

Infrastructuur in het Leefmilieu

10106

4/96

De Noordzeeterminal



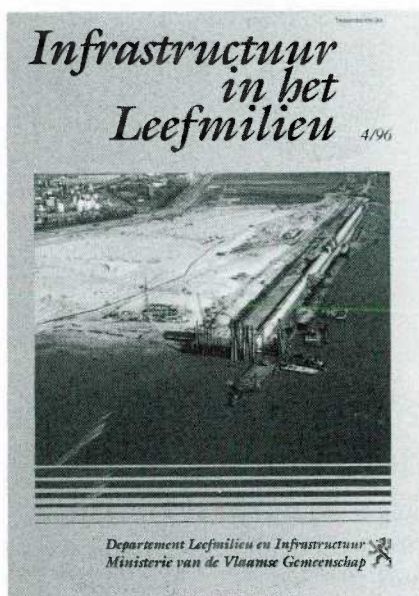
Departement Leefmilieu en Infrastructuur
Ministerie van de Vlaamse Gemeenschap





INHOUD

De Noordzeeterminal door irs. F. AERTS, P. DE SCHRIJVER, J. CLAESSENS en B. VELLEMAN	125
Recensies	169



*Noordzeeterminal
in opbouw*

REDACTIERAAD

Voorzitter:

ir. F. DESMYTER,
Secretaris-generaal

De Heren:

ir. J. STRUBBE, Directeur-generaal,
Administratie Waterwegen en Zeewezen en
vertegenwoordiger van de vzw W.E.L.
(tijdschriften Water en Energie & Milieu)

J.P. HEIRMAN, Directeur-generaal,
Administratie Milieu, Natuur en Landinrichting

ir. J. VANDERHEYDEN, Directeur-generaal,
Administratie Wegen en Verkeer

ir. F. ROCHTUS, Directeur-generaal,
Administratie Ondersteunende Studies en Opdrachten

ir. G. BRAECKMAN, Leidend ambtenaar
van de Administratie Ruimtelijke Ordening en Huisvesting
en Monumenten en Landschappen

ir. L. MEYVIS,
Vertegenwoordiger van de heer minister
E. BALDEWIJNS

ir. M. VERHAEGEN,
Vertegenwoordiger van de heer minister
T. KELCHTERMANS

Secretaris:

ir. L. VAN SCHEL,
Directeur-ingenieur

Adjunct-secretaris:

D. DROOG,
Hoofdassistent

ir. J. De Buck
Recensent

Mevrouw S. Van Hoof
Coördinator Communicatie

Secretariaat:

Tijdschrift „Infrastructuur in het Leefmilieu“
W.T.C. III
Simon Bolivarlaan 30, 1000 BRUSSEL
Tel.: 02/208 52 98 of 02/208 52 82 (D. Droog)
Fax: 02/208 52 95

Drukker:

CEUTERICK
Brusselsestraat, 153
B-3000 LEUVEN
Tel.: 016/22 81 81

Abonnementsprijzen:

— per jaar : 1.200 fr.
— los nummer : 250 fr.

ABONNEMENT

Ondergetekende:

Naam:

Adres:

Tel.:

Fax:

Schrijft in op abonnement(en) 1996 van het tijdschrift

„INFRASTRUCTUUR IN HET LEEFMILIEU“.

Hij stort hiervoor de som van BEF op rekening nr. 091-2226017-90 van:

Departement Leefmilieu en Infrastructuur

Vlaams Infrastructuurfonds

S. Bolivarlaan 30 – W.T.C. 3 – 1000 Brussel

met de verplichte mededeling: IIHL

213461

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

1. **Introductie en economische verantwoording.**
 - 1.1. Inleiding.
 - 1.2. Economische evaluatie van het project.
2. **Onderzoek naar de ligging van de nieuwe aanlegplaats.**
 - 2.1. Ligging.
 - 2.2. Milieu-effect rapport.
3. **Vorbereidende studies en resultaten.**
 - 3.1. Simulatiestudies.
 - 3.2. Modelanalyse.
 - 3.3. Grondonderzoek.
4. **Beschrijving van de werken.**
 - 4.1. Technische beschrijving van het project.
 - 4.2. Vorbereidende 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.**
 - 5.1. Inleiding.
 - 5.2. Historiek van de polder, dijkbreuken en recente aanvulling.
 - 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.**
 - 6.1. Grondverbetering.
 - 6.2. Tijdelijke beschermingsconstructie (kofferdam).
 - 6.3. Werkterrein.
 - 6.4. ISO-9001.
7. **Binnenvaartterminal**
 - 7.1. Binnenvaartterminal.
 - 7.2. Constructie.
8. **Kwaliteitssysteem.**
 - 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 produktieve 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 sluisen diverse aanlegkades ontworpen. Zo ontstonden ligplaatsen langs het Leopolddok, Churchildok en natuurlijk het Delwaidedok.

Later werd er gezocht naar aanlegplaatsen vóór de sluisen.

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

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

Maar dat was niet voldoende om de steeds toenemende 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-

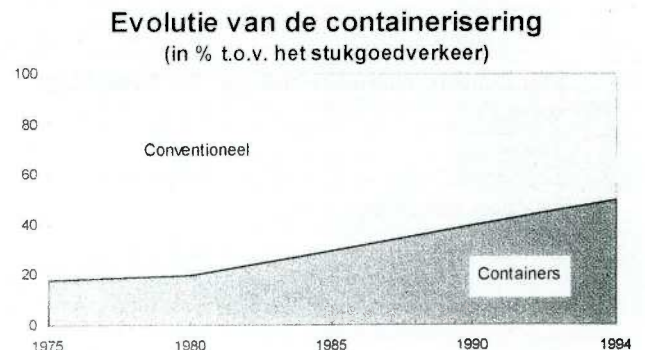
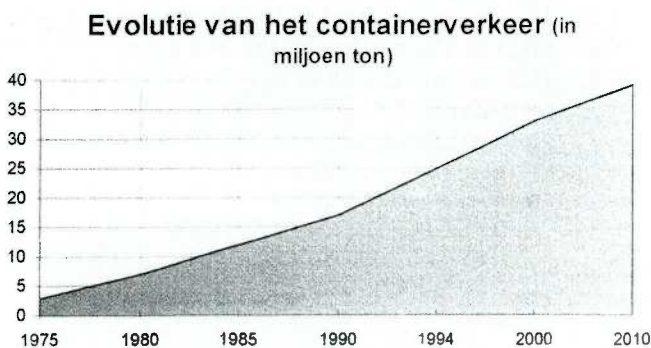


Fig. 1. — Evolutie van het Containerverkeer.

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.

- Tien 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 inname van de rivierbedding een zware ingreep zijn op het morfologische en hydrologische evenwicht van de Schelde.
- Biggenvolg bleek het gebied ten noorden van de Zandvlietsluis 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 waaraan dergelijke producten en eventueel gepolueerd 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 containerstroom 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 TEU 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-batenaalyse.

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 concurrentie positie in de containertrafik verliezen.

HAVEN VAN ANTWERPEN

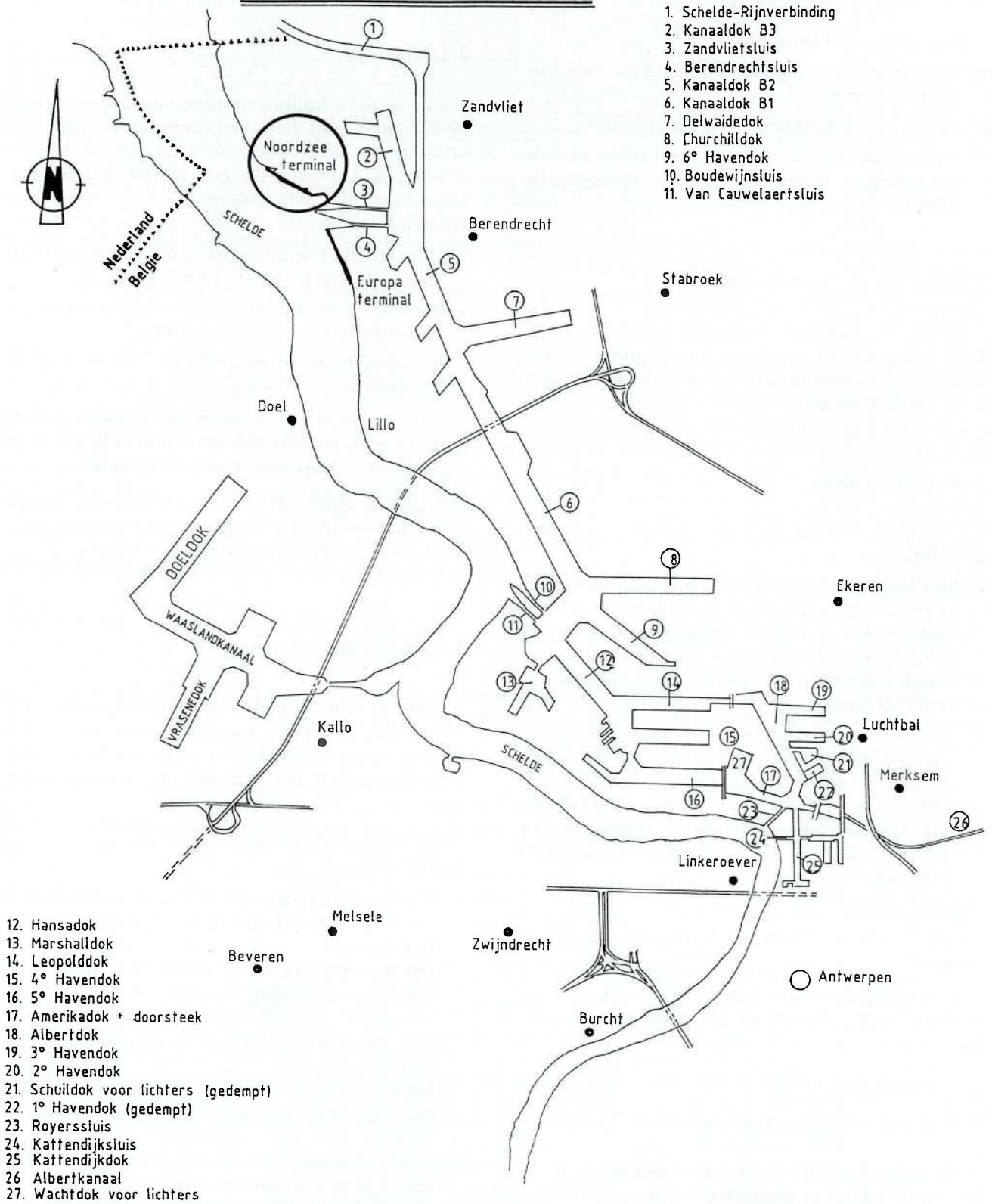


Fig. 2. — Situering van de Containerkaai Noord in de haven van Antwerpen.

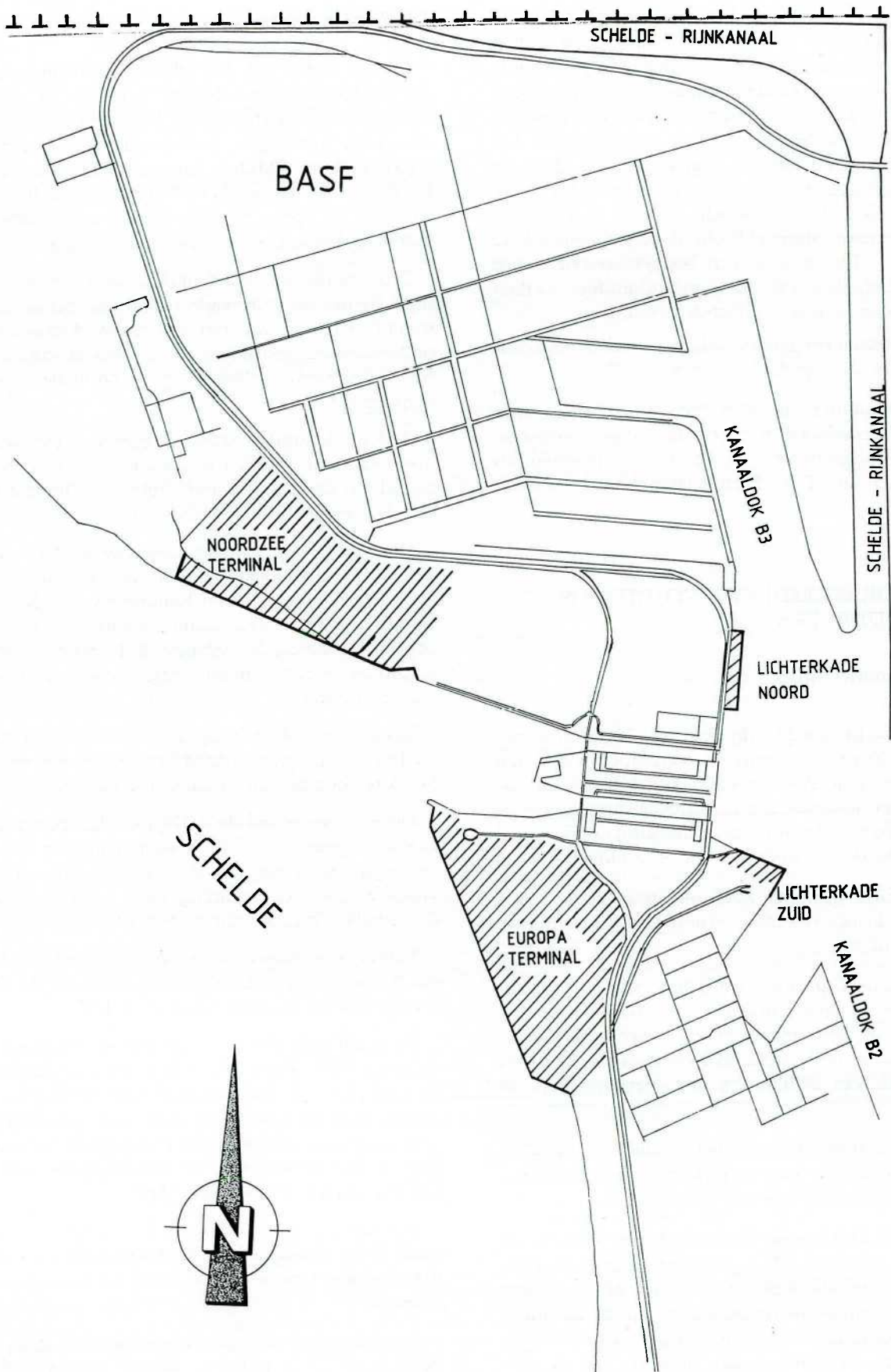


Fig. 3. — Situering van de Containerkaai Noord ten opzichte van de eerste Containerkaai.

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 natuurkundige 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 vaarsimulator 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 herverdeeld 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 (2×600 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

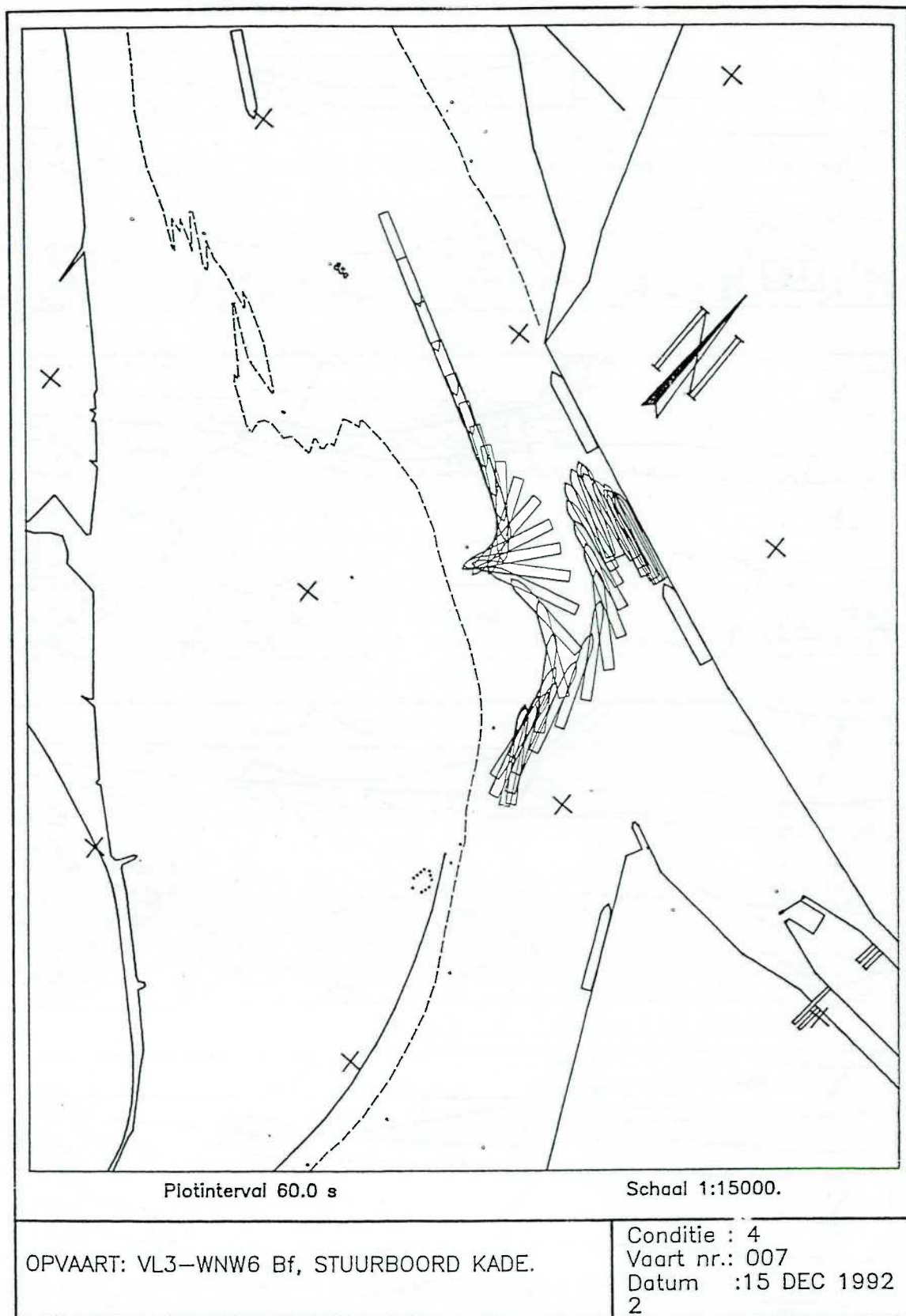


Fig. 4. — Zwaaien van een schip ter hoogte van de tweede containerkaai.

