0			371.728	
	paalpunten		112	st	500,0			56.000	
	grout		446,1	m3	400,0			178.429	
	heien	4	112	st		12.000	28	336.000	
koker	wapening leveren/verwerken		1550	ton	1.400,0			2.170.000	6.944.440
	kraanhulp		1550	ton	180,0			279.000	
	beton		15500	m3	210,0			3.255.000	
	bekisting vloerrand		900	m2	80,0			72.000	
	bekisting koker		15500	m2	47,0			728.500	
	bekisting voegen		324	m2	112,5			36.450	
	kraanhulp		16724	m2	10,0			167.240	
	werkvloer		7500	m2	31,5			236.250	
prefab-palen	levering 24*0,45*0,45		385	st	2430			935.550	1.347.500
	snellen		385	st	70			26.950	
	heien		385	st	1000			385.000	
									19.433.841

diepwand, koker tot N.A.P. -3,00 m
bodem = N.A.P. -18,50 m

ontlas10		#/dag	hoeveelheid	eenh.	eenh.prijs	prijs/dag	#dagen	totaal	
bouwput	ontgraven		222500	m3	3,0			667.500	1.541.875
	aanbrengen bemaling		500	m	300,0			150.000	
	instandhouden bem.		500	m	500,0			250.000	
	aanvullen		172500	m	2,8			474.375	
diepwand	wapening leveren/verwerken	90	1522,4	ton	1.400,0	30.000	139	2.131.347	8.932.597
	beton leveren verwerken		12500	m3	165,0			2.062.500	
	beton 10% overmaat		1250	m3	165,0			206.250	
	diepwandproductie		12500	m2				4.170.000	
	aan-/afvoer materieel		1	st	150.000,0			150.000	
	inrichten terrein		1	st	150.000,0			150.000	
	afhakken top 0,5*500*1,0		250	m3	250,0			62.500	
MV-palen	leveren palen		446,52	ton	1.100,0			491.172	1.231.438
	aanbrengen groutleiding		5841,44	m	50,0			292.072	
	paalpunten		88	st	500,0			44.000	
	grout		350,4864	m3	400,0			140.195	
	heien	4	88	st		12.000	22	264.000	
koker	wapening leveren/verwerken		1550	ton	1.400,0			2.170.000	6.944.440
	kraanhulp		1550	ton	180,0			279.000	
	beton		15500	m3	210,0			3.255.000	
	bekisting vloerrand		900	m2	80,0			72.000	
	bekisting koker		15500	m2	47,0			728.500	
	bekisting voegen		324	m2	112,5			36.450	
	kraanhulp		16724	m2	10,0			167.240	
	werkvloer		7500	m2	31,5			236.250	
prefab-palen	levering 24*0,45*0,45		385	st	2430			935.550	1.347.500
	snellen		385	st	70			26.950	
	heien		385	st	1000			385.000	
									19.997.850

diepwand, koker tot N.A.P. -3,00 m
bodem = N.A.P. -24,50 m

[illegible]

combiwand, koker tot N.A.P. -6,00 m

havenbodem NAP -24.5		#/dag	hoeveelheid	eenh.	eenh.prijs	prijs/dag	#dagen	totaal	
fase 2a									
bouwput	ontgraven		310250	m3	3,0			930.750	1.991.438
	aanbrengen bemaling		500	m	300,0			150.000	
	instandhouden bem.		500	m	500,0			250.000	
	aanvullen		240250	m	2,8			660.688	
combiwand	buispalen		4627,8	ton	1.650,0			7.635.877	9.958.123
	heien		163	st	4.250,0			692.750	
	afbranden		163	st	300,0			48.900	
	zadels		163	st	850,0			138.550	
	damwanden		858,5	ton	1.300,0			1.116.037	
	heien		5433,48	m2	60,0			326.009	
MV-palen	leveren palen		1025,7	ton	1.100,0			1.128.242	2.778.177
	aanbrengen groutleiding		13418,0	m	50,0			670.902	
	paalpunten		186	st	500,0			93.000	
	grout		805,1	m3	400,0			322.033	
	heien	4	186	st		12.000	47	564.000	
koker	wapening leveren/verwerken		1683	ton	1.400,0			2.356.200	7.768.940
	kraanhulp		1683	ton	180,0			302.940	
	beton		16830	m3	210,0			3.534.300	
	bekisting vloerrand		900	m2	80,0			72.000	
	bekisting koker		21000	m2	47,0			987.000	
	bekisting voegen		500	m2	112,5			56.250	
	kraanhulp		22400	m2	10,0			224.000	
	werkvloer		7500	m2	31,5			236.250	
prefab-palen	levering 24*0,45*0,45		385	st	2430			935.550	1.347.500
	snellen		385	st	70			26.950	
	heien		385	st	1000			385.000	
									23.844.177

