

De Noordzeeterminal

door

ir. F. AERTS

Ministerie van de Vlaamse Gemeenschap
Departement Leefmilieu en Infrastructuur
afdeling Zeeschelde

ir P. DE SCHRIJVER

Ministerie van de Vlaamse Gemeenschap
Departement Leefmilieu en Infrastructuur
afdeling Geotechniek

ir. J. CLAESSENS

Ministerie van de Vlaamse Gemeenschap
Departement Leefmilieu en Infrastructuur
afdeling Maritieme Schelde

ir B. VELLEMAN

Ministerie van de Vlaamse Gemeenschap
Departement Leefmilieu en Infrastructuur
afdeling Metaalstructuren.

INHOUDSTAFEL

- | | |
|--|--|
| <ol style="list-style-type: none"> 1. Introductie en economische verantwoording. <ol style="list-style-type: none"> 1.1. Inleiding. 1.2. Economische evaluatie van het project. 2. Onderzoek naar de ligging van de nieuwe aanlegplaats. <ol style="list-style-type: none"> 2.1. Ligging. 2.2. Milieu-effect rapport. 3. Voorbereidende studies en resultaten. <ol style="list-style-type: none"> 3.1. Simulatiestudies. 3.2. Modelanalyse. 3.3. Grondonderzoek. 4. Beschrijving van de werken. <ol style="list-style-type: none"> 4.1. Technische beschrijving van het project. 4.2. Voorbereidende werken. 4.3. Uitvoering van de voorwand. 4.4. Kaaimuur afwaarts. 4.5. Kaaimuur opwaarts. 4.6. Ankerwand. 4.7. Verankeringen. 4.8. Betonkesp. 4.9. Fenders. 4.10. Materialen. 5. De kaaimuurconstructie en de bemalingswerken. <ol style="list-style-type: none"> 5.1. Inleiding. 5.2. Historiek van de polder, dijkbreuken en recente aanvulling. | <ol style="list-style-type: none"> 5.3. Opstelling van een model voor de simulatie van de grondwaterstanden. 5.4. Opbouw van een voorspellingsmodel van de zettingen door de bemaling. 5.5. Resultaten van de berekening en beschermingsmaatregelen. 5.6. Opmeting – vergelijking tussen de berekende en gemeten waarden. 5.7. Inclinometers. 6. De baggerwerken en het opspuiten van het werkplatform. <ol style="list-style-type: none"> 6.1. Grondverbetering. 6.2. Tijdelijke beschermingsconstructie (kofferdam). 6.3. Werkterrein. 6.4. ISO-9001. 7. Binnenvaartterminal <ol style="list-style-type: none"> 7.1. Binnenvaartterminal. 7.2. Constructie. 8. Kwaliteitssysteem. <ol style="list-style-type: none"> 8.1. Inleiding. 8.2. Invoering van een kwaliteitssysteem. 8.3. Organisatie van het kwaliteitssysteem. 8.4. Het kwaliteitshandboek. 8.5. Procedures. 8.6. Derogatieaanvraag. 8.7. Werkopvolgingsbladen. 8.8. Het inspectierapport. |
|--|--|

8.9. Het afwijkingsrapport.

8.10. Besluit.

**9. Berekeningen van de kaaimuur.
Berekeningsmethodes.**

9.1. Inleiding.

9.2. Elasto-plastische methode.
Globale stabiliteit.

9.3. Eindige elementenberekening.

9.4. Vergelijking van de resultaten van de elasto-plastische berekening en van de Plaxisberekening.

9.5. Besluit

10. Vrijbaggeren van de kaaimuur.

11. Slotwoord

Foto's:

• Guido Coolens

• Controleurs van de Zeeschelde

• Ministerie van de Vlaamse Gemeenschap, departement Leefmilieu en Infrastructuur, afdeling Logistiek, Fotografie.

Tekeningen:

• Tekenlokaal van de afdeling Zeeschelde en verschillende aannemers.

**1. INTRODUCTIE EN ECONOMISCHE
VERANTWOORDING**

1.1. Inleiding

Door haar gunstige geografische ligging heeft Antwerpen zich kunnen ontwikkelen tot één van de belangrijkste havens in Europa.

Steeds meer stukgoed wordt gecontaineriseerd. Het streven naar een minimum aantal manipulaties op de transportweg en naar een uniforme eenheidslading was in de jaren 50 de aanleiding tot het container-concept. Vanaf de jaren 70 kende deze trend naar eenheidsladingen een snelle groei. De Antwerpse container-behandelaars hebben deze evolutie op de voet gevolgd met belangrijke investeringen in moderne en zeer productieve terminals. In 1975 kende men een nog eerder bescheiden containervolume van 3,3 miljoen ton. In 1994 werden in Antwerpen 24,1 miljoen ton goederen in containers vervoerd. Dit was een toename met maar liefst 20% tegenover het resultaat van 1993.

Als gevolg van deze evolutie werden achter de sluizen diverse aanlegkades ontworpen. Zo ontstonden ligplaatsen langs het Leopolddok, Churchildok en natuurlijk het Delwaidedok.

Later werd er gezocht naar aanlegplaatsen vóór de sluizen.

Per aanloop bedraagt dit voor een schip een tijdswinst van 4 uur in vergelijking met de aanlegplaatsen achter de sluizen.

In 1987 werd ten zuiden van de Berendrechtssluis, de eerste Scheldeterminaal vóór de sluizen gebouwd, de Europaterminal.

Maar dat was niet voldoende om de steeds toeneemende groei te volgen. Zo heeft men in 1993 beslist een tweede containerterminal langs de Schelde te bouwen.

1.2. Economische evaluatie van het project

Teneinde een economisch gefundeerde evaluatie van het project te hebben, werd prof. Dr. G. Blau-

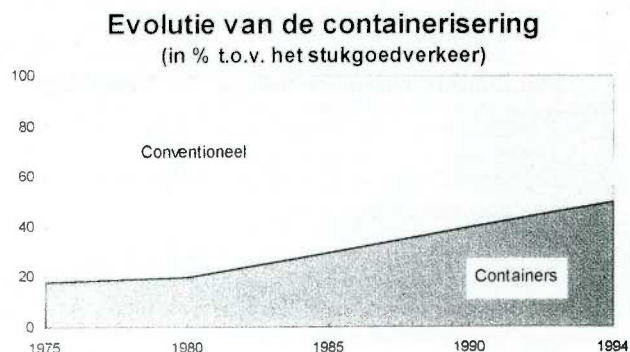
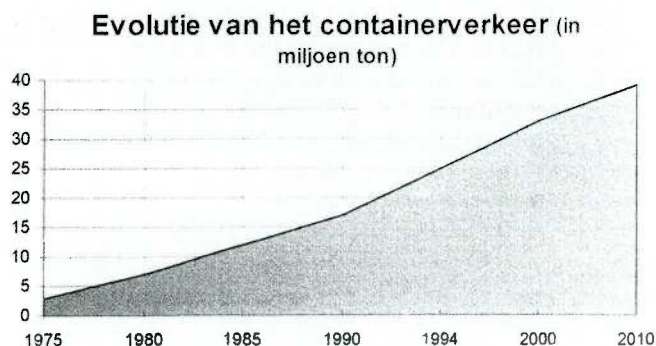


Fig. 1. — Evolutie van het Containerverkeer.

2. ONDERZOEK NAAR DE LIGGING VAN DE NIEUWE AANLEGPLAATS

2.1. Ligging

Om verder te kunnen inspelen op de steeds toenemende groei van het containerverkeer heeft men beslist een tweede containerterminal langs de Schelde te bouwen. De vraag die zich hierbij opdroeg was waar de nieuwe terminal op de rechteroever kon ingeplant worden.

- Ten zuiden van de eerste Scheldeterminal bleek de diepte van de rivier ontoereikend.
 - Bovendien bevindt zich daar een gerenommeerd natuurgebied, "het Galgenschuur".
 - Binnendijks is er onvoldoende ruimte om de terminal uit te bouwen op de rechteroever.
 - Buitendijks zou de innam van de rivierbedding een zware ingreep zijn op het morfologische en hydrologische evenwicht van de Schelde.
- Bijgevolg bleek het gebied ten noorden van de Zandvlietstuw de enige mogelijkheid om op de rechteroever een containerterminal te bouwen.

2.2. Milieu-effect rapport

Voor de bouw van de containerkaai werd er een milieu-effect rapport opgesteld. Hierin werden bodem, water, fauna en flora, monumenten en landschappen, geluid en trillingen en verkeer onderzocht.

De resultaten van deze studie kunnen als volgt worden samengevat:

- Op landschappelijk vlak is er een negatief effect op het landschapsbeeld en het verdwijnen van een bufferzone.
- Op het vlak van water wordt geen significante extra verontreiniging verwacht vanwege de constructie en de exploitatie van de terminal, zeker niet wanneer de nodige voorzorgsmaatregelen worden genomen.
- Hierbij is gedacht aan het afzonderlijk stockeren van containers met gevaarlijke producten en de uitbouw van een afsluitbaar rioleeringssysteem waarin dergelijke producten en eventueel gepollueerd bluswater kunnen worden opgevangen.
- De effecten op fauna en flora zijn enerzijds het directe habitatverlies en anderzijds indirecte habitatveranderingen.
- Waar direct habitatverlies relatief onbelangrijk is (er verdwijnt 7 à 8 ha slik) zijn indirecte habitatveranderingen.

wens belast met de economische studie omtrent de bouw van deze containerkade.

Drie studies werden uitgevoerd:

- 1) Een prognose aangaande de evolutie van het containervervoer.
- 2) Een kosten-batenanalyse van het project.
- 3) Een studie van de strategische positie van de containerkaai Noord in de range Hamburg-Le Havre.

Prognose van de containertrafik

Indien de Europese industriële productie-groei 2,5% per jaar blijft tot 2010 zal de groei van het volume aan containers, verhandeld in Antwerpen, tot 5,2% per jaar stijgen.

Kosten-batenanalyse

Voor de kosten-batenanalyse worden 2 scenario's gebruikt.

- 1) Het eerste scenario kent geen capaciteitsbeperking voor de behandeling van containers in Antwerpen. De groeiende containerstromen wordt behandeld zonder de kosten op te drijven, zonder congestiekosten. De nieuwe containerterminal vermindert enkel de vaartijd.
- 2) Het tweede scenario bevat wel capaciteitsbeperking waarvan de effecten voelbaar worden zodra de trafik het niveau overschrijdt van het jaar 1997, namelijk meer dan 2,23 miljoen TUE per jaar. Op dat moment zullen er congestiekosten opdagen indien de tweede containerterminal niet gebouwd wordt.

De berekening van de kosten en baten wijst uit dat de tweede Scheldekade een verantwoorde investering is.

Voor de eerste maal werden ook de milieukosten van het project ingerekend in de kosten-batenanalyse.

Strategische positie van de containerkaai Noord

De constructie van de tweede containerkaai in de Schelde is een noodzakelijke en dringende investering.

Indien deze investering niet wordt uitgevoerd zou de haven van Antwerpen zijn concurrentiële positie in de containertrafik verliezen.

HAVEN VAN ANTWERPEN

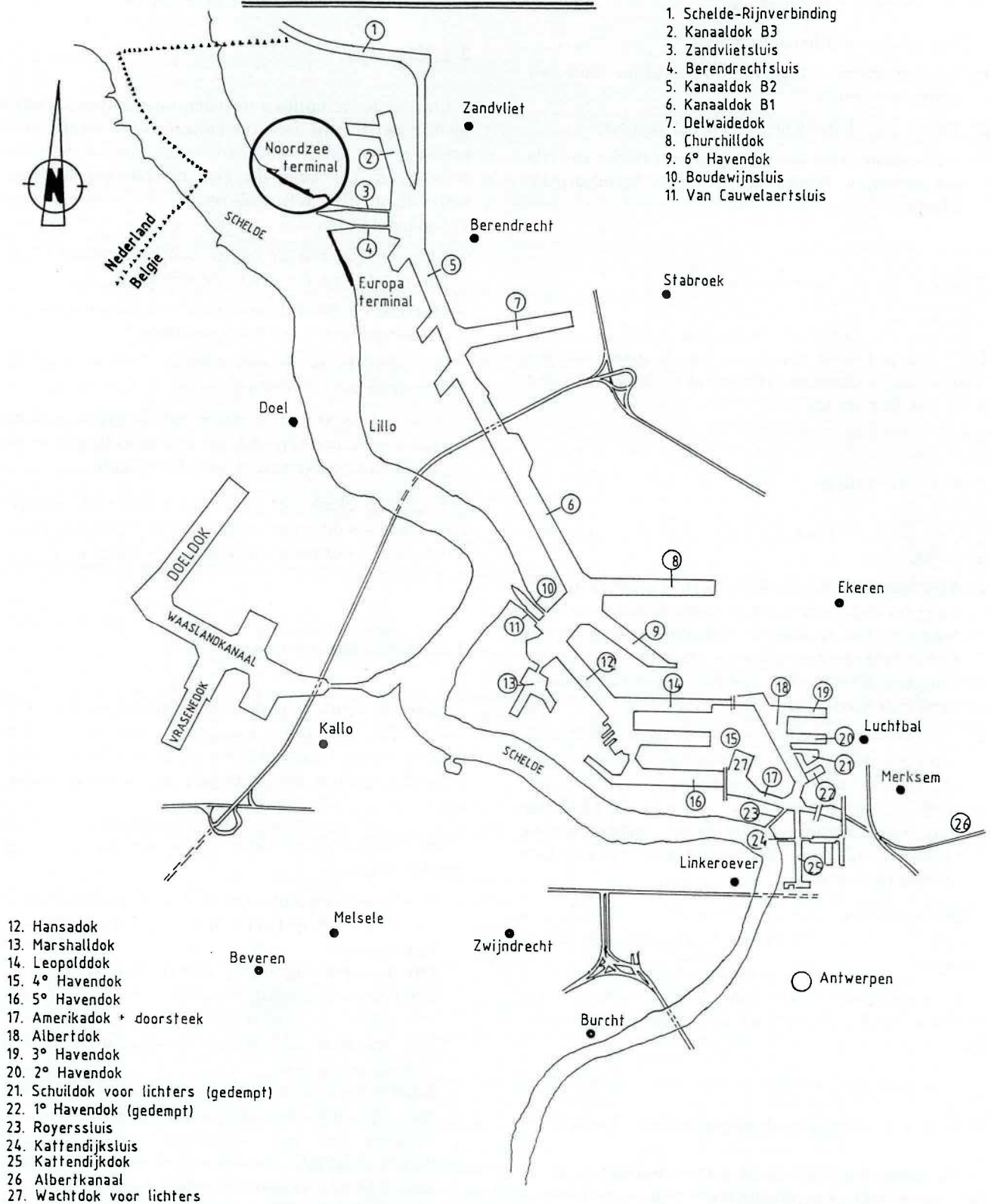


Fig. 2. — Situering van de Containerkaai Noord in de haven van Antwerpen.

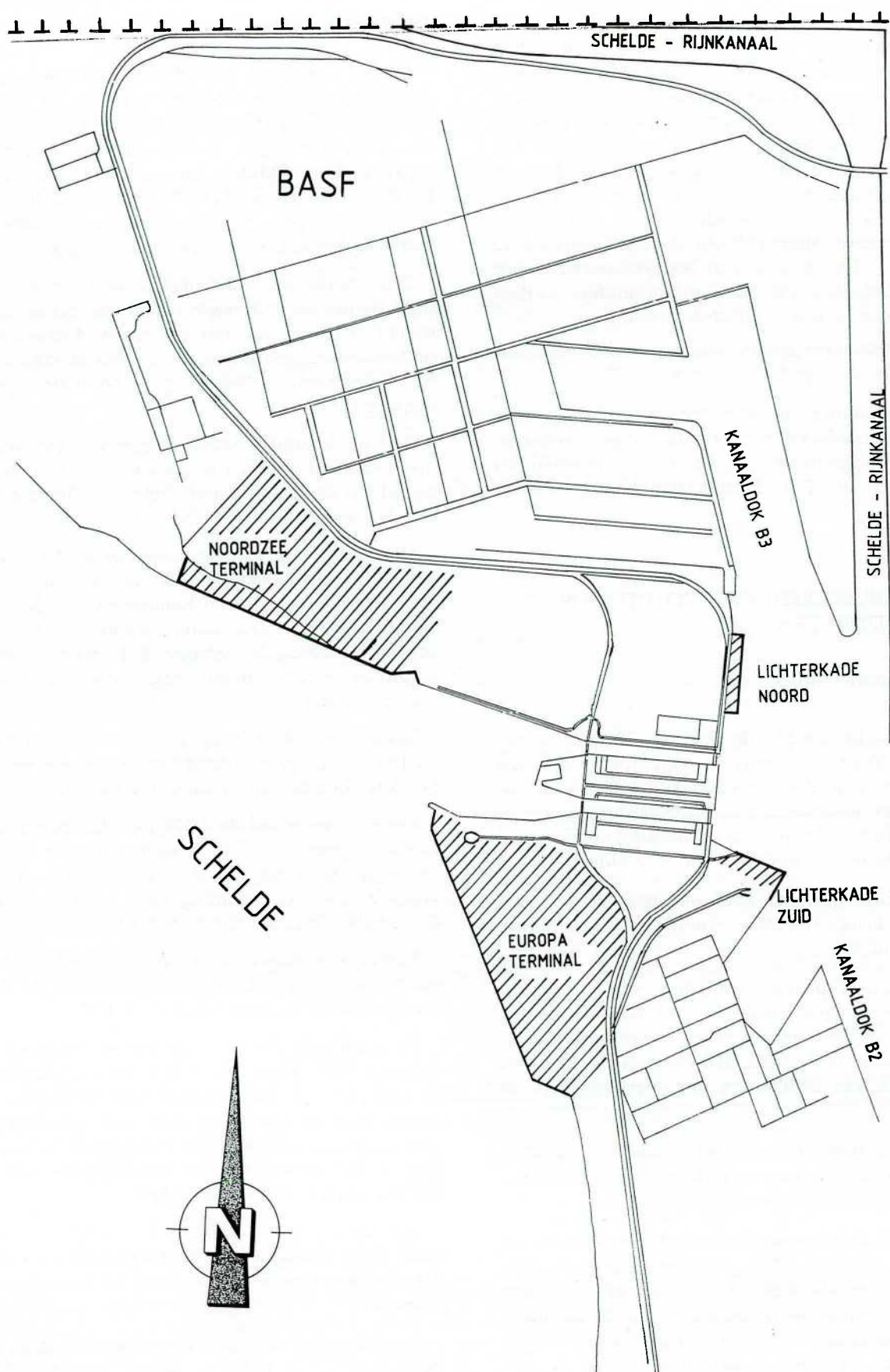


Fig. 3. — Situering van de Containerkaai Noord ten opzichte van de eerste Containerkaai.

veranderingen des te belangrijker. Inderdaad de veranderingen in de stromingspatronen zullen een verhoogde sedimentatiesnelheid op bepaalde delen van het Groot Buitenschoor teweegbrengen. Dit zal op zijn beurt leiden tot een verandering in de bodemfauna en kan zo uiteindelijk een effect hebben op de vogelpopulaties. Met de huidige gegevens is dit effect evenwel niet te kwantificeren, wel wordt er een monitoring-programma opgesteld om deze effecten op te volgen. Tevens is er een budget voorzien voor het uitvoeren van natuurbouwkundige werken om deze eventuele effecten te milderen.

