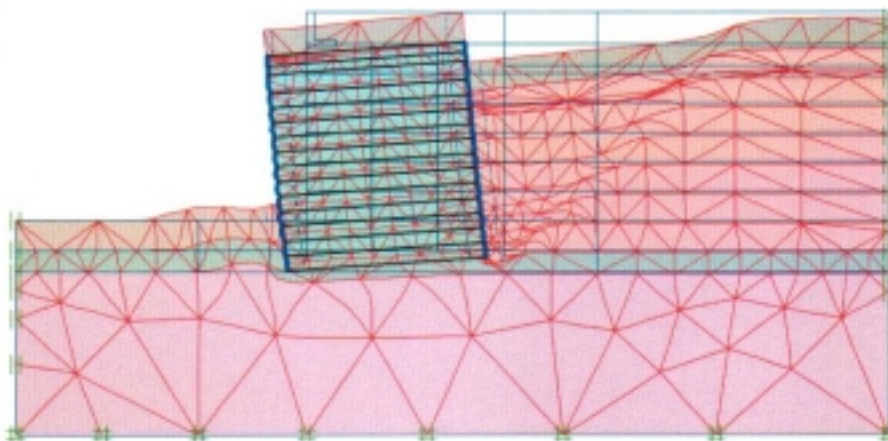
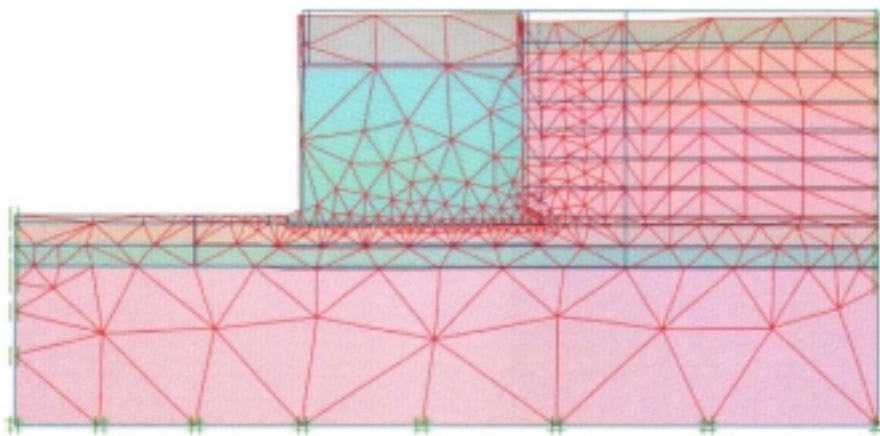
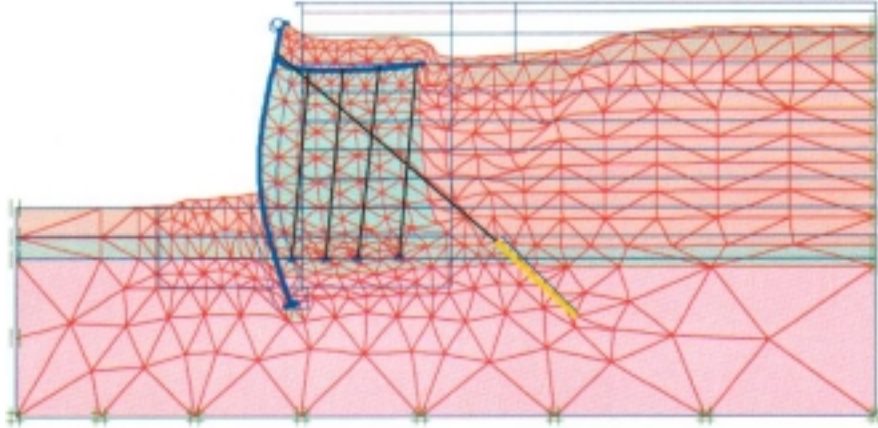


WESTERSCHELDE CONTAINER TERMINAL

Casestudie naar alternatieven voor de zeekeer

Juni 2002



Afstudeerder: Ernst Mol (9576495)

WESTERSCHELDE CONTAINER TERMINAL

Casestudie naar alternatieven voor de zeekade

juni 2002

Afstudeercommissie:

Prof. drs. ir. J.K. Vrijling
Dr. ir. R. B.J. Brinkgreve
Ir. J.G. de Gijt
C-J Schouten (BAM NBM Infra)

Afstudeerder: Ernst Mol (9576495)

VOORWOORD

Voor u ligt mijn afstudeerscriptie in het kader van de studie Civiele Techniek, TU Delft. De titel van het rapport luidt: Westerschelde Container Terminal, een casestudie naar alternatieven voor de constructie van de zeeakade.

Deze titel komt niet geheel uit de lucht vallen. Eind 2000 is door Zeeland Seaports het traject gestart, dat uiteindelijk tot de aanleg van de Westerschelde Container Terminal moet leiden. Dit project, de door de opdrachtgever geraamde aanlegkosten bedragen circa € 250 mln., is (na de HSL-zuid en de Betuwelijn) één van de grootste civieltechnische projecten in Nederland aan het begin van de 21^e eeuw. Zes aannemersconsortia zijn geselecteerd om een aanbieding te doen voor dit Design & Construct & Maintenance-project. Eén van deze zes consortia bestond uit het Nederlandse bouwconcern **BAM NBM NV** en de Belgische baggeraar **Jan de Nul**.

Ik heb het geluk gehad als afstudeerder betrokken te zijn geweest bij het gehele aanbestedingstraject van een dergelijk groot project, en wel bij BAM NBM Beton- & Industriebouw BV te Breda, een werkmaatschappij van BAM NBM NV. Een folder van dit bedrijf is in bijlage A gevoegd. Ook ander bedrijven uit het cluster BAM NBM Infra, te weten BAM NBM Funderingstechniek (Gorinchem) en Multiconsult BV (Breda), hebben mij met raad en daad bijgestaan. Ik wil de personen van deze vestigingen die betrokken zijn geweest bij het afstudeertraject, bedanken voor hun tijd en inzet.

Daarnaast wil ik sommige mensen persoonlijk bedanken. Allereerst mijn afstudeercommissie, bestaande uit Prof. drs. ir. J.K. Vrijling (hoogleraar Waterbouwkunde TU Delft), dr. ir. R. B. J. Brinkgreve (Plaxis BV en de sectie Geotechniek TU Delft), ir. J.G. de Gijt (Gemeentewerken Rotterdam) en C-J Schouten (BAM NBM Beton- & Industriebouw), voor hun deskundige begeleiding gedurende de totstandkoming van dit rapport.

Ten tweede de direct betrokkenen van BAM NBM Infra. Ik heb tijdens de aanbesteding van het project steeds advies kunnen vragen aan met name twee leden van het ontwerpteam van BAM NBM / Jan de Nul: ir. Erik Rabbers (Multiconsult BV), als deskundige op het gebied van geotechniek en ir. Wilbert van den Broek (BAM NBM Funderingstechniek), expert op het gebied van funderingstechnieken. Bedankt voor jullie bereidwilligheid, misschien ook wel eens op (voor jullie) ongeschikte momenten! Tot slot mijn begeleider die dit afstudeerproject mogelijk heeft gemaakt: Cor-Jan Schouten. Zowel op het vakinhoudelijke als persoonlijke vlak ben ik hem zeer erkentelijk.

En natuurlijk “last but not least”: mijn directe familie en vriendenkring. Zonder diens steun en toeverlaat was deze scriptie nooit geweest, tot wat die nu is!

Breda / Hendrik Ido Ambacht, juni 2002

Ernst Mol.

INHOUDSOPGAVE

TITELPAGINA	I
VOORWOORD	II
INHOUDSOPGAVE	III
LIJST VAN FIGUREN EN TABELLEN	VI
SAMENVATTING	XII
1 INLEIDING	1 - 1
2 PROJECTBESCHRIJVING WCT	2 - 1
2.1 INLEIDING	2 - 1
2.2 AANLEIDING WESTERSCHELDE CONTAINER TERMINAL	2 - 2
2.3 ZEELAND SEAPORTS	2 - 4
2.4 MOGELIJKE LOCATIES VOOR EEN CONTAINERTERMINAL IN VLISSINGEN	2 - 6
2.5 LOCATIEKEUZE CONTAINERTERMINAL	2 - 10
2.6 HOOFDLIJN PVE WESTERSCHELDE CONTAINER TERMINAL	2 - 12
2.7 PROBLEEM- & DOELSTELLING	2 - 14
3 VOORSELECTIE KADECONSTRUCTIES	3 - 1
3.1 INLEIDING	3 - 1
3.2 CAISSON CONSTRUCTIE	3 - 3
3.2.1 INLEIDING	3 - 3
3.2.2 QUICK SCAN CAISSONCONSTRUCTIE WCT	3 - 3
3.2.3 AFWEGING CAISSONCONSTRUCTIE	3 - 4
3.2.4 CONCLUSIE TOEPASBAARHEID VAN CAISSONS VOOR WCT	3 - 6
3.3 L-MUUR CONSTRUCTIE	3 - 7
3.3.1 INLEIDING	3 - 7
3.3.2 QUICK SCAN L-MUUR CONSTRUCTIE WCT	3 - 7
3.3.3 AFWEGING L-MUUR CONSTRUCTIE	3 - 9
3.3.4 CONCLUSIE TOEPASBAARHEID VAN L-MUUR VOOR WCT	3 - 9
3.4 CAISSON CONSTRUCTIE	3 - 10
3.4.1 INLEIDING	3 - 10
3.4.2 QUICK SCAN BLOKKENMUUR CONSTRUCTIE WCT	3 - 10
3.4.3 AFWEGING BLOKKENMUUR CONSTRUCTIE	3 - 11
3.4.4 CONCLUSIE TOEPASBAARHEID VAN BLOKKENMUUR VOOR WCT	3 - 12
3.5 VERANKERDE DAMWAND CONSTRUCTIE	3 - 13
3.5.1 INLEIDING	3 - 13
3.5.2 QUICK SCAN VERANKERDE DAMWAND WCT	3 - 14
3.5.3 AFWEGING VERANKERDE DAMWAND CONSTRUCTIE	3 - 16
3.5.4 CONCLUSIE TOEPASBAARHEID VERANKERDE DAMWAND WCT	3 - 16
3.6 KISTDAM/CELLENDAM CONSTRUCTIE	3 - 17
3.6.1 INLEIDING	3 - 17
3.6.2 QUICK SCAN CELLENDAM WCT	3 - 17
3.6.3 AFWEGING CELLENDAM CONSTRUCTIE	3 - 19
3.6.4 CONCLUSIE TOEPASBAARHEID CELLENDAM VOOR WCT	3 - 20
3.7 CONCLUSIE	3 - 21
4 HYDRAULISCHE RANDVOORWAARDEN	4 - 1
4.1 INLEIDING	4 - 1
4.2 MAATGEVENDE WATERSTANDEN RONDOM VLISSINGEN-OOST	4 - 2
4.3 MAATGEVENDE GOLFHOOGTE RONDOM VLISSINGEN-OOST	4 - 5
4.4 CONCLUSIE	4 - 11
5 GEOTECHNISCHE RANDVOORWAARDEN	5 - 1
5.1 INLEIDING	5 - 1
5.2 GRONDPROFIEL ZEEKADE	5 - 2
5.3 BEPALING VAN DE GRONDPARAMETERS	5 - 3
5.3.1 INLEIDING	5 - 3
5.3.2 ALGEMENE GRONDEIGENSCHAPPEN	5 - 3
5.3.3 HOEK VAN INWENDIGE WRIJVING	5 - 3
5.3.4 BEDDINGSCONSTANTE	5 - 4
5.3.5 ELASTICITEITSMODULUS	5 - 5
5.4 HEIBESCHOUWING	5 - 7
5.5 CORROSIEPROBLEMATIEK	5 - 8
5.6 CONCLUSIE	5 - 9

6	BELASTINGGEVALLEN CONFORM EAU'96	6 - 1
6.1	INLEIDING	6 - 1
6.2	ALGEMENE BELASTINGGEVALLEN EAU'96	6 - 1
6.3	LASTFALL 1WCT	6 - 3
6.4	LASTFALL 2 WCT	6 - 4
6.5	LASTFALL 3 WCT	6 - 5
6.6	OPMERKINGEN BELASTINGGEVALLEN EAU'96	6 - 6
6.7	CONCLUSIE	6 - 7
7	COMBIWAND-CONSTRUCTIE WCT	7 - 1
7.1	INLEIDING	7 - 1
7.2	COMBIWAND	7 - 2
7.2.1	INLEIDING	7 - 2
7.2.2	BEPALEN VAN DE HOOFDDIMENSIES VAN DE COMBIWAND	7 - 2
7.2.3	KEUZE COMBIWANDSYSTEEM	7 - 5
7.2.4	INVLOED UITVOERINGSFASERING OP DE BUISPAAL	7 - 10
7.3	VERANKERING	7 - 12
7.3.1	INLEIDING	7 - 12
7.3.2	DE TIREXPAAL	7 - 12
7.3.3	BEPALING MAXIMALE OP TE NEMEN TREKKRACHT TIREXPAAL	7 - 14
7.3.4	INVLOED UITVOERINGSFASERING OP DE TIREXPAAL	7 - 17
7.4	ONTLASTCONSTRUCTIE	7 - 23
7.4.1	INLEIDING	7 - 23
7.4.2	SCHEMATISATIE ONTVLOER	7 - 23
7.4.3	DIMENSIONERING FUNDERINGSPALEN ONTLASTVLOER	7 - 26
7.4.4	DIMENSIONERING ONTLASTVLOER	7 - 32
7.5	DEFINITIEVE BEREKENING COMBIWAND	7 - 33
7.5.1	INVOER MSHEET	7 - 33
7.5.2	UITVOER MSHEET	7 - 35
7.6	DETAILLERING KADEMUUR	7 - 39
7.6.1	DETAILLERING KOP VAN DE KADEMUUR	7 - 39
7.6.2	DETAILLERING ACHTERKRAANBAAN	7 - 40
7.7	PLAXISANALYSE COMBIWANDCONSTRUCTIE	7 - 41
7.7.1	INLEIDING	7 - 41
7.7.2	CONTROLE SERVICE LIMIT STATE (SLS)	7 - 41
7.7.3	CONTROLE ULTIMATE LIMIT STATE (ULS)	7 - 41
7.7.4	TERUGKOPPELING NAAR STATISCHE BEREKENINGEN	7 - 43
7.8	UITVOERINGSMETHODIEK COMBIWANDCONSTRUCTIE	7 - 46
7.9	BEGROTING COMBIWANDCONSTRUCTIE VOOR DE WCT	7 - 47
7.10	CONCLUSIES COMBIWAND T.B.V. ZEEKADE WCT	7 - 49
8	CAISSON-CONSTRUCTIE WCT	8 - 1
8.1	INLEIDING	8 - 1
8.2	BEREKENINGSMETHODIEK CAISSON	8 - 2
8.3	GEOMETRIE CAISSON	8 - 3
8.3.1	LENGTE CAISSON	8 - 3
8.3.2	HOOGTE CAISSON	8 - 3
8.3.3	BREEDTE CAISSON	8 - 5
8.4	BEREKENING VAN DE HOOFDDIMENSIES VAN DE CAISSON	8 - 11
8.4.1	REKENUITVOER	8 - 11
8.4.2	GEVOELIGHEIDSANALYSE	8 - 14
8.5	DIMENSIONERING CONSTRUCTIE-ELEMENTEN CAISSON	8 - 16
8.5.1	INLEIDING	8 - 16
8.5.2	BESCHRIJVING CONSTRUCTIE-ELEMENTEN VAN DE CAISSON	8 - 17
8.5.3	OPTIMALISATIE CAISSONDOORSNEDE	8 - 19
8.6	STABILITEIT TIJDENS HET TRANSPORT	8 - 22
8.7	PLAXISANALYSE CAISSONCONSTRUCTIE	8 - 23
8.7.1	INLEIDING	8 - 23
8.7.2	CONTROLE SERVICE LIMIT STATE (SLS)	8 - 23
8.7.3	CONTROLE ULTIMATE LIMIT STATE (ULS)	8 - 23
8.7.4	TERUGKOPPELING NAAR STATISCHE BEREKENINGEN	8 - 26
8.8	UITVOERINGSMETHODIEK CAISSONCONSTRUCTIE	8 - 27
8.9	BEGROTING CAISSONCONSTRUCTIE VOOR DE WCT	8 - 29
8.10	CONCLUSIE CAISSONS T.B.V. ZEEKADE WCT	8 - 31
9	CELLENDAM-CONSTRUCTIE WCT	9 - 1
9.1	INLEIDING	9 - 1
9.2	BEREKENINGSMETHODIEK CELLENDAM	9 - 2
9.3	GEOMETRIE CELLENDAM	9 - 4
9.3.1	LENGTE CELLENDAM	9 - 4
9.3.2	HOOGTE CELLENDAM	9 - 6
9.3.3	BREEDTE CELLENDAM	9 - 7
9.4	BEREKENING VAN DE HOOFDDIMENSIES VAN DE CAISSON	9 - 13
9.4.1	REKENUITVOER	9 - 13
9.4.2	DEFINITIEVE CONFIGURATIE	9 - 17

9.5	DETAILLERING VOOR- EN ACHTERKRAANBAAN	9 - 18
9.6	PLAXISANALYSE CELLENDAM	9 - 19
9.6.1	INLEIDING	9 - 19
9.6.2	CONTROLE SERVICE LIMIT STATE (SLS)	9 - 19
9.6.3	CONTROLE ULTIMATE LIMIT STATE (ULS)	9 - 19
9.6.4	TERUGKOPPELING NAAR STATISCHE BEREKENINGEN	9 - 22
9.7	UITVOERINGSMETHODIEK CELLENDAMCONSTRUCTIE	9 - 23
9.8	BEGROTING CELLENDAMCONSTRUCTIE VOOR DE WCT	9 - 25
9.9	CONCLUSIE CELLENDAM T.B.V. ZEEKADE WCT	9 - 27
10	CONCLUSIES & AANBEVELINGEN	10 - 1
10.1	CONCLUSIES	10 - 1
10.2	AANBEVELINGEN	10 - 4
	LITERATUURLIJST	10 - 5
BIJLAGE A:	BEDRIJFSFOLDER BAM NBM Beton- & Industriebouw	A - 1
BIJLAGE B:	OVERZICHTSTEKENINGEN ZEELAND SEAPORTS	B - 1
BIJLAGE C:	LITERATUURSTUDIE	C - 1
C.1	KADEMUURCONSTRUCTIES IN DE TIJD	C - 1
C.2	INVENTARISATIE KADECONSTRUCTIES	C - 10
BIJLAGE D:	VOORSELECTIE KADECONSTRUCTIES	D - 1
D.1:	CAISSONCONSTRUCTIE	D - 1
D.2:	L-MUUR CONSTRUCTIE	D - 6
D.3:	BLOKKENMUUR CONSTRUCTIE	D - 10
D.4:	VERANKERDE DAMWAND CONSTRUCTIE	D - 13
D.5:	KISTDAM/CELLENDAM	D - 17
BIJLAGE E:	HYDRAULISCHE RANDVOORWAARDEN WCT	E - 1
E.1:	GOLFGEGEVENS MEETSTATION ZKAT	E - 1
E.2:	BEREKENINGEN HYDRAULISCHE RANDVOORWAARDEN	E - 4
BIJLAGE F:	GEOTECHNISCHE RANDVOORWAARDEN	F - 1
F.1:	SONDERINGEN DKM 25 & DKM 75	F - 1
F.2:	TABEL CUR 162	F - 4
F.3:	BEREKENINGSMETHODEN GRONDDRUKKEN	F - 6
BIJLAGE G:	BELASTINGGEVALLEN CONFORM EAU'96	G - 1
G.1:	TABELLEN EAU'96	G - 1
G.2:	BEREKENING ONTWERPGOLFHOOGTE	G - 2
BIJLAGE H:	COMBIWAND-CONSTRUCTIE	H - 1
H.1:	BEREKENINGEN COMBIWAND	H - 1
H.2:	STABILITEITSBEREKENINGEN M-SHEET	H - 11
H.3:	BEREKENINGEN UITVOERINGSFASEN	H - 12
H.4:	INPUT/OUTPUT PLAXIS COMBIWAND WCT	H - 19
H.5:	SCHETS HEIPLATFORM WCT	H - 21
H.6:	KOSTENRAMING COMBIWAND WCT	H - 23
BIJLAGE I:	CAISSON-CONSTRUCTIE WCT	I - 1
I.1:	TABELLEN BETONBEREKENINGEN	I - 1
I.2:	BEREKENING CAISSONDOORSNEDE	I - 4
I.3:	INPUT/OUTPUT PLAXIS CAISSON WCT	I - 5
I.4:	PLANNINGSCYCLUS CAISSONPRODUCTIE	I - 7
I.5:	KOSTENRAMING CAISSON WCT	I - 9
BIJLAGE J:	CELLENDAM-CONSTRUCTIE WCT	J - 1
J.1:	INPUT/OUTPUT PLAXIS CELLENDAM WCT	J - 1
J.2:	KOSTENRAMING CELLENDAM WCT	J - 3

LIJST VAN FIGUREN EN TABELLEN

Figuren:

Figuur 2.1:	Overzicht haven Vlissingen-Oost
Figuur 2.2:	Uitbreidingsmogelijkheden haven Rotterdam
Figuur 2.3:	Goederenoverslag Zeeland Seaports 1999
Figuur 2.4:	Achterlandverbindingen Vlissingen-Oost
Figuur 2.5:	Mogelijke locaties containerterminal
Figuur 2.6:	Quarlesterminal
Figuur 2.7:	Nieuwlandterminal
Figuur 2.8:	Westerscheldeterminaal
Figuur 2.9:	Toekomstige Westerschelde Container Terminal
Figuur 2.10:	80-tons containerkranen
Figuur 2.11:	Tijdspad aanleg Westerschelde Container Terminal
Figuur 2.12:	Overzichtswaergave Westerschelde Container Terminal
Figuur 3.1:	Algemene belastingsituatie voorselectie
Figuur 3.2:	Relatie caissonbreedte en maximale funderingsspanning
Figuur 3.3:	Hoofdafmetingen caissonconstructie
Figuur 3.4:	Mogelijke bouwlocaties caissonelementen
Figuur 3.5:	Relatie breedte L-muur en maximale funderingsspanning
Figuur 3.6:	Hoofdafmetingen L-muur constructie
Figuur 3.7:	Relatie blokkenmuur-breedte en maximale funderingsspanning
Figuur 3.8:	Hoofdafmetingen blokkenmuur
Figuur 3.9:	Principe berekening verankerde damwand
Figuur 3.10:	Relatie inheidiepte en krachswerking zonder ontlastvloer
Figuur 3.11:	Relatie inheidiepte en krachswerking met ontlastvloer
Figuur 3.12:	Hoofdafmetingen verankerde damwand
Figuur 3.13:	Relatie diameter cellendam en inheidiepte
Figuur 3.14:	Hoofdafmetingen cellendam
Figuur 4.1:	Overzicht geulen rond Vlissingen-Oost
Figuur 4.2:	Gemiddelde getijkromme 1991 te Vlissingen
Figuur 4.3:	Getijbeweging te Vlissingen gedurende een maand
Figuur 4.4:	Overschrijdingsfrequentie hoogwater Vlissingen
Figuur 4.5:	Overschrijdingsfrequentie laagwater Vlissingen
Figuur 4.6:	Verwachtingswaarde H_s als functie v/h stormvloedpeil
Figuur 4.7:	Locatie Vlissingen t.o.v. Noordpijl
Figuur 4.8:	Relatie tussen H_s en waterstand
Figuur 4.9:	Kans op overschrijding van H_s gedurende gehele jaar
Figuur 4.10:	Overschrijdingsfrequentie H_s per jaar
Figuur 4.11:	Energiespectrum golf 255 ⁰ N
Figuur 5.1:	Bodemprofiel zeekade
Figuur 5.2:	Grondprofiel zeekade
Figuur 5.3:	Relatie tussen conusweerstand en wrijvingsgetal
Figuur 5.4:	Hydrohamer in actie
Figuur 5.5:	Afroesting buispaal (mm)
Figuur 5.6:	Doorsneden DKM 75 en DKM 25
Figuur 6.1:	Schematisatie Lastfall 1 WCT
Figuur 6.1:	Schematisatie Lastfall 2 WCT
Figuur 6.3:	Schematisatie Lastfall 3 WCT
Figuur 7.1:	Oplossingsrichting verankerde combiwand
Figuur 7.2:	Configuratie combiwandstelsel
Figuur 7.3:	Schematisatie voor maximaal moment Msheet
Figuur 7.4:	Schematisatie voor maximale ankerkracht Msheet

Figuur 7.5:	Minimale inheidiepte volgens Msheet DKM 25
Figuur 7.6:	Minimale inheidiepte volgens Msheet DKM 75
Figuur 7.7:	Relatieschema ter bepaling van afmetingen buispaal
Figuur 7.8:	Schatting kostprijs zeekade (in euro's)
Figuur 7.9:	Blowcount buispaal Ø 1829-31,8 DKM 25 m.b.v. hydroblok S400
Figuur 7.10:	Golfbelasting op alleenstaande paal
Figuur 7.11:	Msheet uitvoer golfaanval op primaire buispaal
Figuur 7.12:	Fase 1 inbrengen tirex-paal
Figuur 7.13:	Fase 2 inbrengen tirexpaal
Figuur 7.14:	Nokken van binnenbuis op buitenbuis
Figuur 7.15:	Fase 3 inheien tirexpaal
Figuur 7.16:	Golfbelasting op combiwand
Figuur 7.17:	Mechanica-schematisatie combiwand bij staande golven (golftop)
Figuur 7.18:	Maximale drukkracht in anker
Figuur 7.19:	Krachtenwerking ankerpaal onder eigengewicht (onbelast)
Figuur 7.20:	Mechanica-schematisatie combiwand bij staande golven (golftop)
Figuur 7.21:	Gemobiliseerde weerstand versus aanvulniveau (Lastfall 2, 1C)
Figuur 7.22:	Kritieke uitvoeringsfase vóór aanbrengen ontlastconstructie
Figuur 7.23:	Resultaten Msheet in kritieke uitvoeringsfase
Figuur 7.24:	Schematisatie ontlastvloer (niet op schaal)
Figuur 7.25:	Schematisatie ontlastvloer bij berekening maximaal moment Lastfall 1
Figuur 7.26:	Schematisatie ontlastvloer bij berekening maximale ankerkracht Lastfall 1
Figuur 7.27:	Gronddruk achterkant ontlastvloer
Figuur 7.28:	Uitvoeringsfasering vibropalen
Figuur 7.29:	Funderingsdrukken vibropalen
Figuur 7.30:	Vibropaal Ø 606 mm
Figuur 7.31:	Invloed actief glijvlak op funderingspalen
Figuur 7.32:	Invloed funderingspaal op combiwand
Figuur 7.33:	Configuratie ontlastvloer
Figuur 7.34:	Schets DO- berekening (niet op schaal)
Figuur 7.35:	Tekenaafspraken Msheet berekening
Figuur 7.36:	Buispaal na 50 jaar afroesting
Figuur 7.37:	Invoeroverzicht Msheet maximaal moment
Figuur 7.38:	Uitvoeroverzicht Msheet maximaal moment
Figuur 7.39:	Invoeroverzicht Msheet maximale ankerkracht
Figuur 7.40:	Uitvoeroverzicht Msheet maximale ankerkracht
Figuur 7.41:	Schets bovenkant kaaimuur
Figuur 7.42:	Schetsontwerp achterkraanbaan
Figuur 7.43:	Horizontale verplaatsingen BGT combiwand
Figuur 7.44:	Reductie $\tan(\varphi)$ SUMsf combiwand
Figuur 7.45:	Incrementele totale verplaatsingen gedurende bezwijken constructie
Figuur 7.46:	Horizontale en verticale incrementele verplaatsingen gedurende bezwijken combiwand
Figuur 7.47:	Effectieve spanningen combiwand tijdens bezwijken
Figuur 7.48:	Vergelijking verplaatsingen BGT tussen MSHEET en PLAXIS
Figuur 7.49:	Vergelijking ankerkracht BGT tussen MSHEET en PLAXIS
Figuur 7.50:	Directe kosten combiwand naar kostenplaats
Figuur 7.51:	Directe kosten combiwand naar kostensoort
Figuur 7.52:	Onderverdeling elementen voorwand combiwand
Figuur 8.1:	Oplossingsrichting caisson DKM 75
Figuur 8.2:	Dwarsprofiel zeekade
Figuur 8.3:	Indicatie hoogte caisson
Figuur 8.4:	Kantelen van het caisson
Figuur 8.5:	Verschuiven van het caisson
Figuur 8.6:	Bezwijken van de fundering
Figuur 8.7:	Schematisatie funderingsdruk DKM 25
Figuur 8.8:	Schematisatie funderingsdruk DKM 75
Figuur 8.9:	Afschuiven van de caisson volgens cirkelvormig glijvlak
Figuur 8.10:	Belastingsituaties faalmechanismen caisson
Figuur 8.11:	Invoer overzicht caissonberekening

Figuur 8.12:	Overzicht benodigde breedte caisson
Figuur 8.13:	Afschuiven langs een cirkelvormig glijvlak DKM 25
Figuur 8.14:	Gevoeligheidsanalyse ballastmateriaal – breedte caisson
Figuur 8.15:	Gevoeligheidsanalyse ballastmateriaal – iq
Figuur 8.16:	Schematisatie caissonvloer
Figuur 8.17:	Schematisatie caissonwanden
Figuur 8.18:	Hoeveelheden bekisting en beton bij verschillende caissonconfiguraties
Figuur 8.19:	Geschatte kostprijs caisson per strekkende meter kade
Figuur 8.20:	Configuratie caisson met opstort (NAP +3,0 m)
Figuur 8.21:	Bovenaanzicht gehele caisson
Figuur 8.22:	Horizontale verplaatsingen BGT caisson
Figuur 8.23:	Reductie $\tan(\phi)$ SUMsf caisson
Figuur 8.24:	Totale incrementele verplaatsingen caisson tijdens het bezwijken
Figuur 8.25:	Horizontale incrementele verplaatsingen caisson tijdens bezwijken
Figuur 8.26:	Verticale incrementele verplaatsingen caisson tijdens bezwijken
Figuur 8.27:	Beoogde bouwlocatie caissons (Port Scaldia)
Figuur 8.28:	Indeling Port Scaldia ter producering van caissons
Figuur 8.29:	Overzicht productie van caissons in bouwdok
Figuur 8.30:	Directe kosten caisson naar kostenplaats
Figuur 8.31:	Directe kosten caisson naar kostensoort
Figuur 8.32:	Onderverdeling elementen voorwand caisson
Figuur 9.1:	Oplossingsrichting cellenwand DKM 75
Figuur 9.2:	Algemene configuratie cirkelvormige cellen (bovenaanzicht)
Figuur 9.3:	Algemene configuratie diafragma cellen (bovenaanzicht)
Figuur 9.4:	Algemene configuratie klaverbladcellen (bovenaanzicht)
Figuur 9.5:	Algemene configuratie cellendam
Figuur 9.7:	Relatie effectieve breedte en diameter van de cellendam
Figuur 9.8:	Optreden intern glijvlak
Figuur 9.9:	Ketelformule cellendam
Figuur 9.10:	Grondbreuk cellendam
Figuur 9.11:	Afschuiven cellendam volgens cirkelvormig glijvlak (DKM 25)
Figuur 9.12:	Invoer overzicht cellendam berekening
Figuur 9.13:	Minimaal vereiste effectieve breedte ter voorkoming van intern glijvlak
Figuur 9.14:	Minimaal vereiste effectieve breedte ter voorkoming van intern glijvlak
Figuur 9.15:	Maximale celdiameter
Figuur 9.16:	Afschuiven langs een cirkelvormig glijvlak DKM 25
Figuur 9.17:	Definitieve configuratie cellendam
Figuur 9.18:	Bovenaanzicht voor- en achterkraanbaan cellendam
Figuur 9.19:	Voor- en achterkraanbaan cellendam
Figuur 9.20:	Horizontale verplaatsingen BGT cellendam
Figuur 9.21:	Reductie $\tan(\phi)$ SUMsf cellendam
Figuur 9.22:	Totale incrementele verplaatsingen cellendam tijdens bezwijken
Figuur 9.23:	Horizontale incrementele verplaatsingen cellendam gedurende bezwijken
Figuur 9.24:	Verticale incrementele verplaatsingen cellendam tijdens het bezwijken
Figuur 9.25:	Voorbeeld template ten behoeve van montage hoofdcellen
Figuur 9.26:	Werkvolgorde inbrengen hoofd- en tussencellen
Figuur 9.27:	Directe kosten cellendam naar kostenplaats
Figuur 9.28:	Directe kosten cellendam naar kostensoort
Figuur 9.29:	Onderverdeling elementen voorwand cellendam
Figuur 10.1:	Ontwerptechnische veiligheid volgens Plaxis
Figuur 10.2:	Kosten vergelijk alternatieven per strekkende meter zeekeade
Figuur 10.3:	Vergelijk totaal benodigd aantal manuren per alternatief
Figuur 10.4:	Risico percentage per alternatief
Figuur C.1:	Ontwikkeling waterdiepte en kerende hoogte [Kademuren, verleden, heden en toekomst]
Figuur C.2:	Overzicht kademuren in Rotterdam [Cement nr1 1983]
Figuur C.3:	Kademuur aan de Boompjes [Cement nr1 1983]

Figuur C.4:	Kademuur Rijnhaven [Cement nr1 1983]
Figuur C.5:	Caissonkademuren aan de IJsselhaven en Waalhaven [Cement nr1 1983]
Figuur C.6:	Sint Laurens haven [Cement nr1 1983]
Figuur C.7:	Kademuur met traditionele trek- en drukpalen [Otar nr2 1983]
Figuur C.8:	Kademuur met drukpalen en ankerschot [Otar nr2 1983]
Figuur C.9:	Zadelconstructie
Figuur C.10:	Belasting direct naast de wand
Figuur C.11:	Belasting op enige afstand van de wand
Figuur C.12:	Belastingssituatie bij “tweede damwandscherm”
Figuur C.13:	Overzicht kadeconstructies
Figuur C.14:	Terre Armée keerwand [S&E]
Figuur C.15:	Kademuur binnenhaven van Le Havre [Port Engineering]
Figuur C.16:	Caissonkademuur Waalhaven [Geschiedenis van de caissonbouw]
Figuur C.17:	L-muur als caisson in Valparaiso [Geschiedenis van de caissonbouw]
Figuur C.18:	Damwand kademuur in Bandar Shahpour, Iran [Port engineering]
Figuur C.19:	Euroterminal, Rotterdam [Collegedictaat waterbouwkundige kunstwerken]
Figuur C.20:	Steigerkade binnenhaven Le Havre [Port Engineering]
Figuur C.21:	Drijvende constructie [Kademuren, verleden, heden en toekomst]
Figuur E.1:	Kansdichtheid van significante golfhoogte
Figuur E.2:	Kans op overschrijding van significante golfhoogte
Figuur E.3:	Tijdsintervallen
Figuur E.4:	Empirische relatie golfoverslag volgens Goda
Figuur F.1:	Gronddruk – verplaatsingsdiagram
Figuur F.2:	Evenwichtsbeschouwing actieve gronddruk
Figuur F.3:	Evenwichtsbeschouwing passieve gronddruk
Figuur F.4:	Formules van Müller-Breslau (rechte glijvlakken)
Figuur F.5:	Bepaling kracht op damwand met Culmann-methode
Figuur F.6:	Bezwijkconditie actieve gronddruk
Figuur F.7:	Bezwijkconditie passieve gronddruk
Figuur F.8:	Veerkarakteristiek gronddeeltjes
Figuur F.9:	Berekeningsmodel “ligger op verende bedding”
Figuur F.10:	Bepalen van E_0 en E_{50} m.b.v. triaxiaalproef
Figuur F.11:	Logaritmisch verband tussen spanning (σ_1) en rek (ϵ_1)
Figuur H.1:	Input geometrie PLAXIS combiwand
Figuur H.2:	Deformed Mesh combiwand SLS
Figuur H.3:	Deformed Mesh combiwand ULS
Figuur I.1:	Input geometrie PLAXIS caisson
Figuur I.2:	Deformed Mesh caisson SLS
Figuur I.3:	Deformed Mesh caisson ULS
Figuur J.1:	Input geometrie PLAXIS cellendam
Figuur J.2:	Deformed Mesh cellendam SLS
Figuur J.3:	Deformed Mesh cellendam ULS

Tabellen:

Tabel 2.1:	Geschikte locaties petrochemie en deepsea containers
Tabel 2.2:	Overzicht locatiekeuze
Tabel 3.1:	Evaluatiecriteria voorselectie WCT
Tabel 3.2:	Alternatieven zeekade WCT versus aandachtspunten
Tabel 4.1:	Overschrijdingsfrequentie hoogwaterstanden Vlissingen
Tabel 4.2:	Overschrijdingsfrequentie laagwaterstanden Vlissingen
Tabel 4.3:	Overschrijdingsfrequenties na correctie
Tabel 4.4:	Significante golfhoogtes gegeven hoogwaterstanden
Tabel 4.5:	Overschrijdingsfrequentie H_s
Tabel 4.6:	Overschrijdingsfrequentie van hoogwater en H_s
Tabel 5.1:	Grondeigenschappen afgeleid uit de boringen en sonderingen met behulp van CUR 162
Tabel 5.2:	Hoek van inwendige wrijving
Tabel 5.3:	Horizontale beddingsconstante grondlagen
Tabel 5.4:	E-waarden grondprofiel
Tabel 5.5:	Grondeigenschappen WCT
Tabel 6.1:	Partiële factoren VO
Tabel 7.1:	Overzicht berekeningen Blum
Tabel 7.2:	Overzicht berekeningen Msheet
Tabel 7.3:	Uitgangspunten keuze buispaal
Tabel 7.4:	Geschikte buispalen (na 50 jaar)
Tabel 7.5:	Overzicht kostensoorten
Tabel 7.6:	Overzicht keuze Tirexpaal
Tabel 7.7:	Rekenwaarden bezwijken buispaal
Tabel 7.8:	Overzicht schachtwrijving
Tabel 7.9:	Rekenwaarde maximale schachtwrijving
Tabel 7.10:	Overzicht resulterende krachtswerking in ontlastconstructie Lastfall 1
Tabel 7.11:	Overzicht funderingsdruk tegen combiwand
Tabel 7.12:	Invoerparameters Msheet definitieve berekening
Tabel 7.13:	Resultaten Msheet
Tabel 7.14:	Controle vloeispanning primaire buispaal
Tabel 7.15:	Veiligheid ankerpalen
Tabel 7.16:	Controle vloeispanning stalen buispaal
Tabel 7.17:	Samenvatting Msheet-uitkomsten maximaal moment
Tabel 7.18:	Samenvatting Msheet-uitkomsten maximale ankerkracht
Tabel 7.19:	Planning combiwandoplossing fase 1
Tabel 7.20:	Overzicht eenheidsprijzen van de belangrijkste kostenposten
Tabel 7.21:	Opbouw van de inschrijfbegroting combiwand
Tabel 7.22:	Belangrijkste kenmerken combiwand
Tabel 8.1:	Waterstanden ten behoeve van caissonontwerp
Tabel 8.2:	Overzicht veiligheidsfactoren caissonberekening
Tabel 8.3:	Overzicht betoneigenschappen
Tabel 8.4:	Overzicht eenheidsprijzen
Tabel 8.5:	Opdrijvend vermogen caisson
Tabel 8.6:	Stabiliteit caisson tijdens transport
Tabel 8.7:	Planning caissonoplossing fase 1
Tabel 8.8:	Overzicht eenheidsprijzen van de belangrijkste kostenposten
Tabel 8.9:	Opbouw van de inschrijfbegroting caisson
Tabel 8.10:	Belangrijkste kenmerken caisson
Tabel 8.11:	Hoofddimensies caisson
Tabel 8.12:	Samenvatting caissonhoeveelheden inclusief opstort (NAP +3,0 m)

Tabel 9.1:	Waterstanden ten behoeve van cellendamontwerp
Tabel 9.2:	Overzicht veiligheidsfactoren cellendamberekening
Tabel 9.3:	Plankeigenschappen AS 500-12,7 mm
Tabel 9.4:	Hoeveelhedenstaat cellendam
Tabel 9.5:	Planning cellendamoplossing fase 1
Tabel 9.6:	Overzicht eenheidsprijzen van de belangrijkste kostenposten
Tabel 9.7:	Opbouw van de inschrijfbegroting cellendam
Tabel 9.8:	Belangrijkste kenmerken cellendam
Tabel 10.1:	Samenvatting ontwerpen zeekade WCT
Tabel C.1:	Overzicht constructiemethoden voor horizontale stabiliteit
Tabel E.1:	Golfgegevens meetstation ZKAT
Tabel G.1:	EAU E 0-3
Tabel G.2:	EAU E 0-4
Tabel H.1:	Grondparameters Hardening-soil model
Tabel H.2:	Grondparameters Mohr-Coulomb model
Tabel H.3:	Invoeroverzicht eigenschappen constructie-elementen
Tabel I.1:	Berekeningen caissondoorsnede 6x11 cellen
Tabel I.2:	Hoeveelheden caisson 6x11 cellen
Tabel I.3:	Grondparameters Hardening-soil model
Tabel I.4:	Grondparameters Mohr-Coulomb model
Tabel I.5:	Parameters caissonconstructie
Tabel J.1:	Grondparameters Hardening-soil model
Tabel J.2:	Grondparameters Mohr-Coulomb model
Tabel J.3:	Invoeroverzicht eigenschappen constructie-elementen

SAMENVATTING

H2: Projectbeschrijving Westerschelde Container Terminal

Eind 1999 is door Zeeland Seaports de intentie uitgesproken om een containerterminal te realiseren in het Sloegebied (havengebied van Vlissingen-Oost). Deze Westerschelde Container Terminal (WCT) heeft een omvang van circa 150 hectare en krijgt de beschikking over een zeekade (2650 meter) en een binnenkade (circa 900 meter). De zeekade heeft een kerende hoogte van ruim 27 meter, de contractdiepte van de zeekade ligt op NAP -20,0 meter. Gedurende de exploitatie kunnen 6 toekomstige containerschepen (12.500 TEU, lengte 400 meter) tegelijkertijd van de zeekade gebruik maken.

Omdat de WCT zo'n 500 meter in de Westerschelde is gesitueerd, dient de zeekade in den natte te worden aangelegd alvorens ruim 18 miljoen m³ zand opgespoten kan worden. De terminal dient gefaseerd te worden opgeleverd: de eerste fase behelst 900 meter zeekade én de binnenkade (25 maanden), de rest van de zeekade dient in 4 fasen te worden voltooid (elk 10 maanden). Het project wordt volgens een zogenaamd DCM-contact (Design & Construct & Maintenance) aanbesteed: de minimale levensduur van de kade bedraagt 50 jaar. De voorschriften volgens de EAU'96 dienen te worden aangehouden.



Figuur 2.9: Toekomstige Westerschelde Container Terminal

De doelstelling van dit rapport is het ontwerpen van mogelijke kadeconstructies, die als alternatief zouden kunnen dienen voor de zeekade van de Westerschelde Container Terminal.

H3: Voorselectie kadeconstructies

Indien de kerende hoogte van de zeekade wordt beschouwd (ruim 27 meter) en de eis dat de kade in den natte dient te worden aangelegd, is het raadzaam te toetsen welk soort kadeconstructie überhaupt toepasbaar is voor de Westerschelde Container Terminal. Daartoe zijn enige berekeningen gemaakt ter bepaling van het (verwachte) maatgevende faalmechanisme voor elke constructie. Vervolgens zijn de constructies, en de uitkomsten van de berekeningen, ondermeer beoordeeld op de aspecten economie, ontwerp en uitvoering. Hieruit komt naar voren dat drie constructies mogelijk uitvoerbaar zijn als zeekade van de Westerschelde Container Terminal, te weten:

- Verankerde combiwand met ontlastconstructie
- Caisson constructie
- Cellendam constructie

De verankerde combiwand met ontlastconstructie dient gefaseerd te worden uitgevoerd. Nadat de voorwand is aangebracht (primaire en secundaire elementen met verankering) dient aan de zeezijde stortsteen te worden aangebracht om de passieve wig te beschermen en/of te

versterken. De inheidiepte van de primaire elementen is zo'n 11 meter. In de eindsituatie is het maximale moment in de wand orde grootte 10.000 kNm/m en de ankerkracht orde grootte 1000 kN/m.

De caisson constructie vergt in (de buurt van) de haven van Vlissingen-Oost een prefabricage ruimte. Nadat de caissons op deze locatie omhoog zijn getrokken, worden ze drijvend naar de definitieve locatie getransporteerd en geballast met water en zand. Grondbreuk van de funderingslaag van de caisson blijkt het maatgevende faalmechanisme te zijn. Om optreden van dit mechanisme te voorkomen, dient de caisson een breedte van zo'n 31 meter te bezitten. Een globale schatting van de materiaalhoeveelheden levert een benodigde hoeveelheid beton van circa 200 m³/m op.

De cellendam constructie bestaat uit ronde cellen van ingeheide damwandplanken. Deze worden op locatie ingebracht, gevuld met zand én verdicht. Aansluitend worden de tussencellen volgens dezelfde procedure geplaatst, waarna het aanvullen kan worden gestart. Het maatgevende faalmechanisme is het overschrijden van de maximale schuifkracht in een verticale moot van de cel, oftewel het optreden van een intern glijvlak. Het optreden kan worden voorkomen indien de cellen een diameter krijgen van zo'n 32 meter. Opvallend is dat het dieper inheien van de planken dan noodzakelijk, de benodigde breedte niet reduceert. Overigens is de cellendam constructie, evenals de combiwand met ontlastconstructie, niet onderhoudsvriendelijk. Wat dat betreft scoort het (betonnen) caissonalternatief beter.

H4: Hydraulische randvoorwaarden

Indien de hydraulische randvoorwaarden rondom de haven van Vlissingen-Oost nader worden bestudeerd, valt het relatief gunstige golfklimaat op. Doordat de golftreinen uit het noordwesten de terminal niet kunnen bereiken én de golven uit zuidwestelijke richting worden gebroken door de platen en schorren, bedraagt de maximale golfhoogte (overschrijdingsfrequentie één keer per jaar) zo'n 1,5 meter.

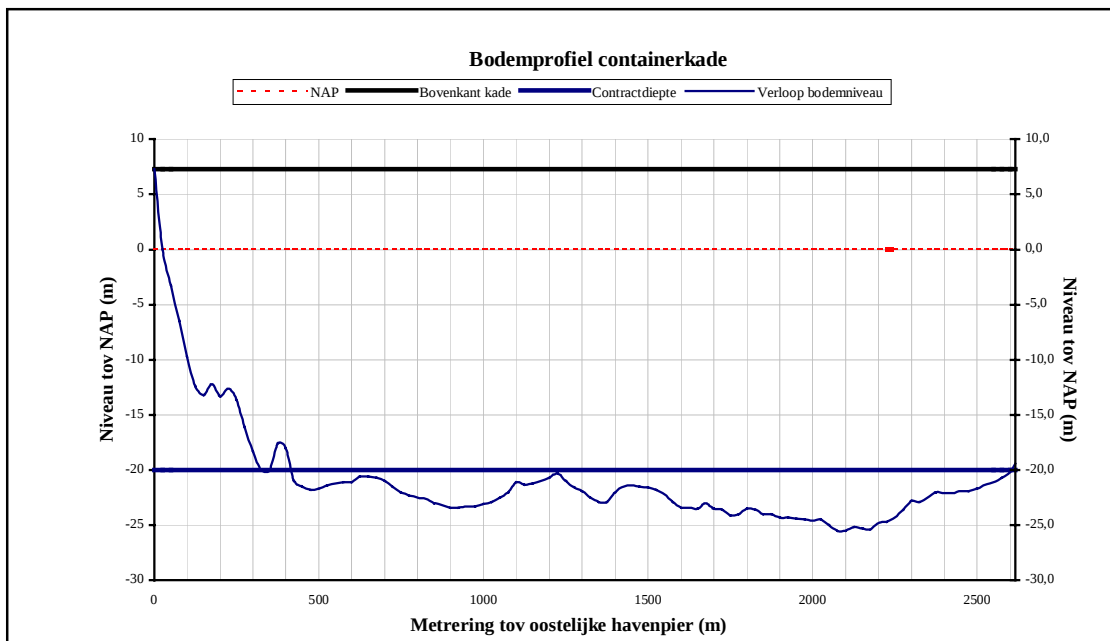
In onderstaande tabel worden de hydraulische randvoorwaarden samengevat.

Overschrijdings-Frequentie (jaar)	Hoogwaterstand t.o.v. NAP (m)	Laagwaterstand t.o.v. NAP (m)	Maatgevende H _s (m)	Golfperiode T _p (s)
10	2,90	-254	1,20	4,7
1	3,45	-280	1,50	5,2
0,1	4,00	-305	1,80	5,7
0,02	4,35	-335	-	-

Tabel 4.6: Overschrijdingsfrequentie van hoogwater en H_s

H5: Geotechnische randvoorwaarden

Indien het huidige bodemprofiel van de zeekade van de Westerschelde Container Terminal onder de loep wordt genomen, valt op dat het bodemniveau varieert van NAP –20,0 m. tot NAP –25,0 m. Uit het grondonderzoek blijkt dat het grondprofiel grofweg in twee lagen kan worden gesplitst. De bovenste, harde “craglaag” bestaat voornamelijk uit een vaste laag schelpenzand, met sporadisch een conusweerstand groter dan 60 MPa. Deze laag bezit echter een normaal wrijvingsgetal. De onderlaag wordt grotendeels gevormd door matig fijn zand. Deze laag heeft een conusweerstand van circa 20 MPa en een wrijvingsgetal van circa 4%.



Figuur 5.2: Grondprofiel zeekade

De aanwezigheid van de draagkrachtige craglaag bevestigt de mogelijke keuze voor een gewichtsconstructie (caissons, cellendam). Ook een verankerde combiwand met ontlastconstructie is mogelijk, ondanks de harde craglaag en de hoge wrijvingsweerstand in de tweede laag. Een analyse wijst uit dat heien met behulp van een hei/hydroblok mogelijk is.

In de berekeningen worden twee doorsneden als uitgangspunt genomen. In het ene geval ligt de bovenkant van de craglaag op NAP –22,0 meter (craglaag is daar dus zes meter dik) en het andere geval op NAP –25,0 meter (craglaag heeft dan een dikte van drie meter).

H6: Belastinggevallen conform EAU'96

In overeenstemming met het door Zeeland Seaports verstrekte programma van eisen moet de kadeconstructie worden ontworpen volgens de richtlijnen van de EAU'96. Voor de statische berekeningen van de kadeconstructie worden volgens de EAU'96 drie afzonderlijke belastinggevallen (Lastfälle) onderscheiden:

- Lastfall 1 ==> dagelijkse omstandigheden met volledige belasting
- Lastfall 2 ==> dagelijkse omstandigheden met extreme belasting
- Lastfall 3 ==> extreme belastingen, oftewel noodscenario

Daarnaast worden voor elke Lastfall vier toestanden onderscheiden. Deze worden gesplitst in de Service Limit State (SLS) en de Ultimate Limit State (ULS). De SLS is de gebruikstoestand en controleert de vervormingen van de constructie. De ULS is de uiterste grenstoestand en controleert de constructie op bezwijken. Hiertoe worden de grenstoestanden 1A, 1B en 1C onderscheiden. Grenstoestand 1A is de controle op mogelijk verlies van het statisch evenwicht van de constructie, 1B op het bezwijken van een constructieonderdeel en 1C het bezwijken van de grondconstructie.

H7: Combiwand-constructie WCT

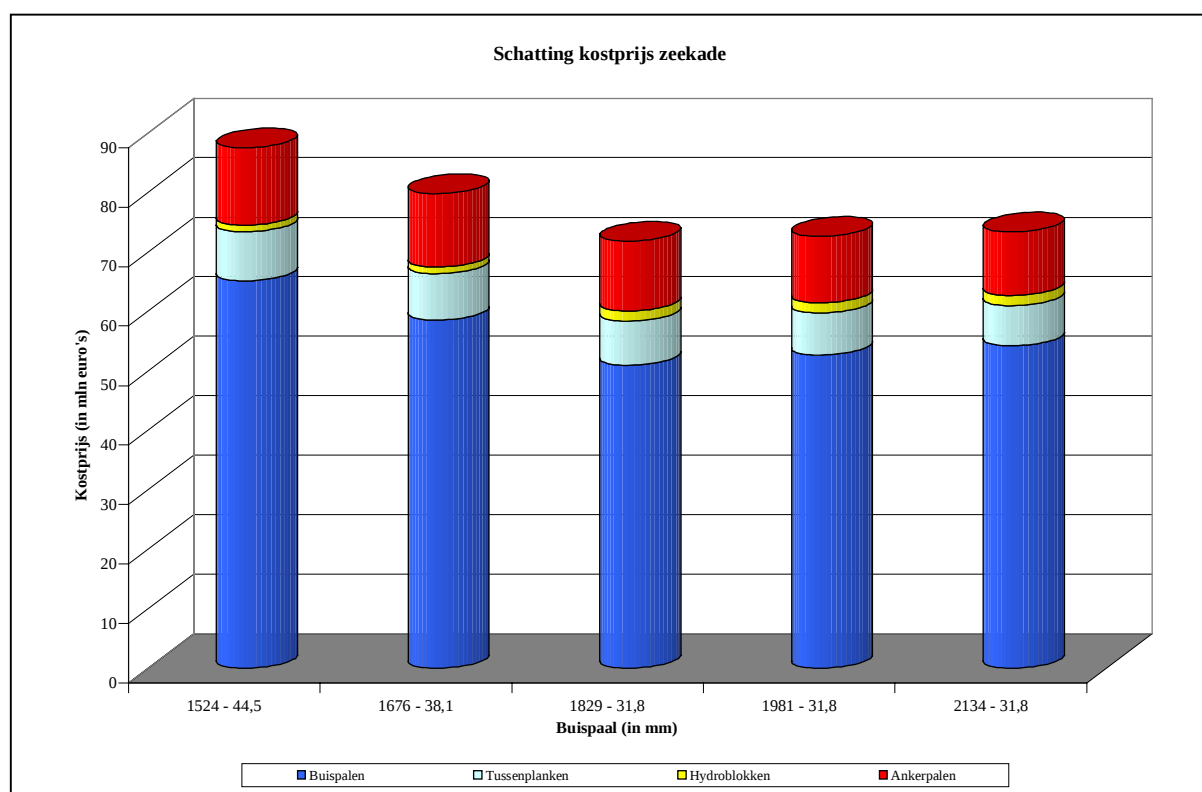
Overeenkomstig hoofdstuk 3 (voorselectie kadeconstructies) wordt als één der alternatieven de verankerde combiwand met ontlastconstructie beschouwd. Deze oplossingsvariant kan grofweg in drie constructie-elementen worden verdeeld:

- combiwand (buispalen en tussenplanken)

- schooranker (trekpaal)
- ontlastconstructie (gefundeerde ontlastvloer)

Als uitgangspunt voor het ontwerp wordt aangenomen dat aangrijpingspunt van het anker en de ontlastconstructie op NAP +3,0 meter ligt. De lengte van de ontlastvloer wordt gekozen op 20 meter, gefundeerd op vier schoorgeheide vibropalen. Enerzijds worden hiermee de actieve gronddrukken op de constructie vermindert, anderzijds geeft de vloer een ontlastende kracht op het schooranker. Voor de tussenplanken worden, gebaseerd op ervaringsgegevens, het type Larssen 607K gekozen.

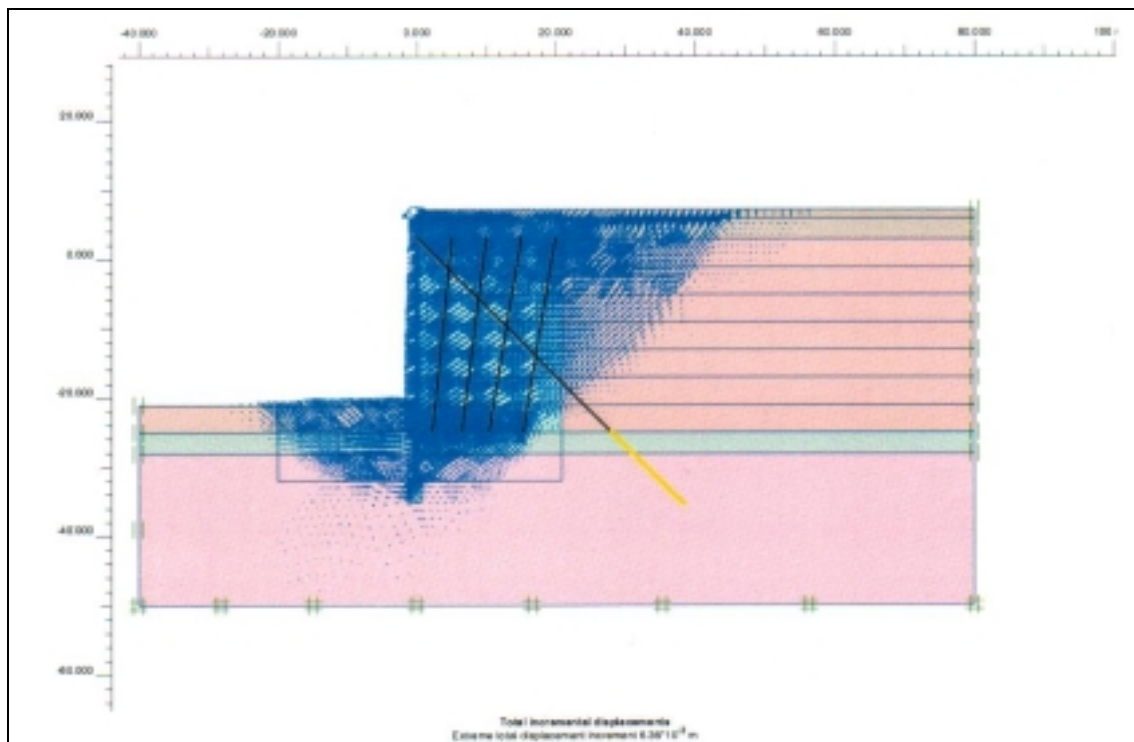
Een analyse met behulp van Msheet leert dat beide in hoofdstuk 5 genoemde doorsneden, de minimale inheidiepte van de buispalen NAP –32,0 meter bedraagt. De bijbehorende trekpaal zal (voornamelijk vanwege de uitvoeringsfasen) bestaan uit een tirexpaal. Ter optimalisatie van de buispaal wordt een globale economische afweging gemaakt met verschillende diameter buispalen (Engelse maten) en wanddiktes.



Figuur 7.8: Schatting kostprijs zeekade (in euro's)

Uit figuur 7.8 valt te concluderen dat een buispaal $\varnothing$ 1829-31,8 mm economisch het meest aantrekkelijk is. Deze buispalen worden ingebracht door middel van een hydroblok S400. In de dimensionering van de buispaal is overigens een overdikte van 6 mm opgenomen, die de levensduur van 50 jaar tegen corrosie moet beschermen.

Indien de combiwand constructie met behulp van Plaxis wordt geanalyseerd, blijkt dat het veiligheidsniveau van de constructie 1,20 bedraagt (ϕ -c reductie). De voorschriften conform de EAU'96 schrijven echter een minimale veiligheid van 1,25 voor. Het blijkt dat het vooraf gedachte faalmechanisme grondbreuk niet maatgevend is: de maximale schuifweerstand van het ankerlichaam wordt overschreden.



Figuur 7.45: Incrementele totale verplaatsingen gedurende bezwijken constructie

De bovenstaande figuur zijn de incrementele verplaatsingen te zien tijdens het bezwijken. De actieve en passieve glijvlakken zijn goed waarneembaar.

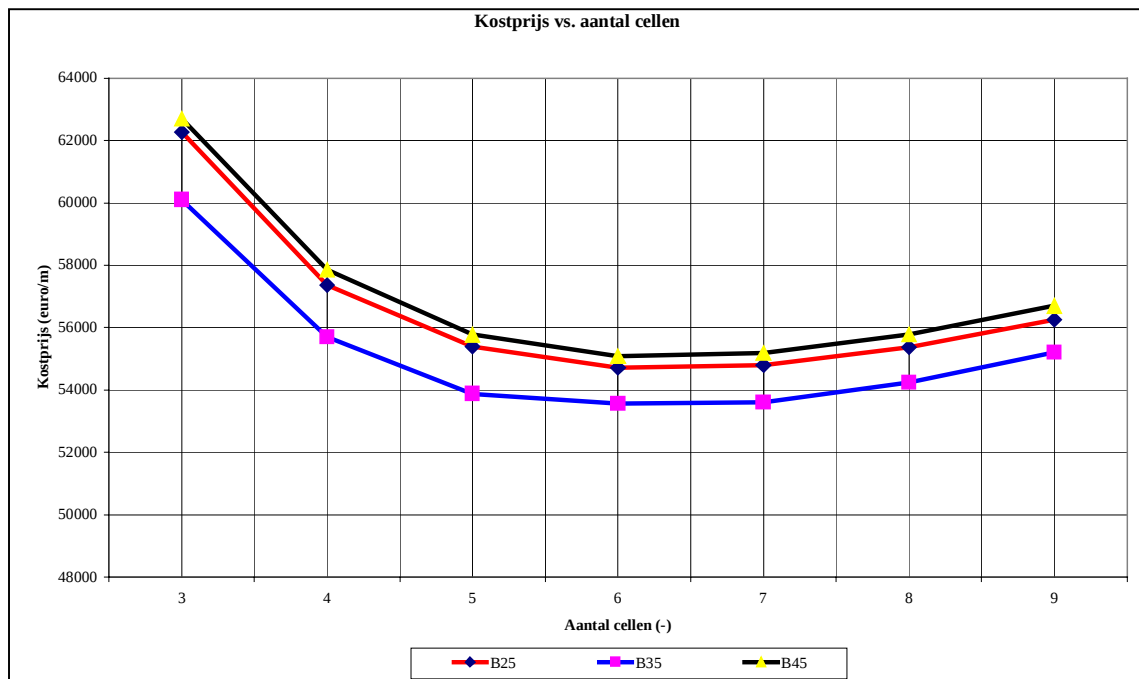
Een analyse van het uitvoeringsschema leert dat de geëiste opleverdata worden gehaald, al dient in de eerste fase (met name de betonnen deksloof) tempo worden gemaakt. De kostprijs per strekkende meter kademuur bedraagt circa € 72.500,-.

H8: Caisson-constructie WCT

Een ander alternatief voor de zeekade van de Westerschelde Container Terminal is volgens hoofdstuk 3 de caissonconstructie. De caisson bestaat uit een betonnen, doosvormige constructie. Deze constructie wordt geprefabriceerd in een bouwdok en vervolgens getransporteerd en afgezonken op de definitieve locatie.