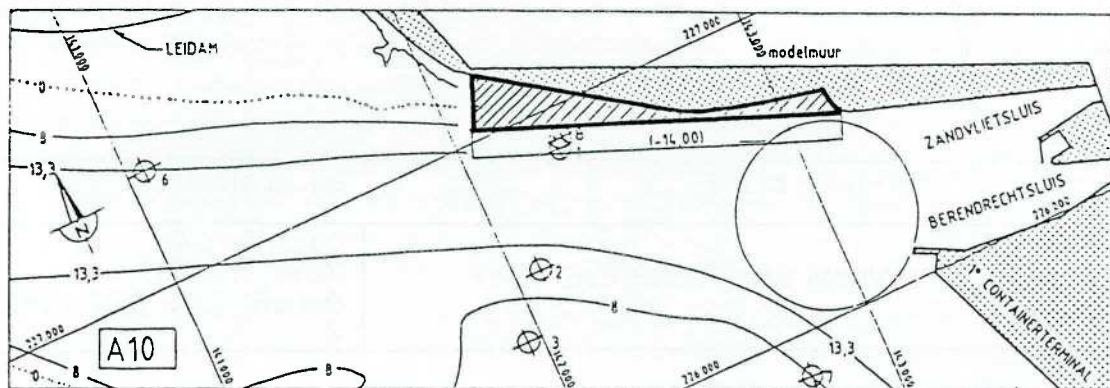
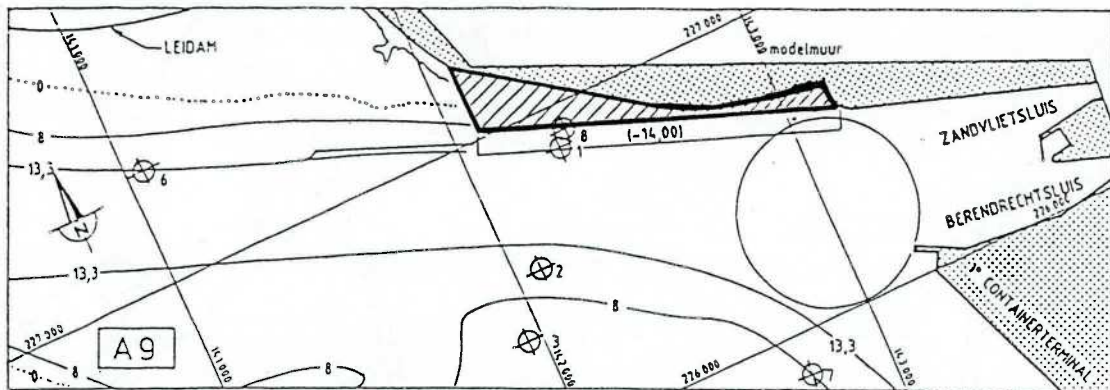
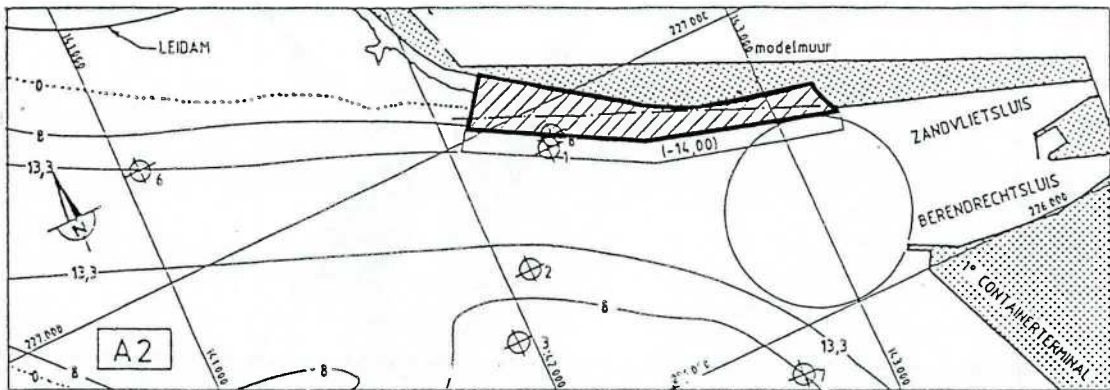
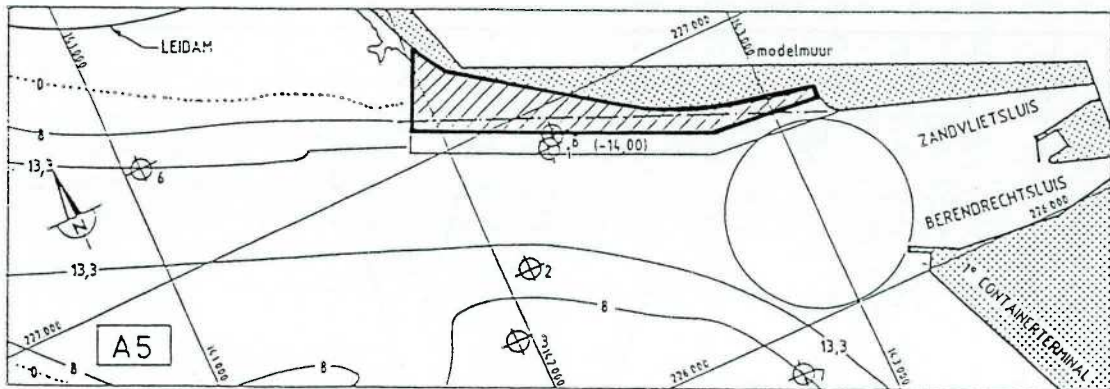


Fig. 5. — Alternatief 2, alternatief 5, alternatief 9 en alternatief 10.

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 Scheldedijk 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 Scheldedijk 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 aangegeuid.

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:

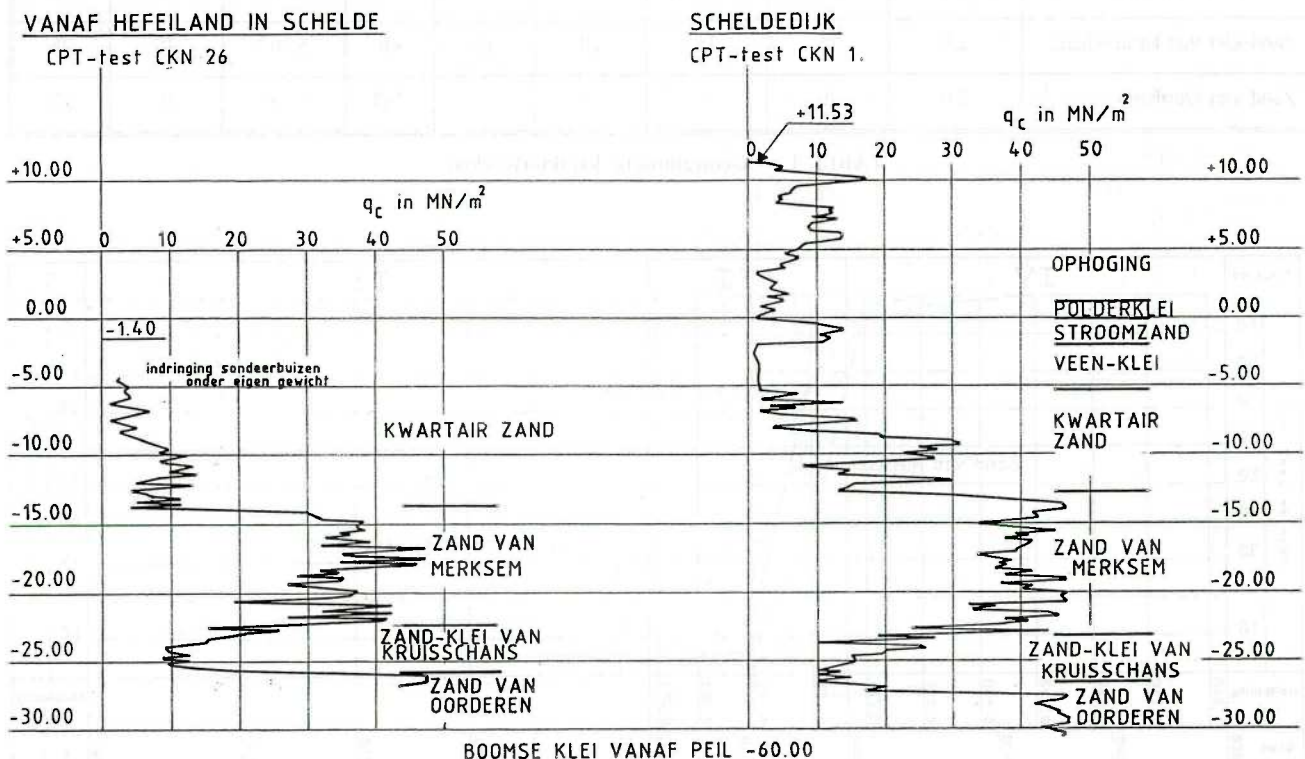


Fig. 6. — Resultaten CPT-sonderingen en boringen.

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).

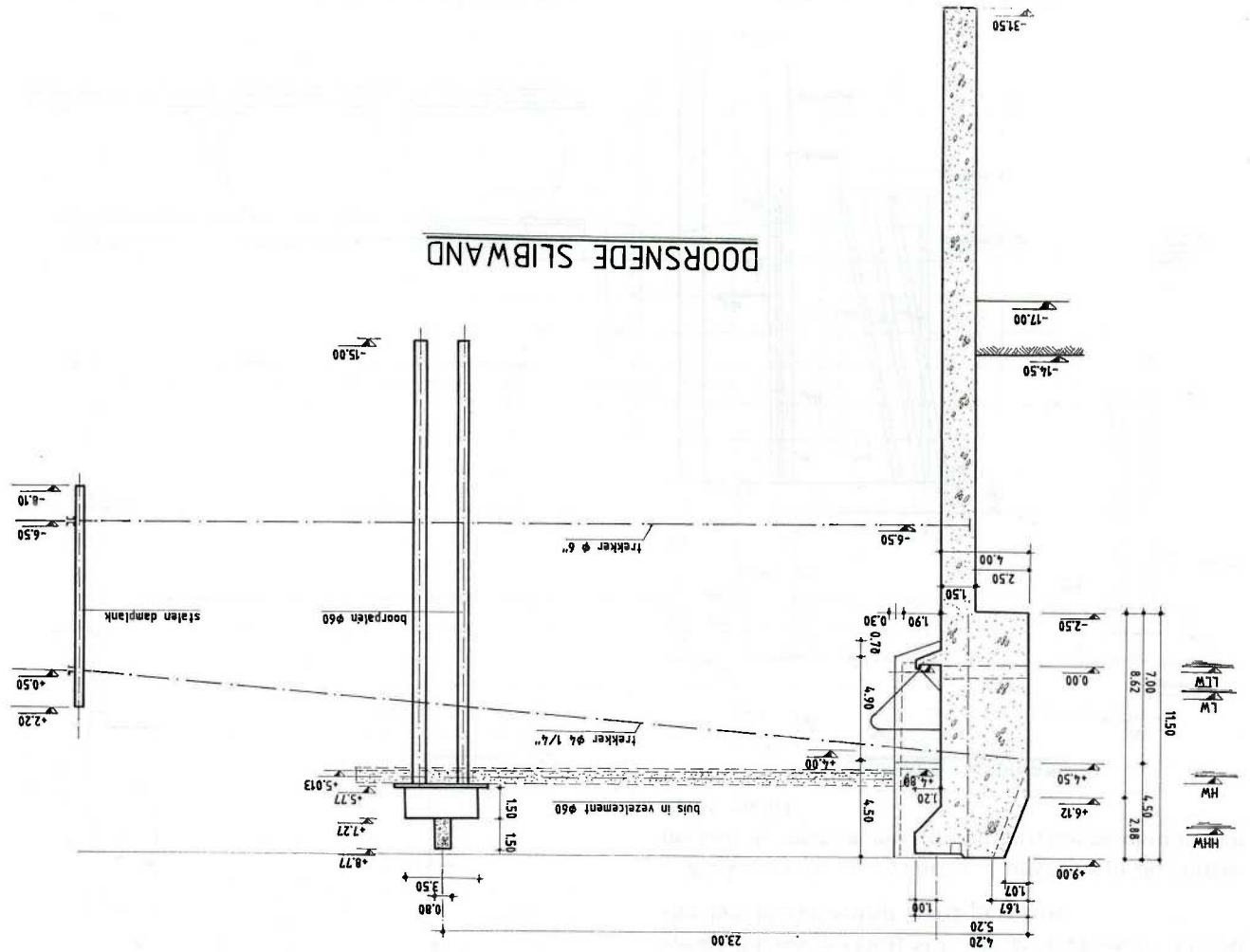
Ontwerp 4:

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.



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

Ontwerp 2:

De andere ontwerpen van de kaaimuur zijn:

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

Ontwerp 1:

Het basisontwerp bestond uit:

bestek.

De werkgroep besloot uiteindelijk slechts 4 ontwerpen te behouden en deze op te nemen in het bouw, zettingseigenschappen e.a. De werkgroep bestuudeerde verschillende constructiemethodes met hun specifieke eigenschappen op het vlak van duurzaamheid, veiligheid tijdens de bouw, zettingseigenschappen e.a.

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 binnenvaartterminal 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

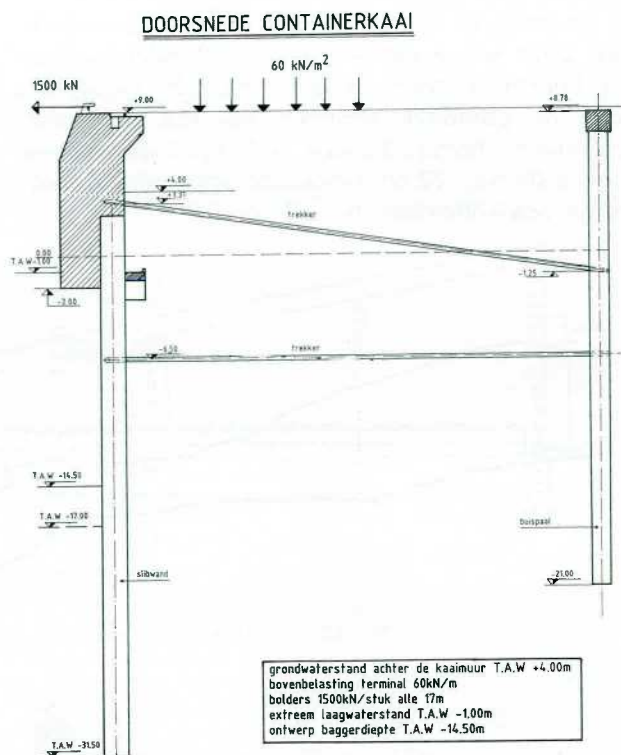


Fig. 11. — Definitief ontwerp van de kaaimuur.

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).

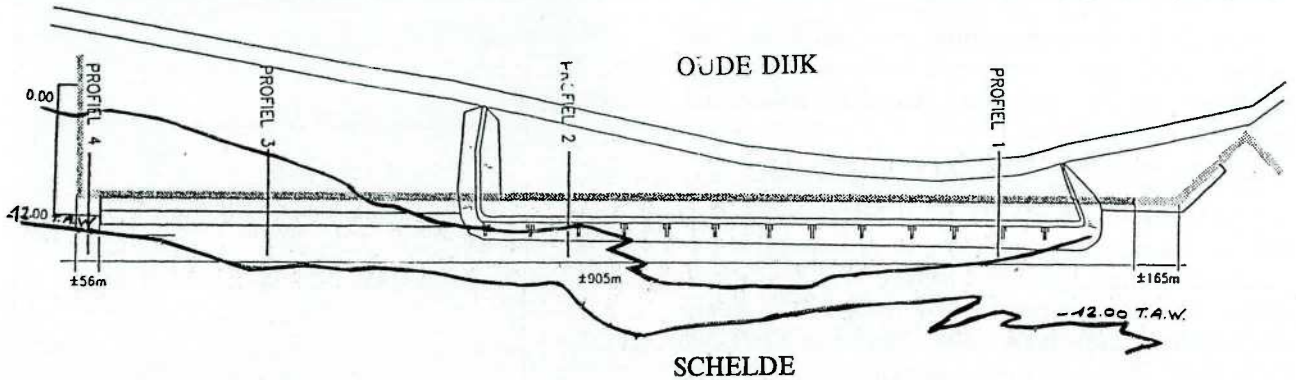


Fig. 12. — Oorspronkelijk bodempeil van de Schelde ter hoogte van de nieuwe kaai.

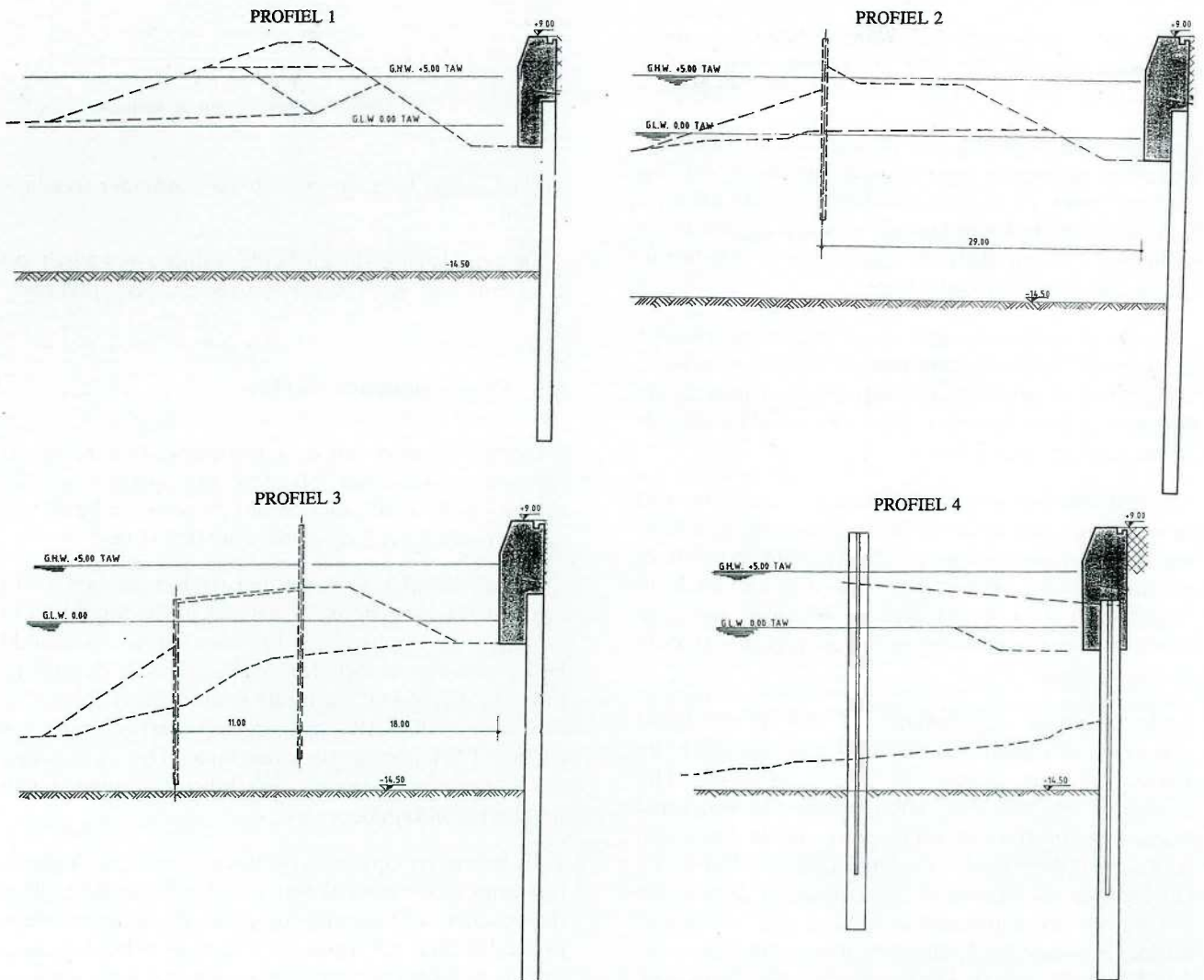


Fig. 13. — De beschermconstructies.

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 combiwand;
- 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.

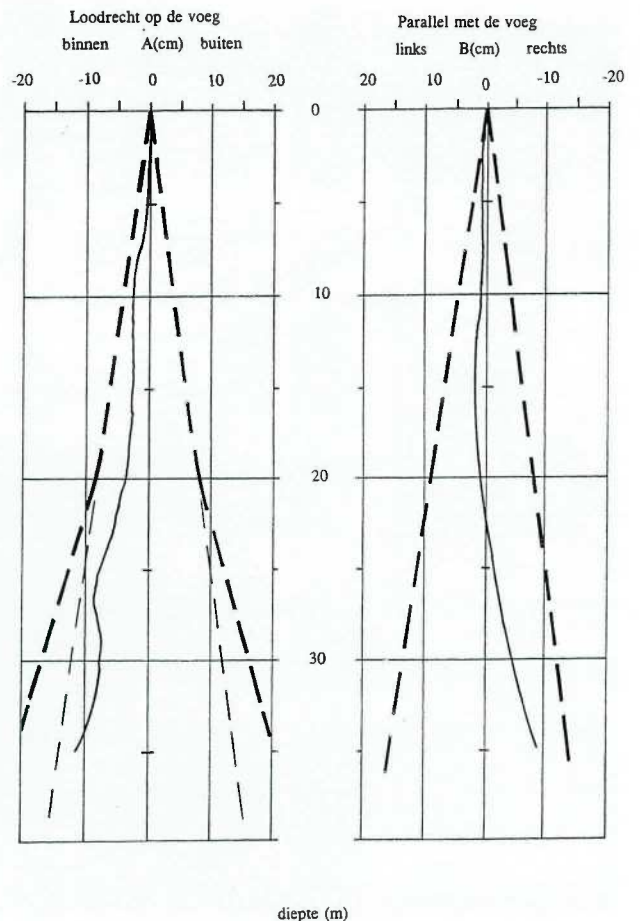


Fig. 14. — Meting van de vertikaliteit van een paneel.

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 stripjes.



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 gebetonned.

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 LARSSSEN 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 hoogovenslakken).