- De effecten op geluid, trillingen, verkeer en mens worden als beperkt beschouwd.

In de planning van de werken, voor het bouwen van de containerkaai, werden alle nodige voorzorgsmaatregelen getroffen om de zone aangeduid als natuurreservaat of beschermd landschap te beschermen.

3. VOORBEREIDENDE STUDIES EN RESULTATEN

3.1. Simulatiestudies

In opdracht van de Administratie Waterinfrastructuur en Zeewezen werd in december 1991 ten behoeve van de Antwerpse Zeehavendienst simulator-proeven uitgevoerd met betrekking tot de nautische haalbaarheid van de geplande containerterminal op de Schelde ten noorden van de Zandvlietsluis.

Een vaarprogramma werd uitgetest op de vaartsimulator in het Waterbouwkundig Laboratorium te Borgerhout.

Tijdens deze proeven werd het zwaaien bij aankomst of vertrek uitgetest in combinatie met ebstroom of vloedstroom en met twee windrichtingen. Dit werd uitgevoerd voor containerschepen met een lengte van 300 m, bij een diepgang van 38 voet.

Uit deze studie bleek dat het zwaaien van dit schip ter hoogte van de nieuwe kade geen noemenswaardige moeilijkheden oplevert (zie fig. 4).

Door de Antwerpse Zeehavendienst werd in de loop van oktober 1992 gevraagd aanmeerproeven voor deze containerkade uit te voeren, om zodoende inzicht te krijgen in de belasting van de kaaimuur door contactkrachten van de schepen. Deze resultaten werden gebruikt in het ontwerp van de fenders.

3.2. Modelanalyse

In het kader van het globale studieprogramma van de Containerkaai Noord werd op 14 oktober 1991 door de Administratie Waterinfrastructuur en Zeewezen Antwerpse Zeehavendienst, aan het studieconsortium (IMDC) Internationale Marine and Dredging Consultants NV, Waterbouwkundig Laboratorium de opdracht gegeven om een hydraulisch sedimentologisch onderzoek uit te voeren.

Deze studie was noodzakelijk om de meest gunstige lay-out voor de kade te kunnen bepalen. Het streefdoel hierbij was om een minimalisatie van de onderhoudsbaggerwerken na te streven samen met een veilige verkeersafwikkeling en optimale exploitatiemogelijkheden.

Tijdens de studies werd er gebruik gemaakt van mathematische modellen alsook van een fysisch model om de gevolgen van alternatieve inplantingen van de containerkaai te definiëren.

De vormgeving van de kaaimuur evolueerde tijdens het onderzoek van een drietal theoretische oplossingen, namelijk een kaaimuur van 1.200 m of 2 maal 600 m of een kaaimuur van 1.800 m, naar een geoptimaliseerde vormgeving die zoveel mogelijk de diverse vereisten inzake baggerwerken, bouwtechniek en exploitatie kon verenigen.

Vanuit hydraulisch oogpunt blijkt dat de geplande werken een geringe invloed hebben op het stroombeeld ter hoogte van de geplande containerkaai.

Door de bouw van de kaai en de daarmee gepaard gaande wijzigingen in de bodemligging en het verdiepingsprogramma van de vaargeul tot -13,3 m GLLWS wordt de stroming meer verdeeld over de volledige breedte van de Schelde.

Vanuit morfologisch oogpunt kan worden gesteld dat het sedimentatiepatroon van slib door de bouw van de kaai op analoge wijze verandert.

Er treedt een verhoging op van de afzetting met ongeveer 50%. Deze afzetting komt voor langsheen de kaai en in de toegangseul naar de sluisen. Op andere plaatsen komen er dan weer uitschuringen voor in zoverre dat de totaal te baggeren hoeveelheden in het gebied van de toegangseul van het sluisencomplex ongewijzigd blijft.

Op basis van het hydraulisch morfologische onderzoek blijkt alternatief 2 (2 x 600 m) en in tweede instantie alternatief 5 (350 + 1.000 m) de voorkeur te genieten.

Aangezien het om geknikte kaaimuren gaat, zijn deze voor de exploitatie echter onaanvaardbaar. Bovendien reikt alternatief 5 tot in het natuurgebied

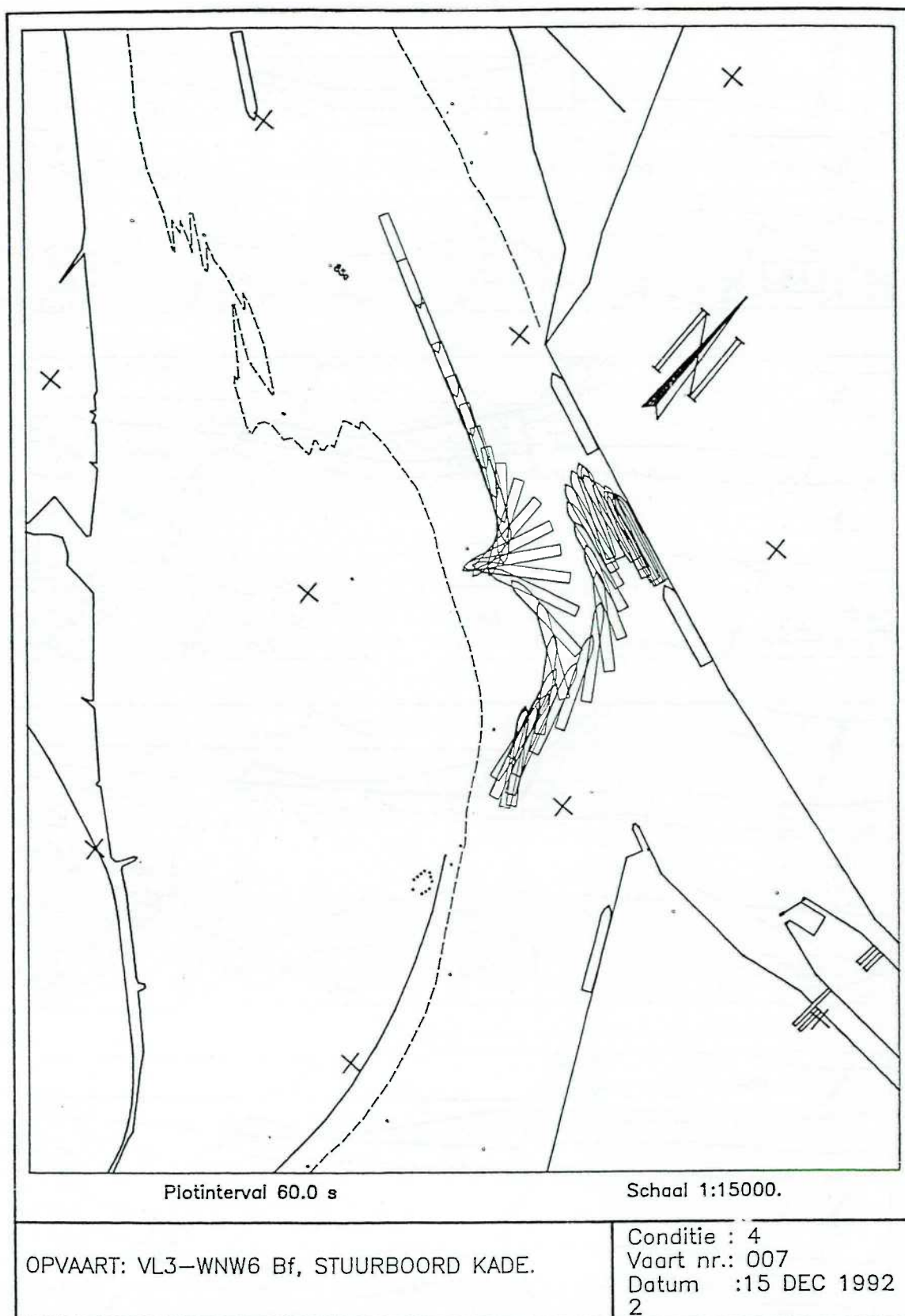


Fig. 4. — Zwaaien van een schip ter hoogte van de tweede containerkaai.

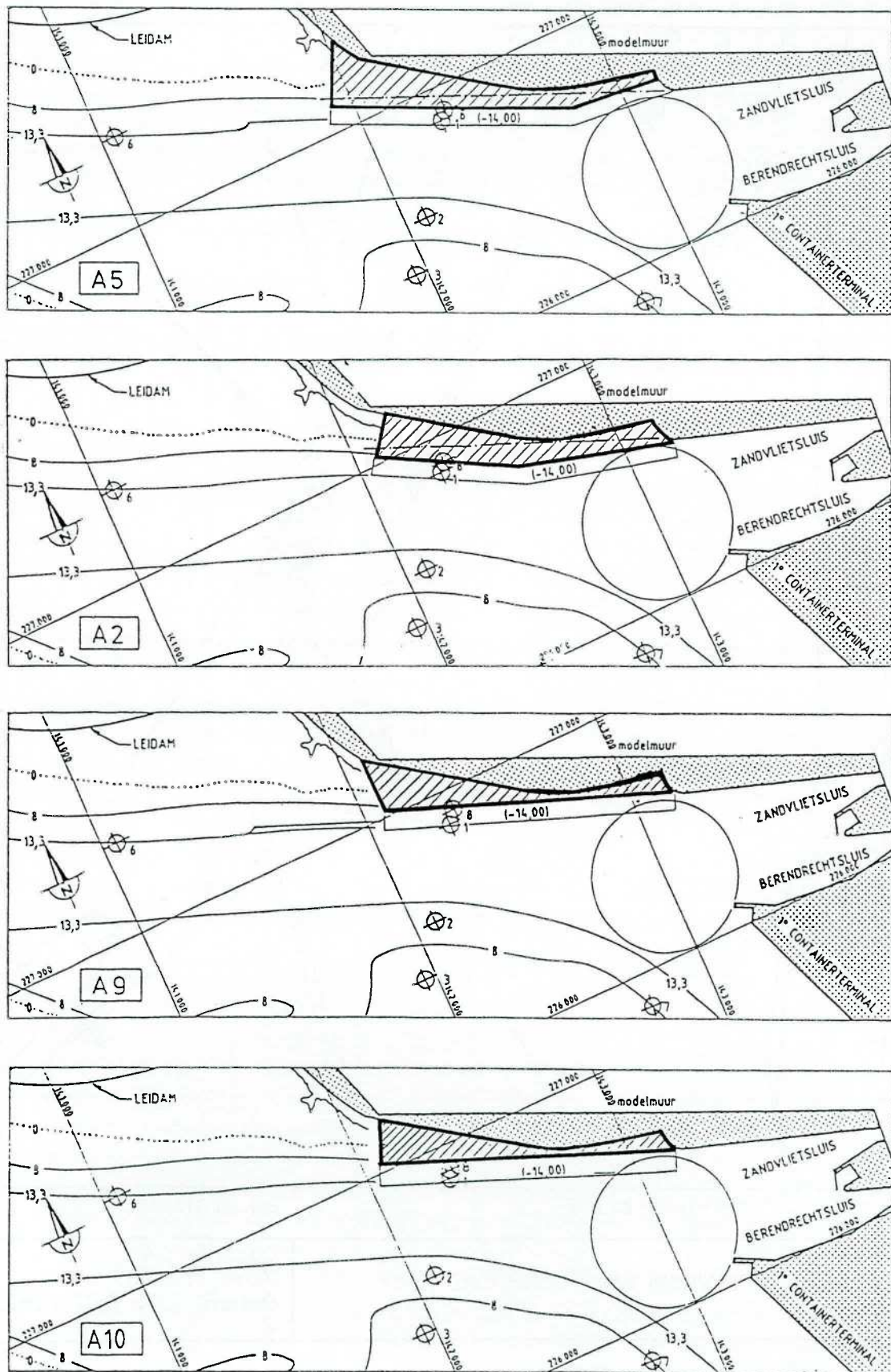


Fig. 5. — Alternatief 2, alternatief 5, alternatief 9 en alternatief 10.

Groot Buitenschoor. Alternatief 9 (een kaai van 1.200 m die zo ver mogelijk naar het vaarwater ligt) biedt een aanvaardbare oplossing inzake de minimalisatie van de slibafzetting maar houdt een aantal nadelen in op bouwtechnisch vlak. De integratie van de diverse argumenten heeft geleid tot een alternatief waarbij de kaaimuur zo ver mogelijk naar het vaarwater toe wordt geconstrueerd, rechtlijnig, is en bovendien droog kan worden uitgevoerd, d.w.z. alternatief 10 (zie fig. 5).

3.3. Grondonderzoek

Voor een project als de Containerkaai Noord was een uitgebreide kennis van de ondergrond meer dan noodzakelijk.

Een omvangrijk geotechnisch onderzoek werd verricht door de afdeling Geotechniek van het Ministerie van de Vlaamse Gemeenschap.

Het onderzoek startte in 1991. Ter plaatse van de te bouwen kaaimuur werden op de bestaande Schelgedijk circa 20 CPT-sonderingen en 8 onderkeningsboringen uitgevoerd. De proeven reikten tot circa 40 m diepte. Ook werden circa 20 CPT-diepsonderingen en 5 onderkenings-boringen uitgevoerd vanaf een hefeiland in de Schelde.

Een voorbeeld van sondeerdiagrammen van een CPT-sondering vanaf de Schelgedijk en van een CPT-sondering vanaf een hefeiland in de Schelde is voorgesteld op de figuur 6. De in de boringen onderkende grondlagen zijn op de figuur aangeduid.

Op de monsters, ontnomen in de onderkeningsboringen, werden de nodige laboratoriumproeven uitgevoerd ter bepaling van de fysische en mechanische geotechnische karakteristieken van de afgeboorde lagen. In de boorgaten van de boringen werden open waterstandspijpen geplaatst ter bepaling van het grondwaterpeil.

Continue metingen gaven de nodige informatie over de invloed van het Scheldegetij op het grondwaterpeil. In bepaalde onderzoekspunten werden dilatometerproeven uitgevoerd ter bepaling van de horizontale gronddrukken en vervormingskarakteristieken. Pompproeven werden uitgevoerd ter bepaling van de doorlatendheidskarakteristieken in de kwartaire en tertiaire zandlagen.

Aan de hand van de resultaten van deze proeven werden geotechnische lengteprofielen opgetekend.

De onderscheiden lagen kunnen als volgt worden beschreven:

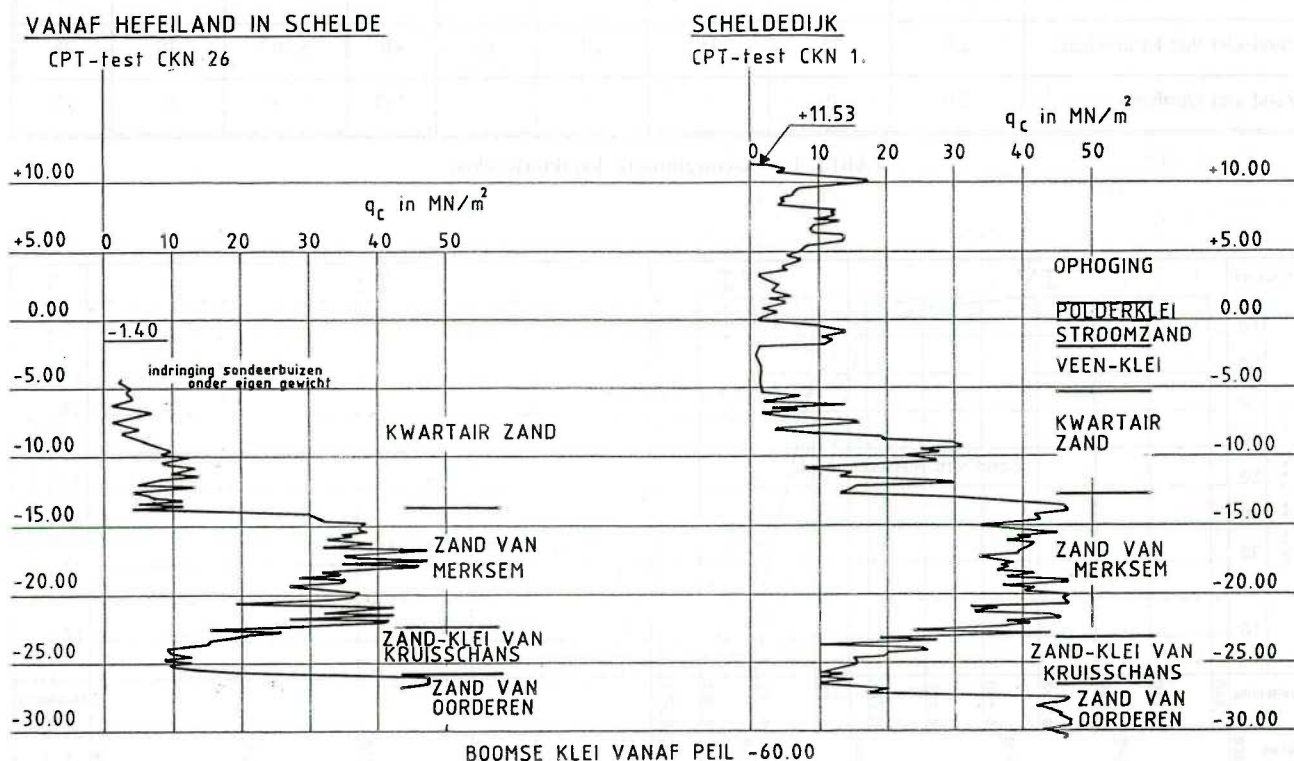


Fig. 6. — Resultaten CPT-sonderingen en boringen.

De kaaimuur bestaat uit moten met een lengte van 20,50 m (zie fig. 9).