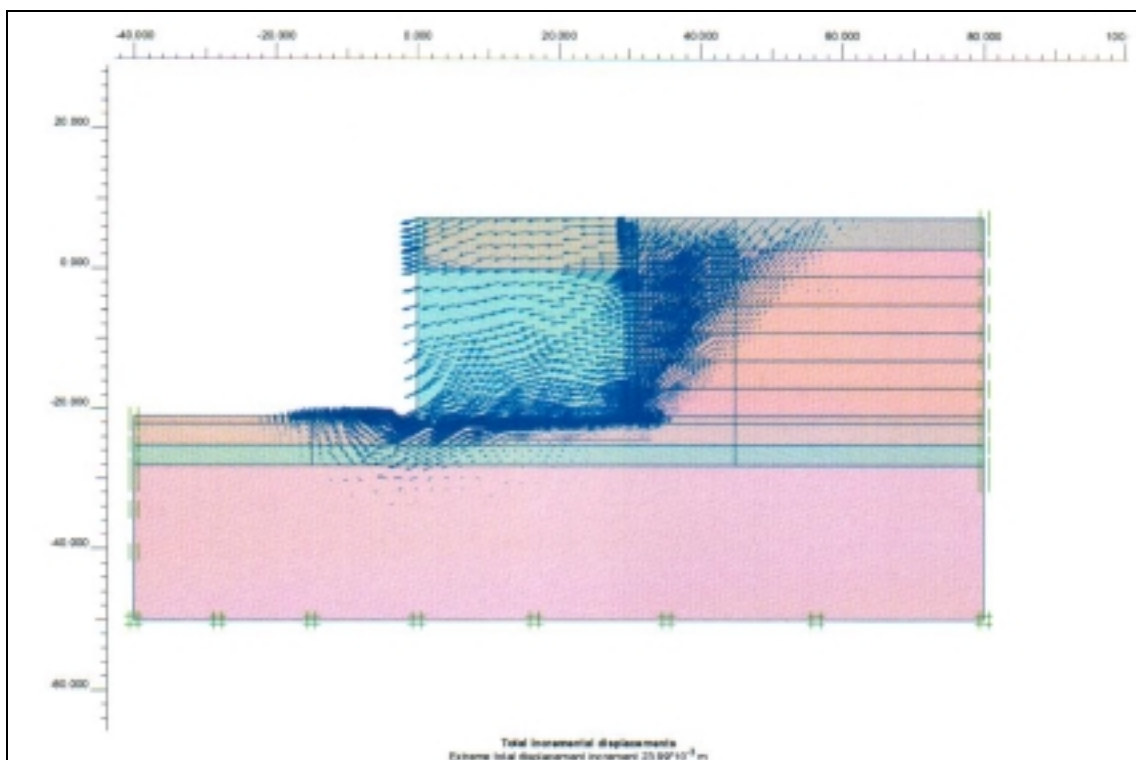
De lengte van de caissons wordt min of meer arbitrair gekozen tussen de 50 en 60 meter. De aanleghoogte van de caisson (althans de buitenwanden) is op NAP +3,0 meter. De bovenkant van het funderingsbed ligt op NAP -22,0 meter, zodat de hoogte van de caissons zo'n 25 meter bedraagt. De binnenwanden worden tot NAP 0 meter opgetrokken. Indien de caisson een breedte van 31,0 meter krijgt, is voldaan aan alle eisen in de ULS en SLS. Grondbreuk (ULS) en kantelen (SLS) blijken de maatgevende faalmechanismen te zijn.

De optimale betondoorsneden van de constructie-elementen wordt bepaald door het variëren van het aantal cellen in breedte richting én van betonklasse (B25, B35 en B45). Hoe meer cellen, hoe meer bekistingsoppervlak wordt gegenereerd. Daarentegen neemt de benodigde hoeveelheid beton bij toename van de cellen af. De vloer en wanden worden minder belast, aangezien de lengte van de overspanningen door toename van het aantal cellen afneemt. Uiteindelijk (zie figuur 8.19) blijkt het aantal van zes cellen in de breedte economisch gesproken het meest voordelig.



Figuur 8.19: Geschatte kostprijs caisson per strekkende meter kade

Indien de caissonconstructie in Plaxis wordt geanalyseerd blijkt dat de bereikte veiligheid (phi-c reductie) 1,39 bedraagt. De situatie dat geen containerbelasting op de caisson aanwezig is, geeft de minste veiligheid. Dit is in overeenstemming met de algemene opvattingen over een gewichtsconstructie. Het blijkt dat een combinatie van grondbreuk en kantelen tot bezwijken van de constructie leidt (zie onderstaand figuur).



Figuur 8.24: Totale incrementele verplaatsingen caisson tijdens het bezwijken

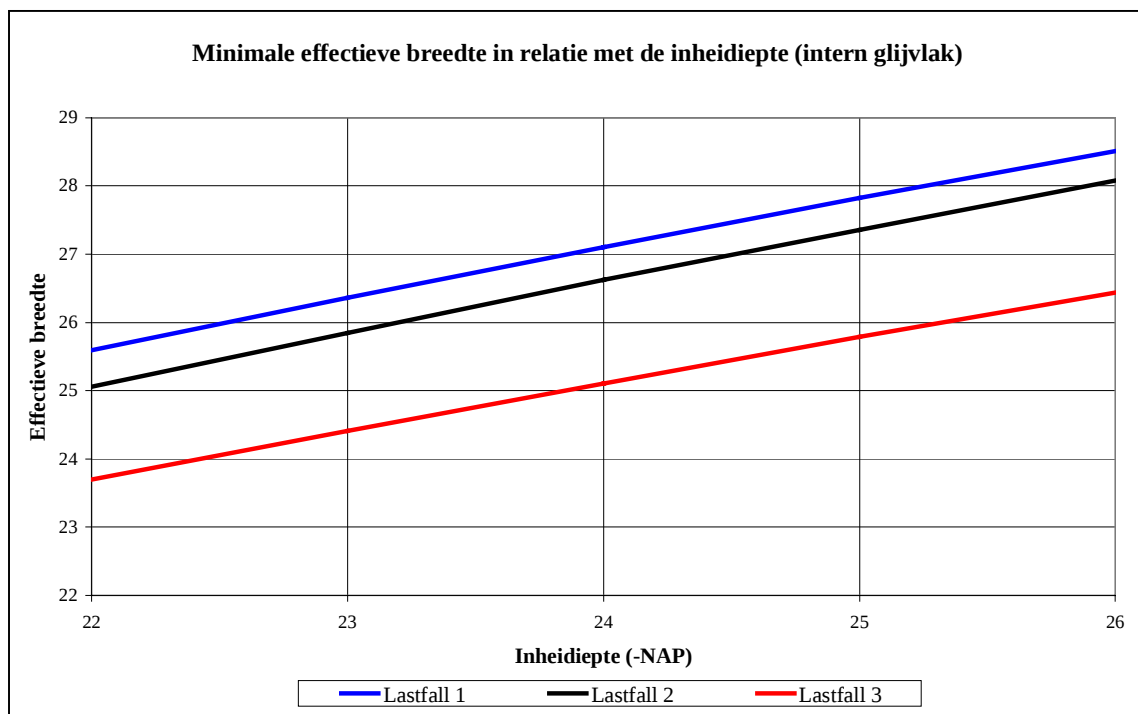
Het opleveren van de eerste fase is planningsmatig kritiek. Per maand dienen twee caissons (die in twee fasen in twee bouwdokken worden opgetrokken) te worden geplaatst. Vooral de

planningsperiode van de prefabricage van de caissons in het bouwdok is krap. Verder is voor de aanleg van de binnenkade in vergelijking met de combiwandconstructie (veel) minder tijd beschikbaar. De kostprijs per strekkende meter kademuur bedraagt circa € 90.000,-.

H9: Cellendam-constructie WCT

Tenslotte is in dit rapport de cellendamconstructie als toepassing voor de zeekade van de Westerschelde Container Terminal nader onderzocht. Het principe van de cellendam berust op de samenwerking tussen de ring en vulmassa. Het kenmerk van een cellendam is dat de grond- en waterdrukken op de wand, als ringspanning door de damwandplanken worden opgenomen. De cellen worden op land in een geleideframe geplaatst. Vervolgens wordt het frame opgepakt door een hefschip die het naar de definitieve locatie transporteert. De cel wordt aldaar ingeheid, gevuld en verdicht.

De hoogte van de cellen varieert over het dwarsprofiel van de zeekade. De cellen dienen op de huidige bodem te worden gefundeerd, aangezien de damwandplanken van de cellen niet door een opvullaag (bijvoorbeeld stortsteen) kunnen worden geheid. Het voorkomen van groundbreuk is het maatgevende mechanisme faalmechanisme ter bepaling van de minimale inheidiepte van de planken. De breedte van de cellendam (althans de effectieve breedte) is de tweede variabele waardoor stabiliteit kan worden bereikt. Het optreden van een intern glijvlak is het bezwijkmechanisme dat door het variëren van de breedte voorkomen dient te worden.

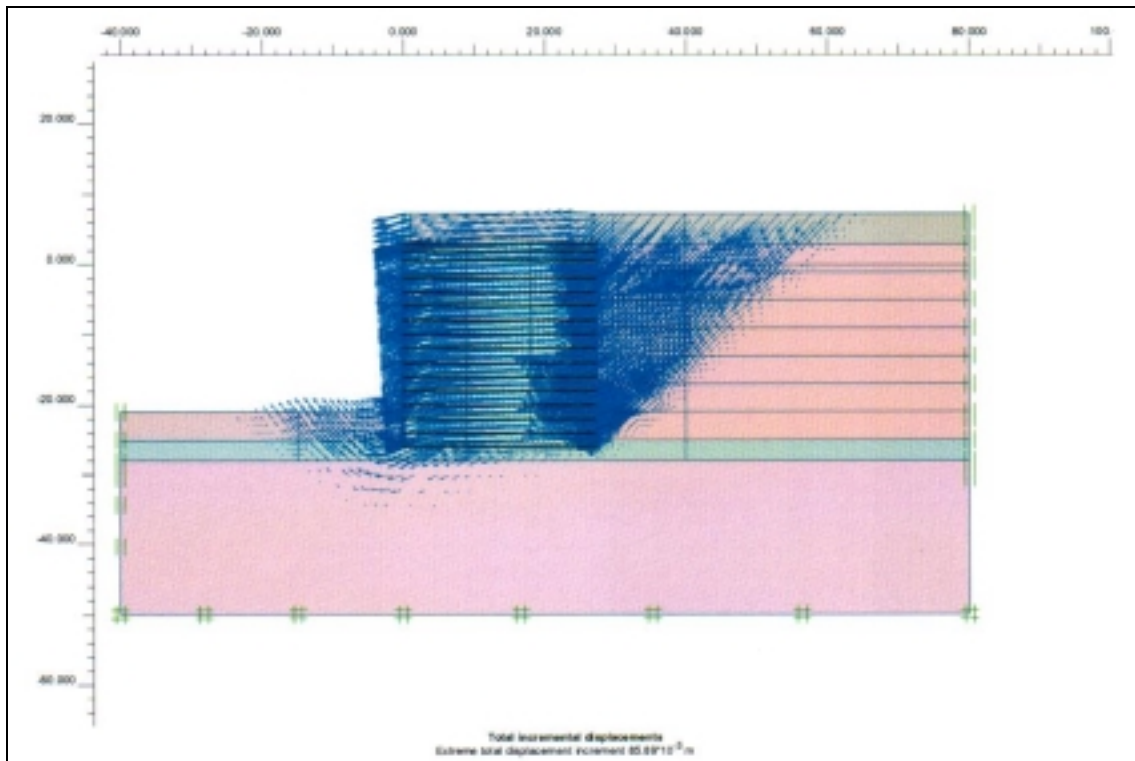


Figuur 9.13: Minimaal vereiste effectieve breedte ter voorkoming van intern glijvlak

Een inheidiepte van één meter blijkt voldoende te zijn om groundbreuk te vermijden. In figuur 9.13 wordt de breedtebepaling van de cel weergegeven tegenover de inheidiepte (voor de drie Lastfallen) ter voorkoming van het faalmechanisme intern glijvlak. De cel krijgt een werkelijke diameter van 30,0 meter. De maximale ringspanning in de cel wordt in geen enkele situatie overschreden.

Het schematiseren van de cellendam (3D-constructie) in Plaxis (2D-pakket) is lastiger dan het schematiseren van de combiwand en/of caisson. De 3D-werking van de cel is gesimuleerd

door het invoeren van een kistdam (met de effectieve breedte van de cel) met om de twee meter een anker. Indien de phi-c reductie wordt toegepast wordt een ontwerptechnische veiligheid behaald van 1,38. Ook bij deze gewichtsconstructie blijkt dat de situatie zonder containerbelasting op de cel maatgevend is.



Figuur 9.22: Totale incrementele verplaatsingen cellendam tijdens bezwijken

Uit figuur 9.22 blijkt dat de cel kantelt. Dit duidt op het optreden van een intern glijvlak. Ook komt het opbarsten van de passieve wig duidelijk naar voren.

De opleverdata van de zeekade wordt in vergelijking met de caissonconstructie makkelijker gehaald. De kostprijs per strekkende meter kademuur bedraagt circa € 72.000,-.

H10: Conclusies & Aanbevelingen

Mede door de locatie (bescherming tegen golfaanvallen, in potentie uitstekende achterlandverbindingen) en goede grondslag (harde “craglaag”) is de haven van Vlissingen-Oost uitstekend geschikt voor het aanleggen van een grote containerterminal. Van de ontworpen constructies behaalt de combiwandconstructie niet de geëiste ontwerptechnische veiligheid, aangezien het anker bezwijkt. Doortrekken van de ontlastconstructie van 20 naar 30 meter (met als voordeel de integratie van de achterkraanbaan in de constructie) kan oplossing bieden. De twee gewichtsconstructies blijken uitermate stabiel te zijn. Het schematiseren van de drie constructies in een 3D-rekenpakket strekt tot aanbeveling.

De cellendam heeft de laagste kostprijs (verschil met de combiwandconstructie is minimaal), echter de grootste onderhoudskosten en risico's gedurende de uitvoering. De caissonconstructie is 25% duurder, maar heeft grote voordelen qua onderhoud en stabiliteit. Het aantal benodigde manuren en de tijdsdruk gedurende de prefabricage van de elementen is nadelig ten opzichte van de cellendam en combiwand.

HOOFDSTUK 1: INLEIDING

In het begin van 2003 zal met de aanleg van de Westerschelde Container Terminal worden gestart. Deze terminal is ruim 150 hectare groot en krijgt de beschikking over zowel een zeekade (2650 meter) als een binnenkade (900 meter). Voor het opspuiten van de terminal is ruim 18 miljoen m³ zand nodig. Het meest kritieke onderdeel van dit project is de aanleg van de zeekade. Deze dient op ca. 500 meter van de huidige kustlijn in den natte te worden gerealiseerd. De kerende hoogte van deze muur bedraagt ruim 27 meter, de contractdiepte ligt op NAP –20,0 meter. De terminal (en daarmee ook de zeekade) dient in vijf fasen te worden opgeleverd.

Eind 2000 is onder begeleiding van Zeeland Seaports een traject gestart, dat uiteindelijk tot de aanleg van de Westerschelde Container Terminal moet leiden. Zes consortia van aannemers hebben meegedongen naar de opdracht op basis van een Design & Construct & Maintenance-contract. Dit betekent dat naast de uitvoeringswerkzaamheden en het ontwerp het consortium eveneens verantwoordelijk is voor het onderhoud. Uiteindelijk is in april 2002 de aanleg van de terminal gegund.

Het doel van dit rapport is het presenteren van mogelijke ontwerpen van de zeekade van de Westerschelde Container Terminal. Hierbij wordt rekening gehouden met de eisen die zijn opgesteld door Zeeland Seaports, en de ontwerpeisen die volgen uit de EAU'96. De aspecten (ontwerptechnische) veiligheid, kosten, onderhoud, uitvoering en omgeving dienen in de analyse te worden betrokken.

De opbouw van het rapport is als volgt. In hoofdstuk 2 wordt een globale beschrijving gegeven van het project Westerschelde Container Terminal. Zowel de locatiekeuze van als de belangrijkste eisen aan de terminal worden in dit hoofdstuk behandeld. Vervolgens wordt er in hoofdstuk 3 een globale voorselectie gemaakt van kadeconstructies die, onder de geschetste condities in hoofdstuk 2, als ontwerp van de zeekade van de Westerschelde Container Terminal kunnen dienen. In de hoofdstukken 4 en 5 worden de hydraulische respectievelijk de geotechnische randvoorwaarden verder uitgebreid. De hydraulische randvoorwaarden zijn grotendeels van belang voor de uitvoeringsfase, de geotechnische randvoorwaarden beïnvloeden in grote mate de (globale) afmetingen van de mogelijke kadeconstructies. Hoofdstuk 6 converteert de algemene voorschriften in de EAU'96 naar passende richtlijnen voor het ontwerp van de zeekade van de Westerschelde Container Terminal. In de hoofdstukken 7, 8 en 9 worden de drie mogelijke conceptconstructies uit hoofdstuk 3 nader uitgewerkt. Hierbij worden de resultaten uit de hoofdstukken 4, 5 en 6 als (extra) input gebruikt. Een analyse met het rekenpakket PLAXIS, een kostenbeschouwing en uitvoeringsfasering zijn ondermeer onderdelen van elk van de hoofdstukken. Hoofdstuk 10 bevat conclusies en aanbevelingen over de drie ontwerpen, waarbij de genoemde aspecten in de doelstelling in de analyse worden betrokken.

In bijlage B zijn enkele overzichtstekeningen uit het contractdocument van Zeeland Seaports bijgevoegd. Bijlage C geeft een samenvatting van de literatuurstudie die is gepleegd om tot oplossingsvarianten in de voorselectie te komen. Berekeningen ten behoeve van deze selectie zijn in bijlage D opgenomen. Bijlagen E en F reflecteren de hydraulische en geotechnische randvoorwaarden, waarbij in bijlage F een uiteenzetting over berekeningsmethoden van gronddrukken is opgenomen. Tenslotte zijn in bijlagen H t/m J gedetailleerde gegevens en berekeningen uit de hoofdstukken 7, 8 en 9 geplaatst, zoals de PLAXIS-input en een uitgebreide kostenraming.

HOOFDSTUK 2: PROJECTBESCHRIJVING WESTERSCHELDE CONTAINER TERMINAL (WCT)

2.1 Inleiding

Eind juni 1999 is door Zeeland Seaports de intentie uitgesproken om een containeroverslag terminal te realiseren in het Sloegebied (havengebied van Vlissingen-Oost). Deze Westerschelde Container Terminal (WCT) heeft een geraamde overslag capaciteit van ongeveer 1,5 miljoen containers. De omvang van het terrein beslaat circa 150 hectare; de kadelengete bestrijkt z'n 2650 meter. Een overzicht van de huidige situatie van Vlissingen-Oost is opgenomen in figuur 2.1. De Westerschelde Container Terminal zal worden aangelegd vanaf de oostelijke havendam tot aan de uitlaat van het koelwaterkanaal nabij Borssele.



Figuur 2.1: Overzicht haven Vlissingen-Oost

Dit hoofdstuk geeft een samenvatting hoe men tot de keuze voor de Westerschelde Container Terminal is gekomen. Het is grotendeels gebaseerd op de startnotitie van de WCT, de integrale eindnota en de variantnota Containers in Vlissingen PMR-Zuidwest-Nederland van Rijkswaterstaat, directie Zeeland. Het hoofdstuk besluit met de belangrijkste punten uit het Programma van Eisen (PvE) aangaande de Westerschelde Container Terminal, herleid uit het contractdocument van Zeeland Seaports, en de doelstelling van dit rapport.

2.2 Aanleiding Westerschelde Container Terminal (WCT)

De aanleiding van de studie naar de WCT moet in een breder (namelijk Rotterdams) kader worden gezocht. Het Project Mainportontwikkeling Rotterdam (PMR) beoogt een oplossing te vinden voor het ruimtetekort voor havengebonden activiteiten in de Rotterdamse haven, dat naar verwachting zal ontstaan door de economische groei in het algemeen, en de ruimtebehoefte van de sectoren petrochemie, deepsea containers en daarmee verbonden distributie-activiteiten in het bijzonder. Een drietal oplossingsrichtingen worden in de Startnotitie van het PMR aangegeven:

- landaanwinning voor nieuw haven- en industriegebied (= Maasvlakte II)
- intensivering van bestaande en voorziene haven- en industrieterreinen in de Rotterdamse haven
- benutting van bestaande en voorziene haven- en industrieterreinen in Zuidwest-Nederland

Het onderzoek naar de oplossing in Zuidwest-Nederland is gestart met een inventarisatie van beschikbare ruimte binnen het zoekgebied (zie figuur 2.2). Binnen de provincies Zeeland, Noord-Brabant en Zuid-Holland zijn drie deelgebieden te onderscheiden die in aanmerking zouden kunnen komen voor uitbreiding:

Zuidflank van Rijnmond:

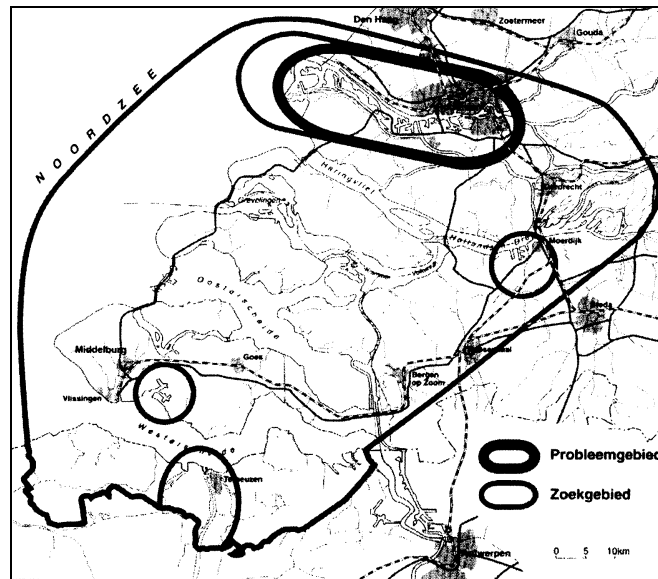
Het landelijke karakter van de Zuid-Hollandse eilanden ten zuiden van de Rijnmond vormt een scherp contrast met het stedelijke karakter van de Rijnmond zelf. Dit contrast wordt al jaren gekoesterd in het ruimtelijke beleid. Mede om deze reden worden hier geen mogelijkheden gezien voor grootschalige economische ontwikkelingen.

Westbrabantse as:

Dit gebied ontwikkelt zich tot een intermediaire zone tussen de havengebieden van Rotterdam en Antwerpen. In de omgeving van Moerdijk worden mogelijkheden gezien voor grootschalige economische ontwikkelingen. Ook direct ten noorden van Antwerpen nabij Rilland Bath zijn er mogelijkheden. Omdat er elders binnen Zuidwest-Nederland voldoende geschikte ruimte snel beschikbaar kan worden gemaakt en de locatie Rilland Bath een langere ontwikkelingstijd vergt, is dit gebied niet nader onderzocht.

Westerscheldebekken:

Het gebied rond de Westerschelde is het economisch en stedelijk zwaartepunt van de provincie Zeeland. De aanleg van de Westerschelde tunnel zal nog een extra impuls aan dit gebied genereren. De havens van Vlissingen en Terneuzen worden beschouwd als trekpaarden van de Zeeuwse economie. Deze havens bieden goede mogelijkheden voor grootschalige economische ontwikkeling.



Figuur 2.2: Uitbreidingsmogelijkheden haven Rotterdam

Aan het Samenwerkingsverband Zuidwest-Nederland (SZWN) is opdracht verleend om te onderzoeken of de in Zuidwest-Nederland gelegen haven- en industriegebieden van Vlissingen, Terneuzen en Moerdijk een bijdrage kunnen leveren aan de oplossing van het ruimtetekort van de Rotterdamse haven. Mede op grond van vestigingsplaatsfactoren is bepaald welke locaties voor de beoogde sectoren petrochemie en deepsea containers het meest kansrijk zijn.

De vestiging van chemische industrie in Zuidwest-Nederland lijkt mede gezien het bewezen succes in het verleden en huidige ontwikkelingen op voorhand kansrijk. De meest geschikte locaties hiervoor zijn Terneuzen en Moerdijk. Met name voor Terneuzen zijn er geen knelpunten aanwezig ten aanzien van de kritische vestigingsplaatsfactoren. De locatie Vlissingen toont een aantal relatief zwakke punten op dit gebied (afwezigheid van de markt) en is daardoor minder geschikt voor grote chemische investeringsprojecten.

Voor deepsea containeroverslag is Vlissingen daarentegen in potentie kansrijk. De locatie heeft een gunstige geografische ligging en beschikt over goede maritieme mogelijkheden. Uit een analyse van de mogelijkheden van containeroverslag blijken Terneuzen en Moerdijk minder geschikt. Beide hebben een groot aantal zwakke punten op kritische vestigingsplaatsfactoren, met name de toegankelijkheid voor de scheepvaart.

	sector (petro)chemie	sector (deepsea) containers
Moerdijk	+	-
Terneuzen	+	-
Vlissingen	-	+

Tabel 2.1: Geschikte locaties petrochemie en deepsea containers

Voor de variant 'Containers in Vlissingen' is binnen het havengebied Vlissingen-Oost gezocht naar ruimte die, al dan niet door het nemen van een aantal maatregelen, geschikt te maken is voor de ontwikkeling van een deepsea containerterminal.

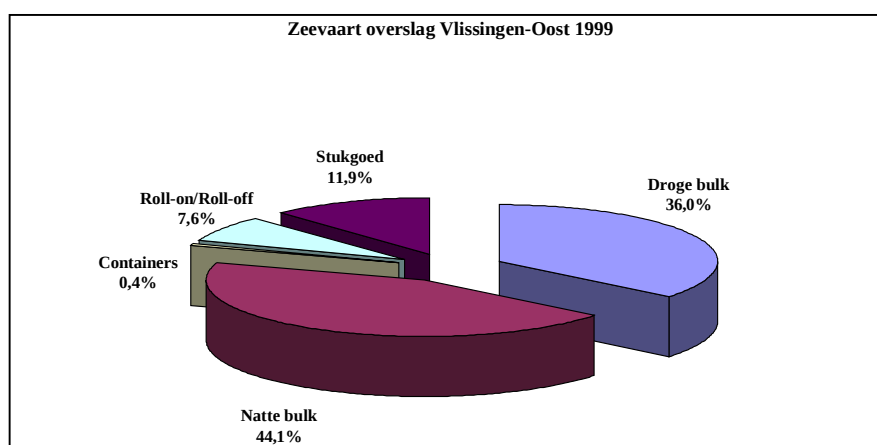
2.3 Zeeland Seaports

Enkele jaren geleden is het havenschap Vlissingen tezamen met het havenschap Terneuzen opgegaan in Zeeland Seaports, een gemeenschappelijke regeling die het beheer voert over de beide haven- en industriegebieden aan weerszijden van de Westerschelde. Zeeland Seaports is een samenwerkingsverband tussen de Provincie Zeeland en vier gemeenten (Terneuzen, Sas van Gent, Vlissingen en Borsele). In 1999 deden circa 6.000 zeeschepen de havens van Vlissingen en Terneuzen aan en vervoerden totaal circa 26 miljoen ton goederen. Het is duidelijk dat door een aantal factoren de marktpositie van Zeeland Seaports de laatste jaren aanzienlijk is versterkt. Niet alleen beschikken de Zeeuwse havens over hoogwaardige, congestievrije achterlandverbindingen die steeds verder worden verbeterd, tevens spelen zij in op de nieuwe wensen van klanten met behulp van het aanwezige ruimtepotentieel. De grootschalige aanleg van nieuwe haventerreinen voorziet dan ook in een toenemende klantenvraag.

De veranderde marktpositie leidde ook tot een toenemende functionele specialisatie tussen de twee Zeeuwse havens. In Vlissingen-Oost werd in 1999 de commerciële ontwikkeling gericht op het faciliteren van de containeroverslag-mogelijkheden en de daaraan gerelateerde activiteiten in het kader van de Westerschelde Container Terminal. In Vlissingen-Oost wordt tot het jaar 2020 een autonome ruimtevraag ten behoeve van industriële ontwikkeling voorzien van 100 à 200 ha. Bovendien blijft de totale containerstroom de komende decennia fors groeien. Een gedegen afstemming tussen enerzijds economische ontwikkeling en anderzijds het behoud van de natuurwaarden in de omgeving van Vlissingen hoopt men met een eventuele aanleg van de WCT te bereiken.

Voor Terneuzen wordt vooral de duurzame industriële ontwikkeling onderzocht. Binnen het zoekgebied van Terneuzen dient verder rekening te worden gehouden met de vigerende wettelijke milieugrenzen, waarbij vooral de geluidscontouren van belang zijn. De risico contouren behorende bij extreme veiligheid in relatie tot de woonbebouwing vormen een ander belangrijk uitgangspunt.

In figuur 2.3 wordt voor Zeeland Seaports de goederenoverslag van de zeevaart in 1999 gepresenteerd (x 1000 ton):



Figuur 2.3: Goederenoverslag Zeeland Seaports 1999

Uit het diagram kan worden opgemaakt dat het huidige aandeel van de containeroverslag in de totale zeevaart overslag van Zeeland Seaports erg gering is, ongeveer een half procent. Bij verdere onderzoek naar een container terminal in Vlissingen moet met name worden onderzocht in hoeverre het ontbreken van kritische massa (het volume van containeroverslag)

en de mindere logistieke dienstverlening een belemmering vormen. Anderzijds zou men kunnen zeggen dat, indien de containervaart in Vlissingen niet wordt ontwikkeld, nieuwe bedrijven niet meer voor een vestiging in Vlissingen zullen kiezen.

De haven van Vlissingen-Oost kan ruimschoots voldoen aan de basisvoorwaarden en vestigingsplaatsfactoren voor een succesvolle terminal (zie figuur 2.3). De sterke punten van de haven zijn:

- Maritieme toegankelijkheid: de haven ligt direct aan de monding van de Westerschelde en heeft een open toegang tot de Noordzee en daarmee tot de intercontinentale zeevaartroutes. De haven heeft diep vaarwater, zodat grotere categorieën containerschepen zonder belemmering kunnen afmeren.
- Achterlandverbindingen: Vlissingen-Oost is goed toegankelijk voor de drie modaliteiten die belangrijk zijn voor containers (spoor, weg én binnenvaart). Deze verbindingen zijn bovendien allen congestievrij. Voor de binnenvaart is een directe verbinding beschikbaar met de Rijn. Voor de verbinding naar het zuidelijke achterland komt de al eerder genoemde Westerscheldetunnel (WOV) beschikbaar en kan voor het spoor aansluiting worden gezocht met de Antwerpse havenspoorlijn.
- Ruimte: er is voldoende ruimte om de benodigde kadeflengte beschikbaar te stellen om voldoende oppervlakte te realiseren voor opslag en aanverwante activiteiten, zodat de benodigde schaalmaat bewerkstelligd kan worden.

De haven van Vlissingen-Oost is in zijn huidige configuratie onderzocht als mogelijke locatie voor grootschalige overslag van deepsea containers. Naast de bovengenoemde sterke punten zijn diverse knelpunten te onderkennen. Gebrek aan beschikbare kavels/kades en de beperkte toegang voor schepen met een diepgang van meer dan 13 meter vormen in de huidige situatie de belangrijkste fysieke knelpunten voor het aantrekken van deepsea containeroverslag. Gebrek aan kritieke massa van de haven en de afwezigheid van logistieke dienstverleners, die gericht zijn op de containersector, zijn verdere belangrijke vestigingsplaatsfactoren waarop de locatie laag scoort. Bij de uitwerking van diverse varianten voor containers in Vlissingen is vooral aandacht besteed aan het wegnemen van de genoemde knelpunten. Hierdoor wordt getracht een aantrekkelijke vestigingsplaats voor deepsea containeroverslag te realiseren. In de volgende paragraaf zullen de resultaten van dit onderzoek kort worden weergegeven.



Figuur 2.4: Achterlandverbindingen Vlissingen-Oost

2.4 Mogelijke locaties voor een containerterminal in Vlissingen

Binnen het havengebied Vlissingen-Oost is gezocht naar ruimte die geschikt is voor een deepsea containerterminal (zie figuur 2.5). De belangrijkste vestigingseisen zijn:

- terminal bij voorkeur groter dan 100 ha
- directe ligging aan diep vaarwater
- minimaal 1200 meter kadelengete
- eigen kade faciliteiten binnenvaart
- mogelijkheid voor spooraansluiting

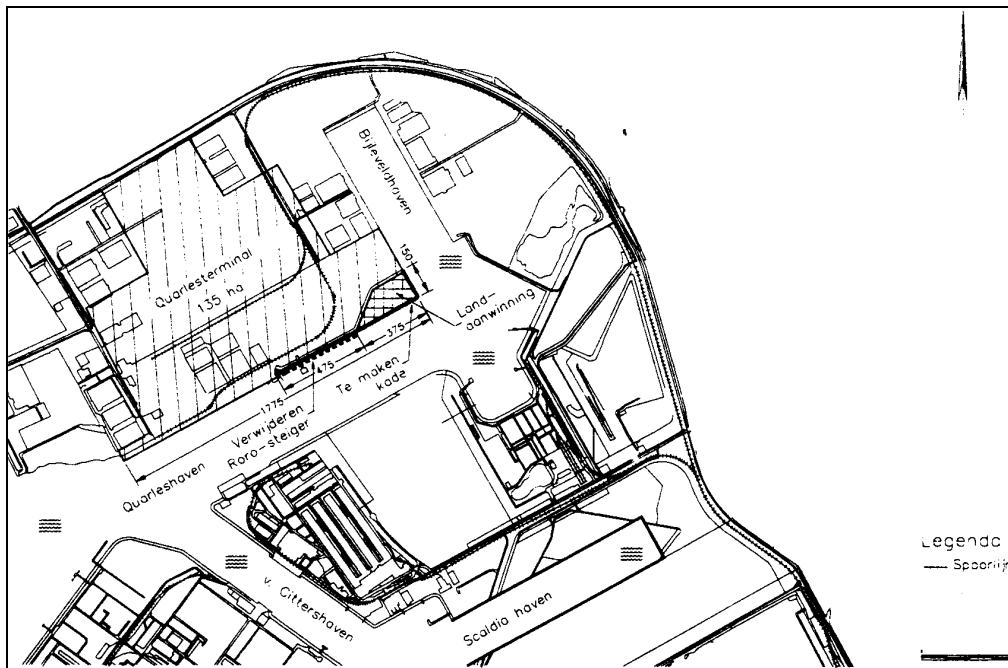
Binnen de havens van Vlissingen-Oost zijn in theorie drie locaties denkbaar om een containerterminal te realiseren: de Quarleshaven (reeds bestaande terminal), de Nieuwlandhaven en een terminal aan de Westerschelde oever.



Figuur 2.5: Mogelijke locaties containerterminal

Quarlesterminal:

De terminal aan de Quarleshaven betreft een bestaand terrein van 135 hectare aan de noordzijde van de Quarleshaven. Het terrein is oorspronkelijk ontwikkeld voor de overslag van containers, maar wordt nu gebruikt voor de overslag van stukgoed, neo-bulk (hout, staal) en Roll-on Roll-off. Het terrein is door herinrichting geschikt te maken voor de overslag van deepsea containers, waarbij gebruik kan worden gemaakt van de bestaande kademuur met een totale lengte van 925 meter. Het terrein van de Quarlesterminal grenst aan de oostzijde aan de Bijleveldhaven, met een kademuur van 285 meter, die geschikt is voor binnenvaartschepen. De terminal kan worden vergroot door uitbreiding van het terrein op de hoek van de Bijleveldhaven en de Quarleshaven. Hierdoor ontstaat een kade voor zeeschepen met een lengte van 1.775 meter en een kade voor binnenvaart met een lengte van 435 meter. (zie figuur 2.6)



Figuur 2.6: Quarlesterminal

De huidige overslag op de Quarlesterminal kan worden verplaatst naar andere havens en/of naar de oostzijde van de aan te leggen Nieuwlandhaven.

Specifieke kenmerken:

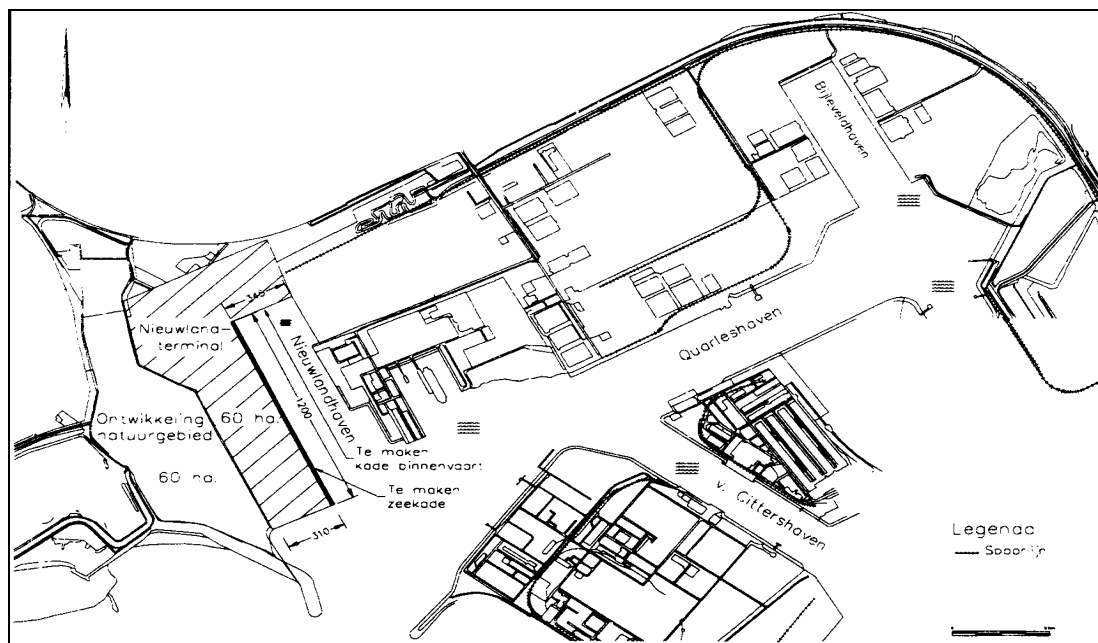
- kavelgrootte circa 135 hectare
- kadelenkte voor zeeschepen circa 1.775 meter
- bodemdpte voor kade NAP -19,0 meter (maximale diepgang van 15 meter)
- kadelenkte voor binnenvaart circa 435 meter

De belangrijkste ingrepen om de terminal te realiseren zijn: het verwerven van bestaand terrein en verwijderen van bestaande bebouwing, landaanwinning, verlenging van de kademuur voor zeeschepen met 850 meter en het verlengen van de bestaande kade aan de Bijleveldhaven voor binnenvaart met circa 150 meter. Gezien de beschutte ligging binnen de haven worden bij de uitvoering geen problemen verwacht. De tijdsduur voor de uitvoering wordt geschat op circa één jaar. De geraamde kosten (inclusief ontsluiting) bedragen ongeveer 85 miljoen euro (excl. BTW).

Nieuwlandterminal:

In de Nieuwlandhaven in het meest westelijke deel van het bestaande havengebied, is nog ruimte beschikbaar voor de ontwikkeling van nieuwe bedrijvigheid. Door een combinatie van landaanwinning en ontgraving van een nieuw havenbekken, kan een terrein worden gecreëerd van 60 hectare, dat geschikt is voor overslag van deepsea containers. De gepresenteerde lay-out (figuur 2.7) is gekozen met het oog op een optimale benutting van de beschikbare ruimte en van het nieuw te graven havenbekken. Hierdoor is aan de oostzijde van het havenbekken ruimte beschikbaar voor bundeling van RoRo-activiteiten.

Voor een meer westelijke ligging van de terminal is niet gekozen vanwege de wens om een deel van de bestaande schorren en slikken te beschermen. Het havenbekken krijgt een lengte van 1200 meter, waarbij een kade voor zeeschepen met een lengte van 1200 meter wordt voorzien en een kade voor binnenvaart met een lengte van 345 meter aan het einde van het havenbekken.



Figuur 2.7: Nieuwlandterminal

Specifieke kenmerken:

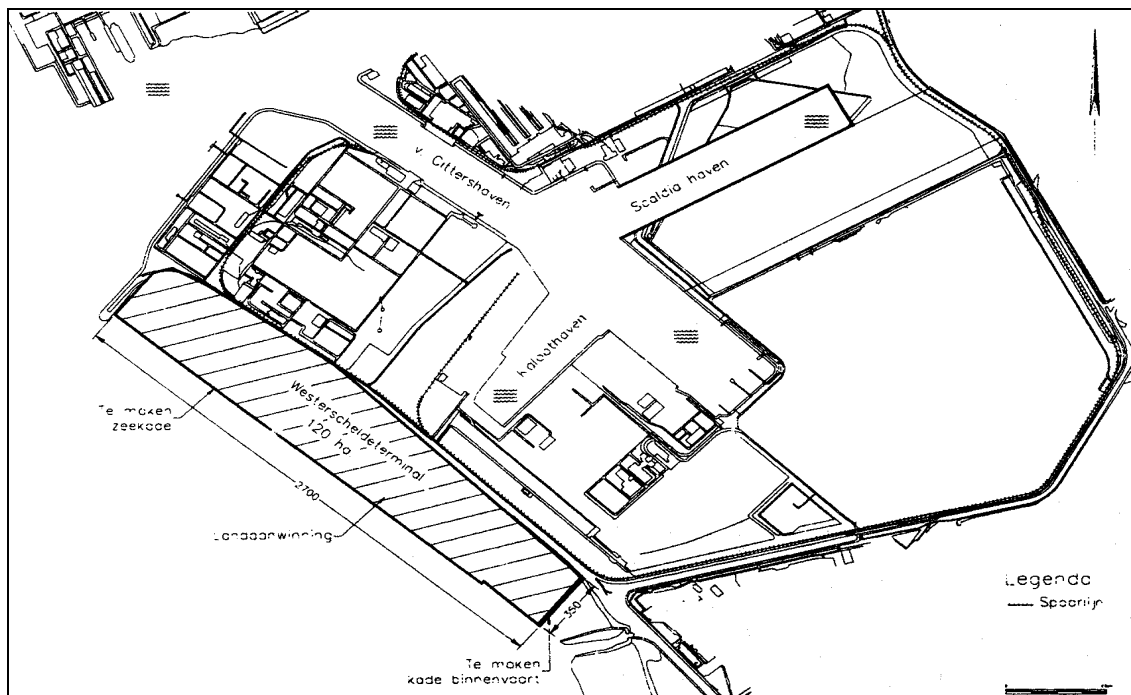
- kavelgrootte circa 60 hectare
- lengte havenbekken 1200 meter
- kadelengete voor zeeschepen circa 1200 meter
- bodemdiepte voor kade NAP -19,0 meter (maximale diepgang van 15 meter)
- kadelengete voor binnenvaart circa 345 meter

Om het gewenste resultaat te krijgen zullen onder meer de volgende ingrepen moeten plaatsvinden: uitbaggeren havenbekken landinwaarts (8 miljoen m³), aanvullende landaanwinning (NAP +5,0 meter), omleggen westelijke havendam voor natuurontwikkeling en de aanleg van beide kademuuren. Door in eerste instantie over een extra breedte zand te spuiten, kan de kademuur in den droge worden gebouwd. De benodigde tijd voor uitvoering van de Nieuwlandhaven wordt geschat op circa twee jaar. De geraamde kosten (inclusief ontsluiting) bedragen ongeveer 110 miljoen euro (excl. BTW).

Westerscheldeterminaal:

Bij de Westerscheldeterminaal gaat het om een landaanwinning in de Westerschelde van 120 hectare, direct aansluitend aan het bestaande havengebied. De ligging van de terminal is ingegeven door de beschikbare ruimte tussen de oostelijke havendam en de uitlaat van het koelwaterkanaal nabij Borssele, over een lengte van bijna drie kilometer.

De oriëntatie van de kade ten opzichte van de Westerschelde is nog te variëren afhankelijk van o.a. de optredende stroombeelden, de benodigde ruimte, en nautische aspecten. Hierdoor is een uitbreiding van het terrein naar 150 hectare mogelijk. Als eerste ontwerp wordt uitgegaan van een kade van 2700 meter voor zeeschepen, gelegen direct aan de vaarweg, en een kade van 350 meter voor binnenvaart aan de zuidoostzijde van de landaanwinning. Ook uitbreiding van de terminal in zuidoostelijke richting is mogelijk, indien tot sluiting van de kerncentrale in Borssele wordt besloten.



Figuur 2.8: Westerscheldeterminal

Specifieke kenmerken:

- kavelgrootte circa 120 hectare, waarvan in eerste fase 60 hectare kan worden ontwikkeld. De terminal kan door verdraaiing ten opzichte van de Westerschelde een oppervlakte krijgen van z'n 150 hectare, naast 30 ha bestaand gebied
- kadelengete voor zeeschepen circa 2700 meter, waarin in eerste fase 1200 meter kan worden ontwikkeld
- bodemdiepte voor kade NAP -19,0 meter (maximale diepgang van 15 meter)
- kadelengete voor binnenvaart circa 350 meter gelokaliseerd aan de oostelijke zijde van de landaanwinning

Benodigde maatregelen en ingrepen zijn: landaanwinning langs de Westerschelde verlopende van NAP +6,0 meter naar NAP 5,0 meter, aanleg kademuur zeeschepen en binnenvaart en de aansluiting van de terminal op bestaande weg en spoor. De aanleg van de Westerscheldeterminal is, vanwege de ligging aan open water en de bijbehorende golf- en stromingscondities, vrij complex. De uitvoeringsduur voor de Westerschelde wordt voorlopig geschat op 4 tot 6 jaar voor de hele lengte van de kademuur. De bouw van een eventuele eerste fase (1200 meter) wordt voorlopig geschat op 2 tot 3 jaar. De geraamde kosten (inclusief ontsluiting) bedragen ongeveer 235 miljoen euro (excl. BTW).

2.5 Locatiekeuze Containerterminal

De gegevens die in de vorige paragraaf gepresenteerd zijn, zijn samengevat in de onderstaande tabel:

	Quarlesterminal	Nieuwlandterminal	Westerscheldeterminaal
Bestaande haven	ja	nee	nee
Grootte kavel	135 ha	60 ha	180 ha
Kadelengte containers	1775 m	1200 m	2700 m
Kadelengte binnenvaart	435 m	345 m	350 m
Uitvoeringstijd	+/- 1 jaar	+/- 2 jaar	+/- 6 jaar
Geraamde kosten (euro)	€ 85.000.000,-	€ 110.000.000,-	€ 235.000.000,-

Tabel 2.2: Overzicht locatiekeuze

De Quarleshaven is reeds vrijwel volledig in gebruik en is gezien de verplaatsing van bedrijven geen reële oplossing. Bovendien is de bereikbaarheid vanaf zee onvoldoende, vanwege te verwachten problemen met invaartmanoeuvres. De toevaart heeft een geringe ingangsbreedte waardoor de haven voor grote schepen alleen tijdgebonden bereikbaar is. Het oplopen van de haven voor grote containerschepen zal leiden tot spertijden hetgeen in de containersector onaanvaardbaar is.

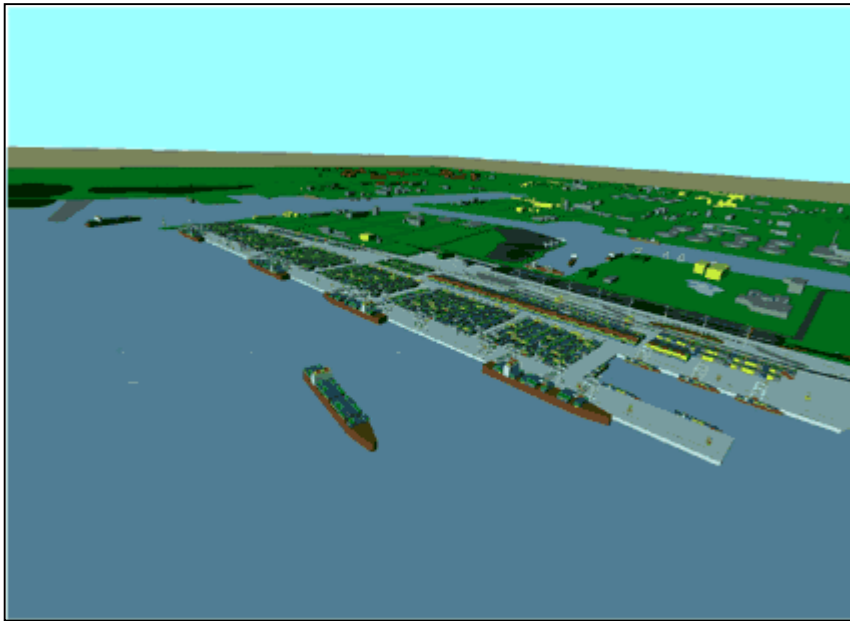
Ook de Nieuwlandhaven biedt onvoldoende mogelijkheden voor een terminal van deze omvang, omdat ook hier de bereikbaarheid onvoldoende is. Bovendien zijn het beschikbare oppervlak (slechts 60 ha) en de kadelengte (slechts 1200 m) niet toereikend.

Een combinatie van de locaties Quarleshaven en Nieuwlandhaven is niet raadzaam. De bovengenoemde nadelen van beide locaties afzonderlijk gelden in dezelfde mate voor een combinatie: er zijn nauwelijks schaalvoordelen te behalen. Bovendien zou een combinatie leiden tot grote vervoersstromen tussen beide terreinen. Zo'n vervoersstroom zal de openbare infrastructuur onnodig belasten en leiden tevens tot extra milieu-effecten.

Een keuze voor een containerterminal aan de Westerschelde kan de in paragraaf 2.3 genoemde knelpunten (beschikbare kavels, beperkte toegang, gebrek aan kritieke massa) wegnemen. Op de Westerschelde-oever kan op middelkorte termijn een grootschalige terminal worden gerealiseerd die:

- direct bij de kust is gelegen
- vlot bereikbaar is voor de grootste containerschepen
- over voldoende kadelengte (2600 m) en terrein beschikt (180 ha)
- goede achterlandverbindingen heeft.

Bovendien is een terminal op deze locatie het meest veraf gelegen van gevoelige bestemmingen in de omgeving, zoals woonkernen en belangrijke recreatieterreinen. De Westerschelde Container Terminal kan op termijn een fors aandeel van de totale overslag van containers in Europa naar zich toetrekken.



Figuur 2.9: Toekomstige Westerschelde Container Terminal

De toekomstige terminal maakt gebruik van een zogenaamd “full-straddle carrier system” met een capaciteit van meer dan 1,5 miljoen containers per jaar (2,25 miljoen TEU). Het systeem omvat 106 stramienen (elk 25 meter) waarop 16 zogenaamde super-post Panamax containerkranen langs de zeekade actief zijn. Deze zijn berekend op de grootste toekomstige diepzee-containerschepen en hebben een reikwijdte van meer dan 22 containers op het dek van het schip. De totale liftcapaciteit bedraagt 80 ton (800 kN).

Zeeland Seaports heeft een contract afgesloten met de Antwerpse containergigant Hessenatie. Dit Belgische concern exploiteert de komende 50 jaar de terminal en zorgt bovendien voor de inrichting, zoals bestrating, containerkranen, etc. Zeeland Seaports neemt de “basis-infrastructuur” voor haar rekening, zoals de kademuren, het opgespoten zand, etc.



Figuur 2.10: 80-tons containerkranen

2.6 Hoofdlijn Programma van Eisen Westerschelde Container Terminal (zeekade)

Algemene configuratie en eisen:

- Bovenkant kademuur: NAP +7,25 m;
- Contractdiepte: NAP –20,00 m (tot 75 meter uit voorkant kade);
- Aanvulzand: In lagen van 0,5 meter verdichten met minimale $q_c = 8$ MPa;
- Gebruiksduur: 50 jaar; veiligheidsklasse 3.

Containerkraan:

- Voorkant van de kademuur is de fundatie voor de waterzijdige containerkraanrails;
- Maximale afstand tussen voorzijde van de fender en hart kraanrail is 5,50 m;
- Afstand waterzijdige en landzijdige kraanrails is 30 m.

Voorzieningen:

- Bolders: Maximale afstand 30 m;
- Fenders: Maximale afstand 30 meter, onderzijde minimaal NAP –2,80 m.

Maatgevende belastingen:

- Containerbelasting: $q = 60$ kN/m²;
- Kraanbaan: Verticaal 800 kN/m, horizontaal 80 kN/m;
- Bolder: Over 30 meter 2000 kN (70kN/m).

Maatgevende schip (ULCS):

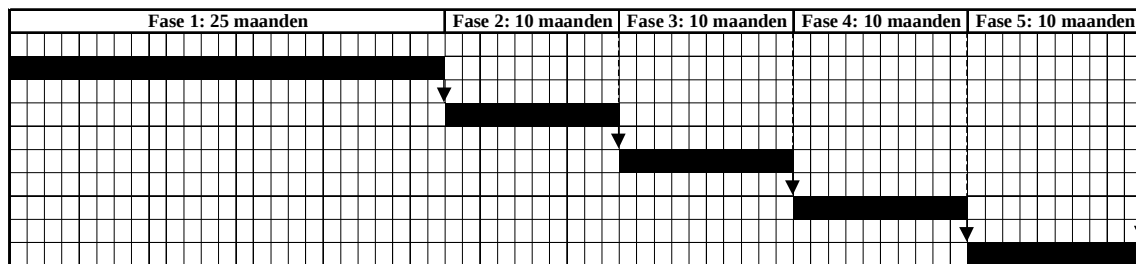
- Capaciteit: 12.500 TEU;
- Lengte: 400 m;
- Breedte: 57 m. (22 containers);
- Diepgang: 14,2 m;
- Waterverplaatsing: 220.000 ton (blokcoëfficiënt bedraagt 0,686).

Uitvoeringsfasering gehele terminal:

De Westerschelde Container Terminal dient opgeleverd te worden in vijf fasen. Dit om de toekomstige exploitant (Hessenatie red.) de mogelijkheid te bieden de terminal (althans gedeeltelijk) operationeel te maken.

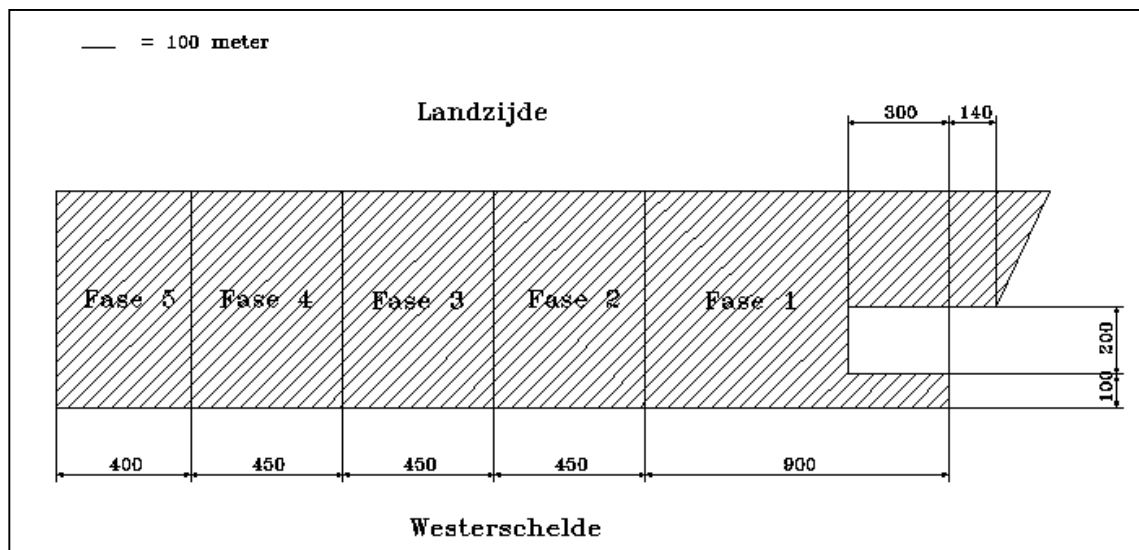
- Fase 1: Oplevering van de eerste 900 meter meest oostelijk gelegen zeekade en de binnenkade. (25 maanden)
- Fase 2: Oplevering van de derde aansluitende 450 meter zeekade. (10 maanden)
- Fase 3: Oplevering van de vierde aansluitende 450 meter zeekade. (10 maanden)
- Fase 4: Oplevering van de vijfde aansluitende 450 meter zeekade. (10 maanden)
- Fase 5: Oplevering van de gehele zeekade. (10 maanden)

Vanzelfsprekend geldt voor elke fase dat het achterliggende terrein gedempt dient te zijn (totale hoeveelheid op te spuiten zand: 18 miljoen m³). Bij een start van uitvoering op d.d. 1-1-2003 betekent dit een oplevering van de gehele terminal op 1-6-2008.



Figuur 2.11: Tijdspad aanleg Westerschelde Container Terminal

Het bovenstaande tijdschema wordt als randvoorwaarde aangehouden.



Figuur 2.12: Overzichtswaergave Westerschelde Container Terminal

In bijlage B zijn enkele (overzichts)tekeningen uit het contractdocument van Zeeland Seaports betreffende de Westerschelde Container Terminal opgenomen.

2.7 Probleem- & doelstelling

In de haven van Vlissingen-Oost wordt in de nabije toekomst de Westerschelde Container Terminal gerealiseerd. Deze Westerschelde Container Terminal (WCT) heeft een omvang van circa 150 hectare. De terminal beschikt over een zeekade van 2650 meter en een binnenkade van circa 900 meter. De toekomstige zeekade heeft een kerende hoogte van ruim 27 meter, de contractdiepte ligt op NAP -20,0 meter. Gedurende de exploitatie kunnen zes toekomstige containerschepen (12.500 TEU, lengte 400 meter) tegelijkertijd van de zeekade gebruik maken.

Omdat de WCT zo'n 500 meter (althans de zeekade) in de Westerschelde is gesitueerd, dient de zeekade in den natte te worden aangelegd, alvorens ruim 18 miljoen m³ opgespoten kan worden. De terminal dient gefaseerd te worden opgeleverd: de eerste fase behelst 900 meter zeekade én de binnenkade, de rest van de zeekade dient in vier fasen te worden voltooid.

Probleemstelling:

Ten behoeve van de Westerschelde Container Terminal dient in den natte een zeekade van 2650 meter te worden gerealiseerd. De kademuur heeft een kerende hoogte van ruim 27 meter en dient gefaseerd te worden opgeleverd. Bij het ontwerpen van de constructie dienen de richtlijnen die staan vermeld in de EAU'96 in acht te worden genomen.

Doelstelling:

Het ontwerpen van kadeconstructies op VO-niveau, die als alternatief kunnen dienen voor de zeekade van de Westerschelde Container Terminal. De aspecten (ontwerptechnische) veiligheid, kosten, onderhoud, uitvoering en omgeving dienen in de analyse te worden betrokken.

HOOFDSTUK 3: VOORSELECTIE KADECONSTRUCTIES

3.1 Inleiding

Uit het literatuuronderzoek (zie bijlage C) zijn kadeconstructies naar voren gekomen die in Nederland en België met enige regelmaat zijn toegepast. In dit hoofdstuk wordt een voorselectie gemaakt van kadeconstructies die in aanmerking komen voor zeekade van de Westerschelde Container Terminal. De in bijlage C gepresenteerde kadeconstructies zijn onderverdeeld in grond- en waterkerende constructies en constructies die deze functies niet tegelijk bezitten. Aangezien de grond- en waterkerende functie voor de kadeconstructies van de WCT zijn vereist, komt de laatst genoemde categorie niet voor ontwerp in aanmerking. Als kadeconstructies met een grond- en waterkerende functie zijn genoemd (en die bovendien een alternatief zijn als kadeconstructie voor de WCT):

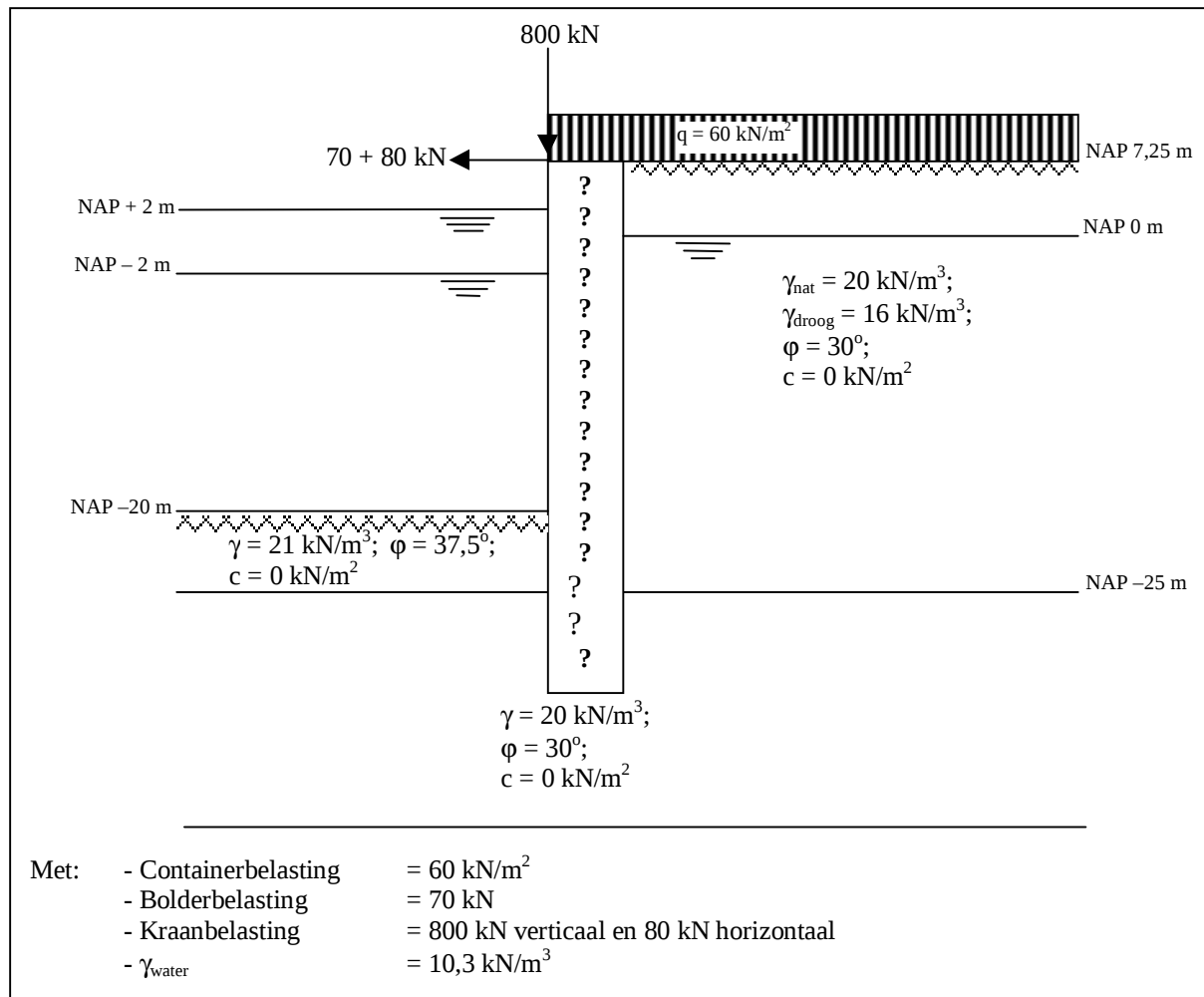
- Blokkenmuur
- Kistdam / Cellendam
- Caissonmuur
- L-muur
- Verankerde damwandconstructie

Van deze constructies dient allereerst een schatting te worden gemaakt van de hoofdafmetingen alvorens de alternatieven onderling te vergelijken. De evaluatiecriteria waaraan de alternatieven worden vervolgens getoetst, staan in de onderstaande tabel [dIG].