VERANKERING COMBIWAND

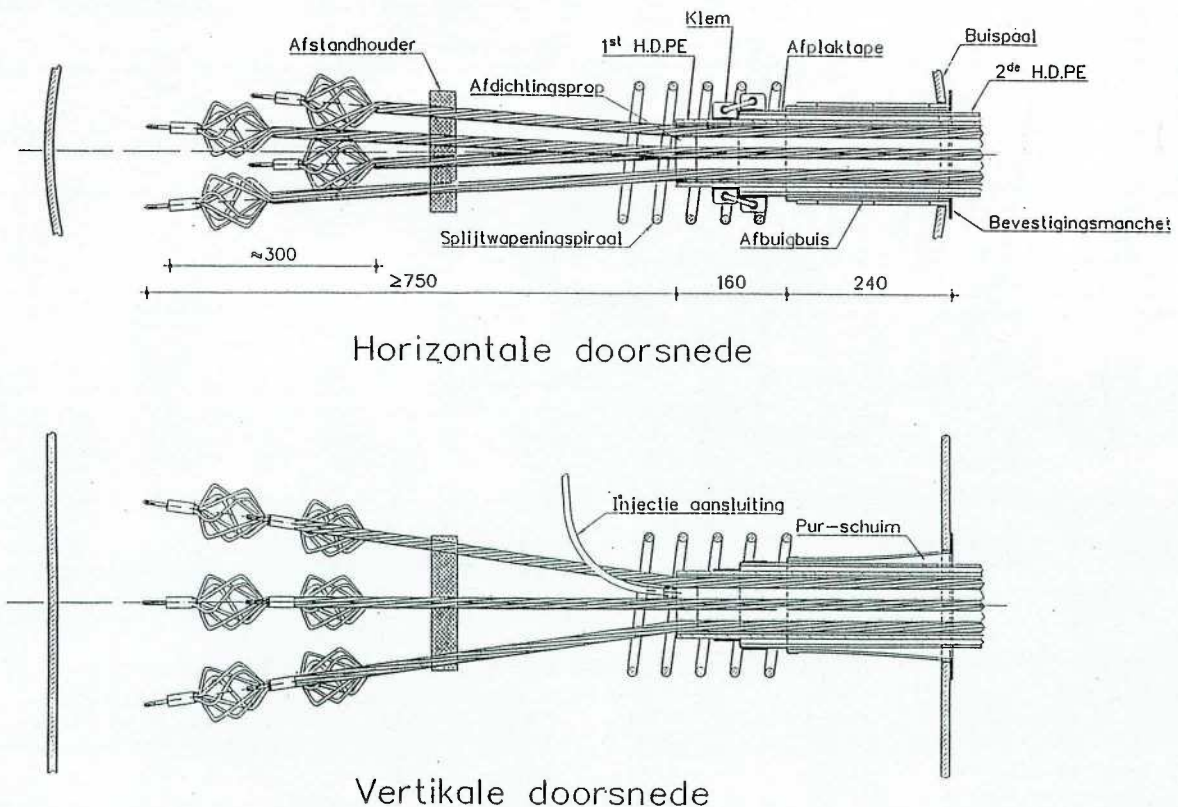


Fig. 15. — Verankering ter hoogte van de combiwand.

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 voorspanstren-
gen

- 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-
ring
- één trekanker genaamd wandelstok, wordt als een
lus vertikaal afgebogen en door middel van een
blindanker beëindigd.

In totaal zijn 147 diepwandsekties, voorzien met:



Foto 6. — Ankerwand.

- 294 stuks lusankers
- 294 stuks wandelstokken, met blindankers

In iedere ankerpaal worden twee spanankers veran-
kerd 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:

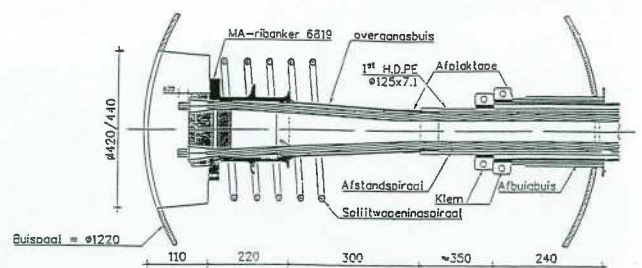
- 8 trekankers vormen 4 stuks horizontale lusveran-
keringen
- 1 trekanker genaamd „wandelstok” wordt als een
lus vertikaal afgebogen en door middel van een
blindanker beëindigd.

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

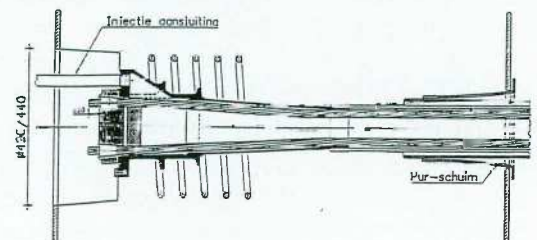
De plaatsing

Om de ankers te kunnen plaatsen werd de volle-
dige 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.

VERANKERING ANKERWAND



Horizontale doorsnede
principe diagram met op schaal



Vertikale doorsnede
principe diagram met op schaal

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 lus-kabels 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. Betonkesp

De bovenbouw van de kaaimuur, zowel op de slibwand als op de combiwand, bestaat uit een betonnen kesp. De onderzijde van de kesp bevindt zich op het niveau -2.00, de bovenzijde op niveau +9.00. De dikte van de kesp 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 kesp dat vóór de slibwand hangt. Om een goede verbinding te hebben tussen het beton van de slibwand en dit van de kesp 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 betonkesp 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 rioleingslozing.

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

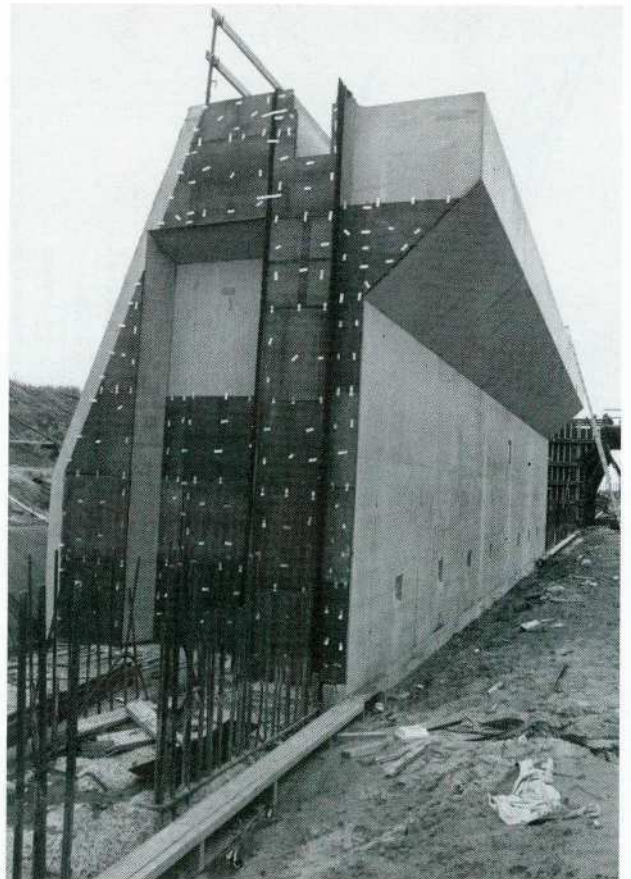


Foto 9. — Bovenbouw van de kaaimuur.

kan de constructie zettingen opnemen, zonder dat de grondichtheid 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 tonm
- 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. Boven genoemde 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.

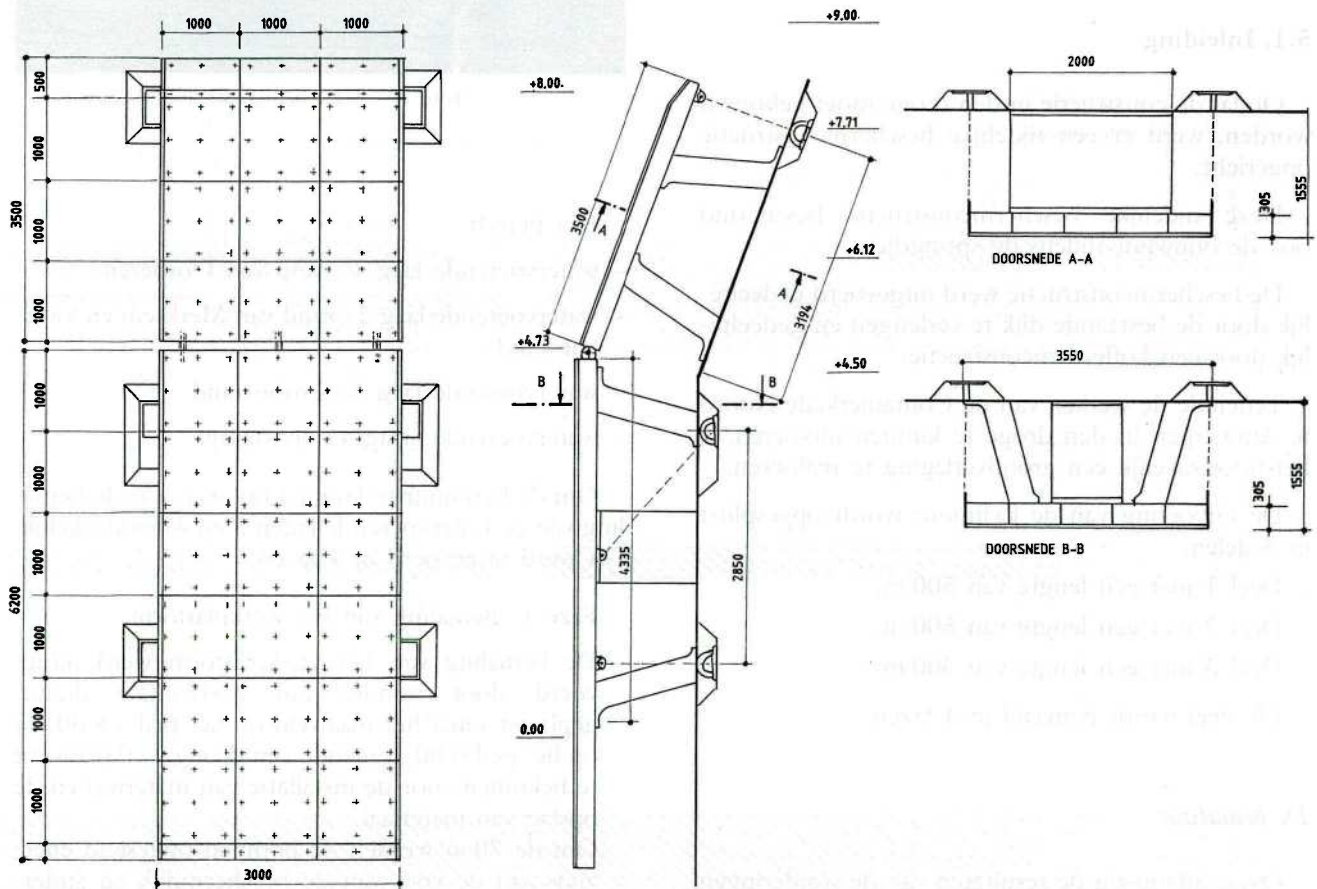


Fig. 17. — Fenders.

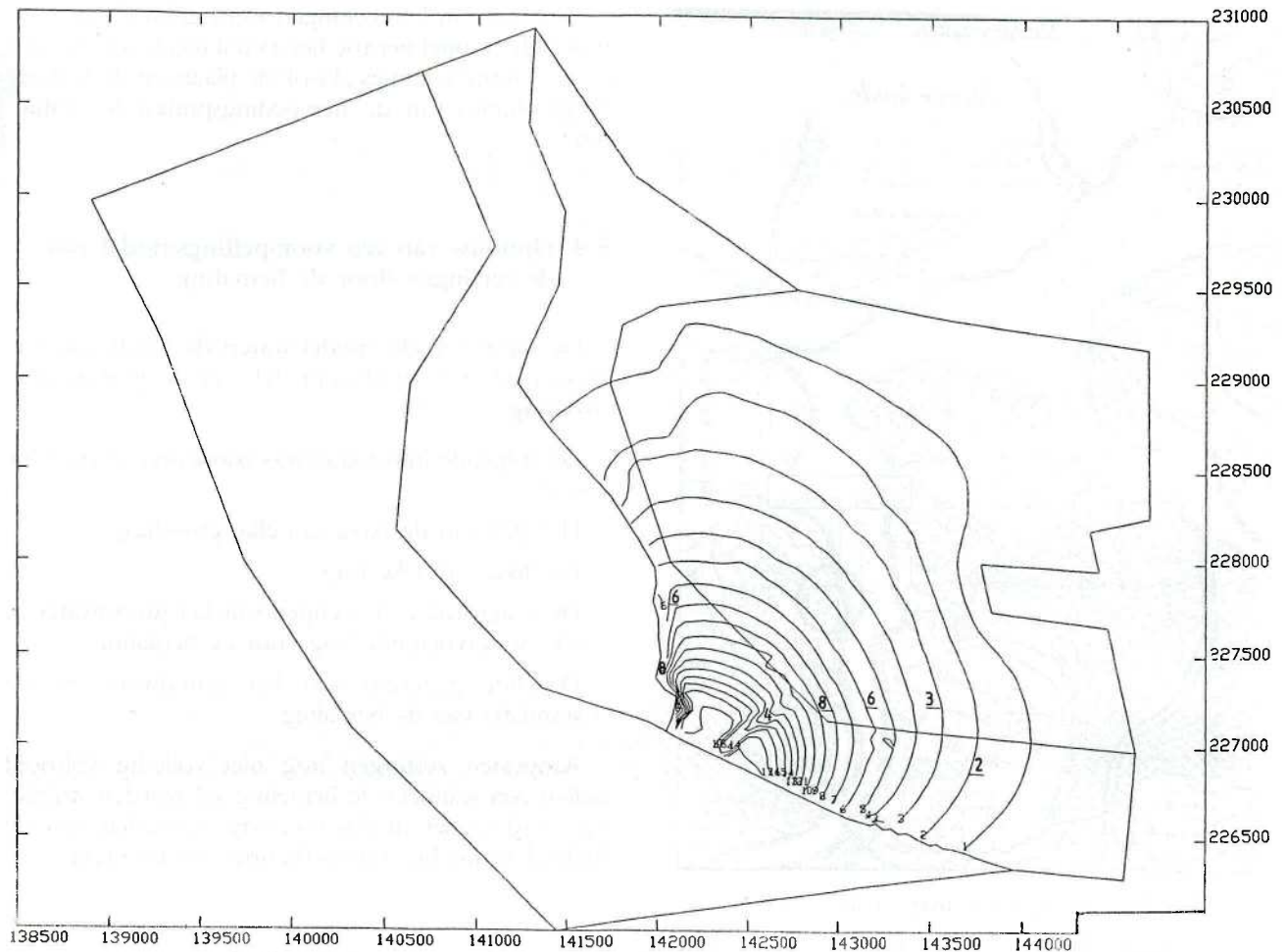


Fig. 22. — Zettingen van het terrein in cm weergegeven.

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-

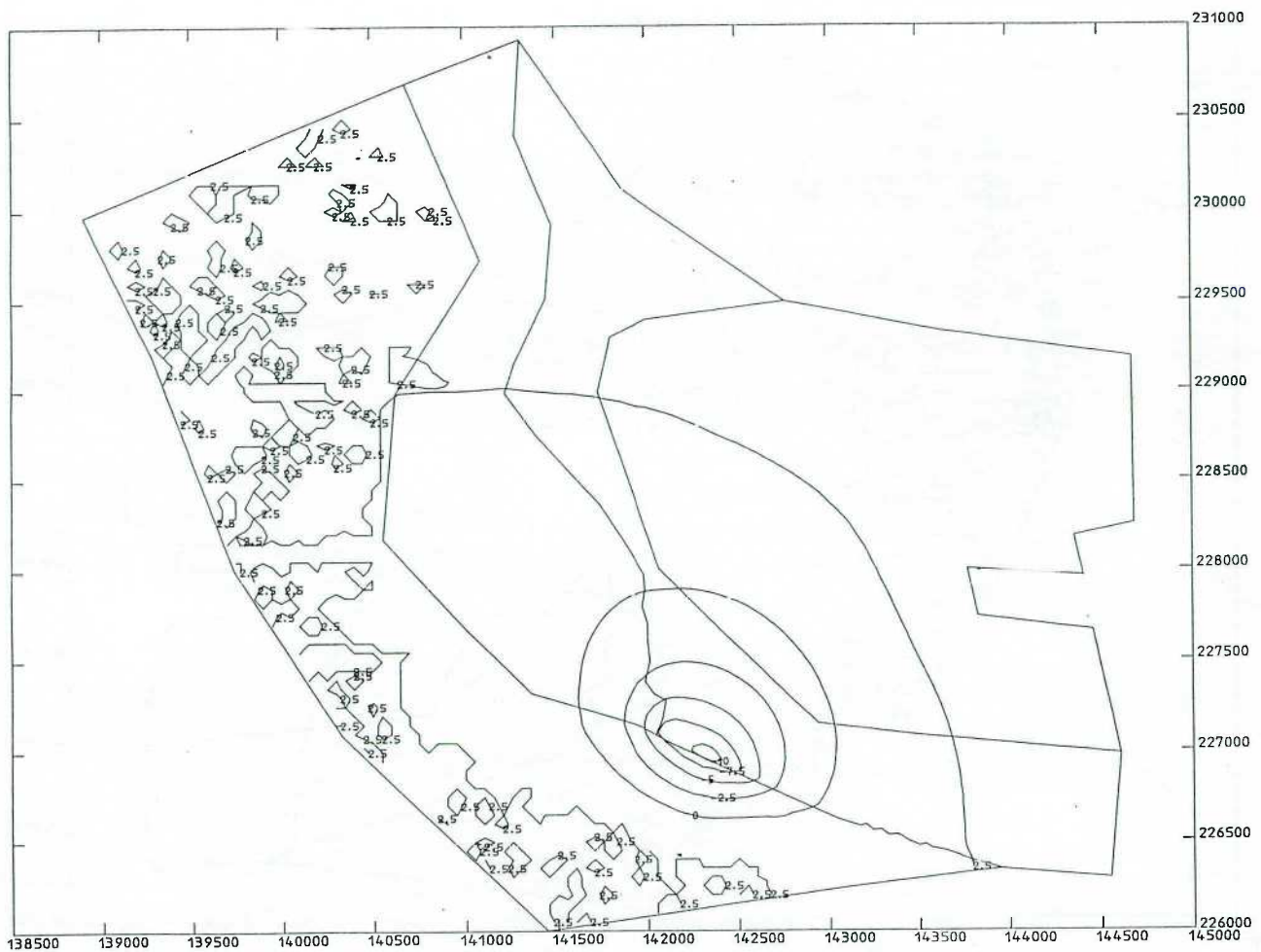


Fig. 23a. — Hoogtes in watertafel 1.

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 uitgerekenen 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

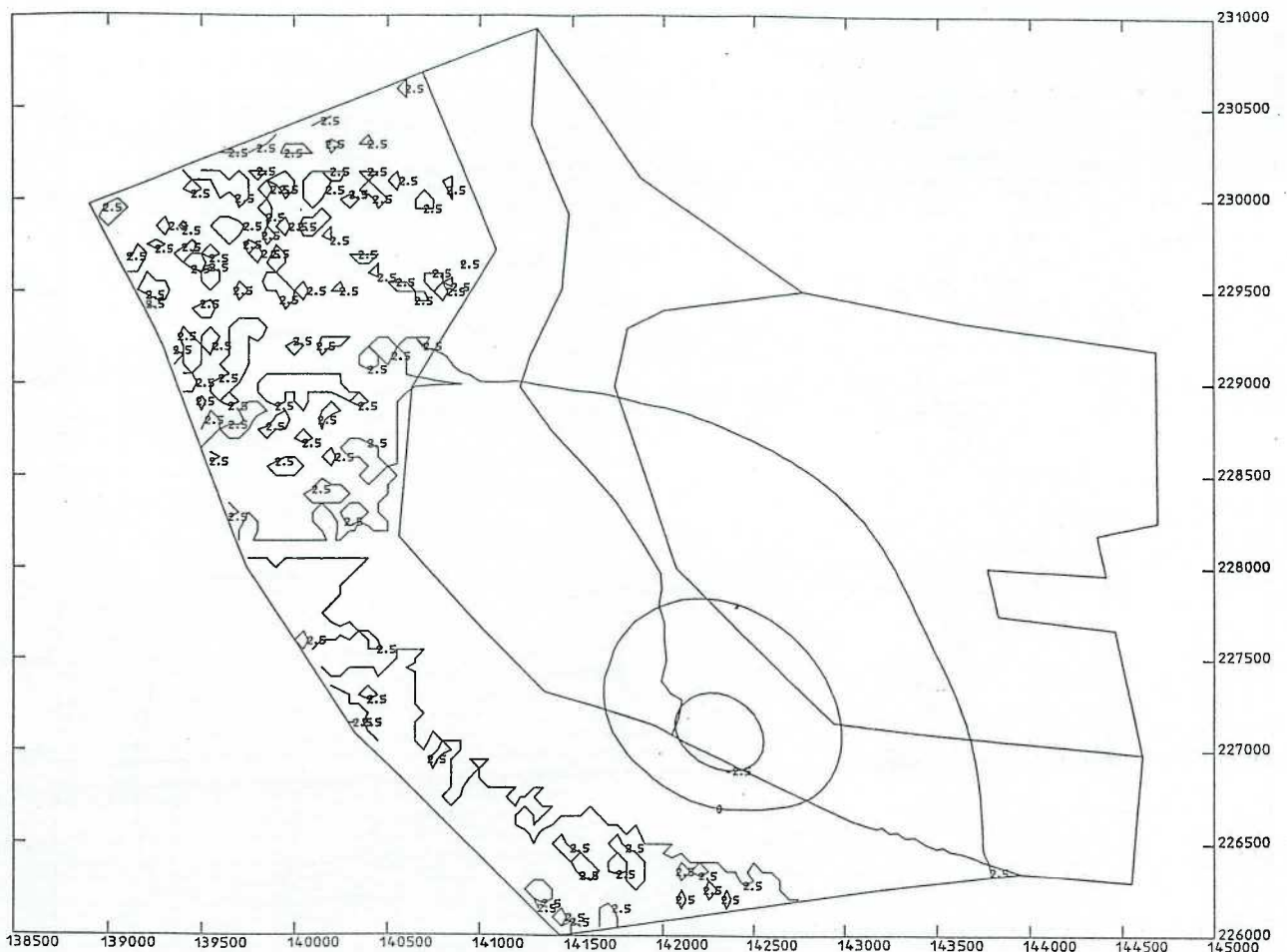


Fig. 23b. — Hoogtes in watertafel 2.