Ontwerp 3:

Een kaaimuur gefundeed op een diepwand 1,5 m dik, verankerd met trek- en drukpalen (type Decense kaaimuur) (zie fig. 9).

Ontwerp 4:

Een kaaimuur bestaande uit een diepwand 1,5 m dik verankerd met passieve ankers op 2 niveaus aan een metalen damwand gelegen op 40 m afstand (zie fig. 10).

Omdat de ontwerpen als technisch gelijkwaardig beschouwd werden en om een zo breed mogelijke concurrentie tussen de aannemers te krijgen, werden de 4 ontwerpen uitgewerkt en openbaar aanbe-
steed.

Het goedkoopste ontwerp bleek ontwerp 4 te zijn namelijk de dubbel verankerde diepwand.

De werkgroep bestudeerde verschillende constructiemethodes met hun specifieke eigenschappen op het vlak van duurzaamheid, veiligheid tijdens de bouw, zettingseigenschappen e.a.

De werkgroep besloot uiteindelijk slechts 4 ontwerpen te behouden en deze op te nemen in het bestek.

Het basisontwerp bestond uit:

Ontwerp 1:

Een kaaimuur gefundeed op open caissons. Deze afzinkcaissons in beton worden in den droge gebouwd en in de grond afgezonden door inwendige ontgraving. De kaaimuur bestaat uit moten met een lengte van 34 m (zie fig. 8).

De andere ontwerpen van de kaaimuur zijn:

Ontwerp 2:

Een kaaimuur gefundeed op een combiwand bestaande uit buispalen en dampplanen verankerd met trek- en drukpalen (type Decense kaaimuur).

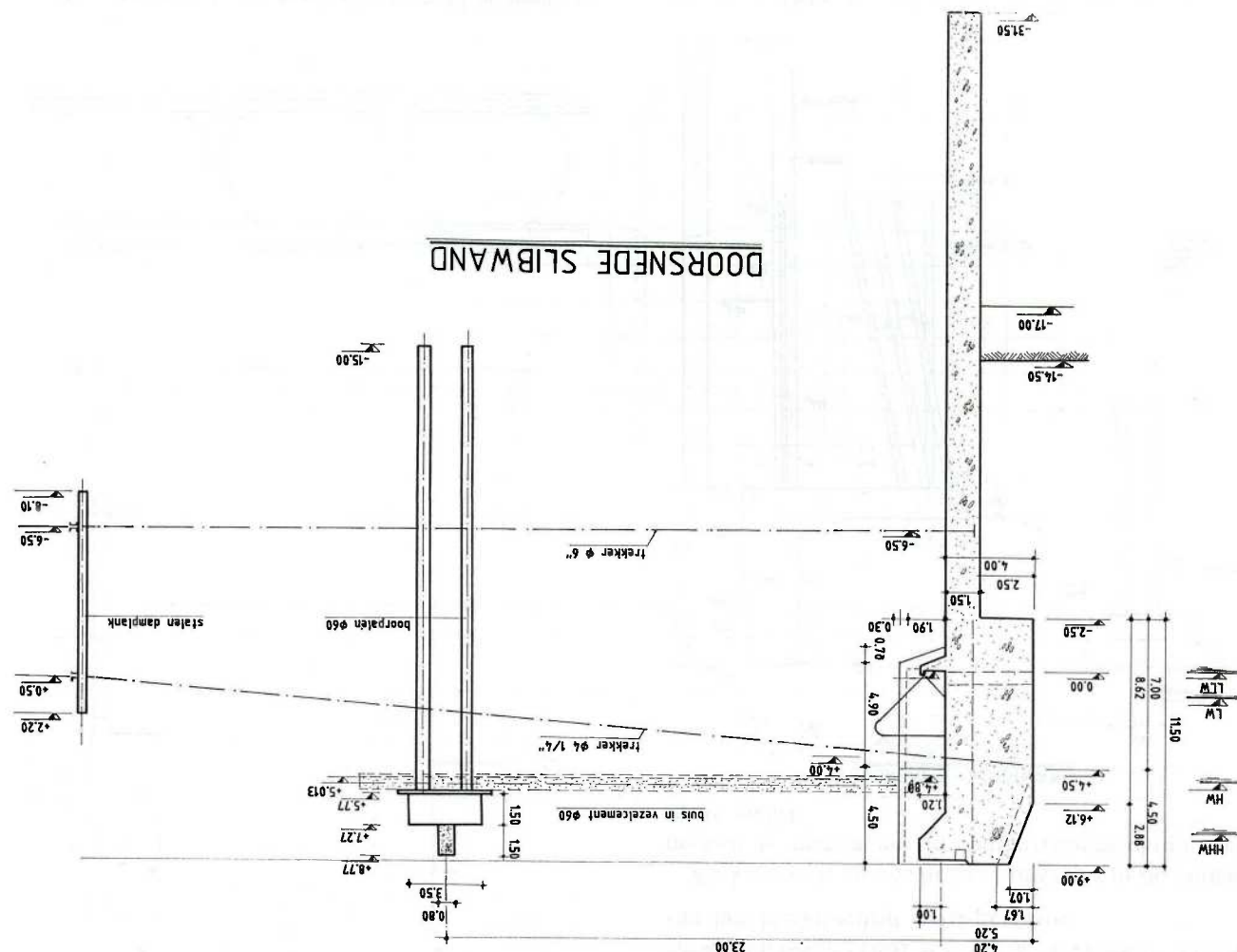


Fig. 10. — Ontwerp 4: een kaaimuur bestaande uit een diepwand verankerd met passieve ankers.

De relatieve kosten van elk ontwerp waren :

- ontwerp 1: Afzinkcaissons **123,8%**
- ontwerp 2: Deense kaaimuur met combiwand **106,9%**
- ontwerp 3: Deense kaaimuur met diepwand **115,0%.**

Voor de binnenvaartterminal, met een lengte van 300 m, werd een combiwand vooropgesteld, die verankerd wordt aan een metalen ankerwand bestaande uit buispalen.

De opdracht voor het bouwen van een tweede containerkade langs de Schelde, inclusief het bouwen van een binnenvaartterminal in het Kanaaldok B3, werd toevertrouwd aan de tijdelijke vereniging Antwerpse Kaaimuren Combinatie (AKC) bestaande uit de Belgische aannemers N.V. Herbosch-Kiere uit Kallo, N.V. Franki uit Antwerpen en N.V. Antwerpse Bouwwerken uit Antwerpen. Het aanvangsbevel der werken werd gegeven op 1 april 1994.

Het aanbestedingsbedrag voor de Scheldeterminal bedroeg ca. 1.600 Mio BEF en voor de binnenvaart-terminal ca. 180 Mio BEF.

De totale uitvoering van de kaai zal 30 kalendermaanden in beslag nemen wat betekent dat op 30 september 1996 de containerkaai klaar zal zijn. Een deel van de kaaimuur zal vroeger afgewerkt en vrijgebaggerd zijn zodat de exploitatie van de terminal in oktober 1996 kan starten.

Zodra de concessionaris, de goederenbehandelaar Noordnatie in combinatie met de N.M.B.S. gekend was, werd het gekozen ontwerp geoptimaliseerd. De operator verkoos namelijk een kraanspoorbreedte van 30 m in plaats van 23 m.

Dit maakte het mogelijk de functie van ankerwand en fundering van de landwaartse kraanrail te combineren in één bouwelement. Dit was niet mogelijk in het initieel ontwerp met een spoorbreedte van 23 m wegens een gebrek aan globale stabiliteit op deze kortere afstand. Het ontwerp werd aangepast zoals te zien is in figuur 11.

De kaaimuur zelf bestaat uit een in de grond gevormde gewapende betonwand met een dikte van 1,5 m en een diepte tot -31.50 TAW. Het opwaartse en afwaartse uiteinde van de voorwand wordt als combiwand uitgevoerd. Beide types van voorwand (diepwand of combiwand) hebben een gelijkaardige bovenbouw in gewapend beton, en worden op twee niveaus verankerd aan een ankerwand. De ankerwand, die zich 30 m achter de voorwand bevindt, bestaat uit losstaande stalen buispalen, dewelke eveneens dienst doen als fundering voor het

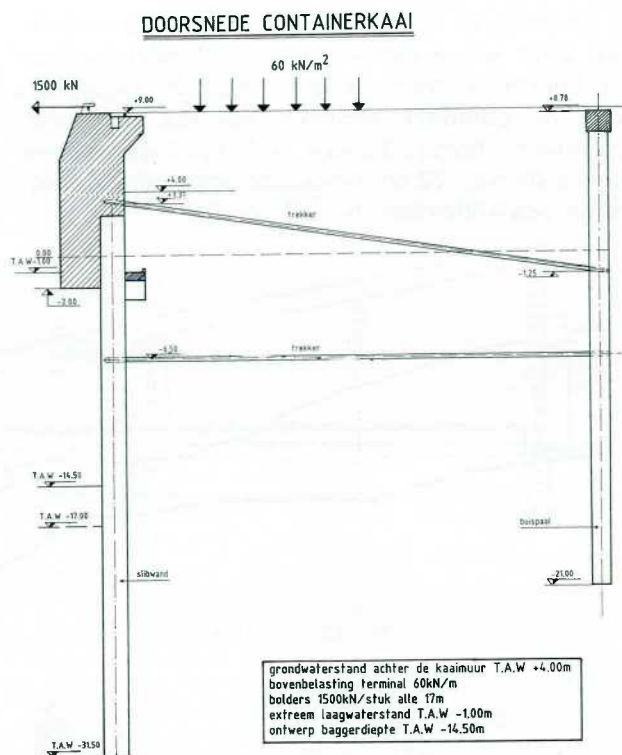


Fig. 11. — Definitief ontwerp van de kaaimuur.

landinwaartse kraanspoor van de containeroverslagkranen.

De verankering tussen beide wanden geschiedt op 2 niveaus met gedeeltelijk voorgespannen trekkers.

4.2. Voorbereidende werken

Gezien de aard van de constructie, het uitvoeren van slibwanden, het plaatsen van ankers op het niveau -6.50 TAW, diende het grootste gedeelte van de werf uitgevoerd te worden in den droge.

Dit noodzaakte de aannemer tot het uitvoeren van een tijdelijke beschermconstructie in de Schelde. Op de bijgaande figuur is goed te zien dat het bestaande bodempeil van de Schelde ter hoogte van de inplanting van de nieuwe kaaimuur sterk varieert. Namelijk van peil 0.00 TAW aan de opwaartse zijde tot -12.00 TAW aan de afwaartse zijde. Om deze reden werd gekozen voor verschillende types van beschermconstructie.

In het meest opwaartse gedeelte, waar het bodempeil ongeveer overeenkomt met het laagwaterpeil, is de beschermconstructie opgevat als een massieve gronddijk (fig. 13: profiel 1). Aan de Scheldezijde is de dijk bestort met breuksteen om het grondmassief te beschermen tegen de invloed van de getijden en

de stroming in de Schelde. De kruinhoogte van de dijk komt tot niveau +8.50 TAW. Verderop, waar het bodempeil circa -3.00 is (fig. 13: profiel 2), werd de gronddijk versterkt met een damwand. Aansluitend hierop, bij een bodempeil dat varieert van -3.00 tot -12.00, bestaat de beschermconstructie uit een kofferdam (fig. 13: profiel 3). De beide

wanden van de kofferdam bestaan uit damplanken LARSEN IV-N en zijn onderling verbonden met GEWI-staven $\varnothing$ 40 mm om de 0,80 m.

Ter hoogte van de afwaartse kaaimuur, bestaat de beschermconstructie uit een kofferdam, opgebouwd met tweemaal een combiwand (fig. 13: profiel 4).

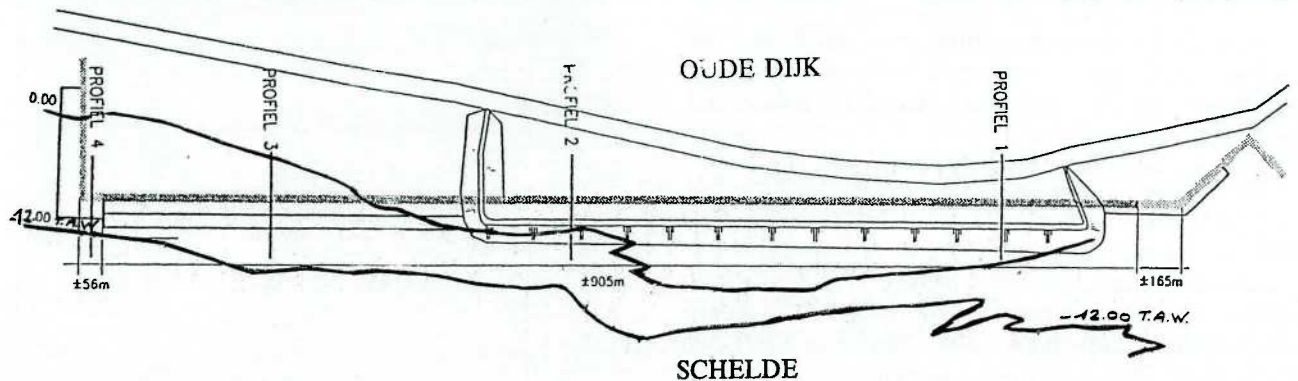


Fig. 12. — Oorspronkelijk bodempeil van de Schelde ter hoogte van de nieuwe kaai.

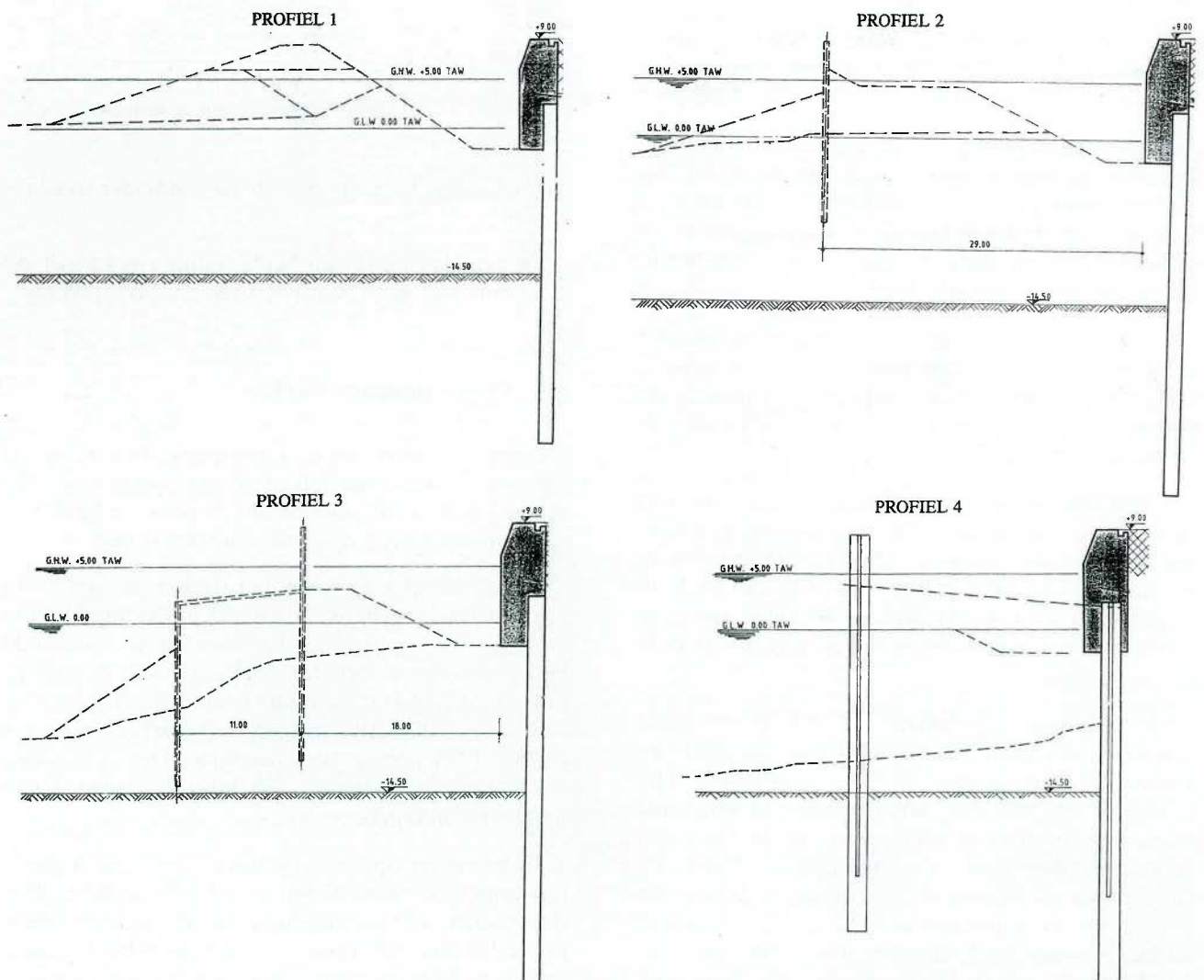


Fig. 13. — De beschermconstructies.

De meest landinwaartse combiwand is reeds de definitieve kaaimuur. Beide combiwanden zijn verbonden met trekkers GEWI 63,5 mm.

De tijdelijke bescherming en het achterliggende werkplatform werden aangelegd in fazen. De verschillende fazen werden afgescheiden met tussendijken zodat het bouwterrein in meerdere compartimenten ingedeeld werd. De eerste fase strekte zich over 500 m uit van het opwaartse gedeelte tot het begin van de kofferdam. Na het aanleggen van de gronddijk en de dwarsdijk, werd het werkplatform aangelegd op het niveau +3.00 TAW. Ter hoogte van het tracé van de slibwand werd over enkele meters de slechte grond vervangen door goed verdicht zand.

Voor de tweede fase werd de beschermconstructie, i.c. een kofferdam, volledig uitgevoerd van op het water. Na het heien van de damplanken, respectievelijk de combiwanden, werd de tussenruimte van de kofferdam hydraulisch aangevuld en nadien verdicht. In een volgende stap werd het terrein tussen de kofferdam en de oude Scheldedijk hydraulisch aangevuld tot het niveau +3.00. (In hoofdstuk 6 wordt dit bagger- en opspuitingswerk verder toegelicht).

Om de bouwput droog te houden werd een uitgebreide bemaling geïnstalleerd. We merken op dat de bouwput gelegen is naast de Schelde die onderhevig is aan getijden; normaal laagwater 0 TAW, normaal hoogwater +5.50 TAW en extreem hoogwater +6.00 TAW. Voor het plaatsen van de onderste ankers, werd de bouwput uitgegraven tot het niveau -6.50.