	Criteria	Aandachtspunten
Economie	▪ aanlegkosten	✓ kosten ✓ onderhoud
Ontwerp	▪ grondgedrag ▪ watergedrag ▪ interactie grond – water	✓ fundering (sterkte, verweking) ✓ golven (overslag, reflectie) ✓ erosie / aanzanding
Constructie	▪ prefabricage ▪ maakbaarheid ▪ vertrouwen	✓ elementen ✓ bouwlocaties ✓ bouweenvoud ✓ bouwsnelheid ✓ transporteerbaarheid ✓ installatiemethode ✓ ervaring / noviteit
Uitvoering	▪ uitvoerbaarheid ▪ bouwtijd ▪ kritische activiteiten	✓ dimensies elementen ✓ hanteerbaarheid bouwstromen ✓ aantalhandelingen op zee ✓ gevoeligheid voor wind/weer ✓ doorlooptijd ✓ risicobeschouwing ✓ invloed op binnenkade
Overige aspecten	▪ natuur en milieu ▪ veiligheid ▪ duurzaamheid	✓ bouw hinder ✓ invloed op estuarium ✓ scheepvaart ✓ personeel ✓ milieu vriendelijke materialen ✓ hergebruik onderdelen, etc.

Tabel 3.1: Evaluatiecriteria voorselectie WCT

In deze fase van het ontwerp (voorselectie) loont het niet de constructies op alle mogelijke faalmechanismen te controleren. De alternatieven worden aan een algemene beschouwing onderworpen. Met behulp van het programma van eisen en de EAU'96 is de onderstaande situatie opgesteld, waaraan de alternatieven hun hoofddimensies zullen ontleenen.



Figuur 3.1: Algemene belastingssituatie voorselectie

Figuur 3.1 geeft twee buitenwaterstanden weer: welke buitenwaterstand maatgevend is, hangt af van het desbetreffende faalmechanisme. Voor de eenvoud worden de belastingfactoren welke staan vermeld in de EAU'96 niet gebruikt in de berekeningen. Daarentegen wordt een deterministische veiligheid van 1,2 voor elk faalmechanisme toegepast.

Van elk alternatief wordt een globale schatting van de hoofddimensies gemaakt, waarna een afweging volgt met behulp van een beoordelingsmatrix op de in tabel 3.1 gepresenteerde criteria. De constructies worden onderworpen aan een analyse waarin de uitvoeringsfase (nog) niet in de beschouwing is betrokken.

De berekeningen behorende bij alle in dit hoofdstuk gepresenteerde alternatieven, zijn bijgevoegd in bijlage D.

3.2 Caisson constructie

3.2.1 Inleiding

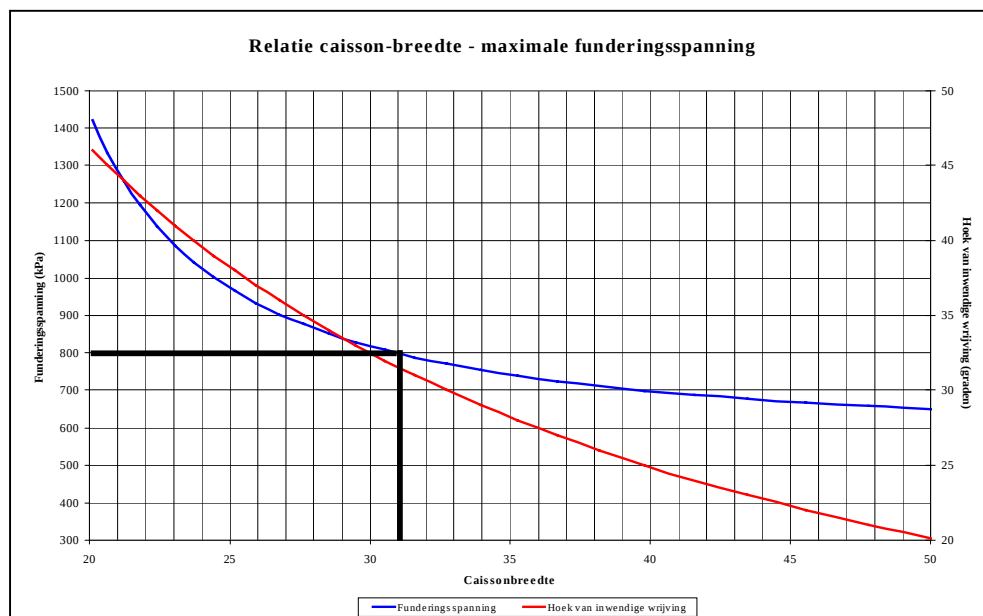
Een traditioneel caisson is een veelvuldig toegepaste harde oplossing voor kademuren. De caisson bestaat uit een doosvormige constructie, opgedeeld in cellen, die in de eindsituatie gevuld zijn met ballastzand. De constructie staat op een stortstenen drempel op NAP -22 meter en wordt aan beide zijden afgestort met een stenen berm. De bovenkant van de constructie heeft voor het gemak dezelfde hoogte als het (toekomstige) maaiveld: NAP + 7,25 meter. Als eerste schatting voor de lengte van de caissons wordt arbitrair 60 meter aangenomen. Eén en ander hangt af van een eventueel beschikbaar bouwdok. De breedte van de caissons worden bepaald aan de hand van enkele faalmechanismen, die mogelijk het bezwijken van de constructie inleiden. De faalmechanismen op basis waarvan de breedtemaat van de caisson is bepaald, zijn:

- schuiven op stortstenen bed
- kantelen om de hiel caisson
- grondbreuk onder het funderingsvlak (aannahme: maximale funderingsspanning = 800 kPa)

Vanzelfsprekend zijn meer faalmechanismen denkbaar (zoals het ontstaan van diepe glijcirkels onder de constructie en instabiliteit tijdens het transport), deze zijn echter (nog) niet in de beschouwing meegenomen.

3.2.2 Quick scan caissonconstructie WCT

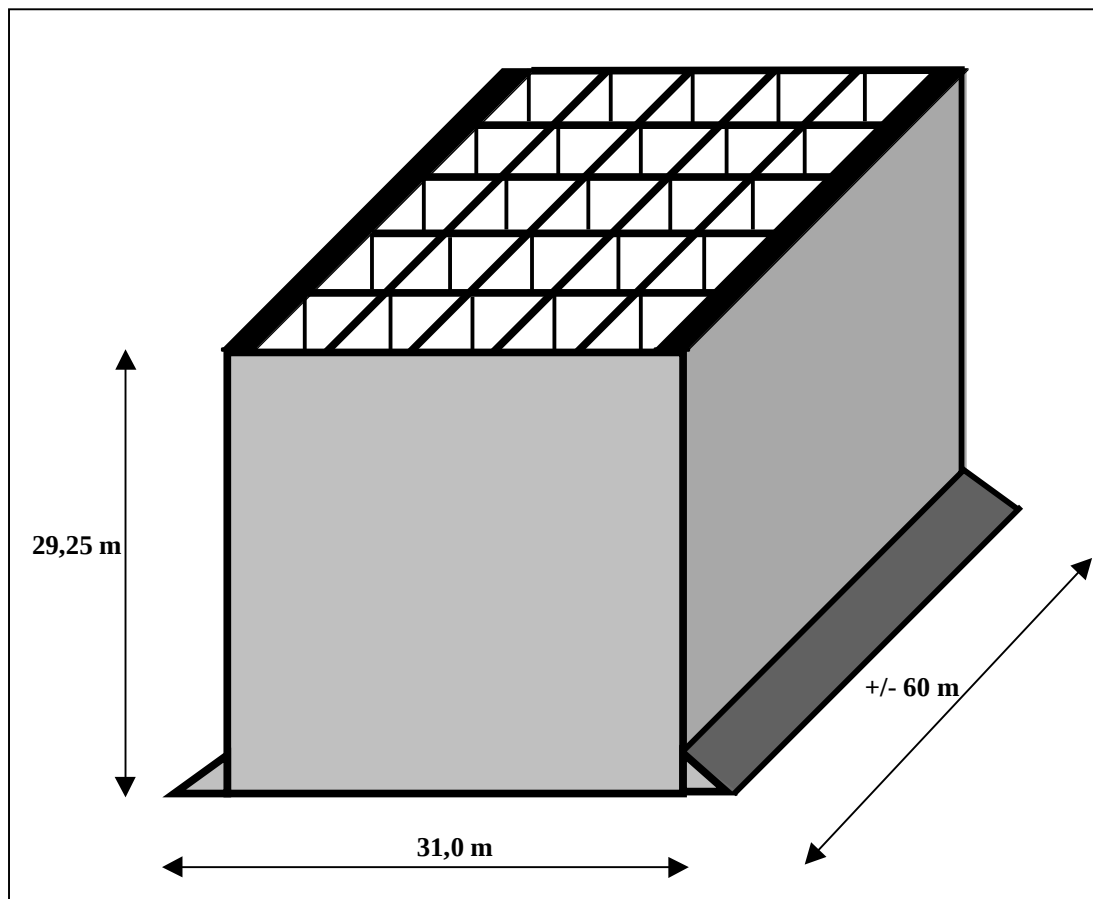
Uit berekeningen (bijlage D.1) volgt dat het voorkomen van het faalmechanisme grondbreuk de grootste breedtemaat van de caisson vereist, namelijk 31 meter. Uit een analyse blijkt dat variatie in de maximaal toelaatbare funderingsspanning van de ondergrond (hier op maximaal 800 kPa gesteld) grote invloed heeft op de benodigde breedte van de caisson. Ook is de relatie tussen de hoek van inwendige wrijving van de funderingslaag (die wordt uitgedrukt in de schuifweerstand) van belang, echter is in deze case niet maatgevend.



Figuur 3.2: Relatie caissonbreedte en maximale funderingsspanning

In een nadere ontwerpfase dient, uitgaande van figuur 3.2, specifieke aandacht worden besteed aan de maximaal toelaatbare funderingsdruk. Uit figuur 3.2 blijkt uit dat een caissonoplossing bij slechte grondslag niet economisch is, aangezien bij afnemende toelaatbare funderingsspanning de benodigde caissonbreedte progressief toeneemt. Het snijpunt tussen de twee lijnen in figuur x heeft overigens geen fysische betekenis, aangezien de dimensies op de y-as verschillen.

De globale afmetingen van de caisson zijn weergegeven in onderstaande figuur.



Figuur 3.3: Hoofdafmetingen caissonconstructie

Uit berekeningen blijkt dat de benodigde breedte van de caisson circa 31 meter bedraagt. De vloerdikte wordt geschat op 2 meter, de dikte van de buitenwanden op 1 meter en de binnenwanden op circa 0,4 meter. Het totale betonvolume bedraagt dan circa 200 m³/m.

3.2.3 Afweging caissonconstructie

Economie:

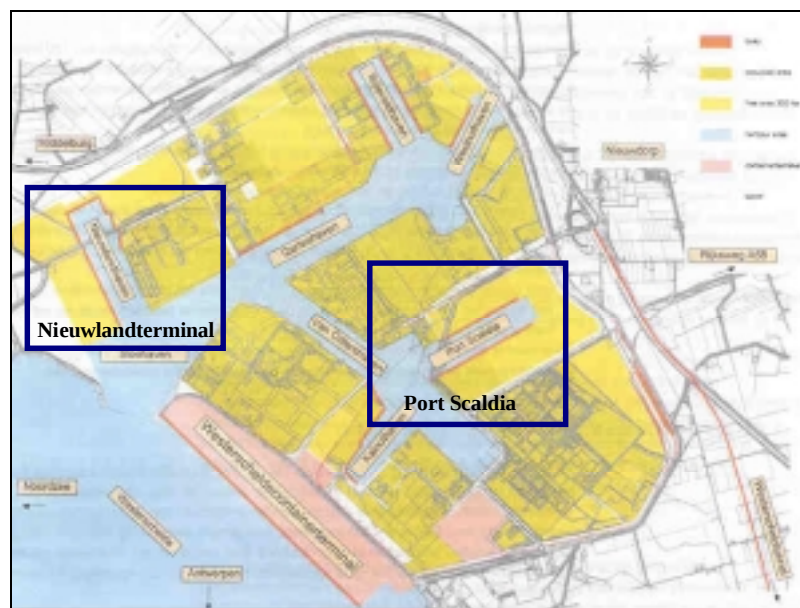
De fabricagekosten van een caissonconstructie zijn zonder meer hoog. Per strekkende meter kademuur bevat de constructie zo'n 200 m³ beton. Bovendien is een bouwlocatie vereist ten behoeve van de prefabricage van de elementen. Het caissonontwerp is echter wel onderhoudsvriendelijk; Aantasting van de constructie door agressief zeewater is in vergelijking met constructies uit stalen elementen miniem.

Ontwerp:

Uit figuur 3.2 blijkt dat een goede funderingsgrondslag is vereist. Controle op sterkte en verweking van de funderingslaag kan een beperking opleveren voor de toepasbaarheid van caissons. Een analyse moet blijken of een eventuele grondverbetering is gewenst. De caissons zijn robuust genoeg om in de uitvoeringsfase weerstand te bieden tegen eventuele golfaanval. Om een stabiele fundering te garanderen en om erosie door piping te voorkomen, wordt een stortstenen bed aangebracht, waarop de caissons worden afgezonken.

Constructie:

Een analyse van het havengebied van Vlissingen-Oost levert drie mogelijke bouwlocaties die geschikt zijn voor prefabricage van caissons. Eén daarvan een droogdok van scheepswerf “De Schelde”, deze is echter in de constructieperiode niet beschikbaar. In het havengebied van Vlissingen-Oost zijn twee reële opties aanwezig, namelijk Port Scaldia en (ter plaatse van) de Nieuwlandterminal (figuur 3.4).



Figuur 3.4: Mogelijke bouwlocaties caissonelementen

Een probleem voor de maakbaarheid van de caissons zijn de enorme dimensies van de constructie en de gevolgen daarvan op de bouwsnelheid en transporteerbaarheid. Caissons zijn in het verleden met regelmaat toegepast, echter in de afgelopen decennia blijkt voornamelijk de stalen damwandconstructie het meest voordelig.

Uitvoering:

Indien de bouwstromen goed hanteerbaar zijn, kan door het repetitie-effect het productieproces van de caissons voorspoedig verlopen. Het aantal handelingen op zee blijft grotendeels beperkt tot het transporteren en plaatsen van de caissons. De gevolgen van de diverse uitvoeringsfasen (stabiliteit, belastingen op wanden) op het caissonontwerp moeten nader worden onderzocht. Gevoeligheid voor wind en weer heeft slechts invloed tijdens het transport, stabiliteit tegen golfklappen gedurende het aanvullen van de terminal moet nader worden bekeken. Het nadeel van caissons is de doorlooptijd. De caissons moeten worden geplaatst en van achter worden aangevuld voordat met de aanleg van de binnenkade in den droge kan worden begonnen. Hierdoor kan de aanleg van de binnenkade kritiek worden.

Overige aspecten:

De bouwhinder in het estuarium is minimaal, de meeste constructiearbeid vindt plaats in het bouwdok. De hinder voor de scheepvaart blijft beperkt tot de transportcycli van de caissons. Het gevaar bestaat dat een caisson stuurloos raakt en een bedreiging voor de scheepvaart vormt.

Een optie om de toepassing van caissons rendabel te maken, is het hergebruik van de eventuele grondkering van het bouwdok. Deze kering kan mogelijk worden hergebruikt als definitieve kadeconstructie voor een nieuwe terminal. Overigens is het op diepte en droog krijgen van een bouwdok een aspect dat nader beschouwd dient te worden.

3.2.4 Conclusie toepasbaarheid van caissons voor WCT

Het toepassen van caissons als zeekade-constructie is mogelijk, echter de afmetingen zijn fors. Indien een efficiënte bouwstroom kan worden opgezet, kunnen door het repetitie-effect en het grote aantal elementen de caissons rendabel worden. Indien een goede, draagkrachtige laag aanwezig is, dient de caissonconstructie nader te worden onderzocht.

3.3 L-muur constructie

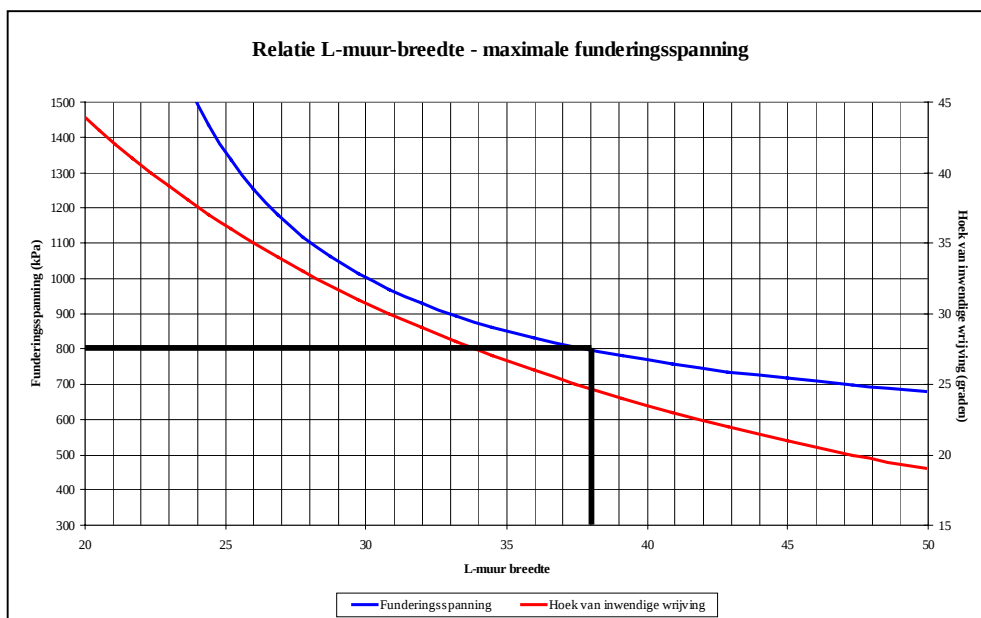
3.3.1 Inleiding

Een bijzondere gewichtsconstructie, die als kadeconstructie kan dienen, is de L-muur. De stabiliteit van het geheel wordt voor een groot gedeelte ontleend aan het gewicht van de grond boven op de horizontale poot. De onderdelen van deze muur worden evenals de caissons geprefabriceerd. De eerder vermelde bouwlocaties voor caissons kunnen vanzelfsprekend ook voor prefabricage van de L-muur onderdelen worden gebruikt. Aangezien de L-muur geen opdrijvend vermogen bezit, dienen de elementen met een hefschip naar de definitieve eindpositie te worden getransporteerd. De stabiliteit direct na het plaatsen van de L-muur is twijfelachtig, aangezien de constructie stabiliteit ontleent aan de grondlagen boven het horizontale gedeelte. Deze lagen worden pas aangebracht na het plaatsen van de constructie. De geometrie is wat betreft de hoogtemeting gelijk aan de caissons. De constructie rust op een stortsteen drempel op NAP -22, 0 m. De bovenkant van de muur bevindt zich op NAP +7,25 m. Met deze maatvoering zijn de onderstaand faalmechanismen onderzocht:

- schuiven
- kantelen
- grondbreuk
- overschrijden van de schuifkracht in de betonconstructie

3.3.2 Quick scan L-muur constructie WCT

Uit berekeningen (bijlage D.2) blijkt dat het faalmechanisme grondbreuk ook hier de breedte van de muur bepaald. Het blijkt dat de benodigde breedte groter is dan bij de caisson, namelijk circa 38 meter. De onderstaande grafiek toont de benodigde breedte in relatie met de maximaal toelaatbare funderingsspanning.



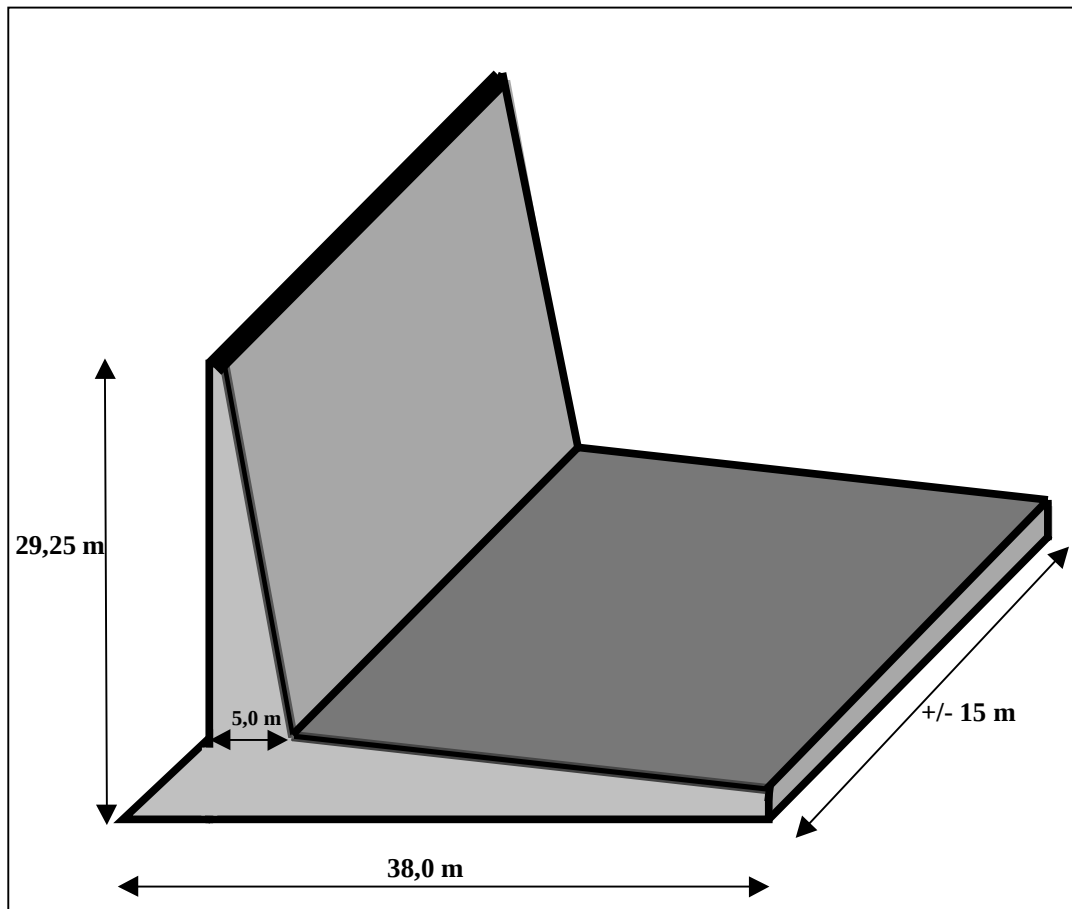
Figuur 3.5: Relatie breedte L-muur en maximale funderingsspanning

De L-muur heeft grotendeels dezelfde faalmechanismen als de caissonconstructie. In de berekeningen is naast afschuiven, kantelen en grondbreuk aandacht besteed aan het dimensioneren van de voorwand. Ongeveer vijf meter breedte beneden aan de voorwand is

benodigd bij gebruik van hogere betonklasse om breuk in de wand te voorkomen. Gebruikt men echter B35, dan krijgt de wand ontoepasbare afmetingen. Beton met een hogere sterkte heeft echter een significant hogere kostprijs dan bijvoorbeeld B35-beton.

De lengte van één stuk L-muur is afhankelijk optimalisatie van de betonconstructie. Het hefvermogen van de transportschepen is een beperkende factor. De lengte wordt daarom op 15 meter aangenomen. Voor de fundering van de achterkraanbaan, die op 30 meter vanaf de voorkant van de kademuur is gelegen, moet een voorziening in de constructie worden getroffen.

Globale afmetingen van de L-muur zijn weergegeven in onderstaande figuur.



Figuur 3.6: Hoofdafmetingen L-muur constructie

Uit berekeningen blijkt dat de benodigde breedte van de L-muur circa 38 meter bedraagt. Een wanddikte van 5,0 meter is nodig ter plaatse van het grootste optredende moment. De wand loopt taps naar bovenaf naar ongeveer 1,5 meter en de vloer van de kade af naar circa 2,0 meter. Het totale betonvolume bedraagt ongeveer 200 m³/m. Een mogelijkheid om de dikte van de voorwand (en daarmee het betonvolume) te reduceren, is het aanbrengen van een steunbeer aan de binnenzijde van de wand. Dit geeft bovendien extra mogelijkheden voor de fundatie van de achterkraanbaan op de constructie. Deze mogelijkheid is echter niet geanalyseerd.

3.3.3 Afweging L-muur constructie

Economie:

In vergelijking met de caissonconstructie is de hoeveelheid constructiebeton vergelijkbaar, echter er wordt gebruikt gemaakt van (duurder) beton. Bovendien zijn de elementen moeilijker te transporteren (geen opdrijvend vermogen) en dus duurder.

Ontwerp:

Uit figuur 3.5 blijkt dat een goede funderingsgrondslag benodigd is. Ook bij toepassing van een L-muur constructie kan controle op sterkte en verweking een beperking opleveren voor de toepasbaarheid. Een analyse moet blijken of een grondverbetering is gewenst. De L-muur is robuust genoeg om in de uitvoeringsfase weerstand te bieden tegen eventuele golfaanval. Ten slotte wordt om dezelfde reden als bij de caissonconstructie een stortsteenbed toegepast.

Constructie:

De Nieuwlandhaven en Port Scaldia zijn beschikbaar als bouwdok. De bouwsnelheid en bouweenvoud zullen niet wezenlijk verschillen met de caissons. De transporteerbaarheid en de installatiemethode zijn in vergelijking met de caissonconstructie minder eenvoudig. Een zwaar hefschip dient ingezet te worden om de elementen te plaatsen. Een L-muur met deze constructieafmetingen is zeldzaam. Ten slotte dient extra aandacht te worden besteed aan de grond dichtheid van de voegen.

Uitvoering:

Het aantal handelingen op zee is groter in vergelijking met caissons. Een kritische aangelegenheid is het aanvullen achter een reeds geplaatst element. De kans bestaat op instabiliteiten van de wand voor en tijdens het aanvullen achter de muur.

Overige aspecten:

Zie caissonconstructie.

3.3.4 Conclusie toepasbaarheid van L-muur voor WCT

De L-muur levert ten opzichte van de caissons geen voordelen op. Wat betreft de betonhoeveelheden en de prefabricage voorzieningen zijn beide constructies vergelijkbaar. De elementen van de L-muur zijn echter een stuk lastiger te transporteren. Bovendien kunnen de grond dichtheid van de voegen en de mogelijke instabiliteiten gedurende het aanvullen van de terminal problemen geven. De optie dat de voorwand van de L-muur wordt verstevigd door een steunbeer is niet bekeken.

3.4 Blokkenmuur constructie

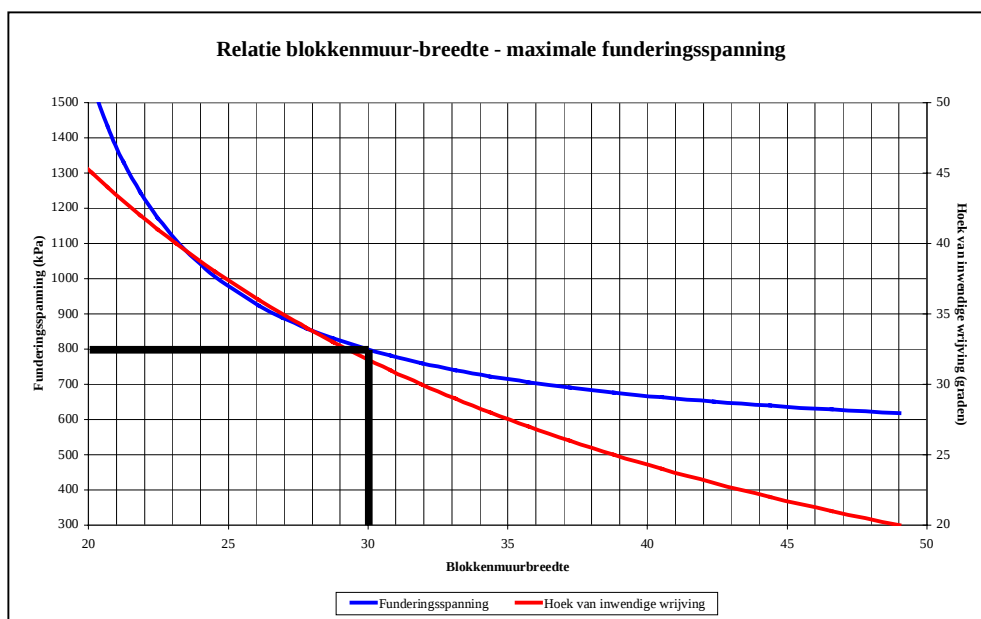
3.4.1 Inleiding

Een gewichtsconstructie kan in plaats van een massieve constructie eveneens uit meerdere elementen in verticale doorsnede worden opgebouwd. Indien een dergelijke opbouw het geval is, spreekt men ook wel van een blokkenmuur constructie. De geometrie is echter door de opbouw van de constructie-elementen anders dan de toepassing van een L-muur of caisson. Ook voor een blokkenmuur moet een goede grondslag aanwezig zijn, zij het dat enige zettingen kunnen worden opgenomen door de muur. Het is mogelijk om de blokken onderling te koppelen met behulp van ingestorte ankers. Voorzichtigheid moet dan worden geboden met veranderde krachswerking en mogelijk corrosieproblematiek.

De analyse geschiedt voor het extern evenwicht. De beschouwde faalmechanismen zijn dan ook gelijk aan de andere gewichtsconstructies: schuiven, kantelen en grondbreuk. Het intern evenwicht (schuifkrachten, ankerbouten tussen de elementen) is niet geanalyseerd.

3.4.2 Quick scan blokkenmuur constructie WCT

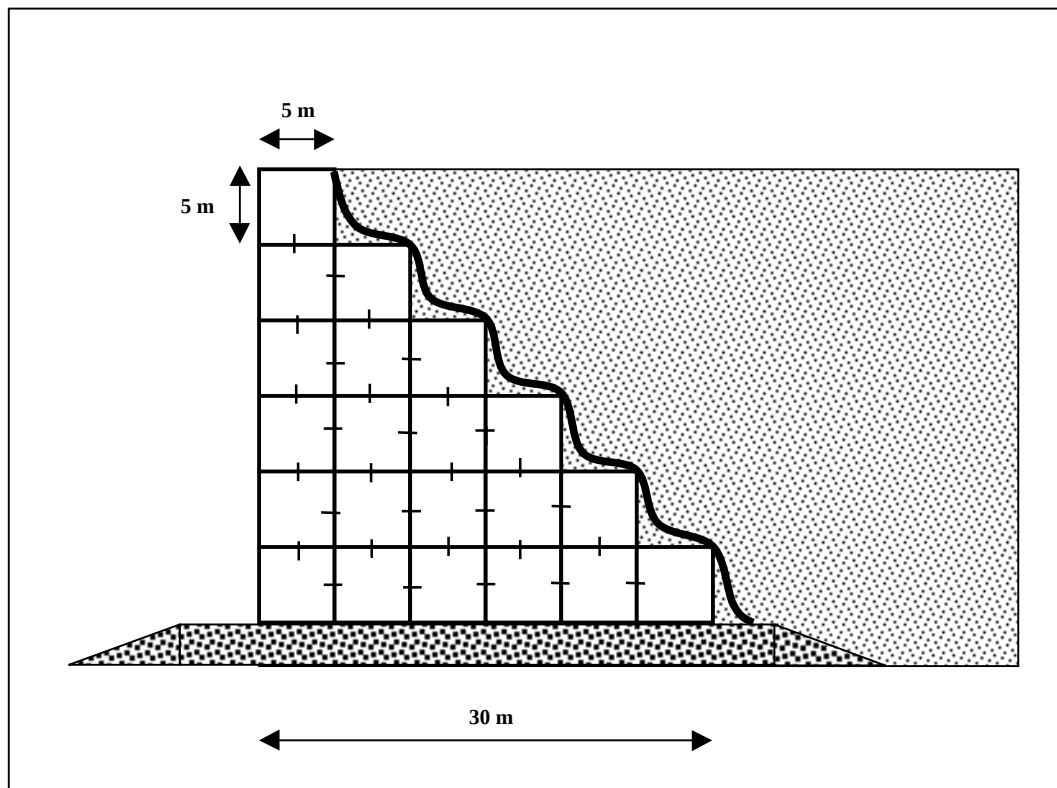
Vergelijkbaar met de vorige gewichtsconstructies is ook de fundatiespanning bij de blokkenmuur toonaangevend voor de breedtebepaling. In de berekeningen (bijlage D.3) is de blokkenmuur geschematiseerd tot een massieve, driehoekige constructie. Uit onderstaande figuur blijkt dat een breedtemaat nodig is van zo'n 30 meter. In vergelijking met caissons is de excentriciteit van de resulterende funderingsdruk groter, echter het totale gewicht is kleiner.



Figuur 3.7: Relatie blokkenmuur-breedte en maximale funderingsspanning

De muur wordt blok voor blok opgebouwd vanaf een stortsteenfundering op NAP -22 tot NAP +7,25 meter. Voor het gemak zijn de blokken in verticale doorsnede vierkant gekozen, maar kunnen in principe elke vorm aannemen. Er wordt geadviseerd om in zettingsgevoelige ondergrond de voegen boven elkaar te ontwerpen.

Een eerste schatting van de dimensie van de vierkante kubussen van 5 meter. Per doorsnede zijn dan 21 blokken nodig. Voor ruim 2600 meter kademuur zo'n 11.000 blokken. Om zanduitspoeling vanwege waterbewegingen door de voegen tussen de blokken te verhinderen, wordt een kunststof folie aan de landzijde van de wand aangebracht.



Figuur 3.8: Hoofdafmetingen blokkenmuur

Indien wordt aangenomen dat de wanddikte van de blokken circa 0,3 meter bedraagt dan is de totale hoeveelheid beton circa $170 \text{ m}^3/\text{m}$. In de literatuur wordt een maximaal gewicht van 100 ton per blok aanbevolen. De bovenstaande dimensies leveren een gewicht dat ongeveer gelijk is aan 100 ton.

3.4.3 Afweging blokkenmuur constructie

Economie:

De hoeveelheden beton zijn in orde grootte vergelijkbaar met de waarden voor de caissons en/of L-muur. Het vervaardigen van de blokken zal voordelig zijn (repetitiewerk, relatief eenvoudige bekisting), echter het installeren van de blokken (vele handelingen) nadeliger.

Ontwerp:

De blokkenmuur wordt, zoals het een gewichtsconstructie betaamt, oneconomisch bij een slechte funderingsgrondslag. De interactie met grond en water is bij dit ontwerp sterker dan de twee robuuste gewichtsconstructies (caissonconstructie en de L-muur).

Bij een dergelijke kerende hoogte van bijna 30 meter moet het inwendige evenwicht van de muur goed worden onderzocht. De ervaring leert dat bij grotere kerende hoogte de kans op instabiliteit wordt vergroot door grote inwendige krachten en spanningen. Ook de grondichtheid van de (vele) voegen is een punt van aandacht.

Constructie:

De prefabricage zal door het repetitie-effect eenvoudig verlopen. Het strekt tot aanbeveling om de blokken in een fabriek te fabriceren en op te slaan op een aangrenzend buitenterrein. Ook hiervoor zijn de Nieuwlandterminal en Port Scaldia mogelijke bouwplaatsen.

Het installeren van de blokken eist veel zorgvuldigheid, en is bovendien arbeidsintensief. Een ontwerp met schuine blokken kan het uitvoeringsproces vergemakkelijken. Het te plaatsen element kan zo langs de vorige stapeling glijden. Een nadeel is het grote aantal verschillende blokvormen die dan noodzakelijk zijn.

Uitvoering:

Door het grote getijverschil, windachtig klimaat en druk scheepvaartverkeer zijn vele handelingen in de Westerschelde nadelig. Het voordeel van de blokkenmuur-constructie is de mogelijkheid tot een continue opbouw van de kade.

Overige aspecten:

De uitvoering van de blokkenmuur veroorzaakt relatief gezien meer veel gevaar (vanwege de vele handelingen op zee) voor de veiligheid van het personeel.

3.4.4 Conclusie toepasbaarheid van blokkenmuur voor WCT

De blokkenmuur is om twee redenen (ontwerp- en uitvoeringstechnisch) niet toepasbaar als zeekade constructie voor de WCT. Ten eerste is het aantal voegen (voeglengte) onacceptabel groot, zeker in combinatie met de grote kerende hoogte (ruim 27 meter). Ten tweede is het aantal handelingen op zee onacceptabel (ruim 11.000 blokken).

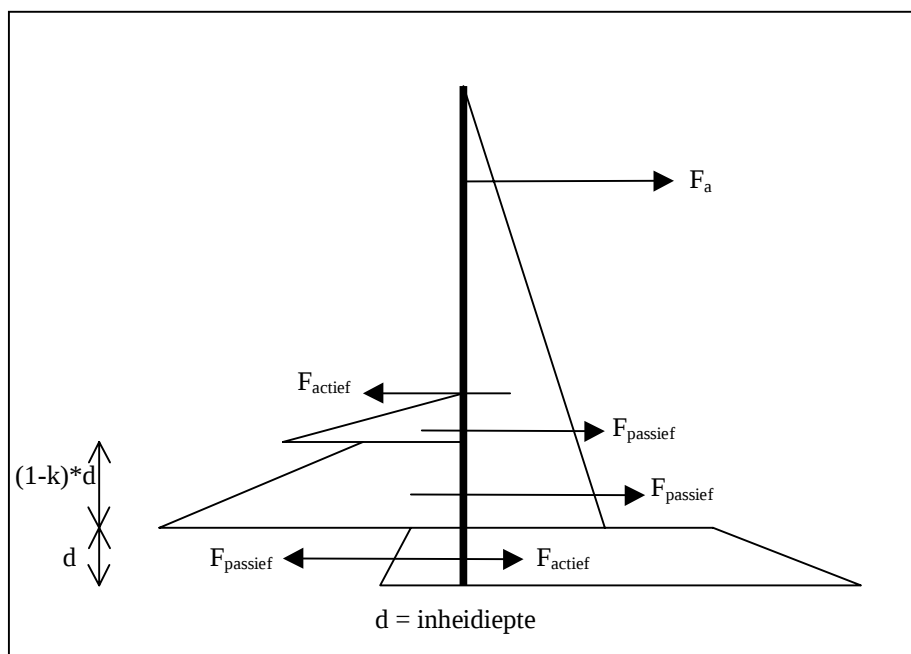
3.5 Verankerde damwandconstructie

3.5.1 Inleiding

De meest toegepaste constructie voor kademuuren is de verankerde damwandconstructie. Vanwege de grote kerende hoogte (circa 30 meter) én de eis tot aanleg in den natte van de kademuur veroorzaakt deze constructie een complexe uitvoeringswijze. Het uitgangspunt is dat de muur aan de zeezijde wordt aangevuld tot NAP $-21,0$ m. met een stortsteenbed ter bescherming van de passieve wig. Vanwege de fasering dient de wand een verankering te krijgen die vanaf zee kan worden aangebracht. Deze wordt voorlopig verondersteld aangebracht te kunnen worden op circa NAP $+2,0$ m. De bovenkant wand wordt aangenomen op NAP $+7,25$ m.

De stabiliteit van de wand is, gegeven de grondeigenschappen en belastingen, afhankelijk van de inheidiepte, hoogte en sterkte van het anker en de materiaaleigenschappen van de wand. De relatie tussen de inheidiepte van de wand en de krachtswerking op de wand zijn onderzocht.

In de berekeningen (bijlage D.4) is een model gebruikt wat uitgaat van volledig ontwikkelde actieve en passieve gronddruk (methode Coulomb). De wand wordt aan de onderzijde moment vrij geacht te zijn opgelegd. Door het momentenevenwicht om de onderzijde te berekenen en het feit dat de som van de horizontale krachten gelijk moet zijn aan nul, levert een combinatie op van inheidiepte en trekkracht in het anker. Het maximale moment wordt gevonden bij het dwarskrachten nulpunt. Figuur x geeft deze schematisatie weer. In dit model wordt geacht dat het onderste gedeelte aan de actieve zijde passieve weerstand geeft en de passieve zijde actieve gronddruk levert. Dit model geeft twee vergelijkingen ($\Sigma M=0$ en $\Sigma H=0$) met als onbekenden de trekkracht in het anker (F_a) en het percentage van het passieve en actieve gedeelte (k). Het stelsel kan numeriek worden opgelost in met behulp van een spreadsheetprogramma, zoals Excel.



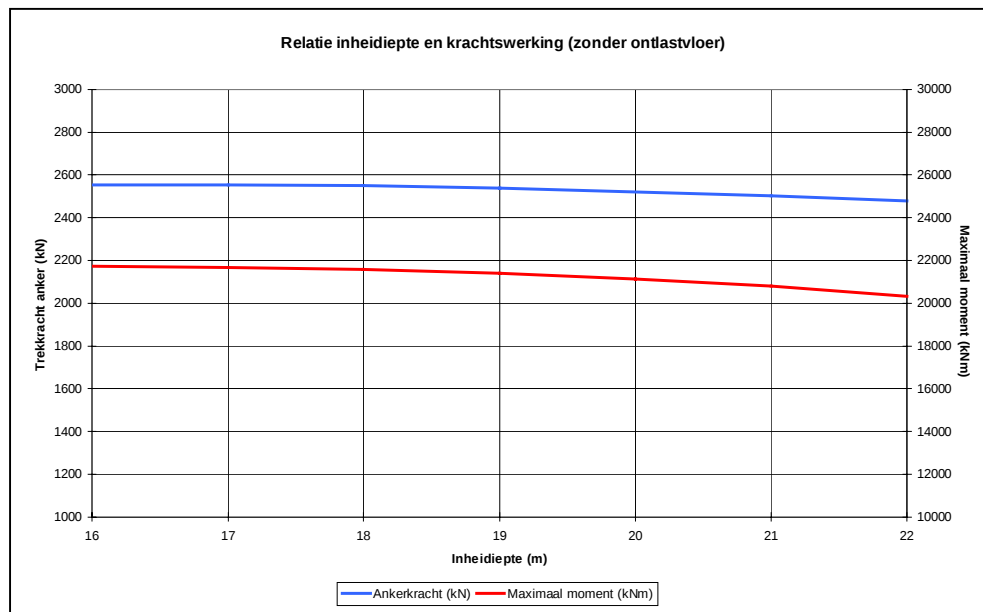
Figuur 3.9: Principe berekening verankerde damwand

In werkelijkheid zullen de volledige passieve en actieve gronddruk niet over de gehele wand worden gemobiliseerd. Een nauwkeuriger benadering is het verenmodel, toegepast in het rekenprogramma Msheet, dat echter niet in dit stadium wordt gebruikt.

In de berekening wordt geen overall-veiligheid van 1,2 gebruikt, maar worden de ϕ 's (hoek van de inwendige wrijving) gedeeld door de waarde 1,2.

3.5.2 Quick scan verankerde damwand WCT

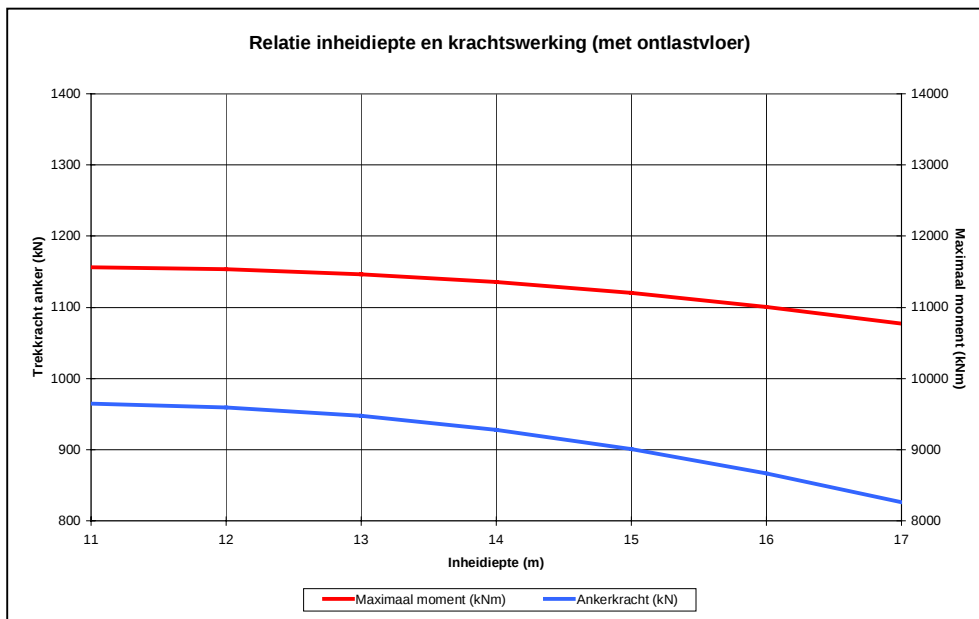
Als eerste berekening is een situatie beschouwd met een volledige belasting op de wand. Dit betekent dat er geen ontlastconstructie is opgenomen, die horizontale gronddrukken tegen de wand reduceert. Het resultaat is weergegeven in figuur 3.10.



Figuur 3.10: Relatie inheidiepte en krachtswerking zonder ontlastvloer

De bovenstaande waarden gelden per strekkende meter kademuur. Er wordt evenwicht gevonden bij een inheidiepte van tenminste 16 meter. Los van de vraag of deze inbeddingsdiepte tot de mogelijkheden behoort, is deze oplossing niet aantrekkelijk. Een ankerkracht van zo'n 2500 kN per meter kademuur is fors maar toepasbaar, echter een moment van 20.000 kNm/m is vrijwel onmogelijk op te vangen. Een buispaal van $\varnothing$ 1981-50,4 is nodig om genoeg sterkte te bieden. Deze buispaal is economisch gezien waarschijnlijk irreëel.

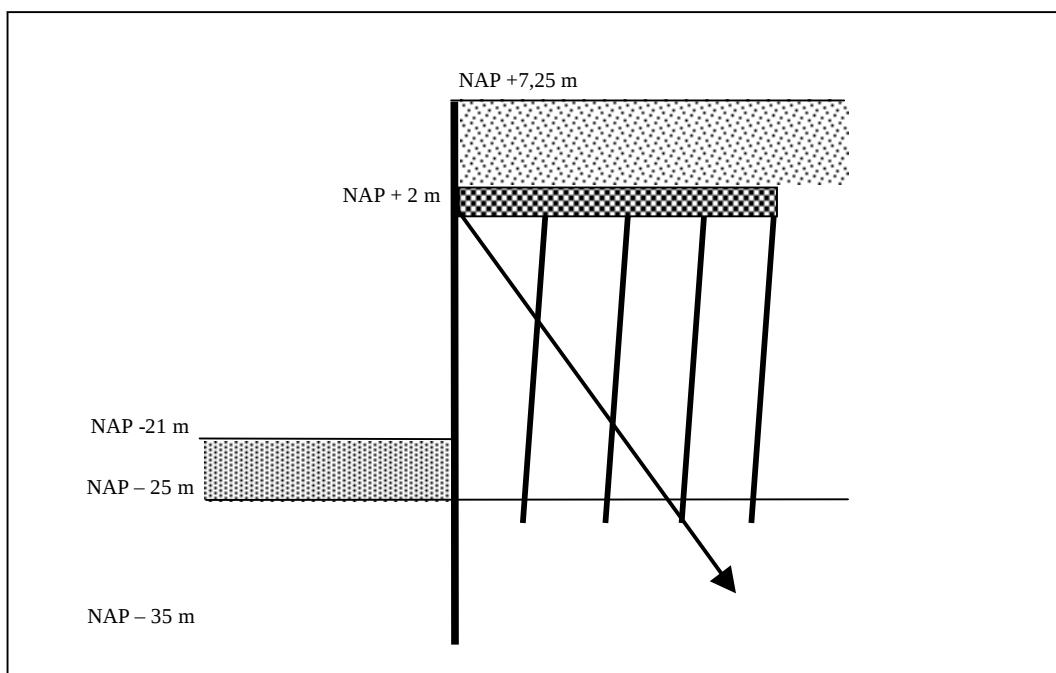
Het andere uiterste geval is indien een ontlastconstructie wordt toegepast. Deze constructie zorgt ervoor dat de bovenbelasting en de eerste meters grond niet kunnen bijdragen aan de horizontale gronddrukken tegen de buiswand. De bovenbelasting wordt via funderingspalen overgebracht naar een draagkrachtige laag. Om evenwicht te bereiken is dan een minimale inheidiepte vereist van 11 meter, bij de veronderstelde grondslag. Grotere inheidiepten reduceren nauwelijks de optredende krachten. Het definitieve grondprofiel moet uitwijzen of deze inheidiepte bereikt kan worden. De optredende ankerkracht van zo'n 1000 kN per strekkende meter kademuur is goed op te vangen. Om weerstand te bieden tegen het maximale moment (circa 11.000 kNm) is een buispaal benodigd van $\varnothing$ 1981-25,4. Ook deze dimensie is fors, echter toepasbaar. Bij een betere grondslag zal de minimaal vereiste inheidiepte afnemen.



Figuur 3.11: Relatie inheidiepte en krachtswerking met ontlastvloer

Een verankerde damwandconstructie behoort tot de mogelijkheden. Er dient echter wel een ontlastconstructie te worden aangebracht om de buigende momenten in de wand en de ankerkracht te reduceren.

De constructie dient gefaseerd te worden uitgevoerd. Nadat de wand is aangebracht dient aan de zeezijde stortsteen te worden aangebracht om voldoende passieve weerstand te genereren. Vervolgens kan er tot een bepaald niveau worden aangevuld en de ontlastconstructie worden aangebracht. Om de wand stabiel te houden en om te grote vervormingen te verhinderen, moet op dat moment het anker worden aangebracht. Vervolgens kan het aanvullen worden hervat en de ontlastconstructie worden gerealiseerd. Figuur 3.12 toont de eindsituatie.



Figuur 3.12: Hoofdafmetingen verankerde damwand

De bovenstaande principeschets is niet volledig. De lengte van de verankering alsmede het funderingsniveau van de palen is afhankelijk van de draagkrachtige zandlaag.

3.5.3 Afweging verankerde damwand constructie

Economie:

Wat betreft de hoeveelheden staal en beton zal de verankerde damwand voordeliger zijn dan de caisson en L-muur oplossing. Echter, de uitvoeringsrisico zijn groter (stabiliteit van de wand tijdens de faseringen) en de wand is gevoelig voor corrosie (gevolg: onderhoudskosten of overdikte aanhouden).

Ontwerp:

Het aandachtspunt van dit ontwerp is de heikbaarheid van de buispalen in combinatie met het aan te brengen anker tijdens het aanvullen. De stabiliteit moet tijdens alle uitvoeringsfasen worden behouden. Het anker dient enkele meters de harde zandlaag ingebracht te worden. De funderingspalen van de ontlastvloer worden tot in deze laag geheid.

Gedurende de uitvoering moet rekening worden gehouden met golfslag en buitensporige waterstanden.

Constructie:

De verankerde damwand vergt geen prefabricage. De kade kan zodoende geleidelijk worden aangelegd. Voor de diverse heiwerkzaamheden is een hydroblok goed toepasbaar, omdat dit blok grotendeels onafhankelijk van de wind/golven operationeel is. De vele handelingen op zee in combinatie met de complexe verankering/fasering dient de nodige aandacht te krijgen. In Duitsland is deze constructie in combinatie met de bijbehorende fasering vaker toegepast. De constructie in de definitieve situatie is ook voor Nederlandse begrippen een bekend ontwerp.

Uitvoering:

Een belangrijke factor voor de bouwactiviteiten is het klimaat (het aantal werkzame dagen, afhankelijk van wind en golven). Verder zijn het inbrengen van de primaire en secundaire elementen, alsmede het uit het slot lopen van de planken punten van aandacht. Daarnaast bestaat het risico van het disfunctioneren van het anker, zoals het niet op diepte krijgen of breuk van de ankerstang.

De invloed op de binnenkade is positief. Vanwege de geleidelijke opbouw van de kade kan spoedig met de aanleg worden gestart.

Overige aspecten:

Het inbrengen van de stalen elementen zal (geluids)overlast veroorzaken in het estuarium, bovendien zullen continue werkzaamheden plaatsvinden in de omgeving van de vaargeul. Maatregelen dienen getroffen te worden om de veiligheid van het personeel op zee te waarborgen.

3.5.4 Conclusie toepasbaarheid verankerde damwand voor WCT

De verankerde damwand als toepassing voor de zeekade constructie is mogelijk, indien gebruik wordt gemaakt van een ontlastconstructie. In een gedetailleerdere beschouwing moet blijken of de verschillende elementen (combiwand en anker) op de gewenste diepte kunnen worden ingebracht. Tevens moet goed naar de uitvoeringsfasering worden gekeken: de stabiliteit van de wand gedurende de uitvoering moet worden gewaarborgd.

3.6 Kistdam/cellendam constructie

3.6.1 Inleiding

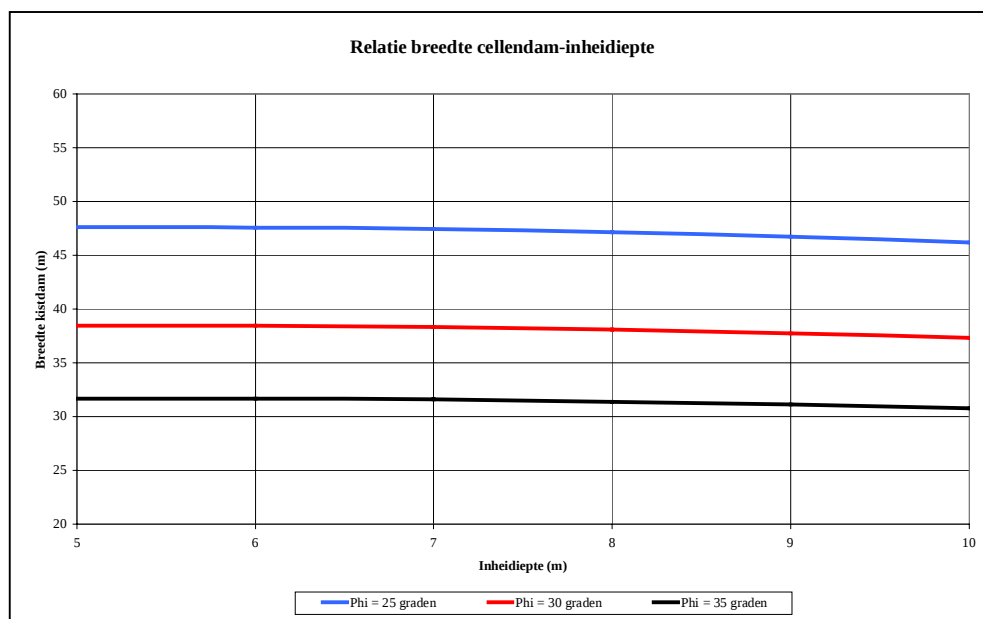
In het algemeen gesproken is het ontwerpen van een kistdam en/of cellendam een gecompliceerde aangelegenheid. Een kistdam is een constructie waarbij een grondkerende wand door een systeem van ankers en gordingen wordt vastgemaakt aan een achterwand. Ook kan een kistdam bestaan uit cellen van platte stalen damplanken. Een dergelijke constructie wordt een cellenkistdam genoemd.

Het verschil tussen een kistdam en een verankerde damwand met ankerscherm zit in het feit of de actieve en passieve zones tot ontwikkeling kunnen komen. Indien de zones elkaar overlappen spreekt men van een kistdam. De passieve weerstand zal zich niet volledig ontwikkelen. Indien de passieve weerstand wel volledig tot ontwikkeling komt, is sprake van een damwandconstructie met ankerscherm. Over het algemeen spreekt men van een kistdam indien de afstand tussen de twee damwanden kleiner is dan $1,5 \cdot H$, met H = kerende hoogte. De keuze tussen de afstand van de damwanden hangt af van een optimalisatie tussen de ankerstangen en grondaanvulling enerzijds en de dimensionering van de ankerwand (achterwand) anderzijds.

De vulling tussen beide damwanden bepaalt in hoge mate de vormvastheid van de constructie. Deze dient uit voldoende stijf materiaal te bestaan, zoals goed verdicht zand en/of grind.

3.6.2 Quick scan cellendam WCT

De cellendam is aan enkele stabiliteitsberekeningen (bijlage D.5) onderworpen. De benodigde breedte van een cellendam wordt veelvuldig bepaald aan de hand van de methode van Terzaghi. Het betreffende faalmechanisme is het overschrijden van de schuifkracht in de verticale moot in het midden van de constructie, veroorzaakt door uitwendige krachten op het funderingsvlak. Een fictieve breedte moet worden ingevoerd, omdat de cel door de ronde vorm geen constante breedte heeft per strekkende meter lengte. Voorlopig wordt gekozen voor een fictieve breedte van $0,875 \cdot \text{diameter}$ van de cel.



Figuur 3.13: Relatie diameter cellendam en inheidiepte

De ervaring leert dat de optredende belastingen gedurende de uitvoeringsfase vaak maatgevend zijn ten opzichte van belastingen in de definitieve situatie. Zo treden de grootste spanningen in het systeem waarschijnlijk op tijdens het vulproces. Over het algemeen mag worden gezegd dat indien er tijdens het vullen geen complicaties optreden, ook in de toekomst niets meer zal gebeuren. De uitvoeringsfasering is echter niet in de beschouwing betrokken.

In het verleden is (vooral in het Antwerpse) naast een stalen cellendam een cirkelvormige betonnen constructie toegepast als kadeconstructies. Deze toepassingen zijn echter in situ aangebracht. Prefabricage van dergelijke elementen die in het geval van de WCT moet gebeuren, zijn eerder toegepast voor golfbrekers. Het verschil tussen golfbrekerconstructies en kadeconstructies is hun functie. Een golfbreker heeft een golfenergie-verminderde functie, terwijl een kademuur een grond- en waterkerende moet bezitten. Doosvormige constructies (zoals caissons) hebben het voordeel van min of meer rechthoekige aansluitingen, zodat de betreffende functies beter zijn gewaarborgd. Aansluitingen van ronde constructies geven problemen.

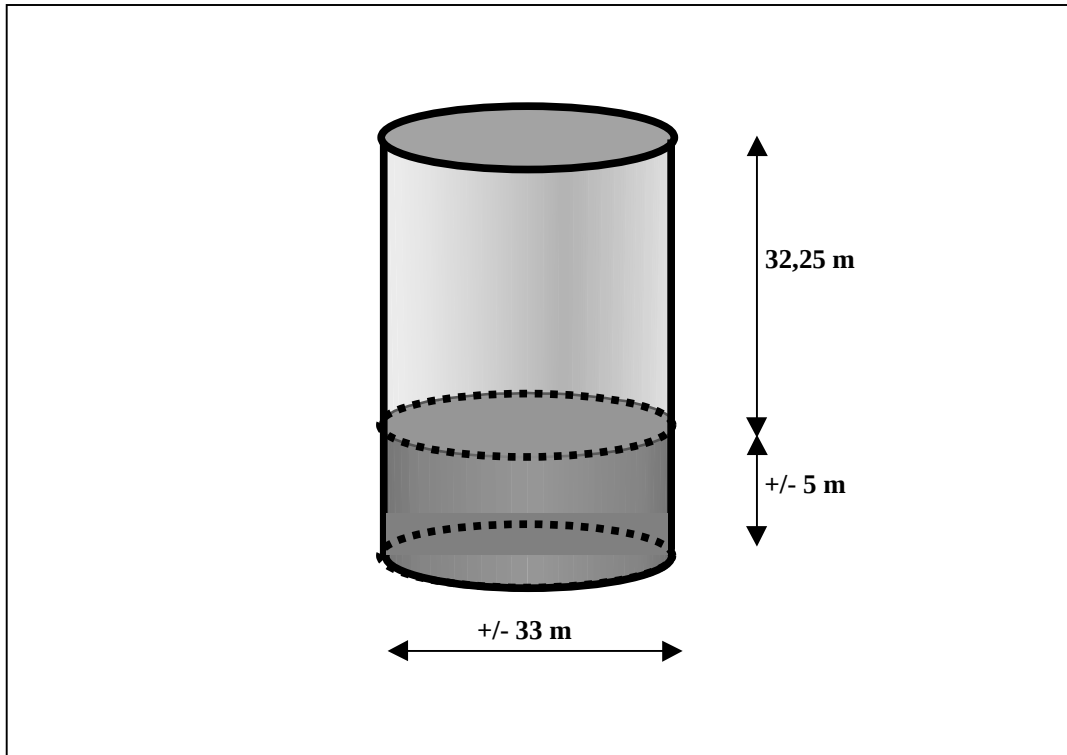
Naast constructieve aspecten bezitten betonnen cellenwanden (“ronde caissons”) een uitvoeringstechnisch nadeel, aangezien de lengte per element beperkt is. Rechthoekige caissons kunnen een grotere lengte (> 50 meter) bezitten, zodat tijdsvoordeel wordt behaald. Bovendien is het in de grond brengen van dergelijke elementen vrijwel onmogelijk. Betonnen cellendammen worden niet toepasbaar geacht als kadeconstructie voor de WCT.

In bovenstaande figuur 3.13 is de voor drie benodigde breedte van de cellendam uitgezet tegen de inheidiepte van de damwandplanken. Het maakt duidelijk dat een goed verdicht vulmateriaal (grote hoek van inwendige wrijving) van wezenlijk belang is voor een stabiele constructie. De geëiste breedte wordt groter naarmate de kwaliteit van het vulmateriaal daalt. De planken dieper inbrengen dan vijf meter heeft vrijwel geen invloed en is dus overbodig.

Een belangrijk verschil tussen de kistdam en cellendam is de krachtswerking in de constructie. In een cellendam zullen verwaarloosbare buigende momenten optreden, aangezien de horizontale krachten worden opgenomen in de ringspanning van de cel. Dit is bij een kistdam niet mogelijk. De wanden (en ankers) van de kistdam moeten in vergelijking met de constructieonderdelen van de cellendam zwaarder gedimensioneerd worden. Een cellendam is daarom aantrekkelijk nader te bekijken dan een kistdam.

De diameter van de cellendam zal om en nabij de 33 meter bedragen bij een inheidiepte van 5 meter (vanaf NAP -25 m). De voorkant van de cellendam wordt tot NAP -21 meter aan gevuld met stortsteen.

Uit de literatuur blijkt dat diverse varianten van cellendammen zijn toegepast. Voorbeelden zijn onder cirkelvormige constructies, klaverblad-vormige cellen, vlakke cellen etc. Voorlopig zijn alleen de cirkelvormige cellen in de beschouwing betrokken.