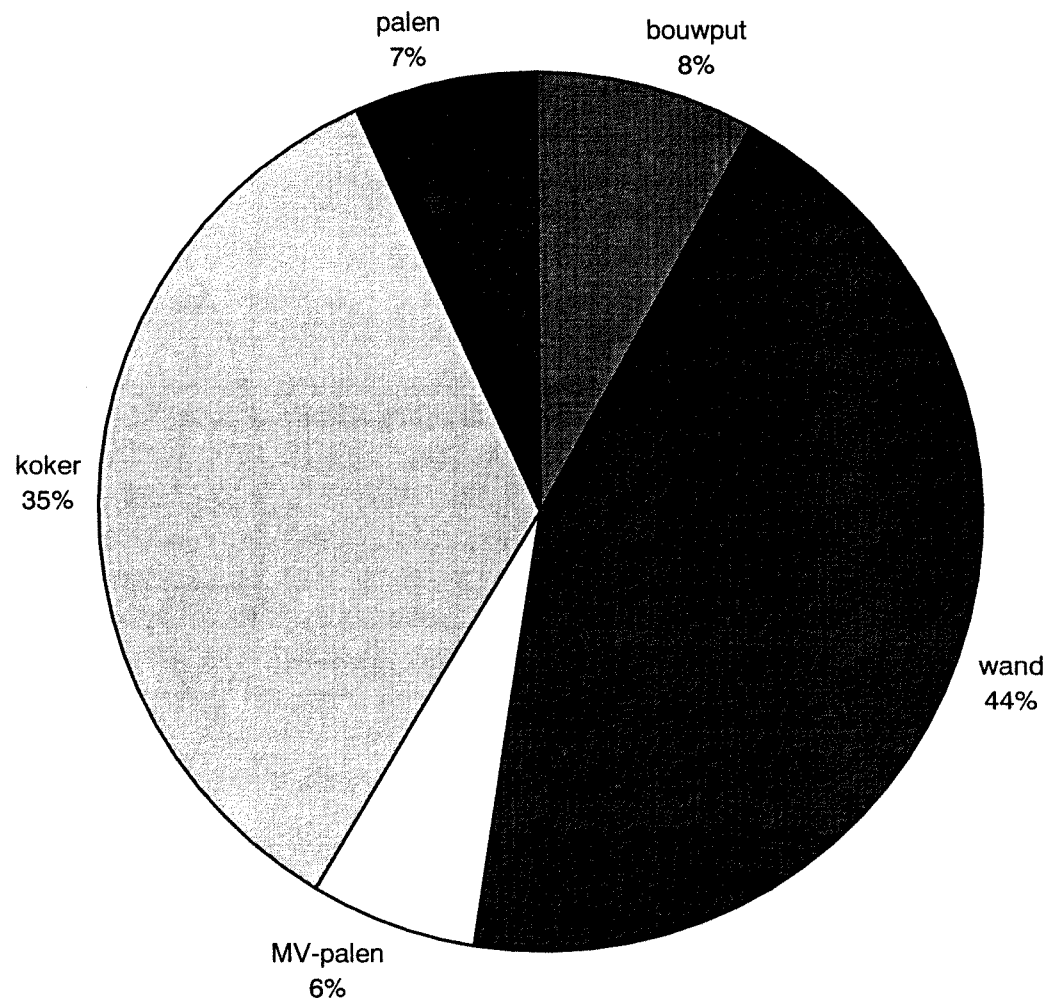
bodem = N.A.P. -21,50 m

[illegible]