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.

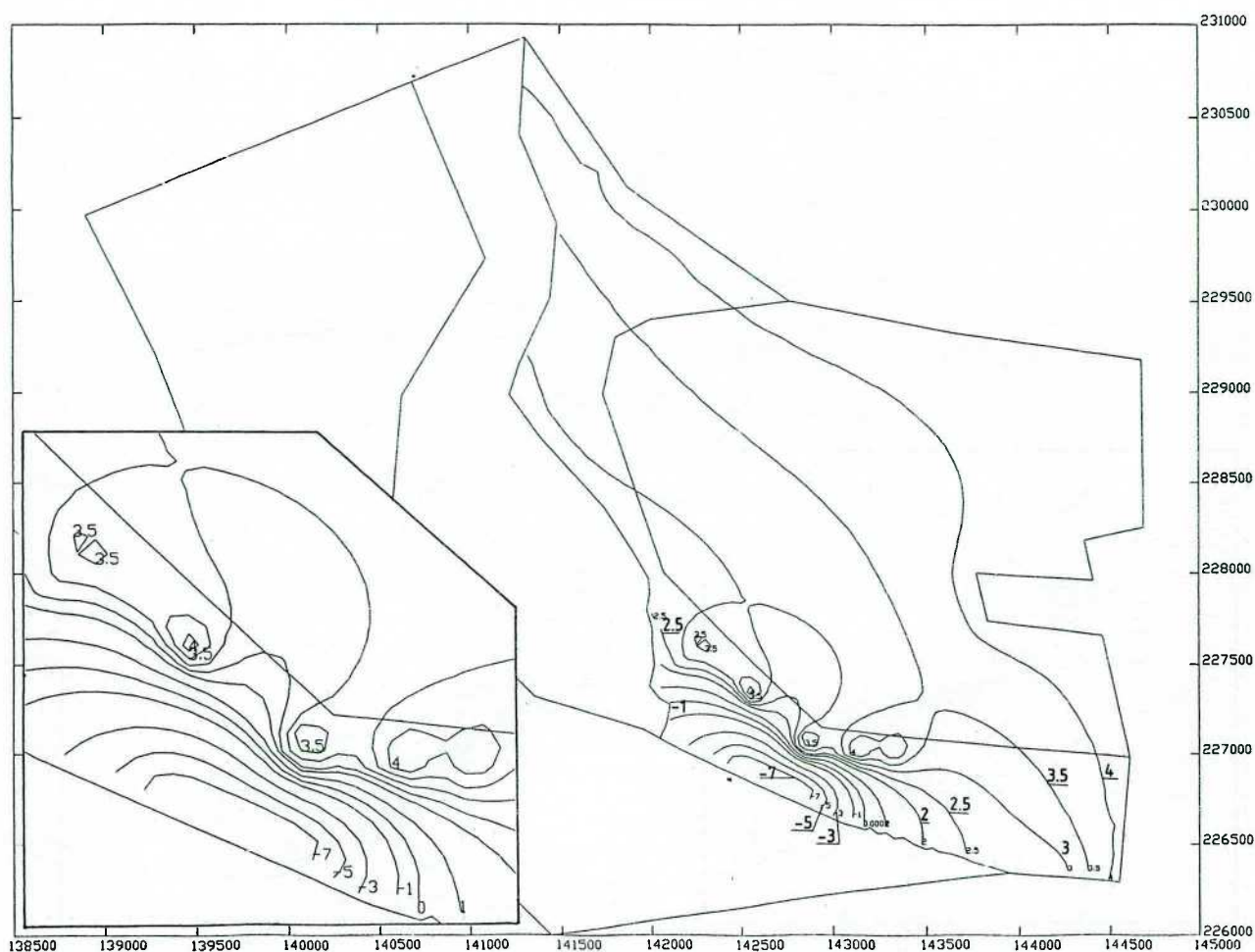


Fig. 24. — Berekende zettingen veroorzaakt door de bemaaling „bovenwaarden“.

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 $560 \text{ m}^3/\text{h}$.
- Hervoedingshoeveelheid $852,5 \text{ m}^3/\text{h}$.

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 $520 \text{ m}^3/\text{h}$ onttrokken aan de waterhoudende laag 2 en $720 \text{ m}^3/\text{h}$ 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.

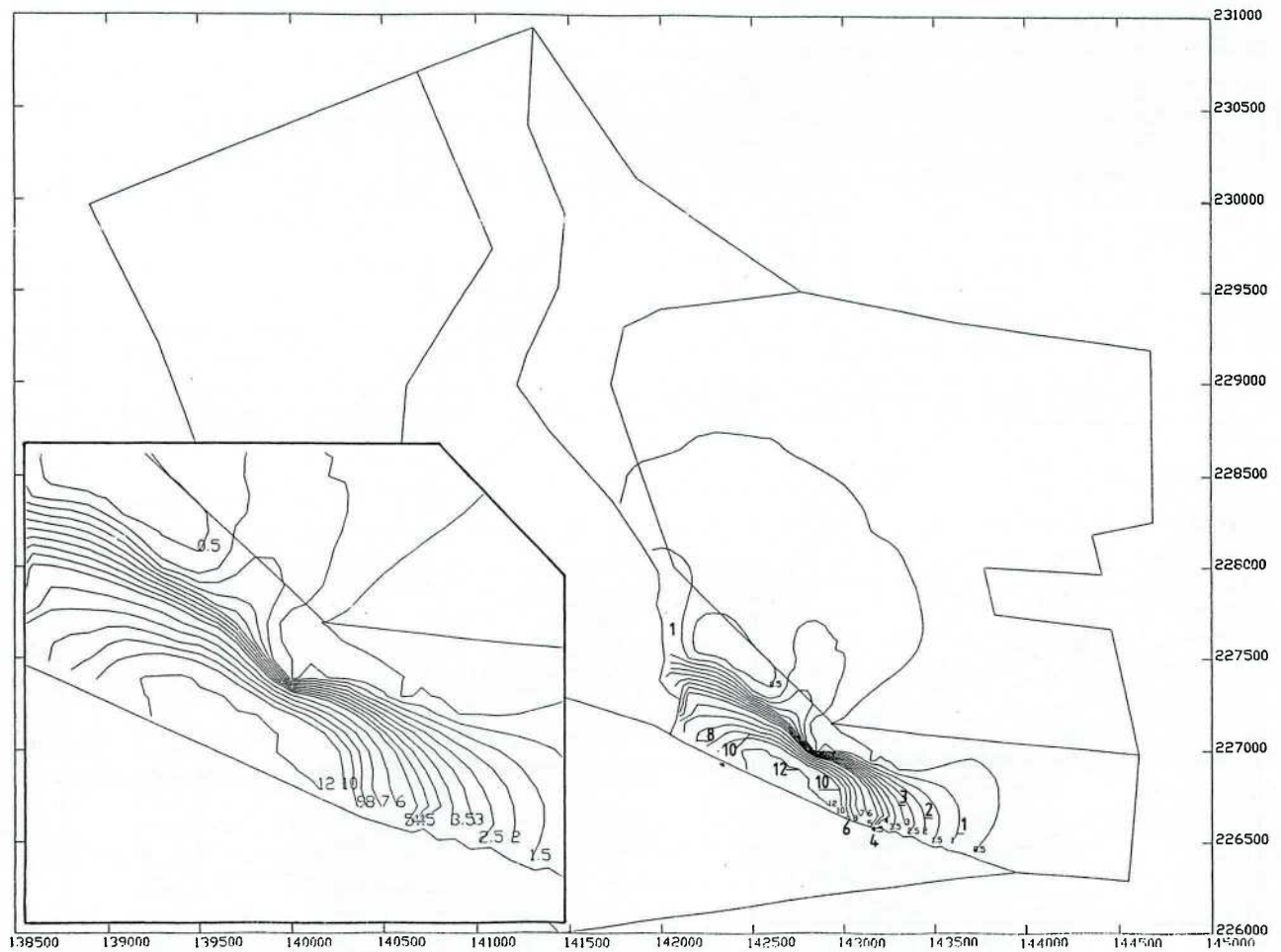


Fig. 25. — Berekende zettingen veroorzaakt door de bemaling „onderwaarden”.

6. DE BAGGERWERKEN EN HET OPSPUITEN VAN HET WERKPLATFORM

6.1. Grondverbetering

In het kader van de grondverbetering ten behoeve van de kaaimuur werd ter plaatse van de overgangskaaimuur afwaarts, onder het landwaarts gerichte deel, de bodem bestaande uit turf en veen tot op een diepte van -60 dm GLLWS over een breedte van 65 m en een lengte van 110 m onder water afgegraven en onmiddellijk daarna heraangevuld met zand afkomstig van de onderhoudsbaggerwerken op de Schelde.

De uitgravingen alsmede alle verdere baggerwerken werden uitgevoerd door de TV. Zeeschelde met behulp van de cutterzuiger Brabo. In totaal werd er een grondverbetering van 50.000 m³ uitgevoerd.

Het heraanvullen geschiedde met Scheldezand afkomstig van de drempel van Bath en werd door een

sleephopperzuiger gewonnen, aangevoerd en via een drijvende leiding in de stroom en een diffusor ponton (Demer) uitgespreid in het aan te vullen gebied. Op foto 11 ziet u op de voorgrond bij laag water de nieuw aangebrachte zandbodem. Het ponton is uitgerust met een valpijp (ladder) met conusvormige spuitmond (diffusor) welke naar beneden toe wijder wordt zodat de specie met lage snelheid kan uittreden. De bodemplaat zorgt ervoor dat de specie zijdelings uitstroomt over de bodem van de uitgraving en samen met de waaiervormige beweging van het ponton wordt op deze manier het zand gelijkmatig en met geringe verliezen verspreid in de zone.

6.2. Tijdelijke beschermingsconstructie (kofferdam)

De tijdelijke kofferdam achter dewelke de kaaimuur in den droge werd gebouwd, werd in drie verschillende fazen opgespoten. Hiervoor werd het zand door de sleephopperzuigers Antigoon en Ame-



Foto 11. — De nieuw aangebrachte zandbodem.



Foto 12. — Het sproeiponton.

ningo Vespucci aangevoerd en via een drijvende lei-
ding, verbonden aan een zich met regelbare snelheid
voortbewegend sproeiopontoon (zie foto 12), opgespo-
ten. Dit sproeiopontoon was de voor die gelegenheid
speciaal met een sproeiarm omgebouwd cutterui-
ger Brabo. De afstand tussen het ponton en de
plankentij 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 sproeiopontoon 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 meegenomen worden
mochten de aanvullingen slechts plaatsvinden bij
lagere waterstanden wanneer de lage dampplankentij
(cota + 2,00) boven water kwam. Deze werkwijze
was zeer delikaat en diende gezien de belangrijke
stroomsnelheden op de rivier met veel vakkenmis
uitgevoerd te worden.

Fase 1

Na het slaan van een eerste dampplankentij tot op
de hoogte + 2,00 TAW en het aanbrengen langs de
Scheldekant van een steenbestorting tegen de plan-
kentij tot op de -4,50 m vond een eerste zandop-
spuiting achter de plankentij over een lengte van
400 m plaats. De Scheldedodem op die plaats
varieerde van 0,00 m tot -12,00 m. Het zand mocht
na opspuiten, om de stabiliteit van de plankentij 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 sproeiopontoon
berekend.

Fase 2

Na het ophogen van de steenbestortingen aan de
Scheldekant van de planken tot op - 2,00 m werd de
achterzijde volgens hetzelfde procédé opgespoten tot
± 0,00 m waarna de landinwaartse plankentij op
12,00 m afstand van de eerste rij werd geslagen tot
op het beschermingsniveau + 8,00.

Fase 3

Na het verbinden van beide plankentijen 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 opgepoot 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
onderhoudsbaggewerk van de Schelde aan, merende
at aan de noordelijke kademuur van de Zandvliesluis
en eerste 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 dampplanken 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
kwaliteitssysteem 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 kai-
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 Zandvliesluis
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 $\text{Ø } 1420/16$ 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 $\text{Ø } 1066/12$ 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 $\text{Ø } 1420$ wordt een ui-anker voorzien dat mee ingebetonneerd wordt zodat het voorspananker 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

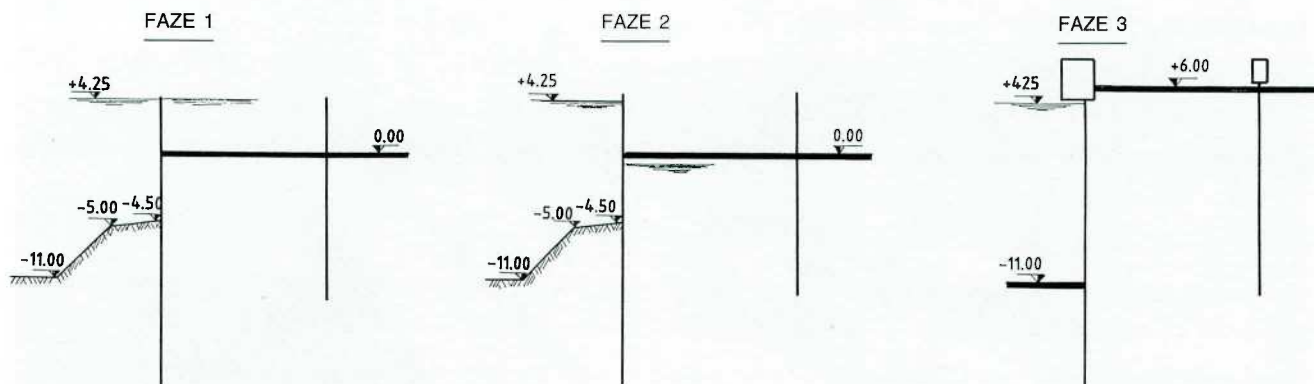


Fig. 26. — De bouw van de lichterkafe in fazen.

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 voorzagen 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.

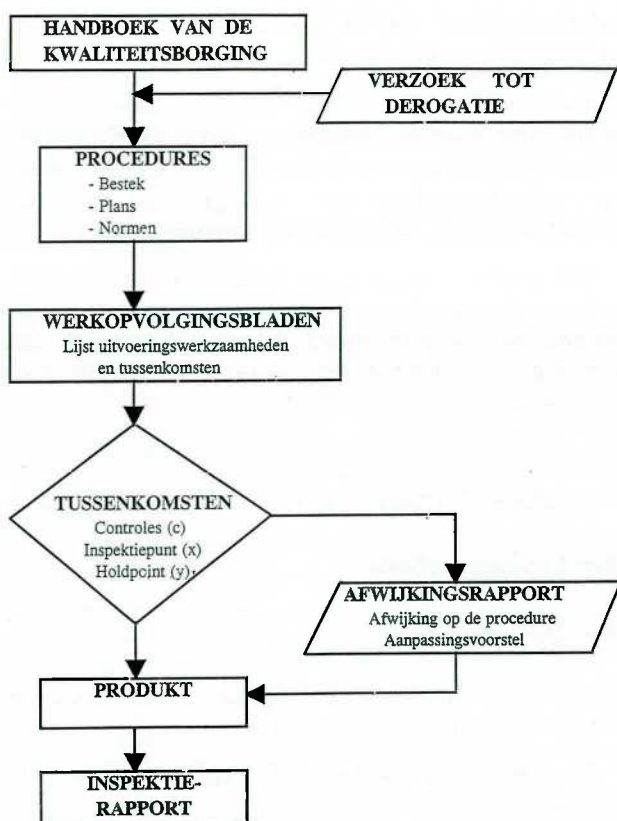


Fig. 27. — Organisatie van het kwaliteitssysteem.

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 stunen 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 kaaimuur 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.

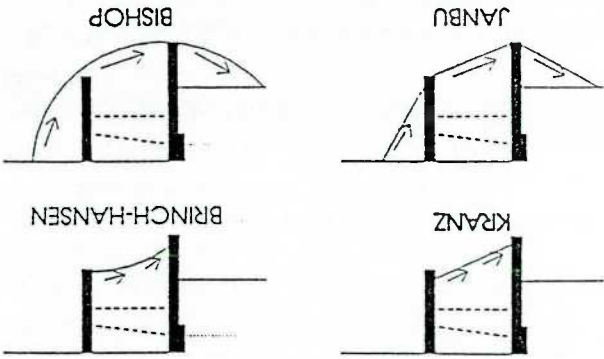


Fig. 28. — Stabiliteitsberekeningsmodellen.

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 diepward, 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 aanzien 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-kaaimuur ϕ .

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_w , de stijfheid van de kaaimuur $E * I$, van de ankers $E * A$ en van de ankerwand $E * I$, 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 toegelaten 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, schenen de kritische cirkel diegene te zijn met de grootste draal.

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

grondwijd. Dit model kwam heel goed overeen met de Brinch-Hanssen berekeningen.

Dieper gelegde 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 verschiedende 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 eendige 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 bouwfase. 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 balk-elementen 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

De veiligheidsfactor gebruikt in een Bishop calcu-
latie, steunt op dit principe.

In Plaxis is het mogelijk om c en $\text{tg } \emptyset$ te ver-
mindern in dezelfde verhouding in een $c^m/c =$
 $\text{tg } \emptyset^m/\text{tg } \emptyset$.

De veiligheidsfactor wordt gedefinieerd als volgt:

$$S = \text{tg } \emptyset / \text{tg } \emptyset_r = c/c_r.$$

De hierboven beschreven methode werd in ver-
schillende Plaxisberekeningen gebruikt voor de bouw
van de containerterminal Noord.

1) Het is enkel nuttig om naar een veiligheidsfactor

te refereren wanneer een evenwichtsconditie ver-
kegen wordt na de berekeningen. Voor kadecbe-
rekeningen, kan men in verschillende gevallen,
kleine verplaatsingen opmerken bij de eerste
reductie van $\text{tg } \emptyset$ en c .

Nadat een zekere waarde van de reductiefactor

$$\Sigma - M_{\text{sf}} = \text{tg } \emptyset / \text{tg } \emptyset_r = c/c_r$$

verkegen wordt zal er een constante groei van de
verplaatsingen van $\Sigma \pm M_{\text{sf}}$ plaats hebben.

De waarde $\Sigma - M_{\text{sf}}$ wordt beschouwd als de veilig-
heidsfactor van de constructie.

In dit geval, kunnen de beschreven 2 delen van
de $\Sigma \pm M_{\text{sf}}$ verplaatsingen niet duidelijk onder-
schieden worden.

Er is geen kritische reductie factor van $\text{tg } \emptyset$ en
van c waarbij de structuur het begint te bege-
ven.

2) Zoals reeds vermeld is, houdt Plaxis geen reke-
ning met plastische scharnieren tijdens de

$\text{tg } \emptyset \pm c$ -reductie calculatie. Ondanks alles waren
de berekende momenten in zekere situaties noe-
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
verkegen door een $\text{tg } \emptyset - c$ reductie kon niet
bepaald worden.

Berekende verwormingen

In een Plaxisberekening, worden de verplaatsingen
berekende verplaatsingen werden gebruikt om een
speciale analyse te maken van bepaalde aspecten van
de kaaimuur.

1) De verplaatsingen verkegen langs de ankerrele-
menten werden gebruikt als input om de secun-

aanvullingen, de wijziging van materiaaleigenschap-
pen, de invoering van de ankers, enz.

Elke uitvoeringsfase bestaat uit een aantal bereke-
ningsstappen.

Binnen elke berekening wordt een geschikte hoe-
veelheid van specifieke belastingen ingevoerd.

Gedurende elke berekeningsfase worden de even-
wichtsfouten 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 gecomaterialen.

De vijf gevraagde materiaaleigenschappen worden
hieronder aangegeven.