Figuur 3.14: Hoofdafmetingen cellendam

3.6.3 Afweging cellendam constructie

Economie:

Het materiaalgebruik zal ten opzichte van de betonnen constructies minder zijn, al bedraagt het aantal vierkante meters damwandplank voor de gehele kade zo'n 350.000. De sterkte van een cellendam wordt ontleend aan het samenspel van staal en grond. Het toepassen van een cellendam veroorzaakt echter wel een groot oppervlak dat onderhevig is aan aantasting door zeewater. Corrosiebescherming, en dus onderhoud, is een nadeel bij deze constructie.

Ontwerp:

Eén van de uitgangspunten voor de toepasbaarheid van een cellendam is de heikbaarheid van de planken. De grootste invloed (blijkt uit figuur 3.13) op het ontwerp heeft echter de vulling (zand) van de cel. Voor een succesvolle toepassing van een cellendam is goed verdicht zand noodzakelijk. Voorlopig wordt (eventueel met behulp van verdichten) een zandvulling toegedacht met een hoek van inwendige wrijving van 35 graden.

Constructie:

De cellendam behoeft geen grootschalige prefabricage. Het is echter wel verstandig om de planken op het droge in een apart geleidingsframe neer te zetten en ze vervolgens gestaffeld weg te heien. Aandachtspunt is het transporteren van het geleidingsframe met de damwandplanken, in relatie met het klimaat (wind en stroming).

Cellendamwanden worden (zeker in de Verenigde Staten) met regelmaat toegepast. Een kademuur uit cellendammen (én van deze afmeting) zijn in Nederland nog niet toegepast.

Uitvoering:

Het grote verschil met de caissonconstructie (en L-muur) zijn de voortdurende activiteiten op zee. Zoals gezegd is het klimaat (aantal werkbare dagen) dan een belangrijke factor. De hanteerbaarheid van de bouwstromen is lastig, maar niet onoverkoombaar.

Gedurende de uitvoering moeten twee aspecten goed worden geanalyseerd. Ten eerste vermindert het uit het slot lopen van de planken de sterkte van de constructie, aangezien een cellendam de optredende belastingen voornamelijk opvangt met de ringspanning. Ten tweede is, overeenkomstig figuur 3.13 een goed verdichte vulling van de cel vereist.

Door de continue bouw zal de invloed op de binnenkade niet negatief zijn, aangezien het opspuiten van de terminal geleidelijk kan plaatsvinden.

Overige aspecten:

Zie verankerde damwand.

3.6.4 Conclusie toepasbaarheid van cellendam voor WCT:

Een cellendam kan worden toegepast als kadeconstructie. Een kistdam daarentegen is oneconomisch, aangezien aan de voorwand in principe dezelfde eisen worden gesteld als bij de verankerde damwand zonder ontlastconstructie. Bij de cellendam moet het accent worden gelegd op de uitvoering. Als de cel eenmaal is ingeheid en gevuld/verdicht, is het grootste uitvoeringsrisico gelopen. Het nadeel van de cellendam is de grote hoeveelheid staal. Het cellenoppervlak aan zeezijde dient te worden beschermd tegen corrosie.

3.7 Conclusie

Van de zes gepresenteerde alternatieven voor de kadeconstructie van de zeekade van de WCT zijn de L-muur en de blokkenmuur geen geschikte oplossingen. De L-muur biedt in vergelijking met de caissonconstructie geen enkel voordeel. De blokkenmuur heeft als nadelen de vele handelingen op zee en de interne krachtswerking bij grote kerende hoogte. De kistdam is in vergelijking met de cellendam oneconomisch. Het voordeel van de cellendam is dat de horizontale grond- en waterdrukken door de stalen ring worden opgenomen.

In de komende hoofdstukken worden achtereenvolgens de verankerde damwand, caissonconstructie en cellendam aan een nadere beschouwing onderworpen.

	Verankerde damwand met ontlastconstructie	Caissonconstructie	Cellendam
Kosten	0	-	+
Risico's uitvoeringfase	0	+	-
Onderhoud	-	+	-

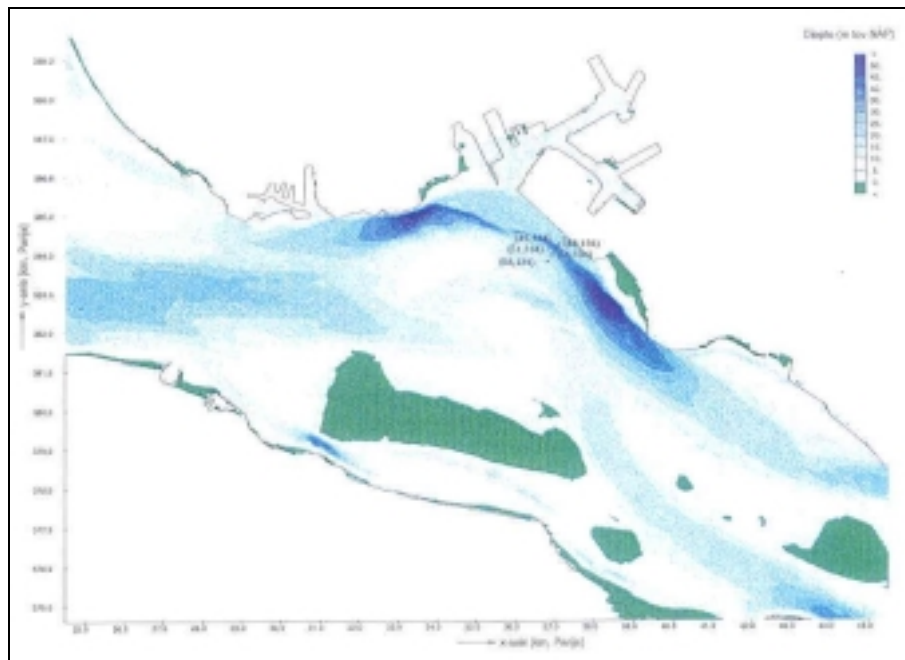
Tabel 3.2: Alternatieven zeekade WCT versus aandachtspunten

Uit tabel 3.2 blijkt dat de caissonconstructie ten opzichte van een verankerde damwand economisch gezien, door de hoge fabricagekosten, nadelig is. Echter, de risico's gedurende de uitvoering en de onderhoudskosten (beton is in vergelijking met staal redelijk ongevoelig voor corrosie) zijn lager. De cellendam is wat betreft constructiekosten waarschijnlijk het voordeligst. Het nadeel van de cellendam is de stabiliteit (zeker in de uitvoeringsfase) en het grote constructieoppervlak dat bloot wordt gesteld aan corrosie. In de komende hoofdstukken wordt onderzocht of naast de verankerde damwand de caissonconstructie en cellendam bevredigende oplossingen zijn voor de zeekade constructie van de WCT.

Hoofdstuk 4: Hydraulische randvoorwaarden

4.1 Inleiding

Het Westerschelde estuarium bestaat uit een hoofdgeul met daaraan parallel één of meerdere nevengeulen. Karakteristiek voor een estuarium zijn processen van verlegging van geulen, waardoor continu opbouw en afbraak van platen, slikken en schorren plaats vindt. In de laatste decennia is de Westerschelde sterk beïnvloed door menselijke ingrepen. De dynamiek van de Westerschelde is ten gevolge van deze handelingen sterk verminderd.



Figuur 4.1: Overzicht geulen rond Vlissingen-Oost

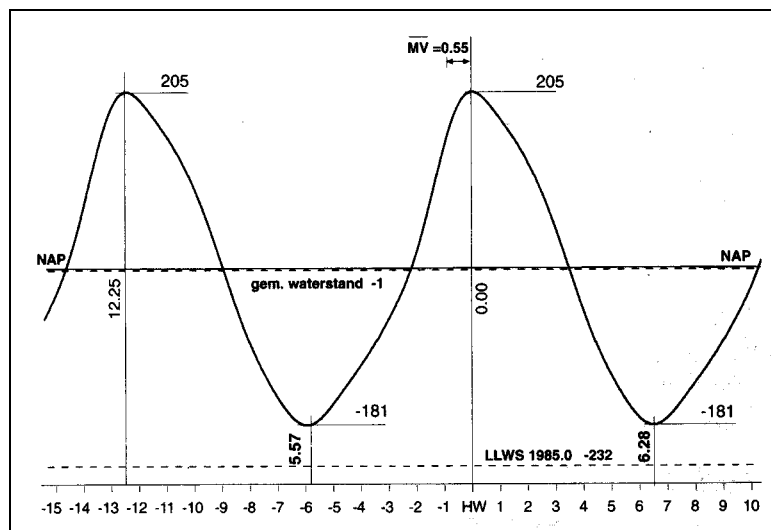
In bovenstaande figuur (bron: WL | Delft Hydraulics) is op te maken dat de haven van Vlissingen-Oost aan de geul 'de Honte' ligt. De diepte van deze geul varieert tussen NAP -20 en NAP -40 meter. De laatste decennia verondiept 'de Honte' terwijl de Schaar van Spijkerplaat (ten zuiden van 'de Honte') in doorsnede toeneemt. Hierdoor stoomt er een minder groot debiet door 'de Honte'. Door middel van baggerwerkzaamheden wordt de geul op diepte gehouden, ten einde een doorbraak van de Schaar van Spijkerplaat (met als gevolg een sterke aanzanding van 'de Honte') te voorkomen [PMR Zuidwest-Nederland]. Hier schuilt ook de verklaring voor het feit dat de WCT in den natte dient te worden aangebracht. Eerst opspuiten betekent risico op aanzanding van 'de Honte' met alle gevolgen van dien. Dit hoofdstuk geeft een beschrijving van de hydraulische gegevens (voornamelijk de optredende waterstanden en golfhoogten) in de omgeving van de toekomstige containerterminal.

4.2 Maatgevende waterstanden rondom Vlissingen-Oost

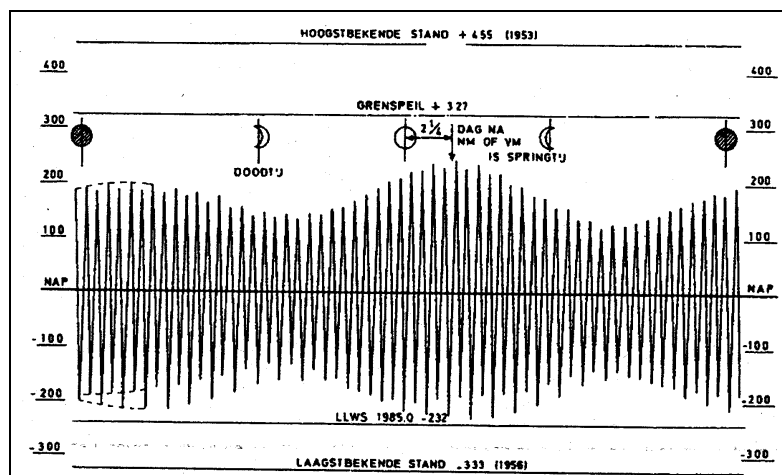
Het Rijksinstituut voor Kust en Zee (RIKZ) voorspelt jaarlijks de tijdstippen van hoog en laag waterstanden voor diverse plaatsen in Nederland. Onderstaande figuren zijn ontleend aan de Getijdentafels voor Nederland (opgesteld door het RIKZ) en geven de gemiddelde getijkromme en de maandelijkse getijbeweging te Vlissingen weer.

Uit de twee grafieken kan het volgende worden geconcludeerd:

- Het getij bij Vlissingen varieert tussen NAP +2,3 meter en NAP -2,1 meter bij springtij, dit is een waterstandsvariatie van 4,4 meter.
- Het getij bij Vlissingen varieert tussen NAP +1,4 meter en NAP -1,6 meter bij doortij, dit is een variatie van de waterstand van 3,0 meter.



Figuur 4.2: Gemiddelde getijkromme 1991 te Vlissingen



Figuur 4.3: Getijbeweging te Vlissingen gedurende een maand

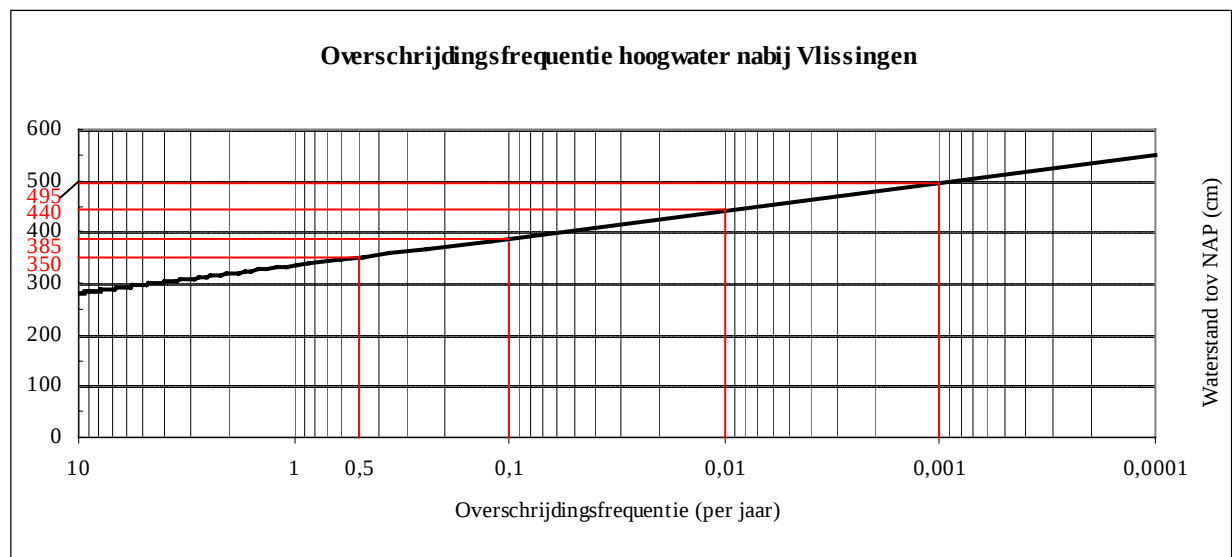
Het hoogste hoogwater en het laagste laagwater (althans als gevolg van het astronomisch getij) treden op bij springtij. Uit grafiek 4.3 kan worden vastgesteld dat het gemiddelde laaglaagwaterspring (GLLWS) NAP -2,32 meter bedraagt. De laagste waterstand (volgens het getij) is het zogenaamde LAT (Lowest Astrom Tide) en bedraagt NAP -2,54 meter.

De maatgevende hoogwaterstanden voor de diverse belastingsituaties zijn niet éénduidig te bepalen. De optredende hoogwaters worden hoofdzakelijk door vier factoren bepaald:

- astronomisch getij
- opzet (opwaaiing) door wind
- rivierafvoeren
- luchtdruk

De invloed op de waterstand in Vlissingen door afvoer van de rivier De Schelde en de invloed van drukvariaties (in hoge mate gecorreleerd met opwaaiing door wind) worden als verwaarloosbaar beschouwd. Deze factoren worden in het vervolg van dit rapport niet in beschouwing genomen.

Langs de Noordzeekust worden hoogwaterstanden hoofdzakelijk bepaald door de superpositie van het getij (vloed) en opwaaiing (wind). Er wordt van stormvloed gesproken als de optredende waterstand het grenspeil overtreft. Het grenspeil is de waterstand die gemiddeld 0,5 maal per jaar wordt overschreden. Eens in de twee jaar treedt er dus stormvloed op. Onderstaande grafiek geeft de overschrijdingsfrequentie van de waterstanden nabij Vlissingen. Deze figuur komt voort uit de gegevens welke zijn ontleend is uit de Getijtafels 2000.



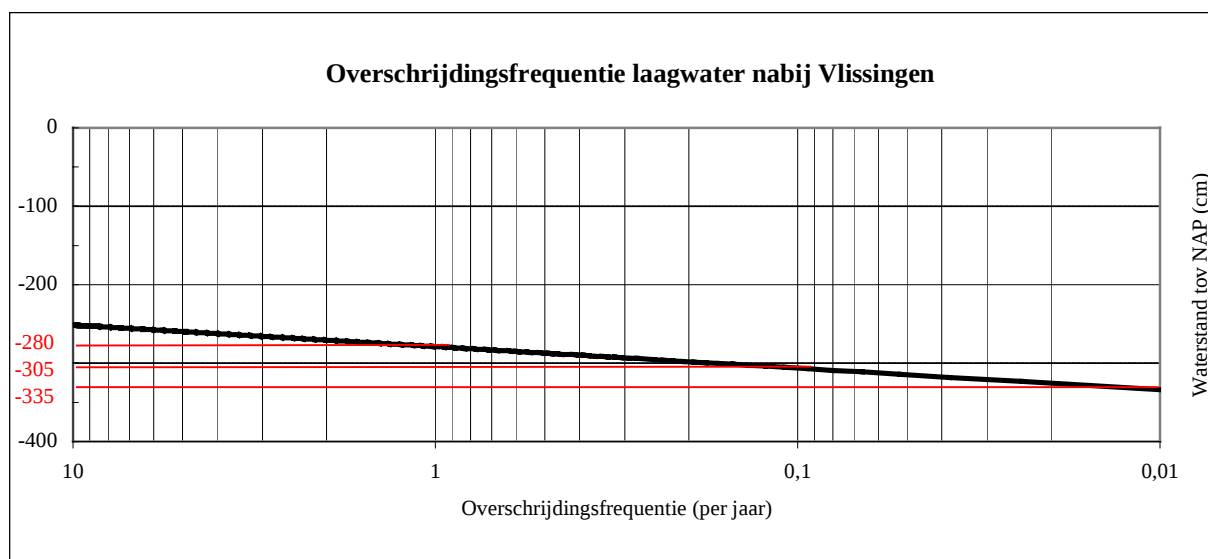
Figuur 4.4: Overschrijdingsfrequentie hoogwater Vlissingen

Gedurende de gebruiksfase en de uitvoeringsfase van de kadeconstructies worden verschillende overschrijdingsfrequenties van de waterstanden getolereerd. De gevolgen door opwaaiing zijn in de waarden verdisconteerd. Uit de bovenstaande grafiek zijn de volgende gegevens afgeleid:

Overschrijdings-frequentie (per jaar)	Maatgevende hoogwaterstand t.o.v. NAP (cm)
1	330
0,5	350
0,1	385
0,01	440

Tabel 4.1: Overschrijdingsfrequentie hoogwaterstanden Vlissingen

Op identieke manier kunnen de overschrijdingsfrequenties voor de laagwaterstanden nabij Vlissingen worden bepaald. De gegevens zijn afkomstig uit een hydraulisch en nautisch onderzoek van de haven van Vlissingen Oost door WL Delft Hydraulics.



Figuur 4.5: Overschrijdingsfrequentie laagwater Vlissingen

De waarden van bovenstaande grafiek zijn eveneens gecorrigeerd voor opwaaiing (of beter verwoord: afwaaiing). De gegevens in één tabel:

Overschrijdings-frequentie (per jaar)	Maatgevende laagwaterstand t.o.v. NAP (cm)
10 (+/- LAT)	-254
1	-280
0,1	-305
0,01	-335

Tabel 4.2: Overschrijdingsfrequentie laagwaterstanden Vlissingen

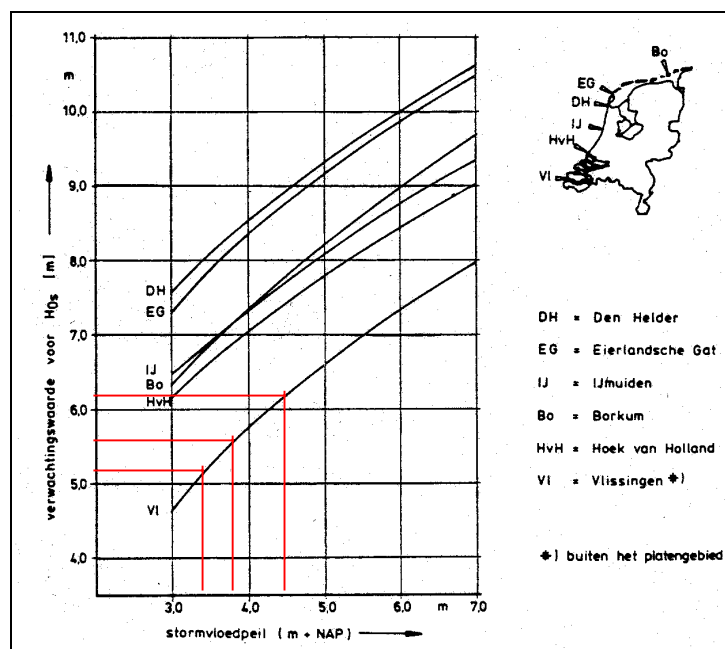
De gegeven overschrijdingsfrequenties zijn gebaseerd op statistische gegevens van 1881 t/m 1985 ter plaatse van Vlissingen. Volgens een onderzoek van het WL|Delft Hydraulics dienen, in verband met de zeespiegelrijzing (0,30 meter per eeuw), de bovenstaande waarden met +0,05 meter te worden gecorrigeerd. Daarnaast dient voor de WCT-locatie nog een correctie van +0,10 meter te worden doorgevoerd. Dit geldt overigens slechts voor hoogwater.

Overschrijdings-Frequentie (per jaar)	Maatgevende hoogwaterstand t.o.v. NAP (cm)	Maatgevende laagwaterstand t.o.v. NAP (cm)
10	290	-254
1	345	-280
0,1	400	-305
0,01	455	-335

Tabel 4.3: Overschrijdingsfrequenties na correctie

4.3 Maatgevende golfhoogte rondom Vlissingen-Oost

Zowel in de uitvoeringsfase als de gebruiksfase zijn golfgegevens belangrijk. Gedurende de realisatie van de containerterminal zijn met name deze gegevens voor het drijvend equipment en/of transport van groot belang. Indien bijvoorbeeld een combiwand als kademuur wordt toegepast en de primaire en secundaire elementen in den natte worden aangebracht, moet extra aandacht besteed worden aan de maatvoering. Het golfklimaat speelt een belangrijke rol in de nauwkeurigheid hiervan. Bij toepassing van caissons moet extra aandacht worden besteed aan de stabiliteit van de elementen tijdens het transport. Golfslag is één van de oorzaken van instabiliteiten tijdens het transport en de plaatsing van de caissons. In deze laatste fase speelt de maatvoering (en dus de golfcondities) een belangrijke rol. Tenslotte dient aandacht te worden besteed aan het verschijnsel golfoverslag (gebruiksfase). Bij het gebruik van verticale kademuren dient rekening gehouden te worden met het ontstaan van staande golven; zuivere staande golven (reflectiecoëfficiënt = 1) hebben de dubbele amplitude van een lopende golf. Het gevaar van golfoverslag is bij verticale kademuren dan ook nadrukkelijk aanwezig.



Figuur 4.6: Verwachtingswaarde H_s als functie v/h stormvloedpeil

Uit figuur 4, die is overgenomen van de Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (TAW), kunnen de significante golfhoogtes voor de verschillende (hoog)waterstanden worden bepaald (zie tabel 4.4). Naast de waarde van H_s is de bijbehorende piekperiode volgens Vrijling (1996) te bepalen met de onderstaande formule:

$$\frac{s_p}{L_p} = \frac{H_s}{L_p} \quad \text{met} \quad \frac{L_p}{T_p^2} = \frac{g \cdot T_p^2}{2 \cdot \pi}$$

Bij stormen vanaf de Noordzee geldt voor de golfsteilheid $s_p = 3,5\%$. Deze waarde zal de rest van het rapport worden aangehouden, ook voor de golven nabij de terminal. De waarden van T_p kunnen vervolgens uit deze formule worden gedestilleerd.

Overschrijdings-Frequentie (per jaar)	Hoogwaterstand t.o.v. NAP (cm)	Verwachtingswaarde H_s (cm)	Golfperiode (T_p), bij $s_p = 3.5 \%$, (s)
1	330	510	9,66
0,1	385	555	10,1
0,01	440	615	10,6

Tabel 4.4: Significante golfhoogtes gegeven hoogwaterstanden

Op figuur 4.6 en de daaruit afgeleide waarden in tabel 4.4 is het nodige commentaar te leveren. Ten eerste zijn de gepresenteerde verwachtingswaarden voor H_s geldig buiten het platengebied van Vlissingen. Deze waarden zijn ter plaatse van de toekomstige WCT niet realistisch. Figuur 4.1 toont de Westerschelde in de omgeving van de haven van Vlissingen-Oost. Het estuarium laat een beeld zien van zandbanken en schorren, waarvan de bovenkant (dus de bodem) frequent op minimaal NAP ligt. De gevonden waarden van H_s moeten als gevolg van het bovenstaande worden gecorrigeerd voor de effecten, die optreden naar mate het water ondieper wordt:

- Shoaling

Door het ondieper worden van de Westerschelde veranderen de voortplantingssnelheid en de golfhoogte bij gelijkblijvende periode. Hoe kleiner de verhouding ($\leq 0,05$) tussen de waterdiepte (h) en de golflengte op diep water (L_0), hoe hoger de golf. Het verschijnsel shoaling versterkt de kans op het breken van de golven (energiedissipatie) en daarmee het beperken van de golfhoogte.

- Wrijving

Korte golven ondervinden (geringe) demping door wrijving in de grenslaag bij de bodem. Echter, over enkele golflengtes is de invloed van de wrijving merkbaar. Indien andere vormen van dissipatie worden verwaarloosd wordt door de afname van de amplitude (verondersteld dat $H_0 = 5,1$ m, $T = 9$ s, $h = 10$ m, $C_f = 0,01$ en $x = 10$ km) de golfhoogte in de omgeving van Vlissingen-Oost ongeveer 2,8 meter. Voor de berekening: zie bijlage E.2.

- Breking

Het breken van de golven is eigenlijk de belangrijkste van de drie factoren die de golfhoogte reduceert. Gegeven een bepaalde waterdiepte kan een maximale (significante) golfhoogte optreden. Indien H_s deze waarde overschrijdt, zal de golf breken en een maximale hoogte aannemen, de zogenaamde brekerhoogte. Theoretisch is afgeleid dat als $H/d \geq 0,78$ de golf zal breken. Bij een diepte van 10 meter bedraagt $H_{\max}$ ongeveer 7,8 meter. Op de diverse schorren en platen waar de diepte vaak minder is dan 3 à 4 meter zal H_s ongeveer 2,0 meter bedragen, omdat op ondiep water geldt $H_s/d \leq 0,5$. Bij onregelmatige golven zullen de hoogste breken, zodat de waarde van H_s (en daarmee H_s/d) wordt gereduceerd.

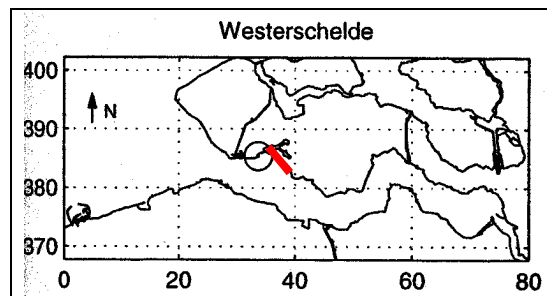
Daarnaast is door Miche (1944) een maximale waarde voor H bepaald, door het criterium te stellen dat de deeltjessnelheid in de top van de golf niet groter kan zijn dan de fasesnelheid. Miche vond de volgende relatie:

$$H_{\max} \cong 0,14 L \tanh(2\pi h/L)$$

In bijlage E.2 is voor de situatie op het platengebied (zie wrijving) een berekening opgenomen. Het blijkt dat de maximaal mogelijke golfhoogte ongeveer 7,5 meter bedraagt. De maatgevende golven zullen mede door wrijving deze hoogte niet bereiken.

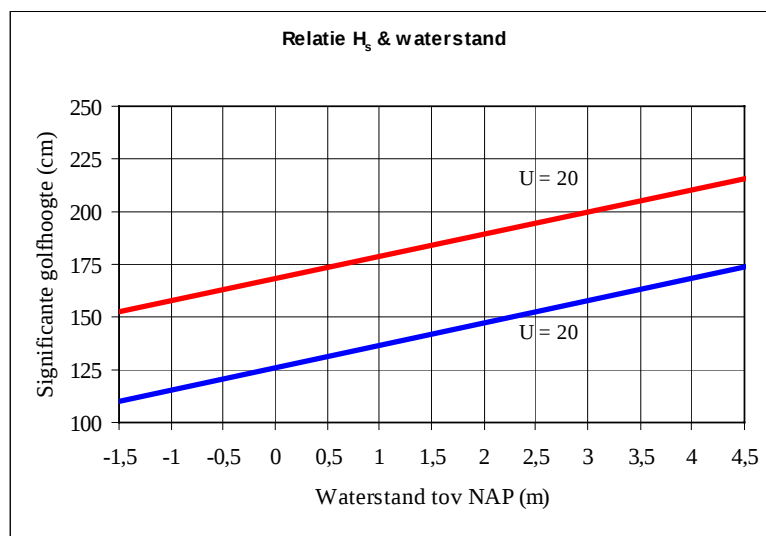
De conclusie luidt dat door de beschreven verschijnselen de (maximale) golfhoogte ter plaatse van de Westerschelde Container Terminal niet groter zal zijn dan 2,5 à 3 meter.

Ten tweede worden in figuur 4.6 de waarden van H_s geplot als functie van het stormvloedpeil. De hoogste waterstanden bij stormvloed treden op bij wind uit het noordwesten. Indien we de locatie van de haven van Vlissingen-Oost (figuur 4.7) nader beschouwen, kan worden geconstateerd dat de containerkade van de WCT op ongeveer 255 graden t.o.v. het noorden (althans: de golven uit die richting staan loodrecht op de kade) is gesitueerd. Bovendien ligt de terminal in de luwte van de stad Vlissingen zelf. De golfreinen uit het noordwesten kunnen dus qua golfhoogte voor de haven van Vlissingen-Oost nooit maatgevend zijn. Wind uit de richting 255 graden noord (dus zuidwest-west) zullen de grootste golven genereren.



Figuur 4.7: Locatie Vlissingen t.o.v. Noordpijl

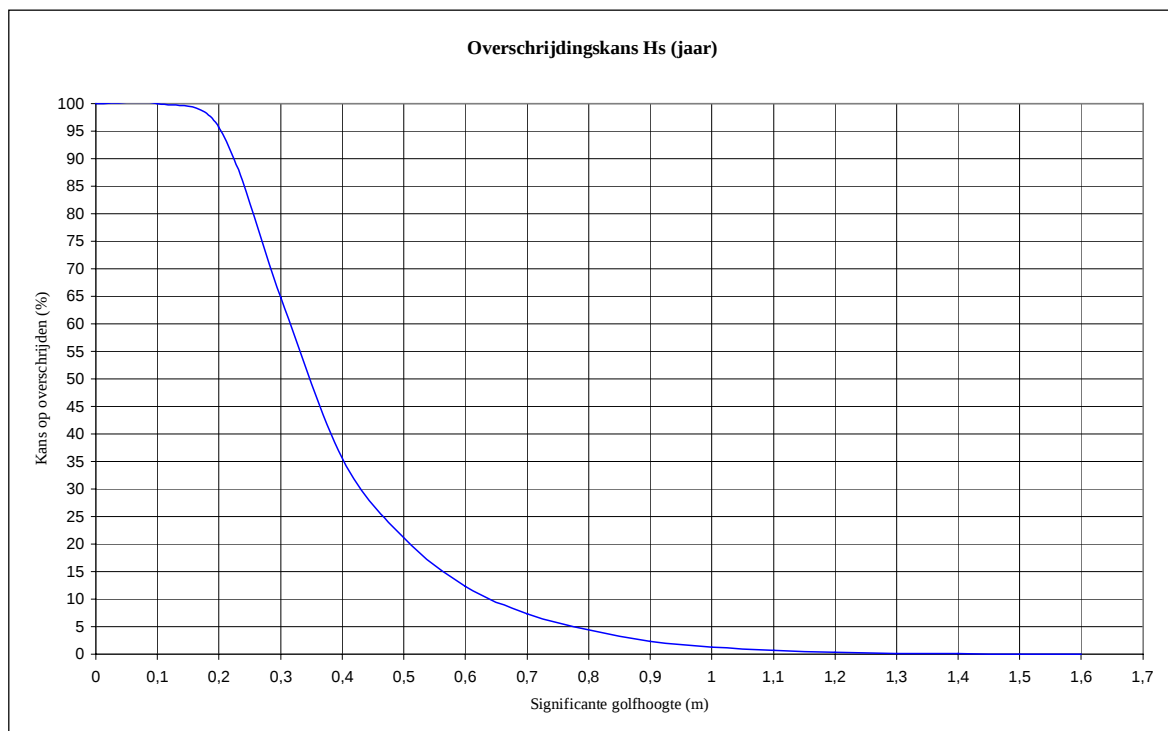
Het hydraulisch en nautisch onderzoek van WL|Delft naar de haalbaarheid van een containerterminal in de Westerschelde geeft dezelfde conclusie. Het onderzoek is uitgevoerd met het programma SWAN. Hierbij is de waterstand gevarieerd om het effect op de strijklengten te kunnen inbrengen bij de bepaling van het golfklimaat. Door variaties van de windrichtingen en windsnelheden kunnen voor de verschillende waterstanden de significante golfhoogte worden bepaald. Het model rekent met dissipatie door bodemwrijving en breking van golven, echter niet met de invloed van opwaaiing. Dat betekent dat de uitkomsten voor de significante golfhoogte gegeven een windconditie (en dus ook waterstand) moeten worden gecorrigeerd voor de invloed van de waterdiepte. In figuur 4.8 wordt een lineair verband verondersteld tussen de waterdiepte en de significante golfhoogte. De figuur toont deze verhouding voor de (gemiddelde) windsnelheden 20, uit de richtingen 255⁰ en 315⁰ N.



Figuur 4.8: Relatie tussen H_s en waterstand

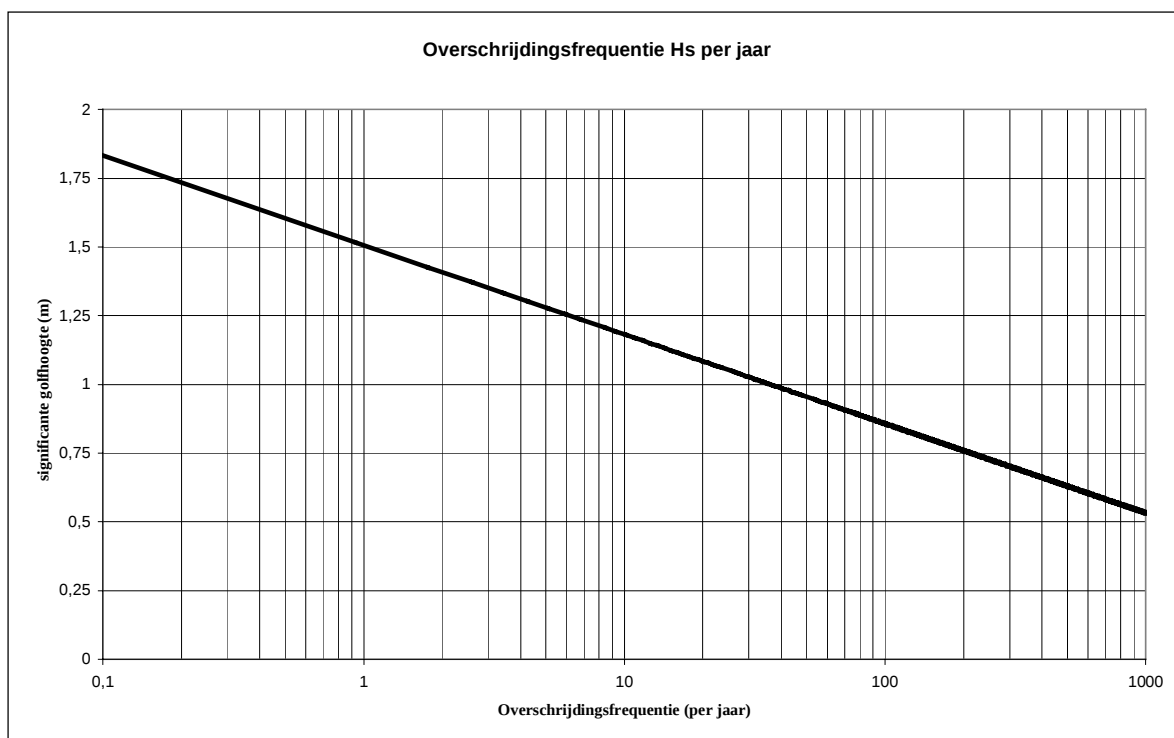
De onderste lijn in figuur 4.8 geeft de significante golfhoogte weer in het geval er een noordwesterstorm (gemiddelde windsnelheid $u = 20$ m/s) uit 315° optreedt. De verwachte significante golfhoogte is in dit geval lager dan de H_s bij $u = 20$ m/s uit 255° . Wel valt te veronderstellen dat deze gebeurtenis tegelijk optreedt met stormvloed, zodat de waarden in tabel 4.3 in principe kunnen worden aangevuld met de waarden die in figuur 4.8 kunnen worden afgelezen. Echter, de hogere H_s -waarden uit de richting 255° in combinatie met een lagere, optredende waterstand kunnen maatgevend zijn. De gegevens omtrent optredende waterstanden in combinatie met windcondities uit 255° ontbreken. Uit figuur 4.8 kan worden geconcludeerd dat (significante) golfhoogten groter dan twee meter nauwelijks voorkomen.

De jaarlijkse golfmetingen van het station ZKAT (verstrekkt door Zeeland Seaports) bieden uitkomst, deze zijn opgenomen in bijlage E.1. Tevens zijn uit deze gegevens twee grafieken opgesteld die de kansdichtheid en de overschrijding van de significante golfhoogte voor mei-september (zomer) en van oktober-april (winter) weergeven. In de uitvoeringsfase zijn deze golfgegevens (voor een periode van één jaar) nodig, met name voor drijvende heistellingen en het transport van caissons. Op de afbeeldingen is goed waarneembaar, dat in de wintermaanden hogere golven (en dus een ongunstiger uitvoeringsklimaat) te verwachten zijn. Bovendien kan een kans op overschrijding van de significante golfhoogte gedurende het gehele jaar worden opgesteld (figuur 4.9).



Figuur 4.9: Kans op overschrijding van H_s gedurende gehele jaar

Tenslotte moet uit figuur 4.9 de overschrijdingsfrequentie van H_s worden afgeleid door een bepaalde herhalingsjijd van een periode te kiezen. De gepresenteerde H_s -waarden zijn gebaseerd op ongeveer 10 metingen per uur. Aangenomen dat een gemiddelde golfteestand ongeveer 3 uur aanhoudt, kan de onderstaande overschrijdingsfrequentie per jaar worden samengesteld. Met klem wordt benadrukt dat deze golfstatistiek gebaseerd is op alledaagse gebeurtenissen. Statistiek gebaseerd op discrete gebeurtenissen (stormen) verdient de voorkeur, omdat daarbij de homogeniteit beter is gewaarborgd; deze gegevens ontbreken echter. Het geeft echter wel een goede benadering de golfcondities nabij Vlissingen.



Figuur 4.10: Overschrijdingsfrequentie H_s per jaar

Uit de overschrijdingslijn kunnen de optredende significante golfhoogten worden afgelezen. Met behulp van de eerder gepresenteerde formule voor de golfsteilheid (3,5%) kan de piekperiode per significante golf worden berekend. Tezamen met figuur 4.10 volgt:

Overschrijdings-Frequentie (per jaar)	Maatgevende golfhoogte H_s (m)	Golfperiode T_p (s)
10	1,20	4,7
1	1,50	5,2
0,1	1,80	5,7
0,02	-	-

Tabel 4.5: Overschrijdingsfrequentie H_s

In het voorontwerp zijn deze gegevens met name voor het bepalen van eventuele golfoverslag van belang. Als uitgangspunt stelt de opdrachtgever dat tot windkracht 10 (Beaufort) op de kademuur gewerkt moet kunnen worden. De bovenkant van de kademuur is ontworpen op NAP +7,25 meter. Indien zuivere staande golven kunnen optreden, zou golfoverslag kunnen ontstaan. Eventueel moeten voorzieningen in de kadeconstructie worden opgenomen om dit verschijnsel te voorkomen.

Staannde golven:

Voor een vlakke, verticale wand kunnen zuivere staande golven ontstaan. Ook deze periodieke, staande golf heeft een grootst mogelijke steilheid en is beschreven door Danel (1952):

$$(H_s/L)_{\max} \approx 0,20 \tanh(2\pi h/L)$$

Deze uitdrukking is vergelijkbaar met de vergelijking bij lopende golven, echter met een 50% hogere coëfficiënt. De mogelijk optredende, staande golven voor de kadeconstructie zullen door deze beperking niet worden gehinderd. De diepte voor de muur (20 meter) is toereikend

om golven te ontvangen die 4 à 5 keer zo hoog zijn als de maatgevende golven ter plaatse van de terminal, zonder dat golfoverslag optreedt.

Stromingscondities:

Het hydraulisch en nautisch onderzoek van het WL|Delft heeft voor het bepalen van de stroomsnelheden ter plaatse van de Westerschelde Container Terminal het gemiddelde springtij genomen. Deze situatie kan derhalve als een vrij extreme situatie worden opgevat en zal als representatieve waarde voor het ontwerp worden aangehouden. De maximale vloedsnelheid zal ongeveer 1,5 m/s bedragen. De snelheden bij eb zijn wat lager met waarden tot 1,2 m/s. In de geul verder van de terminal zijn de stroomsnelheden nog iets hoger met waarden van respectievelijk 1,65 m/s (vloed) en 1,35 m/s (eb).

Bij het optreden van staande golven kunnen in de knopen hoge stroomsnelheden ontstaan. Indien een golfhoogte (H_s) van ongeveer 2,0 m (met periode $T_p = 6$ s, diepte $h = 20$ m en $k \cdot h \approx 2$) wordt verondersteld, dan is de orde grootte van de golfstroom bij de bodem (berekening in bijlage E.2):

$$U_{\max} = (\omega \cdot a_{\text{staand}}) / \tanh(k \cdot h) \approx 0,5 \text{ m/s.}$$

Zand heeft een kritische stroomsnelheid van circa 1 m/s. Een (incidentele) stroomsnelheid van 0,5 m/s betekent dat er geen erosiebeschermingen voor de kademuur ten gevolge van staande golven behoeven worden genomen. Erosie door turbulentie ten gevolge van schroefbewegingen van de containerschepen dient nader te worden onderzocht.

4.4 Conclusie

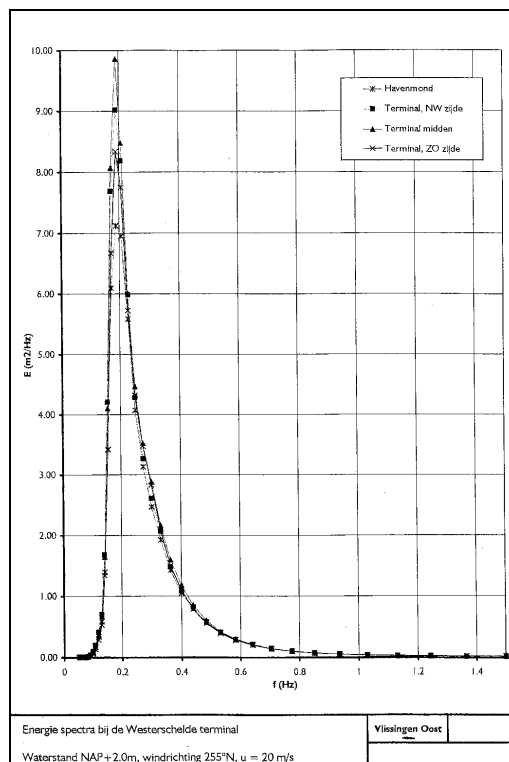
De diverse gegevens die in deze paragraaf zijn gepresenteerd zullen als representatief worden gesteld voor het voorlopig ontwerp van de WCT. Voor het definitief ontwerp en de uitvoeringsfase dienen voornamelijk de golfcondities nauwkeuriger te worden bepaald.

Overschrijdings-Frequentie (jaar)	Hoogwaterstand t.o.v. NAP (m)	Laagwaterstand t.o.v. NAP (m)	Maatgevende H_s (m)	Golfperiode T_p (s)
10	2,90	-254	1,20	4,7
1	3,45	-280	1,50	5,2
0,1	4,00	-305	1,80	5,7
0,02	4,35	-335	-	-

Tabel 4.6: Overschrijdingsfrequentie van hoogwater en H_s

Uit de tabel kan worden afgeleid dat er nauwelijks golven met $H_s > 2,0$ m. voorkomen. Als uitgangspunt voor mogelijke golfoverslag wordt gesteld dat één keer per jaar de werkzaamheden op de kademuur (door de downtime van de containerkranen) geen voortgang kunnen hebben (Service Limit State). Het blijkt dat er vrijwel geen golfoverslag optreedt ondanks het ontstaan van zuivere staande golven voor de constructie.

In het kader van diverse berekeningen kunnen de maatgevende waterstanden en H_s (bij een gegeven overschrijdingsfrequentie) worden gecombineerd. Dit betekent dat extra veiligheid, aangezien het optreden van de gepresenteerde waterstanden en golfhoogten niet volledig gecorreleerd zijn. Scheepsgolven zijn niet in deze beschouwing meegenomen en worden niet representatief geacht.



Figuur 4.11: Energiespectrum golf 255° N

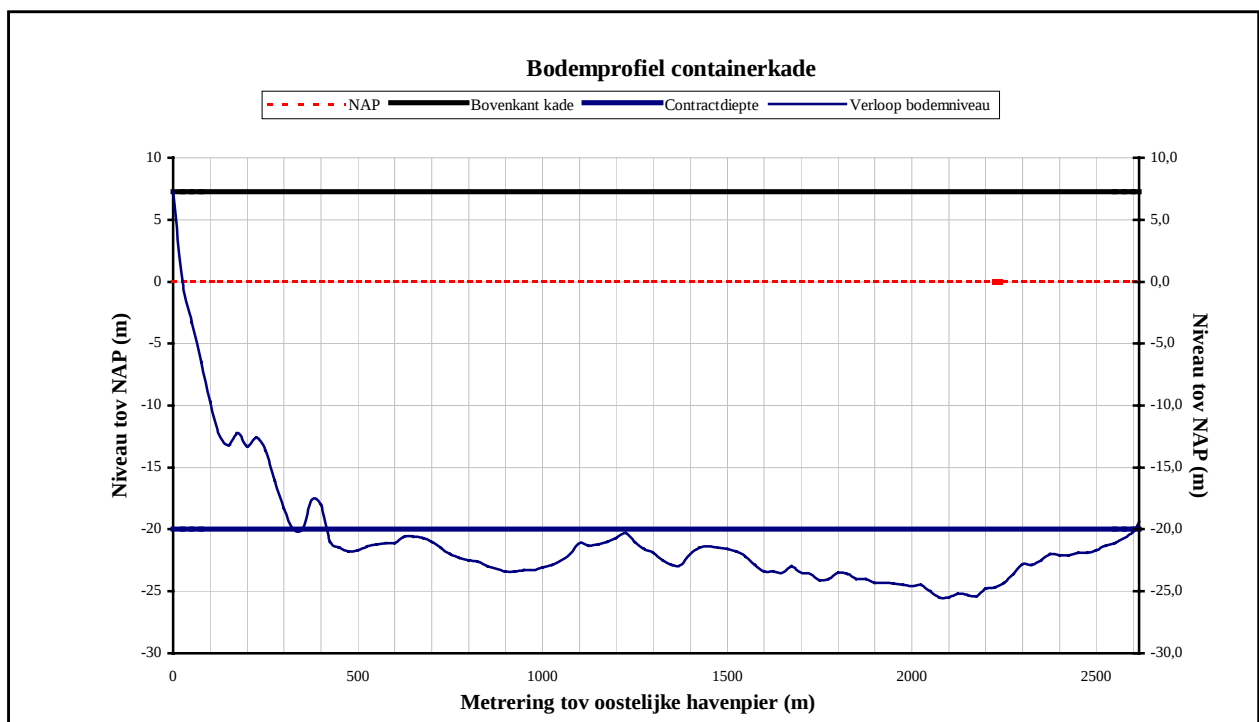
Tenslotte zij vermeld, dat uitvoeringswerkzaamheden bemoeilijkt kunnen worden door deining. Dit komt tot uitdrukking in een tweetoppig spectrum. Figuur 4.11 toont dit niet aan.

HOOFDSTUK 5: GEOTECHNISCHE RANDVOORWAARDEN

5.1 Inleiding

Alvorens oplossingsprincipes voor de kadeconstructie(s) van de Westerschelde Container Terminal te kunnen ontwikkelen is een uitgebreid grondonderzoek van wezenlijk belang. Immers, naast geometrische randvoorwaarden (kerende hoogte) is de grondgesteldheid één van de meest bepalende factoren die het ontwerp beïnvloedt. Grondeigenschappen bepalen in sterke mate de stabiliteit (actieve en passieve gronddruk, stabiele funderingslaag, etc.) van de constructie. Ook in het kader van uitvoeringsaspecten (bijvoorbeeld heibaarheid) zijn grondgegevens onmisbaar.

In onderstaande figuur wordt het bodemprofiel ter plaatse van de toekomstige containerkade weergegeven. Tevens zijn de hoogte van het toekomstige maaiveld en de contractdiepte getekend. Uit de figuur kan worden geconcludeerd dat het huidige bodemniveau zich grotendeels op een lager niveau uitstrekt dan de contactdiepte (NAP -20,0 meter). Om extra stabiliteit te genereren zal mogelijk het gedeelte voor de kadeconstructie kunnen worden aangevuld, eventueel met verdichting. De vraag is echter of deze laag genoeg (passieve) gronddruk kan leveren.

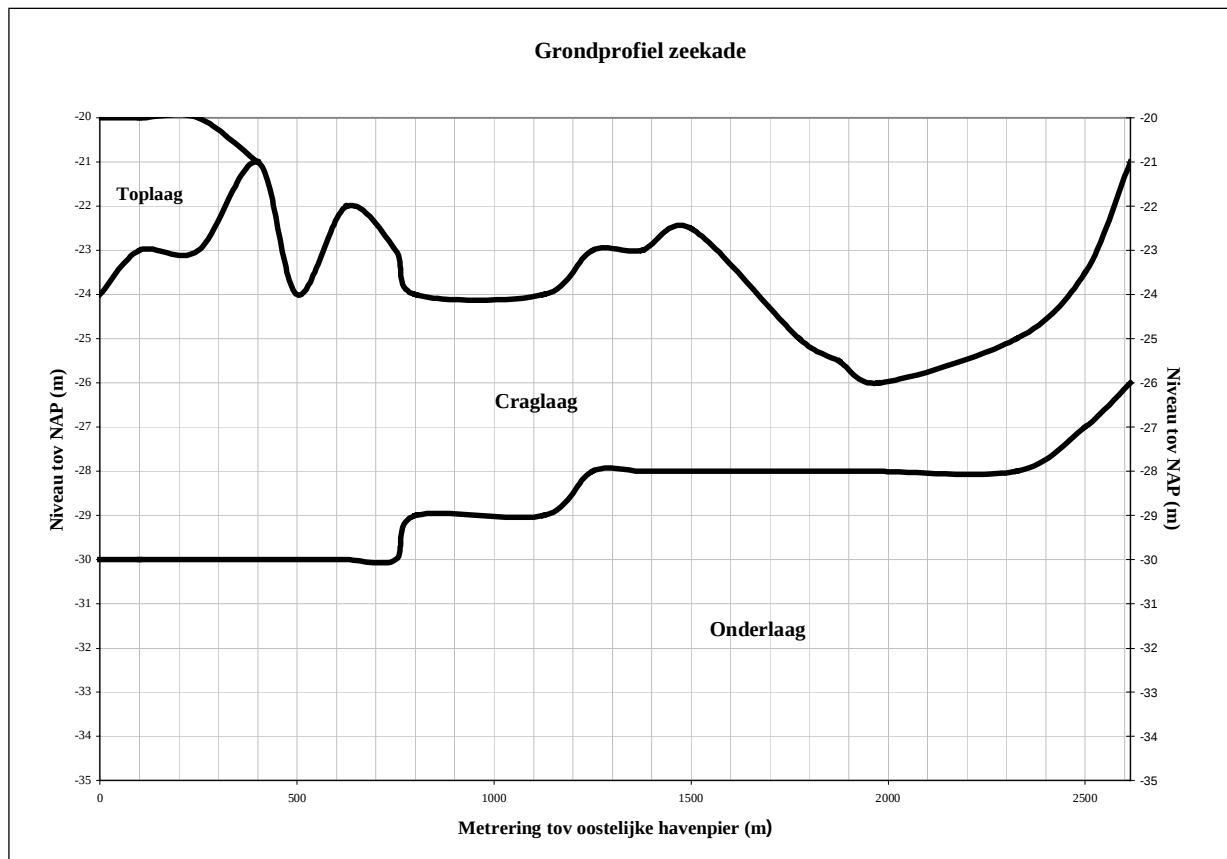


Figuur 5.1: Bodemprofiel zeekade

Uit het grondonderzoek blijkt dat de zeekade grofweg in twee gedeelten (althans, in het kader van dit rapport) kan worden gesplitst. De twee sonderingen op 500 respectievelijk 1875 meter van de havenpier worden representatief geacht. Een combinatie van de “minste” passieve gronddruk (stabiliteit) in de bovenste laag in combinatie met hoge wrijvingsgetallen (heibaarheid) in de tweede laag ligt ten grondslag aan deze keuze. In verdere ontwerpstadia zal nader moeten worden onderzocht in hoeverre deze keuze is gerechtvaardigd.

5.2 Grondprofiel zeekade

In onderstaande figuur is het grondprofiel uitvergroot. Globaal kunnen twee lagen worden onderscheiden. De bovenste laag (“craglaag”) bestaat voornamelijk uit een vaste laag schelpenzand met sporadisch een conusweerstand groter dan 60 MPa, echter deze laag bezit een relatief een laag wrijvingsgetal. De onderlaag wordt grotendeels gevormd door matig fijn zand, af en toe aangevuld met siltlaagjes. De onderlaag heeft een conusweerstand van circa 20 MPa en een wrijvingsgetal van zo’n 3%.



Figuur 5.2: Grondprofiel zeekade

Bovendien kan uit de figuur worden geconcludeerd dat de harde craglaag oostwaarts in doorsnede afneemt. Dit heeft een tweeledig effect:

- De craglaag geeft bij het inheien veel weerstand, echter heeft geen hoog wrijvingsgetal. Dit betekent dat ondanks de hoge conusweerstand eventuele heideactiviteiten tot de mogelijkheden behoren, zeker met (zwaarder) off-shore materieel zoals bijvoorbeeld hydrohamers. De laag wordt als het ware “gebroken” door een zeer hoge, regelmatige belasting op de kop van een damwandelement aan te brengen. De grondweerstand langs de schacht en bij de punt wordt tijdelijk overschreden, zodat het element een zakking zal vertonen. De puntweerstand zal in deze laag voornamelijk moeten worden verbroken.
- De onderlaag heeft ten opzichte van de harde craglaag een gehalveerde conusweerstand en een vier keer zo groot wrijvingsgetal. Dit betekent dat in de onderlaag de wandwrijving voornamelijk de heide-energie zal absorberen. Uit een heideanalyse blijkt dat dieper dan +/- NAP -35 meter de kalendering erg grootte waarden aanneemt (zie paragraaf 5.4).

In de bijlage F.1 zijn de sonderingen op circa 500 (DM 25) respectievelijk 1875 (DKM 75) meter vanaf de oostelijke havenpier bijgevoegd.

5.3 Bepaling van de grondparameters

5.3.1 Inleiding

Overeenkomstig het grondprofiel van de zeekade worden parameters voor de toplaag, craglaag, onderlaag en de aanvullaag onderscheiden. De parameters zijn toepasbaar voor eventuele handberekeningen en applicaties in rekenprogramma's als Msheet en Plaxis. Het gedeelte achter de kademuur dient overeenkomstig het PvE te worden aangevuld en verdicht per 0,5 meter tot een minimale conuswaarde van 8 MPa. De korrelgrootte van deze aanvullaag dient conform NEN 5104 tussen de 63 μm (grof zilt) en 2 mm (fijn grind) te variëren. De verschillende eigenschappen zullen aan de hand van deze gegevens worden geschat. Gegevens aangaande stortsteen worden bepaald met behulp van CUR-publicatie 169.

5.3.2 Algemene grondeigenschappen

Mede met behulp van gegevens uit CUR 162 (zie bijlage F.2) kan de volgende tabel worden samengesteld. Het geeft de relatie weer tussen de conusweerstand, het wrijvingsgetal en de grondsoort met een indicatie van de grondeigenschappen. Als ingangswaarden gelden de gegevens die kunnen worden afgeleid uit de sonderingen en boringen, zoals de conusweerstand (in MPa), wrijvingsgetal (in %) en het volumieke gewicht (in kN/m^3). Zodoende ontstaat de onderstaande tabel met:

Conusweerstand	=	q_c (MPa)
Wrijvingsgetal	=	R_f (%)
Volumiek gewicht, nat	=	γ_{nat} (kN/m^3)
Volumiek gewicht, droog	=	γ_{droog} (kN/m^3)

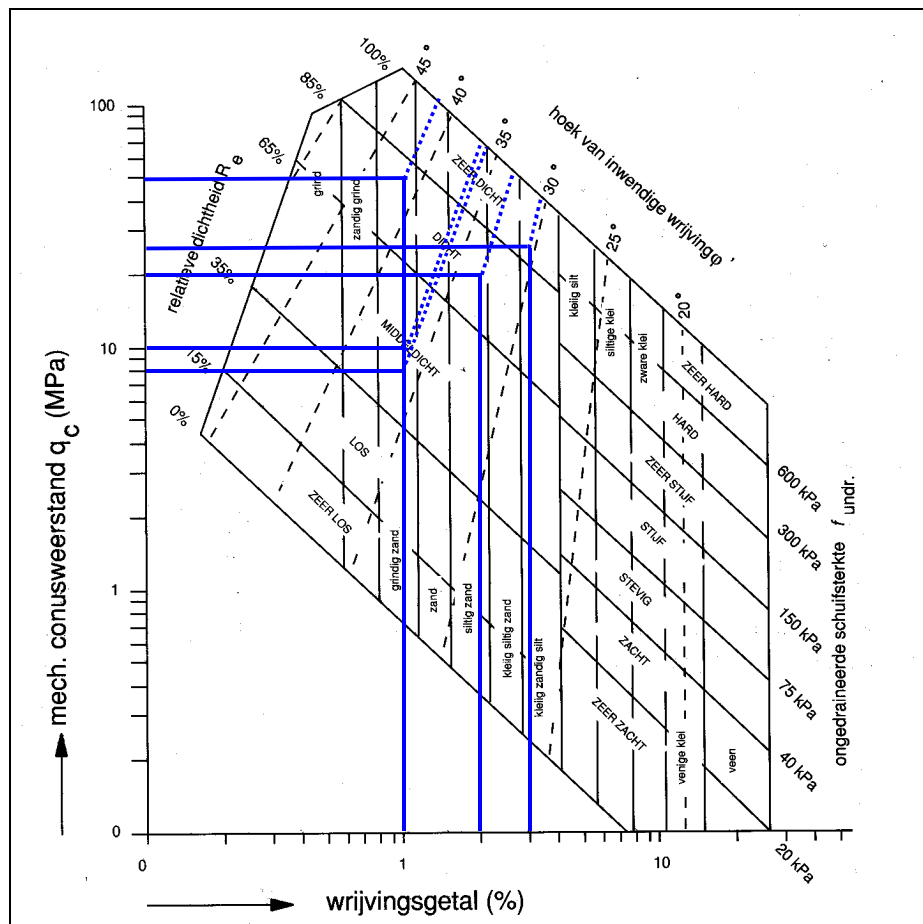
	Toplaag	Craglaag	Onderlaag 1	Onderlaag 2	Aanvulzand	Stortsteen
q_c (MPa)	10	50	20	25	8	-
R_f (%)	1	1	2	4	1	-
γ_{nat} (kN/m^3)	18	20	20	20	20	21
γ_{droog} (kN/m^3)	16	16	16	16	16	17

Tabel 5.1: Grondeigenschappen afgeleid uit de boringen en sonderingen met behulp van CUR 162

Uit sonderingen met waterspanningsmeters blijkt dat wateroverspanningen geheel niet zijn opgetreden. Eventuele wateroverspanningen gedurende de uitvoering van het project worden dan ook van optreden uitgesloten.

5.3.3 Hoek van inwendige wrijving (ϕ')

Vervolgens kunnen deze gegevens als ingangswaarden gebruikt worden in figuur 5.3 (1). Deze figuur is gebaseerd op een relatie tussen de mechanische conusweerstand en het wrijvingsgetal. Uit de figuur kan de hoek van inwendige wrijving worden afgelezen. Een uitkomst biedt tabel 3.3 uit CUR 162, welke een verband geeft tussen de grondsoort en grondparameters (2). De ingang in deze tabel is de conusweerstand q_c , genormeerd op een effectieve verticale spanning van 100 kPa. De waarden die worden afgelezen bij een ander spanningsniveau zullen lineair worden gecorrigeerd. De tabel is opgenomen in bijlage F.2.



Figuur 5.3: Relatie tussen conusweerstand en wrijvingsgetal

Uit de CUR-publicatie 169 geeft voor toepassingen van stortsteen een hoek van inwendige wrijving tussen 35 en 40 graden. Als hoek van inwendige wrijving voor stortsteen zal 37,5 graden worden aangehouden.

	Toplaag	Craglaag	Onderlaag 1	Onderlaag 2	Aanvulzand	Stortsteen
ϕ' (1)	35	42,5	32,5	30	35	-
ϕ' (2)	27,5	35	33	33	30	37,5

Tabel 5.2: Hoek van inwendige wrijving

Overeenkomstig NEN 6740 wordt de rekenwaarde van de wandwrijvingshoek vastgesteld op $0,67 \phi'$. Voor stortsteen wordt de wandwrijvingshoek op $0,5 \phi'$ gesteld.

5.3.4 Beddingsconstante (k)

De horizontale beddingsconstante dient vooral voor berekeningen met rekenprogrammatuur op basis van verenmodellen. De representatieve waarden van de beddingsconstanten worden bepaald aan de hand van de Nederlandse praktijkgegevens, zoals vermeld in de CUR-publicatie 166. Indien de gegevens lineair geïnterpoleerd worden, ontstaan de volgende waarden (zie tabel):

	Toplaag	Craglaag	Onderlaag 1	Onderlaag 2	Aanvulzand	Stortsteen
$K_{h;1;laag} (Kn/m^3)$	12000	60000	30000	40000	16000	15000
$K_{h;1;hoog} (Kn/m^3)$	27000	135000	67500	90000	36000	30000
$K_{h;2;laag} (Kn/m^3)$	6000	30000	15000	20000	8000	7500
$K_{h;2;hoog} (Kn/m^3)$	13500	67500	33750	45000	18000	15000
$K_{h;3;laag} (Kn/m^3)$	3000	15000	7500	10000	4000	3750
$K_{h;3;hoog} (Kn/m^3)$	6750	33750	16875	22500	9000	7500

Tabel 5.3: Horizontale beddingsconstante grondlagen

De tabel toont drie verschillende beddingsconstante ($K_{h;1}$ t/m $K_{h;3}$) met elk een hoog en laag gemiddelde. Afhankelijk van welke waarde maatgevend is, moet het hoge of lage gemiddelde worden gebruikt. De waarden van de beddingsconstanten van stortsteen zijn geschat op waarden vergeleken met matig tot vastgepakt zand.