De ontwatering gebeurt in vier fazen. De geologische opbouw van het terrein bracht ook mee dat in meerdere grondlagen gepompt werd.

- Fase 1: ontwatering van het werkplatform op niveau +3.00 TAW.
- Fase 2: ontwatering ten behoeve van het bouwen van de slibwand.
- Fase 3: ontwatering voor het uitvoeren van de grondverbetering tot op niveau -6.50 TAW.
- Fase 4: ontwatering gedurende de verdere afwerking.

Op relatief geringe diepte bevindt zich een veenlaag die mee ontwaterd wordt. De bemaling van deze veenlaag leidt tot een ontoelaatbare zetting in de nabijheid van de werf, waar er zich diverse



Foto 1. — Bentonietcentrale.

chemische en petrochemische installaties bevinden. Om deze zettingen te beperken werd rond de werf een retourbemaling geplaatst. (Meer details inzake de bemaling vindt u in hoofdstuk 5).

4.3. Uitvoering van de voorwand

De voorwand wordt opgesplitst in drie delen:

- de opwaartse kaaimuur, gebouwd als een combi-wand;
- het middengedeelte, een slibwand;
- de afwaartse kaaimuur, terug een combiwand.

Uitvoering slibwand

De totale uitgevoerde lengte van de slibwand bedraagt 900 m. De slibwand werd in panelen uitgevoerd van 7,20 m. De panelen werden onder bentonietspoeling uitgegraven.

Het bentoniet (een thixotropische vloeistof) garandeert de stabiliteit van de sleuf tijdens de

uitgraving. Het bentoniet werd aangemaakt in een bentonietcentrale, welke binnen de werfzone op een platform op het niveau +6.00 TAW werd opgericht (zie foto 1).

Het terplaatse ontzanden van het bentoniet, aanwezig in de sleuf tijdens het graven, en het hergebruiken van hetzelfde bentoniet als steunvloeistof bij het betonneren wordt meestal toegepast. Deze handelswijze heeft echter nadelen. Het vraagt verscheidene uren om het in de sleuf aanwezige bentoniet enkele malen door een ontzandingsinstallatie te sturen. Deze operatie is echter noodzakelijk om het zand aanwezig in het bentoniet tot een aanvaardbare concentratie van ongeveer 2% terug te brengen. En dit is op zijn beurt essentieel om de kwaliteit van het beton niet aan te tasten.

Ondermeer omwille van de kwaliteitseisen werd besloten van het klassieke principe van ontzanding af te stappen en de methode: „Substitutie van steunvloeistof” toe te passen. In dit systeem wordt gebruik gemaakt van twee afzonderlijke stocks steunvloeistof: een stock waaruit uitsluitend geput wordt tijdens het graven van de sleuf en een andere voorraad die enkel gebruikt wordt bij het betonneren.



Foto 2. — Hydraulische grijper.

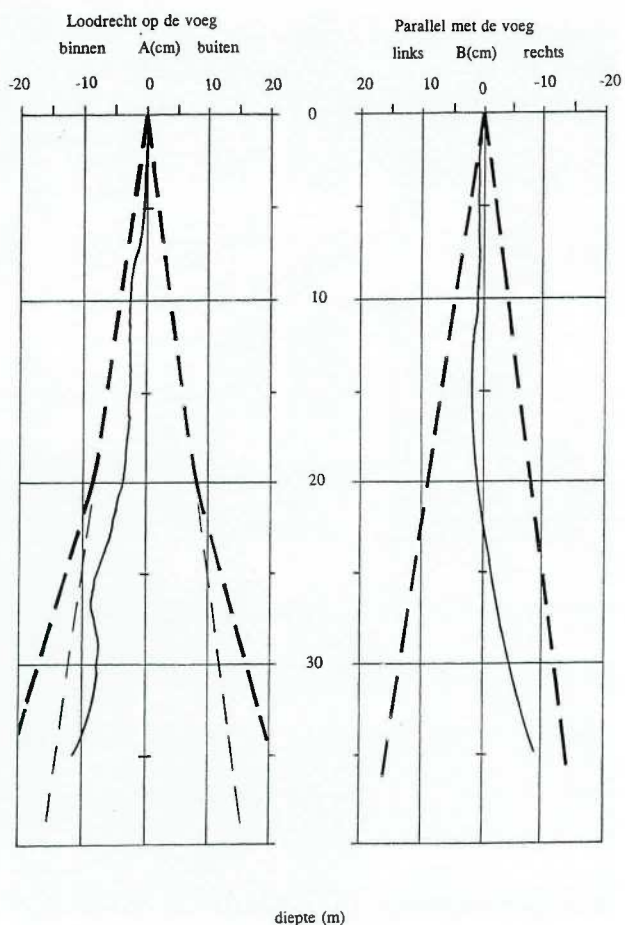


Fig. 14. — Meting van de vertikaliteit van een paneel.

De dikte van de wand is 1.50 m en de wand wordt gegraven van het niveau +3.00 tot -31.50. De mootlengte van elk afzonderlijk paneel bedraagt 7,20 m en elk paneel wordt uitgegraven in drie passen.

De uitgraving werd verwezenlijkt met een hydraulische LEFFER-grijper. Deze hydraulische grijper heeft een hoogte van 12 m en weegt 22 ton. Speciaal aan deze grijper is, naast de breedte van 1,50 m, de aanwezigheid van meetapparatuur en de mogelijkheid om tijdens het graven correcties uit te voeren. Twee meetcellen meten continu in twee vlakken, evenwijdig en dwars op de slijbwand, de afwijking ten opzichte van de verticale. Deze afwijkingen kunnen in de kraancabine op een videoscherm continu gevolgd worden (zie fig. 14). De grijperschalen kunnen bovendien, via een hydraulische sturing, in de dwarsrichting $\pm 2^\circ$ draaien ten opzichte van het bovenste geleidingsframe. Zodanig kan men tijdens het uitgraven de verticaliteit niet enkel volgen maar ook corrigeren.

De toleranties op de verticaliteit van de wand was contractueel bepaald op $\pm 0,4\%$, of in dit geval ongeveer ± 14 cm op een hoogte van 34,5 m. In de

praktijk zijn we hier steeds zonder moeilijkheden onder kunnen blijven.

De wapening per paneel bestaat uit twee koven die elk uit drie delen bestaan die elkaar overlappen. In de het bovenste deel worden reeds HDPE-buizen aangebracht waar in een latere fase de voorspanners geplaatst worden.



Foto 3. — Metalen voegprofiel voorzien met 2 thermoplastische strippen.



Foto 4. — Kaaimuur afwaarts uitgevoerd als een combiwand.

Voegen

Om de dichtheid van de slibwand te garanderen is gebruik gemaakt van een getande voeg tussen de panelen. De vertanding wordt gerealiseerd door een metalen voegpaneel te plaatsen. Zo'n metalen voeg (zie foto 3) heeft een breedte van 1,45 m en is voorzien van 2 waterstopstrippen vanaf peil +2.50 tot peil -21.00 dewelke samen met de vorm van het voegprofiel voor de grond dichtheid zorgen. Vrij snel na het betonneren wordt het voegpaneel losgetrokken. Nadien wordt een aangrenzend paneel uitgegraven en wordt het voegpaneel verwijderd. Na het uittrekken van de voegpanelen laten ze een inprenting na waartegen het volgende paneel wordt gebetonneerd.

4.4. Kaaimuur afwaarts

De kaaimuur afwaarts werd uitgevoerd als een combiwand (zie foto 4).

De buispalen hebben een diameter van 1.820 mm, een wanddikte van 20 mm, lengte 34 m en een gewicht van meer dan 30 ton. De tussenruimte tussen de buispalen werd opgevuld met een dubbele damplank van het type LARSEN IV-N, breedte 80 cm. Het heiwerk werd in de rivier uitgevoerd vanop pontons. Gezien de afmetingen van de buispalen en de gebruikte tussenplanken, werd zeer veel aandacht besteed aan de toleranties op inplanting en vertikaliteit. Bovendien moet genoteerd worden dat grondweerstand opgemeten zijn tot meer dan 50 MPa. De buispalen werden ingeplant met een zwaar trilblok (PVE M 105), en nadien op diepte gebracht met een hydrohamer S-500 met een gewicht van 60 ton.

Vervolgens werden de buispalen leeggemaakt tot niveau -18.00, en terug opgevuld met beton. Ter hoogte van de verankeringen werd extra wapening geplaatst. De voorspanstrengen werden uitgesplitst verankerd in het beton (zie fig. 15). Dit beton dat in direct contact met de voorspanstrengen werd aangemaakt met CemI. (cement vrij van hoogoven-slakken).

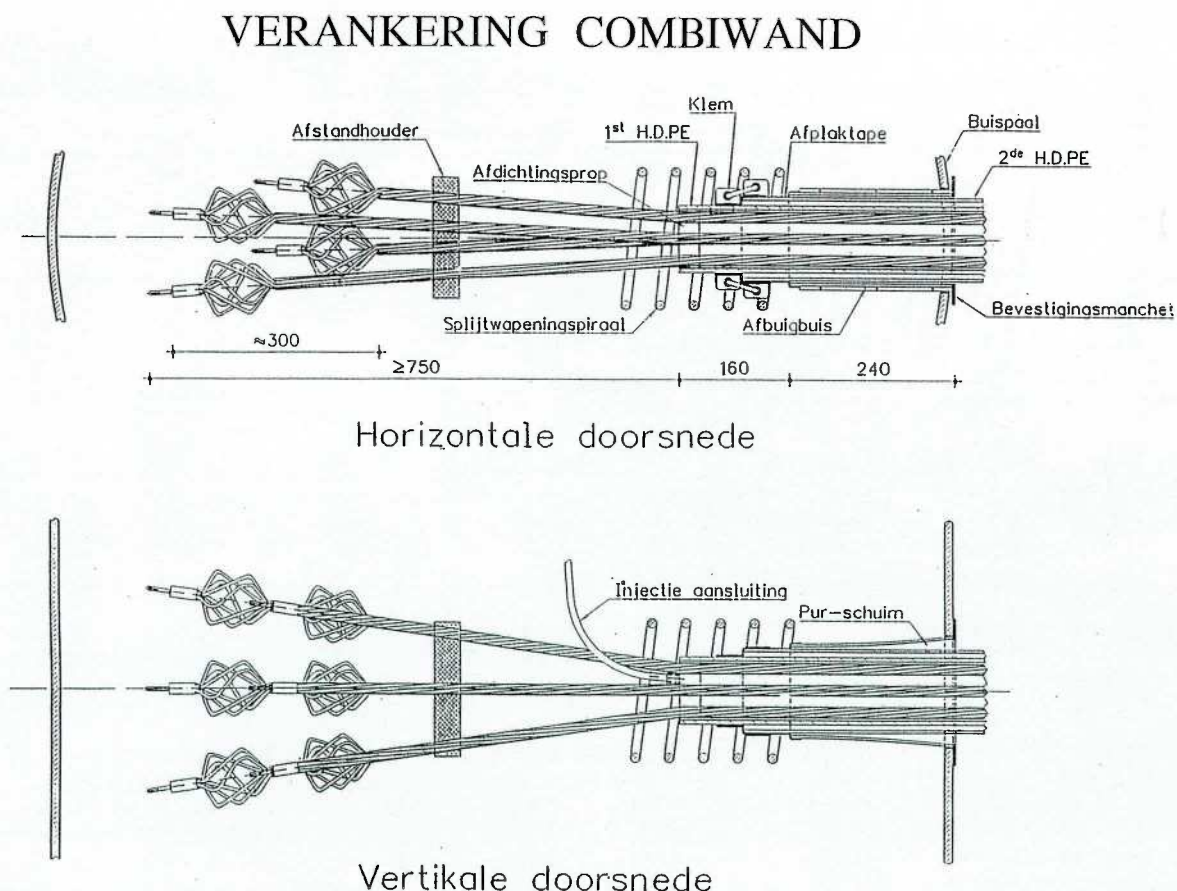


Fig. 15. — Verankering ter hoogte van de combiwand.

4.5. Kaaimuur opwaarts

De kaaimuur opwaarts, waartegen een Ro-Ro-steiger aansluit, is eveneens gebouwd als combiwand (zie foto 5). De opwaartse kaaimuur werd in den droge uitgevoerd. De muur is samengesteld uit buispalen diameter 1.720 mm, wanddikte 19 mm en met een lengte van 30 m. De tussenplank is eveneens een dubbele LARSEN IV-N. Deze palen werden eveneens ingeplant met een trilblok M 105 en op diepte gebracht met een hydrohamer S-500.

Aansluitend naar de slibwand wordt een gedeelte van de kaaimuur uitgevoerd met de buispalen, diameter 1.820 mm op de zelfde wijze als aan de afwaartse kaaimuur. Deze buispalen hebben aan de afwaartse zijde dienst gedaan als tijdelijke bescherming (zie fig. 13: profiel 4).

4.6. Ankerwand

De ankerwand bestaat uit alleen staande buispalen, diameter 1.220 mm, wanddikte 12,5 mm en lengte

28,5 m (zie foto 6). De buispalen zijn ingeplant met een tussenafstand as/as van 2,40 m. Na het inplanten met een trilblok werden de buispalen verdiept met een hydrohamer S-200. De ankerwand doet eveneens dienst als fundering voor het landinwaartse kraanspoor. De buispalen werden leeggemaakt met een schroefboor tot het niveau -18.00 en nadien in verschillende fazen opgevuld met beton.

4.7. Verankeringen

De volledige voorwand wordt op twee niveaus met gedeeltelijk voorgespannen trekkers verankerd aan de ankerwand. Deze Dywidag-trekankers worden op niveau -6.50 en niveau +3.50 aan de voorwand aangebracht. Ter hoogte van de bevestigingspunten aan voor- en achterwand zijn in het beton trompetvormige uitsparingen voorzien. Deze uitsparingen laten toe dat de voorspanankers zettingen kunnen ondergaan tot 12 cm, zonder dat hierdoor secundaire spanningen in de ankers geïnduceerd worden.



Foto 5. — Kaaimuur opwaarts.

De trekkers worden uitgevoerd met voorspanstrenten

- type: 15,7 mm FeP 1860
- doorsnede: $A_p = 150 \text{ mm}^2$
- breukkracht: $P_u = 279 \text{ kN}$

Trekankers op niveau - 6.50

Deze trekkers bestaan uit 12 strengen en worden gedeeltelijk voorgespannen tot 750 kN.

De slibwand wordt in panelen van 7,2 m breed uitgevoerd. Per paneel worden er twee wapeningskorven ingebracht. In iedere wapeningskorf worden drie trekankers verankerd.

- 2 trekankers vormen één horizontale lusveranker
- één trekanker genaamd wandelstok, wordt als een lus vertikaal afgebogen en door middel van een blindanker beëindigd.

In totaal zijn 147 diepwandsekties, voorzien met:

- 294 stuks lusankers
- 294 stuks wandelstokken, met blindankers

In iedere ankerpaal worden twee spanankers verankerd op dit niveau.

Trekankers op niveau + 3.50

De bovenste trekkers bestaan uit 15 strengen en worden gedeeltelijk voor-gespannen tot 300 kN. Deze trekkers zijn ingebouwd in de kesp die in moten van 21,52 m breed uitgevoerd wordt. In iedere moot worden 9 trekankers verankerd:

- 8 trekankers vormen 4 stuks horizontale lusverankeringen
- 1 trekanker genaamd „wandelstok” wordt als een lus vertikaal afgebogen en door middel van een blindanker beëindigd.

In iedere ankerpaal wordt op niveau +1.25 één spananker verankerd.

De plaatsing

Om de ankers te kunnen plaatsen werd de volledige bouwput uitgegraven tot het niveau - 6.50. De ankers worden geplaatst met een tegenpeil zodat, na een eerste zetting, de ankers horizontaal komen te liggen i.p.v. doorgezakt.



Foto 6. — Ankerwand.

VERANKERING ANKERWAND

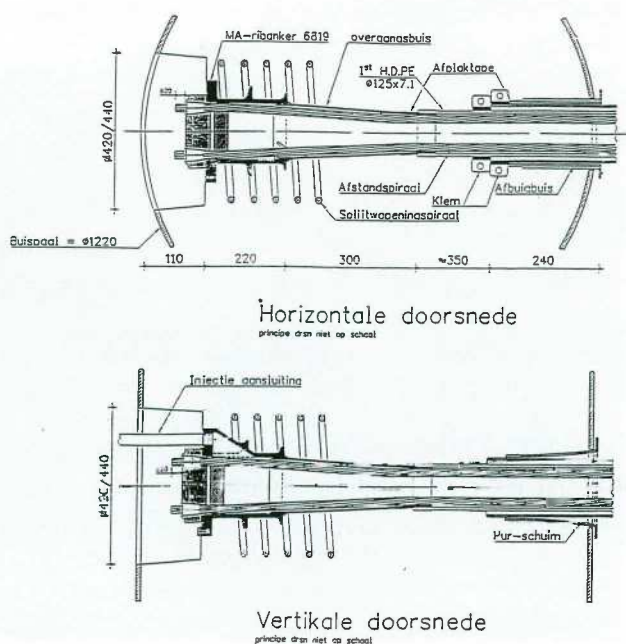


Fig. 16. — Verankering ter hoogte van de ankerwand.



Foto 7. — Leegmaken ankerpalen met bucketschroef.



Foto 8. — Plaatsing ankers

Vóór het opspannen van de ankers wordt het terrein gedeeltelijk terug aangevuld en verdicht. Deze aanvulling is noodzakelijk opdat bij het aanspannen van de ankers er voldoende tegendruk zou kunnen gemobiliseerd worden.

Daarna wordt de bouwput verder aangevuld tot het niveau van de volgende ankers en wordt het proces herhaald.

Het spannen

De ankers worden in principe in twee fazen gespannen. Beide armen van de luskabels worden tegelijkertijd gespannen. Voor de 12-strengs trekankers wordt een vijzeltype HOZ 3000 gebruikt en voor 15-strengs trekankers een vijzeltype HOZ 4000.

Injecteren en napersen

Vóór het injecteren worden de injectie-aansluitingen gecontroleerd. Het injecteren en napersen geschiedt via de injectieaansluiting ter plaatse van het blindanker bij de wandelstokken of bij één van de spanankers van de lussen. Zodra de injectiemortel uit de ontluchting stroomt wordt deze dichtgezet. Als het kabelkanaal aldus volledig gevuld is, wordt de druk geleidelijk tot 5 bar opgevoerd. Door deze drukverhoging geschiedt het napersen. De strengen fungeren als drainagekanalen en voeren het overtollige water van de injectiemortel naar buiten.