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

E elastische stijfheidsmodulus van Young

ν coëfficiënt van Poisson

\emptyset 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 $\emptyset - c$ reductie

Voor structurele bouwkunde, wordt de veilig-
heidsfactor gedefinieerd als een verhouding van de
maximum kracht tegenover de reële kracht. Voor
grondstructuren is deze definitie niet altijd van toe-
passing.

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

Een meer adequate definitie van de veiligheidsfac-
tor is:

Veiligheidsfactor : $S_{\text{maximum kracht}} / S_{\text{nodig voor evenwicht}}$
hierbij stelt S de schuifkracht voor.

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.

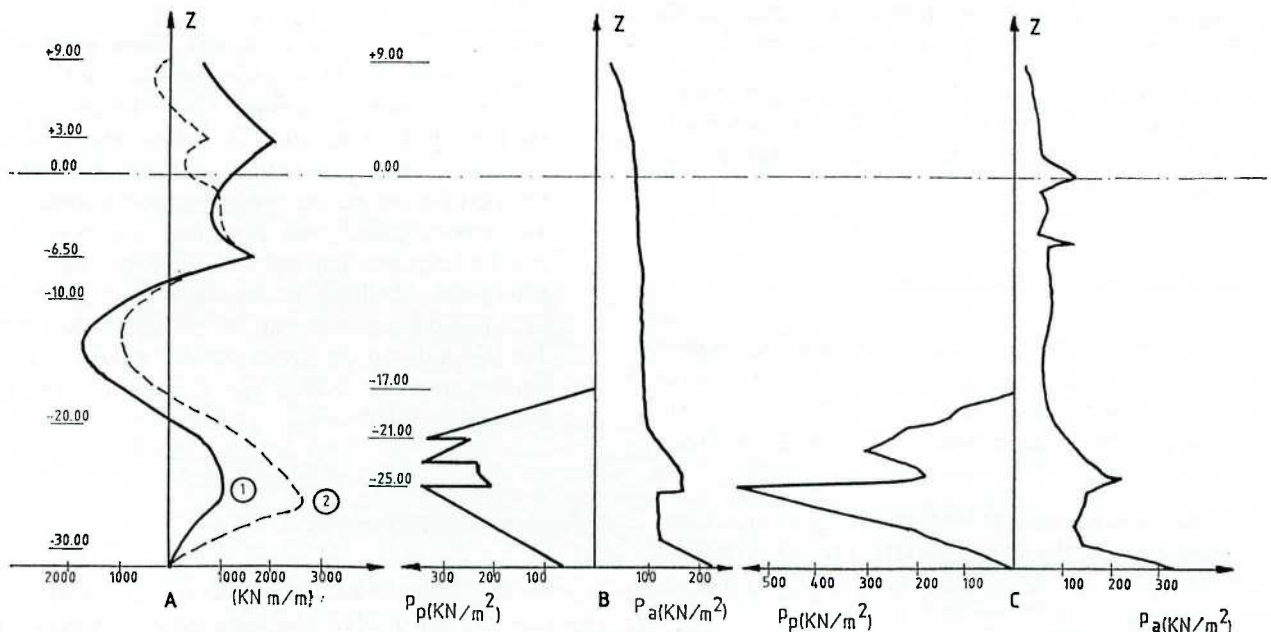
9.4. Vergelijking van de resultaten van de elasto-plastische berekening en van de Plaxisberekening

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 KAAMUUR

Wanneer de kademuur in den droge afgegewerkt is en de tijdelijke bescherming doorbroken zodat het rivierwater langzamen 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 wegluchthamen.

Het baggeren tot op een diepte van -14,50 m GLTWS 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 Krankeloon, op een varastand van 16 km, waar ze leeggezogen worden en waar de specie opgespooten wordt op de industrieterreinen van de Meiselse 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 projecten 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 milieu-vriendelijke wijze ingepplant werd in de rivier. Met het bouwen van deze tweede containerterminal in de Schelde kan de haven van Antwerpen de groot 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-over 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 kaalmuur 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 gemakkelijker 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 "MSHEFT" ontwikkeld door Delft Geotechnics, SCIA van ESA software en een eigen ontwikkeld pakket) wordt de berekeningsstijd kort en is een verandering van de inputgegevens gemakkelijk door te voeren.

Hiertegenover staat dat de berekening wordt herleid tot een enkelvoudige 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 tussenkomen.

2) De eindige elementen programma's zoals Plaxis

zijn nieuw, moeilijker 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 berekeningsstijden zijn 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 van de voor- als 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 dia-phragm 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 1300 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.

RECENSIES

OVERZICHT VAN TIJDSCHRIFTEN

1) M E N T

Nr. 2 - 1996

— De residentie van Baron Louis Empain

Deze residentie bekleedt een belangrijke plaats in het Belgisch architectuurlandschap.

— Het Vlaams Parlement

De plek waar het gebouw van het Vlaams Parlement zich bevindt, kent een lange voor geschiedenis.

Ooit maakten hertogen, prinses en keizers er jacht op evers of ander wild. In de nadagen van het Ancien

Régime, gaf de "beau-monde", met pruik en crino-line, hier rendez-vous voor lusterrijke bals en concerten. Een eeuw later scherpden nijvere ambtenaren er de pen, in dienst van 's lands posterijen. Vandaag, weer een eeuw verder, is het de beurt aan de Vlaamse volksvertegenwoordiging, voor de eeuwigheid dit-maal?

— La Cité Moderne

In de eerste helft van de jaren '20 werden vooral rond Brussel, maar ook elders in België verschillende tuinwijken gebouwd. Victor Bourgeois was, in samenwerking met Louis Van Der Swaelmen, de ontwerper voor één van die woonwijken: *La Cité Moderne* te Sint-Agatha-Berchem (1922-1925).

2) W.T.C.B. TIJDSCHRIFT
1e trimester - 1996

— Bouwen in de toekomst. Een visie op maatschappelijke en technologische ontwikkelingen

De bouw wordt vaak, ten onrechte, beschouwd als een oerconservatieve sector zonder vernieuwingskracht. De innovatiesnelheid ligt weliswaar een stuk lager dan in andere sectoren: versnippering, klein-vormen daarbij struikelblokken. Bij het bevorderen van kwaliteit en innovatie in de bouw speelt het W.T.C.B. een essentiële rol. Daartoe moet het ook

inspelen op de regionale, federale en Europese context. Dit artikel geeft een overzicht van de recente technologische ontwikkelingen, die er toe kunnen bijdragen dat de bouwsector een nieuw elan vindt en aansluit bij het innovatieritme in andere sectoren.

— Uitbloeiingen op baksteenmetselwerk

Onderhavig artikel geeft de resultaten van een W.T.C.B.-onderzoek omtrent uitbloeiingen op baksteenmetselwerk. Dit onderzoek had een tweevoudig doel: enerzijds het mechanisme achter het ontstaan van uitbloeiingen op buitenmetselwerk van baksteen bestuderen, en anderzijds nieuwe oplossingen ontwikkelen om dergelijk probleem te voorkomen.

— Naar een duurzaam plat dak

Het platte dak werd lange tijd toegepast zonder enige moeilijkheden op te leveren. Toen men de gebouwen na de energiecrisis in 1973 begon te isoleren, heeft men echter de invloed van de isolatie op de duurzaamheid en de windbelasting van het platte dak uit het oog verloren. Dit heeft o.a. tot waterinfiltraties en condensatieproblemen geleid. Nieuwe isolatie- en afdichtingsproducten en dakmenstellingen werden dan ook ontwikkeld ten einde platte daken met een uitstekende duurzaamheid en een grotere windweerstand op te bouwen. In dit artikel worden de verschillende aspecten van die evolutie toegelicht.

— Aantasting van binnenschrijnwerk door de spinthoutkever

— Nieuwe λ -waarden voor isolatiematerialen

3) GROENKONTAKT
Nr. 2 - 1996

— Boomplanten, een milieuvriendelijke vegetatiebestrijding

Er bestaan diverse alternatieven voor het gebruik van herbiciden bij de vegetatiebestrijding in jonge aanplantingen. Samen met het toenemende milieubewustzijn en gestimuleerd door het wegdermbesluit (Belgisch Staatsblad, 1984) nam ook in ons land de interesse voor alternatieve vegetatiebestrijding toe.

— Het gebruik van water- en oeverplanten in de natuurvriendelijke oeverbouw

Van november 1993 tot november 1995 werd aan de R.U.G. onderzoek uitgevoerd in opdracht van AMINAL, Afdeling Bos en Groen, waarin de kweek en het gebruik van water- en oeverplanten in de natuurvriendelijke oeverbouw centraal stond. Op een terrein van de Vlaamse Gemeenschap te Rijkevorsel werd een kleine pilootinstallatie opgericht voor het onderzoek naar de generatieve kweekmethoden van deze planten. Het opgekweekte materiaal werd dan gebruikt om enkele oevertrajecten op een natuurvriendelijke wijze (her)in te richten.

* * *

4) PARTEK ERGON MAGAZINE April – 1996

Speciaal nummer, gewijd aan de brandveiligheid van gebouwen, gezien vanaf het standpunt van een fabrikant van prefabelementen in beton. „Hoe reageert een constructie op brand?” Het onderzoek en het bepalen van de brandweerstand en de experimentele brand van een geprefabriceerd industrieel gebouw.

* * *

5) EQUIPMENT — ROAD CONSTRUCTION Nr. 94 – 1996

Dit nummer is gewijd aan de afbraakmethodes van constructies en de gebruikte machines: scharen, crushers, grijpers, giek en tendensen, hydro-afbraak en recycling in situ.

* * *

6) CEMENT Nr. 3 – 1996

— Medway tunnel in historische grond

Voor de tweede keer in de geschiedenis is in Engeland een afzinktunnel toegepast. Voor de betreffende locatie bleek dit een economischer keuze te zijn dan een boortunnel.

Enkele van de grote hindernissen waren de ondiepe rivier en het feit dat een bouwdok niet beschikbaar was in de omgeving. In Engeland is veel ervaring met boortunnels, dus ronde vorm en langsventilatie en ventilatoren. Voor rechthoekige gezonken tunnels vraagt dit grote nissen in het dak, vandaar de toepassing van dwarsventilatie. Een andere nieuwigheid is het vervangen van een mem-

braan voor de waterdichtheid door toepassen van de koeling van het beton (fig. 1).

— Paal-plaatfunderingen in Nederland

De combinatie van een fundering op staal en een fundering op palen kan in sommige gevallen ook in Nederland aantrekkelijk zijn.

— Het grijze gebied van het jonge beton (IV): spanningen en scheurvorming

De spanningsontwikkeling tijdens het verhardingsproces van beton is één van de oorzaken van scheurvorming. De spanningen zijn het gevolg van geheel of gedeeltelijk verhinderde temperatuur- en krimpvervormingen. Scheurvorming treedt op als de treksterkte wordt overschreden.

— Monolitisch afgewerkte betonvloeren in publieke ruimtes

In de bouw worden steeds meer vloeren monolitisch afgewerkt. Het polijsten van een vloer met een vlindermachine na het aantrekken van het verse beton (in de winter ± 8 uur na een stort, in de zomer al ± 3 uur na een stort) levert een hard en vlak oppervlak. Hierdoor kunnen (cement-)dekvloeren achterwege blijven, wat in de afbouwfase naast financieel ook in tijd voordeel geeft.

Dit artikel is de weergave van ervaringen opgedaan tijdens de uitvoering van monolitisch afgewerkte

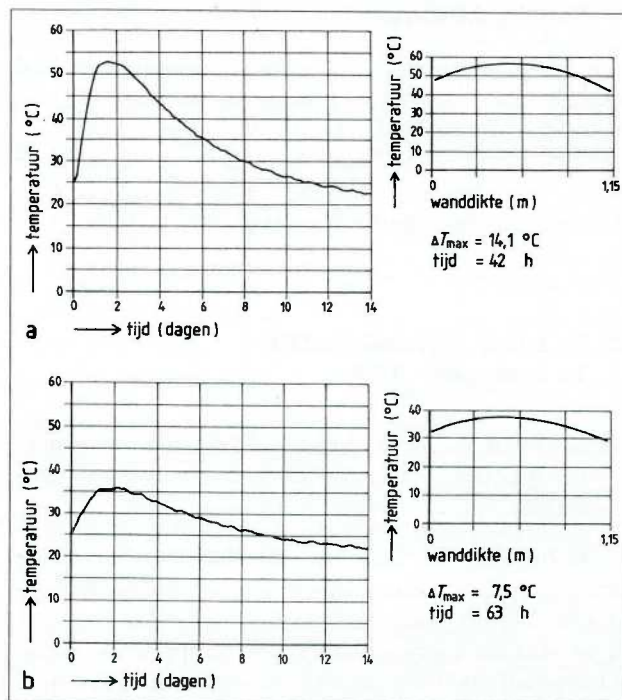


Fig. 1. — Geprognostiseerd temperatuurverloop in hete zomer en temperatuurverdeling over de wand. a. Bij achterwege laten van koelen. b. Bij toepassing van koelen.

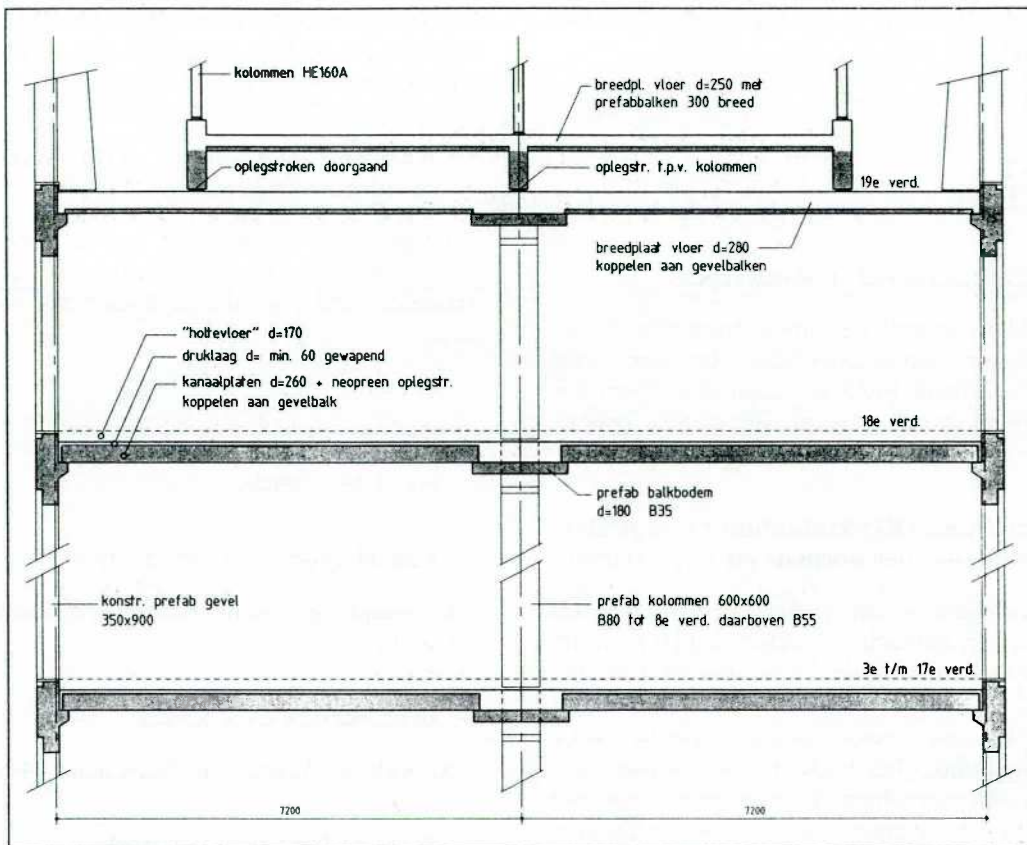


Fig. 2. — Principedoorsnede van de hoogbouw.

vloeren in de nieuwbouw voor de Hogeschool voor Economie en Management (HEM) in Utrecht.

— VBS Hoofdkantoor te Utrecht

De auteurs gaan in op de totstandkoming van het project, het bouwkundige en constructieve ontwerp en enkele constructieve en uitvoeringsaspecten.

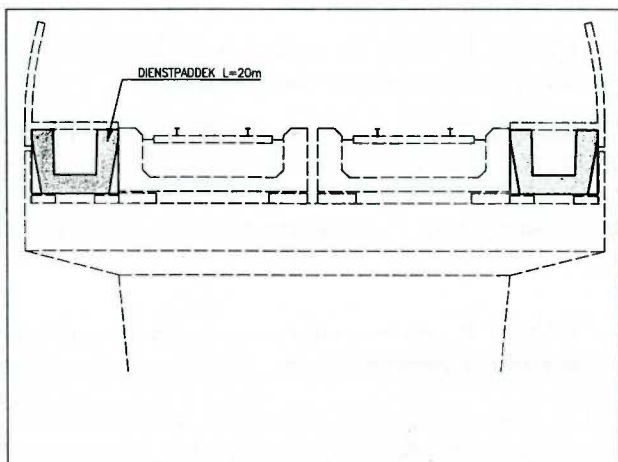
Het gebouw is gefundeerd op geprefabriceerde betonpalen. Voor de constructie is zoveel mogelijk

gebruik gemaakt van prefabelementen; prefabkolommen in het midden en gevelelementen aan de kant met daarop prefab balkbodems die de kanaalplaten dragen (fig. 2).

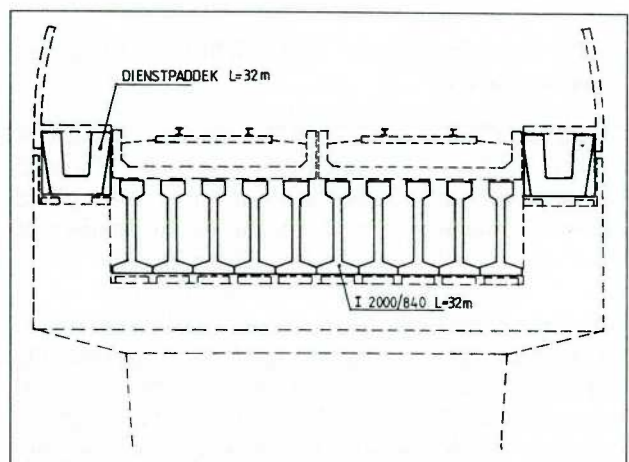
— De wind als onberekenbare factor

— Een sterk staaltje prefabricage

De grote urgentie van de werken voor de TGV-lijn tussen Brussel en Lille maakte een ver doorgedreven



Principe overspanning tot 20 m.



Principe overspanning tot 32 m.

Fig. 3

prefabricage noodzakelijk. Aandacht voor enkele van de sterkste staaljes (fig. 3).

*
*

7) CEMENT Nr. 4 - 1996

— De Noordzeteerterminal in Antwerpen

De in 1991 in gebruik genomen Antwerpse Euro-terminal voor containeroverslag bereikte eind 1995 al zijn maximale bezetting capaciteit. Even ten noorden hiervan wordt daarom een nieuwe containerkade gebouwd.

— Betonmechanica (V): aanhechting van geribde staven in beton met normale en hoge sterkte

Het aanhechtgedrag van geribde wapeningsstaven in beton met een kubusdruksterkte tot 110 N/mm^2 is experimenteel onderzocht door middel van uittrekproeven en buigproeven. De staalrekenen zijn lokaal gemeten met rekstrookjes, waarmee voor beide opsluitcondities het locale en het globale aanhechtgedrag zijn vastgelegd. De proefresultaten zijn gebruikt voor het afleiden van een aanhechtspanning-sliprelatie.

— Het grijze gebied van het jonge beton (V): praktische toepassing van modellen

In deze aflevering wordt een voorbeeld gegeven van de wijze waarop temperatuurgegevens en materiaalmodellen in de praktijk daadwerkelijk worden toegepast. De nadruk zal nu niet meer liggen op de beschrijving van de materiaalkundige achtergronden, maar op de ontwikkeling en toepassing van hulpmiddelen om het verhardende beton te controleren en te beheersen.

— Paalschachtcontrole met behulp van spanningssolven

In Nederland worden jaarlijks vele palen gecontroleerd door middel van integriteitsmetingen. Het doel van deze metingen is het aantonen van afwezigheid van vertorringen in de paalschacht, opdat de palen in staat zijn de belasting op de paalkop door te geven naar de draagkrachtige laag. De meting wordt uitgevoerd door met een hamer op de paalkop te slaan. Deze slag wekt een spanningsgolf op in de paal. De responsie van de paalkop wordt dan geregistreerd tegen de tijd, hetgeen informatie verschaft over de toestand van de paalschacht. Door de analogie met een bekend kinderspel heeft deze meettechniek de naam "hamertje tik" gekregen. Hoewel de techniek

reeds jaren wordt gebruikt, zijn de mogelijkheden en beperkingen niet bij iedere betrokkene bekend. Deze bijdrage hoopt dit te verbeteren.