5.3.5 Elasticiteitsmodulus

Berekeningen met rekenprogrammatuur gebaseerd op de eindige elementen methode geven goede resultaten, met name voor vervormingen. Eén van de voornaamste invoerparameters voor dit soort exercities is de elasticiteitsmodulus (of stijfheidsmodulus) E . Het is mogelijk om op diverse manieren een waarde toe te kennen aan de elasticiteitsmodulus, zoals beschreven in bijlage F.3. Resultaten van zowel een triaxiaalproef als een oedometerproef ontbreken echter. De stijfheden van de diverse grondlagen zullen met behulp van ervaringsgetallen uit de literatuur worden geschat.

- 1) In CUR-publicaties 162/166 is een Nederlandse ervaringstabel opgenomen die het verband tussen de grondsoort en de grondparameters weergeeft. De vermelde waarden voor de E -modulus zijn echter genormeerd op een effectieve verticale spanning van 100 kPa. Welke E -modulus deze tabel representeert is niet geheel duidelijk. Het bovenstaande toont de meeste overeenkomsten met de oedometerproef (of samendrukkingsproef). Het verschil is dat in praktijk een gronddeeltje wel horizontaal kan verplaatsen. De gepresenteerde elasticiteitsmoduli in CUR-publicatie 162 geven hierdoor een te lage waarde.
- 2) In de loop der jaren zijn veel correlaties/schattingen gepubliceerd tussen de stijfheidsmodulus (E_s of E_{oed}), verkregen uit de samendrukkingsproef en de conusweerstand q_c :

$$E_{oed} = \alpha * q_c$$

De coëfficiënt α varieert voor normaal geconsolideerd materiaal tussen de 1,5 en 3 à 4. Dat blijkt ook uit de verschillende resultaten van diverse onderzoeken:

- Bachelier en Parez $\alpha = 1,0 - 2,5$
- Gielly en Sanglerat $\alpha = 1,5 - 2,0$
- Trofimenkov $\alpha = 3,0$
- Grondmechanica Delft $\alpha = 1,5$
- Buisman $\alpha = 1,5$
- Schmertmann $\alpha = 2,0 - 2,5$

Volgens de variantnota Containers in Vlissingen (PMR-Zuidwest-Nederland) is de craglaag erosiebestendig. Naar aanleiding van dit gegeven zal naar verwachting het grondprofiel stijver reageren dan dat de correlaties uitwijzen. Als representatieve waarde voor α wordt genomen: $\alpha = 3,0$. De waarden voor de E-modulus volgens deze relatie en de waarden volgens de CUR-tabel worden in onderstaande tabel weergegeven. In de berekeningen zullen de gegevens uit de CUR-tabel als invoer worden gebruikt voor de parameter E_{oed} , op een spanningsniveau (verticale korrelspanning) van 100 kPa.

	Conusweerstand q_c	E volgens CUR-tabel	E_{oed} volgens q_c
Toplaag	10	50.000	30.000
Craglaag	50	150.000	150.000
Onderlaag 1	20	75.000	60.000
Onderlaag 2	25	100.000	75.000
Aanvulzand	8	30.000	24.000
Stortsteen	-	200.000	-

Tabel 5.4: E-waarden grondprofiel

Het spanningsniveau en het rekniveau zijn van invloed op de stijfheid. In het geval van de WCT is naast primaire samendrukking σ_1 (E_{oed}), ook sprake van laterale samendrukking σ_3 . Het invoeren van E_{50} is dan beter. Beide invoerwaarden zijn in Plaxis echter gerelateerd aan een effectieve spanning van 100 kPa. Bij het gebruik van het HS-model kunnen beide waarden voor E worden ingevoerd. Bij het MC-model moet een E worden geschat, die het best de samendrukking weergeeft.

Samengevat: $E = E^{ref} \times (\sigma' / \sigma^{ref})^m$ met $m = 0,5$ voor zand. E^{ref} wordt ingevoerd bij het HS-model, E wordt ingevoerd bij het MC-model.

Naast de E-modulus wordt in EEM-pakketten vaak ook de invoer geëist van de dwarscontractiecoëfficiënt ν en de dilatantiehoek ψ . Voor grondprofielen met overwegend zand is de bijbehorende dwarscontractiecoëfficiënt ν ongeveer 0,2 – 0,3.

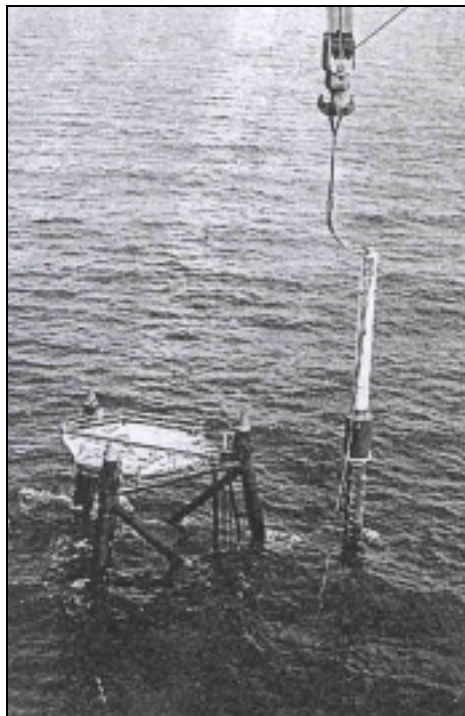
Voor zand geeft CUR-publicatie 166 een waarde van de dilatantiehoek $\psi = (\phi' - 30^\circ)$, mits $\phi' > 30^\circ$. Deze aanname geldt in principe voor kwartszanden, niet voor klei en schelpenzand. Desondanks wordt deze relatie in de EEM-berekening aangehouden.

De dwarscontractiecoëfficiënt geeft de verhouding weer tussen de verticale en horizontale rek. Welke waarde er wordt aangenomen hangt af van het model dat wordt gebruikt. In het Mohr-Coulomb model is er alleen elastisch gedrag (Wet van Hooke). In het Mohr-Coulomb model wordt daarom vaak een hogere waarde voor ν ingevoerd om plastisch gedrag te simuleren. Vanzelfsprekend is dit plastische gedrag wel in het Hardening-Soil model aanwezig. Bij toepassing van Mohr-Coulomb (MC) wordt de waarde $\nu = 0,3$ gebruikt, bij Hardening-Soil (HS) $\nu = 0,2$.

5.4 Heibeschouwing

Zoals eerder vermeld zijn in de omgeving van Vlissingen-Oost twee harde lagen in de Westerschelde te onderscheiden (zie figuur 5.4). De bovenste laag (craglaag) heeft een bijzonder hoge conusweerstand met een relatief klein wrijvingsgetal. De tweede laag heeft ten opzichte van de craglaag een gehalveerde conusweerstand, echter een vier keer zo groot wrijvingsgetal. Dit betekent dat de weerstand van de eerste laag door middel van bruto geweld overwonnen kan worden. De paal zal echter door de hoge wrijvingsweerstand in de tweede laag smoren. Zwaar (hei)materieel moet zodoende worden ingezet, teneinde eventuele buispalen de grond in te brengen.

Gedurende de aanleg van off-shore constructies wordt veelvuldig gebruik gemaakt van zogenaamde hydro-heihamers, in tegenstelling tot de “traditionele” dieselhamers. De hydraulische heihamer is geschikt voor gebruik op het land en zowel boven als onder water. Het apparaat kan los op de in te brengen paal worden gezet en hoeft dus niet tijdens het heiproces te worden begeleid door een heistelling. Dit levert grote voordelen op met betrekking tot werkbaarheid tijdens het heiproces. In grote mate kunnen de elementen onafhankelijk van golf- en windcondities worden ingebracht.



Figuur 5.4: Hydrohamer in actie

De hydrohamer is opgebouwd uit een beperkt aantal onderdelen; binnen de hamer zijn geen slang-, bout- of andere verbindingen toegepast. Met ingebouwde sensoren is het mogelijk het heiproces onder water te volgen. De hydrohamer kent een groot aantal toepassingen: heien onder een hoek met behoud van de volle slagenergie, onder water werken op diepten van meer dan 500 meter, vrijstaand heien, het breken van rots en het verdichten van grond. De apparaten kunnen onder andere buispalen met een grote diameter tot principe oneindig ver onder de waterspiegel heien.

In de loop der jaren heeft IHC Holland de reeks hydrohamers uitgebreid tot 11 stuks. Daarbij heeft de typenummering van S35 tot S2300 betrekking op de maximale slagenergie in de paal, uitgedrukt in kilojoules. Uit een heianalyse blijkt dat stalen buispalen tot ongeveer NAP 35 à 40 meter ingebracht kunnen worden.

5.5 Corrosieproblematiek

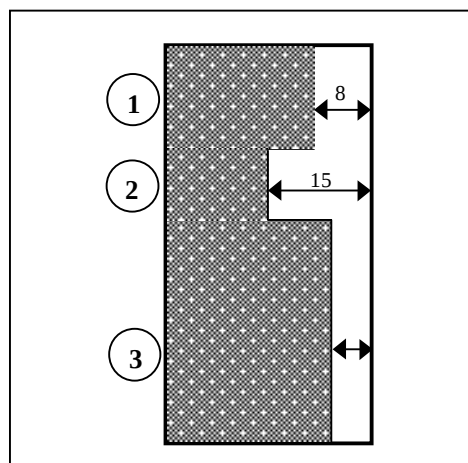
Staal heeft de eigenschap in een agressief milieu (overigens ook in normale omstandigheden) te corroderen. Een nadelig gevolg van corrosie is dat de weerstand van de constructie tegen de optredende krachten wordt verminderd. Verduurzaming van de staalconstructie kan de levensduur van de damwand beperken. In principe bestaan twee verschillende methoden ter verduurzaming van de constructie (CUR 166):

- Verduurzaming van een damwand, waarvan het profiel op grond van de toetsingen van de grenstoestanden zodanig is gekozen dat direct na de uitvoering is voldaan aan de eisen. Het principe berust op het aanbrengen van een beschermende laag. Tegenwoordig worden toegepast:
 - epoxyharslaag: vormt een harde afsluitende laag die goede bescherming biedt tegen corrosie. Dit materiaal wordt door de fabriek aangebracht.
 - verfsysteem: heeft uit esthetisch oogpunt de voorkeur. De verf moet bij voorkeur vooraf worden aangebracht.
 - metallische beschermingslaag: wordt toegepast onder zeer corrosieve omstandigheden. De damwand wordt dan verzinkt. Deze methode is alleen mogelijk voor damwanden met niet te grote lengte.
 - kathodische bescherming: door middel van opofferingsanode wordt de corrosie opgeheven.
- Het aanbrengen van een overdikte, zodat aan het einde van de geplande levensduur het profiel nog voldoet aan de eisen met betrekking tot de uiterste grens- en gebruikstoestand.

De keuze tussen beide methoden (of een combinatie daarvan) is een kwestie van optimalisering van de investeringskosten en kosten van onderhoud. Bovendien kan in de uitvoeringsfase een eventuele overdikte van de constructie uitstekend gebruikt worden voor extra stabiliteit. Hierdoor kan misschien extra voordeel worden behaald in het ontwerp. Het gebruik van een overdikte wordt dan ook verkozen boven het verduurzamen van de staalconstructie. Verder onderzoek zal deze keuze moeten rechtvaardigen.

Uit tabel E 35-4 van de EAU'96 blijkt dat globaal drie zones qua corrosiesnelheid zijn te onderscheiden. Uitgaande van een levensduur van 50 jaar van de kadeconstructie betekent dat de volgende waarden worden aangehouden:

Bovenkant constructie (NAP + 7,0 m) – GHW (NAP +2,0 m)	➔ overdikte: 8 mm;
GHW (NAP +2,0 m) – LLWS (NAP –3,0 m)	➔ overdikte: 15 mm;
LLWS (NAP –3,0 m) – onderkant constructie (NAP –30,0 m)	➔ overdikte: 6 mm.



Figuur 5.5: Afroesting buispaal (mm)

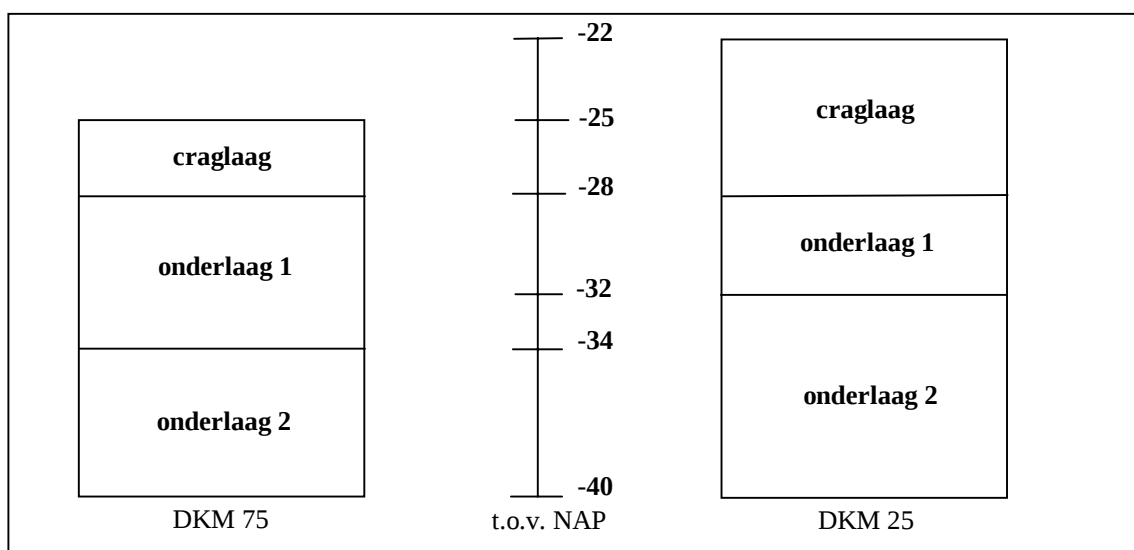
5.6 Conclusie

De toplaag is niet in de tabel opgenomen, aangezien deze niet aan de orde is bij het ontwerpen van de zeekade. Onderlaag 1 wordt gebruikt, aangezien de eigenschappen ongunstiger zijn dan onderlaag 2. Tenslotte vallen de waarden van de beddingsconstanten van stortsteen op. Deze waarden zijn vergeleken met de stijfheid van stortsteen laag gekozen. De veronderstelling hierachter is dat door de losse pakking de laag niet direct tegen de kadewand passieve weerstand genereert. Grotere verplaatsing (dat wordt bereikt door het kiezen van lage beddingsconstanten) in vergelijking met de zandlagen is nodig om de passieve weerstand te mobiliseren. Bovendien is de waarde δ van stortsteen gesteld op $0,5 \cdot \phi'$.

	Craglaag	Onderlaag 1	Onderlaag 2	Aanvul zand	Stortsteen
q_c (Mpa)	50	20	25	8	-
Wrijvingsgetal (%)	1	2	4	1	-
ϕ' (graden)	35	30	30	30	37,5
c' (kPa)	0	0	0	0	0
γ_{nat} (kN/m ³)	20	20	20	20	21
γ_{droog} (kN/m ³)	16	16	16	16	17
kh1 laag (kN/m ³)	60.000	30.000	40.000	16.000	15.000
kh1 hoog (kN/m ³)	135.000	67.500	90.000	36.000	30.000
kh2 laag (kN/m ³)	30.000	15.000	20.000	8.000	7.500
kh2 hoog (kN/m ³)	67.500	33.750	45.000	18.000	15.000
kh3 laag (kN/m ³)	15.000	7.500	10.000	4.000	3.750
kh3 hoog (kN/m ³)	33.750	16.875	22.500	9.000	7.500
δ (graden)	23,5	20	20	20	18,75
E_{oed} (kN/m ³)	150.000	75.000	100.000	25.000	200.000

Tabel 5.5: Grondeigenschappen WCT

De twee maatgevende doorsneden van het langsprofiel van de zeekade zijn gepresenteerd in de onderstaande figuur.



Figuur 5.6: Doorsneden DKM 75 en DKM 25

Tenslotte behoren eventuele heiactiviteiten bij de aanleg voor de WCT, zij het met zwaar materieel, tot de mogelijkheden.

HOOFDSTUK 6: BELASTINGGEVALLEN CONFORM EAU'96

6.1 Inleiding

In overeenstemming met het door Zeeland Seaports verstrekte programma van eisen voor de WCT moet de kadeconstructie (zowel de zeekade als lichterlade) worden ontworpen volgens de ontwerprichtlijnen welke staan vermeld in de EAU 1996. De EAU geeft richtlijnen voor diverse situaties met elk drie verschillende belastinggevallen. Dit hoofdstuk geeft een beschrijving van de maatgevende belastingscombinaties in combinatie met eventuele faalmechanismen van de kadeconstructie voor de Westerschelde Container Terminal.

6.2 Algemene belastinggevallen EAU'96

Voor de statische berekeningen van de kadeconstructie worden volgens de EAU drie afzonderlijke belastinggevallen (Lastfälle) onderscheiden. Bij deze gevallen behoren de volgende belastingsituaties:

Lastfall 1: (dagelijkse omstandigheden + met volle belasting => grote veiligheid)

- gronddrukken;
- wateroverdrukken;
- bovenbelasting (containers) en kraanbelasting;
- eigengewicht.

Lastfall 2: (dagelijkse omstandigheden + met extreme (water)belasting => kleine veiligheid)

- zie Lastfall 1;
- rekening houden met ontgrondingen;
- golfbelastingen;
- buitengewone plaatselijke belasting;
- bolderbelastingen;
- eventuele scheepsbelastingen (in de bouwfase).

Lastfall 3: (extreme belastingen => noodscenario => nauwelijks veiligheid)

- zie Lastfall 2;
- rekening houden met extreme gebeurtenis (uitval drainage, grote ontgrondingen, extreme golven, extreem lage waterstand). Ook een combinatie, zover waarschijnlijk, van extreme gebeurtenissen kan voorkomen. Dit alles naar eigen inzicht.

Naast deze belastinggevallen worden diverse toestanden onderscheiden. De uiterste grenstoestand (UGT) of ultimate limit state (ULS) geeft rekenregels indien wordt verondersteld dat diverse bezwijkmechanismen van de constructie optreden. De EAU verdeelt de ULS in drie categorieën, te weten 1A (faalmechanismen veroorzaakt door verlies statisch evenwicht van de gehele constructie), 1B (faalmechanismen veroorzaakt door bezwijken van een specifiek onderdeel van de draagconstructie) en 1C (faalmechanismen veroorzaakt door bezwijken grondconstructie). In de bruikbaarheids grenstoestand (BGT) of service limit state (SLS) worden met name de vervormingen van de constructie gecontroleerd, echter bezwijken treedt niet op. In deze toestand bestaat de mogelijkheid om ook tijdsafhankelijke vervormingen te beoordelen.

- Grenstoestand 1A = controle op faalmechanismen veroorzaakt door verlies statisch evenwicht van de gehele constructie. Het ontwerp van een caisson-kadeconstructie behoren de faalmechanismen opdrijven en kantelen tot grenstoestand 1A. Bij een combiwand-kadeconstructie kan men zich voorstellen dat grenstoestand 1A niet van toepassing is.
- Grenstoestand 1B = controle op faalmechanismen veroorzaakt door bezwijken van een specifiek onderdeel van de draagconstructie. Dergelijke onderdelen bij toepassing van een combiwand-kadeconstructie met ontlastvloer zijn bijvoorbeeld de combiwand, trek- en drukpalen, trekankers, etc. Ook bij het dimensioneren van de betonnen wanden van een caisson-kadeconstructie geldt deze grenstoestand.
- Grenstoestand 1C = controle op faalmechanismen veroorzaakt door bezwijken van de grondconstructie. Voorbeelden van faalmechanismen in grenstoestand 1C: afglijden van het caisson over het grindbed, instabiliteit door glijcirkels, grondbreuk onder het caisson.

In beginsel dient de definitieve constructie te worden gecontroleerd op alle mogelijke belastingcombinaties. Het kan zijn zelfs zo zijn dat grenstoestand 1C maatgevend is voor de dimensionering van de diverse constructie-elementen.

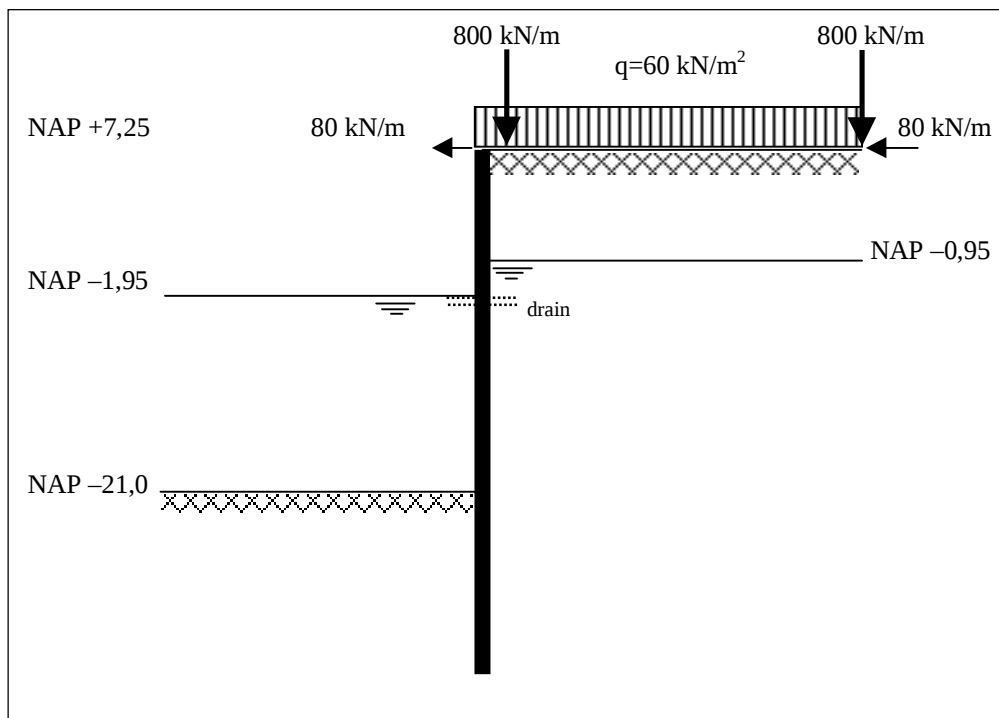
In de EAU bevat een diversiteit aan tabellen met verschillende partiële factoren. Met elke Lastfall kan een toestand worden gecombineerd, zodat een scala van belastingcombinaties ontstaat. Uit deze tabellen wordt een belastingoverzicht gedestilleerd (Multiconsult 2001), dat in paragraaf 6.7 wordt gepresenteerd. Deze tabel geeft zowel veiligheidsfactoren (“verhoging van de belastingen”) als materiaalfactoren (“verlaging van de sterkte”).

De tabellen uit de EAU’96, waaraan de factoren zijn ontleend, zijn in bijlage G.1 opgenomen.

6.3 Lastfall 1 WCT

Lastfall 1 houdt rekening met dagelijkse omstandigheden in combinatie met volle belasting. Aangezien deze situatie frequent voorkomt, zal met relatief grote veiligheid worden gerekend. Bovendien bevindt de toekomstige kade zich in een getijdengebied met groot getijverschil (circa 4 meter). Om de constructie te ontlasten van te grote waterstandverschillen zal een drainage worden toegepast. Deze zal op circa NAP –2,0 meter worden aangebracht. De onderstaande figuur toont een visualisatie van Lastfall 1, mede ontstaan uit de volgende randvoorwaarden en uitgangspunten:

- Bodem op NAP –21,0 meter (aanlegdiepte);
- Bovenkant kade op NAP +7,25 meter;
- Buitenwaterstand NAP –1,95 meter, binnenwaterstand NAP –0,95 meter;
- Containerbelasting is gelijkmatig verdeeld, $q = 60 \text{ kN/m}^2$;
- Mobiele belasting niet maatgevend ten opzichte van containerbelasting;
- Containerkraan belasting 800 kN/m verticaal en 80 kN/m horizontaal;
- Maatgevende schip: 12.500 TEU, waterverplaatsing 220.000 ton, lengte 400 meter;
- Type fendering wordt buitenbeschouwing gelaten;
- Belastingen uit waterstroming en temperatuurverschillen worden verwaarloosd.



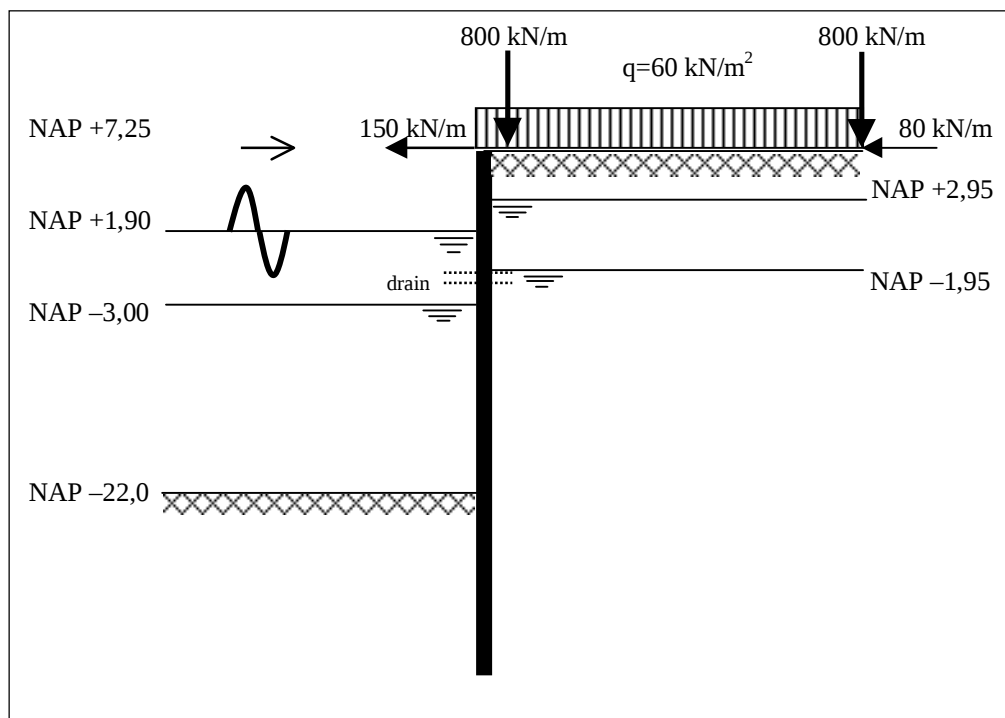
Figuur 6.1: Schematisatie Lastfall 1 WCT

De horizontale kraanbelasting kan ook landwaarts gericht worden genomen, dat het buigende moment in de damwand vergroot. De verticale kraanbelasting grijpt op 2,5 meter ten opzichte van de voorzijde van de betonconstructie aan. De vereiste contractdiepte bedraagt NAP –20,0 meter. Enige veiligheid (bijvoorbeeld voor onnauwkeurige steenbestorting) dient in acht te worden genomen. De ontwerpdiepte wordt vastgesteld op NAP –21,0 meter. Deze waarde zal in Lastfall 1 worden aangehouden. Karakteristieke eigenschap van Lastfall 1 is de stand van de buitenwaterstand, namelijk gemiddeld laagwater spring (GLWS). De wateroverdruk ten opzichte van het buitenwater moet één meter bedragen, zodat de binnenwaterstand op NAP –0,95 meter wordt aangenomen. Dit laatste geldt slechts indien de drain werkzaam is. Is dit niet het geval (noodgeval), dan geldt Lastfall 3.

6.4 Lastfall 2 WCT

Lastfall 2 onderscheidt zich van Lastfall 1 door eveneens met dagelijkse omstandigheden te rekenen, echter in combinatie met extremere condities. Dit betekent dat een minder veiligheidsniveau in rekening kan worden gebracht, omdat de kans van optreden van deze belastingcombinatie kleiner is dan Lastfall 1. Dezelfde randvoorwaarden en uitgangspunten als gepresenteerd bij Lastfall 1 zijn geldig bij Lastfall 2, aangevuld met:

- Een ontgronding (dus verdieping van de bodem) van 1 meter, dat wordt veroorzaakt door turbulentie van het water ten gevolge van schroefbewegingen van de schepen. Indien ontgrondingen grotere vormen aannemen, kunnen voorzieningen worden getroffen. In de DO-fase kan worden besloten om voorzieningen, zoals geotextielen of steenbestortingen, aan te brengen om te rigoureuze ontgrondingen te voorkomen.
- De EAU schrijft in het kader Lastfall 2 een verval van $[0,30 + (GLWS - LLW)/2 + (GLW - GLWS)]$ voor. Uitgaande van een situatie van een overschrijdingsfrequentie van één keer per jaar geldt: $LLW = NAP - 2,80$ meter. Het verval is iets meer dan één meter. HHW met een frequentie van één keer per jaar heeft een waarde van $NAP + 3,40$ meter. De volgende combinaties van waterstanden gelden:
 - Buitenwaterstand $NAP - 3,00$ m, binnenwaterstand $NAP - 1,95$ m (laagwater);
 - Buitenwaterstand $NAP + 1,90$ m, binnenwaterstand $NAP + 2,95$ m (hoogwater);
- Uit figuur 3.8 volgt dat $H_s \approx 1,20$ meter (10 keer per jaar). De EAU geeft als richtlijn voor de ontwerp golfhoogte $H_d/H_s \approx 1,8$, zodat H_d circa 2,2 meter zou bedragen. Golfbelasting met $H_d \approx 2,4$ meter bij hoogwater (zie berekening in bijlage G.2) wordt representatief geacht. Bij laagwater wordt niet met golfbelasting gerekend;
- Bolderbelasting van 70 kN/m (per bolder 2000 kN , h.o.h. circa 30 meter). Deze belasting grijpt even als de horizontale kraanbelasting aan op bovenkant constructie, namelijk $NAP + 7,25$ meter.



Figuur 6.1: Schematisatie Lastfall 2 WCT

Ook bij deze Lastfall wordt aangenomen dat de drainage volledig in werking is. Indien dit niet het geval is, dan geldt Lastfall 3.

6.6 Opmerkingen belastinggevallen EAU'96

- In ogenschouw dient te worden genomen dat golven een dynamische belasting op een constructie veroorzaken. Golfbelasting kan in het algemeen op drie manieren voorkomen: (1) de constructie wordt door golven belast die gedeeltelijk of geheel terugkaatst worden; (2) de constructie wordt door brekende golven belast; (3) golven die reeds voor de wand zijn gebroken vormen de belasting op de constructie. Golven die breken op de wand (2) genereren gedurende een korte periode (1/100-1000 seconde) een golfdruk met een orde grootte van 10.000 kN/m^2 op de wand. Deze situatie moet te allen tijde worden vermeden. De optredende golven voor de zeekade van de Westerschelde Container Terminal (zie Lastfall 2) hebben een significante golfhoogte van circa 1,90 meter. De golven kunnen onmogelijk in de omgeving van de terminal breken, aangezien de verhouding tussen de golfhoogte en waterdiepte (meer dan 20 meter) circa 0,1 bedraagt.

De maatgevende vorm van golfbelasting op de kadeconstructie is de situatie met gedeeltelijke of geheel teruggekaatste golven. Uit de literatuur (Kuiper e.a.) volgt dat de methode van Sainflo dan een eenvoudige benadering is voor de totale kracht op een verticale wand. Deze belasting zal in het voorontwerp niet worden meegenomen, aangezien in deze fase de constructie hoofdzakelijk op statische belastingen wordt gecontroleerd. Vanzelfsprekend zullen de golfcondities in de uitvoeringsfase worden beoordeeld, aangezien de constructie in deze fase gevoeliger is voor dynamische belastingen.

- In Lastfall 2 worden twee situaties met elk een verschillende aangrijpingshoogte van het waterstandsverschil verondersteld, welke vooral bij toepassing van combiwanden en ankers van belang is. Het blijkt dat indien met de “lage waterstand” wordt gerekend de grootste buigende momenten in de (combiwand) en de grootste ankerkrachten optreden. Een “hoge waterstand” veroorzaakt een lagere korrelspanning en reduceert daardoor de horizontale gronddruk op de constructie. Dientengevolge wordt in Lastfall 2 de situatie met de “lage waterstand” maatgevend geacht. Met golfbelasting wordt alleen gedurende de uitvoeringsfase gerekend.
- Het afmeren aan een kade of aanvaren van een kadeconstructie door schepen is een vergelijkbaar proces. De constructie zal bij aanvaring, door een hogere vaarsnelheid, meer energie moeten opnemen en dus een grotere belasting veroorzaken. Aanvaringen met grote snelheid zijn echter nooit een ontwerpcriterium, hoewel het optreden van de gebeurtenis reëel is. Het is echter economisch niet verantwoord om de constructie op aanvaring te dimensioneren.
- Uit de EAU'96 volgt dat met Lastfall 2 gerekend dient te worden gedurende de uitvoeringsfase. Golfbelasting wordt dan dus wel meegerekend.
- Specifieke eisen voor vervormingen zijn in de EAU niet aangegeven. Er dient terdege rekening te worden gehouden met aansluitvoorwaarden van opeenvolgende constructiefasen.

6.7 Conclusie

De gegevens zijn afkomstig uit de EAU'96. Door het combineren van tabel E 0-3 en tabel E 0-4 (zie bijlage G.1) ontstaat de onderstaande tabel van belasting- en materiaalfactoren. De tabel onderscheidt drie belastingsgevallen, de zogenoemde Lastfälle, welke afzonderlijk zijn onderverdeeld in een grenstoestand (1A, 1B, 1C) en een bruikbaarheidstoestand (2).

	Lastfall 1				Lastfall 2				Lastfall 3			
	1A	1B	1C	2	1A	1B	1C	2	1A	1B	1C	2
Binnen waterstand	NAP -0,95 m				NAP -1,95 m				NAP +0,55 m			
Buiten waterstand	NAP -1,95 m				NAP -3,00 m				NAP -1,95 m			
Kraanbelasting	1,05	1,5	1,3	1,0	1,0	1,3	1,2	1,0	1,0	1,0	1,1	1,0
Bovenbelasting	1,05	1,5	1,3	1,0	1,0	1,3	1,2	1,0	1,0	1,0	1,1	1,0
Golfbelasting	-	-	-	-	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Eigengewicht ongunstig	1,0	1,35	1,0	1,0	1,0	1,2	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Eigengewicht gunstig	0,9	1,0	1,0	1,0	0,95	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Hydrostatische druk	1,0	1,35	1,0	1,0	1,0	1,2	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Bolder	-	-	-	-	1,0	1,3	1,2	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
$\tan(\phi)$	1,1	1,0	1,25	1,0	1,1	1,0	1,15	1,0	1,1	1,0	1,1	1,0
c'	1,3	1,0	1,6	1,0	1,3	1,0	1,5	1,0	1,3	1,0	1,4	1,0
c_u	1,2	1,0	1,4	1,0	1,2	1,0	1,3	1,0	1,2	1,0	1,2	1,0
$K_{passief}$	100%	71%	100%	100%	100%	77%	100%	100%	100%	83%	100%	100%
Caisson schuif	-	1,5	-	-	-	1,35	-	-	-	1,2	-	-
Grondstabiliteit		1,4				1,3				1,2		
Caisson grondbreuk	-	1,4	-	-	-	1,3	-	-	-	1,2	-	-
Druk- en trekpalen	-	1,4	1,4	-	-	1,2	1,2	-	-	1,1	1,1	-
Groutlichaam anker	-	1,1	1,3	-	-	1,05	1,2	-	-	1	1,1	-

Tabel 6.1: Partiële factoren VO

Overeenkomstig de opmerkingen op de vorige bladzijde kan worden opgemerkt dat de partiële factoren van Lastfall 1 naar Lastfall 3 in grootte afnemen. Dit volgt uit de filosofie dat met meer veiligheid in Lastfall 1 wordt gerekend ten opzichte van Lastfall 2 en 3, omdat een minder extreme situatie in ogenschouw wordt genomen.

De factoren betreffende de (vier) toestanden per Lastfall zijn bepaald op basis van diverse gebeurtenissen die per grenstoestand moeten worden gecontroleerd. De gedachte achter de mogelijk optredende gebeurtenissen per grenstoestand is:

Grenstoestand 1B “verhoogt” hoofdzakelijk de waarde van de belastingen door hoge belastingfactoren voor te schrijven met uiteindelijk het doel om onderdelen van de draagconstructie te dimensioneren. De materiaalfactoren reduceren in grenstoestand 1C mogelijke grondeigenschappen, zodat de sterkte van de totale constructie vermindert. Het kan voorkomen dat grenstoestand 1C maatgevend is voor controle op mogelijk falen van constructieonderdelen. Met name het reduceren van $\tan \phi$ (materiaalfactor 1,25) in grenstoestand 1C doet de gronddruk op de constructie stijgen en kan maatgevend zijn voor het dimensioneren van bijvoorbeeld een damwandconstructie. In grenstoestand 2 hebben alle partiële factoren de waarde 1,0. Deze toestand controleert vervormingen van de constructie. Met name vervormingen bij aansluitingen van constructieonderdelen onderling gedurende de bouwphase van de constructie moet grenstoestand 2 in ogenschouw worden genomen.

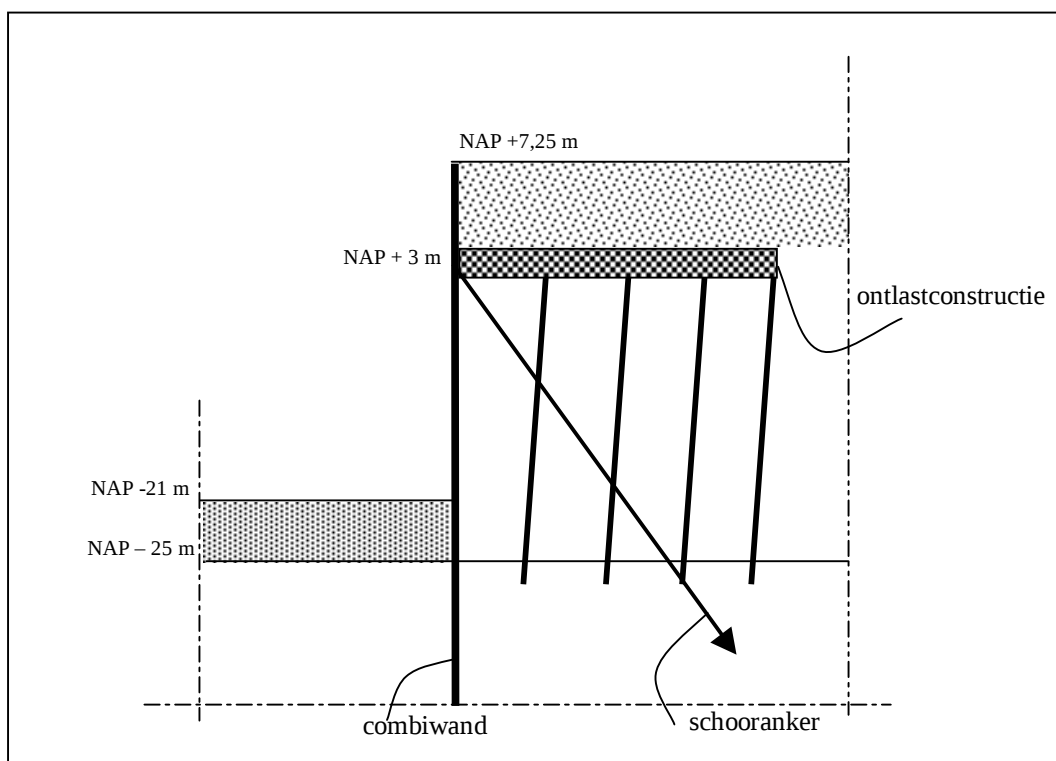
HOOFDSTUK 7: COMBIWAND-CONSTRUCTIE WCT

7.1 Inleiding

Eén van de conclusies uit hoofdstuk 3 (voorselectie kadeconstructies) is de noodzakelijke toepassing van een ontlastconstructie bij een combiwandoplossing. Deze oplossingsvariant kan dan grofweg in drie constructie-elementen worden verdeeld, namelijk:

- combiwand (buispalen en tussenplanken)
- schooranker (trekpaal)
- ontlastconstructie

In dit hoofdstuk zal getracht worden voor elk van deze onderdelen de hoofddimensies te bepalen. In de analyses moet rekening gehouden worden met twee afzonderlijke situaties. Ten eerste moet de stabiliteit in de uitvoeringsfase worden gewaarborgd. Diverse bouwfaseringen dienen hiertoe te worden onderzocht. Ten tweede moet de constructie worden ontworpen met een levensduur van 50 jaar. Corrosie (afroesting van de combiwand) moet in rekening worden gebracht.



Figuur 7.1: Oplossingsrichting verankerde combiwand

- Het belangrijkste uitgangspunt is het aangrijpingspunt van het schooranker en de ontlastconstructie op NAP +3,0 meter om uitvoeringstechnische reden (10 keer per jaar waterstand van NAP +2,90 meter). De uitvoering ondervindt hierdoor minder hinder van golfslag en hoogwaterstanden.
- De lengte van de ontlastconstructie wordt vastgesteld op 20 meter. De reducerende invloed van de constructie werkt hierdoor tot NAP –25 meter. Vanaf deze diepte heeft de bovenbelasting een maximale invloed op de actieve gronddrukken (zie bijlage H.1).

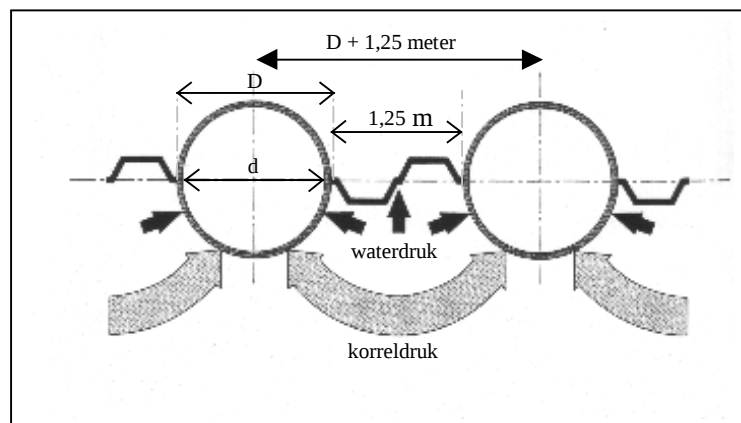
7.2 Combiwand

7.2.1 Inleiding

Het combiwandsysteem bestaat uit primaire en een secundaire elementen: de buispaal en de tussenplank. De toepassing van combiwanden is op grond van materiaaleconomische overwegingen ontstaan. De tussenplanken behoeven aanmerkelijk minder diep te worden uitgevoerd dan de buispalen. Omdat de tussenplanken slechts voornamelijk waterdruk keren en deze voor een deel zijwaarts naar de buispalen afdragen, is het mogelijk om ze korter uit te voeren dan de buispalen.

Onder invloed van de horizontale druk op de damwand gedragen de tussenplanken zich slap ten opzichte van de buispalen. Het gevolg is dat de korreldruk door gewelfwerking praktisch op de buispalen wordt afgedragen. De waterdruk wordt gelijkmatig over de paal en plank verdeeld. De draagkracht en de stijfheid van de wand worden nagenoeg volledig bepaald door de keuze van de buispalen. De plankkeuze speelt hierbij een ondergeschikte rol.

De tussenplank ondervindt meestal de grootste belasting bij het inbrengen. Eén tussenplank heeft een te kleine vervormingscapaciteit. Bij drie tussenplanken dreigt het gevaar dat de afstand tussen de primaire elementen te groot wordt. Toepassen van twee tussenplanken lijkt gezien het bovenstaande een goede keuze.



Figuur 7.2: Configuratie combiwandsysteem

De keuze van de tussenplank wordt enigszins arbitrair gesteld op het type Larssen 607K. Gezien de goede ervaringen met deze plank én het feit dat dit één van de zwaarste planken is, wordt verwacht dat de Larssen 607K zal voldoen.

7.2.2 Bepalen van de hoofddimensies van de combiwand

Deze paragraaf richt zich op het berekenen van de hoofddimensies van de combiwand, met als doel de meest economische buispaal te bepalen. Daartoe wordt eerst een handmatige berekening gemaakt met de methode Blum om een schatting te krijgen van de optredende momenten in de wand, de optredende krachten in het schooranker en de minimale inheidiepte die nodig is om aan stabiliteit volgens de methode Blum (bezwijkconditie) te voldoen. Uit de berekening in bijlage H.1 resulteert het onderstaande overzicht:

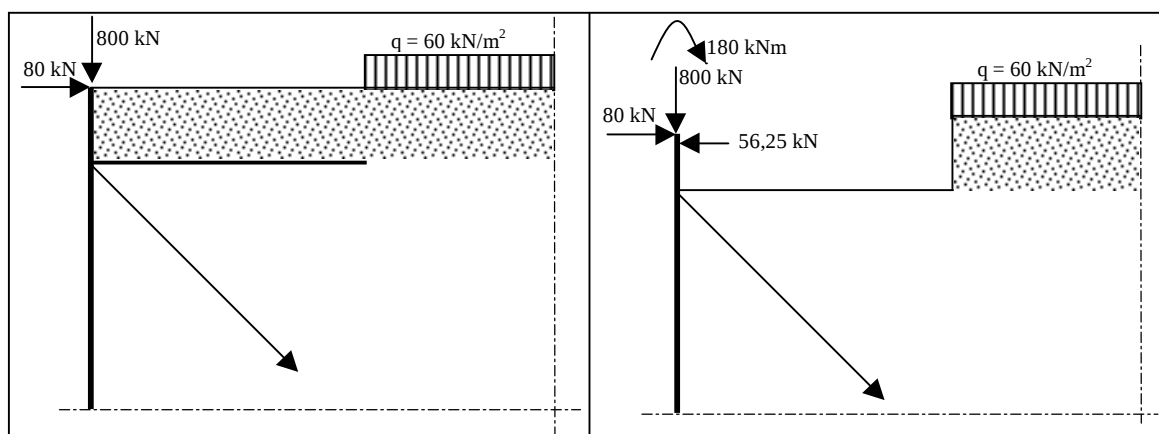
	DKM 25	DKM 75
Moment (kNm)	10683	9992
Ankerkracht (kN)	1247	1334
Minimale inheidiepte (NAP)	-31,20	- 31,65

Tabel 7.1: Overzicht berekeningen Blum

De berekeningen zijn uitgevoerd met een wandwrijvingshoek van stortsteen gelijk aan nul. Deze waarde is conservatief geschat, zodat de uitkomsten ongunstige waarden opleveren. Het is gebruikelijk om een waarde van $0,5 \cdot \phi_{\text{stortsteen}}$ toe te passen. In de definitieve berekeningen wordt van deze waarde gebruik gemaakt.

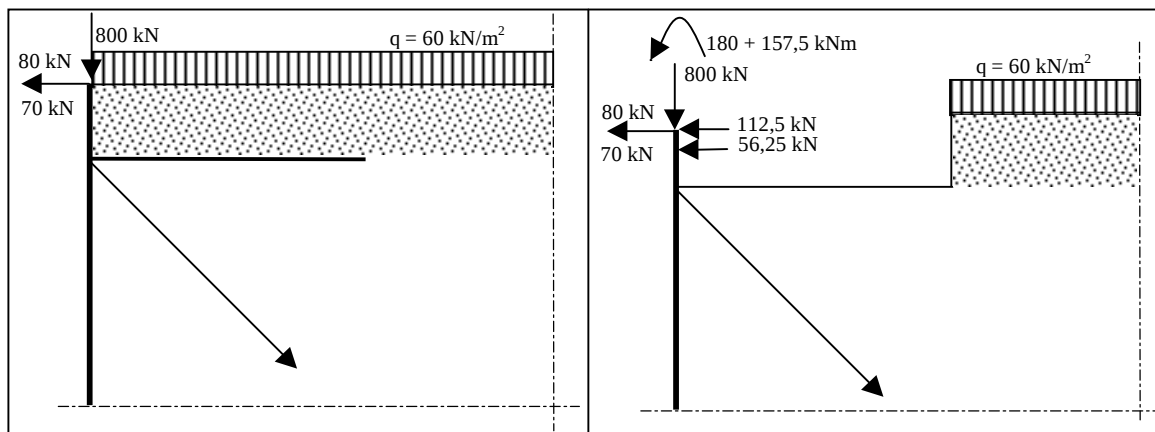
De controle op stabiliteit volgens de methode Blum is één van de toetsingscriteria in het programma Msheet. Voor elke combinatie van Lastfall en grenstoestand wordt de eindsituatie getoetst aan stabiliteit, veldmoment en ankerkracht. Twee situaties worden onderscheiden: één ter bepaling van het maximaal moment en één voor de maximale ankerkracht.

Het maximale moment in de wand treedt op indien de volledige bovenbelasting (60 kN/m^2) achter de ontlastconstructie aanwezig is in combinatie met een landwaarts gerichte horizontale kracht (80 kN) en moment (180 kNm) uit de containerkraan. De horizontale, neutrale gronddruk tegen de wand bedraagt 56,25 kN.



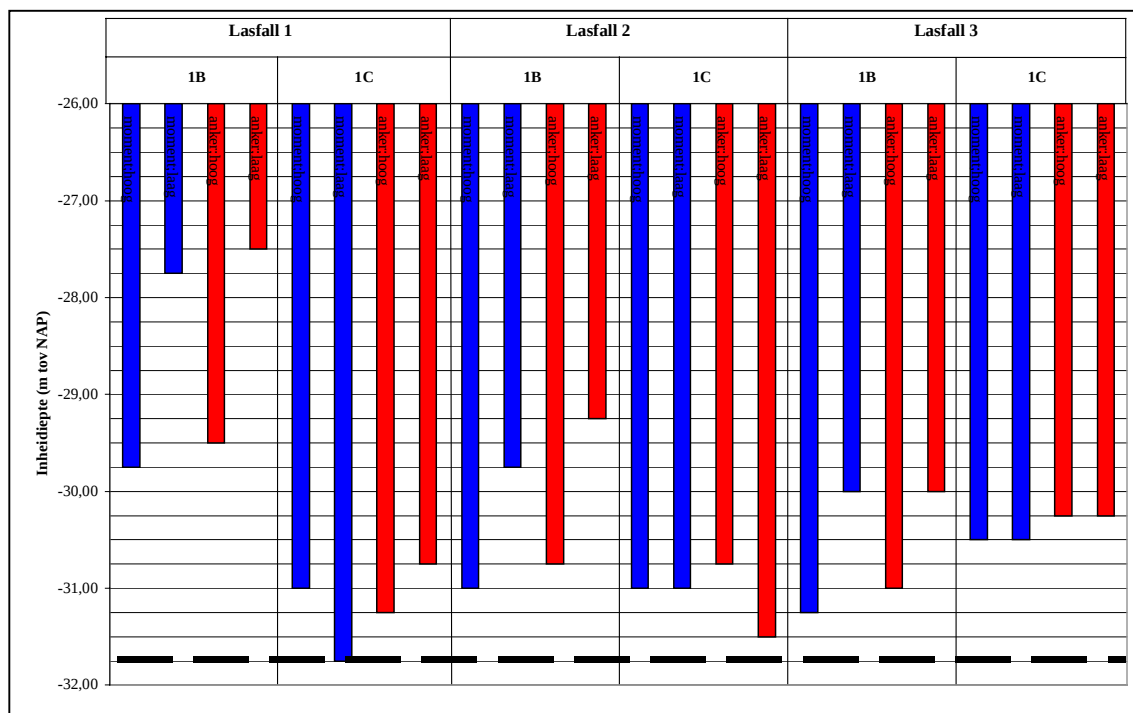
Figuur 7.3: Schematisatie voor maximaal moment Msheet

In het kader van de berekening voor de maximale ankerkracht wordt de horizontale kraanbelasting geacht zeewaarts gericht te zijn. Bovendien wordt in Lastfall 2 en 3 gerekend met een extra horizontale last en moment (70 kN respectievelijk 157,5 kNm) vanuit de bolders. De horizontale gronddruk wordt verhoogd met 112,5 kN door de containerbelasting.

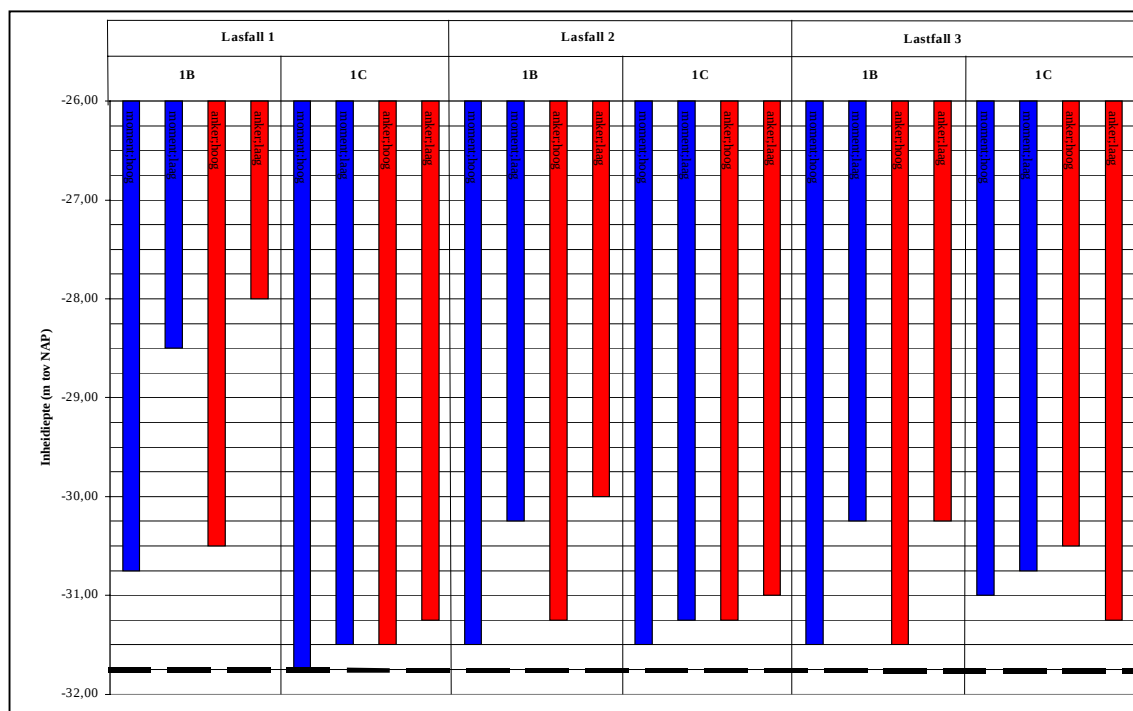


Figuur 7.4: Schematisatie voor maximale ankerkracht Msheet

Vanzelfsprekend moeten bovenstaande waarden met de belastingfactoren overeenkomstig tabel 6.1 worden vermenigvuldigd. De resultaten van de berekeningen in Msheet zijn bijgevoegd in bijlage H.2. Figuur 7.5 en 7.6 geven de resultaten van de minimale inheidiepte grafisch weer.



Figuur 7.5: Minimale inheidiepte volgens Msheet DKM 25



Figuur 7.6: Minimale inheidiepte volgens Msheet DKM 75

	DKM 25	DKM 75
Moment (kNm)	10081	10761
Ankerkracht (kN)	1871	1899
Minimale inheidiepte (NAP)	-31,75	- 31,75

Tabel 7.2: Overzicht berekeningen Msheet

7.2.3 Keuze combiwandsysteem

De berekeningen volgens Blum en de resultaten van Msheet komen in grote lijnen overeen, de verschillen worden veroorzaakt door verschil in uitgangspunten. De eerste conclusie die volgt uit bijlage H.2 en de figuren 7.5 en 7.6, is dat grenstoestand 1C maatgevend is voor zowel de minimaal vereiste inheidiepte als de krachtswerking in de constructie. Ten tweede wordt vastgesteld dat de resultaten van de berekeningen voor doorsnede DKM25 en DKM75 elkaar weinig ontploen. De rekenwaarde van het moment en de ankerkracht, waarop de dimensionering van de combiwand en schooranker worden gebaseerd, zijn:

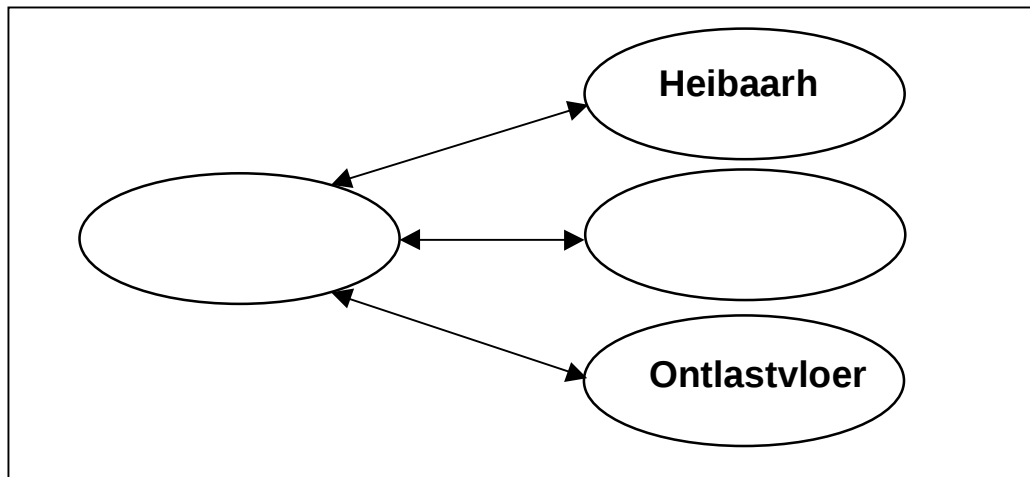
$$M_{r;d} = \pm 9700 \text{ kNm/m}$$

$$F_{a;r;d} = \pm 1900 \text{ kN/m}$$

Hierbij dienen twee kanttekeningen te worden gemaakt.

- Ten eerste is de rekenwaarde van het moment ($M_{r;d}$) met 15% gereduceerd omdat boogwerking optreedt. Msheet neemt dit verschijnsel niet mee in de berekeningen. Het percentage van 15% is op grond van ervaringsgetallen geschat.
- Ten tweede is de invloed van de ontlastconstructie nog niet op de ankerkracht ($F_{a;r;d}$) in mindering gebracht. De reductie zal circa 300-500 kN bedragen. In de komende paragrafen zal dit nader aan de orde komen.

De economisch aantrekkelijkste buispaal is afhankelijk van een drietal factoren.



Figuur 7.7: Relatieschema ter bepaling van afmetingen buispaal

- De afmetingen en eigenschappen van de buispaal hebben invloed op de heikbaarheid. De wanddikte moet voldoende groot zijn om de trillingen naar de paalpunt te begeleiden en om de optredende heispanningen te weerstaan. Daarentegen geeft een groter oppervlak een verhoogde heiweerstand (blowcount).
- Het ontwerp is gebaseerd op één schooranker per buispaal, de buitendiameter (en daarmee het aantal buispalen voor de totale zeekade) bepaalt hierdoor eveneens het aantal benodigde schoorankers. Bovendien wordt in de uitvoeringsfase de ankerpaal op druk belast. Deze belasting in combinatie met doorbuiging door het eigengewicht resulteert in gevaar voor knik. Een grotere hart op hart afstand van de buispalen, betekent een verhoging van de belasting gedurende golfaanval en daarmee een vergroting van de dimensies van de schoorankers. Bij toename van de afmetingen van de buispaal moet een significant duurdere (meer dan lineair) ankerpaal toegepast moeten worden.
- Uit de analyse van de minimale inheidiepte bij een ontlastconstructie van 20 meter (zie bijlage H.2), blijkt dat vanaf buis Ø 1981-31 de ankerkracht te groot wordt (maximaal 6000 kN). Indien deze buis of groter toegepast moet worden, dient de ontlastvloer verlengd te worden. Bij een stramienmaat van 5 meter betekent dit een ontlastvloer van 25 meter. Overigens is de afname van het buigend moment door deze vergroting van de ontlastvloer niet exorbitant.

De onderstaande uitgangspunten spelen een rol gespeeld in het tot stand komen tot de meest economische buispaal.

Staalkwaliteit (X70)	4,82E+05	(kN/m ²)
Optredend moment	10761	(kNm)
Optredende druk	1040	(kN)
Breedte tussenplank	1,25	(m)
Afroesting (50 jaar)	6	(mm)
Boogwerking	15	(%)

Tabel 7.3: Uitgangspunten keuze buispaal

De keuze van de buispaal wordt gemaakt uit de standaard afmetingen (afgeleid uit inches) in tabel 7.4. De eigenschappen van de palen (in figuur 7.4 het weerstandsmoment) worden gebaseerd op de wanddiktes over 50 jaar. Daartoe worden de wanddiktes gereduceerd met

afroesting (volgens figuur 5.5) voor de doorsnede van de wand met het grootste optredende moment. Deze afroesting blijkt 6 mm te bedragen.

Voldoende weerstandsmoment buispaal (m3) > 1										
Buisdiameter	Wanddikte									
	9,5	12,7	19,0	25,4	31,8	38,1	44,5	50,8	63,5	76,2
1067	0,04	0,10	0,22	0,34	0,45	0,55	0,66	0,76	0,94	1,11
1219	0,05	0,13	0,27	0,42	0,56	0,69	0,82	0,95	1,18	1,41
1372	0,06	0,15	0,33	0,51	0,67	0,84	1,00	1,15	1,44	1,72
1524	0,08	0,18	0,39	0,59	0,79	0,99	1,18	1,36	1,71	2,04
1676	0,09	0,21	0,45	0,69	0,92	1,14	1,36	1,57	1,98	2,38
1829	0,10	0,24	0,51	0,78	1,05	1,30	1,55	1,80	2,27	2,72
1981	0,12	0,27	0,58	0,88	1,18	1,46	1,75	2,02	2,56	3,08
2134	0,13	0,31	0,64	0,98	1,31	1,63	1,95	2,26	2,86	3,44
2286	0,15	0,34	0,71	1,08	1,45	1,80	2,15	2,49	3,16	3,81
2438	0,16	0,37	0,78	1,18	1,58	1,97	2,36	2,73	3,47	4,18
2591	0,18	0,40	0,85	1,29	1,72	2,14	2,57	2,98	3,78	4,57
2743	0,19	0,44	0,91	1,39	1,86	2,32	2,78	3,22	4,10	4,95
2896	0,21	0,47	0,98	1,50	2,00	2,50	2,99	3,47	4,42	5,34
3038	0,22	0,50	1,05	1,60	2,14	2,66	3,19	3,70	4,72	5,70
3200	0,24	0,54	1,12	1,71	2,29	2,85	3,42	3,97	5,06	6,12
3353	0,26	0,57	1,20	1,82	2,44	3,04	3,64	4,23	5,39	6,52

Tabel 7.4: Geschikte buispalen (na 50 jaar)

De waarden in tabel 7.4 representeren de verhouding tussen het geboden en geëiste weerstandsmoment na 50 jaar.