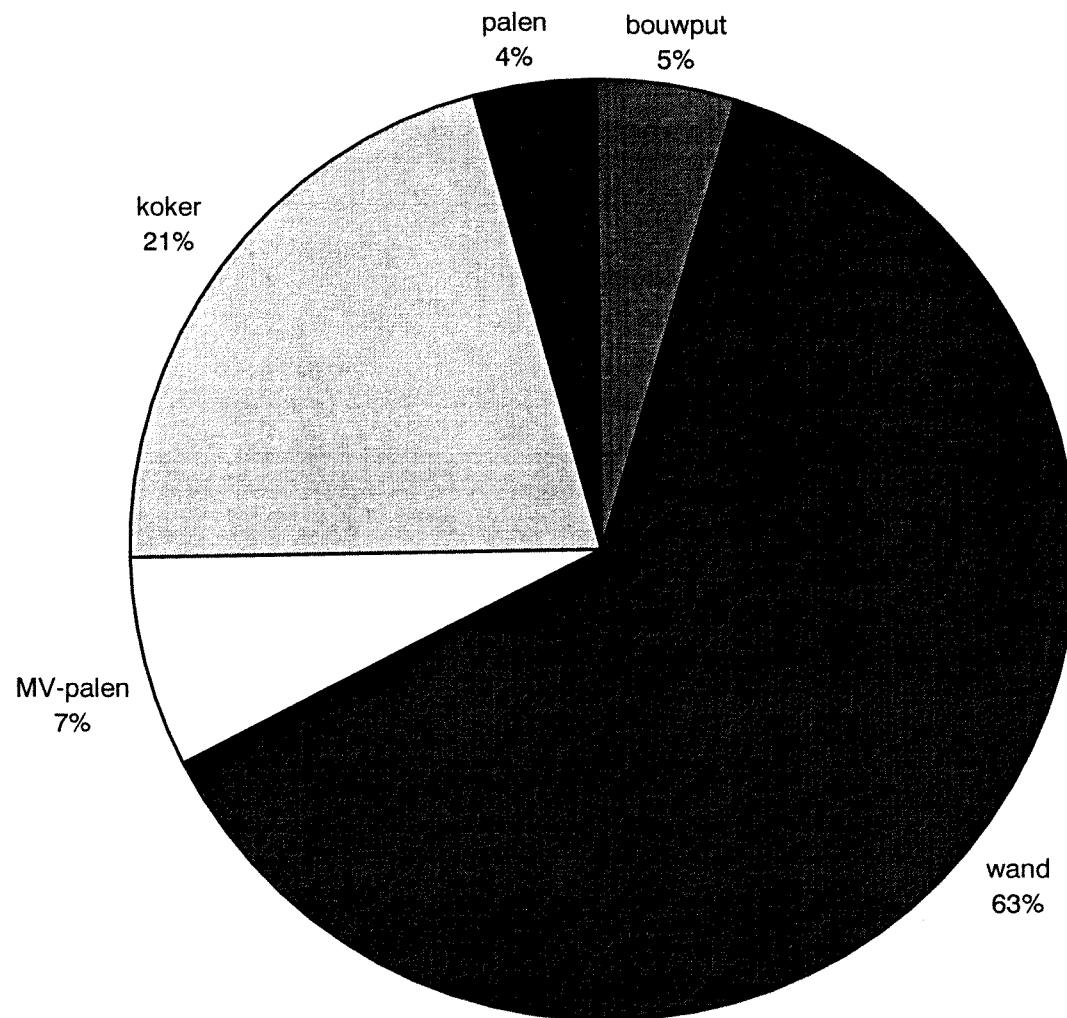
BIJLAGE VII-7 FIGUREN VAN VERHOUDINGEN KOSTEN KADEMUREN

figuur a	bodemniveau = N.A.P. -18.50 m,	koker tot N.A.P. -3.00 m,	combiwand,	totale kosten
figuur b	bodemniveau = N.A.P. -18.50 m,	koker tot N.A.P. -3.00 m,	diepwand,	totale kosten
figuur c	bodemniveau = N.A.P. -24.50 m,	koker tot N.A.P. -3.00 m,	combiwand,	totale kosten
figuur d	bodemniveau = N.A.P. -24.50 m,	koker tot N.A.P. -3.00 m,	diepwand,	totale kosten
figuur e	bodemniveau = N.A.P. -24.50 m,	koker tot N.A.P. -6.00 m,	combiwand,	totale kosten
figuur f	bodemniveau = N.A.P. -24.50 m,	koker tot N.A.P. -6.00 m,	diepwand,	totale kosten
figuur g	bodemniveau = N.A.P. -24.50 m,	koker tot N.A.P. -3.00 m,	kostenverdeling diepwand	
figuur h	bodemniveau = N.A.P. -24.50 m,	koker tot N.A.P. -6.00 m,	kostenverdeling diepwand	
figuur i	bodemniveau = N.A.P. -24.50 m,	koker tot N.A.P. -3.00 m,	kostenverdeling combiwand	
figuur j	bodemniveau = N.A.P. -24.50 m,	koker tot N.A.P. -6.00 m,	kostenverdeling combiwand	