— Waalbrug Zaltbommel (III): uitvoering van de hoofdoverspanning

Uitgebreide behandeling van de voor Nederland nieuwe bouwmethode, waardoor de Waalbrug vier maanden eerder werd opgeleverd dan volgens planning.

8) BOUWEN MET STAAL Nr. 129 - 1996

*
*

— Kokkerligger gezet uit staalplaat

Overkapping binnenplaats Kunstacademie St. Joost, Breda.

— Brug schuift over kanaal

Spoorbrug Amsterdam-Rijnkanaal, Weesp.

— Staal en beton samen sterk

Het integreren van staal en beton, anders dan in de vorm van gewapend beton, biedt de mogelijkheid een constructie te optimaliseren. In het nieuwe gebouw voor Otto is dat gedaan door een prefab betonconstructie te combineren met geïntegreerde liggers en stalen kolommen, gevuld met beton.

9) TUNNELS ET OUVRAGES SOUTERRAINS N° 132 - 1996

*
*

— BOLÉ: le radar de forage pour la reconnaissance à l'avancement du tunnelier

L'auscultation par radar utilise la réflexion d'impulsions électromagnétiques. Utilisée dans un forage, elle permet de détecter les variations de faciès géologique. Elle a donné de bons résultats sur le chantier au tunnelier d'ÉOLF.

— RECTUR: recommandations pour les tunnels urbains à gabarit réduit

Ces recommandations présentent les raisons d'utiliser les tunnels urbains à gabarit réduit. Elles traitent des problèmes de conception (vitesse, exploitation, géométrie) (fig. 4).

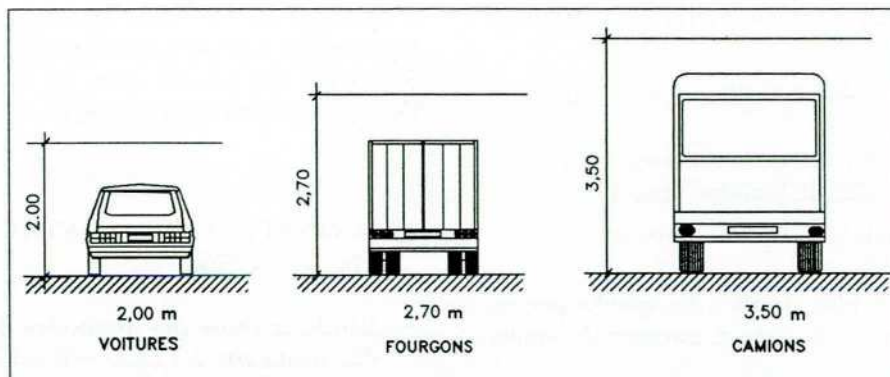


Fig. 4a. — Les trois gabarits autorisés recommandés.

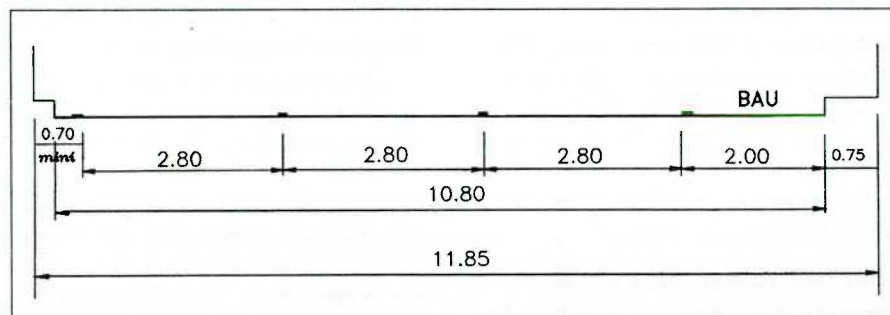
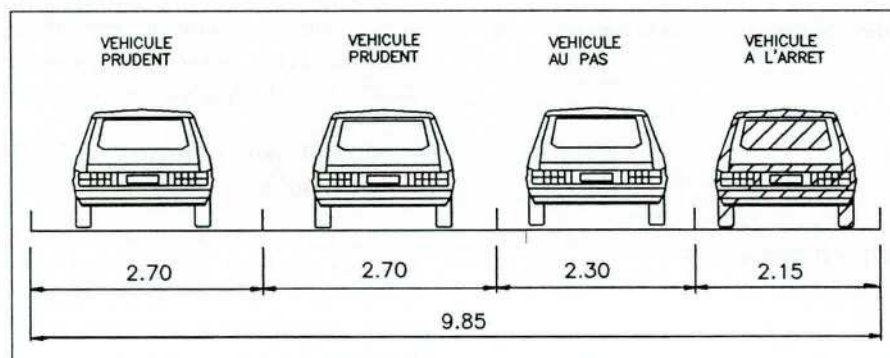
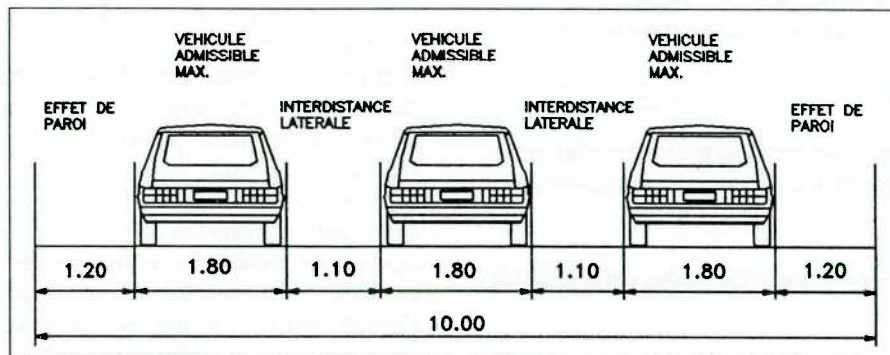


Fig. 4b. — Vérification portant sur les largeurs des véhicules et les interdistances latérales.

Fig. 4c. — Vérification portant sur la conservation du nombre de files de circulation au droit d'un véhicule arrêté.

Fig. 4d. — Vérification portant sur la largeur des voies et la présence des BAU et des trottoirs.

Très intéressant article qui comprend les chapitres suivants :

- pourquoi réaliser des tunnels urbains a gabarit réduit?
- une très forte portion du trafic urbain est composée de véhicules de hauteur limitée,
- ces tunnels ont une section plus faible, donc moins courbée,
- ces tunnels sont plus courts parce que les pentes sont plus fortes et la section transversale moins haute,
- il existe des précédents qui donnent de bons résultats,
- choix du gabarit autorisé en hauteur;
- géométrie de l'ouvrage avec le profil en long, le tracé en plan, le profil en travers, la hauteur et la largeur;
- les raccordements.

La figure 4b donne des renseignements utiles pour les auteurs de projet et les maîtres d'ouvrages (standardisation).

— Tassements liés au creusement des ouvrages en souterrain

Recommandation du groupe de travail n° 16 de l'AFTES.

— L'étranchée des voussoirs préfabriqués en béton

Recommandation du groupe de travail n° 9 de l'AFTES.

* * *

10) TUNNELS ET OUVRAGES SOUTERRAINS N° 133 - 1996

— BOLE : une nouvelle dimension de chantier

« BOLE » (Est Ouest Liaison Express) constitue une 5^e ligne du RER à Paris, à 30 m sous terre. Elle comporte aussi et surtout deux nouvelles gares souterraines aux dimensions exceptionnelles. Le chantier constitue l'un des plus grand de cette fin de siècle.

— Etranchement des tunnels anciens par une coque mince en béton projeté armé.

Pour l'étranchement des tunnels anciens de longueur moyenne (inférieure à 300 ou 400 m), la coque en béton projeté armé, protection mécanique d'une étranchée totale par feuille, présente des avantages pour l'économie du projet, les délais, les

contraintes sur le trafic pendant les travaux, par rapport à la solution classique en béton coffré. Les 3 articles qui suivent dans ce numéro présentent l'état des connaissances dans ce domaine.

* * *

11) CONSTRUCTION MÉTALLIQUE N° 1 - 1996

— Etude critique des méthodes de redistribution des moments à l'ELU selon l'Eurocode 4

L'étude présentée dans cet article a pour objectif d'examiner, par voie numérique, la validité des méthodes de dimensionnement simplifiées de l'Eurocode 4 concernant les analyses globales des poutres mixtes continues à l'Etat Limite Ultime. Dans une première partie, on rappelle les principes de ces méthodes, définies dans l'EC4 sur la base de coefficients de redistribution des moments. La deuxième partie est consacrée principalement à l'étude paramétrique des poutres mixtes à deux travées avec une section de classe 2 sur l'appui intermédiaire; quelques applications en classe 3 et en classe 1 sont également effectuées. L'analyse des résultats obtenus et les conclusions tirées sur chacun des aspects de l'étude tendent à mettre en évidence le caractère fréquemment sécuritaire de l'EC4, mais sans marge excessive de sécurité: des modifications de certains coefficients utiles à la redistribution des moments sont proposées dans le but d'avoir une marge de sécurité plus homogène pour divers degrés de connexion et rapports des longueurs des travées.

— Calcul par éléments finis du pont Charles-de-Gaulle

Cet article présente un calcul par éléments finis original du Pont Charles-de-Gaulle dont les formes spécifiques ont nécessité l'emploi de méthodes de calcul normalement réservées à la construction aéronautique.

Ce pont a une longueur totale de 208 m, divisée en trois travées de 69, 84 et 55 mètres. Sa conception qui s'inspire largement de la construction mixte, se caractérise par deux poutres en caisson entrecroisées par des diaphragmes et une tôle inférieure de fond de caisson curviligne. La section transversale est fermée en partie supérieure par une dalle en béton d'épaisseur variable comprise entre 35 et 16 cm, connectée aux poutres caissons et aux diaphragmes.

— Application de l'Eurocode 4. Dimensionnement des poteaux mixtes

Première partie: poteaux sollicités en compression axiale.

— **Caractéristiques torsionnelles des profils à parois minces**

* * *

**12) BULLETIN DE LIAISON DES
LABORATOIRES DES PONTS ET
CHAUSSEES
N° 202 - 1996**

— **Étude du comportement à basse température des bitumes routiers**

— **Application du Bending Beam Rheometer**

— **Les applications des statistiques et probabilités en géotechnique au LCPC**

Cet article passe en revue les principaux travaux réalisés, puis décrit quelques résultats typiques (tassements au cours du temps de remblais sur sols compressibles, risques de rupture sur un tracé de remblai routier, probabilités de rupture de fondations superficielles, influence de l'autocorrélation spatiale sur les tassements). Les possibilités d'application des analyses statistiques et des calculs de probabilités dans la pratique des études géotechniques sont enfin discutées.

— **Comportement en flexion composée de poteaux en béton à haute performance**

Les résultats d'essais en flexion composée de six poteaux de taille réaliste sont présentés dans cet article. Ils ont été coulés avec du béton à hautes performances de résistance moyenne égale à 100 MPa.

— **Comportement à long terme d'une liaison «Portland-Fondu». Exemple d'un clavage à base d'un béton alumineux: le viaduc de l'avenue du Rhône à Annecy**

Pour les opérations qui nécessitent un durcissement rapide du matériau, comme certains clavages, on est amené à mettre en œuvre du béton de ciment alumineux au contact des bétons traditionnels, à base de ciment Portland, déjà durcis. Compte tenu des caractéristiques chimiques des deux types de liant, la question du comportement à long terme d'une telle liaison peut se poser.

Le cas du viaduc de l'avenue du Rhône à Annecy, qui enjambe des voies SNCF électrifiées en 25 kV, donne une réponse à cette question grâce à une double expertise, effectuée par le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées et le Laboratoire Central de Lafarge, seize ans après la mise en place d'un clavage en béton de ciment fondu.

Les conclusions montrent que la liaison «alumineux-portland» est stable à long terme, sous condition expresse que les règles de mise en œuvre du béton de ciment alumineux (qui sont rappelées) soient rigoureusement respectées.

— **La nouvelle méthode des coulis de l'AFREM pour la formulation des bétons à hautes performances**

* * *

13) ROUTES ET AÉRODROMES

N° 738 - 1996

— **Mise au point d'un atténuateur de chocs autoroutiers**

Face au problème particulier de l'isolement des points durs qui peuvent être heurtés en cas de sortie de chaussée et en collaboration étroite avec l'ASFA et des experts de niveau européen, un atténuateur de chocs appelé ACS 100 a été mis au point et commence à être installé sur les autoroutes gérées par ces deux sociétés.

— **Recommandations pour les tunnels urbains à gabarit réduit (RECTUR)**

Les projets de souterrains réservés aux voitures légères se multiplient en ville et correspondent à des tunnels de plus en plus longs. Il y correspond des caractères spécifiques: tracés en plan, profils en long, profils en travers, vitesses autorisées. Les réflexions se sont développées à l'initiative du Directeur des Routes qui a demandé au Centre d'études des tunnels d'animer un groupe chargé d'élaborer des recommandations à ce sujet. Des représentants des services techniques de l'État et de collectivités locales y ont pris part. Le résultat de ce travail est le texte RECTUR «Recommandations pour les tunnels urbains à gabarit réduit».

On y insiste fortement sur l'interaction entre les conditions d'exploitation et la définition géométrique des ouvrages.

Les économies apportées par de tels souterrains réservés aux VL peuvent être importantes: sections des profils en travers réduites, mais aussi déclivités plus élevées, ce qui facilite les entrées et sorties de terre; aération et ventilation simplifiées, grâce à l'absence de poids lourds.

De tels souterrains, de grande longueur, sont appelés à se multiplier en ville, si on sait les rendre suffisamment clairs et propres pour être attractifs pour l'utilisateur.

* * *

14) ROUTES ET AÉRODROMES N° 739 – 1996

- **Le manège Total: contribution à l'étude des performances des enrobés très minces et drainants**
- **Du comportement à froid des bitumes et des enrobés. Application au marché français**

Dans certains pays, et plus particulièrement en France, des bitumes très durs sont utilisés pour la préparation d'enrobés à module élevé (EME). Une telle option est présentée comme valable pour les couches de roulement pour limiter le risque d'orniérage, lequel résulte d'un accroissement significatif du trafic poids lourds. Mais cela peut être obtenu, parfois, au prix de performances insuffisantes en comportement à froid, conduisant à des phénomènes de fissuration de surface.

Dans cette étude, une comparaison est faite entre un EME type basé sur un bitume de grade 20 et deux formules basées sur des bitumes de grade 35/50, un bitume conventionnel et un bitume « multigrade ». Ce dernier, Multiphalte de Shell, a déjà fait ses preuves dans la lutte contre l'orniérage.

- **Évaluation de bitumes modifiés selon les spécifications SHRP sur les liants**

Dans cette étude, des bitumes modifiés par des élastomères, des plastomères et des bitumes semi-soufflés ont été évalués et classés selon les méthodes développées pour les liants par le Strategic Highway Research Program (SHRP). Ces produits améliorent nettement les propriétés rhéologiques aux hautes températures de service, mais les bitumes plastomères et plus encore les bitumes semi-soufflés sont plus fragiles à froid que les bitumes élastomères.

- **Lutte contre l'orniérage; le bon produit à la bonne place**

* * *

15) TRAVAUX N° 717 – 1996

Ce numéro est consacré à la production et au transport de l'énergie et comprend quatre chapitres: les gazoducs, les pipelines, le forage et le stockage, l'électricité.

- **Le plus long pipeline jamais attribué par un opérateur**

En avril 1996, ETPM commencera la pose d'un réseau de pipelines sous-marin de 2.000 km en mer du Nord.

Ce contrat est un défi technologique, par les cadences de pose, donc de soudage des tubes, qu'il faudra maintenir pendant des mois sans interruption, et par la taille des conduites (40 à 42") dans des mers profondes (370 m) dans des zones très septentrionales.

- **Les gazoducs en tunnel de Troll**

La pose de cinq gazoducs dans un tunnel impose des contraintes particulières et des solutions originales qui ne respectent pas la logique de progression linéaire.

Avec des réserves estimées à 1.300 milliards de mètres cubes, Troll est le plus important gisement de gaz naturel d'Europe. Situé en mer du Nord, sur le plateau continental norvégien, il a été découvert en 1979. La mise en exploitation de sa zone orientale (Troll East), qui va commencer en 1996, a nécessité des travaux d'infrastructures considérables; une plate-forme de forage et d'exploitation d'une hauteur de 430 m dont la base repose par 303 m de fond, une usine de traitement sur le littoral, reliée à la plate-forme par trois gazoducs sous-marins (fig. 5).

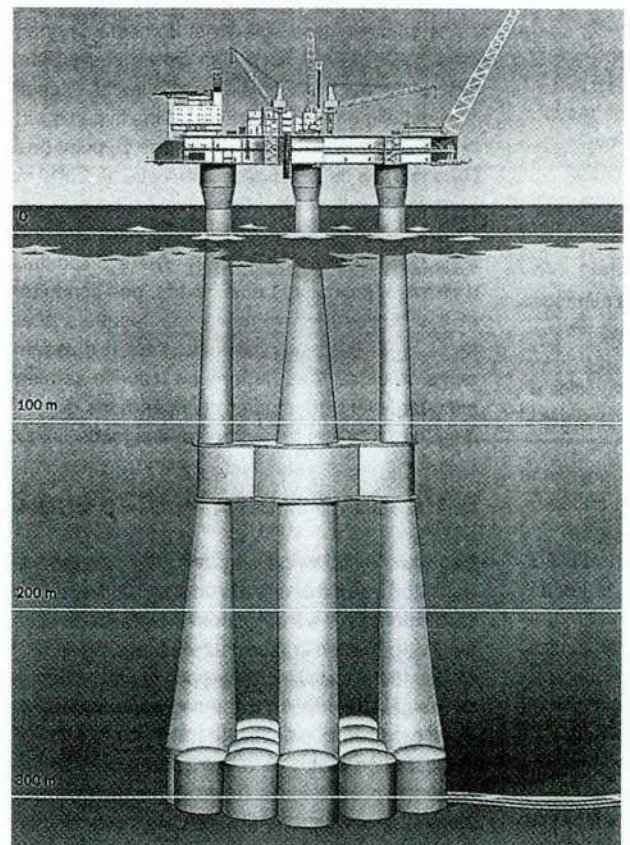


Fig. 5

— La barge de production en béton «Nkossa»

Cet article présente la barge de production Nkossa en accordant une attention particulière à la coque en béton et aux aspects maritimes.

La coque de la barge est de forme rectangulaire, de 220 m de long, 46 m de large et 16 m de creux.

Un béton à hautes performances, de 70 MPa de résistance à la compression sur cylindre, a été utilisé pour la construction de la coque à la fois pour sa résistance et sa durabilité (fig. 6).

— Réservoirs de GNL au Qatar. Étude et réalisation de trois unités de 85.000 m³

S.N. Technigaz associé à Bouygues et Bouygues Offshore s'est vu décerner, le 27 mai 1993 par Qatargas, la réalisation de trois réservoirs de stockage de gaz naturel liquéfié (GNL) d'une capacité de 85 000 m³ chacun.

Chaque réservoir comprend une cuve métallique réalisée en acier à 9% de nickel, et une enceinte en béton servant de double protection de sécurité. L'enceinte est monolithique, précontrainte par des câbles circulaires et verticaux. Le dôme est sphérique et bétonné sur une coupole métallique servant de coffrage et de membrane d'étanchéité. Il sert de support à de nombreuses plates-formes d'accès aux tuyauteries, aux pompes et aux systèmes de sécurité (fig. 7).

— Les lignes électriques à très haute tension : difficultés de réalisation

16) TRAVAUX N° 718 – 1996

Ce numéro est consacré aux «Travaux urbains» avec des articles sur des ouvrages dans des villes françaises: tunnels, réhabilitation de collecteurs d'égout, un stade, une passerelle etc.

* * *

17) PCI JOURNAL Nr. 2 – 1996

— Architectural Detailing and Precast/Pre-stressed Concrete Play Key Role in Success of the Boston College Parking Structure

The article presents the architectural and structural features, together with production details, of this award winning parking structure.

— Prestressed Concrete Piles in Jointless Bridges

Design criteria and structural details are presented for using precast, prestressed concrete piles in jointless bridges (fig. 8).

The purpose of this investigation is to determine the feasibility of using precast, prestressed concrete piles in jointless bridges and to develop design criteria and pile-abutment joint details that can be used in practice.