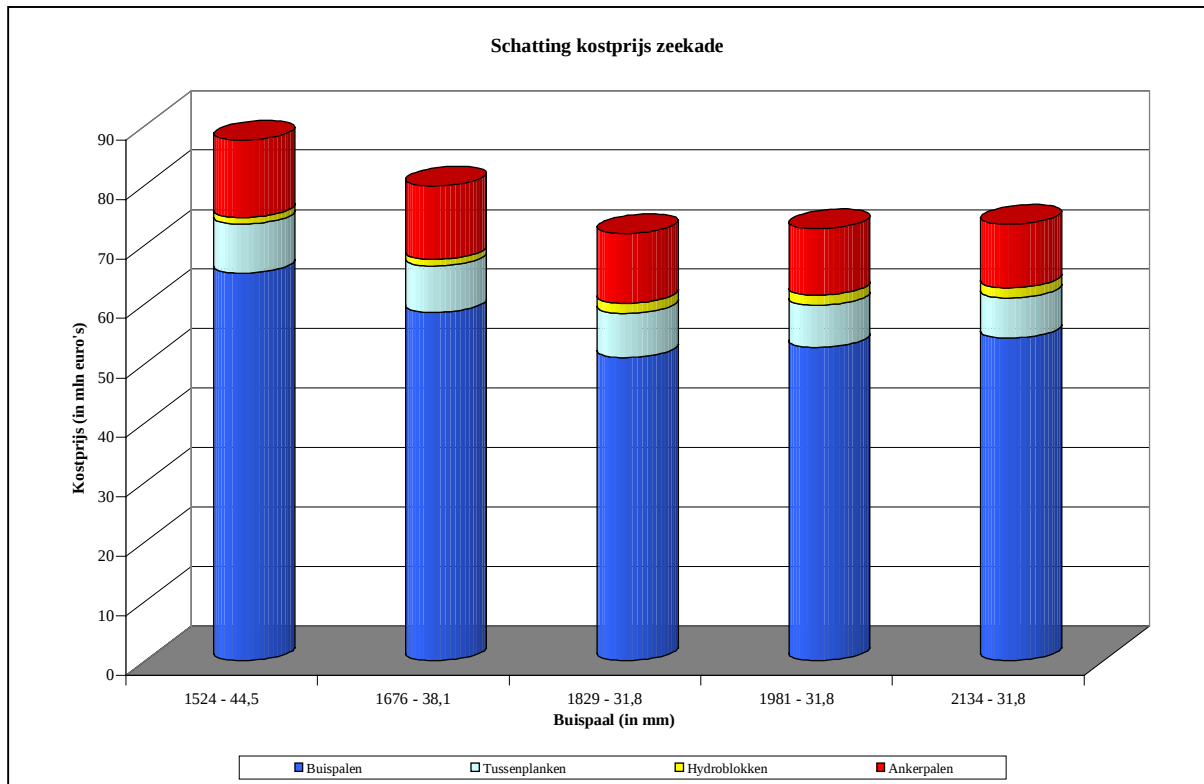
Op basis van staaalhoeveelheden, kostprijs per schooranker en benodigd heimaterieel kan een ruwe kostenschatting worden gemaakt voor de zeekade (2650 meter). Hierbij dienen twee kanttekeningen te worden geplaatst:

- De kostprijs van de ontlastvloer wordt niet of nauwelijks beïnvloed door de keuze van de buispaal.
- De hart op hart afstand tussen schoorankers is begrensd. Enerzijds wordt een minimale afstand geëist om invloedswerking tussen de ankers te verhinderen, anderzijds is de op te nemen kracht per anker (en daarmee de maximale afstand) beperkt. De invloed hiervan op de kostprijs per schooranker is niet in de afweging meegenomen.

KOSTENSOORT	KOSTPRIJS (euro's)	EENHEID
Buispaal (X70)	€ 1.135,-	ton (1000 kg)
Tussenplank (Larssen 607K)	€ 900,-	ton (1000 kg)
Schooranker	€ 13.618,-	stuk
Hydroblok (S280)	€ 195.000,- (vast) + € 2.750,- (variabel)	week
Hydroblok (S400)	€ 295.000,- (vast) + € 4.300,- (variabel)	week

Tabel 7.5: Overzicht kostensoorten

Ter aanvulling op tabel 7.5: twee hydroblokken op het werk aanwezig met een looptijd van 130 weken (2,5 jaar).

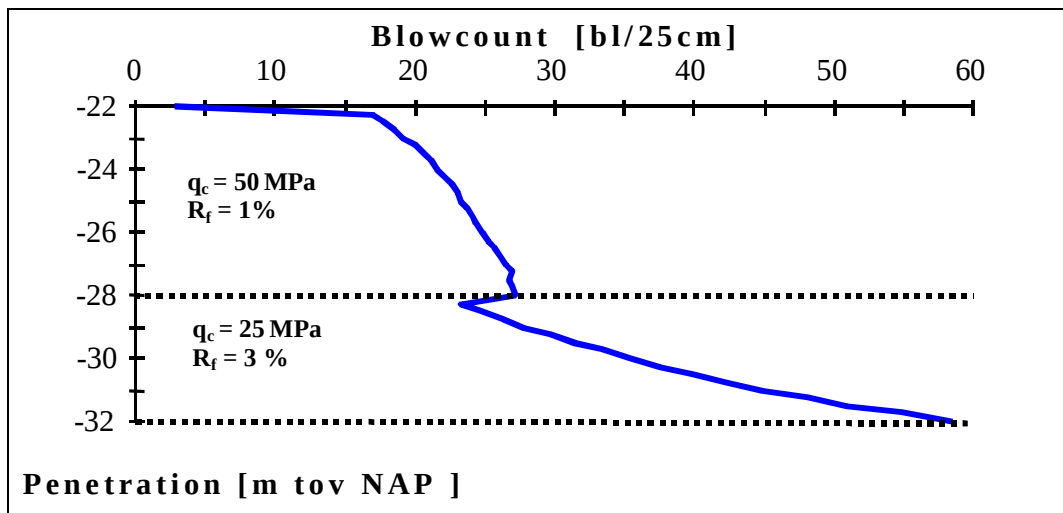


Figuur 7.8: Schatting kostprijs zeekade (in euro's)

Uit figuur 7.8 valt te concluderen dat Ø 1829-31,8 het grootste economische voordeel geeft, het verschil met Ø 1981-31,8 is echter minimaal. Voorzichtigheid is geboden met het kiezen van een te grote hart op hart afstand van de schoorankers; de belasting per strekkende meter ($\pm 1900 \text{ kN/m}$) is aanzienlijk. Een buispaal Ø 1829-31,8 mm lijkt een juiste keuze. De tussenplanken Larssen 607K worden tot NAP- 25 meter geheid om piping te voorkomen.

Met behulp van het demo-programma IHC Wave (ontwikkeld door IHC Holland) wordt de blowcount (slagcijfer) per buispaal geschat: het aantal slagen per 25 cm zakking van de paal. Het maximale slagcijfer dat wordt toegestaan, ligt gewoonlijk rond de 100 slagen. Echter, bij elke slag wordt de grond extra verdicht. Omdat zeer hoge heiveerstanden worden verwacht (grote conusweerstand in combinatie met hoge wrijvingsgetallen), wordt het maximaal aantal slagen per 25 cm op 75 gesteld.

In figuur 7.9 is de het aantal slagen uitgezet tegen de zakking van de paal.



Figuur 7.9: Blowcount buispaal Ø 1829-31,8 DKM 25 m.b.v. hydroblok S400

De heianalyse is uitgevoerd voor de doorsnede met de grootste grondpenetratie (DKM 25), maar kan evengoed worden gebruikt bij een analyse voor doorsnede DKM 75. De optredende heispanning loopt op tot circa 250 N/mm^2 ; deze waarde voldoet aan $\sigma_{\max} = 482 \text{ N/mm}^2$. Indien gebruik wordt gemaakt van een hydroblok S280, ontstaat een blowcount van circa 90 slagen/25 cm. Een S400 voldoet wel aan de gestelde eis (maximaal 75 slagen/25 cm). Uit figuur 7.9 is de invloed van de grondeigenschappen op het heiproces duidelijk waarneembaar. In de eerste laag wordt de conusweerstand overwonnen door “grof” geweld en blijft het aantal slagen per 25 cm min of meer constant. In de tweede laag speelt de schachtwrijving een grote rol. De energie van het hydroblok smooit langzaam weg bij toenemende diepte: de blowcount neemt toe.

Tenslotte dient gecontroleerd te worden of de draagkracht van de buis voldoende is. De normaalkracht die de buispaal moet kunnen afdragen bestaat uit de componenten: kraanbaanbelasting, eigen gewicht buispaal, reactiekracht uit het anker en de oplegreactie uit de ontlastvloer. Indien de maatgevende combinatie bestaat uit een maximale ankerkracht ($1900 \cdot 3,08$) en de verticale last uit de containerkraanbaan ($800 \cdot 3,08$), dan bedraagt de totale normaalkracht ca. 8300 kN. De buispaal kan maximaal door schachtwrijving + puntwrijving ca. 9000 kN afdragen. Deze schatting is conservatief, omdat de verticale ankerkracht door middel van de betonprop in de buis rechtstreeks via de zandvulling naar de beneden kan worden geleid. Bovendien is eventuele propvorming door het inheien van de buispaal buiten beschouwing gelaten.

Conclusie:

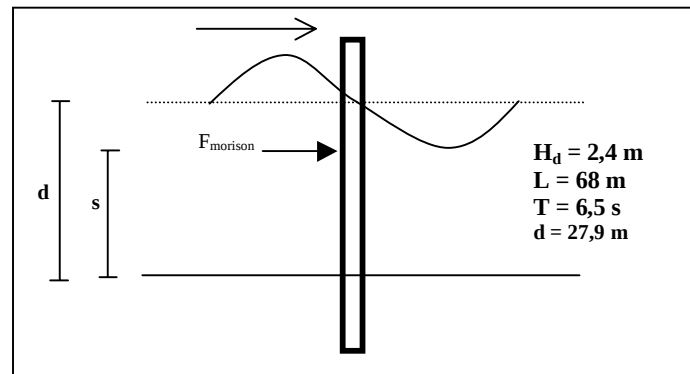
De onderstaande configuratie kan voor de gehele zeekade (2650) meter worden aangehouden:

- Buispaal: Ø 1829-31,8 (staalkwaliteit X70); NAP –32,0 meter
- Dubbele tussenplank: Larssen 607K; NAP –25,0 á –26,0 meter
- Hydroblok: S400

7.2.4 Invloed uitvoeringsfasering op de buispaal (golfaanval)

De primaire paal kan nadat de paal ingeheid is, belast worden door golfaanval. De formule van Morison biedt een oplossing om de gevolgen van golfbelasting tegen slanke constructies te benaderen. De golfbelasting die uit deze berekening volgt kan worden gesplitst in een sleepkracht F_d (veroorzaakt door stroomsnelheid) en de traagheidskracht F_i (veroorzaakt door de versnelling van de waterdeeltjes). De formule geldt indien er sprake is van cilindrische palen, paaldiameter $\ll$ golflengte en niet-brekende golven; toepasbaar voor de WCT.

Maatgevende golf: 10 keer per jaar bij een waterstand van NAP +2,9 meter (zie bijlage H.3).



Figuur 7.10: Golfbelasting op alleenstaande paal

Geïntegreerd van bodem tot golfoppervlak luidt de formule van Morison:

$$F = F_d + F_i = 0,5 \cdot C_d \cdot \rho_w \cdot D \cdot H^2 \cdot K_d + 0,5 \cdot C_m \cdot \rho_w \cdot D^2 \cdot H \cdot K_i$$

$$K_{d, \max} = (\pi/T \cdot \sinh(k \cdot d))^2 \cdot (0,5 \cdot s_t + \sinh(2 \cdot k \cdot s_t)/4 \cdot k)$$

$$K_{i, \max} = \pi^3 / (k \cdot T^2)$$

C_d = sleepkracht coëfficiënt (-)

C_m = traagheidsfactor (-)

ρ_w = soortelijk gewicht water (ton/m³)

D = diameter buispaal (m)

H = maatgevende golfhoogte (m)

$s_t = d + 0,5 \cdot H$ (m)

K_d en K_i in (m/s²)

K_d en K_i zijn beide niet te gelijk maximaal. De krachten F_d en F_i moeten ter bepaling van $F_{\text{Morison, max}}$ vectorieel worden opgeteld. Na een wiskundige exercitie volgt:

$$\text{als } F_{i, \max} / (2 \cdot F_{d, \max}) < 1, \text{ dan geldt } F_{\max} = F_{d, \max} + (F_{i, \max})^2 / (4 \cdot F_{d, \max})$$

$$\text{als } F_{i, \max} / (2 \cdot F_{d, \max}) > 1, \text{ dan geldt } F_{\max} = F_{i, \max}$$

Uit de berekening in bijlage H.3 blijkt dat de traagheidskracht van de paal overheersend is. Het aangrijpingspunt van F_i ten opzichte van de bodem (s_i) wordt berekend met:

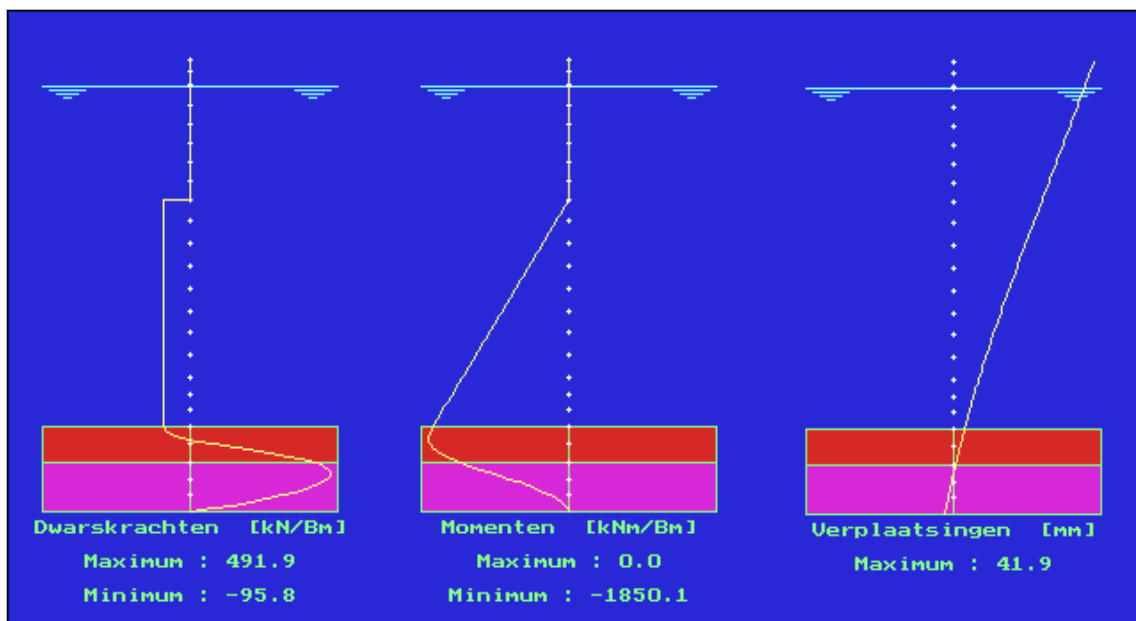
$$s_i = d - (1/k) \cdot \tanh(k \cdot d/2)$$

Uit de berekeningen in bijlage H.3 volgt:

$$F_{\text{morison}} = 64,2 \text{ kN}; s = 18,58 \text{ m.}$$

De EAU'96 schrijft een belastingfactor van $\gamma_f = 1,5$ voor.

Twee situaties dienen aan de hand van deze waarden te worden beschouwd. Ten eerste of de inheidiepte tot NAP –32,0 meter in deze uitvoeringsfase diep genoeg is en ten tweede of de de kop van de buispaal niet ontoelaatbaar vervormt. Aan beide situaties wordt voldaan, zij het dat een minimale inheidiepte van NAP –31,75 meter vereist is om stabiliteit volgens Blum te bereiken.



Figuur 7.11: Msheet uitvoer golfaanval op primaire buispaal

Conclusie: buispalen van $\varnothing 1829$ -31,8 zijn bestand tegen golfaanval in de fase zonder aanwezigheid van tussenplanken. Een inheidiepte van de combiwand tot NAP –32,0 meter voldoet.

In bovenstaande analyse is de schelpwerking (grotere passieve weerstand mogelijk door verspreiding van de belasting rond de paal) niet meegenomen. Het niet in de berekening nemen van schelpwerking veroorzaakt extra veiligheid.

7.3 Verankering

7.3.1 Inleiding

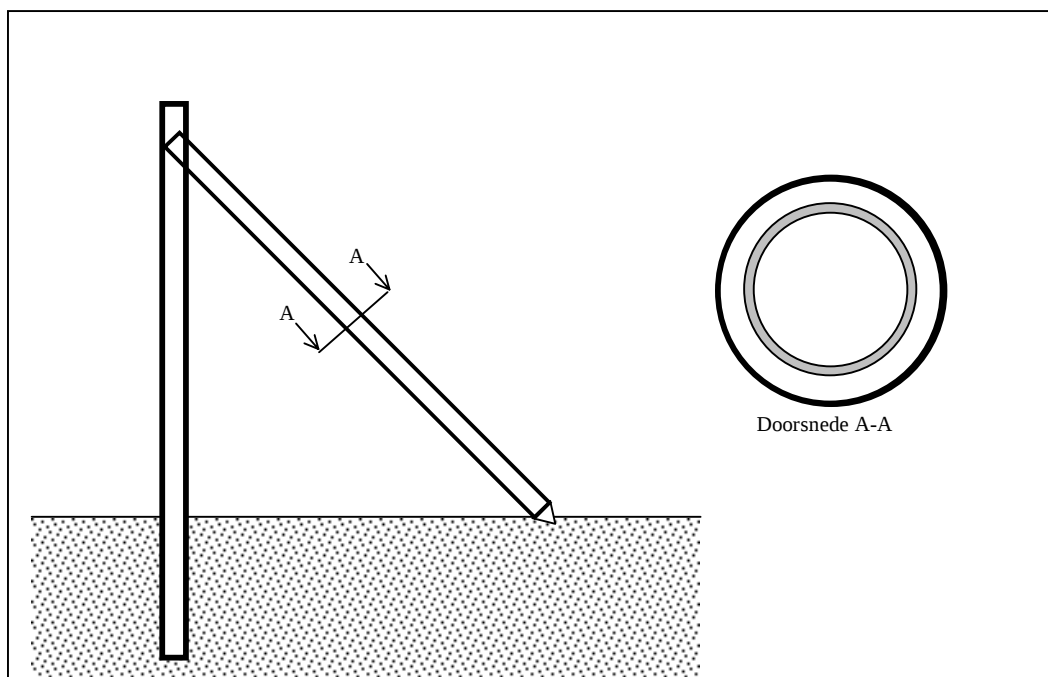
De keuze voor een combiwandconstructie met verankering heeft vanwege de gefaseerde aanleg van de muur het gevolg dat het anker in de uitvoeringsfase aan een drukbelasting (golfbelasting) onderhevig is. De ankerpaal dient dus zowel tegen trekbelasting als tegen drukbelasting bestand te zijn. Dé ankerpaal die dergelijke eigenschappen bezit is de zogenaamde Tirex-paal, “familie” van de MV-paal. Deze paal bestaat uit twee telescopisch in elkaar geschoven stalen buizen, aan de onderzijde voorzien van een vaste voetplaat met een diameter overeenkomstig de diameter van de buitenbuis.

7.3.2 De Tirexpaal

De stalen MV-paal bestaat traditioneel uit een stalen element (buis- of I-profiel), voorzien van een stalen piramidevormige voet; de stalen voet is aan de bovenzijde open. Tijdens het heien wordt, via de paalschacht of via de injectielans, een dunne vloeibare groutspecie geperst, die onderin, vlak boven de voet, uittreedt. Bij het bereiken van de draagkrachtige laag wordt de druk hoog opgevoerd, zodat de paal zich als het ware verankert in de omringende grond. Tijdens het heien wordt de druk zodanig gestuurd dat de specie geen kans krijgt direct in te dikken, waardoor de speciedruk te hoog zou kunnen oplopen. De zogenaamde Tirexpaal vormt een variant op het hierboven omschreven systeem. Deze paal bestaat uit twee telescopisch in elkaar geschoven stalen buizen.

Fase 1:

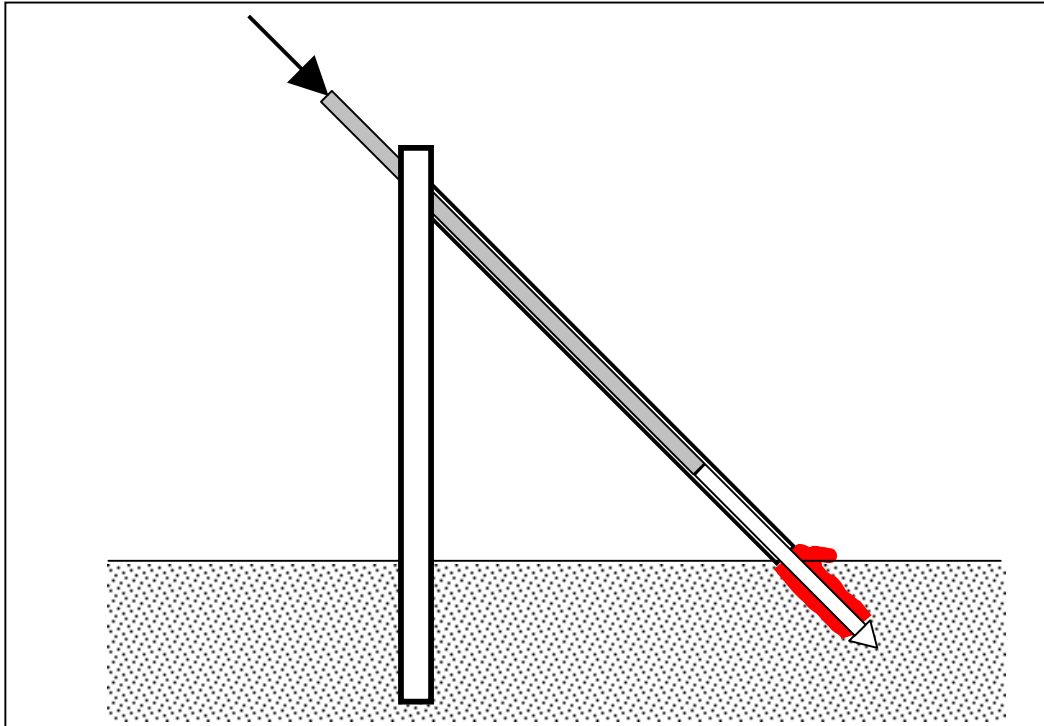
Een stalen buispaal, waarin zich een HE-profiel of een kokerpaal met aangelaste punt bevindt, wordt door middel van een dieselmok ingeheid, of in het geval van de WCT op de zeebodem geplaatst. Tijdens het plaatsen is de kokerpaal reeds met injectie-specie gevuld.



Figuur 7.12: Fase 1 inbrengen tirex-paal

Fase 2:

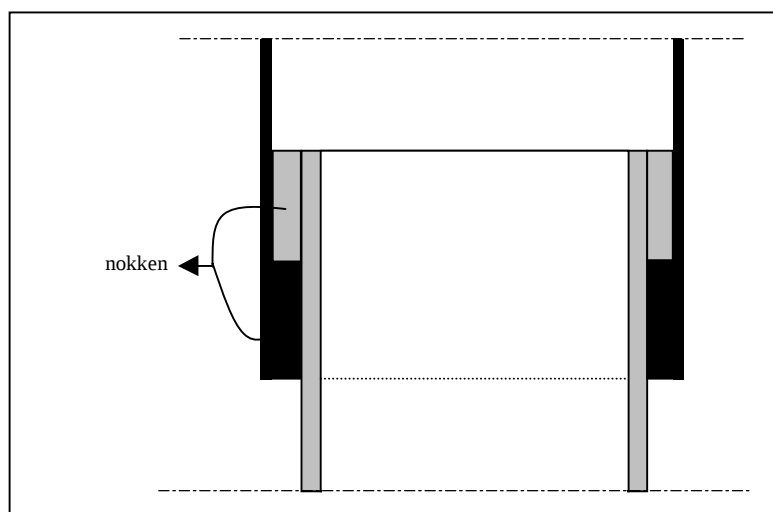
Is de stalen buispaal neergezet, dan wordt een stempel op het inwendige profiel geplaatst. Vervolgens wordt het profiel doorgeheid, waarbij steeds de boven de punt ontstane ruimte onmiddellijk met injectiemortel wordt volgeperst door het heien op de stempel. De voetplaat van de stempel past nagenoeg in het inwendige van het kokerprofiel en zodoende slaat de zich hierin bevindende mortel naar beneden uit. Het tekort aan mortel in de kokerpaal wordt door de injectielans gesuppleerd.



Figuur 7.13: Fase 2 inbrengen tirexpaal

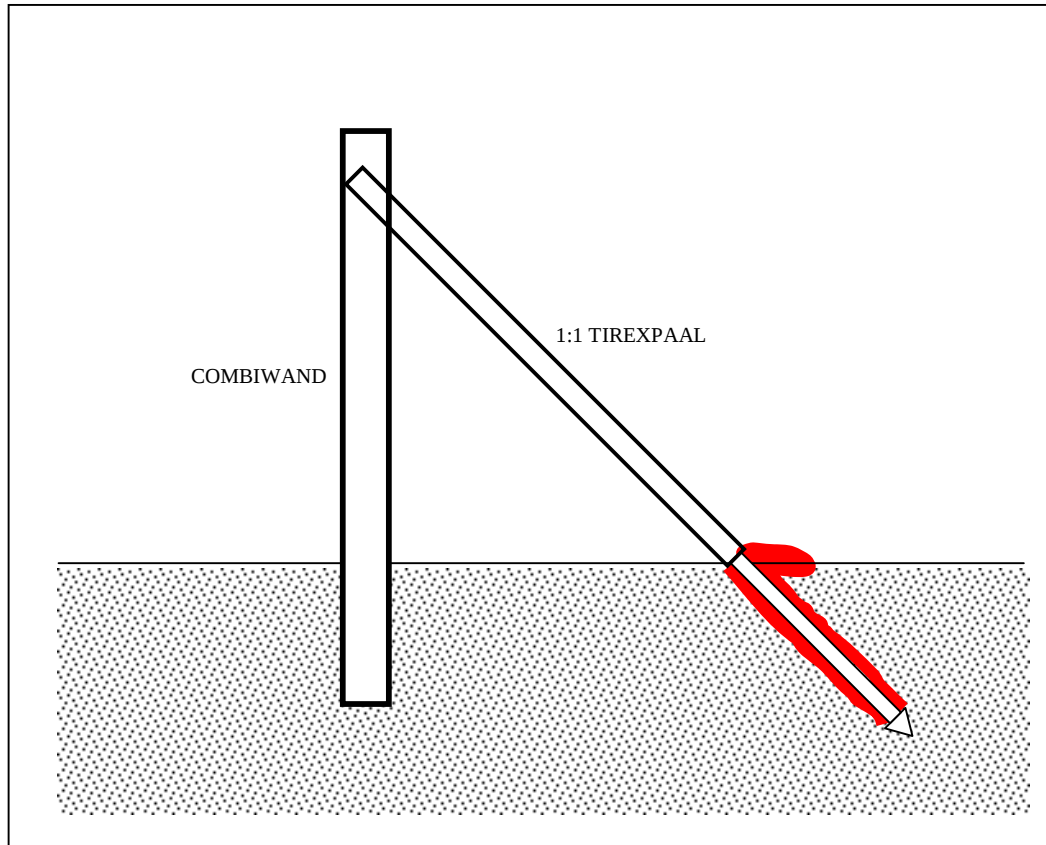
Fase 3:

De inwendige buispaal wordt ingeheid tot het gewenste niveau en wel zodanig dat de aan de onderzijde van de balk bevestigde stalen nokken tegen de nokken komen, die aan de binnenzijde van de kokerpaal zijn gelast.



Figuur 7.14: Nokken van binnenbuis op buitenbuis

Door het heien op deze nokken wordt de buitenbuis voor een gedeelte de harde funderingslaag ingeheid. De ankerconstructie kan nu zowel druk als trek opnemen. Na het uit de kokerpaal trekken van de stempel wordt de paal bijgevuld met injectiemortel, waarna de paal gereed is.



Figuur 7.15: Fase 3 inheien tirexpaaal

7.3.3 Bepaling maximale op te nemen trekkracht tirexpaaal

Overeenkomstig CUR 166 worden drie situaties onderscheiden die de maximale trekkracht van de ankerpaal bepalen:

- het bezwijken van de ankerstaaf of de ankerstreng $F_{\text{staaf, max}}$
- het bereiken van de maximale weerstand van het ankerelement in de grond $F_{\text{grout, max}}$
- het bereiken van de aan de kruip gestelde eis $F_{\text{kruip, max}}$ (geen gegevens beschikbaar)

Eveneens dient de heikbaarheid van de elementen in de afweging te worden betrokken. Voor de situatie rondom de Westerschelde Container Terminal heeft BAM NBM Funderingstechniek een analyse uitgevoerd van het 1:1 aanbrengen van de Tirexpaaal. Naast de grote afstand tussen heiblok en penetratiepunt (maximaal circa 55 meter) dient rekening gehouden te worden met de effectiviteit van het dieselblok. De netto effectiviteit wordt dan 80% (standaard voor dieselblok) x 81,8% (voor 1:1) = +/- 65%.

De wandwrijving van het in te heien element nadert naar nul, aangezien over de gehele schacht een verse groutlaag aanwezig is. Tevens is de puntweerstand iets lager vanwege de spitse vorm van de punt. Uit de analyse komt naar voren dat de binnenbuis maximaal 10,5 meter in de verticaal (met 1:1 aanbrengen betekent dit in de lengte 15 meter) ingeheid kan

worden. De werkzame lengte van het ankerlichaam is bovendien aan deze lengte gebonden: het blijkt dat de uittrekkkracht minder dan evenredig toeneemt met de ankerlengte.

BAM NBM Funderingstechniek heeft door middel van een heianalyse het ontwerp van de toe te passen Tirexpaal voor de WCT geoptimaliseerd (zie tabel 7.6):

SOORT	TYPE (mm)	STAALKWALITEIT	LENGTE GROUT-LICHAAM (m)	HYDRO-BLOK
Tirexpaal	Ø 457-25,4	X70, $\sigma_{\max} = 482 \text{ N/mm}^2$	± 15 meter	S90

Tabel 7.6: Overzicht keuze Tirexpaal

Uit het 1:1 aanbrengen van de paal en een effectieve lengte van het groutlichaam van circa 15 meter betekent een verticale inheidiepte van 10 à 11 meter. De inwendige diameter van de buitenbuis dient voldoende te zijn om de binnenbuis te begeleiden, rekening houdend met enige vervormingen gedurende de uitvoeringsfase. Een buitenbuis van Ø 610-12,7 lijkt te voldoen (ruim 6 cm speling tussen de buizen).

Bezwijken van de buispaal:

Een buispaal (eveneens staalkwaliteit X70) van Ø 610-12,7 mm kan een maximale normaalkracht overbrengen (na aftrek van de optredende spanningen in de buis door een buigend moment vanwege het eigengewicht) van 10020 kN. Volgens EAU'96 dient een materiaalfactor op druk- en trekpalen worden toegepast te worden. Zodoende wordt de rekenwaarde van de maximale trekkracht van de buitenbuis $F_{a;\max;d} = 10020/\gamma_m \text{ kN}$.

Lastfall / toestand	γ_m	$F_{a;\max;d} \text{ (kN)}$
1 / 1B en 1C	1,4	7172
2 / 1B en 1C	1,2	8350
3 / 1B en 1C	1,1	9109

Tabel 7.7: Rekenwaarden bezwijken buispaal

Bereiken maximale weerstand ankerelement:

Indien een doorgaande verplaatsing van het anker optreedt ten gevolge van het bezwijken van de aanhechting tussen het grout en de grond, is de maximale weerstand van het ankerelement bereikt. Indien metingen plaatsvinden kan deze kracht worden bepaald aan de hand van de geschiktheidsproef. Is deze informatie niet beschikbaar dan wordt de maximale schuifweerstand van het groutlichaam dikwijls afgeleid uit de conusweerstand die bij sonderingen wordt gemeten. De maximale trekdraagkracht van een op trek belaste alleenstaande paal wordt dan bepaald met de volgende formule:

$$F_{r;\max;\text{trek}} = \int_0^{\Delta L} O_{p;\text{gem}} \times p_{r;\max;\text{trek};z} \times dz$$

waarin:

$F_{r;\max;\text{trek}}$	=	maximale trekdraagkracht van de paal (kN)
$O_{p;\text{gem}}$	=	gemiddelde omtrek van de paal (m)
ΔL	=	lengte waarover schachtwrijving wordt berekend (m)
$p_{r;\max;\text{trek};z}$	=	maximale schachtwrijving op diepte z (kN/m ²)

$$p_{r;\max;\text{trek};z} = \alpha_t \times q_{c;z}$$

α_t = reductiefactor, die de invloed van de uitvoering en het paalttype in rekening brengt
 $q_{c;z}$ = conusweerstand op diepte z waarbij de maximale, voor de bepaling van de schachtwrijving in rekening te brengen waarde van $q_{c;z}$ 15 MPa bedraagt

1) Voor de tirexpaal geldt $\alpha_t = 0,012$. De invloed van het paalttype komt hier duidelijk naar voren. Indien niet een grondverdringende paal wordt gekozen maar een grondverwijderende wordt de waarde van α_t , en dus ook de maximale schachtwrijving, met de helft gereduceerd.

2) Uit proeven in het Rotterdamse havengebied werd geconcludeerd (CUR 166) dat MV-palen met een balkjesvoet in het pleistocene zand een maximale schuifspanning mag worden aangehouden van 1,4 % van de conusweerstand, met een maximum van 250 kN/m². De maximaal in rekening te brengen (fictieve) conusweerstand wordt dus verhoogd van 15 naar bijna 18 MPa.

3) Bovendien bewerkstelligen MV-palen met een volle puntdoorsnede, door de penetratie van de meestal spitse punt in het zand, opspanning van de omringende grond. Voor dit type mag 1,6 % van de conusweerstand als schachtwrijving worden aangenomen. De maximale schuifspanning blijft echter 250 kN/m².

“Methode”	α (-)	$q_{c;z}$ (MPa) craglaag / onderlaag	$\tau_{\max}$ (kN/m ²)
1	0,012	15 / 15	180
2	0,014	50 / 20	250
3	0,016	50 / 20	250

Tabel 7.8: Overzicht schachtwrijving

Gezien de (zeker in de craglaag) hoge conusweerstandens blijkt de sonderingen is het een erg conservatieve aanname te rekenen met methode 1. De tirexpaal is een bijzondere toepassing van de MV-paal en voldoet aan alle omschrijvingen van methode 3. De waarde van $p_{r;\max;trek;z}$ wordt dan ook zowel voor de craglaag als de onderlaag gesteld op 250 kN/m².

Met de veronderstellingen:

$$\Delta L = \pm 15 \text{ m}$$

$$O_{p;gem} = \pi \cdot D = \pi \cdot 0,61 = 1,92 \text{ m}$$

$$\text{wordt } F_{r;\max;trek} = 15 \cdot 1,92 \cdot 250 = 7200 \text{ kN.}$$

Tenslotte wordt de rekenwaarde van de maximale weerstand van het ankerelement in tabel 7.9 verkregen door de bovenstaande waarde te delen door de materiaalfactoren conform de EAU'96.

Lastfall / toestand	γ_m	$F_{d;\max;trek}$ (kN/m ²)
1 / 1B	1,1	6545
1 / 1C	1,3	5538
2 / 1B	1,05	6857
2 / 1C	1,2	6000
3 / 1B	1,0	7200
3 / 1C	1,1	6545

Tabel 7.9: Rekenwaarde maximale schachtwrijving

De schachtwrijving is maatgevend ten opzichte van de buispaal voor de bezwijkbelasting.

7.3.4 Invloed uitvoeringsfasering op de tirexpaal

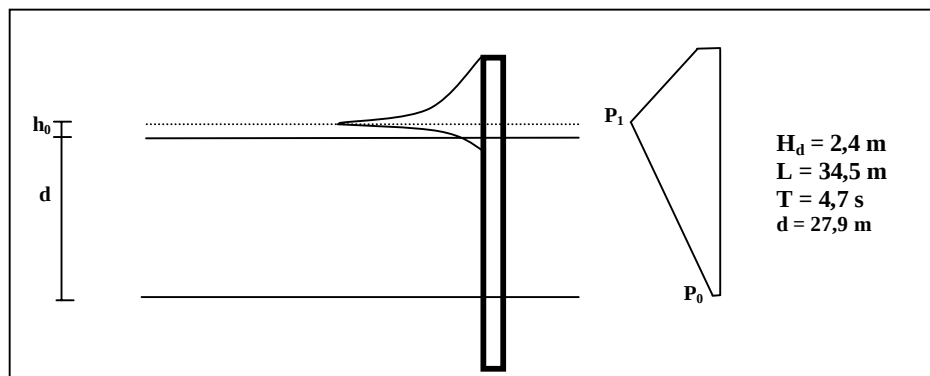
Golfaanval:

Op het moment dat de tussenplanken zijn aangebracht ontstaat een groot scherm in open water. Door terugkaatsing tegen dit scherm kunnen staande golven ontstaan. De belasting door zuivere staande golven is vanwege de dubbele amplitude in vergelijking met lopende golven groter. In de praktijk wordt vaak de methode van Sainflou gebruikt om de belasting tegen een verticale wand uit te bepalen. In deze benadering wordt uitgegaan van volledige reflectie en een verhoging van de middenstand (= buitenwaterstand) van het water. De dynamische golfdruk mag worden vereenvoudigd door optelling respectievelijk vermindering van de hydrostatische druk van het buitenwater in rust.

Volgens CUR 166 moet de rekenwaarde van de golfhoogte (H_d) in combinatie met de significante golflengte (L_s) worden ingevoerd.

$$\begin{aligned} H_d &= 2,4 \text{ m} \\ L_s &= 34,5 \text{ m} \\ \rho \cdot g &= 10,3 \text{ kN/m}^3 \\ k &= 2 \cdot \pi / L_s = 0,18 \text{ m}^{-1} \end{aligned}$$

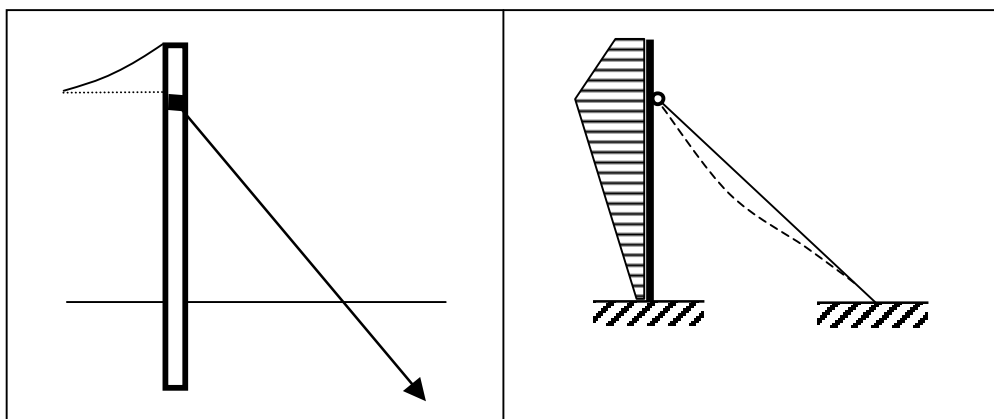
De bovenkant van de combiwand bevindt zich op NAP +5,0 m. Indien een zuivere staande golf optreedt met $H_d = 2,4 \text{ m}$ bij een waterstand van NAP +2,9 m wordt de bovenkant van de combiwand overschreden. De berekening in bijlage H.3 geeft hierdoor een (extra) ongunstige situatie.



Figuur 7.16: Golfbelasting op combiwand

Verhoging middenstand:	$h_0 = 0,5 \cdot k \cdot H_d^2 \cdot \coth(k \cdot d)$
Maximale druk ter hoogte middenstand:	$p_1 = \rho \cdot g \cdot H_d$
Druk aan de bodem:	$p_0 = (\rho \cdot g \cdot H_d) / \cosh(k \cdot d)$

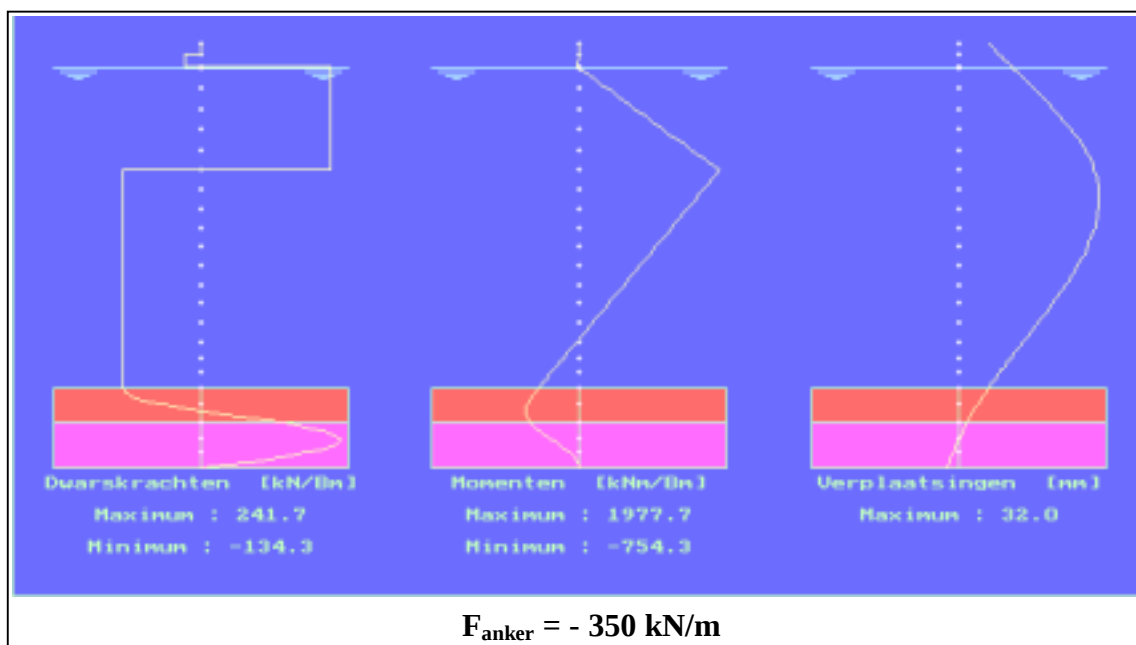
Uit een analyse met behulp van Msheet blijkt dat een onverankerd scherm een minimale inheidiepte tot NAP –40,0 m vereist. De conclusie die hieruit volgt, is dat de ankerpalen reeds voor het aanbrengen van de tussenplanken dienen te worden gemonteerd. Zodoende kan de situatie bij het optreden van staande golven met de in figuur 7.17 aangegeven mechanica-schematisatie worden gesimuleerd.



Figuur 7.17: Mechanica-schematisatie combiwand bij staande golven (golftop)

De ankerpaal komt bij golfaanval van zeezijde onder drukbelasting. Bovendien moet de ankerpaal scharnierend aan de combiwand worden bevestigd om in de diverse uitvoeringsfasen dergelijke belastingen moment-vrij te kunnen pareren. Het kenmerk van staven met drukbelasting is het gevaar van knik. Daarnaast zal de ankerpaal onder invloed van het eigengewicht een doorbuiging bezitten. Het is dus van belang om de maximale drukkracht in de ankerpaal te berekenen.

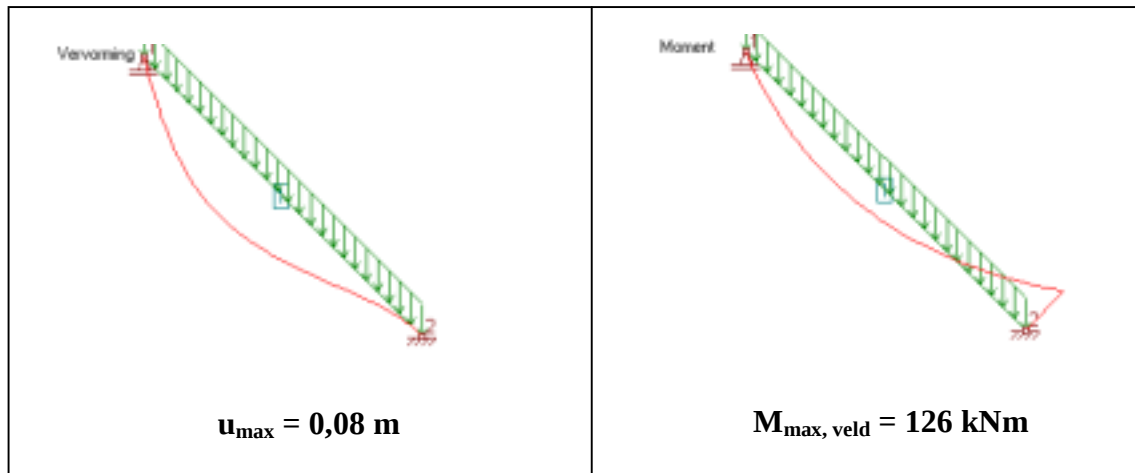
Indien aan de zeezijde van de ankerwand de situatie van een golfdal tegen de combiwand ontstaat, zal de ankerpaal op trek worden belast. In de definitieve situatie treedt naar verwachting de maatgevende trekbelasting in het anker op. Een berekening met een golfdal wordt om deze reden achterwege gelaten.



Figuur 7.18: Maximale drukkracht in anker

Naast de drukkracht in de ankerpaal dient het optredende buigende moment veroorzaakt door het eigengewicht van de buis te worden berekend. Daarbij dient het opdrijvend vermogen van de paal in ogenschouw te worden genomen die volgens Archimedes gelijk is aan het gewicht van de verplaatste vloeistof. Om moeilijkheden in de constructiefase te vermijden moet de

ankerpaal worden gecontroleerd op knikstabiliteit met opdrijvend vermogen veroorzaakt door slechts het buisvolume. Ter controle dient een ankerpaal (buitenbuis) van Ø 610-12,7 mm.



Figuur 7.19: Krachtswerking ankerpaal onder eigengewicht (onbelast)

Uit figuur 7.19 blijkt dat de het maximale veldmoment zonder normaalkracht 126 kNm bedraagt. Voor de controle op knikstabiliteit is deze waarde van belang. De paal voldoet aan de criteria van knikstabiliteit indien:

$$(1,1 \cdot N_c) / (\omega_{buc} \cdot N_{pl}) + 1,1 \cdot M / M_u \leq 1$$

N_c = Optredende normaalkracht (= ankerkracht)

N_{pl} = Maximaal op te nemen normaalkracht

M = Optredend veldmoment door eigengewicht

M_u = Maximaal op te nemen moment

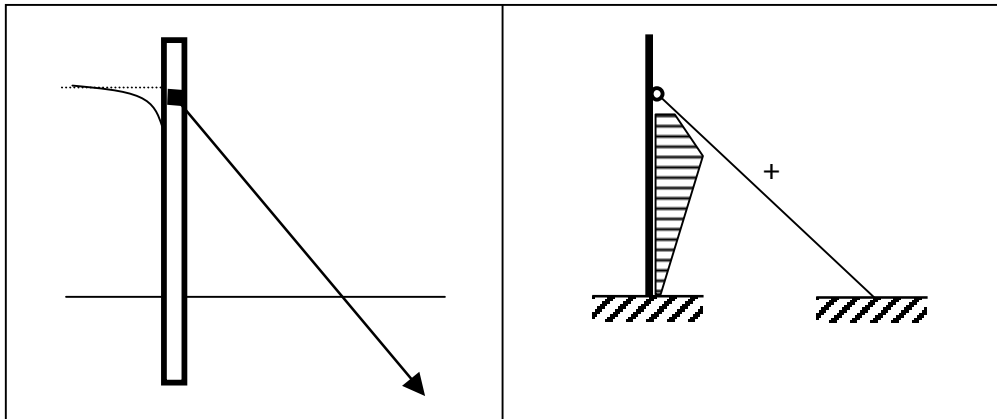
ω_{buc} = knikfactor

NB: Kip (buiging uit het vlak van tekening) is niet in berekening meegenomen.

De berekening in bijlage H.3 toont aan dat de buis van Ø 610-12,7 mm bestand blijkt tegen knik. Het optredende veldmoment, vergroot met het tweede-orde effect ($= u_{max} \cdot N_c$), voldoet aan de eis $M < M_u$.

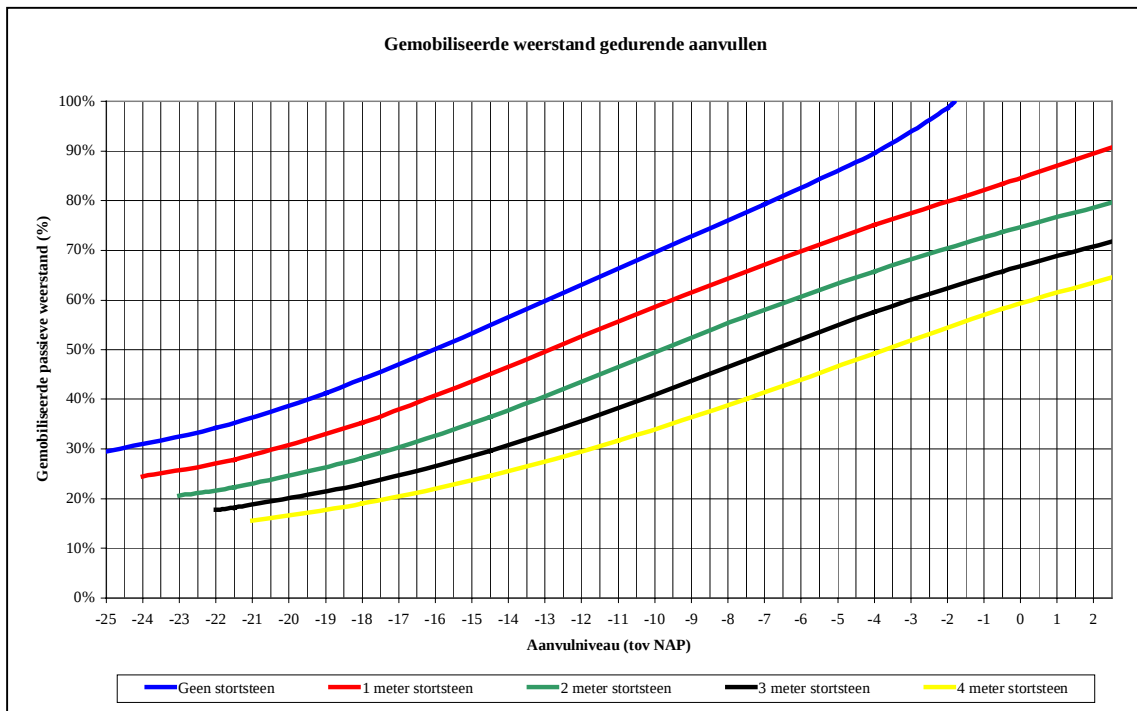
Staande golf:

Vanzelfsprekend treedt in de situatie van staande golven ook golfdal op. Deze fase genereert een trekkracht in het anker (zie figuur 7.20). Nadat het schooranker is geplaatst, is de aansluitende bouwphase het aanvullen aan beide zijden van de combiwand. Aan zeezijde wordt van NAP –25,0 meter tot NAP –20 meter aangevuld met stortsteen, aan landzijde wordt de toekomstige terminal opgespoten. Indien een golfdal optreedt in combinatie met actieve gronddrukken uit het aanvulzand en nog geen stortsteen aan zeezijde aanwezig is, kan een situatie ontstaan waarin de totale stabiliteit volgens Blum verloren gaat (100% van de passieve gronddruk aan zeezijde is gemobiliseerd). Zodoende kan het aanvuilniveau worden bepaald, zodat de stabiliteit niet verloren gaat.



Figuur 7.20: Mechanica-schematisatie combiwand bij staande golven (golftop)

Elke laag aanvulzand vergroot de vereiste passieve weerstand aan de zeezijde. In onderstaande grafiek wordt de gemobiliseerde weerstand (in %) uitgezet tegen het aanvulniveau met een constante dikte van de laag stortsteen aan zeezijde.



Figuur 7.21: Gemobiliseerde weerstand versus aanvulniveau (Lastfall 2, 1C)

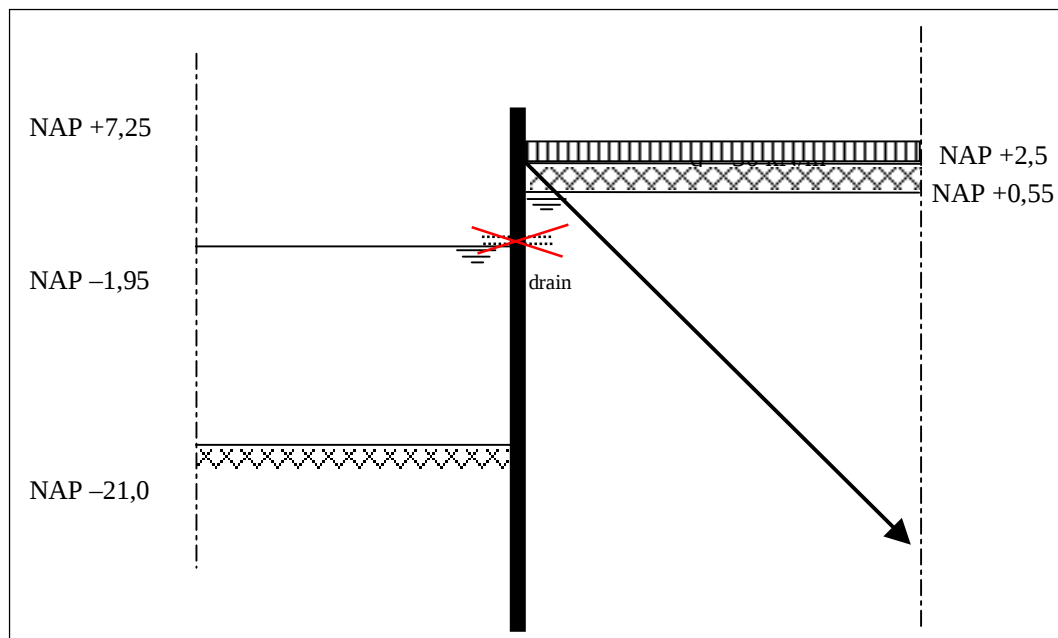
De conclusie uit figuur 7.21 is dat maximaal tot NAP –2,0 meter het aanvulzand aangebracht kan worden zonder een laag stortsteen aan zeezijde. Een geleidelijke aanvulling tussen aanvulzand en stortsteen dient echter de voorkeur te krijgen, aangezien het optreden van piping moet worden voorkomen. De tussenplanken zijn aanzienlijk minder diep (circa NAP – 26 meter) aangebracht dan de primaire elementen.

Kritieke uitvoeringsfase:

De kritieke fase voor de combiwand en het anker is de situatie waarbij de ontlastconstructie nog niet aangebracht is. De berekening van deze fase geschiedt in Lastfall 2 met de volgende uitgangspunten:

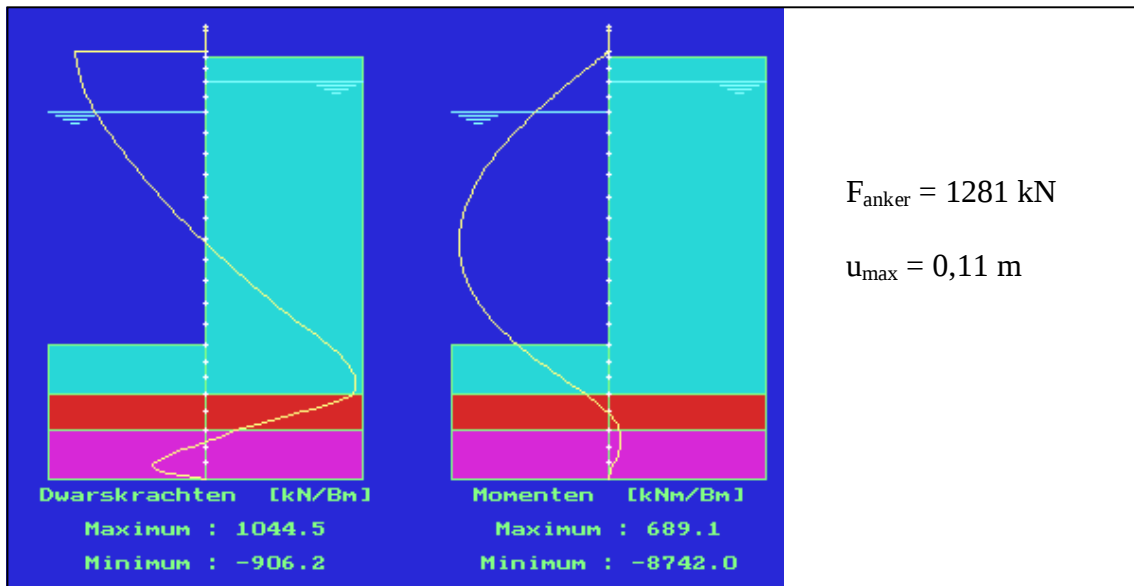
- Geen drain: binnenwaterstand NAP +0,55 m; buitenwaterstand NAP –1,95 m.
- Geen ontgronding: aan de zeekant ligt “maaiveld” op NAP –21,0 m.
- Variabele belasting door werkzaamheden (heimaterieel, betonmixers, etc): 30 kN/m².
- Aanvulniveau landzijde tot onderzijde toekomstige ontlastconstructie op NAP +2,5 m.

De uitkomsten van de berekeningen in Msheet zijn met name van belang voor het optredende moment in de combiwand, de verplaatsingen van de constructie en de maximale ankerkracht. De eerste twee worden gunstig beïnvloed door de aanwezige overdikte van de combiwand. Bovendien moet de stabiliteit van de wand volgens Blum gewaarborgd zijn. Figuur 7.22 schetst de situatie zoals beschouwd in deze fase.



Figuur 7.22: Kritieke uitvoeringsfase vóór aanbrengen ontlastconstructie

Het blijkt dat grenstoestand 1C (lage beddingsconstanten) maatgevend is voor de optredende krachten in de constructie. De stabiliteit (bij een inheiniveau van de combiwand tot NAP – 32,0 m) is aanwezig.



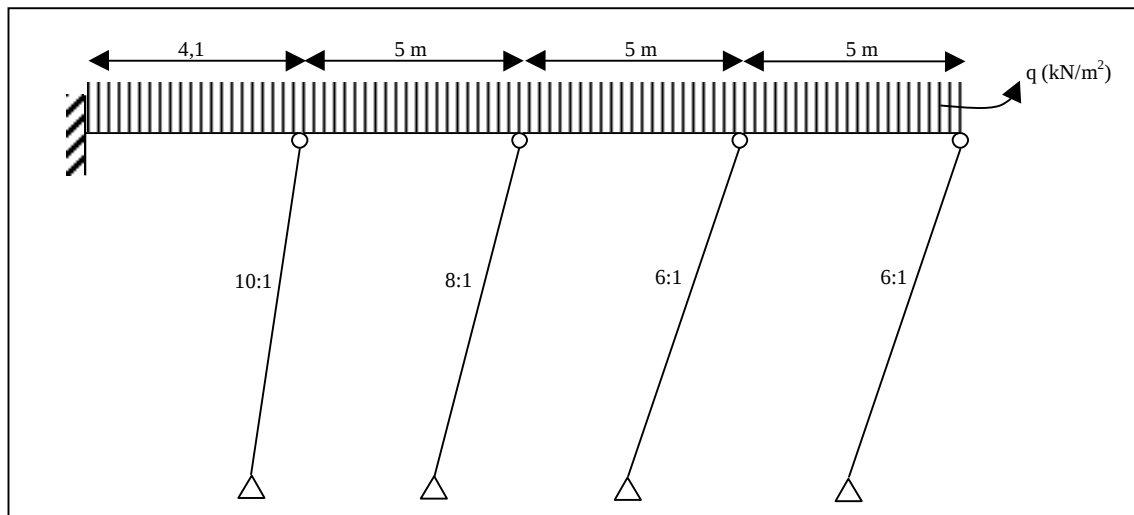
Figuur 7.23: Resultaten Msheet in kritieke uitvoeringsfase

De ankerkracht is hoog, echter niet maatgevend ten opzichte van berekeningen in de eindsituatie. De maximale verplaatsing van de combiwand ligt binnen de vastgestelde grens van 150 mm.

7.4 Ontlastconstructie

7.4.1 Inleiding

Naast een reducerende werking op het moment in de combiwand veroorzaakt de ontlastconstructie bovendien voor een reductie van de belasting op het anker. Dit wordt verduidelijkt in figuur 7.24.



Figuur 7.24: Schematisatie ontlastvloer (niet op schaal)

Bij het ontwerp van de ontlastconstructie (met name het “palenplan”) dient met een aantal aspecten rekening te worden gehouden:

- De funderingspaal het dichtst gesitueerd bij de combiwand dient op een minimale afstand van 1,0 meter vanaf combiwand op paalpunt niveau te worden aangebracht. In de huidige doorsnede resulteert dit in een schoorstand van maximaal 10:1.
- De groep funderingspalen geeft door drukbelasting in de palen door middel van een extra actieve gronddruk een belasting op de combiwand onder paalpunt niveau. Deze reactiekracht kan met behulp van 3-D rekenprogrammatuur worden geschat. Deze analyse wordt achterwege gelaten.
- De stramienmaat wordt vastgesteld op 5 meter bij een totale lengte van de ontlastvloer van 20 meter. De 2^e funderingspaal vanaf de combiwand wordt onder 8:1 ingeheid om een gelijkmatig verloop van de krachtsverdeling te krijgen. De achterste twee palen hebben een maximale schoorstand van 6:1.