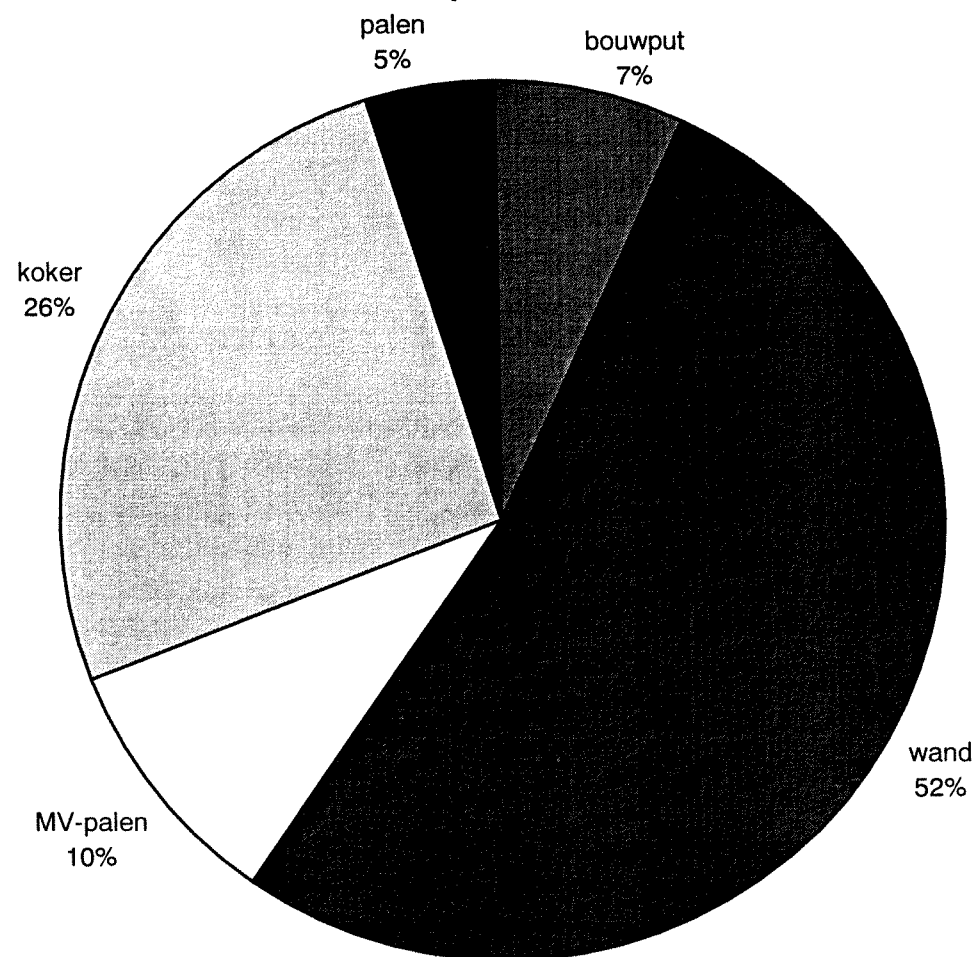
BIJLAGE VII-7 b
verdeling totale kosten bij diepwand,
havenbodem = N.A.P. -18,50 m, koker tot N.A.P. -3,00 m