Nadat de spanresultaten goedgekeurd zijn worden de strengen op 20 à 30 mm van de wigplaat afgeslepen. Vervolgens wordt er een SIKA-afdichting aangebracht en wordt de verankering verder afgewerkt.

4.8. Betonksp

De bovenbouw van de kaaimuur, zowel op de slibwand als op de combiwand, bestaat uit een betonnen ksp. De onderzijde van de ksp bevindt zich op het niveau -2.00, de bovenzijde op niveau +9.00. De dikte van de ksp bedraagt 4 m en de mootlengte 21,60 m, wat overeenkomt met drie slibwandpanelen.

Het betonneren wordt uitgevoerd in meerdere fazen. In een eerste fase een betonstort van niveau -2.00 tot niveau +2.50. Het is het gedeelte van de ksp dat vóór de slibwand hangt. Om een goede verbinding te hebben tussen het beton van de slibwand en dit van de ksp werd de slibwand gestraald en werden de nodige ankerstaven voorzien.

In de volgende fase wordt gebetonneerd tot het niveau +9.00.

De bekisting van de eerste fase en de daarop volgende fase, wordt uitgevoerd met een grootwand-bekisting. Per moot wordt ongeveer 800 m³ beton gestort. In de betonksp worden de belangrijkste voorzieningen voor de kaaimuuruitrustingen ingebouwd. Per moot een bolder voor een trekkracht van 150 ton en voorzienigen voor een befendering met een energieabsorptie-vermogen van 112 tonm.

Drie typemoten die elkaar voortdurend afwisselen komen voor in de kaaimuur: een moot met ladder-nis, een moot met hydrant en een moot met riole-ringslozing.

Om het beton extra weerstand te geven tegen inwerking van vorst en dooizouten, wordt in de bovenste 40 cm van het beton een toeslagstof op basis van micro-bolletjes verwerkt.

Om de continuïteit van de bovenbouw van de kaaimuur te verzekeren, wordt de onderlinge verbinding tussen de moten uitgevoerd met een getande voeg, voorzien van een rubberen voegelement, manillatouw en asfaltviltplaten (zie foto 9). Hierdoor

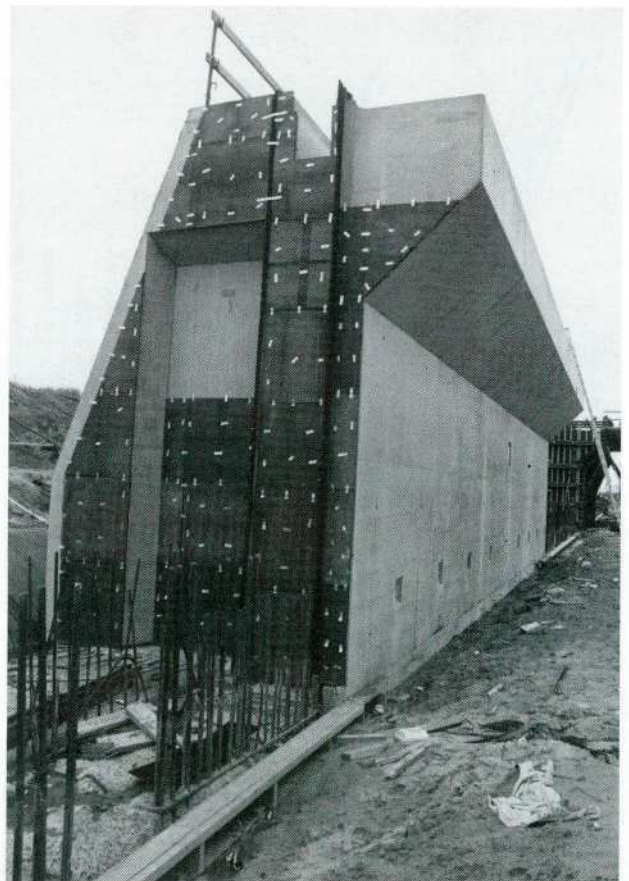


Foto 9. — Bovenbouw van de kaaimuur.

kan de constructie zettingen opnemen, zonder dat de grond dichtheid in het gedrang komt.

Om de kaaimuur te ontlasten, wordt achter de kaaimuur een drainagemassief aangebracht, zodat het verschil in waterhoogte voor en achter de kaai verminderd wordt. Het drainagemassief is ontworpen om het peil achter de kaaimuur te verminderen tot 2.50 TAW.

4.9. Fenders

Bij het ontwerp van de fenders van de Scheldeterminaal werd uitgegaan van volgend typeschip:

75.000 DWT

- lengte: 325 m.
- breedte: 45 m.
- diepgang: 13 m.

met een aanvaarsnelheid van 0,21 m/s, onder een hoek van 6° .

Voor de fenders werden daaruit volgende eisen opgelegd:

- energie opname > 112 ton
- reactiekracht < 198 ton
- hull pressure < 20 ton/m²

Per moot van 21,60 m wordt een fenderstel geplaatst, dat bestaat uit een boven en onderpaneel die scharnierend aan elkaar verbonden zijn. Bovengenoemde eisen zijn van toepassing zowel op het boven als op het onderpaneel.

Op het bovenste paneel worden twee rubberen fenders gemonteerd, type Sumitomo PPI-1250 × 2000. Op het onderste paneel worden vier fenders gemonteerd, type Sumitomo PPI-1250 × 1.000. Beide panelen worden bekleed met Poly-Ethyleen platen om de wrijving tussen de scheepshuid en het fenderpaneel zo klein mogelijk te houden.

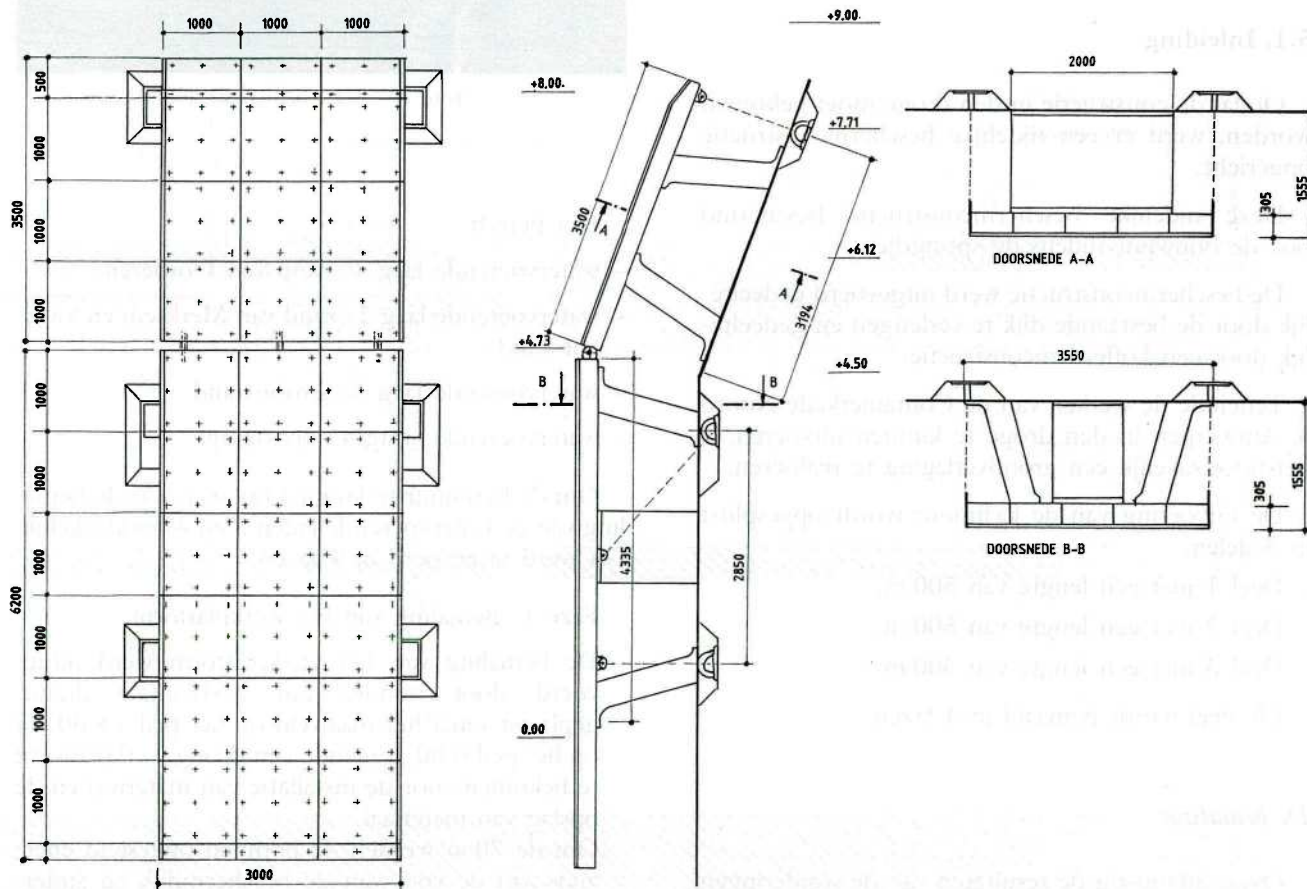


Fig. 17. — Fenders.

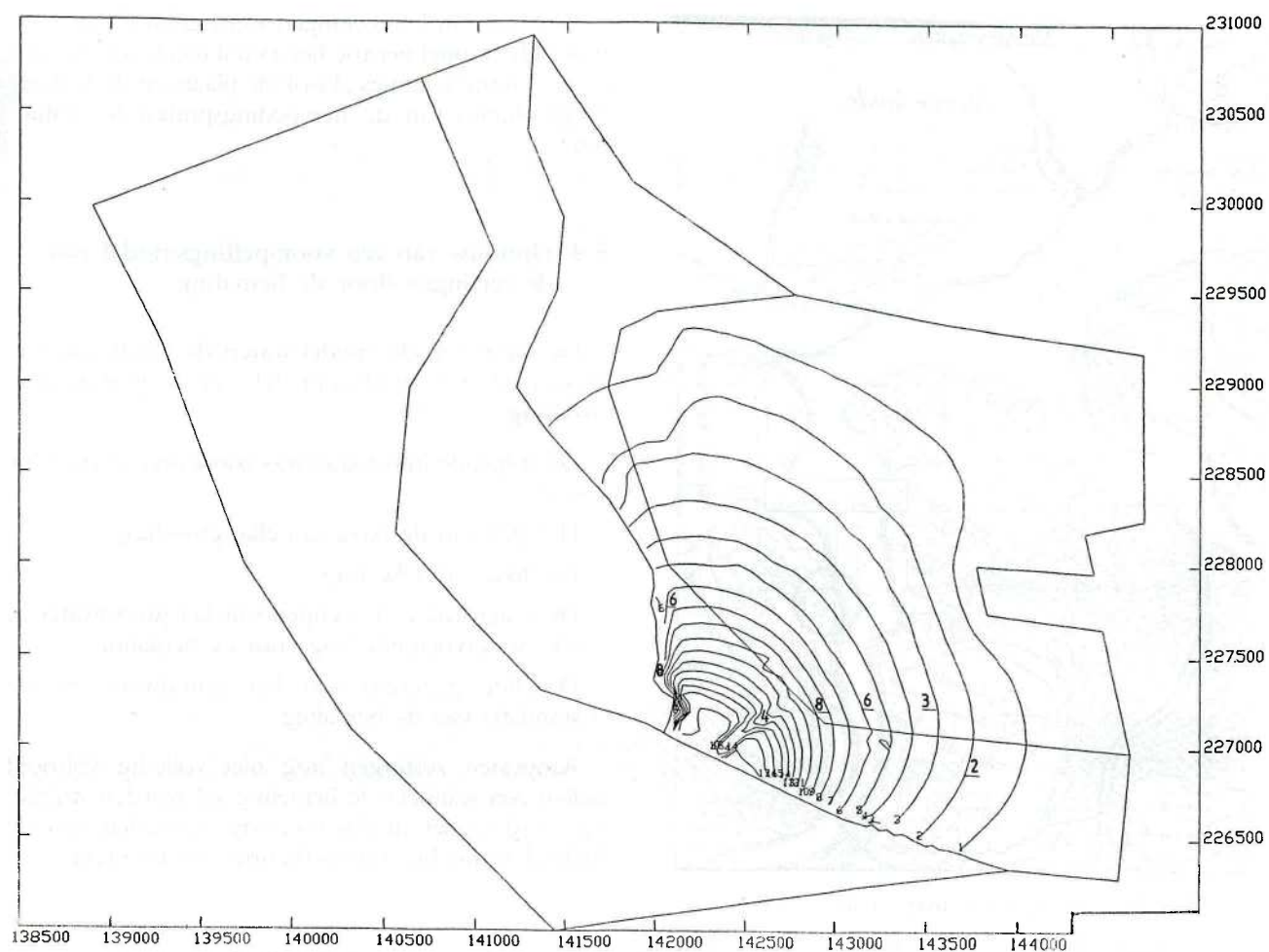


Fig. 22. — Zettingen van het terrein in cm weergegeven.

hydrogeologische situatie te kostelijk en niet uitvoerbaar.

Een tweede, meer praktische oplossing was het peil van de tweede watertafel terplaatse van BASF en nabij de hoogspanningspylonen voldoende hoog te houden.

De zettingen werden berekend met betrekking tot de ondergrond op verscheidene specifieke punten langs de BASF-grens en met verschillende opgelegde waterniveaus in de tweede en derde watertafel.

Simulaties toonden aan dat de zettingen binnen de grenzen kunnen worden gehouden, als het waterpeil in de tweede watertafel onder het BASF gebied (Zanden van Merksem en Oude Kwartaire zanden) boven de +2.5 en in de nabijheid van de hoogspanningspylonen boven de +3.5 wordt gehouden.

De chemische samenstelling van het water van de tweede watertafel laat een hervoeding van het water, opgepompt nabij de kaaimuurconstructie, niet toe. (Het water heeft namelijk een zeer groot ijzergehalte). Het is om die reden dat de watervoerende laag twee hervoed wordt met water van de eerste watervoerende laag.

Figuur 20 geeft een overzicht van het gebruikte systeem.

Het oppompen van het hervoedingswater van de watervoerende laag 1 naar de watervoerende laag 2 beïnvloedt de andere watertafels en dus ook de zettingen. Door middel van de modellen kon dit gecombineerd effect worden beoordeeld.

De hervoeding en het pompen werden aangepast door middel van „trial en error” totdat het ver-

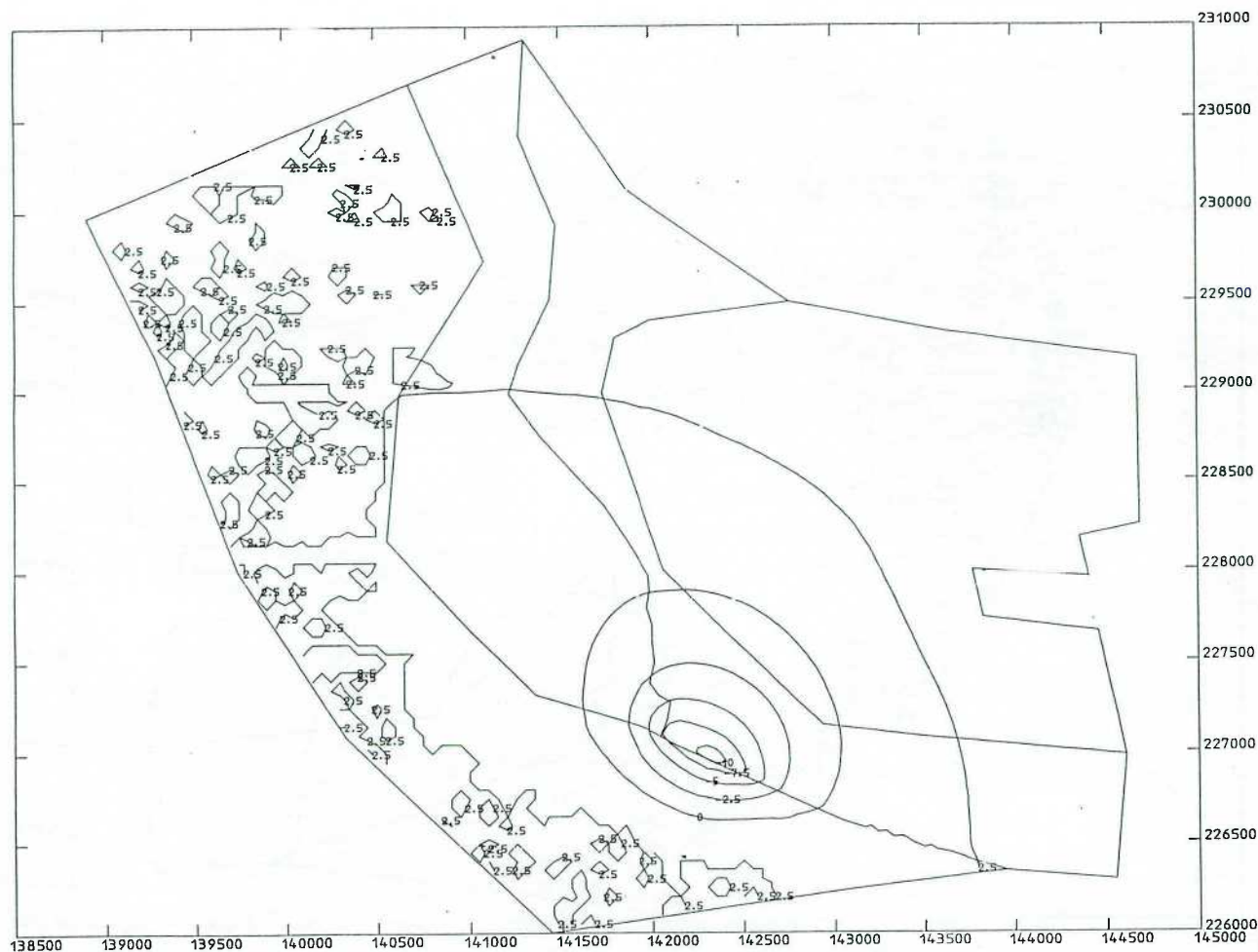


Fig. 23a. — Hoogtes in watertafel 1.

wachte resultaat werd verkregen namelijk bemaling tot peil +7.5 en het grondwaterniveau boven de +2.5 nabij BASF en boven de +3.5 nabij de hoogspanningspylonen.