* * *

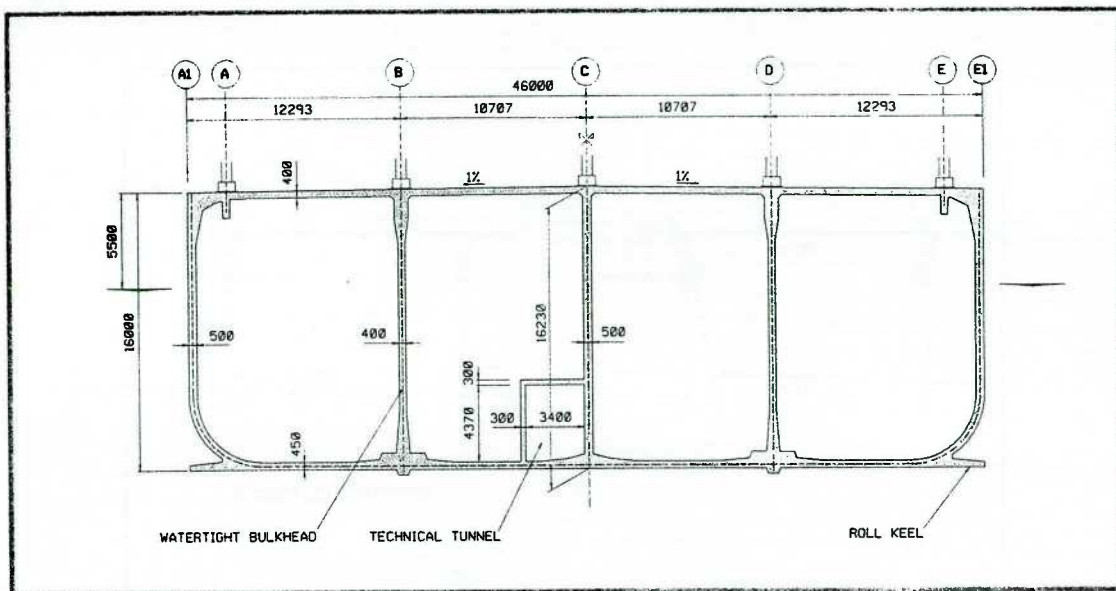


Fig. 6

18) ACI STRUCTURAL JOURNAL
 Nr. 1 - 1996

- Design of Nonflexural Members with Normal and High-Strength Concretes
- Tensile Bond Strengths of Deformed Bars of High-Strength Concrete

Results are presented from an experimental investigation into the tensile bond strengths of deformed bars embedded in high-strength concrete ($f'_c \leq 70$ MPa). A total of 20 beam specimens in two High-strength concrete ($f'_c > 50$ MPa) is a far more brittle material than normal-strength concrete. As a result, doubts have been expressed as to the ductility inherent in members made of high-strength concrete. This paper details tests on flexural members

— Full-Range Behavior of High-Strength Concrete Flexural Members: Comparison of Ductility Parameters of High and Normal-Strength Concrete Members

series was tested statically to measure both the splice strength and the development strength.

Fig. 7. — Coupe fonctionnelle des réservoirs.

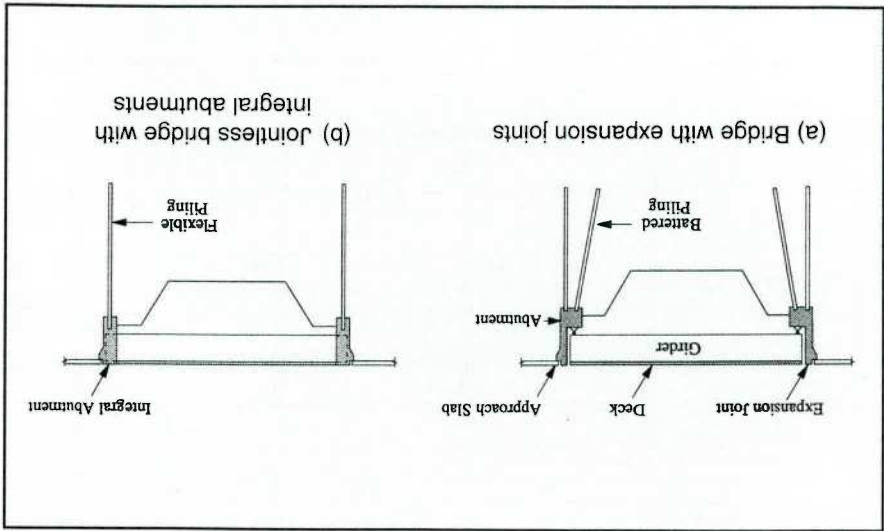
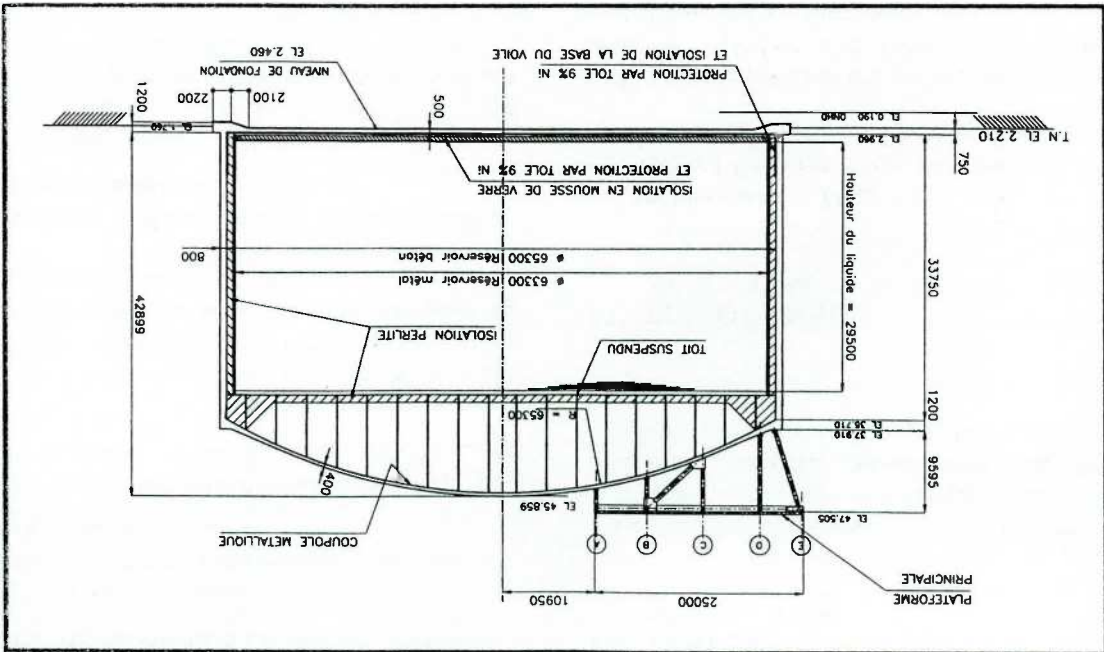


Fig. 8a. — Types of bridge abutments.

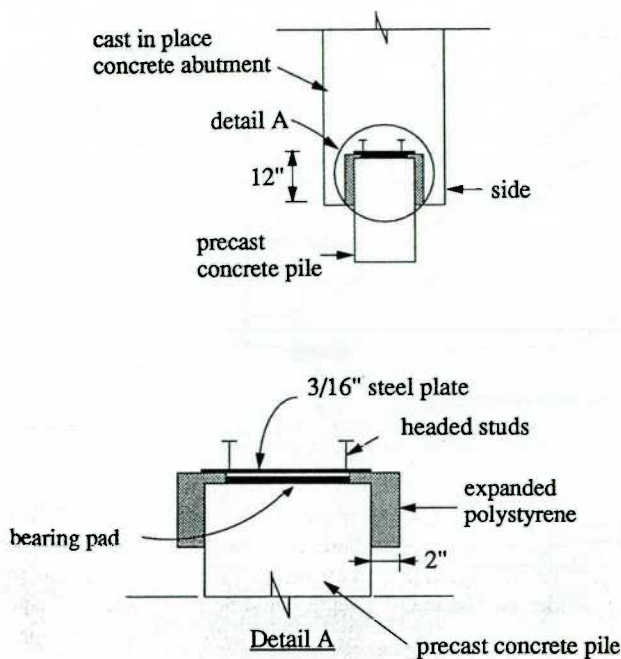


Fig. 8b. — Proposed concrete pile-abutment joint.

made with high-strength concrete with a view of determining three key ductility parameters: hinge lengths, softening slopes, and hinge rotation capacities. The paper concludes that high-strength concrete members exhibit qualitatively similar trends in ductility when compared with normal-strength concrete, and that, despite high-strength concrete being a more brittle material, flexural members made with high-strength concrete exhibit greater ductility.

— General Shear Design Method

A simple, unified method is presented for the shear design of both prestressed concrete members and nonprestressed concrete members. The method can treat members subjected to axial tension or axial compression and treats members with and without web reinforcement. The derivation of the method is summarized and the predictions of the method are compared with those of the current ACI Code.

— Flexural Response of Concrete Beams Reinforced with FRP Reinforcing Bars

An experimental and theoretical comparison between flexural behaviors of concrete beams reinforced with fiber reinforced plastic (FRP) reinforcing bars and identical conventionally reinforced ones was investigated. This comparison was made in terms of cracking behavior, load-carrying capacities and modes of failure, load-deflection response, flexural rigidity, and strain distribution. The results indicated that perfect bond exists between FRP reinforcing bars and the surrounding concrete.

— Properties of Fiber Reinforced Structural Lightweight Concrete

Results of an experimental investigation of the behavior of fiber reinforced structural lightweight concrete are presented in this paper. Properties investigated include workability and behavior under compression, splitting tension, and flexure.

Results indicate that a compressive strength of about 42 MPa (6,000 psi) can be obtained for concretes with an equilibrium density of 1,650 kg/m³ (105 lb/ft³). Fibers increase flexural and splitting tensile strengths substantially. The modulus of elasticity is enhanced by about 30 percent. Fiber reinforced concrete exhibits excellent ductility.

* * *

19) ACI STRUCTURAL JOURNAL Nr. 2 — 1996

— Performance of Strengthened Concrete Deep Beams Predamaged in Shear

Frequency of strengthening or repair work has increased tremendously in recent years, and it has now become part of a multibillion dollar opportunity, as well as a problem. So, it is urgent to find suitable procedures for strengthening or repairing concrete members. In the experiment described in this paper, 18 prestressed and nonprestressed concrete deep beams were tested to failure, strengthened, and then retested to failure for a second time.

Comparisons with the ACI Code and other prediction methods show that the strengthened deep beams failed at conservative ultimate loads (fig. 9).

— Bond and Force Transfer of Composite Materials Plates Bonded to Concrete

One possible method for strengthening deteriorated concrete structures is to bond externally composite material plates to the concrete. To implement such a rehabilitation, the nature of the bond between the composite plate and the concrete must be understood. Based on the test results, recommendations for obtaining the highest strength bond are made. In addition, conclusions regarding the rate of force transfer and the maximum effective bond length for the joint studied are presented.

— Fretting Fatigue in Post-Tensioned Concrete Beams

— Punching Shear of Continuous Flat Reinforced Concrete Slabs

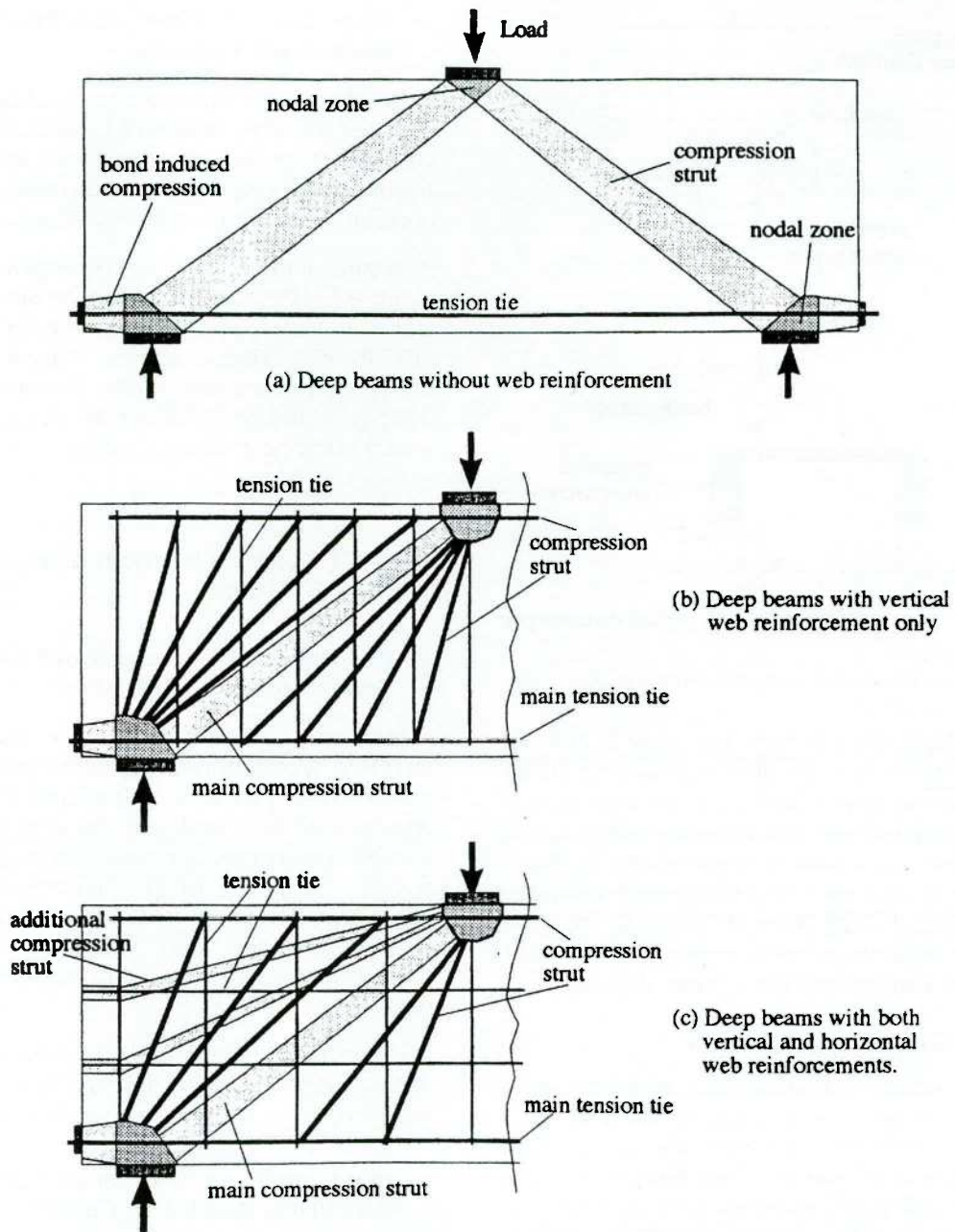


Fig. 9. — Possible strut-and-tie models for deep beams.

— Design Strength of Slender Concrete-Filled Rectangular Steel Tubes

Simplified studies of the short-term behavior of concrete-filled steel tubes are described. A procedure is then developed for calculating the axial strength of concrete-filled steel rectangular columns based on the intersection of the section strength envelope and the nonlinear loading line.

* * *

20) F.I.P. NOTES
Nr. 4 – 1996

— Grand Central Water Tower

The elegant cone-shaped 6.8 Ml Grand Central water tower in Midrand is one of the largest of its kind in South Africa. Standing 46 m high, the structure presented an enormous challenge to the professional team and to the contractor who had to develop innovative construction methods.

Considerable forces generated by the water loading called for prestressed concrete on the water-retaining portion of the tower. Ordinary reinforced

concrete was used for the rest of the tower. Extensive use was made of precast concrete elements for the floor and roof slabs. The need for awkward support work underneath these slabs was thus eliminated (fig. 10).

— Experience gained using optical fibre sensors on a road bridge

In 1992, in Noetsch, Austria, a triple span road bridge was opened. The span width of this limited prestressed concrete bridge is 13 + 18 + 13 m. This bridge, has two special technological features which were applied for the first time in Austria. Firstly, prestressing was not produced with steel prestressing tendons, but by means of 41 prestressing tendons of fibre-polymer-composite material (FPC). Each of these tendons consists of 19 resin-bonded FPC bars, each with a diameter of 7.5 mm. The tensile strength of these bars is about 1,520 MPa, the permissible prestressing force of a 19-bar tendon is 600 kN.

The second special feature of this bridge is the use, also for the first time, of a monitoring system on the basis of optical fibres. In addition to those optical fibres which were already integrated in the FPC tendons during production, and which now indicate whether the tendons are intact or not, a second group comprises so-called optical fibre strain sensors. These sensors are subsequently incorporated into the

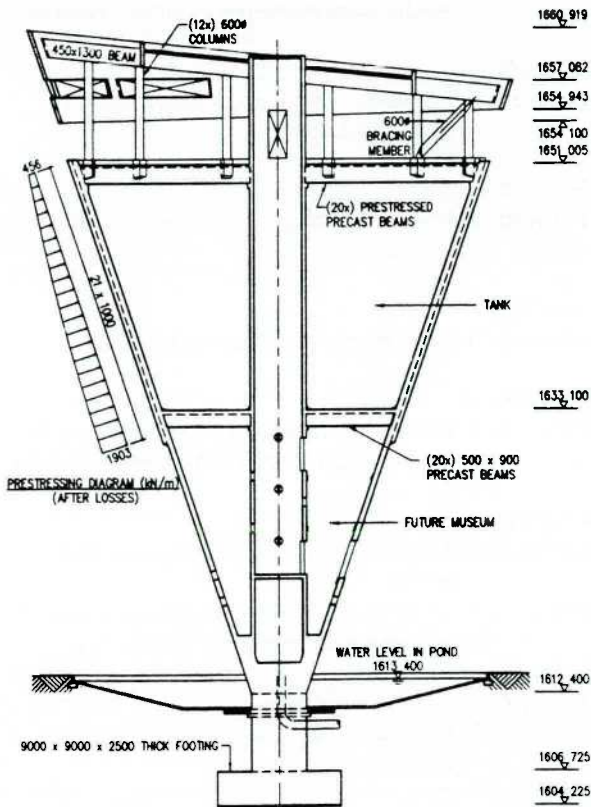


Fig. 10. — Section through water tower.

structure and indicate a change in length at the particular point as a result of a change in the amount of light passing through the sensors.

* * *

21) WORLD TUNNELLING
Nr. 2 – 1996

— Hong Kong Tubes

Two major underwater projects utilise immersed tube technology.

— Rapid Excavation at Lainberg

Austrian road tunnel uses additive-free shotcrete on fast advance.

— Power from Dongfen

Difficulties overcome in large Chinese hydro-power scheme.

— Vancouver Lions Gate

The case for a tunnel system to supplement the ageing Lions Gate bridge.

A safety review of the Lions Gate suspension bridge started that the concrete bridge deck and the structural steel supporting the deck need total replacement by as early as 1998. The piers, towers, main suspension cables and suspender cables were all found to be serviceable. Numerous private sector proposals surfaced in the following months.

With the total roadway width of 10.3 m dictating an inside tunnel diameter of 11.1 m and assuming 45 cm thick segments, the outside ring diameter is 12.0 m.

Further study is required to determine the specific anti-corrosion measures (e.g. epoxy-coating of reinforcing steel) required to protect a 100 year-plus investment. Segments and keys will be gasketed, to allow only very low water infiltration.

* * *

22) WORLD TUNNELLING
Nr. 3 – 1996

— Ground Treatment

Grouting and freezing equipment for treatment of fissured ground.

Unless prevented or controlled, ingress of water into road and rail tunnels will be detrimental to furnishings and the efficient utilisation and safety of the completed works. The effects will be increased if the groundwater is saline and hydrostatic pressures are large. Methods taken to prevent or limit water

ingress include grouting to seal fissures and reduce permeability, and ground freezing. Controlling water inflow through concrete linings is often by seam-welded membrane sheets backed by drainage felt. The final lining may be made from dense, impermeable concrete, possibly containing pulverised fuel ash (PFA) or silica fume (microsilica). Reinforcement bars may be made from stainless steel or coated in epoxy, and corrosion-inhibiting additives may be included in the concrete mix. Grout is injected to fill the annulus and joints in the concrete or segments.

— Mettman Main

German sewer project uses four different tunneling techniques, cut and cover, pipejack, TBM drive and drill-and-blast.

* *
* *

23) BAUTECHNIK

Nr. 3 – 1996

— Hat die europäische Normung in der deutschen Geotechnik eine Chance?

Als Mitglied der Kommission, die den Eurocode 7 ausarbeitete, befaßte sich der Autor mit Schwierigkeiten, die sich bei der Einführung in die deutsche Grundbaupraxis ergeben können. Das sind: die Unterteilung des Grenzzustandes der Tragfähigkeit in drei Fälle mit unterschiedlichen Teilsicherheitsbeiwerten, die Findung charakteristischer Bodenkennwerte, die Gewinnung der veränderlichen Haupt- und Zusatzlasten und die Folgen für die Traglastberechnung der Fundamente und Pfähle (fig. 11).