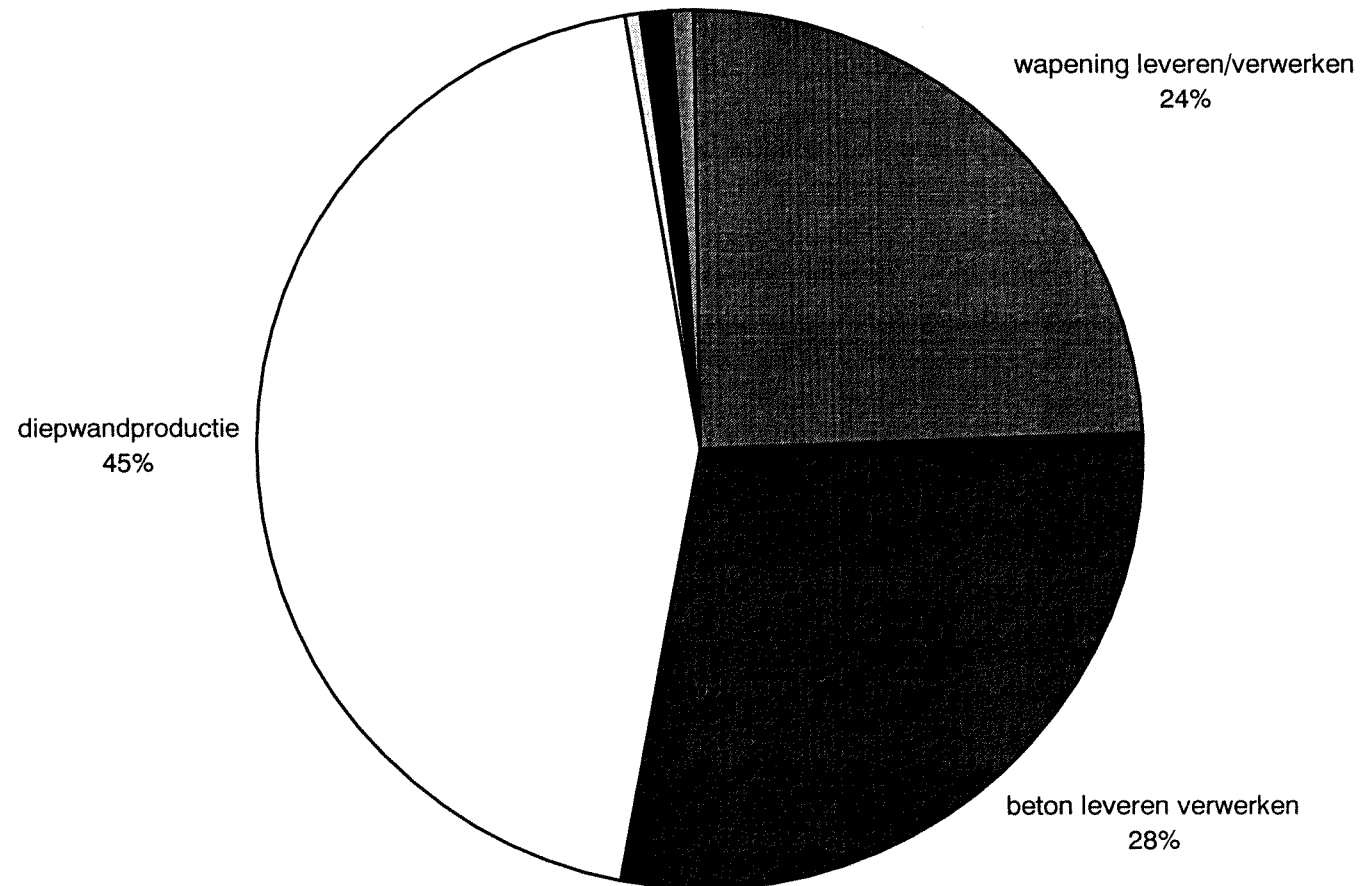
BIJLAGE VII-7 d
verdeling totale kosten met diepwand en koker tot NAP -3.00,
bodem op NAP -24,50 m