Figuur 24 onderstelt dat de watervoerende laag 3 (stroomzand) vrij uitlekt naar de bouwput toe. Dit komt niet volledig overeen met de realiteit aangezien deze laag heel onregelmatig is in dikte en heterogeen is. Daarom moeten de resultaten van figuur 24 als bovenwaarden beschouwd worden. De onderwaarden zijn in de nieuwe simulatie gebaseerd op de voorgaande veronderstellingen, uitgezonderd het feit dat de watertafel 3 niet beïnvloed wordt door de bemaling. Figuur 25 toont de uitgerekende zettingen van deze laatste simulatie.

De retourbemaling werd als bemalingstechniek aangenomen. Een intensief meetprogramma van de daling van de verschillende watertafels en van de zettingen die tijdens de bemaling voorkomen, werd opgesteld.

5.6. Opmeting – vergelijking tussen de berekende en gemeten waarden

De bemaling en haar invloed werden gecontroleerd door drie types van instrumenten.

- 1) Een uitgebreid systeem van open waterstandspijpen werd gebruikt om de waterpeilen in de verschillende lagen te controleren. De open waterstandspijpen werden in de nabijheid van de bouwput geplaatst, op het terminalterrein, aan de grens met BASF en op het terrein van BASF.
- 2) Zettingsbakens werden op de grens van het terminalterrein geplaatst, in de nabijheid van de hoogspanningspylonen en op het BASF terrein. Oudere bakens die op het terrein waren geplaatst voor drie meter hoge zandopspuiting in februari 1993 werden verder opgemeten.
- 3) Er werden vijf extensometers geplaatst voor het nauwkeurig opvolgen van de zakkingen onder invloed van de grondwaterverlaging. Drie extensometers werden geplaatst op de toekomstige

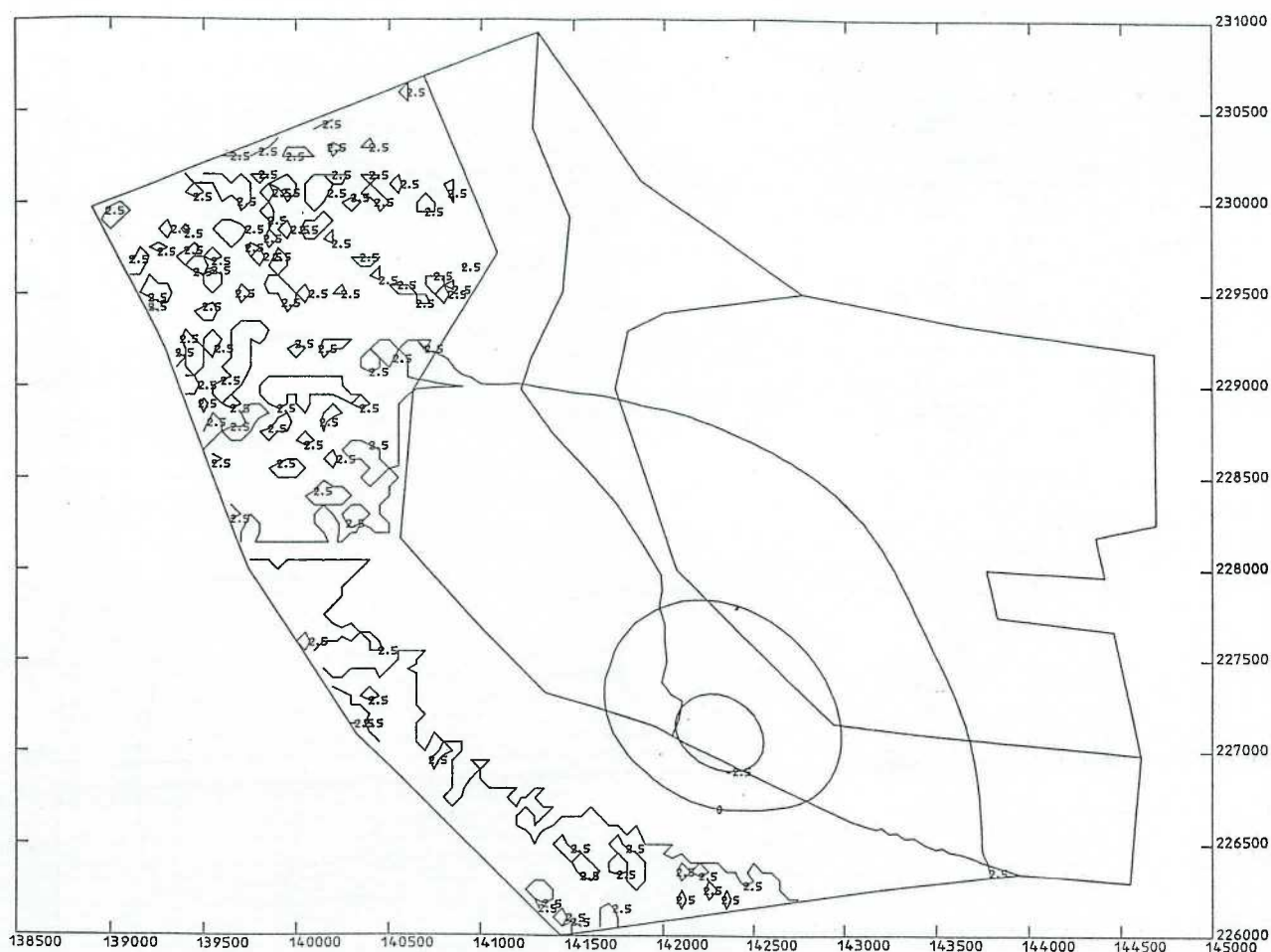


Fig. 23b. — Hoogtes in watertafel 2.

containerterminal terreinen. Twee extensometers werden geplaatst op de terreinen van BASF. De extensometers bestaan elk uit vier invar-stangen waarvan de basis is verankerd in verschillende grondlagen. De beweging van de bovenkant van de stangen wordt opgemeten tegenover een referentieplaat. De stangen zijn omhuld met een PVC-buis zodat de beweging van de stangen niet gehinderd wordt door wrijving van de omliggende grond. Het diepste anker van elke extensometer situeert zich op 40 meter diepte in het zeer dichtgepakt zand van Oorderen en wordt beschouwd als een vast punt. De extensometers laten toe de zettingen zeer nauwkeurig op te meten en geven gedetailleerde informatie over het zettingsgedrag van de onderscheiden grondlagen. De drie extensometers op de toekomstige container-terminal terreinen werden geïnstalleerd in februari 1994, twaalf maand voor het opstarten van de grondwaterbemaling. De metingen tussen het tijdstip van de installatie van de extensometers en het tijdstip van het opstarten van de grondwa-

terbemaling gaven informatie over de zakkingen onder invloed van een 3 meter hoge zandopspuiting op de toekomstige container-terminal terreinen in februari 1993. In de periode van februari 1994 tot februari 1995 werd nog circa 50 mm zakking vastgesteld, praktisch volledig te wijten aan de samendrukking van de polderklei en het veen-klei pakket. In februari 1995 werd nog een zakking van 3 mm per maand gemeten. In het eerste jaar van de grondwaterverlaging was de opgemeten zetting op de toekomstige container-terminal terreinen circa 65 mm. Hiervan was vermoedelijk circa 35 mm te wijten aan het nazakken wegens de zandopspuiting en circa 30 mm te wijten aan de grondwaterverlaging. De twee extensometers op de terreinen van BASF werden geplaatst in februari 1995. De zakking gedurende het eerste jaar van de grondwaterverlaging was circa 14 mm. In normale omstandigheden kan worden verwacht dat de zakkingen op de terreinen van BASF kleiner blijven dan de toegestane 30 mm.

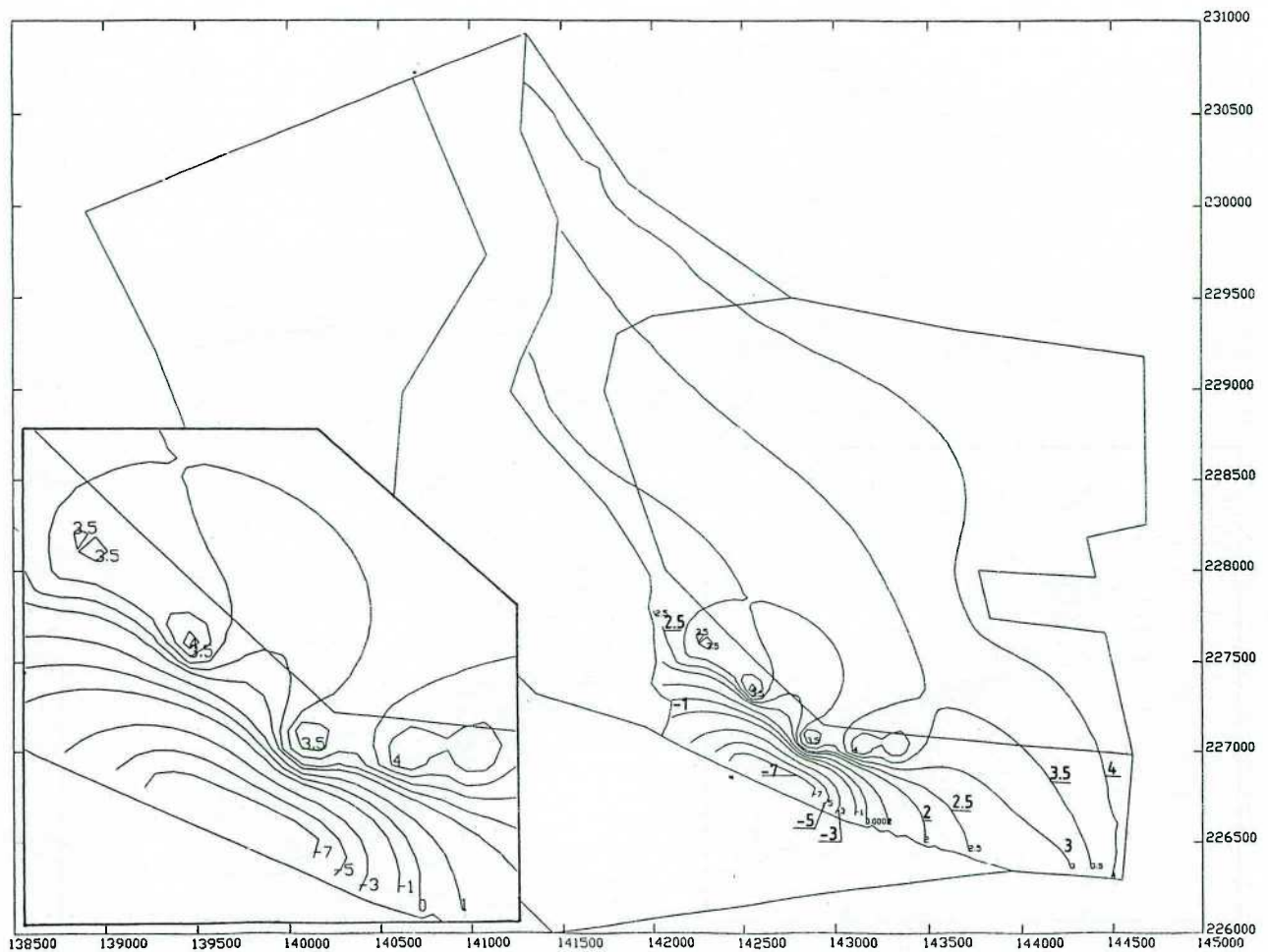


Fig. 24. — Berekende zettingen veroorzaakt door de bemaling „bovenwaarden”.

Volume te bemalen en volume te hervoeden

Aangezien de hydrologische gegevens, gebruikt in de modellen, afgeleid zijn van de pomptesten, is het niet te verwonderen dat het waterstroommodel de realiteit vrij accuraat weergeeft.

Voor de centrale 500 m van de kaaimuur zijn de voorziene stromingen de volgende:

- Onttrokken uit de zanden van Merksem 560 m³/h.
- Hervoedingshoeveelheid 852,5 m³/h.

Begin december 1995 werd er 180 m bemaald aan het uiterst westelijke stuk van de nieuwe kaai en 200 m centraal.

Op dat moment werd er 520 m³/h onttrokken aan de waterhoudende laag 2 en 720 m³/h hervoedt in deze laag.

5.7. Inclinometers

Voor het opvolgen van de horizontale vervormingen van de kaaimuur worden in de slibwand en bij de ankerwand inclinometers geïnstalleerd. Inclinometers zijn samengesteld uit holle buizen met geleidingsgleuven waarin een sonde kan worden neergelaten welke om de 0,5 m de helling van de buis opmeet. Eventuele hellingswijzigingen bij opeenvolgende meetbeurten kunnen worden opgemeten. Van deze gegevens kunnen de horizontale verplaatsingen van de slibwand en ankerwand worden afgeleid.

De inclinometerbuizen in de slibwand reiken tot de onderkant van de slibwand. De inclinometerbuizen aan de ankerwand reiken tot voldoende grote diepte zodat het diepste punt als een horizontaal onbeweeglijk punt mag worden beschouwd.



Foto 11. — De nieuw aangebrachte zandbodem.



Foto 12. — Het sproeiponton.

ding, verbonden aan een zich met regelbare snelheid voortbewegend sproeioponton (zie foto 12), opgespo- ten. Dit sproeioponton was de voor die gelegenheid speciaal met een sproeiarm omgebouwde cutterzui- ger Brabo. De afstand tussen het ponton en de plankenrij mocht, gezien de geringe stabiliteit van alleen de staande planken, onder geen beding kleiner zijn dan 5,00 m. De positie en de voortbewegings- richting van het sproeioponton werd op elk moment bepaald door een DGPS-positioneringssysteem en kon bij de schipper op het scherm gevolgd en gecorrigeerd worden. Om te vermijden dat te veel zand door de stroming zou meegevoerd worden mochten de aanvullingen slechts plaatsvinden bij lagere waterstanden wanneer de lage damplankenrij (cota + 2,00) boven water kwam. Deze werkwijze was zeer delicaat en diende gezien de belangrijke stroomsnelheden op de rivier met veel vakkenmis- uitgevoerd te worden.

Fase 1

Na het slaan van een eerste damplankenrij tot op de hoogte + 2,00 TAW en het aanbrengen langs de Scheldedijk van een steenbestorting tegen de plan- kenrij tot op de -4,50 m vond een eerste zandop- spuiting achter de plankenrij over een lengte van 400 m plaats. De Scheldedijk bodem op die plaats varieerde van 0,00 m tot -12,00 m. Het zand mocht na opspuiten, om de stabiliteit van de plankenrij niet in het gevaar te brengen, nergens hoger liggen dan TAW - 2,50 en diende een nagenoeg horizontale spreiding te vertonen. Voor elke lading aangevoerd door de sleephopperzuiger en op te spuiten in veranderende laagdikten op de variërende bodem werd de voortgangssnelheid voor het sproeioponton berekend.

Fase 2

Na het ophogen van de steenbestortingen aan de Scheldedijk van de planken tot op -2,00 m werd de achterzijde volgens hetzelfde opgespoten tot $\pm 0,00$ m waarna de landinwaartse plankenrij op 12,00 m afstand van de eerste rij werd geslagen tot op het beschermingsniveau + 8,00.

Fase 3

Na het verbinden van beide plankenrijen door trek- kers werd de opening tussen beide onder een talud van + 2,00 m aan de buitenste tot een hoogte van + 3,00 m tegen de binnenste planken voor een laatste

maal volgens deze methode opgespoten en na trilver- dichten met een sterprofiel, dadelijk met stenen beschermd.

6.3. Werkterrein

Dit werd volgens de klassieke manier opgespoten. De sleephopperzuiger voerde het zand vanuit het onderhoudsbagagerwerk van de Schelde aan, merende- af aan de noordelijke kademuur van de Zandvlietsluis en perste de lading door een leiding van 900 mm op het terrein achter de tijdelijke beschermingsdam tot op een hoogte van + 3,00 m. Om een gelijke hoogte van het zand tegen de damplanken te garanderen werd deze laatste fase tijdens hoge waterstanden opgespoten.

6.4. ISO-9001

Deze opspuitwerken dienden zeer nauwkeurig te geschieden en werden daarom met bijzondere aan- dacht voorbereid en volgens de procedures van het kwaliteitsstelsel ISO-9001 met succes uitgevoerd.

7. BINNENVAARTTERMINAL

7.1. Binnenvaartterminal

Het onderzoek dat werd uitgevoerd omtrent de invloed van de inplanting op de maritieme verkeers- afwisseling, wees uit dat een afstemming op de hinterlandverbindingen — meer in het bijzonder op de binnenvaart — onontbeerlijk is.

In het project van de tweede containerterminal werd dan ook de bouw van de binnenvaartterminal in het kanaaldok B3 opgenomen (zie fig. 3).

Voor de lichterkade, met een lengte van 320 m, werd gecopteerd voor een hooggefundeerde kaai- muur, bestaande uit een combiwand die op 2 niveaus met voorspantrakkers verankerd wordt aan een ankerwand bestaande uit buispalen. Deze ankerpalen vormen eveneens de fundering voor de landwaartse kraanrail (zie foto 13).

7.2. Constructie

De lichterkade is opgebouwd uit een voorwand op 60 m uit de kruin van de bestaande oever, met een retourwand die langs de kant van de Zandvlietsluis aansluit op een te bouwen 80 m lange muur die als aanlegplaats voor de baggerschepen van de stad Antwerpen zal dienen.



Foto 13. — Binnenvaartterminal.

De voorwand bestaat uit een combiwand van buispalen $\varnothing$ 1420/16 verbonden met dubbele tussendamplanken AZ 18. De aanzet van de buispalen ligt op peil -23.00 TAW en de bovenkant op cota $+4.75$. De onderkant damplanken ligt op cota -17.00 .

De ankerwand is opgebouwd met buispalen $\varnothing$ 1066/12 welke om de 2,73 m worden ingeplant. De aanzet van deze palen ligt op peil -10.00 en de bovenkant op $+6.32$.

Bij de dimensionering van de kaaimuur is er rekening gehouden met een dokwaterpeil van $+4.25$ TAW. De bodem van het kanaaldok wordt vrijgebaggerd tot op cota -11.00 .

De verankering van de voorwand met de ankerwand gebeurt op 2 niveaus. De eerste verankering geschiedt op cota $+0.00$ met een voorspanntrekker 12T15 per buispaal een voorspanning van 534 kN. In de buispaal $\varnothing$ 1420 wordt een ui-anker voorzien dat mee ingebetonneerd wordt zodat het voorspan-anker in de buispaal verankerd wordt.