— Nachweise für eine Winkelstützwand nach dem neuen Sicherheitskonzept

Es wird ein Überblick gegeben, wie sich das nun vorliegende Konzept mit Teilsicherheitsbeiwerten aus den sicherheitstheoretischen Grundlagen entwickelt hat. Anschließend werden die Besonderheiten des neuen Sicherheitskonzeptes im Grundbau erläutert (z. B. die drei Arten der Grenzzustände der Tragfähigkeit). Für eine Winkelstützwand werden alle maßgebenden Bemessungs- und Standsicherheitsnachweise nach dem neuen Sicherheitskonzept beschrieben. Die Bemessungsergebnisse nach dem herkömmlichen und dem neuen Sicherheitskonzept werden verglichen und bewertet. Der Anhang enthält die vollständige Berechnung und Nachweisführung für die Winkelstützwand.

— Das Knicken von Verpreßpfählen mit kleinem Durchmesser in weichem, bindigem Boden

Nach vorherrschender Meinung verhindert selbst sehr weicher Boden das Ausknicken von (konventio-

nellen) Pfählen. Diese Faustregel trifft aber für neuartige Verpreßpfähle mit kleinem Durchmesser nicht mehr unbedingt zu. Im Gegenteil: Minimale Setzungsvorgänge in einer Weichschicht erzwingen geradezu ein Ausknicken. Die Knickfigur wird jedoch durch die seitliche Bodenreaktion stabilisiert, so daß der druckbelastete Verpreßpfahl eine reduzierte Traglast beibehält, die mit einem einfachen Rechenverfahren ermittelt werden kann. Das Rechenverfahren wird anhand von typischen praktischen Beispielen erläutert.

ENV 1991-1: Eurocode 1– Planungsgrundlagen für Bauwerke Teil 1: Grundlagen
ENV 1992-1-1: Eurocode 2: Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken. Teil 1 Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau
ENV 1993-1-1 Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten. Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln, Bemessungsregeln für den Hochbau
ENV 1994 Eurocode 4: Entwurf ... von Verbundbauwerken aus Stahl und Beton
ENV 1995 Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauwerken
ENV 1996 Eurocode 6: Bemessung von Mauerwerksbauten
ENV 1997-1 Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik. Teil 1: Allgemeine Regeln
ENV 1988-1-1 Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben Teil 1-1: Grundlagen – Erdbebeneinwirkungen und allgemeine Anforderungen an Bauwerke
ENV 1999 Eurocode 9: Entwurf ... von Aluminiumkonstruktionen

Fig. 11. — Derzeitiger Stand der Euronormen.

— Großbohrpfähle mit Mantelverpressung

Die Mantelreibung von Großbohrpfählen kann durch nachträgliche Verpressung gesteigert werden. Einige Anwendungsbeispiele sowie das Herstellungsverfahren werden beschrieben, und die Auswirkungen auf die Wechselwirkung zwischen Pfahl und Boden, die Größe der Mantelreibung sowie die Möglichkeit einer Vorausberechnung werden erörtert.

— Verfahren zur Ermittlung der Setzung von Fundamenten infolge zyklischer Beanspruchung

In vorliegendem Beitrag werden ein Laborverfahren und ein Verfahren aus Setzungsmessungen zur

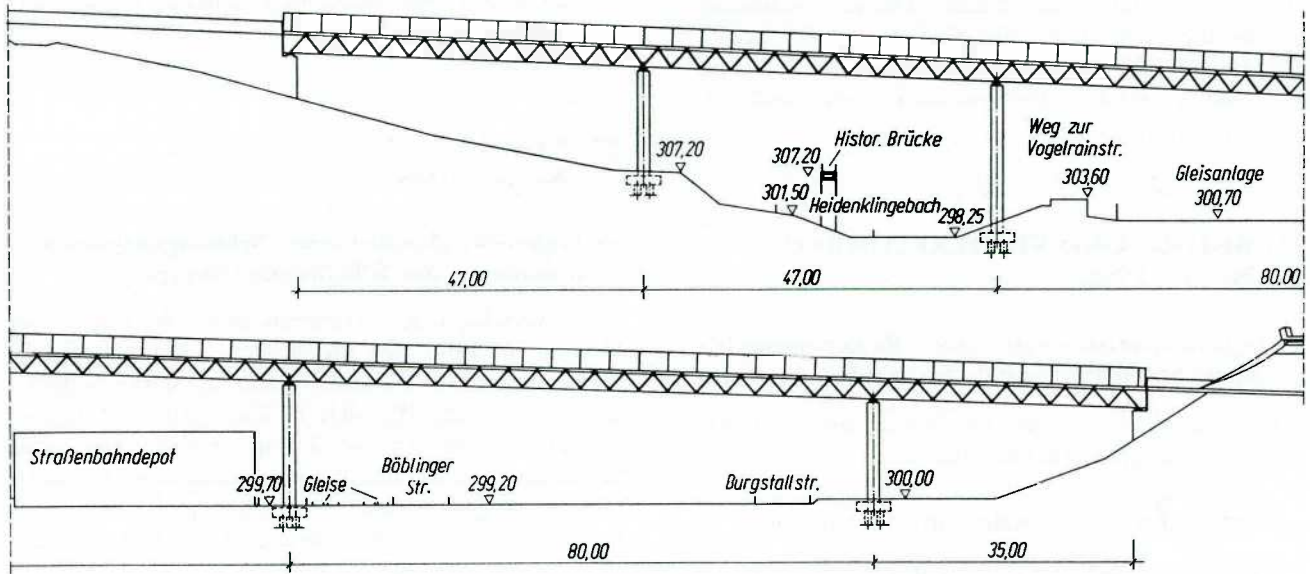
Vorausmittlung des Setzungsanteils infolge Verkehrslast für Fundamente von Brücken und aufgeständerten Strecken vorgestellt.

* * *

24) BAUTECHNIK
Nr. 4 - 1996

— Einfache Bemessungsregeln im Mauerwerksbau

Zur Vereinfachung des Standsicherheitsnachweises von einfachen kleinen Mauerwerksbauten wurde vom ISO/TC 179 der Entwurf einfacher Bemessungsregeln (simple rules) erarbeitet. Diese Regeln sollen für Gebäude mit bis zu zwei Vollgeschossen gelten.



Querschnitt Feldbereich

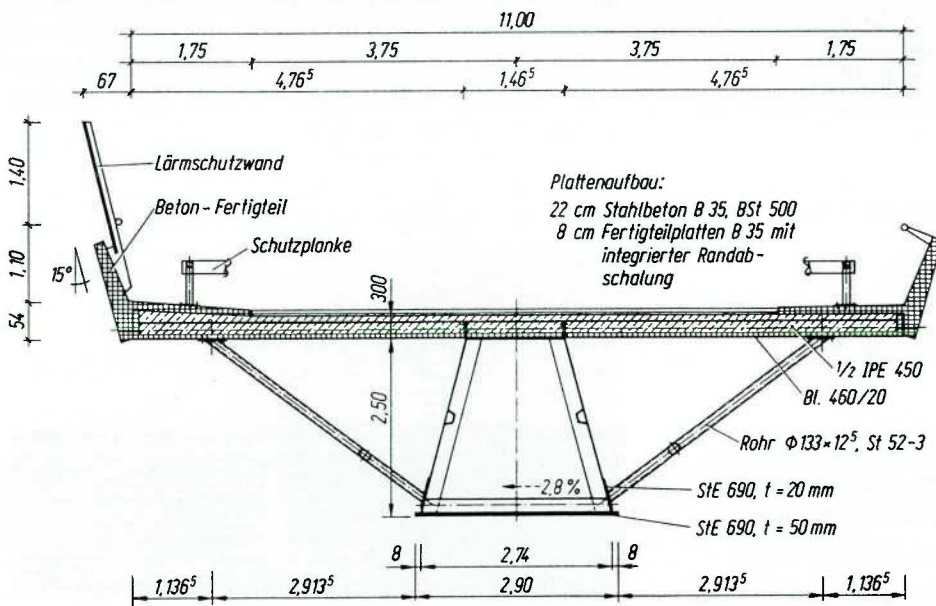


Fig. 12

— **Physikalisch nichtlineare Stabberechnungen nach Eurocode 2**

Mit den physikalisch nichtlinearen Berechnungsmethoden von EC2, Anhang 2 und Anhang 4, lassen sich die Schnittgrößenverteilungen und die Verformungen genauer bestimmen als mit den vereinfachten Verfahren von EC2. Dadurch kann man zu günstiger Bewehrungsanordnungen und Entwürfen gelangen.

— **Neue Traglastberechnung für schlanke Stahlbetonstützen**

Das neue Berechnungsverfahren geht von der Beobachtung aus, daß sich beim Erreichen der Traglast im maßgebenden Querschnitt der schlanken Stütze ein Fließgelenk bildet. Da der plastische Drehwinkel näherungsweise eine Materialkonstante ist, kann sowohl die Auslenkung des Fließgelenks als auch die Traglast einer schlanken Stütze mühelos berechnet werden.

* * *

25) BETON- UND STAHLBETONBAU
Nr. 3 – 1996

— **Ingenieurwettbewerb des Regierungspräsidiums Stuttgart für eine Straßenbrücke**

Erster Preis. Eine über fünf Felder durchlaufende Balkenbrücke ohne Vouten (fig. 12).

— **Stahlbeton-Innenschalen im U-Bahnbau**

Die Stadt München baut U-Bahntunnel, in denen Stahlbeton-Innenschalen im Verbundsystem mit vorher aus Spritzbeton hergestellten Außenschalen als zweiteilige Verbundschalen hergestellt werden. Die Stahlbeton-Innenschale aus Beton B 25 mit wasserundurchlässigem Gefüge übernimmt die Trag- und Abdichtfunktion.

— **Versuche über das Kriechen und Schwinden hochfesten Betons (2. Teil)**

* * *

26) BETON- UND STAHLBETONBAU
Nr. 4 – 1996

— **Planung und Ausführung von in Längsrichtung nicht vorgespannten Betonfahrbahnplatten für die Stahlverbundbrücken Siebenlehn und Wilkau-Haßlau**

In Deutschland wurde in den letzten Jahren eine Sehr wirtschaftliche Bauart für große Stahlverbund-

brücken eingeführt, bei der die Betonfahrbahnplatte in Längsrichtung nicht vorgespannt ist. Sie wird längs ausschließlich mit Betonstahl bewehrt.

Am Beispiel der Brücken Siebenlehn und Wilkau-Haßlau werden typische Merkmale der Bauart und der Einfluß von unterschiedlichen Herstellverfahren auf die Beanspruchung und Bewehrung der Fahrbahnplatte theoretisch und bei der Bauausführung aufgezeigt.

— **Zum Tragverhalten von Vergußverankerungen für CFK-Litzen**

Bei der Gestaltung von Verankerungssystemen für Faser-Kunststoff-Verbund-(FKV)-Elemente muß das Materialverhalten dieser Werkstoffe, insbesondere die Schub- und Querdruckempfindlichkeit, berücksichtigt werden.

* * *

27) STAHLBAU
Nr. 3 – 1996

— **Regen-Wind-induzierte Schwingungserscheinungen an der Elbebrücke Dömitz**

An verschiedenen Hängern der Elbebrücke bei Dömitz im Zuge der Bundesstraße 191 haben sich im Winter 1993/94 außerordentlich starke Schwingungen gezeigt, die sich in ihrer Art und Größe wesentlich von den in Europa bisher bekannten Schwingungserscheinungen an Seilen oder Hängern von Stabbogenbrücken unterschieden. In der Folge traten Anrisse im Anschlußbereich der Hänger auf.

Es wird dargestellt, wie die Schwingungen erkannt und welche Maßnahmen ergriffen wurden, um die Sicherheit und Dauerhaftigkeit des Bauwerks zu gewährleisten. Weiterhin wird über erste Untersuchungsergebnisse über das Entstehen dieser Schwingungen berichtet (fig. 13).

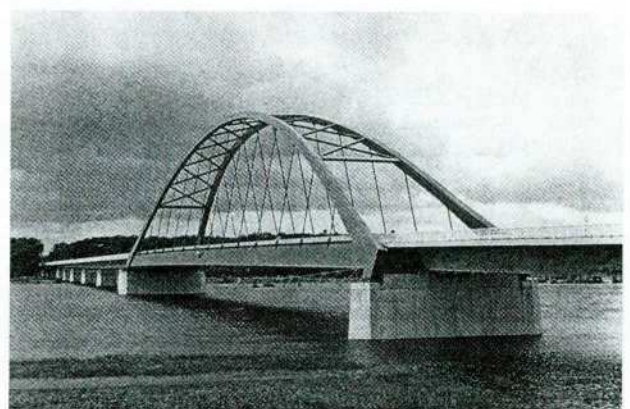


Fig. 13. — Stromöffnung der Elbebrücke bei Dömitz.

Endgültige Maßnahmen:

- Organische Schwingungsdämpfer.
- Verstärkung der Hängeranschlussspunkte.

— **Einfluß der Standzarge auf die Lebensdauer von Druckwechselbehältern**

Druckwechsel-Adsorptionsbehälter sind hochzyklisch beanspruchte Konstruktionen, deren Lebensdauer auch wesentlich von der Anschlußnaht zwischen dem Behälter und der Standzarge abhängt. In der Anschlußnaht entstehen unter Innendruckbelastung hohe Zugspannungen, die „verformungsinduziert“ sind. Mit Hilfe von vertikalen Schlitzen in der Standzarge ist es möglich, diese Spannungen abzubauen und die Lebensdauer günstig zu beeinflussen. Anhand von Finite-Element-Analysen und Druckbehälter-Regelwerken wird gezeigt, daß mit dieser konstruktiven Maßnahme die Ermüdungssicherheit des Behälters erhöht werden kann.

— **Einige Untersuchungen zum Metallschneiden mit abrasiven Druckwasserstrahlen unter Outdoor-Bedingungen**

* * *

28) STAHLBAU
Nr. 4 - 1996

— **Zum Krüppeln von Trapezprofilen unter örtlich konzentrierten Lasten**

— **Untersuchungen an 50 Jahre alten ausgebauten Seilen von Tragkabeln einer Hängebrücke**

Brückenseile mit einer 50jährigen Nutzungszeit werden nach ihrem Ausbau auf ihre technologischen Werte untersucht. Die ermittelten Werte werden Literaturdaten aus der Ursprungslieferung sowie von anderen Brückenseilen gegenübergestellt. Erkennbare Unterschiede ergeben sich für die dynamischen Werte, die sich alle im unteren Streubereich andeuten.

— **Beitrag zur Berechnung von Verbundbalken und einachsigen gespannten Verbundplatten**

* * *

29) BAUINGENIEUR
Nr. 4 - 1996

— **Abtrag und Tragwerkserneuerungen bei Pilzbrücken der Brenner Autobahn unter Verkehr (fig. 14)**

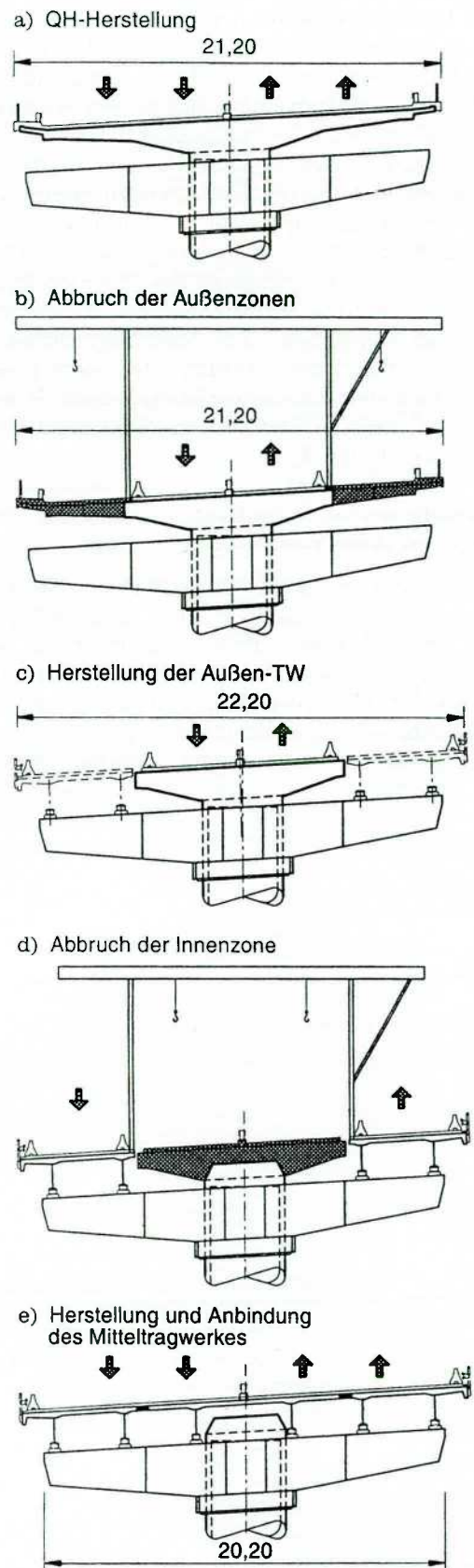


Fig. 14. — Konzept der Tragwerkserneuerung.

Der Erhaltungszustand der Pilzbrücken der Brenner Autobahn erforderte den Ersatz der Überbauten, der ohne Verkehrsunterbrechung durchzuführen war. Erschwerend kam hinzu, daß bei den sogenannten Vollpilzen beide Richtungsfahrbahnen auf einen gemeinsamen Tragwerk auftrühen. Das Ausfüh-rungsprojekt sieht an die verbleibenden Hohlstützen angepasste Quertypen vor, auf die neue, durchlaufende Balkentragwerke aufgelegt werden. Durch den abschnittweisen Rückbau des Pilzquerschnittes und anschließenden Aufbau des neuen Tragwerks konnte der Forderung nach Aufrechterhaltung des Verkehrs entsprochen werden. Im vorliegenden Bericht wird über das Entwurfskonzept, die Herstellung der Querjoche und den Rückbau der Pilzbrücken berichtet (fig. 14).

— Rißschäden an Betonbauteilen und eine Strategie zu ihrer Vermeidung

Das Vermeiden von Rissen in Stahlbetonbauwerken ist in der Regel nicht möglich, aber auch nicht nötig. Dennoch führen Rißschäden bis heute noch immer zum Streit zwischen dem Bauherrn und dem Konstrukteur bzw. den bauausführenden Firmen. Die Ursache der Auseinandersetzungen liegt häufig in der fehlenden Abstimmung zwischen den am

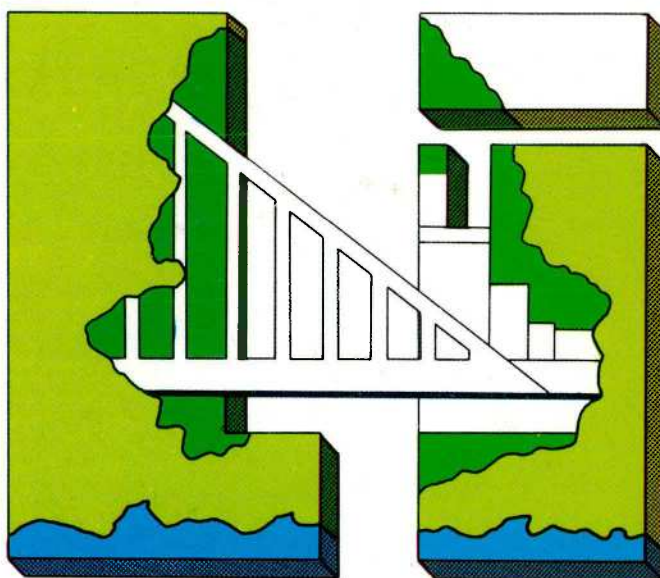
— Saalebrücke Rudolphstein

Durch den gestrigen Ausbau der Bundesautobahn A 9 von Berlin bis Nürnberg wurde der Umbau der Saalebrücke Rudolphstein, einer Bogenbrücke aus dem Jahre 1936, erforderlich. Um die vorhandene Brücke in ihrer optischen Wirkung nicht zu beeinträchtigen, wurde eine Konstruktion gewählt, die durch schlanke, achteckige Pfeiler und einen gevouteten schlanke Überbau selber eher unauffällig wirkt.

Bauwerk Beteiligten. Bei Bauwerken mit hoher Anforderung an Dichtigkeit bzw. Korrosionsschutz soll deshalb eine eindeutige Vereinbarung zwischen Bauherrn und Auftragnehmer getroffen werden, ob die Rißbreite im Hinblick auf die Dichtigkeit oder Korrosionsschutz mit erhöhter Mindestbewehrung begrenzt wird, oder ob eine größere Rißbreite zugelassen werden kann und die Gebrauchstauglichkeit durch zusätzliche Baumaßnahmen sichergestellt wird.

Zum Vermeiden der Rißschäden ist in der Regel diejenige Bewehrungsmenge ausreichend, die die Rißkraft des Betonquerschnitts unter Berücksichtigung der gewünschten Rißbreite aufnehmen kann.

LOGO VAN HET DEPARTEMENT
LEEFMILIEU EN INFRASTRUCTUUR



Opgemaakt door het Atelier Van Dijk-Kerkhofs, Kuringer Steenweg 62, 3500 Hasselt