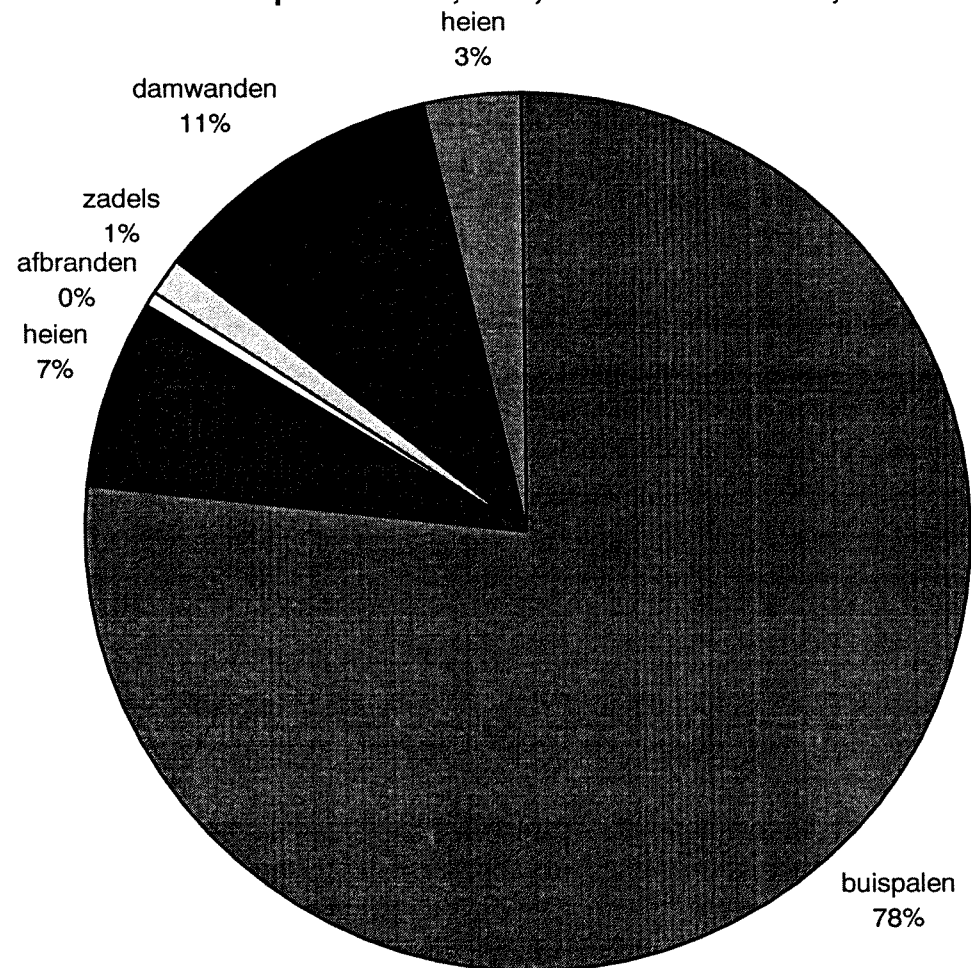
BIJLAGE VII-7 f
verdeling totale kosten met diepwand en koker tot NAP -6.00 m,
bodem op NAP -24,50 m