7.4.2 Schematisatie ontlastvloer

De schematisatie van de ontlastvloer kan als volgt worden uitgelegd. De ontlastvloer is in vergelijking met de funderingspalen oneindig stijf. De funderingspalen kunnen daarom worden gezien als pendelstaven waar slechts normaalkrachten kunnen worden overgedragen. Door het geschoord inbrengen van deze palen (van 10:1 tot 6:1) wordt een reactiekracht (normaalkracht) veroorzaakt in de ontlastvloer. De vloer zal een afhankelijk van de bovenbelasting een constante trekkracht geven op de combiwand. Zodoende wordt het anker ontlast. Per Lastfall en belastingsituatie wordt de optredende normaalkracht berekend. Hierbij kunnen twee situaties worden onderscheiden:

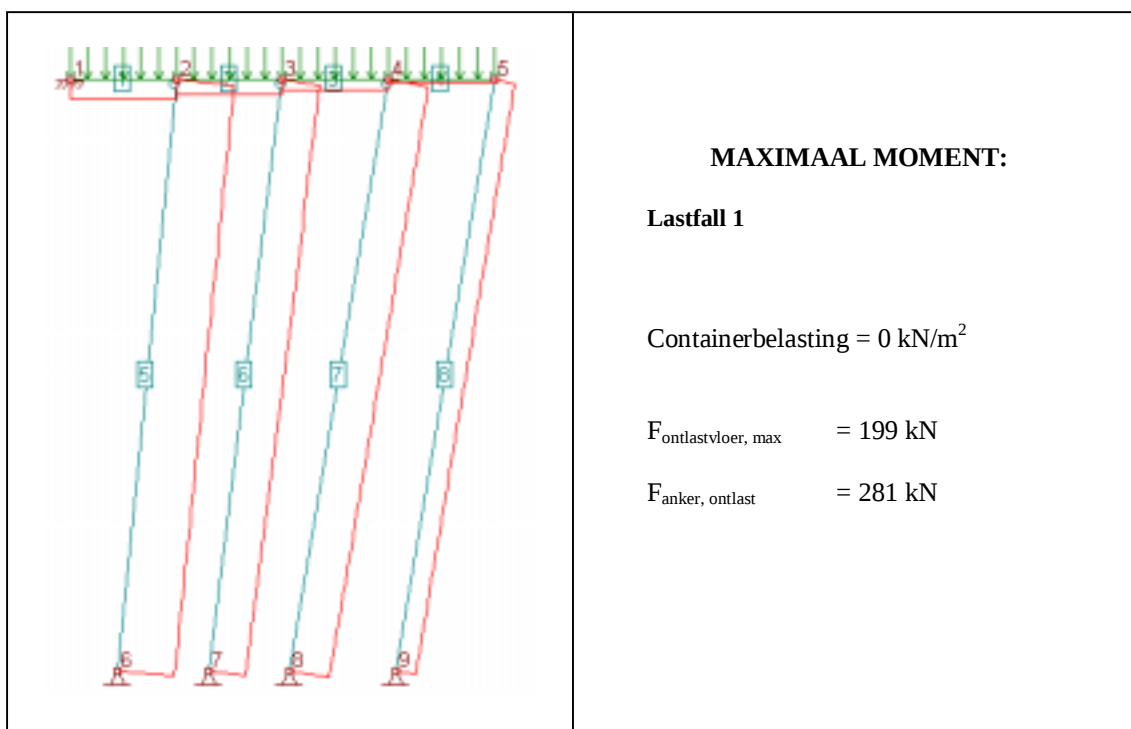
- Geen bovenbelasting op de ontlastvloer, slechts het eigengewicht van de vloer en grond geeft een reactiekracht. Deze berekening wordt uitgevoerd bij het bepalen van het maximale moment in Lastfall 1.
- Bovenbelasting op de ontlastvloer over de gehele 20 meter. Deze berekening wordt uitgevoerd bij het vaststellen van de maximale ankerkracht in Lastfall 1

Uitgangspunten in de berekeningen van de normaalkrachten met behulp van PC Frame zijn:

- dikte ontlastvloer is één meter;
- funderingspalen bezitten een diameter van circa 0,5 meter. Bovendien worden zij geacht zich oneindig stijf te gedragen, door de inbedding in het zand;
- grondwrijving wordt gelijk gesteld aan 0 kN/m^2 ;
- ontlastvloer wordt geacht als inklemming op de combiwand te zijn aangebracht.

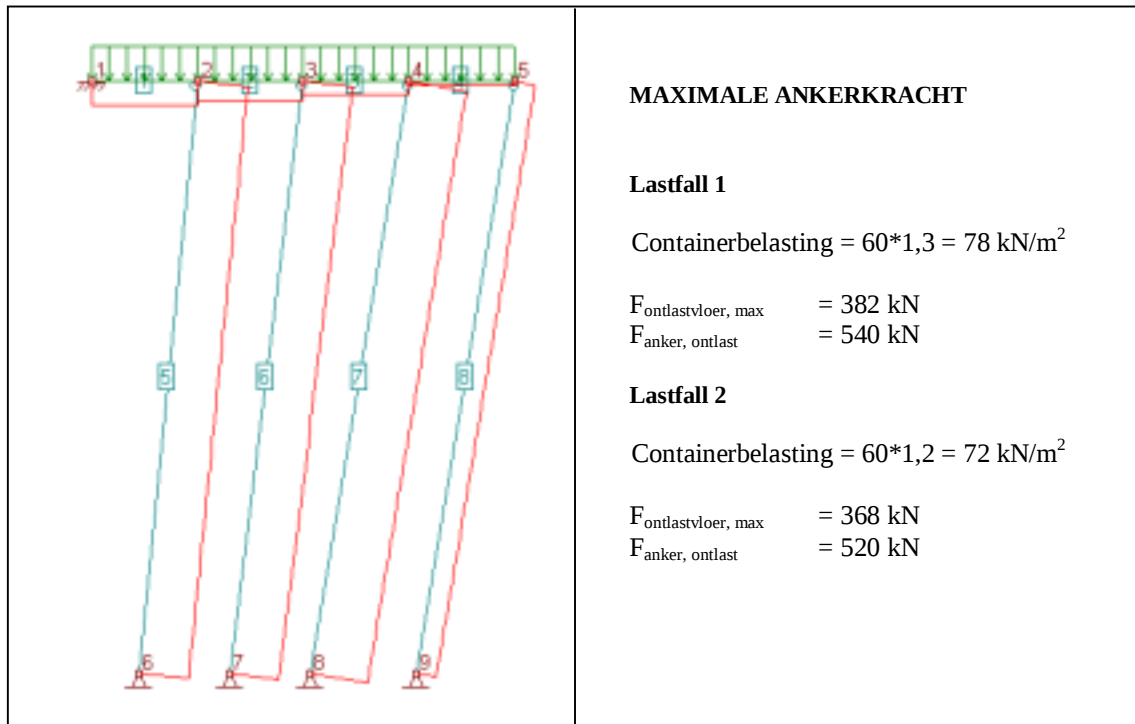
Naar alle waarschijnlijkheid wordt de maximale ankerkracht niet bereikt bij toetsing van het maximale buigende moment in de combiwand. Voor de volledigheid zullen deze twee situaties ook bij de berekening van de ontlastconstructie worden onderscheiden.

De berekeningen ter bepaling van het maximaal moment in de combiwand worden, overeenkomstig de berekeningen in zake de minimale inheidieptes, uitgevoerd zonder bovenbelasting op de ontlastconstructie. Wel wordt in alle gevallen het eigengewicht van de vloer (25 kN/m^2) en grondlaag ($3,75 \cdot 16 = 60 \text{ kN/m}^2$) in rekening gebracht.



Figuur 7.25: Schematisatie ontlastvloer bij berekening maximaal moment Lastfall 1

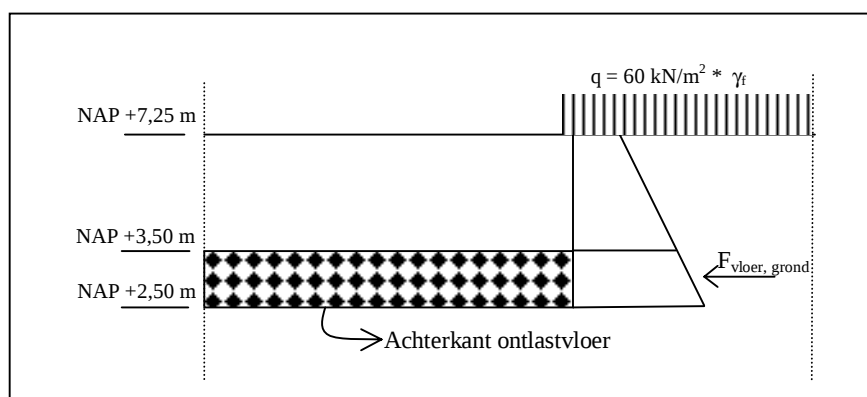
Ter bepaling van de maximale ankerkracht speelt de bovenbelasting (= containerbelasting) wel een rol. In Lastfall 1 wordt gerekend met containerbelasting over de gehele ontlastvloer. Overeenkomstig de EAU'96 moeten de belastingfactoren consequent worden toegepast. Dit betekent dat indien de containerbelasting achter de ontlastconstructie (en dus ongunstige krachtswerking op de combiwand) met een belastingfactor vermenigvuldigd wordt, ook de containerbelasting op de ontlastconstructie met deze factor wordt verhoogd. Voor Lastfall 1 geldt in grenstoestand 1C de belastingfactoren $\gamma_f = 1,3$.



Figuur 7.26: Schematisatie ontlastvloer bij berekening maximale ankerkracht Lastfall 1

Tenslotte moet het effect van de ontlastvloer op de combiwand in rekening worden gebracht. Op het einde van de ontlastconstructie 20 meter vanaf de combiwand werkt een neutrale gronddruk. Deze kracht zal de gunstige werking van de ontlastvloer enigszins tegengaan. Ook de grootte van deze kracht is afhankelijk van de belastingfactor van de bovenbelasting, γ_f .

Voor elke Lastfall kan de onderstaande situatie worden geschematiseerd.



Figuur 7.27: Gronddruk achterkant ontlastvloer

Met de veronderstelling dat de neutrale gronddrukcoëfficiënt 0,5 bedraagt en $\gamma_{\text{grond, droog}} = 16 \text{ kN/m}^3$, wordt de grootte van deze kracht:

$$F_{\text{vloer, grond}} = 34 + 30 \cdot \gamma_f \text{ (kN per strekkende meter)}$$

Deze kracht zal in mindering worden gebracht op het gunstige effect van de ontlastvloer op de combiwand. De totale invloed van de ontlastvloer op de combiwand wordt weergegeven in tabel 7.10.

Lastfall 1	γ_f	$F_{ontlast}$ (kN)	$F_{vloer, grond}$ (kN)	ΣF (kN)	$F_{anker, ontlast}$ (kN)
Moment, toestand 1C	1,3	199	-73	126	178
Anker, toestand 1C	1,3	382	-73	309	437
Moment, toestand 2	1,0	199	-64	135	191
Anker, toestand 2	1,0	340	-64	276	390

Tabel 7.10: Overzicht resulterende krachtswerking in ontlastconstructie Lastfall 1

7.4.3 Dimensionering funderingspalen ontlastvloer

Het toepassen van een combiwandconstructie heeft het aanbrengen van een ontlastvloer tot gevolg. Enerzijds ontlast de vloer door middel van het opvangen van verticale gronddrukken de combiwand. De optredende horizontale gronddrukken worden hiermee drastisch gereduceerd. Via de funderingspalen wordt de belasting naar draagkrachtige lagen afgevoerd. Anderzijds kan ten gevolge van het schoor aanbrengen van de funderingspalen een netto kracht ontstaan die het anker ontlast.

De funderingspalen moeten zoals gezegd tot in een draagkrachtige laag worden aangebracht. De harde craglaag met een zeer hoge conusweerstand (> 50 MPa) is de eerste geschikte zandlaag. De palen dienen door het opgespoten zand (conusweerstand ≈ 5 à 10 MPa) te worden geheid tot minstens 0,5 meter in de craglaag. De keuze voor de juiste funderingspaal wordt in belangrijke mate beïnvloed door de drie aspecten:

- Het gevaar bestaat dat zodra de harde funderingslaag wordt bereikt, de paal kapot geslagen wordt op of afketst van de laag. Bij gebruik van een betonnen prefabpaal kunnen de omschreven situaties zich voordoen. Een in de grond gevormde paal biedt oplossing.
- Om het opgespoten zand extra te verdichten strekt het tot aanbeveling om een grondverdringende paal te gebruiken. Deze toepassing veroorzaakt een extra verdichting van het zandpakket (resultierend in grotere hoek van inwendige wrijving) dat een gunstige werking heeft op de horizontale gronddrukken op de combiwand. De grondverwijderende paal heeft juist het tegenovergestelde effect.
- De paal moet onder een hoek ingebracht kunnen worden om het ontlasten van het anker mogelijk te maken. Bovendien heeft de paal een grote draagcapaciteit nodig: grote funderingsdrukken kunnen tijdens de gebruiksduur van de kade ontstaan.

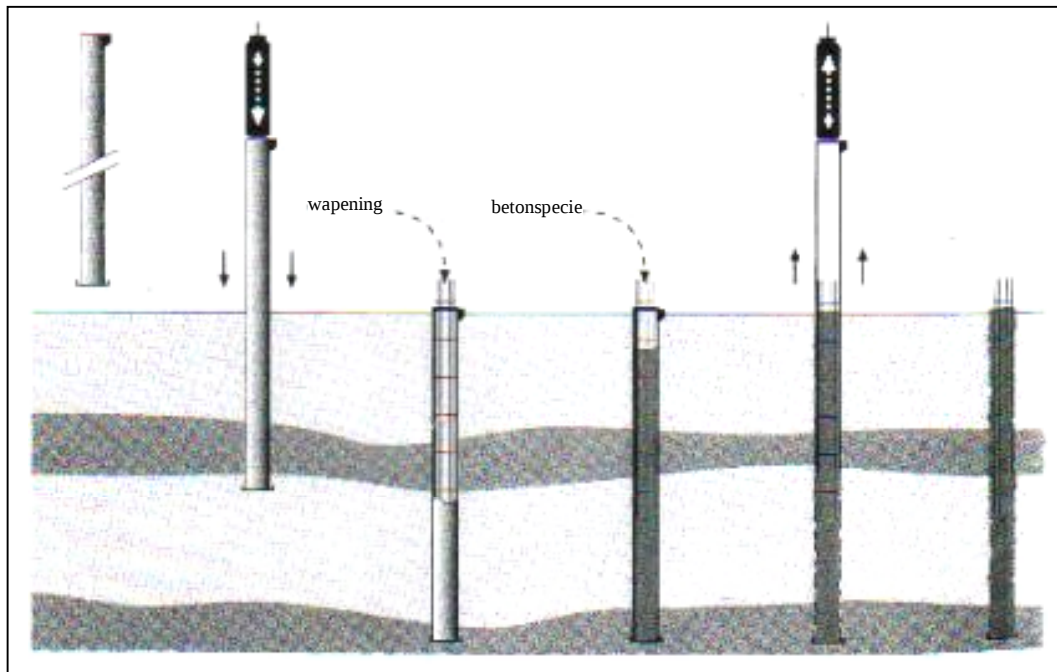
De funderingspaal die aan alle bovenstaande eisen voldoet en uitermate geschikt is voor dergelijke omstandigheden is de **vibropaal**.

Omschrijving vibropaal:

Een vibropaal is een in de grond gevormde, grondverdringende betonpaal en wordt vervaardigd met behulp van een stalen hulpbuis (casing). De casing, voorzien met een losse voetplaat, wordt heidend ingebracht. Na het op diepte komen wordt de wapening geplaatst en de buis volgestort met betonspecie. De buis wordt vervolgens heidend of trillend getrokken. De palen zijn, in verband met de aan te passen lengte, goed toe te passen bij een variatie in de hoogteligging van de funderingslaag.

Het nadeel van dit type paal is de onzekerheid over de kwaliteit van de paalschacht. Onvolkomenheden die hierin kunnen optreden betreffen insnoeringen, te weinig dekking op de wapening, grindnesten en bleeding van beton.

De uitvoeringsfasering van de vibropalen wordt in figuur 7.28 weergegeven.



Figuur 7.28: Uitvoeringsfasering vibropalen

Fase 1:

De stalen hulpbuis voorzien van een voetplaat wordt op maaiveld geplaatst en vervolgens door middel van heiwerk op de bovenzijde van de buis ingebracht. Het is van belang dat de voetplaat goed aansluit, zodat grond/water onmogelijk in de buis terecht kan komen.

Fase 2:

Bij het bereiken van het gewenste niveau wordt de wapening in de buis afgehangen, nadat is gecontroleerd of de buis droog en vrij van grond is. De buis kan vervolgens worden gevuld met betonspecie.

Fase 3:

De buis wordt getrokken door middel van terugheien met het heiblok. De paal kan worden afgewerkt en de heistelling kan worden verplaatst voor de volgende paal.

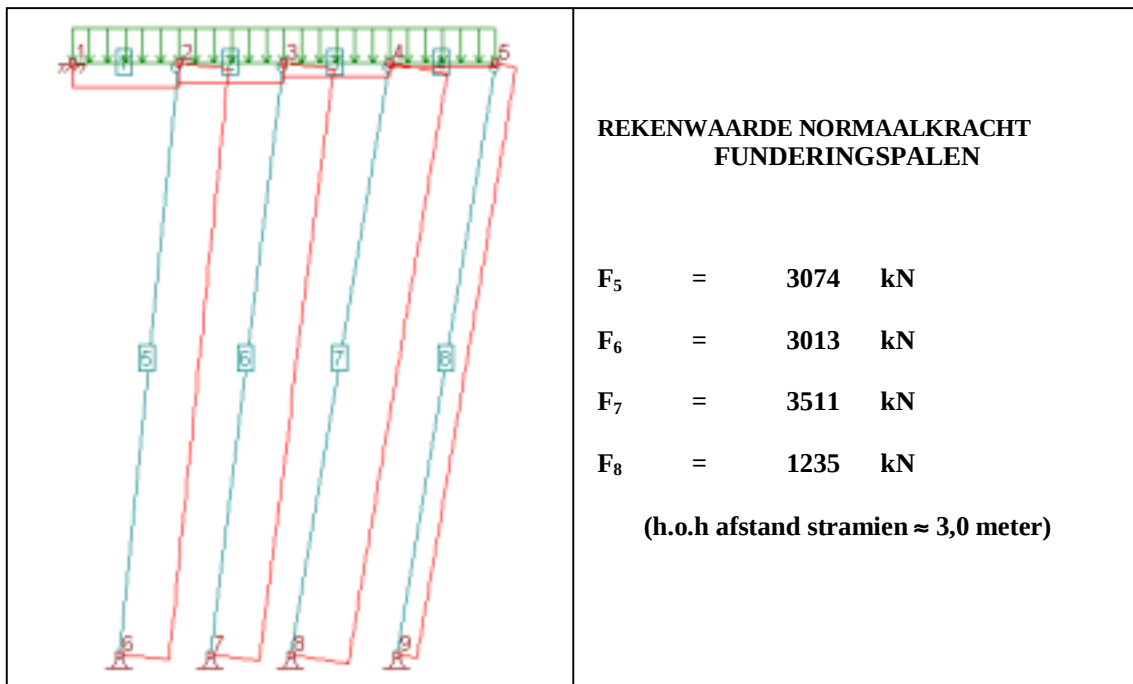
Gezien het bovenstaande is het in het kader van de productie verstandig om voor iedere vibropaal een éénduidige buitendiameter te kiezen. Elke paal kan zodoende worden vervaardigd met dezelfde casing. Het verwisselen van de casing na elke paal wordt hierdoor voorkomen.

Dimensionering funderingspalen:

Uit de voorschriften van de EAU'96 met betrekking tot de belasting- en materiaalfactoren blijkt dat de maatgevende situatie voor de sterkteberekening van de palen in grenstoestand 1B van lastfall 1 plaatsvindt. De factoren zijn:

Bovenbelasting:	γ_f	= 1,5
Eigengewicht:	γ_f	= 1,35
Drukpaal:	γ_m	= 1,4

Wederom is gebruikt gemaakt van PC Frame om de krachten in de vibropalen te berekenen.

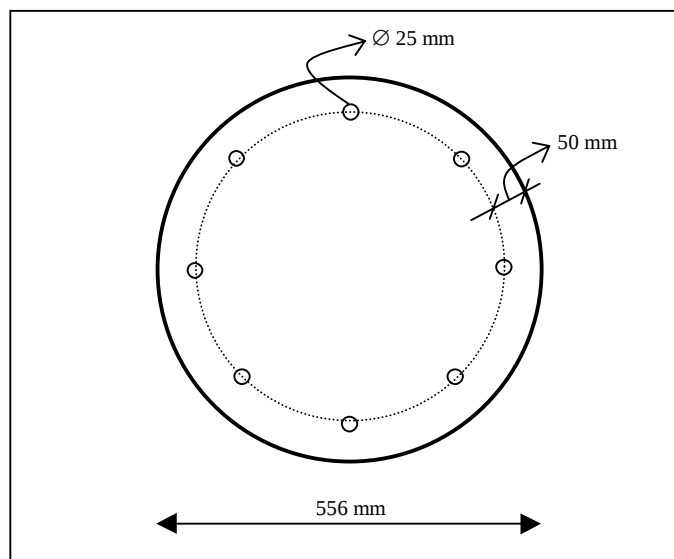


Figuur 7.29: Funderingsdrukken vibropalen

De palen zijn berekend op centrische belasting; een excentriciteit is niet in de berekening meegenomen. Om een eventueel optredend moment op te vangen wordt een grotere diameter van de paal gekozen met een gelijkblijvend wapeningspercentage. Zodoende wordt extra veiligheid gecreëerd.

Uitgangspunten in de berekening in bijlage H.3 zijn:

- Beton: B35
- Wapeningsstaal: FeB500
- $\omega_0 = 1,5 \%$
- Dekking: 50 mm



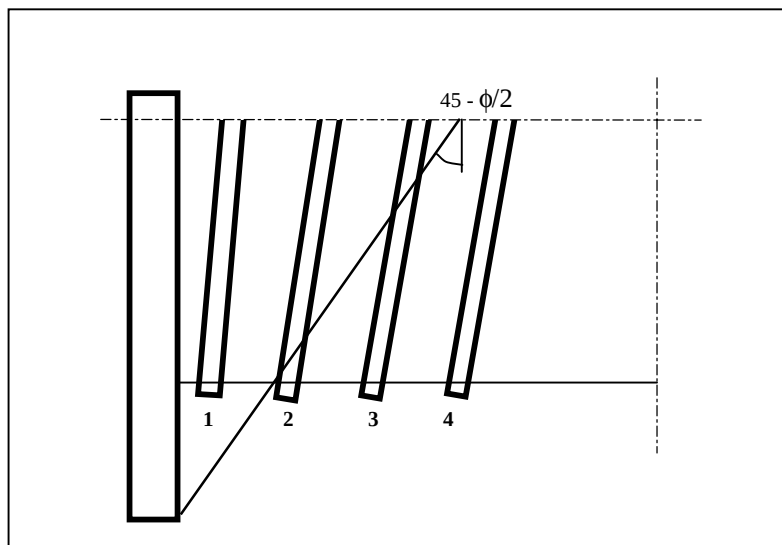
Figuur 7.30: Vibropaal Ø 606 mm

De vibropaal bezit een uitwendige diameter van 606 mm (standaardmaat) met 8 langswaapeningstaven van $\varnothing 25$ mm. Beugels ($\varnothing 8$ mm) worden om de meter aangebracht. Bovendien zal over de eerste twee meter van de paal onder de ontlastvloer dwarskrachtwaapening worden aangebracht, omdat de ideale situatie van een pendelstaaf niet optreedt.

Om uitvoeringstechnische reden worden de vier palen per stramien uitgevoerd met deze afmetingen. Belastingen uit momenten door horizontale grondrukken worden geacht opgevangen te worden door de “overdimensionering”.

De drukkrachten in de paal worden opgevangen door zowel schachtwrijving als puntweerstand. In aanmerking dient te worden genomen dat het gedeelte van schachtwrijving in het actieve glijvlak niet bijdraagt aan de draagcapaciteit van de paal. Eén en ander wordt gepresenteerd in figuur 7.31 en geeft de doorsnede weer met de craglaag op NAP –25 meter. Het actieve glijvlak grijpt aan op de combiwand ter plaatse van het rotatiepunt of dwarskrachtnulpunt. Dit bevindt zich in grenstoestand 1C aan de onderzijde van de combiwand, NAP – 32 meter. Figuur 7.31 is geschetst met de veronderstelling dat $\phi_{aanvulzand} = 30^\circ$ en $q_{c,aanvulzand} = 8$ MPa.

De paal het dichtst bij de combiwand (paal 1) kan nauwelijks schachtwrijving ontleen aan het aanvulzand en ontleent dus slechts draagcapaciteit aan de puntweerstand. De maximaal optredende normaalkracht die paal 1 kan dragen is in vergelijking met de andere palen beperkt.



Figuur 7.31: Invloed actief glijvlak op funderingspalen

Vanaf paal 3 is weer schachtwrijving beschikbaar. De palen worden geacht ca. één meter in de harde laag te worden geheid. Met negatieve kleef wordt geen rekening gehouden.

Het maximaal paal draagvermogen wordt bepaald met:

$$F_{r,max} = F_{r,max;punt} + F_{r,max;schaft}$$

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

Op de vibropaal hoeft geen reductie toegepast te worden, zodat $\alpha_p = 1,0$.

De waarde van $p_{r;\max;punt}$ wordt bepaald aan de hand van methode Koppejan. De logaritmische spiraal van het glijvlak is in die trajecten verdeeld:

$$p_{r;\max;punt} = \frac{1}{2} * ((q_{c;I;gem} + q_{c;II;gem})/2 + q_{c;III;gem}), \text{ met:}$$

$q_{c;I;gem} =$ gemiddelde waarde van de conusweerstand over traject I. Dit traject loopt vanaf het paalpuntniveau tot een niveau dat tenminste 0,7D en ten hoogste 4D dieper ligt. Dit laagste punt van het traject dient zodanig gekozen te worden dat de kleinste waarde voor draagkracht wordt verkregen.

$q_{c;II;gem} =$ gemiddelde waarde van de conusweerstand over traject II en loopt van onderkant van traject I naar paalpuntniveau, waarbij de in rekening te brengen waarde van de conusweerstand nooit hoger mag zijn dan de onderliggende waarde.

$q_{c;III;gem} =$ gemiddelde waarde van de conusweerstand over traject III. Dit traject loopt van paalpunt niveau tot een niveau dat 8D hoger ligt.

Indien de palen verondersteld worden tot in de harde laag geheid te worden geldt:

$$q_{c;I;gem} \text{ en } q_{c;II;gem} = 50 \text{ MPa}$$

$$q_{c;III;gem} = 8 \text{ MPa.}$$

$$p_{r;\max;punt} = \frac{1}{2} * ((15 + 15)/2 + 8) = 29 \text{ MPa.} \Rightarrow \text{maximaal 15 MPa.}$$

$$F_{r;\max;punt} = 1,0 * 15000 * 0,25 * \pi * (0,606)^2 = 4327 \text{ kN.}$$

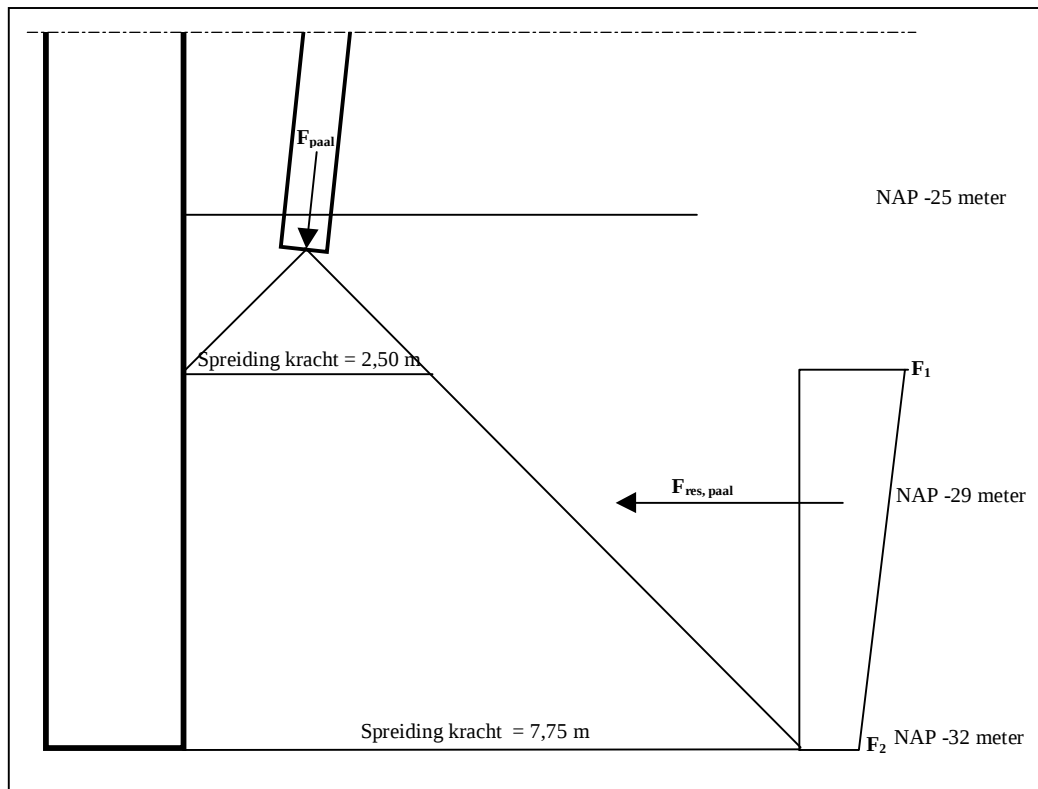
Volgens de EAU'96 geldt voor drukpalen $\gamma_m = 1,4$. Zodoende wordt de rekenwaarde:

$$F_{r;\max;punt;d} = 4327/1,4 = 3091 \text{ kN.}$$

De maximale optredende funderingskracht (althans de palen zonder schachtwrijving) uit de ontlastvloer is 3074 kN. De palen hebben genoeg draagvermogen om deze krachten op te vangen.

Een bijkomend effect van paal 1 veroorzaakt door de funderingskracht een extra horizontale belasting tegen de wand. Dit verschijnsel treedt op doordat de paalpunt in het actieve glijvlak is gefundeerd. Overigens wordt deze kracht slechts in grenstoestand 1C in rekening gebracht, daar het dwarskrachtennulpunt (en dus het aangrijpingspunt van het actieve glijvlak) zich dan onder aan de combiwand bevindt. In grenstoestand 1B ligt dit punt om en nabij het funderingsniveau van de funderingspalen en speelt dit probleem dus niet.

De spreiding van de normaalkracht uit de funderingspaal geschiedt onder een hoek van 45 graden. De resulterende belasting uit de funderingspaal op de combiwand kan, onder de aanname dat $K_{actief} = 0,3$, als functie van de F_{paal} worden berekend: F_{paal} geeft op NAP -29,0 meter een belasting op de combiwand (zie bijlage H.3).



Figuur 7.32: Invloed funderingspaal op combiwand

De grootte van $F_{res, paal}$ is gerelateerd aan de belastingfactoren in grenstoestand 1C conform de EUA'96 en is bij benadering gelijk aan $0,42 \cdot F_{paal}$. Tabel 7.11 geeft een overzicht van de funderingskrachten per grenstoestand.

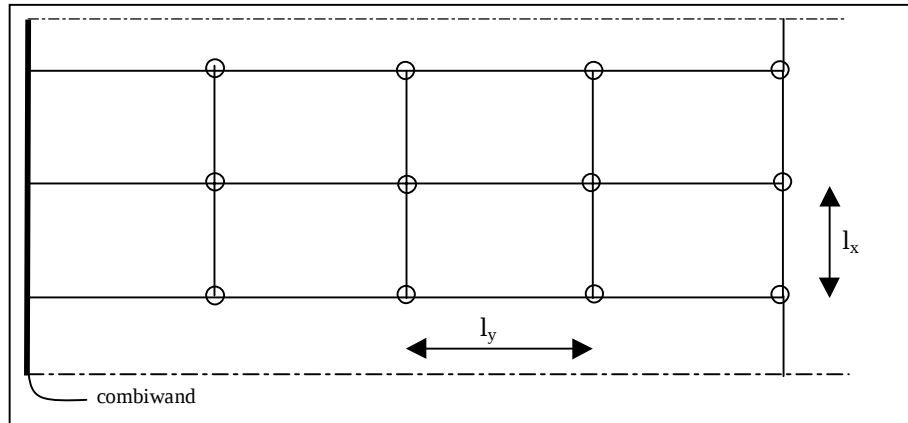
Grenstoestand 1C	γ_f	F_{paal} (kN)	$F_{res, paal}$ (kN)
Moment Lastfall 1	1,3	392	165
Anker Lastfall 1	1,3	751	315

Tabel 7.11: Overzicht funderingsdruk tegen combiwand

Overigens is paal 1 in figuur 7.31 te dicht bij de combiwand gefundeerd. Het is beter om een grotere afstand tussen beide te verkiezen. Naast een uitvoeringstechnisch aspect (toucheren van de funderingspaal aan de combiwand) speelt ook een ontwerptechnisch aspect mee. In praktijk kan de paal (overeenkomstig figuur 7.32) een (te) grote horizontale kracht op de combiwand leveren. Een analyse met behulp van bijvoorbeeld Plaxis kan dit uitwijzen.

7.4.4 Dimensionering ontlastvloer

In de berekeningen is uitgegaan van ontlastvloer met een dikte van 1,0 meter. Met behulp van de GTB tabellen kan een eenvoudige berekening worden gemaakt om de juiste vloerdikte en wapening te bepalen.



Figuur 7.33: Configuratie ontlastvloer

De lengte in x-richting (l_x) is drie meter, de lengte in y-richting (l_y) vijf meter. Een kritisch punt bij dergelijke vlakke plaatvloeren is de draagkracht van de plaat rondom de kolom (doorponzen). Volgens de GTB moet gelden:

$$\tau_d = F_d / u * d$$

$$\tau_d < 1,12 \text{ N/mm}^2$$

$$F_d = 3511 \text{ kN}$$

$$u = \pi * (D + d)$$

$$D = \text{paaldiameter} = 606 \text{ mm}$$

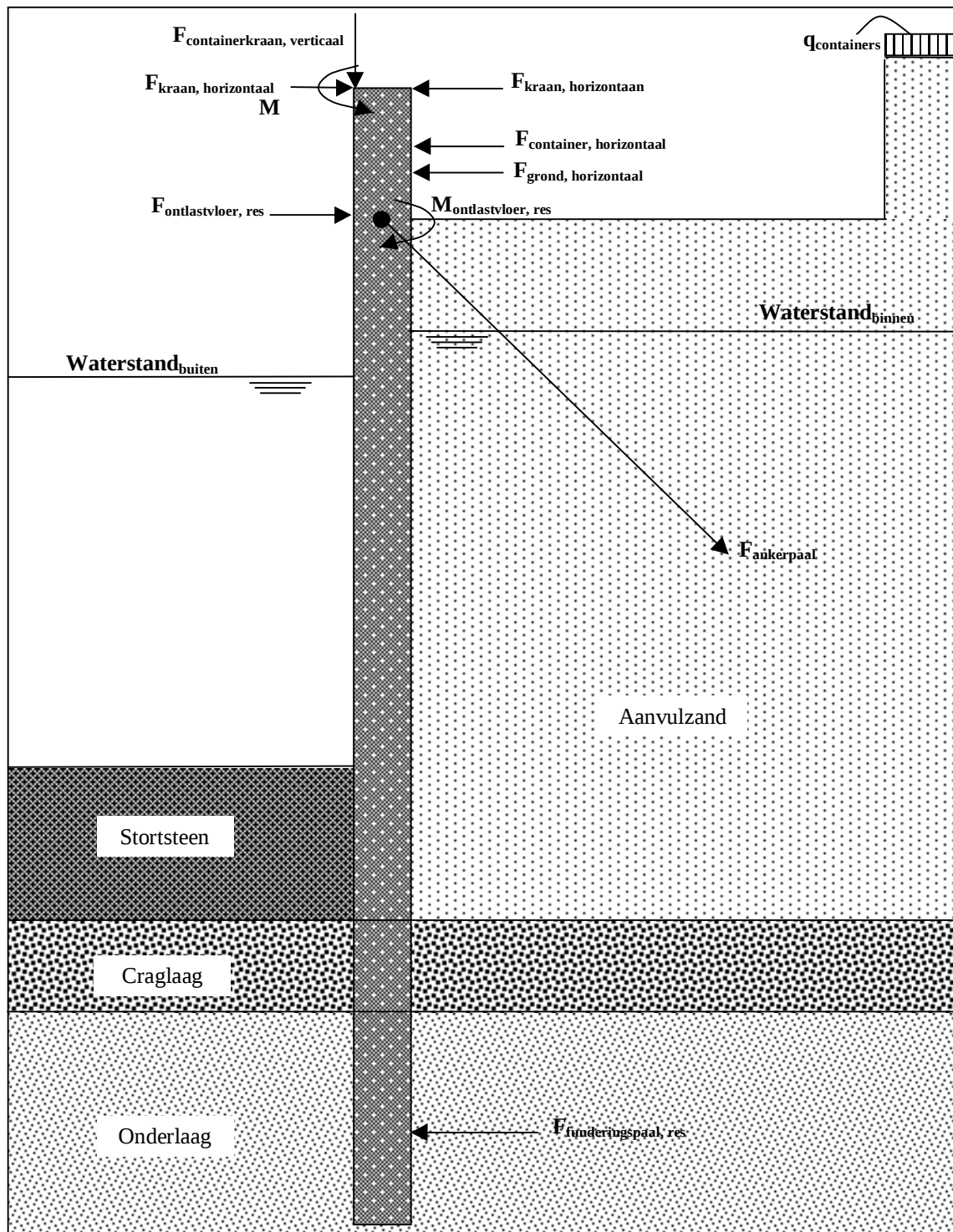
$$d = \text{nuttige plaathoogte} = 1000 (\text{vloer}) - 50 (\text{dekking}) - 0,5 * 20 (\text{diameter staaf}) = 940 \text{ mm}$$

$$\tau_d = F_d / u * d = 3511.000 / (4857 * 940) = 0,77 \text{ N/mm}^2 < 1,12 \rightarrow \text{plaatdikte voldoet.}$$

7.5 Definitieve berekening combiwand

7.5.1 Invoer Msheet

In het begin van het hoofdstuk is de combiwand geanalyseerd met behulp van enkele veronderstellingen. Op basis van deze resultaten is de combiwand gedimensioneerd (inheidiepte, afmetingen doorsnede). Nu de analyse verder is uitgebreid, moet nogmaals berekend worden of de wand voldoet.



Figuur 7.34: Schets DO- berekening (niet op schaal)

De optredende normaalkracht in de wand is een resultante van vijf componenten. Naast de in figuur 7.34 geschematiseerde verticale kraanlast, wordt de normaalkracht beïnvloed door:

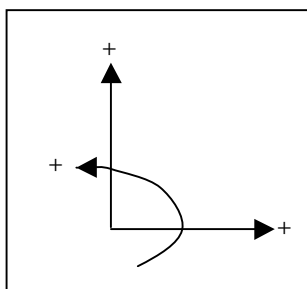
- Resultante uit de ankerkracht;
- Oplegkracht van de ontlastvloer;
- Eigengewicht buispaal;
- Schachtwrijving over de inbeddingsdiepte van de wand.

Het eigengewicht van de paal wordt verwaarloosd. Bovendien wordt verondersteld dat de normaalkracht onder aan de buis (door de schachtwrijving) gelijk is aan nul. De verticale kraanlast, de oplegkracht uit de ontlastvloer en de resultante uit de ankerkracht worden geacht boven in de buispaal (NAP +7,25 m) aan te grijpen.

INVOERPARAMETERS		Lastfall 1 (1C)		Lastfall 1 (2)	
DO- BEREKENING Msheet		Moment	Anker	Moment	Anker
Waterstand buiten	NAP	-1,95	-1,95	-1,95	-1,95
Waterstand binnen	NAP	-0,95	-0,95	-0,95	-0,95
F kraan, verticaal (NAP +7,25 m)	kN	-1040	-1040	-800	-800
F anker, verticaal (NAP +7,25 m)	kN	-672	-1034	-331	-635
F ontlastvloer, verticaal (NAP +7,25 m)	kN	-166	-382	-166	-340
F resultante, verticaal (NAP -32,0 m)	kN	0	0	0	0
F kraan, horizontaal (NAP +7,25 m)	kN	104	-104	80	-80
F container, horizontaal (NAP +5,4 m)	kN	0	-146	0	-113
F grond, horizontaal (NAP +4,75 m)	kN	-56	-56	-56	-56
F ontlastvloer, res (hor) (NAP +3,0 m)	kN	126	309	135	276
F funderingspaal, res (NAP -29,0 m)	kN	-165	-315	0	0
M excentrisch, kraan (NAP +7,25 m)	kNm	951	951	732	732
M ontlastvloer (NAP +3,0 m)	kNm	-115	-221	-115	-196
q containers	kN/m ²	-78	-78	-60	-60
Reductie tan(ϕ)	(-)	1,25		1,0	

Tabel 7.12: Invoerparameters Msheet definitieve berekening

Met als positieve richtingen:



Figuur 7.35: Tekenafspraken Msheet berekening

7.5.2 Uitvoer Msheet

De berekeningen uitgevoerd met het programma Msheet geven de onderstaande resultaten. Het gebruik van de lage beddingsconstanten geeft in alle gevallen de maatgevende situatie.

Lastfall 1	Moment (kNm/m)	Ankerkracht (kN/m)	Gemobiliseerde E_{passief} (%)
1C Moment	10.084	954	94
1C Anker	9.781	1.255	98
			Maximale doorbuiging (m)
2 Moment	4.465	532	0,10
2 Anker	4.055	684	0,09

Tabel 7.13: Resultaten Msheet

De maximale doorbuiging van de wand (in de SLS) bedraagt 0,10 meter. Deze waarde ligt ruim binnen de gangbare eis van 0,15 meter.

Ter controle van de maximaal toelaatbare spanningen in de buispaal (belast door moment en normaalkracht) en de trekpaal (belast door normaalkracht) wordt gebruik gemaakt van onderstaande vergelijking:

$$\sigma = \frac{F_{r,d}}{A} + \frac{M_{r,d}}{W}$$

met:

- $\sigma_{r,d}$ = spanning (kN/m²)
- $F_{r,d}$ = rekenwaarde van de normaalkracht in het element (kN)
- A = oppervlakte van de doorsnede van het element (m²)
- $M_{r,d}$ = rekenwaarde van het buigend moment in het element (kNm)
- W = weerstandsmoment van het element (m³)

Er moet gelden: $\sigma_{\text{max}} / \sigma_{r,d} \geq 1,0$ voor de primaire buispaal (staalkwaliteit: X70)

Ø 1829 - 31,8	$F_{r,d}$	$M_{r,d}$	A	W	$\sigma_{r,d}$	σ_{max}	$\sigma_{\text{max}} / \sigma$
1C Moment	1.878	10.084	0,0583	0,0257	424.586	482.000	1,14
1C Anker	2.459	9.781	0,0583	0,0257	422.762	482.000	1,14

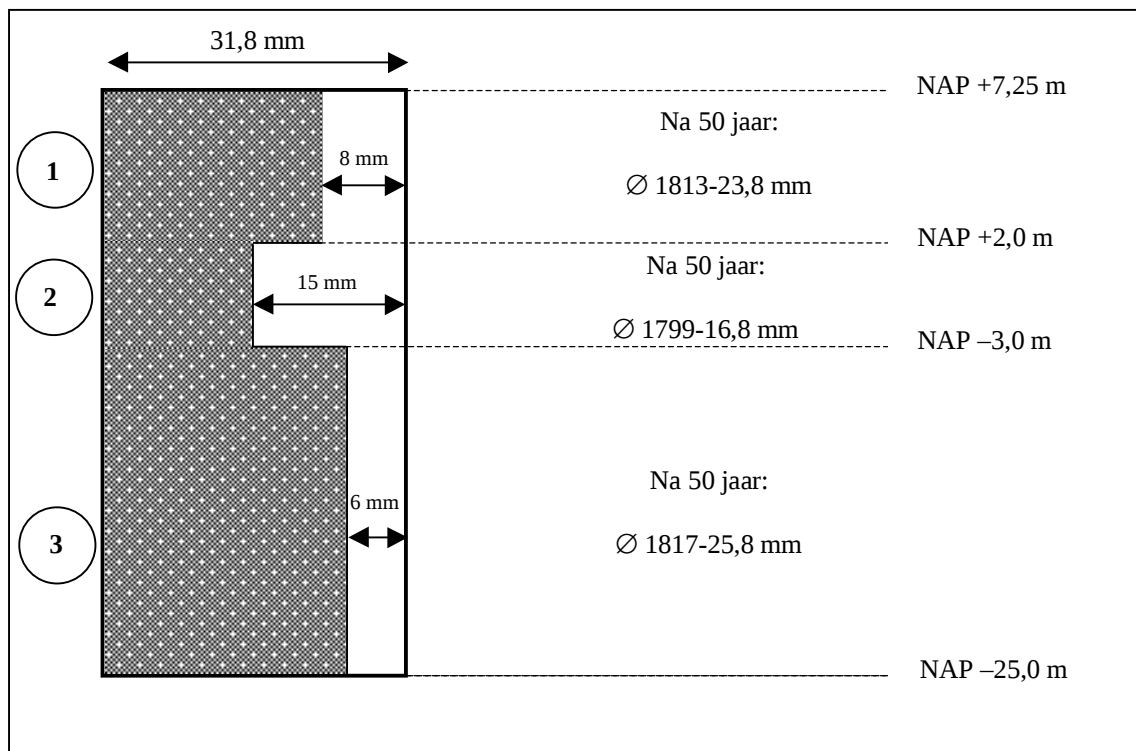
Tabel 7.14: Controle vloeispanning primaire buispaal

De ankerpaal wordt op overeenkomstige wijze op mogelijk bezwijken gecontroleerd. Echter, in de kritieke uitvoeringsfase (ten tijde van het aanbrengen van de ontlastconstructie) is eveneens een behoorlijke ankerkracht te constateren. In uitvoeringssituaties wordt gerekend met factoren overeenkomstig Lastfall 2. Ter vergelijking wordt de totale veiligheid in acht genomen. Daartoe kan de verhouding tussen de rekenwaarden van de optredende ($F_{\text{anker};s;d}$) respectievelijk de maximaal op te nemen ankerkracht ($F_{\text{anker};r;d}$ uit tabel 7.15) worden bepaald. De optredende ankerkrachten in tabel 7.15 moeten worden gedeeld door de hart-op-hart afstand tussen de ankers, namelijk 3,08 meter.

	$F_{\text{anker};s;d}$ (kN)	$F_{\text{anker};r;d}$ (kN)	$F_{\text{anker};r;d} / F_{\text{anker};s;d}$ (-)
Lastfall 1 (1C)	1.255	1.679	1,34
Lastfall 2 (1C) Uitv.fase	1.281	1.818	1,42

Tabel 7.15: Veiligheid ankerpalen

Naast de toestand op $t=0$ dient op $t=50$ jaar een minimale veiligheid van $\gamma=1,0$ te worden gegarandeerd. Verondersteld wordt dat exact dezelfde condities gelden als op $t=0$, echter de wanddikte van de primaire buispaal is gereduceerd. Eventuele gevolgen voor de sloten en tussenplanken wordt niet in de beschouwing meegenomen. De mate van corrosie is bepaald aan de hand van EAU'96. Drie secties worden onderscheiden.



Figuur 7.36: Buispaal na 50 jaar afroesting

Merk op dat een extra ongunstige situatie wordt gecreëerd door te veronderstellen dat corrosie optreedt langs de gehele omtrek van de paal. In werkelijkheid vindt afroesting slechts plaats aan de zeezijde van de paal. Aan de hand van de gegevens in figuur 7.36, de berekende momenten en ankerkrachten (aannahme: krachtswerking wordt verwaarloosbaar beïnvloed door de corrosie) op $t=0$ én de gegarandeerde veiligheid van $\gamma=1,0$ wordt **de minimaal benodigde boogwerking** (aan het begin van dit hoofdstuk vastgesteld op 15%) berekend.

Lastfall 1	$F_{r;d}$	$M_{r;d}$	A	W	$\sigma_{\max}$	$\sigma_{\max} / \sigma$	Boogwerking
1C Moment.	1.878	10.084	0,0472	0,0207	482.000	1,0	10%
1C Anker	2.459	9.801	0,0472	0,0207	482.000	1,0	10%

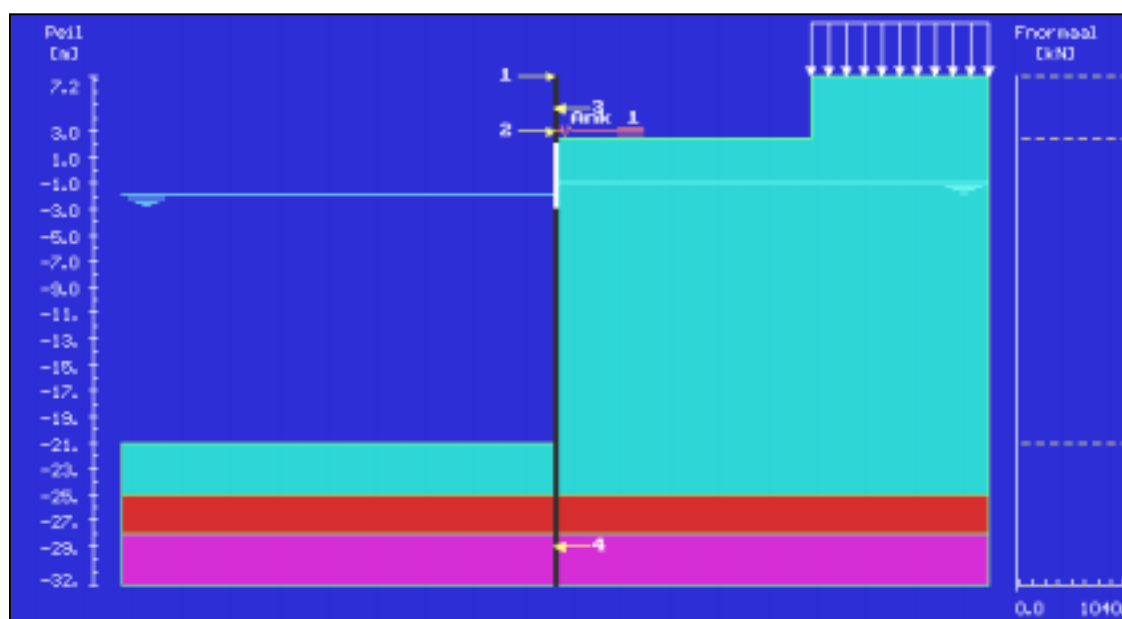
Tabel 7.16: Controle vloeispanning stalen buispaal

Indien na 50 jaar 10% boogwerking optreedt (m.a.w. het optredende moment kan met 10% gereduceerd worden), wordt een veiligheid van $\gamma=1,0$ gegarandeerd. De aanname van 10% boogwerking is een meer dan plausibele veronderstelling. Ervaringsgegevens tonen aan dat 15% zeker mogelijk is.

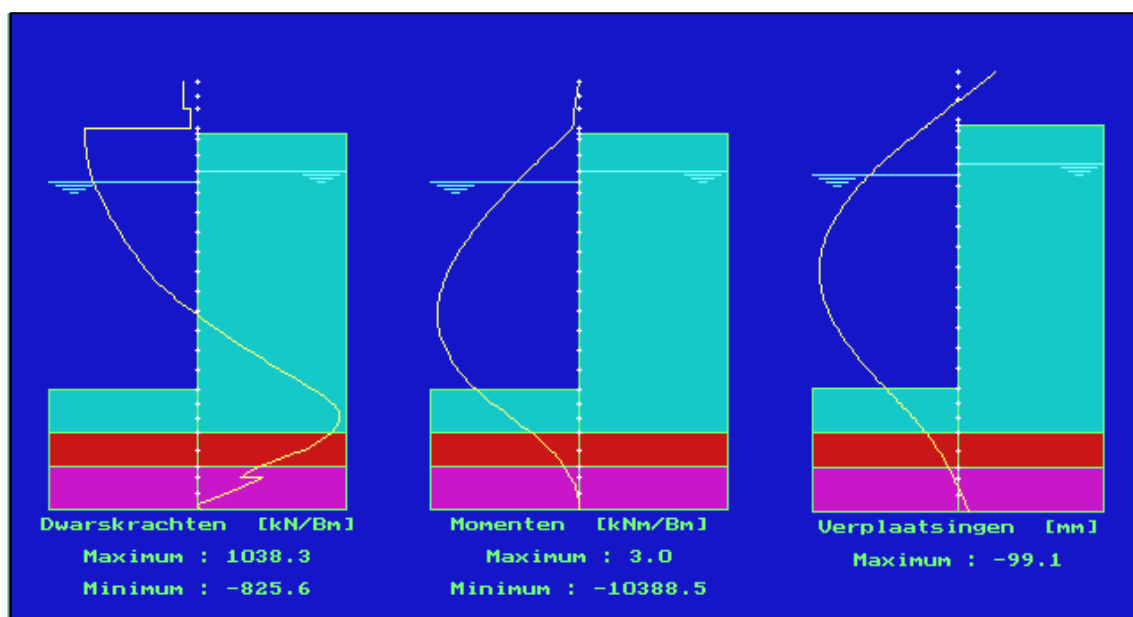
Het gevolg van boogwerking (een 2D-effect) is een mogelijke verhoging van de ankerbelasting, veroorzaakt door herverdeling van de spanningen in de omgeving van de constructie. Uit tabel 7.16 blijkt dat genoeg reserve aanwezig is voor eventuele verhoging van de ankerbelasting.

Lastfall 1: Maximaal moment (1C)

In de onderstaande figuren en tabellen wordt de grafische in- en uitvoer gepresenteerd voor het maximaal moment 1C.



Figuur 7.37: Invoeroverzicht Msheet maximaal moment



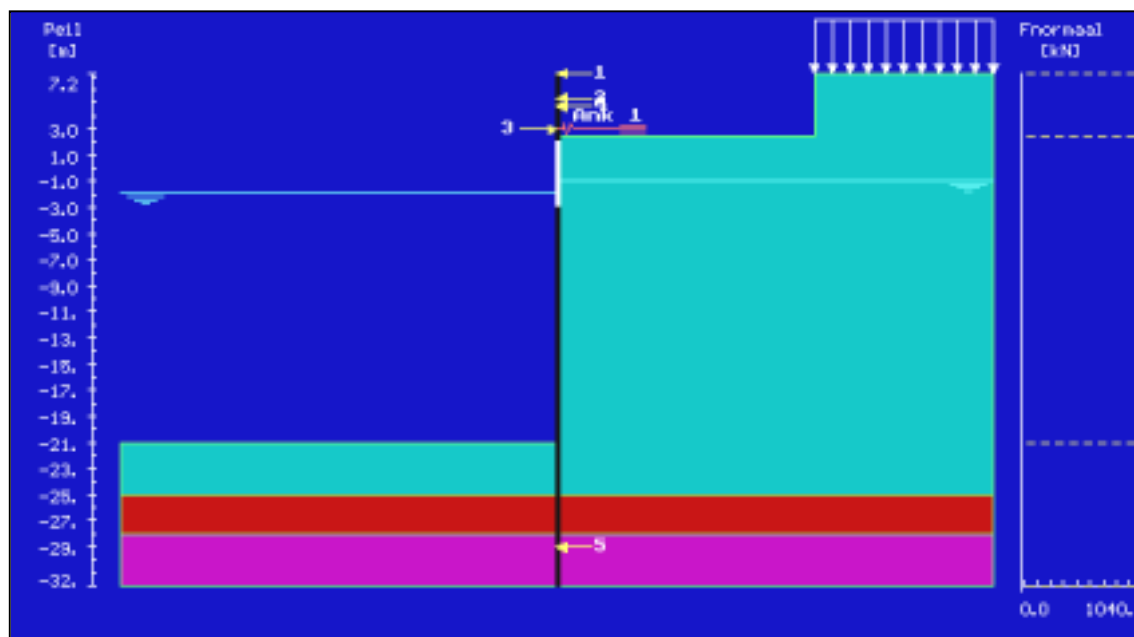
Figuur 7.38: Uitvoeroverzicht Msheet maximaal moment

Résumé	
Maximaal moment (15 % boogwerking)	8830 kNm/m
Maximale ankerkracht	922 kN/m
Maximale verplaatsing (BGT)	0,10 m

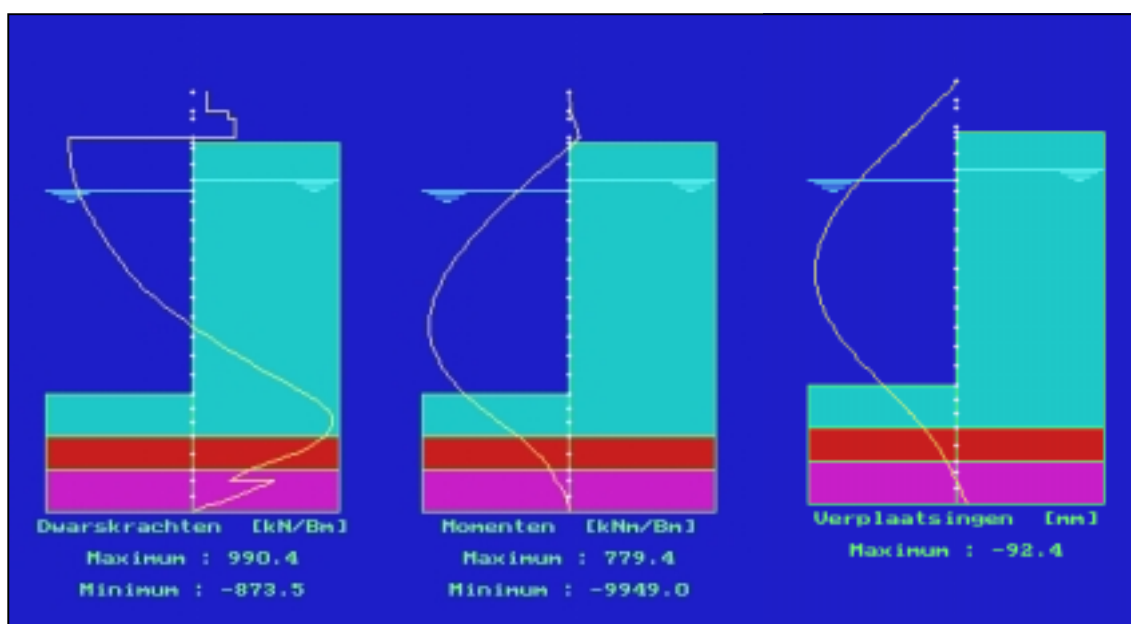
Tabel 7.17: Samenvatting Msheet-uitkomsten maximaal moment

Lastfall 1: Maximale ankerkraft (1C)

In de onderstaande figuren en tabellen wordt de grafische in- en uitvoer gepresenteerd voor de maximale ankerkracht 1C.



Figuur 7.39: Invoeroverzicht Msheet maximale ankerkracht



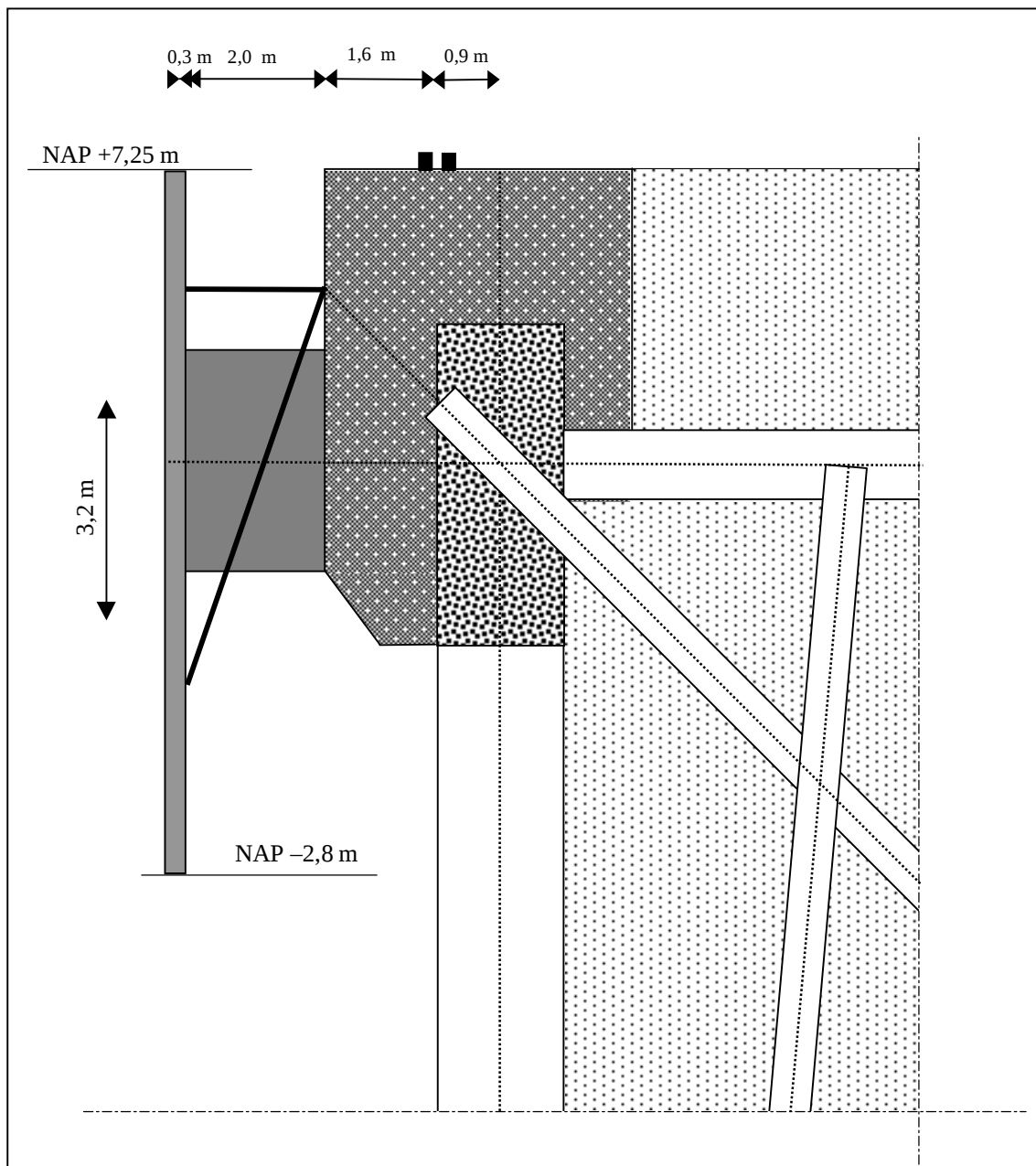
Figuur 7.40: Uitvoeroverzicht Msheet maximale ankerkracht

Résumé	
Maximaal moment (15 % boogwerking)	8457 kNm/m
Maximale ankerkracht	1231 kN/m
Maximale verplaatsing (BGT)	0,09 m

Tabel 7.18: Samenvatting Msheet-uitkomsten maximale ankerkracht

7.6 Detaillering kademuur

7.6.1 Detaillering kop van de kademuur



Figuur 7.41: Schets bovenkant kaaimuur

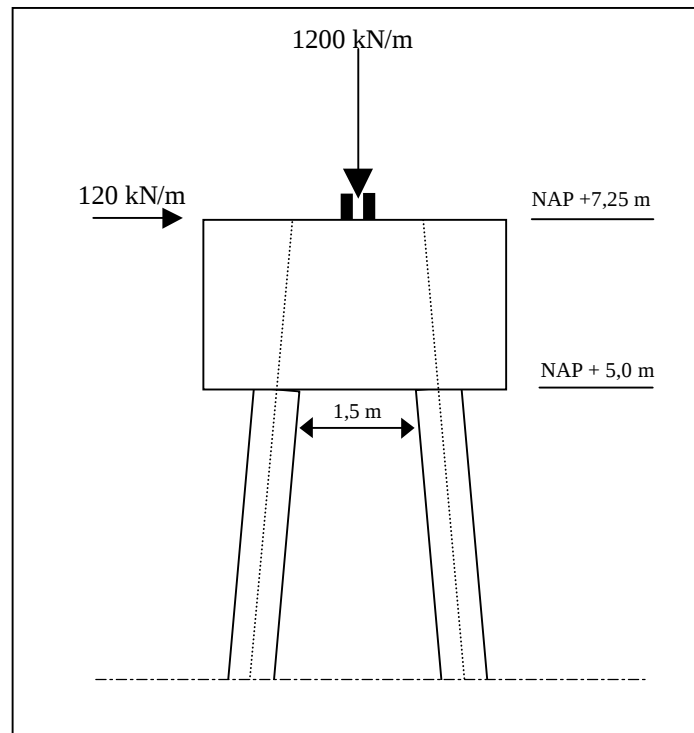
Bij toepassing van fendershot (h.o.h. 15 meter) dient de onderzijde tot minimaal NAP -2,80 meter te steken. Gekozen is voor één conus met de hartlijn gelijk aan hartlijn ontlastvloer, zodat de fenderkracht (druk) via normaalspanning kan worden afgedragen. Momentwerking wordt hiermee voorkomen. De grootste conusbreedte wordt gekozen (2000 mm), de straal van de conuscirkel bedraagt 3200 mm. Ter ontlasting van belastingen uit de conusdrukken en het eigengewicht van de fenders worden kettingen aangebracht, die aangrijpen op de hartlijn van het schooranker. De afstand tussen voorkant fenderlijn en loodlijn van de kraanrails dient overeenkomstig het PvE maximaal 5,5 meter te bedragen; ter reducering van het optredende moment in de combiwand wordt het hart van de voorste kraanbaan excentrisch ten opzichte van het hart van de combiwand geplaatst.