De bovenste verankering gebeurt op niveau $+6.00$ met een voorspananker 7T15 per buispaal. Ze worden gedeeltelijk voorgespannen tot 267 kN. In de kesp van de kaaimuur worden de trekankers door een vooraf ingebetonneerde lus omgebogen.

De combiwand wordt afgewerkt met een gewapend betonnen kesp met console waarop de voorste kraanrail rust.

De ankerwand wordt bekroond met een betonbalk voor de landinwaartse rail van de containerkraan.

7.3. Fazering

De bouw van de lichterlade wordt in fazen afgewerkt (zie fig. 26).

Faze 1:

- heien van de ankerwand met aansluitend heien van de combiwand,
- opspuiten in de bouwput. In januari 1996 werd de kuip achter de combiwand aangevuld tot het peil

LICHTERKADE FAZERING

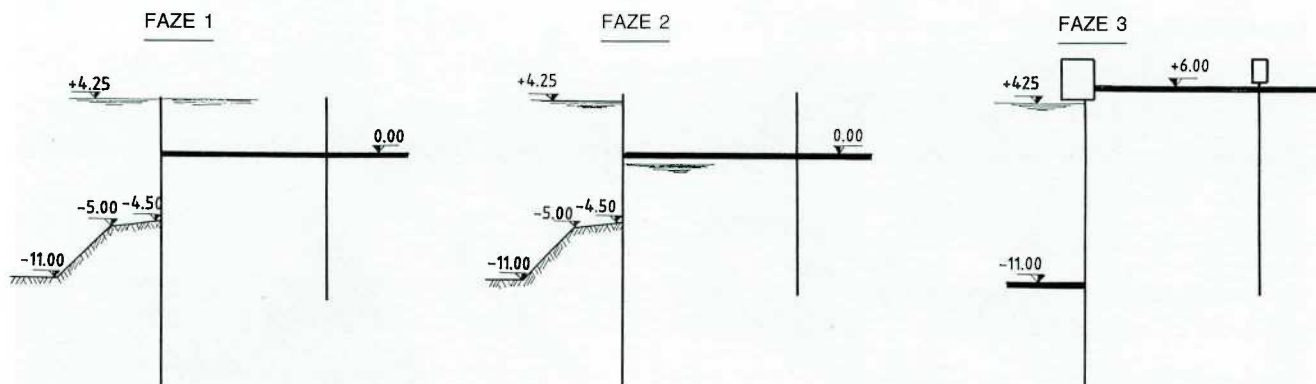


Fig. 26. — De bouw van de lichterkade in fazen.

TAW + 0.00. Hiertoe werden ca. 40.000 m³ zand afkomstig van de drempel van Bath aangevoerd. De aanvulling gebeurde op identieke wijze als de aanvulling achter de damplankenrij tijdens fase 1 met behulp van een sproeiponton en een sleep-hopperzuiger.

Faze 2:

- leegpompen bouwput en bemalen tot onder peil + 0.00,
- plaatsen trekkers op cota + 0.00 en betonneren betonstop,
- voorspannen trekkers.

Faze 3:

- droog aanvullen en verdichtent tot + 6.00,
- plaatsen trekkers op cota + 6.00 en betonneren betonprop en kraanbalk,
- voorspannen trekkers,
- afwerken kaaimuur en baggeren voor de combi-wand tot -11.00.

8. KWALITEITSSYSTEEM

8.1. Inleiding

Met het oog op het afleveren van een gewaarborgde constructie voorzag het bestek dat de aannemer een kwaliteitsborgingssysteem in praktijk bracht.

In het buitenland wordt het gebruik van een kwaliteitssysteem ook hoe langer hoe meer opgelegd en men mag aannemen dat de Europese Gemeenschap het systeem zal verplichten voor de uitvoering van alle grote infrastructuurwerken vóór het einde van de eeuw.

Het systeem van de kwaliteitsborging heeft niet de afschaffing van alle controles of keuringen tot gevolg.

Het biedt het Bestuur echter de mogelijkheid zich van het verkregen kwaliteitsniveau te vergewissen en dit vanaf het ontwerp tot en met de constructie en voltooiing op de bouwplaats.

8.2. Invoering van een kwaliteitssysteem

Dit werk werd openbaar aanbesteed, derhalve werd in principe alleen de prijs in aanmerking genomen als gunningscriterium. In het bestek werd evenwel een contractbepaling opgenomen onder vorm van een bijgevoegd artikel waarbij de toepassing van een kwaliteitsplan werd voorgeschreven. Dit artikel bepaalt in grote lijnen waaraan het kwaliteitsplan, het handboek, de organisatie, de verplichtingen van de aannemer, de audits e. a moeten voldoen.

De inschrijvers dienden bij hun inschrijving een gedetailleerde toelichting te geven omtrent de opvatting van hun kwaliteitshandboek en kwaliteitsplan. Een taak- en profielbeschrijving van de mensen belast met de kwaliteitsborging diende eveneens bijgevoegd.

Het bestek en de meetstaat voorzag een maandelijks bedrag van 450.000 BEF als tegemoetkoming en deelname in de kosten voor het kwaliteitsplan. De eventuele kosten hoger dan dit bedrag dienden vervat te zijn in de inschrijvingsprijzen.

8.3. Organisatie van het kwaliteitssysteem

De organisatie van het kwaliteitssysteem toegepast bij het bouwen van de Containerkaai-Noord ziet U in figuur 27.

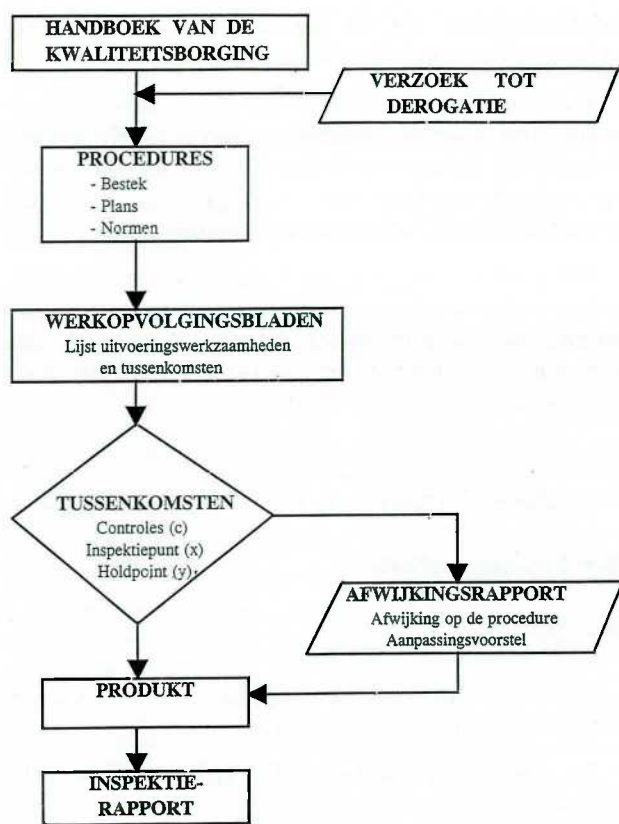


Fig. 27. — Organisatie van het kwaliteitssysteem.

8.4. Het kwaliteitshandboek

In eerste instantie dient de aannemer de structuur en de inhoud van het kwaliteitsplan voor te leggen. Het kwaliteitshandboek geeft de beschrijving van het kwaliteitssysteem dat van toepassing is op de betreffende bouwplaats. Op de werf van de Containerkade Noord werd zo'n specifiek handboek samengesteld in overeenstemming met de vereisten van het Bestek C3/1025. Het kwaliteitsplan heeft als doel, gedurende het verloop van de uitvoeringsstudies en van de uitvoering der werken, de goede kwaliteit van de materialen en de goede kwaliteit van hun aanwending te controleren. Door het uitvoeren van de nodige testen en proeven in een laboratorium dient nagegaan te worden of de aangewende grondstoffen beantwoorden aan de normen en de technische specificaties van het bestek.

Door nauwkeurig toezicht op de verschillende uitvoeringsfasen van de werken, dient men ervan verzekerd te zijn dat de aanwending van die grondstoffen gebeurt conform de geldende normen en in volledige overeenstemming met de uitvoeringsplannen. Deze kwaliteitscontrole is zowel van toepassing op de werf als bij de leveranciers en/of onderaannemers. Het is de dienst kwaliteitszorg van de aannemer die

de uiteindelijke verantwoordelijkheid draagt voor de kwaliteitszorg van de onderaannemers en de leveranciers.

8.5. Procedures

Het kwaliteitsplan is toepasselijk op alle delen en onderdelen van de constructie (structuren, systemen en componenten). Zij maken het voorwerp uit van een schriftelijke procedure.

Meestal onderscheidt men uitvoerings- en controleprocedures. Op deze werf werden beiden samengevat tot één document „de procedure”. Hierin werden dus zowel de uitvoeringsmethodes, de controles en de aanvaardingscriteria voorgeschreven. Voor elk specifiek onderdeel van het werk wordt een procedure opgemaakt.

Een procedure wordt steeds opgesteld door de uitvoerder zelf. De onderaannemer verbindt zich dus ook aan de regels van het opgestelde kwaliteitsplan. In de procedure wordt de uitvoeringsmethode uitvoerig beschreven; hierbij worden de normen, het bestek, en plannen gevolgd. Vervolgens wordt er bij elke procedure een werkopvolgingsblad opgesteld.

Mocht de aannemer bepaalde onderdelen van het bestek onuitvoerbaar vinden, kan hij een derogatieaanvraag indienen.

8.6. Derogatieaanvraag

Met een derogatieaanvraag kan de aannemer verzoeken om af te wijken van de opgestelde normen of eisen van het bestek.

Zo een derogatieaanvraag wordt door de aannemer opgesteld en ter goedkeuring aan het Bestuur voorgelegd. Het Bestuur keurt dan deze derogatieaanvraag goed of af.

8.7. Werkopvolgingsbladen

Een werkopvolgingsblad bevat de lijst van uitvoeringswerkzaamheden en tussenkomsten van de aannemer, het Bestuur en Seco.

De verantwoordelijke van de uitvoering stelt samen met de mensen van de kwaliteitsborging de Lijst van Operaties, Fabricatie en Controles (L.O.F.C.) of opvolgingsblad op.

Zo'n werkopvolgingsblad beschrijft in het kort de opeenvolgende werkzaamheden en de desbetreffende controles.

Er bestaan drie niveaus van controles, elk aangeduid met een specifiek symbool:

- c controles uitgevoerd volgens de procedure.
- x inspectiepunt (of witnesspoint). Een controle uitgevoerd volgens de procedure. Verdere werkzaamheden mogen worden aangevat zonder aanwezigheid van de desbetreffende controleur.
- ▽ een holdpoint. De controle wordt uitgevoerd volgens procedure. De werkzaamheden mogen pas worden voortgezet na controle van de controleur.

Deze 3 niveaus van controles kunnen zowel door de aannemer, het Bestuur of Seco worden aangeduid.

Indien een holdpoint wordt aangeduid betekent dit ook dat er zeker iemand aanwezig moet zijn op het moment van de controle, anders worden de werken stilgelegd.

Nadat de controlefase doorlopen is verkrijgt men het afgewerkt produkt, uiteraard hier een afgewerkt onderdeel van het bouwwerk. De resultaten van de controles worden samengevat in een inspectierapport.

8.8. Het inspectierapport

Een inspectierapport bevat al de controles en hun resultaten die werden uitgevoerd voor een bepaald bouwonderdeel.

8.9. Het afwijkingsrapport

Indien er zich een fout voordoet tijdens de uitvoering, dan stelt de aannemer een afwijkingsrapport op.

Een afwijkingsrapport vermeldt de afwijking en beschrijft tevens de manier waarop deze kan worden hersteld. Een afwijkingsrapport wordt door de aannemer opgesteld en ter goedkeuring aan het Bestuur voorgelegd. Men meldt dus elke afwijking aan het Bestuur en men krijgt een uitgebreid voorstel van de aannemer van hoe hij denkt de afwijking te gaan herstellen. Het Bestuur kan dit voorstel uiteraard bijsturen. Deze werkwijze staat borg voor een goede herstelling gezien beide partijen zich in een document akkoord stellen over de herstellingswijze.

8.10. Besluit

Het geheel van de werkzaamheden, gaande van ontwerp over aankoop tot uitvoering, van zowel de

Scheldeterminal als de binnenvaartterminal, werd opgevolgd met een kwaliteitsplan.

De bouw begint het nut van kwaliteitszorg langzaam maar zeker te ontdekken. Integrale Kwaliteitszorg (IKZ) is immers een uitstekend antwoord op de toenemende concurrentie, de hogere eisen van de bouwheer en de strengere reglementeringen.

Dit project was een eerste leerschool inzake kwaliteitssystemen voor zowel de aannemer als de administratie. Meerdere projecten waarin het gebruik van een dergelijk kwaliteitssysteem opgelegd wordt, zullen volgen.

9. BEREKENINGEN VAN DE KAAIMUUR

Berekeningsmethodes

9.1. Inleiding

De kaaimuur werd ontworpen gebruik makend van verschillende berekeningsmethodes.

De elasto-plastische methode werd gebruikt om de afzonderlijke inwendige krachten in de voorwand en in de ankerwand te berekenen. Deze methode werd aangevuld met het nazicht van de globale stabiliteit volgens „Brinch-Hansen” en „Janbu”.

Aanvullend werd er een eindige elementen methode toegepast om de gehele constructie als dusdanig te berekenen, rekening houdend met de interacties tussen voorwand en ankerwand.

9.2. Elasto-plastische methode

Methode van Blum

Tijdens het ontwerp van een kaaimuur is het belangrijk te weten hoe deze zal reageren onder invloed van opgelegde lasten.

De gewenste output-parameters zijn dan de inwendige krachten, de ankerkrachten en vervormingen. De inwendige krachten aanwezig in een diepwand zijn de buigmomenten, de axiale krachten en de dwarskrachten.

In 1931 gaf Blum een methode uit om een enkel-verankerde damwandconstructie te berekenen.

Hij beschouwde de actieve gronddruk als een last aan één kant van de structuur.

De passieve gronddruk samen met de ankerkrachten aan de andere kant van de structuur moesten in evenwicht zijn met de actieve gronddruk.

Eindige elementen methode versus elasto-plastische methode

Wanneer beide methodes met elkaar vergeleken worden, blijkt de elasto-plastische methode door de eindige grondelementen methode te worden achterhaald. Dit is nochtans niet juist.

Beide methodes steunen op gedeeltelijk verschillende grondkarakteristieken.

Aangezien de elasto-plastische methode sneller uit te voeren is dan de eindige elementen methode is een parameterstudie hiermee gemakkelijker uit te voeren.

De ontwerpgroep van de containerkaai Noord besloot zowel de elasto-plastische methode als de eindige elementen methode te gebruiken.

De verschillen in de resultaten tussen deze 2 berekeningsmethodes worden later besproken.

9.3. Globale stabiliteit

Over het algemeen wanneer de globale stabiliteit van een kaaiwaaier wordt bekeken worden er 3 breukmechanismen in rekening gebracht: de kanteling, de horizontale glijding en het ontstaan van glijvlakken. Elk breukmechanisme moet gecontroleerd worden door middel van een calculatiemodel waarbij een minimale veiligheidsfactor moet worden verkregen, om de stabiliteit van de constructie te verzekeren.

Wanneer de eindige elementen methode wordt gebruikt, bepaalt deze enkel het meest kritische breukmechanisme. Het computermodel geeft dan geen informatie over de veiligheidscoëfficiënten voor de minst kritische mechanismen.

Het eindige elementen model gebruikt ook andere definities omtrent veiligheidsfactoren.

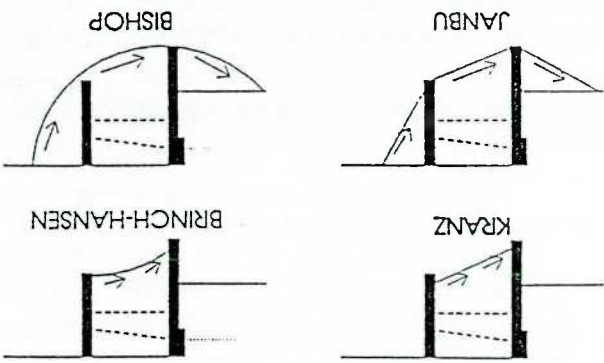


Fig. 28. — Stabiliteitsberekeningsmodellen.

Het is de diepte die de lengte van een overeenkomstige balk bepaalt waarop de buigmomenten gemakkelijk kunnen worden gevonden.

De methode van Blum kan beschouwd worden als een plastische methode. Ofwel is er een actieve gronddruk ofwel een passieve gronddruk maar nooit iets tussen in.

De elasto-plastische methode

Indien er een methode bestond om de gronddruk afhankelijk te maken van de vervormingen van de dampplanken of van de diepwand, zou deze meer waarheidsgetrouwe resultaten geven.

Indien deze afhankelijkheid echter aanwezig zou zijn, zou het probleem erin bestaan dat het bouwwerk volledig herberekend zou moeten worden gezien de lasten gewijzigd zijn.

Dit iteratief probleem oplossen werd de opdracht van de computer.

Zo werd de elasto-plastische methode zeer populair.

Input parameters

Rekening houdend met het plastische deel van de berekening, hebben we 4 inputparameters nodig: de coëfficiënt van de actieve gronddruk λ_a , de coëfficiënt van de neutrale gronddruk λ_n , de coëfficiënt van de passieve gronddruk λ_p en de cohesie van de verschillende grondlagen. De eerste drie inputparameters zijn afgeleid van: de inwendige wrijvingshoek en de wrijvingshoek grond-kaaiwaaier δ .

Indien rekening gehouden wordt met het elastische deel van de berekening is de horizontale beddingsconstante K_b noodzakelijk voor elke grondlaag. Dit is uiteraard een vereenvoudiging van de realiteit. Het is logisch dat wanneer de vervorming klein is, het systeem elastisch reageert.

Twee verschillende programma's werden hiervoor gebruikt, het ene steunde op het veelgebruikte lineaire elasto-plastische model, het andere op een meer realistisch model gebaseerd op het gedrag van de grondreacties (hyperbolische tangens).

Onafhankelijk van het elasto-plastische model zijn de volgende gegevens noodzakelijk: de dichtheid van de verschillende grondlagen boven water λ en onder water λ_s , de stijfheid van de kaaiwaaier $E \cdot I$, van de ankers $E \cdot A$ en van de ankerwand $E \cdot I$, het niveau van het grondwater en de uitwendige krachten op de constructie.