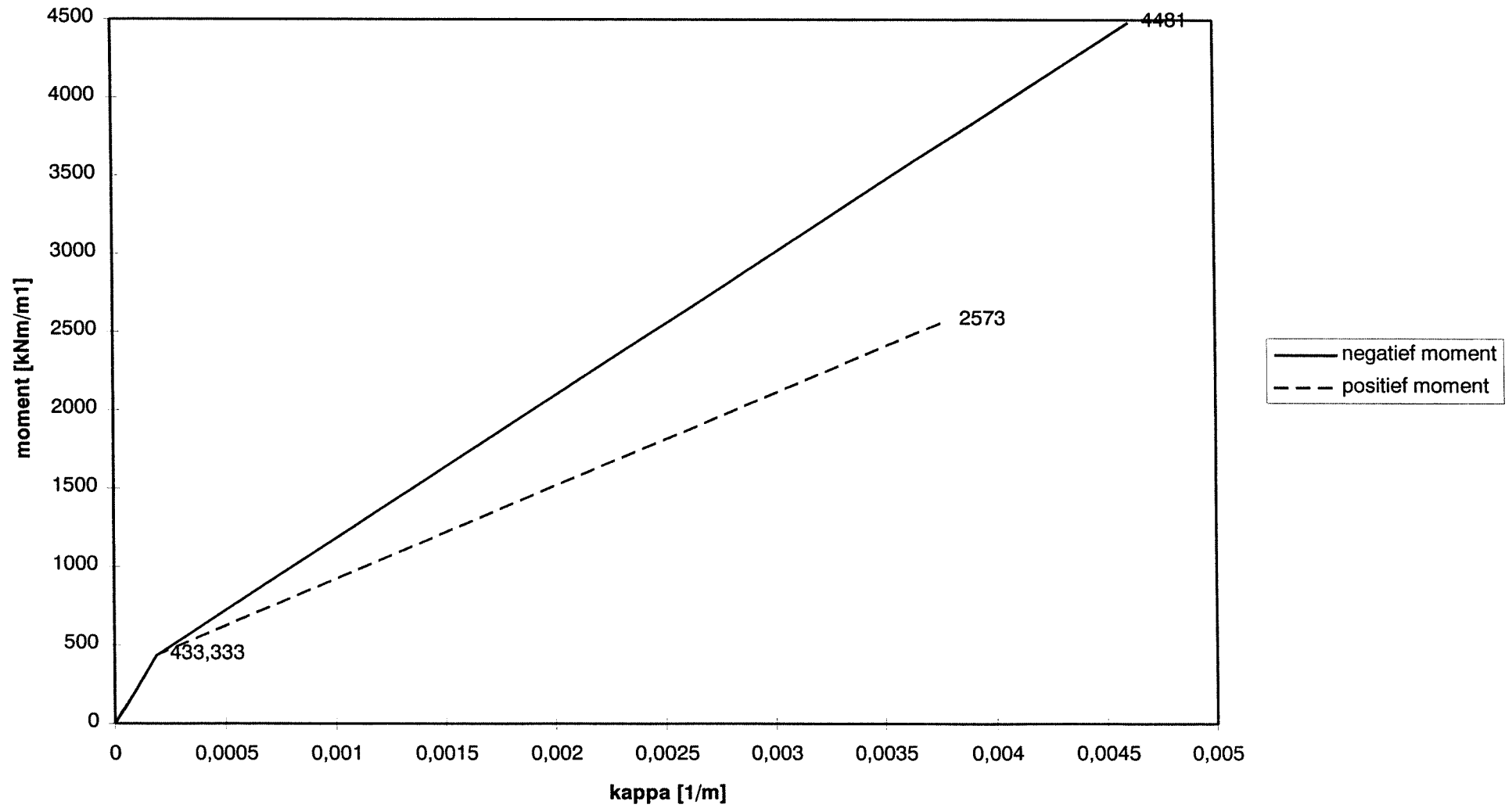
BIJLAGE VII-7 h
kostenverdeling van de diepwand, dikte 1,50 m
havenbodem = N.A.P. -24,50 m, koker tot N.A.P. -6,00 m
materieel terrein afhakken
1% 1% 1%



BIJLAGE VII-7j
verdeling kosten voor combiwand, buispaal 1520-20
bodem op N.A.P. -24,50 m, koker tot N.A.P. -6,00 m



M-Kappa-diagrammen wanddikte 1.00 m



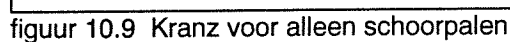
BerekeningsresultaatSleuf lengte = 7.00 m¹NB: Krachten per m¹ sleuf in [kN/m¹] ; krachten voor de gehele wig in [kN]

Sleuf diepte [m t.o.v. NAP]	Verticale krachten		Horizontale krachten		Krachten onder theta			Theta [. . °]	Veilig- heids- coefficient [scalar]
	Grondgew + boven- belasting [kN]	Opwaartse waterdruk [kN/m ¹]	Suspensie druk [kN/m ¹]	Water- druk [kN/m ¹]	Schuifwee- stand zij- kanten wig [kN]	Cohesie op zijkan- ten wig [kN]	Cohesie op onder- glijvlak [kN/m ¹]		
3.50	1.41	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.00	58	> 5.000
2.50	11.69	0.00	5.30	0.00	3.94	0.00	0.00	60	1.188
1.50	35.15	0.00	21.20	0.00	18.06	0.00	0.00	58	1.481
0.50	68.89	0.00	47.70	0.00	48.09	0.00	0.00	58	1.801
-0.50	114.04	0.78	84.80	1.25	100.77	0.00	0.00	58	2.107
-1.50	164.94	6.76	132.50	11.25	174.00	0.00	0.00	59	2.286
-2.50	223.15	18.04	190.80	31.25	270.27	0.00	0.00	60	2.404
-3.50	287.41	33.95	259.70	61.25	389.40	0.00	0.00	61	2.500
-4.50	356.51	53.84	339.20	101.25	529.16	0.00	0.00	62	2.587
-5.50	429.28	77.07	429.30	151.25	686.24	0.00	0.00	63	2.667
-6.50	504.56	103.03	530.00	211.25	857.10	0.00	0.00	64	2.740
-7.50	581.25	131.15	641.30	281.25	1038.33	0.00	0.00	65	2.808
-8.50	689.44	168.45	763.20	361.25	1284.66	0.00	0.00	65	2.870
-9.50	770.47	200.91	895.70	451.25	1488.01	0.00	0.00	66	2.927
-10.50	850.01	233.99	1038.80	551.25	1692.89	0.00	0.00	67	2.980
-11.50	973.96	280.68	1192.50	661.25	1992.12	0.00	0.00	67	3.029
-12.50	1053.09	315.65	1356.80	781.25	2204.76	0.00	0.00	68	3.075
-13.50	1187.23	368.17	1531.70	911.25	2537.16	0.00	0.00	68	3.116
-14.50	1329.45	424.73	1717.20	1051.25	2893.36	0.00	0.00	68	3.156
-15.50	1405.90	461.12	1913.30	1201.25	3109.99	0.00	0.00	69	3.191
-16.50	1556.38	522.53	2120.00	1361.25	3493.54	0.00	0.00	69	3.220
-17.50	1625.67	557.33	2337.30	1531.25	3697.04	0.00	0.00	70	3.242
-18.50	1782.91	622.84	2565.20	1711.25	4102.40	0.00	0.00	70	3.258
-19.50	1947.42	692.00	2803.70	1901.25	4528.56	0.00	0.00	70	3.274
-20.50	2118.85	770.51	3052.80	2116.95	4973.67	2.43	7.09	70	3.348
-21.50	2172.88	808.12	3312.50	2346.95	5141.86	9.18	14.10	71	3.419
-22.50	2347.45	891.55	3582.80	2589.25	5593.36	20.66	21.15	71	3.488
-23.50	2528.57	970.75	3863.70	2819.25	6062.84	34.43	21.15	71	3.538
-24.50	2716.57	1053.38	4155.20	3059.25	6553.28	48.21	21.15	71	3.588
-25.50	2911.46	1139.47	4457.30	3309.25	7064.71	61.98	21.15	71	3.637
-26.50	2937.76	1159.72	4770.00	3569.25	7168.89	71.48	21.03	72	3.685
-27.50	3134.66	1247.45	5093.30	3839.25	7691.07	84.48	21.03	72	3.729
-28.50	3338.06	1338.43	5427.20	4119.25	8233.04	97.48	21.03	72	3.774
-29.50	3547.96	1432.65	5771.70	4409.25	8794.80	110.47	21.03	72	3.817
-30.50	3764.36	1530.13	6126.80	4709.25	9376.35	123.47	21.03	72	3.861
-31.50	3987.25	1630.85	6492.50	5019.25	9977.69	136.47	21.03	72	3.904
-32.50	3967.62	1632.37	6868.80	5339.25	9972.88	140.64	20.91	73	3.943
-33.50	4189.58	1733.26	7255.70	5669.25	10575.95	152.87	20.91	73	3.981
-34.50	4417.66	1837.21	7653.20	6009.25	11197.65	165.09	20.91	73	4.018
-35.50	4651.85	1944.22	8061.30	6359.25	11837.97	177.32	20.91	73	4.056

Bijlage IX
sleufstabiliteit.

In principe is het mogelijk de verankering, die nu door MV-palen en de schoorpalen wordt verzorgd, uit te voeren met alleen maar schoorpalen. Uit de schematiseringen volgde dat de horizontale kracht die een rij schoorpalen opneemt iets groter is dan de rij MV-palen. Wat de horizontale opneembare kracht betreft is het invoegen van een extra palenrij voldoende.

De in figuur 10.9 getoonde geometrie voldoet aan de Kranz-stabiliteit. Hierbij is de lengte van de bovenbouw 37.50 m, een verlenging van de ontlastvloer met 23.50 m is nodig.



beton:	$500 \times 23.50 \times 0.80 = 9400 \text{ m}^3$ (fl. 210 per m^3)	= fl. 1.974.000
staal:	$100 \text{ kg/m}^3 = 940 \text{ ton}$ (fl. 1400 per ton)	= fl. 1.316.000
palenrij:	192 palen (fl. 3500 per stuk voor paal, heien en snellen)	= fl. 672.000
		= fl. 3.962.000

De besparing door het ontbreken van MV-palen bedraagt fl. 1.230.175 (bijlage VII-4) dus de kosten worden aanzienlijk hoger. Dit alternatief zal niet gekozen worden.