Om dit probleem te omzeilen werden er verschillende globale stabiliteitsberekeningsmodellen gebruikt voor het ontwerp van de containerkade (zie fig. 28).

De Kraanz-methode

Deze wel berekende methode om de veiligheid te berekenen tegen het verschuiven van de gehele constructie is gebaseerd op het evenwicht van inwendige krachten en leidt tot de maximum toegepaste verankeringskracht.

Er werd opgemerkt dat deze methode te gevoelig bleek te zijn om veronderstellingen te maken betreffende de grondkarakteristieken wegens het sterke gehele glijvlak in het ontwerp. Het is om deze reden dat er naar een meer geschikt model werd gezocht.

De Brinch-Hanssen methode

Deze kofferdam berekeningsmethode beschouwt het verlies van globale stabiliteit van de muur door de vorming van een cirkulair glijvlak komende van de voorwand gaande naar de ankerwand dewelke een rotatie van de gehele structuur teweegbrengt rond het centrum van de cirkel.

Tijdens de berekeningen, wordt de cirkel beschouwd als een logaritmisch spiraal om de moeilijkheid van de exacte gronddrukverdeling te elimineren.

Door middel van "trial and error", zoekt men naar de meest kritische spiraal. Dit is diegene waar het kantelmoment van de drijfkracht het grootst is, vergeleken met het stabiliserend moment van het eigen gewicht van de constructie.

De Brinch-Hanssen methode bleek wel aangepast te zijn aan de kaaimuurconstructie en gaf bruikbare resultaten.

De Janbu methode

In de Brinch-Hanssen methode, scheen de kritische cirkel diegene te zijn met de grootste straal.

Dit betekent dat het kritische glijvlak nagenoeg vlak is en dat de breuk een afschuivingsprobleem benadert.

Een driedelig glijdingslichaam werd als volgt gekozen: de actieve grondwijd; het grondmassief gelegen tussen de voorwand en de ankerwand; de passieve

Dieper gelegen glijvlakken

Apart van glijdings- en kantelstabiliteit van de constructie dewelke in de vorige berekeningsmethode bepaald werden, werd er een controleberekening uitgevoerd om de veiligheid tegen het glijden volgens een dieper gelegen glijvlak na te kijken. Door de aanwezigheid van een dichte zandlaag onder de constructie en de diepe aanzet van de slibwand, bleek dit breukmechanisme hier niet maatgevend te zijn.

Conclusie

De containerterminal verschilt in verschijden punten van een klassieke kaaimuurberekening.

De gewone calculatiemodellen geven nuttige informatie omtrent het gedrag van de constructie. Het gebruik van handberekeningen maakte het mogelijk de resultaten van de eindige elementen te begrijpen.

9.3. Eindige elementen berekening

Plaxis: een eindige elementen programma voor geotechnische problemen

In de eindige elementen berekening in tegenstelling met de klassieke methode, wordt de constructie in zijn geheel berekend, rekening houdend met de interacties tussen de verschillende elementen van de constructie gedurende elke bouwfasen. Alle mogelijke breukmechanismen zijn inbegrepen in één berekening.

Plaxis is een eindige elementen methode voor geotechnische problemen. De grondmassa in kwestie werd verdeeld in driehoekige eindige elementen met 15 knopen.

Hierbij zijn speciale elementen zoals balkelementen en ankerelementen aanwezig in het programma Plaxis, voor simulatie van de modelmuren en de ankers.

De interactie tussen de gronddelementen en balkdelementen wordt in rekening gebracht door middel van interface-elementen. De Plaxisberekening volgt de verschillende fasen van de werkelijke uitvoering: de uitvoering van de diepwand, de uitgravingen en

aanvullingen, de wijziging van materiaaleigenschappen, de invoering van de ankers, enz.

Elke uitvoeringsfase bestaat uit een aantal berekeningsstappen.

Binnen elke berekening wordt een geschikte hoeveelheid van specifieke belastingen ingevoerd.

Gedurende elke berekeningsfase worden de evenwichtsfouten in de oplossing automatisch herleid tot een minimum door een serie van iteraties te gebruiken.

Materiaaleigenschappen

In Plaxis, is het Mohr-Coulomb model de meest bekende en aanvaarde elastisch plastische methode voor geomaterialen.

De vijf gevraagde materiaaleigenschappen worden hieronder aangegeven.

$$G = E / (2 * (1 + \nu)) = \text{de glifmodulus}$$

E elastische stijfheidsmodulus van Young

ν coëfficiënt van Poisson

ϕ inwendige wrijvingshoek

c cohesie

λ dilatatiehoek.

De eerste 2 parameters beschrijven het elastische gedrag van de grond. De laatste drie parameters beschrijven het plastische gedrag van de grond.

Wel moet er genoteerd worden dat de minst bekende, de dilatatiehoek (λ) is. Die is nodig om een beeld te kunnen geven van de onvermijdelijke volumevergroting.

Veiligheidsfactor via ϕ -c reductie

Voor structurele bouwkunde, wordt de veiligheidsfactor gedefinieerd als een verhouding van de maximum kracht tegenover de reële kracht. Voor grondstructuren is deze definitie niet altijd van toepassing.

Zo wordt bijvoorbeeld bij kades de grootste belasting veroorzaakt door het gewicht van de grond en een verhoging van de grondmassa leidt niet altijd tot onevenwicht.

Een meer adequate definitie van de veiligheidsfactor is:

Veiligheidsfactor : $S_{\text{maximum kracht}} / S_{\text{nodig voor evenwicht}}$

hierbij stelt S de schuifkracht voor.

Berekende verwormingen

In een Plaxisberekening, worden de verplaatsingen in elke knoop in elke berekeningsstap berekend. De berekende verplaatsingen worden gebruikt om een speciale analyse te maken van bepaalde aspecten van de kaaimuur.

1) De verplaatsingen verkeren langs de ankerementen werden gebruikt als input om de secun-

2) Zoals reeds vermeld is, houdt Plaxis geen rekening met plastische scharnieren tijdens de ϕ -c-reductie calculatie. Ondanks alles waren de berekende momenten in zekere situaties nog menswaardig hoger dan de maximaal plastische momenten die in de muur kunnen voorkomen. De aanwezigheid van plastische scharnieren in een balkelement kan tot een herverdeling van de inwendige krachten leiden en bijgevolg tot een verschillende reactie van de omgevende grond. De invloed van dit effect op de veiligheidsfactor verkeren door een ϕ -c reductie kon niet bepaald worden.

2) Zoals reeds vermeld is, houdt Plaxis geen rekening met plastische scharnieren tijdens de ϕ -c-reductie calculatie. Ondanks alles waren de berekende momenten in zekere situaties nog menswaardig hoger dan de maximaal plastische momenten die in de muur kunnen voorkomen. De aanwezigheid van plastische scharnieren in een balkelement kan tot een herverdeling van de inwendige krachten leiden en bijgevolg tot een verschillende reactie van de omgevende grond. De invloed van dit effect op de veiligheidsfactor verkeren door een ϕ -c reductie kon niet bepaald worden.

De hierboven beschreven methode werd in verschillende Plaxisberekeningen gebruikt voor de bouw van de containerterminal Noord.

De veiligheidsfactor wordt gedefinieerd als volgt:

$$S = \text{tg } \phi / \text{tg } \phi_r = c / c_r$$

In Plaxis is het mogelijk om c en $\text{tg } \phi$ te vermindern in dezelfde verhouding in een c_r/c =

latie, steunt op dit principe.

De veiligheidsfactor gebruikt in een Bishop calcu-

daire effecten te berekenen in de ankers als gevolg van hun zettingen.

De resultaten van deze berekeningen toonden een voorname bijdrage van deze zettingen op de totale spanningen in de stalen ankers.

Gelijkaardige berekeningen werden uitgevoerd voor de voorgespannen ankers, deze gaven betere resultaten in verband met de secundaire spanningen in vergelijking met de klassieke passieve ankers.

- 2) Een afzonderlijke Plaxisberekening werd uitgevoerd om de invloed van de verschillende belastingen op de relatieve verplaatsingen tussen de kraanrails te bepalen.

Aangezien de twee kraanrails gefundeerd zijn op twee muren welke verbonden zijn met ankers, gaven de Plaxisberekeningen met karakteristieke waarden van belastingen een maximale verplaatsing van 8 cm. Een dergelijke verplaatsing is onaanvaardbaar voor de nieuwste gantrykranen. In een tweede Plaxisberekening werden de verschillende beïnvloedende factoren (zoals baggeren voor de muur, getijdewerking, verdeelde lasten op de kaaimuur, bolderkrachten) aan de constructie opgelegd. Hiermee kon de relatieve invloed van iedere factor bepaald worden. Hierbij werd de vervormingsberekening gebaseerd op de gemiddelde waarden voor de belastingen en grondparameters in plaats van op de karakteris-

tieke waarden. De bolderkracht op de top van de kaaimuur gebruikt voor het ontwerp, bleek de grootste invloed te hebben op de verplaatsingen (2,09 cm) in de maximum beschouwde relatieve verplaatsing tussen beide kraanrails van 3 cm.

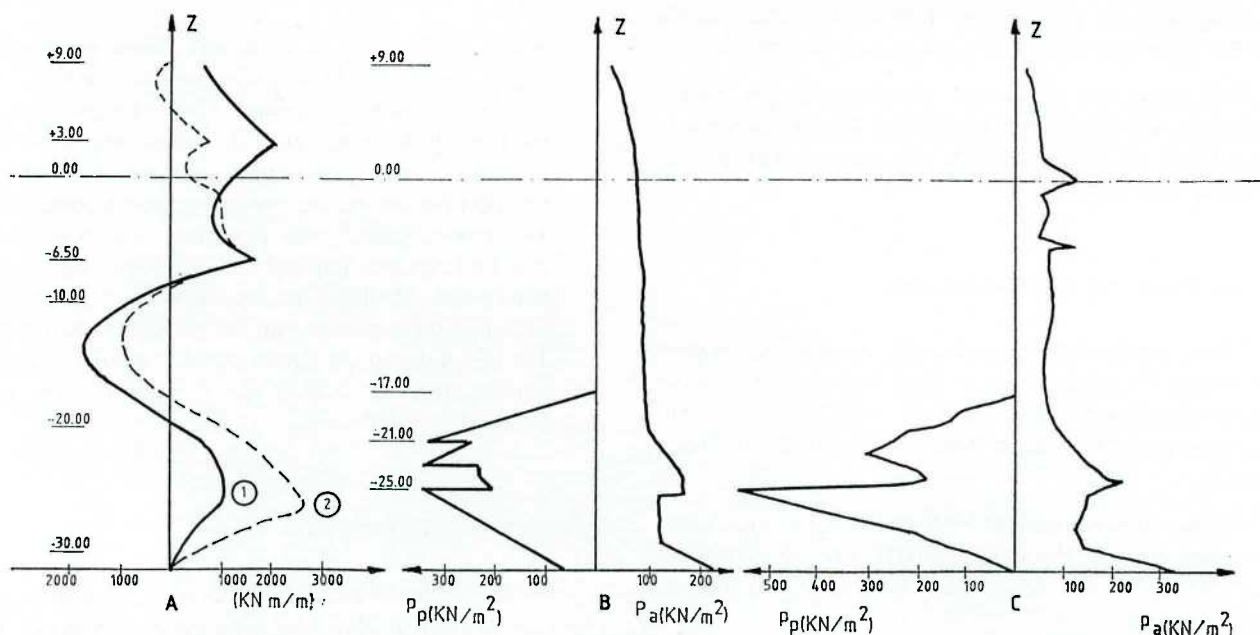
9.4. Vergelijking van de resultaten van de elasto-plastische berekening en van de Plaxisberekening

Figuur 29 toont een momentenlijn berekend met respectievelijk de elasto-plastische methode en het Plaxis eindige elementen programma.

De gronddrukken berekend met beide methodes worden eveneens op de figuur getoond.

Het is merkwaardig dat het inklemmingsmoment berekend met Plaxis veel groter is dan het inklemmingsmoment berekend met de elastisch plastische methode. Dit resulteert uit een globale horizontale vervorming van de grondmassa tussen voor- en achterwand. De Plaxis berekeningsmethode neemt deze vervorming in rekening en dit leidt tot voorname inklemmingsmomenten.

Hiertegenover is het veldmoment berekend door Plaxis kleiner dan het veldmoment berekend door de elastisch plastische methode.



- A buigend moment voor elasto-plastische methode 1 en PLAXIS 2
- B gronddrukken in het elasto-plastische model
- C gronddrukken in het PLAXIS model

Fig. 29. — Momentenlijn.

10. VRIJBAGGEREN VAN DE KAAIMUUR

Wanneer de kademuur in den droge afgewerkt is en de tijdelijke bescherming doorbroken zodat het rivierwater langzame de nieuwe kademuur stroomt, wordt deze laatste vrijgebaggerd. Dit onderdeel van het werk wordt voorzien om uitgevoerd te worden in het begin van de zomer 1996. Er is ongeveer 1,5 mio m³ grond weg te nemen voor twee derden bestaande uit zand en voor een derde uit een mengsel van leem, turf, klei en combinaties van deze grondsoorten met een weinig zand. De zandcomponenent van het mengsel wordt herbruikt voor de aanleg van industrieterreinen en wegluchthaven.

Het baggeren tot op een diepte van -14,50 m GLWS wordt voorzien met een cutterzuiger die ongeveer 100.000 m³ specie rechtstreeks opspuit achter de nieuwe kademuur en het overige deel in pramen laadt die naar een bakkenzuiginstallatie varen gelegen ter hoogte van Krankele, op een vaarstand van 16 km, waar ze leeggezogen worden en waar de specie opgespoten wordt op de industrieterreinen van de Melsele Polder.

SLOTWOORD

Doordat het bestuur vier verschillende ontwerpen uitwerkte en in aanbesteding bracht, heeft de concurrentie tussen de verschillende aannemers optimaal kunnen werken. Dit resulteerde dan ook in een zeer voordelige biding voor een dergelijk kunstwerk. Een verdere optimalisering van het ontwerp liet toe de constructie aan te passen aan de wensen van de terminaloperator.

Dit waterbouwkundig project werd uitgevoerd gebruik makend van een kwaliteitshandboek. Gezien dit voor de eerste maal gebeurd bij de administratie was het een leerschool voor zowel bestuur als aannemer. In de nabije toekomst zullen nog meer dergelijke projectprojecten inzake kwaliteit uitgevoerd worden, en dit om uiteindelijk te leiden tot een algemene invoering ervan.

Het bouwen van deze containerkade is een economisch verantwoord investering die op een milieuvriendelijke wijze ingepast werd in de rivier. Met het bouwen van deze tweede containerterminal in de Schelde kan de haven van Antwerpen de groei in het containerverkeer opvangen tot in het jaar 2000. Ook nadien moet de toekomst van de haven van Antwerpen veilig gesteld worden. Daarom zijn studies voor het bouwen van een derde containerkade op de linker Schelde-oever ten zuiden van Doel volop in uitvoering.

Eveneens zullen de reactiekrachten in de ankers kleiner zijn dan in het geval van de eindige elementen methode. Dit is uiteraard het gevolg van het belangrijke inklemmingsmoment.

9.5. Besluit

Gedurende het ontwerp van de kaaimuur kwamen we tot het inzicht van de voor- en nadelen van beide methodes.

1) De elasto-plastische methodes zijn de meest

gebruikte methodes en gemakkelijker te interpreteren. En hoewel verschillende parameters, zoals de elasto-plastische eigenschappen van de grond, niet exact bekend zijn, is het toch gemakkelijk om de invloed van deze weinig gekende parameters te bepalen om tot een veilige berekening te komen.

Gebruikmakend van hedendaagse computerprogramma's (wij gebruikten het programma "MSHEET" ontwikkeld door Delft Geotechnics, SCIA van ESA software en een eigen ontwikkeld pakket) wordt de berekeningsstijl kort en is een verandering van de inputgegevens gemakkelijk door te voeren.

Hiermee staat dat de berekening wordt herleid tot een eenvoudige wand in de grond: de invloed van de ankerwand op de voorwand en vice versa kan niet worden berekend maar enkel benaderd worden door kunstmatige tussenschotten.

2) De eindige elementen programma's zoals Plaxis

zijn nieuw, moeilijk te interpreteren en heel complex. De vastlegging van de verschillende parameters zoals de glijdingsmoduli, is moeilijk maar heel belangrijk om consequente resultaten te kunnen verkrijgen. De berekeningsstijl is lang en het uitvoeren van een parameterstudie is niet evident. Ondanks alles geeft deze berekeningsmethode de ontwerper een beeld van de invloed van beide muren zowel de voor- als de achterwand. In gevallen waar beide muren relatief dicht bij elkaar staan, is de eindige elementen methode de enige methode om de constructie als een geheel te berekenen.

Aangezien beide methodes hun voor- en nadelen hebben, is het ontwerp van de tweede containerterminal gebaseerd op de resultaten van beide methodes, namelijk de elasto-plastische methode en de eindige elementen methode.

De wapening van de diepwand werd ontworpen door gebruik te maken van de resultaten van beide methodes.

SUMMARY:

Noordzeeterminal

The general cargo handling business, one of Antwerp's strongest points is increasingly shifting from conventional methods to containerization. The steady increase in container traffic in the port made it necessary to build a second container terminal at the riverside along the river Scheldt. A cost-benefit study showed that investment in a container berth would be worthwhile both in domestic and international terms.

A site investigation, a traffic simulation and an environmental impact study were made. These studies led to the choice of the final implantation and form of the quaywall.

With the knowledge of the subsoil, four different designs were studied and brought in competition in one tender document. A solution consisted of using open concrete caissons sunk by internal excavation. An other design was a Danish quaywall with a combi wall or a slurry wall and the fourth design was a diaphragm wall in reinforced concrete, anchored at two levels to an anchor wall in sheet piling. Assuming that

the four designs were technically comparable, the cheapest offer was to be executed. Once the terminal operator was known the chosen design was adapted to the needs of the operator.

A construction of quaywall with a useful length of 1 300 m with 900 m built as slurry wall and the upstream and downstream quay wall as combi wall have been built.

Both types of front wall have a similar superstructure in reinforced concrete and are anchored at two levels onto the anchoring wall.

The anchoring wall located 30 m behind the front wall, consists of a separate row of steel tubular piles and also serves as a foundation for the land-side crane track of the container cranes. The anchorage between both walls is executed in prestressed steel strands.

All activities and operations, from design and purchase to execution of both the Scheldt terminal and the inland navigation terminal, have been followed up on the basis of a quality control plan.