7.6.2 Detaillering achterkraanbaan

De achterkraanbaan is in het huidige ontwerp niet geïntegreerd in de kadeconstructie. Deze kraanbaan wordt in het opgespoten zand gefundeerd op palen. De fundering moet 10% van de verticale belasting als horizontale belasting (naar beide zijden mogelijk) kunnen opnemen. In het voorlopig ontwerp wordt een fundatie op twee geschoorde palen met een betonnen kesp voorgesteld (boksysteem). De systeemlijnen van de palen moeten elkaar snijden in de werking van de belasting om een extra moment in de palen te voorkomen.

Dezelfde redenering als van de funderingspalen van de ontlastconstructie gaat op bij de paalkeuze van de achterkraanbaan. Dientengevolge wordt gekozen voor vibropalen.

De schoorstand van de funderingspalen is overeenkomstig de verhouding van de maximaal optredende kraanbelasting 10:1. Bij een maximale funderingsdruk van 1200 kN/m verticaal en 120 kN/m horizontaal wordt de maximale druk in de palen 1206 kN/m oftewel 603 kN/m per paal. Indien de palen dezelfde dimensionering hebben als de fundatiepalen van de ontlastvloer (vibropaal $\varnothing$ 606 mm) is de rekenwaarde van de draagkracht per paal circa 3511 kN. De maximale hart-op-hart afstand tussen de palen bedraagt dan maximaal circa 3 meter.



Figuur 7.42: Schetsontwerp achterkraanbaan

De minimale afstand tussen de palen is $2,5 \cdot D_{\text{voet}}$; toegepast met een voetplaat van 606 mm levert een afstand op van 1,5 meter. De afmetingen van de betonnen kesp in figuur 7.42 worden aan deze randvoorwaarde ontleend. De werklijnen van de funderingspalen snijden echter niet waar de belasting aangrijpt. Dit betekent dat een extra moment ontstaat in de kop van de palen. Extra wapening dient hiertoe te worden aangebracht.

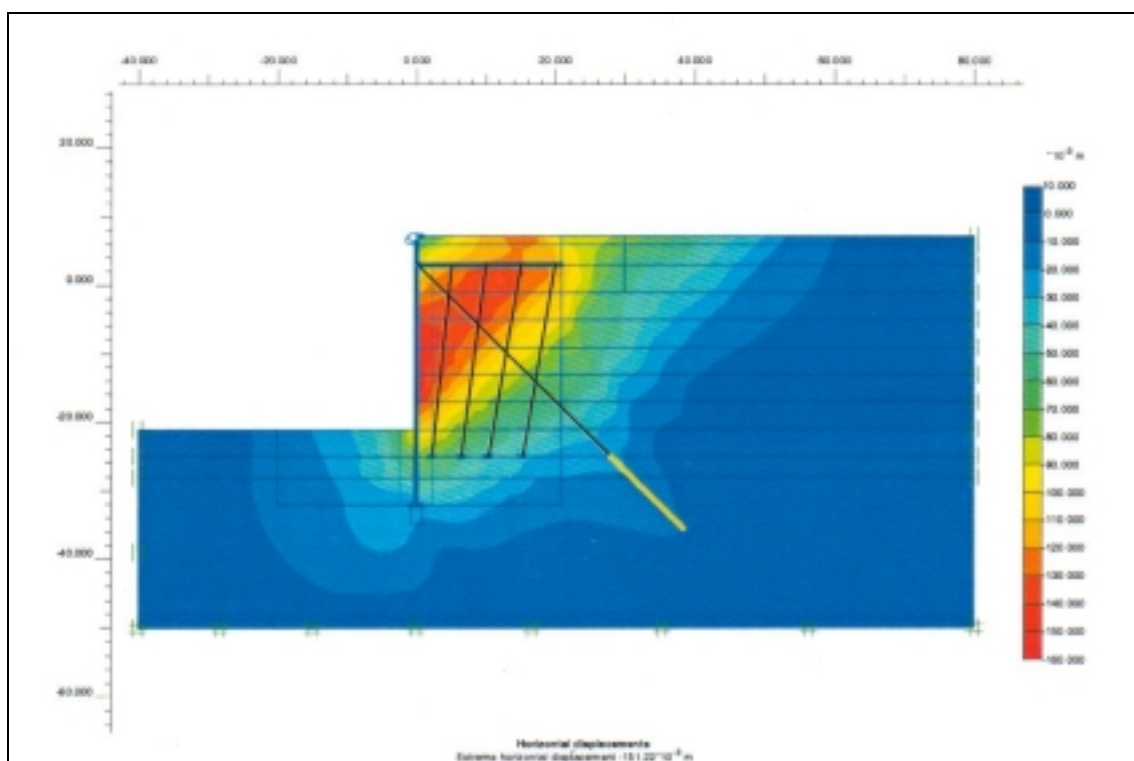
7.7 Plaxisanalyse combiwandconstructie

7.7.1 Inleiding

De combiwandconstructie is bovendien ingevoerd in het EEM-programma Plaxis. De input-mesh met bijbehorende parameters verschijnen in bijlage H.4. Deze excersitie heeft twee doelen. Enerzijds wordt gecontroleerd of de verplaatsingen in de Service Limit State (SLS) voldoen aan de vooraf gestelde eisen ($\leq 0,15$ m) en de verplaatsingen volgens de berekeningen in Msheet. Anderzijds heeft Plaxis de mogelijkheid om het veiligheidsniveau in de Ultimate Limite State te bepalen. Dit gebeurt aan de hand van een reductie op $\tan(\phi)$. Tevens kan uit deze analyse het maatgevende faalmechanisme worden gehaald door de uitkomsten van de (incrementele) verplaatsingen nauwkeurig te bestuderen.

7.7.2 Controle Service Limit State (SLS)

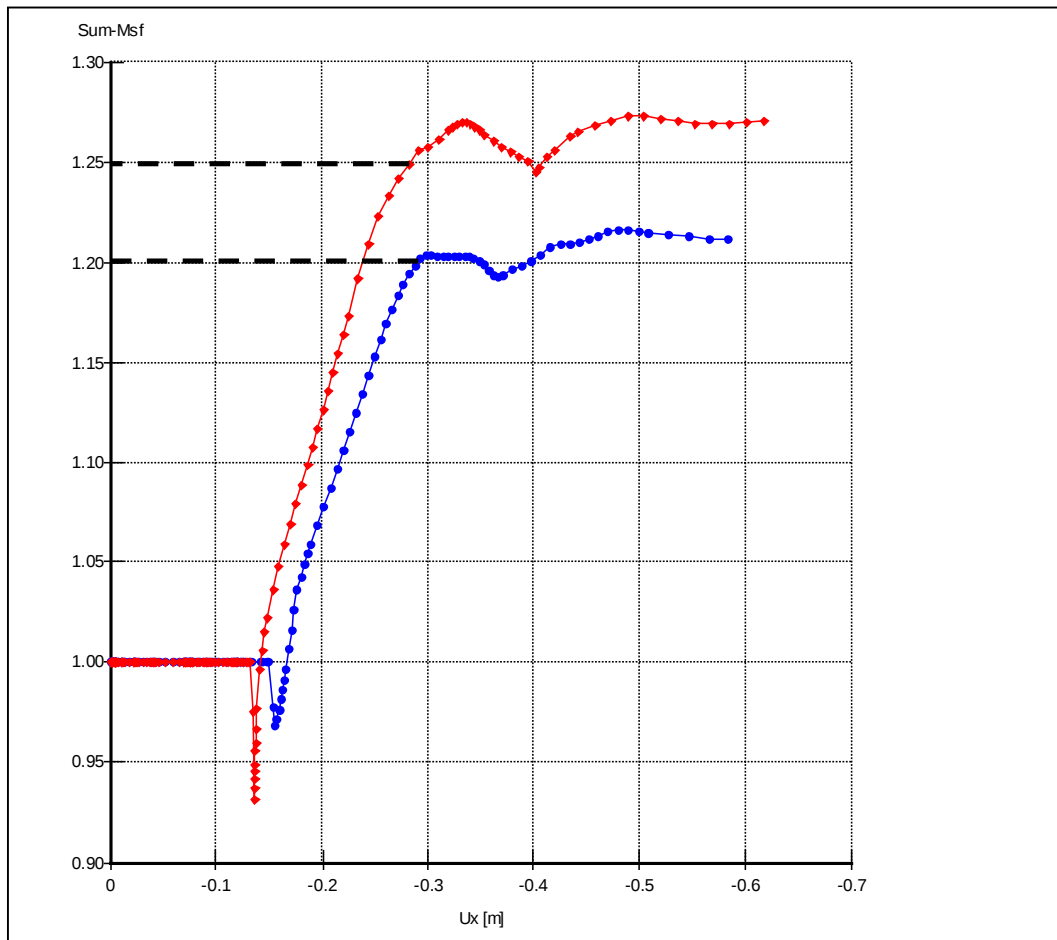
De maximale (horizontale) verplaatsingen van de combiwand zijn in de berekeningen van Msheet rond de 0,10 m. In onderstaande figuur zijn de horizontale verplaatsingen, die volgen uit Plaxis, weergegeven. De buik van de combiwand heeft een verplaatsing van ca. 0,15 m. Aan de voorwaarde van de SLS wordt hiermee voldaan.



Figuur 7.43: Horizontale verplaatsingen BGT combiwand

7.7.3 Controle Ultimate Limit State (ULS)

In de analyse van de ULS wordt het veiligheidsniveau van het ontwerp en het maatgevende faalmechanisme van de constructie berekend. De analyse is doorgevoerd voor de gevallen in Lastfall 1, 1C. Dit betekent dat de variabele belasting wordt vermenigvuldigd met een factor 1,3 en $\tan(\phi)$ wordt gereduceerd met een factor 1,25. Deze laatste waarde is dan ook gelijk aan de minimaal vereiste veiligheid, die uit de analyse met Plaxis moet volgen.

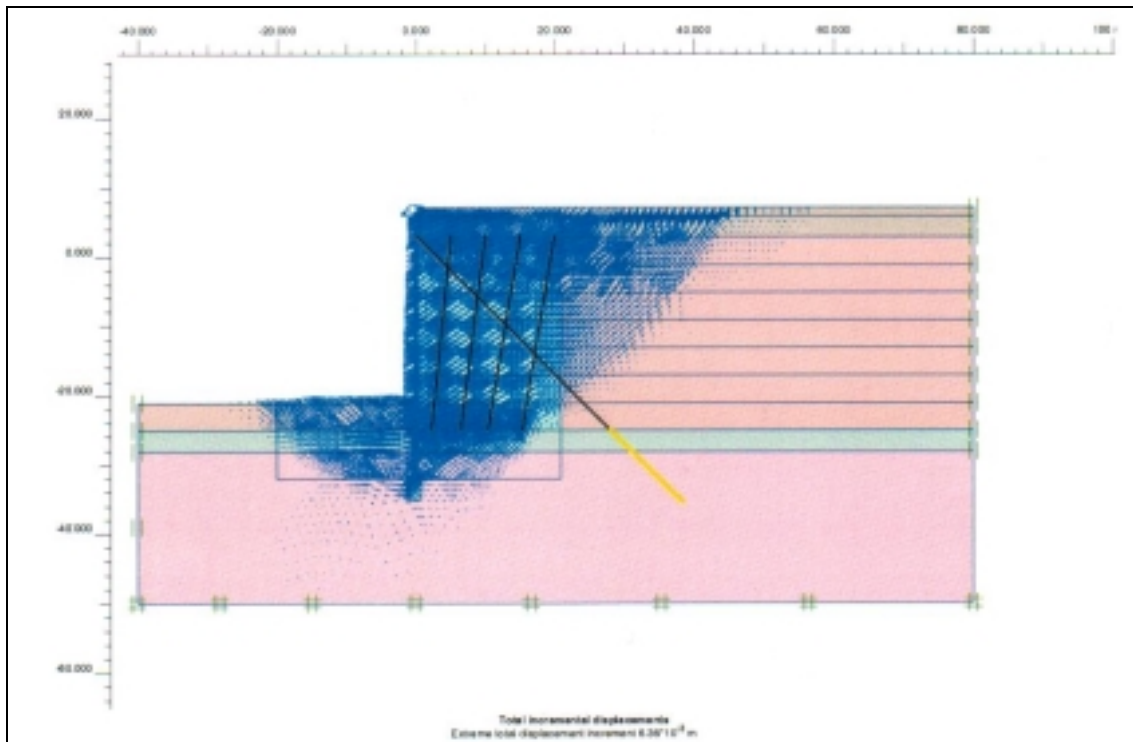


Figuur 7.44: Reductie $\tan(\phi)$ SUMsf combiwand

In figuur 7.44 is de reductie van $\tan(\phi)$ weergegeven voor de berekeningen van de “momentbelasting” (horizontale containerkraanbelasting naar land gericht en geen bovenbelasting op de ontlastconstructie) en de “ankerbelasting” (horizontale containerkraanbelasting naar zee gericht en bovenbelasting op de ontlastconstructie). De ankerbelasting (in het blauw weergegeven) blijkt de kleinste veiligheid te bezitten, namelijk een factor 1,20. De momentbelasting bereikt een veiligheid van een factor 1,25. Het minimaal vereiste veiligheidsniveau van 1,25 wordt in het geval van de ankerbelasting niet bereikt.

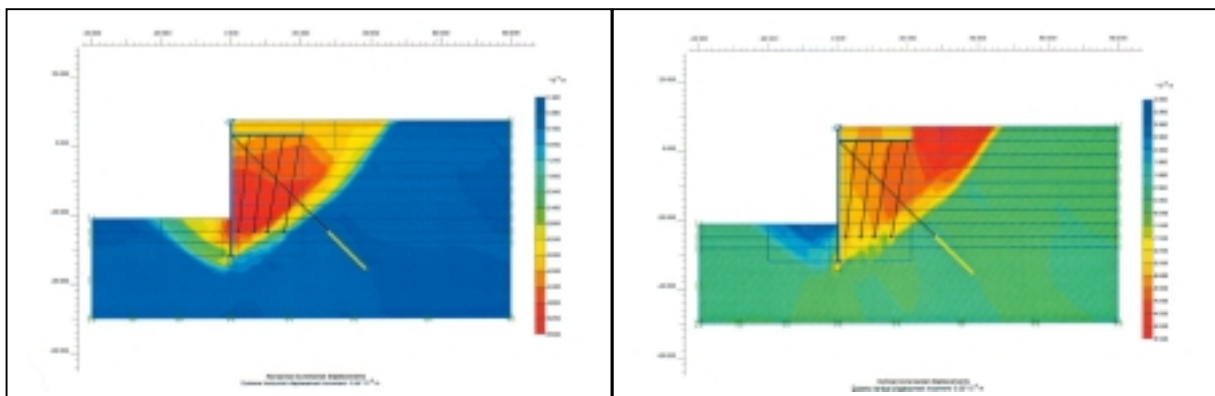
De faalmechanismen van de combiwandconstructie die in de statische berekeningen in de voorafgaande paragrafen maatgevend voor de dimensionering zijn gebruikt, blijken niet maatgevend in de Plaxis berekening. De maximale schuifkracht van de groutkolom aan de tirepaal wordt, op de figuur 7.44 weergegeven veiligheidsniveaus, overschreden. Dit in tegenstelling tot de statische berekeningen, waar het evenwicht volgens Blum (overschrijden van de maximale passieve weerstand) en het bezwijken van de combiwand (overschrijden van het maximale buigende moment) maatgevend werden geacht.

De analyse van de incrementele verplaatsingen zijn in deze situatie overbodig. Het moment van bezwijken van het trekanker komt in Plaxis niet direct tot uiting in de incrementele verplaatsingen.



Figuur 7.45: Incrementele totale verplaatsingen gedurende bezwijken constructie

In bovenstaande figuur zijn de actieve en passieve glijvlakken duidelijk waar te nemen. Bovendien kunnen deze incrementele verplaatsingen worden gesplitst in een horizontale en verticale component (zie figuur 7.46).



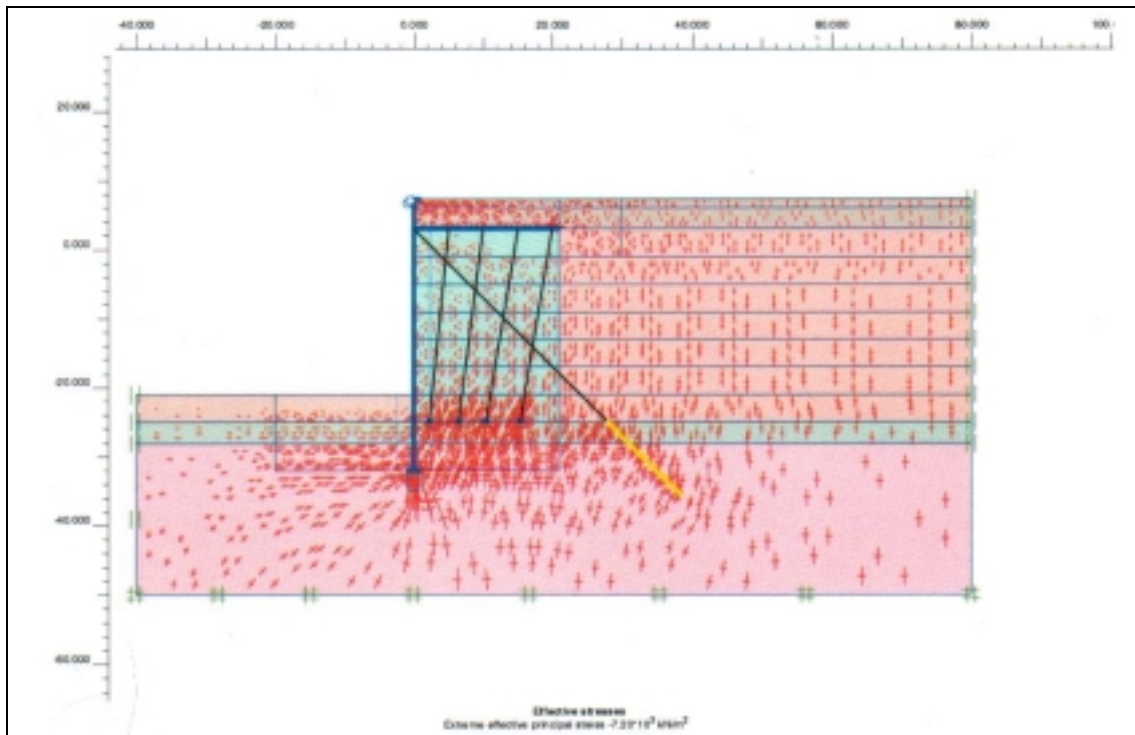
Figuur 7.46: Horizontale en verticale incrementele verplaatsingen gedurende bezwijken combiwand

In het linker gedeelte zijn de horizontale verplaatsingen weergegeven. Ook hier zijn de actieve en passieve glijvlakken duidelijk waarneembaar. Tevens geeft een nadere bestudering van de verticale verplaatsingen aan dat aan de passieve zijde de grondmassa (stortsteen) omhoog wordt gedrukt. Een volledig ontwikkeld passief glijvlak is echter nog niet het geval.

7.7.4 Terugkoppeling naar statische berekeningen

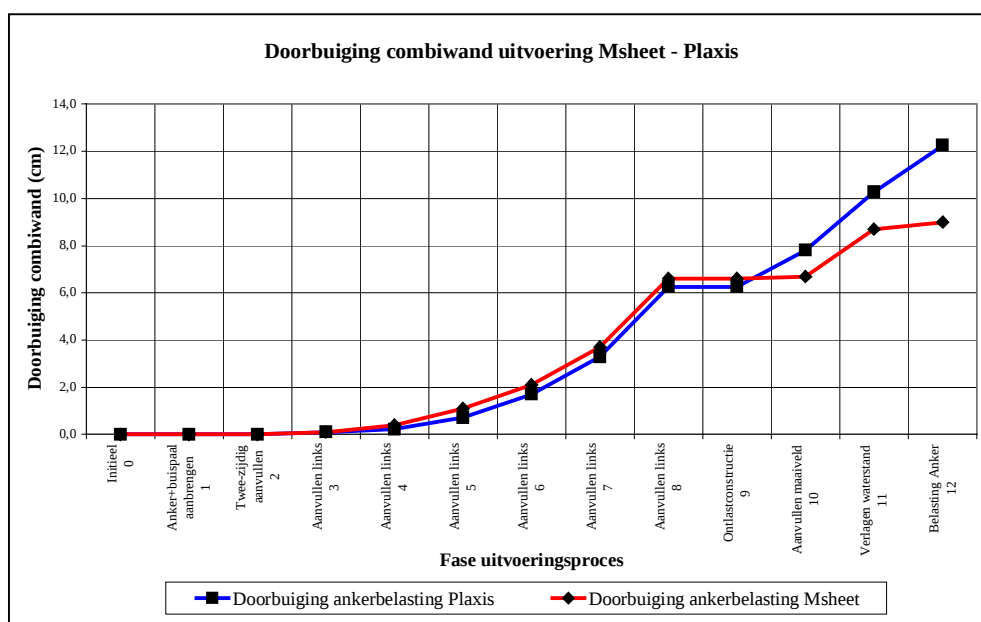
De analyse met behulp van Plaxis geeft aan dat het maatgevend faalmechanisme (ankerbreuk) niet gelijk is aan de vooraf ingeschatte mechanismen (bezwijken passieve wig en maximaal buigend moment in de combiwand). Bovendien is het bereikte veiligheidsniveau (1,20) niet voldoende om aan de gestelde eis van 1,25 te voldoen.

Het verschil tussen de berekeningen in Msheet en Plaxis is het aantal dimensies waarin wordt gerekend. De berekeningen in Msheet zijn 1-dimensionaal, de berekeningen in Plaxis 2-dimensionaal. De schematisering van de constructie is dan ook wezenlijk verschillend. Een verklaring van het verschil zou de schematisering van de ontlastconstructie kunnen zijn.



Figuur 7.47: Effectieve spanningen combiwand tijdens bezwijken

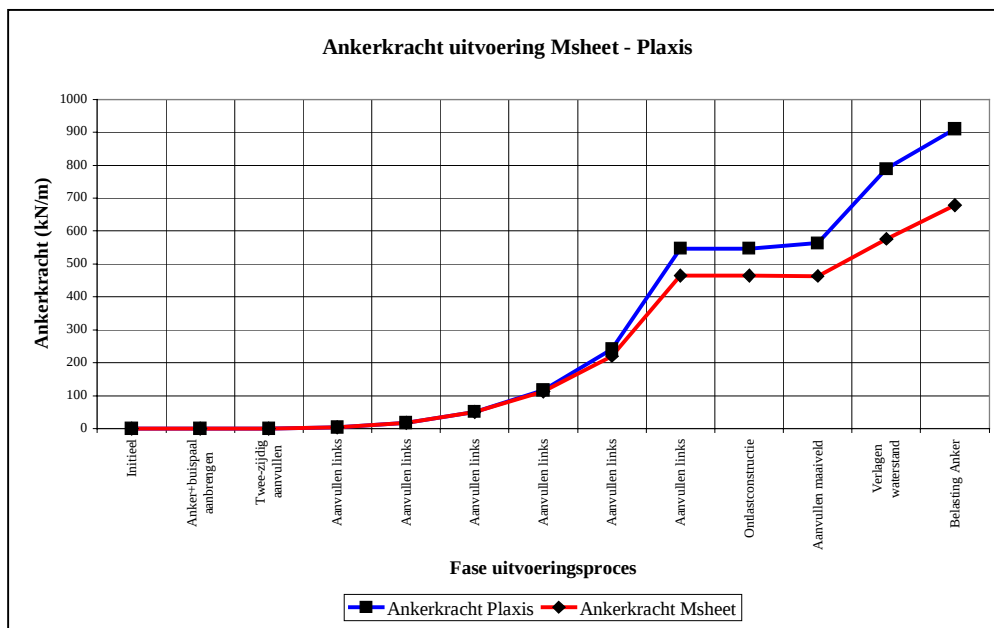
In figuur 7.47 zijn schematisch de effectieve spanningen weergegeven. Met name aan de voeten van de funderingspalen van de ontlastconstructie is een spanningconcentratie waarneembaar. Het zou kunnen dat de vooraf ingeschatte belastingen uit deze palen voor de berekeningen in Msheet zijn onderschat.



Figuur 7.48: Vergelijking verplaatsingen BGT tussen MSHEET en PLAXIS

In figuur 7.48 zijn de netto verplaatsingen van de buik van de damwand (SLS!) in Msheet uitgezet tegen deze in Plaxis. Tot en met het aanbrengen van de ontlastconstructie zijn de verplaatsingen exact aan elkaar gelijk. Vanaf het moment dat de ontlastconstructie belast wordt met enerzijds aanvulzand en anderzijds bovenbelasting zijn de verplaatsingen volgens Plaxis groter dan Msheet.

Een zelfde analyse kan ook worden gehouden met de grootte van de ankerkrachten in de Service Limit State tijdens de verschillende uitvoeringsfasen (zie onderstaande figuur).



Figuur 7.49: Vergelijking ankerkracht BGT tussen MSHEET en PLAXIS

Ook hier valt op dat de twee lijnen divergeren, met name tijdens de belasting van de ontlastconstructie. De schematisatie in Msheet en/of Plaxis is blijkbaar niet geheel juist. Een analyse in een 3-dimensionaal pakket zou de beste benadering van de werkelijkheid kunnen weergegeven.

In bijlage H.4 zijn de afbeeldingen van de “deformed meshes” te zien van de SLS en ULS.

7.8 Uitvoeringsmethodiek combiwandconstructie

Over het algemeen vindt de uitvoering van dergelijke kademuurconstructies plaats volgens interval-perioden. Indien gedurende de uitvoering momentopnames worden genomen van doorsneden van het langprofiel, dan zijn de verschillende faseringen goed herkenbaar.

Het inheien van de primaire en secundaire elementen, alsmede de verankering geschiedt vanaf een heiplatform. In bijlage H.5 wordt dit idee schematisch weergegeven. Vervolgens wordt stapsgewijs achter de wand aangevuld en de bodembescherming voor de kademuur aangebracht. Na het aanvullen is het mogelijk de op vibro-palen gefundeerde ontlastvloer aan te brengen. De opstort aan de voorkant van de kadeconstructie wordt in twee fasen aangebracht. Nadat de bouw van de achterkraanbaan is afgerond en de fenders/bolders/diverse voorzieningen zijn aangebracht, kan de terminal verder worden aangevuld en verhard.

Actie	Duur	Vertraging	Opmerkingen
Vorbereiding voorwand	20 wkn	0	Vorbereidingen heiplatform en inkoop primaire, secundaire elementen en tirexpalen.
Heien buispalen	32 wkn	0	900 meter / 3,08 (stramienmaat) betekent 292 secties. 2 buispalen per dag = circa 29 weken. Rekening houden met verlet.
Heien tirexpalen	32 wkn	2 wkn	Zelfde doorlooptijd als buispalen. Platform moet reeds 25 meter hebben afgelegd.
Heien tussenplanken	32 wkn	2 wkn	Zie tirexpalen.
Aanvullen voor/achter kade	32 wkn	8 wkn	Aanvullen kan pas beginnen indien de wand ongeveer 200 meter grondicht is.
Aanbrengen vibropalen ontlastvloer	32 wkn	12 wkn	Verondersteld wordt dat het aanvulzand het belangrijkste gedeelte van z'n zetting heeft gehad.
Betonwerk ontlastvloer	36 wkn	4 wkn	Moten van 25 meter = totaal 36 moten. Elke week dient een moot te worden gestort.
Betonwerk afdeksloof	36 wkn	4 wkn	Zie betonwerk ontlastvloer.
Achterkraanbaan	36 wkn	4 wkn	Constructie van de achterkraanbaan mag betonwerk van de ontlastconstructie niet hinderen.
Monteren fenders / bolders / voorzieningen	36 wkn	4 wkn	Geschiedt in hetzelfde tempo als ontlastconstructie en achterkraanbaan.
Aanvullen en verharderen	36 wkn	4 wkn	Zie monteren fenders/bolders/voorzieningen.
TOTAAL	20+36=56	44 wkn	Totaal beschikbaar 1e fase: 25 maanden = 109 weken.

Tabel 7.19: Planning combiwandoplossing fase 1

Uit tabel 7.19 blijkt dat de eerste fase negen weken voor tijd gereed is. Het betonwerk van de ontlastconstructie en de afdeksloof zijn maatgevend. Vier ploegen moeten worden ingezet. De aanleg van de binnenkade start 3 maanden na het aanvullen achter de kade. Dit betekent dat $109 - 20 - 12 - 12 = 65$ weken voor de aanleg beschikbaar zijn. Indien wordt aangenomen dat de binnenkade 1 maand voor oplevering gereed moet zijn, blijven 61 weken over. In fase 1 wordt overigens verondersteld dat tijdens de vakanties wordt doorgewerkt. In de resterende fasen is dit niet aan de orde.

De fasen 2 t/m 5 hebben een zelfde verloop. De intervaltijden zijn natuurlijk gelijk aan de vorige fase. De doorlooptijd van deze fasen worden dan louter bepaald door de maatgevende uitvoeringsfasering: het betonwerk aan de ontlastvloer en de deksloof. Indien twee ploegen worden ingezet heeft deze fase een doorlooptijd van 36 weken. Dit is ruim voldoende om aan de gestelde eis van 10 maanden te voldoen. Fase 5 neemt dan 32 weken in beslag, aangezien “slechts” 400 meter kade hoeft te worden gerealiseerd.

Op de volgende bladzijden is een globale planning en een schematische weergave van het totale project opgenomen indien een combiwand-constructie wordt toegepast.

7.0 Begroting combiwandconstructie voor de WCT

Een gedetailleerde kostenraming van de combiwandoplossing is in bijlage H.6 bijgevoegd.

Kostenpost	Eenheid	Prijs per eenheid
Buispalen (X_{70})	ton (1000 kg)	€ 750,-
Tussenplanken (X_{70})	ton (1000 kg)	€ 600,-
Tirexpaal buitenbuis	ton (1000 kg)	€ 575,-
Tirexpaal binnenbuis	ton (1000 kg)	€ 1000,-
Materieel inheien (heiplatform) <i>inclusief 15% arbeidskosten</i>	dag	€ 50.000,-
Betonmortel B25	m ³	€ 95,-
Betonmortel B35	m ³	€ 100,-
Wapeningsstaal vibropalen	ton (1000 kg)	€ 750,-
Wapeningsstaal betonwerk <i>inclusief 8 manuur/ton arbeid</i>	ton (1000 kg)	€ 725,-
Bekistingen	m ²	€ 12,50-
Bekistingen voorzijde kademuur	m ²	€ 75,-
Arbeidskosten	manuur	€ 35,-
Bodembescherming (stortsteen)	m ³	€ 55,-

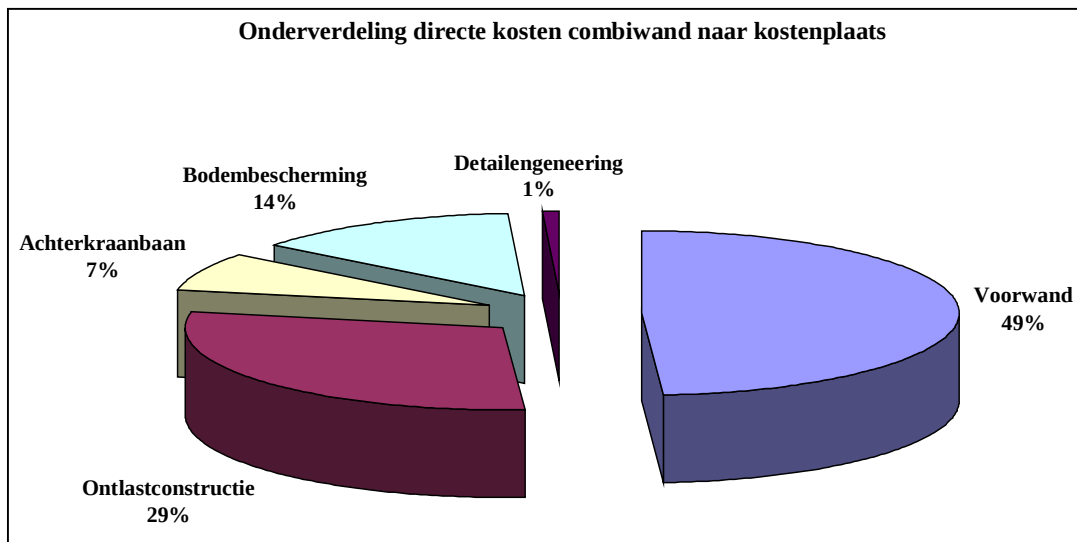
Tabel 7.20: Overzicht eenheidsprijzen van de belangrijkste kostenposten

Directe kosten	
- Voorwand	€ 70.312.750
- Ontlastconstructie	€ 42.140.550
- Achterkraanbaan	€ 10.758.945
- Bodembescherming	€ 19.937.500
- Detail-engineering	€ 1.025.000
	€ 144.174.745
Indirecte kosten	
- ca. 15% van de directe kosten	€ 21.625.255
Algemene kosten	
- ca. 7% van de primaire kosten	€ 11.606.000
Winst	
- ca. 3% van de totale kosten	€ 5.322.000
Risico	
- ca 5% van de totale kosten	€ 9.272.000
INSCHRIJFBEGROTING	€ 192.000.000

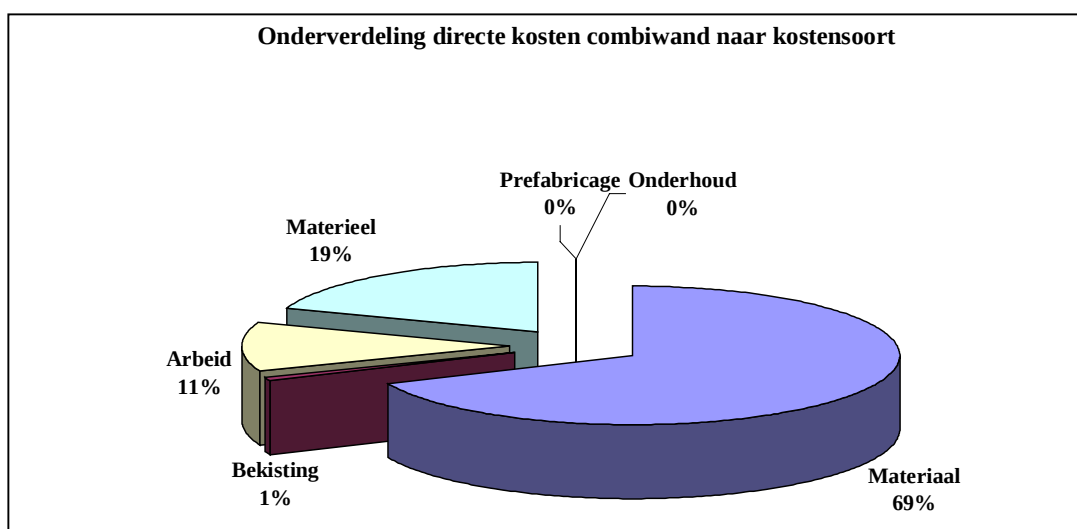
Tabel 7.21: Opbouw van de inschrijfbegroting combiwand

Prijs per strekkende meter zeekade	€ 72.500 / m
Totaal vereiste arbeid	475.000 manuren

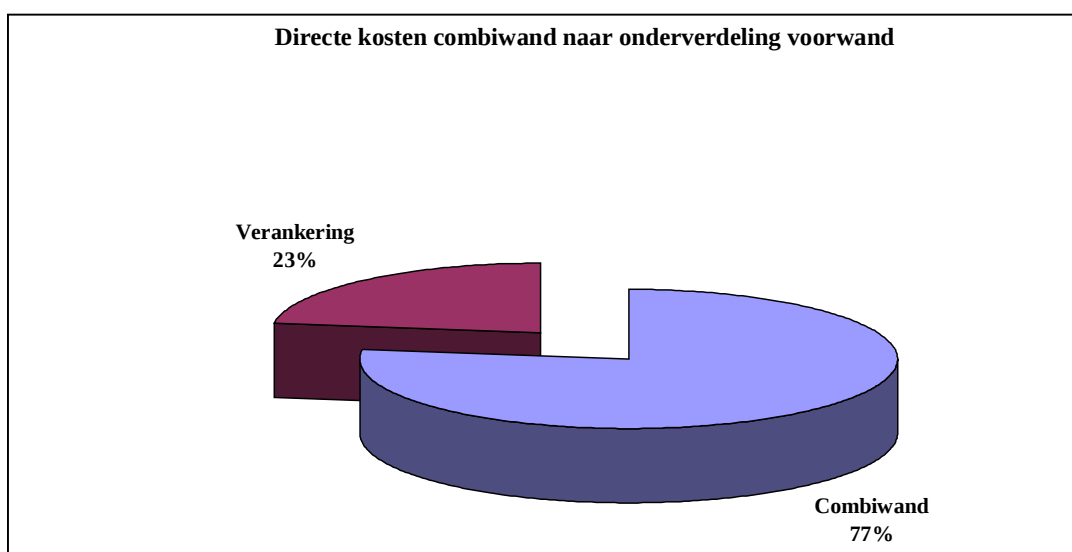
Tabel 7.22: Belangrijkste kenmerken combiwand



Figuur 7.50: Directe kosten combiwand naar kostenplaats



Figuur 7.51: Directe kosten combiwand naar kostensoort



Figuur 7.52: Onderverdeling elementen voorwand combiwand

7.10 Conclusies combiwand t.b.v. zeekade WCT

In dit hoofdstuk is de combiwand als alternatief voor de zeekadeconstructie van de Westerschelde Container Terminal nauwkeurig onder de loep genomen. Het blijkt dat de wand bezwijkt door breuk van het anker (overschrijden van de schuifspanning groutkolom).

- De berekende veiligheidsfactor in Plaxis met de phi-c reductie bedraagt 1,20 (met bovenbelasting op de ontlastconstructie). Deze waarde is minder dan de minimaal geëiste veiligheid van 1,25.
- De resultaten uit met behulp van Msheet en Plaxis komt niet overeen. Het blijkt dat in de fasen van grondophoging op de ontlastconstructie en verder, Plaxis ongunstiger reageert. Enerzijds kan dit worden verweten aan de verschillen tussen een één dimensionaal en een twee dimensionaal rekenpakket. Anderzijds kan de schematisatie van de ontlastconstructie van zowel in Msheet als Plaxis in twijfel worden getrokken.
- De totale kosten van de combiwandconstructie bedragen circa € 72.500 per strekkende meter zeekade.
- Het totaal benodigde aantal manuren is ca. 475.000.
- Het aanbrengen van de frontwand blijkt in alle fasen de kritieke handeling. Het opgelegde tijdschema wordt ruimschoots gehaald. Voor de aanleg van de binnenkade zijn 65 weken beschikbaar.

HOOFDSTUK 8: CAISSON-CONSTRUCTIE WCT

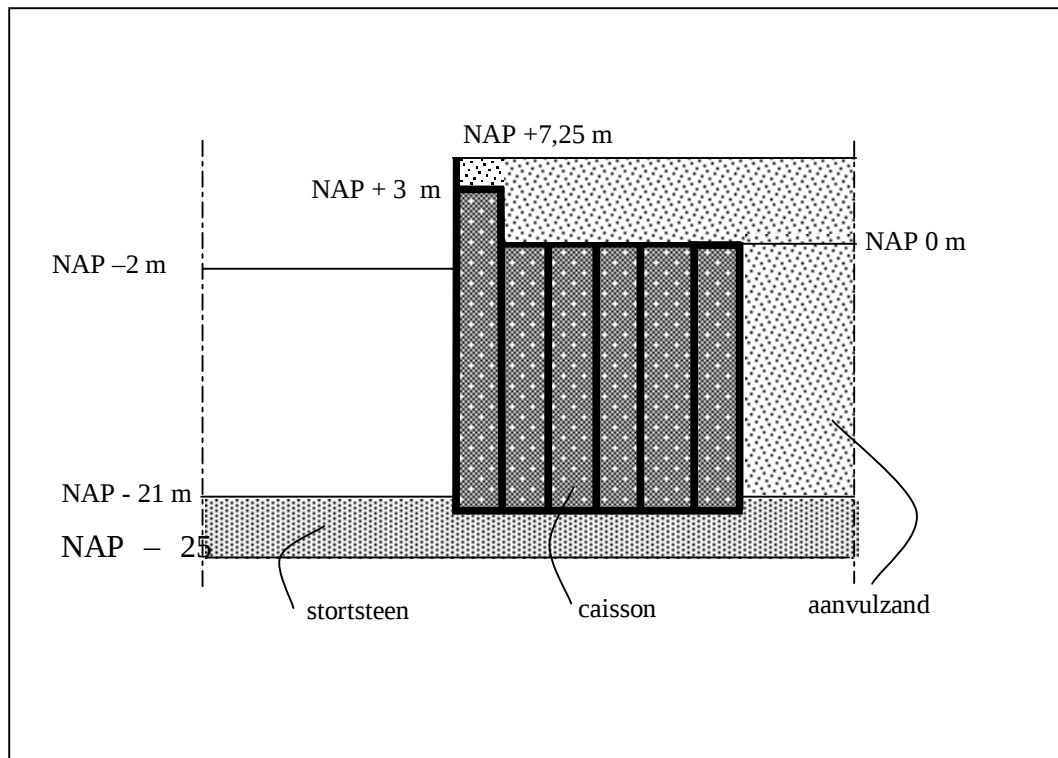
8.1 Inleiding

De caissonoplossing heeft ten opzichte van paalconstructies uitvoeringstechnische voordelen. Met name bij hardere grondslagen en bij uitvoering in den natte kunnen deze voordelen de keuze voor een caissonoplossing rechtvaardigen. Bij grotere kerende hoogten kunnen caissons tot oneconomische oplossingen leiden, met name veroorzaakt door de toename van de hoeveelheid constructiemateriaal en hoge funderingsspanningen.

Bij het ontwerp van een caissonkademuur dienen de volgende faalmechanismen (die al eerder naar voren kwamen in de voorselectie) in acht worden genomen:

- grondbreuk
- schuiven van de caisson
- kantelen
- afschuiven langs een cirkelvormig glijvlak
- verweking
- piping

Daarnaast dient de aandacht gevestigd te worden op uitvoeringsaspecten. De stabiliteit van de caisson dient eveneens tijdens de uitvoeringsfase te worden gewaarborgd. Bovendien kan een uitvoeringsfase maatgevend zijn voor de dimensionering van diverse betonnen elementen in de doorsnede van de caisson. Ter afsluiting van dit hoofdstuk komt de constructiemethode (van invloed op de bouwtijd en de kosten) aan de orde.



Figuur 8.1: Oplossingsrichting caisson DKM 75

8.2 Berekeningsmethodiek caisson

De enige mutatie in de Lastfallen, in vergelijking met de situatie beschreven in hoofdstuk 3, is het waterstandverschil. Achter de caisson (met een breedte van circa 30 meter) zal door de getijbeweging naar alle waarschijnlijkheid een soort middenstand ontstaan. De waterstand zal aan landzijde een constant peil hebben van ongeveer NAP. De waterstand in de caisson wordt geacht niet te variëren. Aan de zeezijde van de caisson komt een drain op het niveau NAP.

De hoog- en laagwaterstanden per Lastfall zijn:

	Criterium	Laag waterstand (t.o.v. NAP)	Hoog waterstand (t.o.v. NAP)
Lastfal I 1	GLWS / GHWS	-2,0 m	2,5 m
Lastfal I 2	1 / jaar	-2,8 m	3,5 m
Lastfal I 3	0,1 / jaar	-3,1 m	4,0 m

Tabel 8.1: Waterstanden ten behoeve van caissonontwerp

De berekeningswijze voor de caissonconstructie verschilt met die van de combiwand-oplossing. Is bij de combiwand voor een semi-probabilistische aanpak gekozen, de caisson-oplossing wordt berekend aan de hand van een deterministische methode. Voor de verschillende mechanismen wordt een overall-veiligheid genomen, afhankelijk per Lastfall.

	Lastfal I 1	Lastfal I 2	Lastfal I 3
grondbreuk onder caisson	1,4	1,3	1,2
schuiven van het caisson over stortsteen	1,5	1,35	1,2
kantelen caisson	1,4	1,3	1,2
afschuiven langs een	1,4	1,3	1,2

cirkelvormig glijvlak			
------------------------------	--	--	--

Tabel 8.2: Overzicht veiligheidsfactoren caissonberekening

De bovenstaande factoren worden in rekening gebracht in de situatie van de uiterste grenstoestand (ULS). In dat geval wordt er gerekend met actieve gronddrukken, omdat enige verplaatsingen dan zeker zullen optreden.

Naast de ULS worden bovendien criteria gesteld waaraan de bruikbaarheidstoestand (SLS) moet voldoen. In deze analyse worden slechts de faalmechanismen schuiven en kantelen van de caisson in rekening gebracht. De factoren worden op 1,0 gesteld. Omdat verplaatsingen van de caisson in deze situatie nihil zijn, wordt gerekend met neutrale gronddrukken.

De wandwrijvingshoek δ wordt in alle berekeningen gelijk gesteld aan nul. Deze waarde is gebruikelijk bij berekeningen met betonnen (gladde) wanden.

8.3 Geometrie caisson

Het caisson bestaat uit een betonnen, doosvormige constructie. De hoofdafmetingen van het caisson worden globaal door de volgende aspecten beïnvloed:

8.3.1 Lengte caisson

Een aantal overwegingen spelen bij het bepalen van de lengte van de caisson een rol. Diverse bronnen (waaronder Goda) adviseren een maximale lengte van de caisson van 45 tot 50 meter. De lengte dient gekozen te worden op basis van de beoordelingspunten [dIG]:

1. Logistiek: keuze tussen klein aantal lange maar gecompliceerde caissons of een groot aantal kleine eenheden. Optimalisatie van de lengte ter minimalisering van de kosten.
2. Constructief: belastingen in de bouwfase, transportfase en eindfase.
3. Hanteerbaarheid: voldoende stabiliteit (metacenterhoogte $> 1\text{m}$), manoeuvreerbaarheid, beïnvloedbaarheid door stroomkrachten.

Natuurlijk zijn waterbouwkundige constructies in het verleden gerealiseerd met geprefabriceerde elementen van langer dan 100 meter (afzinktunnels), echter voor elke situatie afzonderlijk dienen de bovenstaande beoordelingspunten te worden geanalyseerd.

Indien de situatie voor de zeekade van de WCT wordt beschouwd, kan worden vastgesteld dat de eerste fase van het project zo'n 1000 meter zeekade (inclusief kopkade) en 930 meter binnenkade in drie jaar tijd moet worden aangelegd. Vanuit dit oogpunt gezien zou een keuze voor langere elementen te zijn rechtvaardigen. Echter, zonder een uitspraak te doen over de exacte locatie, levert een mogelijk bouwdok in het havengebied van Vlissingen-Oost een beperking ten aanzien van de lengte van de caissons. Ook de

stromingscondities, met name in de buurt van de toekomstige terminal, kunnen bij grotere lengte problemen opleveren. De definitieve lengte wordt vastgesteld aan de hand van de inwendige celafmetingen.

8.3.2 Hoogte caisson

In tegenstelling tot caissons die worden gebruikt voor golfbrekers, waar de hoogte voornamelijk wordt bepaald door de service limite state (golfhoogte reductie), is de hoogte van de kademuur gegeven in het programma van eisen. De vastgestelde hoogte van NAP +7,25 meter bevat tevens voldoende overhoogte om golfoverslag op de kade te voorkomen.

De caissons behoeven in eerste instantie niet tot deze hoogte te worden aangelegd. Het bovenste gedeelte van de kademuur kan ter plaatse worden gestort. Voordelen van deze opstort zijn:

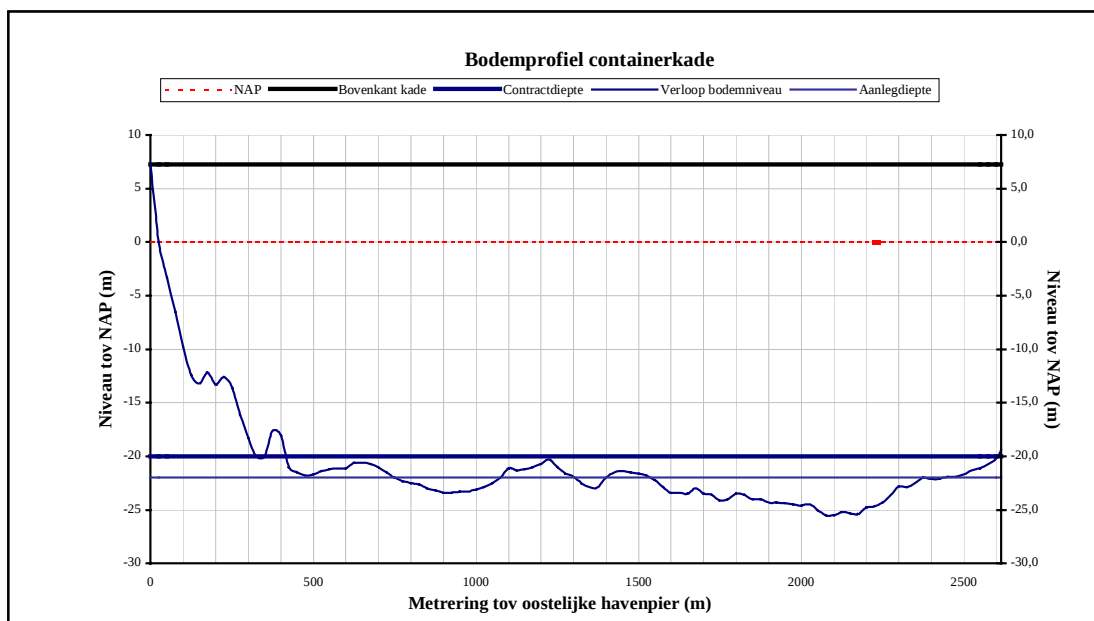
- Kostenbesparing door reductie van de caissonhoogte;
- Correctiemogelijkheid van scheefstand van de caissons door oneffenheden van de bodem;
- Integreren van de voor- en achterkraanbaan (door nauwkeurige opstort) op het caisson.

Als uitgangspunt gedurende de uitvoeringsfase wordt een overschrijdingsfrequentie van tien keer per jaar gekozen. Uit hoofdstuk 4 (zie tabel 4.6) volgt dat de optredende waterstand NAP +2,9 meter bedraagt. Indien sporadische golfslag wordt geaccepteerd, lijkt een aanleghoogte van de caissons van NAP +3,0 meter aan de voorzijde een goede keuze.

De aanlegdiepte van de caissons wordt grotendeels bepaald door de contractdiepte van de zeekade en daarmee de hoogte van de bovenkant van de drempel. Volgens het bestek bedraagt de contractdiepte NAP –20,0 meter. Deze diepte dient altijd aanwezig te zijn. De constructiediepte wordt meestal meer dan één meter beneden de contractdiepte gekozen. Uitgaande van een dikte van circa één meter van de caissonvloer en een laag van stortstenen ter bescherming van eventuele

vloerverbreedingen zal een aanlegdiepte (dus bovenkant stortstenen drempel) van NAP –22,0 meter worden aangehouden.

In figuur 8.2 geeft de onderste horizontale lijn de aanlegdiepte weer. Gedurende de eerste fase van het project zal vanaf metring 1715 meter tot metring 2615 de zeekade worden aangebracht. Het huidige bodemprofiel (de “harde” craglaag) bevindt zich voornamelijk onder de NAP –22,0 meterlijn. De zeebodem zal tot deze diepte moeten worden aangevuld met een filterlaag (stortsteen). Daar waar de zeebodem op een hoger niveau ligt, dient deze laag tot NAP –24,0 meter te worden afgeschraapt. Minimaal 2 meter stortsteen is vereist om de stabiliteit van de caisson te garanderen.



Figuur 8.2: Dwarsprofiel zeekade

De harde laag (zie hoofdstuk 5 en de sonderingen in bijlage F.1) heeft een hoge conusweerstand. Hieruit kan men concluderen dat deze laag bestaat uit behoorlijk vast gepakt zand. Vooralsnog worden gunstige funderingseigenschappen toebedacht aan deze laag. Verder onderzoek dient uit te wijzen of deze aanname is gerechtvaardigd.

De aanvulling tot NAP –22,0 meter dient te bestaan uit een draagkrachtige laag, aangezien de funderingsspanning onder de caissons relatief grote waarden kan aannemen. Een stortstenen drempel is een geschikte en veel toegepaste oplossing. Bovendien heeft een dergelijke aanvulling nog enkele voordelen:

- Solide weerstand tegen liquefaction (= verweking). Voornamelijk ten gevolge van dynamische belastingen (golven, scheepsbelasting) kan dit verschijnsel optreden. Cyclische belastingen bouwen onder de caisson een wateroverspanning (p stijgt) op, zodat zodra de dynamische belasting is verdwenen. De korrelspanning (σ') ter plaatse van de fundering wordt gereduceerd.

$$\sigma = p + \sigma' \leftrightarrow p \uparrow \rightarrow \sigma' \downarrow \text{ als } \sigma = \sigma_0$$

De constructie kan dan bezwijken ten gevolge van overschrijding van de maximale schuifweerstand. Het verdichten van het (aanvul)zand of het verbreden van het funderingsvlak van het caisson zijn mogelijke andere oplossingen om liquefaction tegen te gaan.

- Voorziening tegen piping. Gegeven een caisson van 30 meter, achter de caisson een waterstand van NAP en een getijverschil voor de constructie van vier meter levert volgens de formules van Bligh de benodigde kwallengte om piping te voorkomen:

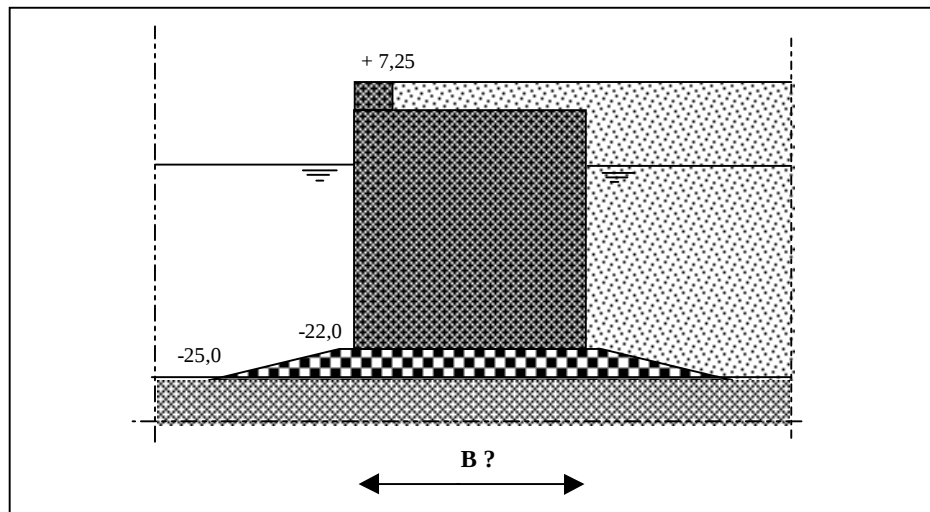
$$L \approx 1,5 \cdot C_B \cdot H$$

L = totale kwallengte (m);

C_B = constante afhankelijk van de grondsoort (fijn zand ≈ 15)

H = verval over de constructie (m)

$L \approx 1,5 \cdot 15 \cdot 2,0 \approx 45$ meter. Piping zal optreden, aangezien de aanwezige kwelengte ongeveer gelijk is aan de breedte van de caisson (30 meter). Een stortstenen drempel vormt een solide basis om mogelijke erosie van het funderingsbed door piping te voorkomen.



Figuur 8.3: Indicatie hoogte caisson

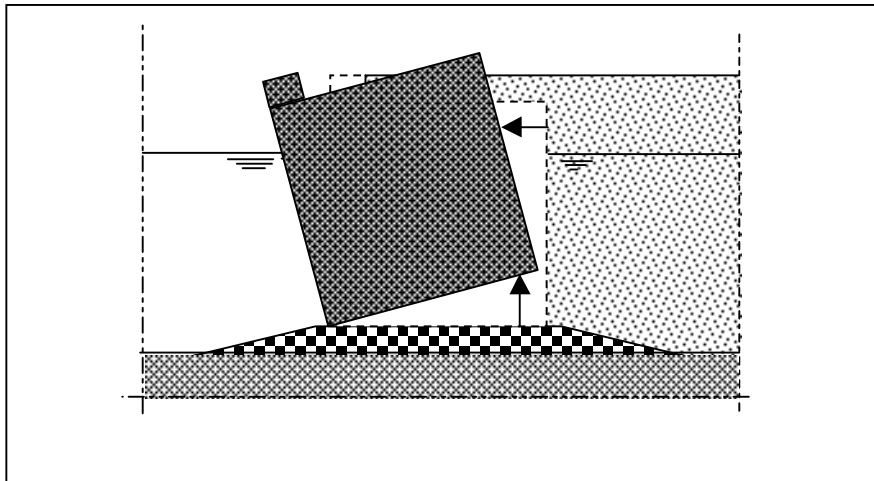
8.3.3 Breedte caisson

De breedte van de caisson is de enige dimensie die kan worden gevarieerd om het optreden van de in de inleiding genoemde faalmechanismen te voorkomen. De kans op optreden van de faalmechanismen piping en liquefaction wordt geacht door middel van de stortsteendrempel tot een aanvaardbaar niveau te zijn gereduceerd. Zodoende kan de minimaal vereiste breedte worden berekend aan de hand van de vier faalmechanismen: kantelen, afschuiven, grondbreuk en cirkelvormig glijvlak.

1) Kantelen

Kantelen van de constructie treedt niet op indien de resultante van alle krachten, die op de constructie werkzaam zijn, in het

funderingsvlak aangrijpt. Is dit niet het geval, dan zal het caisson roteren (zie figuur 4) en de stabiliteit verliezen.



Figuur 8.4: Kantelen van het caisson

Kantelen kan optreden ten gevolge van instabiliteiten van de ondergrond. Indien kantelen optreedt, wordt geacht dat de caisson onder een willekeurige as zal roteren. Ter voorkoming van kantelen wordt vaak de eis gesteld dat de (verticale) resultante van alle op de caisson werkende belastingen binnen het middelste 1/3 gedeelte van de breedte van het caisson moet liggen. Deze eis wordt getoetst in de bruikbaarheidstoestand (SLS). Oftewel:

$$e = \Sigma M / \Sigma V \leq 1/6 \cdot B$$

e = afstand tot hartlijn caisson (excentriciteit) van de resulterende kracht (m)

ΣM = som van de totale momenten op de constructie (kNm)

ΣV = som van de totale verticale krachten op de constructie (kN)

B = totale breedte van het caisson (m)

De uiterste grenstoestand (ULS) wordt bereikt indien het faalmechanisme daadwerkelijk optreedt. Zuiver kantelen vindt plaats om de voet van de caisson. Oftewel:

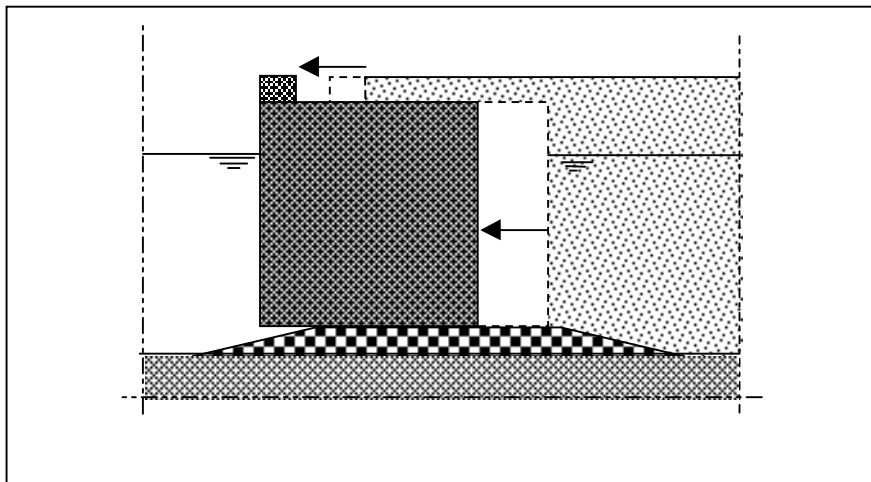
$$M_a \leq M_s$$

M_a = aandrijvend moment (kNm) t.o.v. de voet van de caisson

M_s = stabiliserend moment (kNm) t.o.v. de voet van de caisson

2) Afschuiven

Indien de maximale schuifspanning tussen de onderkant van de caisson en de funderingslaag door de horizontale belastingen op de constructie wordt overschreden, zal het caisson over de funderingslaag afschuiven.



Figuur 8.5: Verschuiven van het caisson

De maximale schuifweerstand die wordt geleverd door de funderingslaag, hangt in grote mate af van de hoek van inwendige wrijving van het funderingsmateriaal. Volgens de EAU'96 moet in het geval van een gladde onderkant worden gerekend met $\frac{2}{3} \cdot \varphi_{\text{stortsteen}}$. Dit betekent dat de wrijvingshoek van de fundering $\frac{2}{3} \cdot 37,5 = 25$ graden bedraagt. Afschuiven van de caisson treedt op indien de horizontale belasting op het caisson groter is dan de maximale wrijvingskracht tussen de onderkant van het caisson en de fundering. Oftewel:

$$\Sigma H \leq \Sigma V \cdot \tan\left(\frac{2}{3} \cdot \varphi_{\text{stortsteen}}\right)$$

ΣH = som van de totale horizontale krachten op de constructie (kN)

ΣV = som van de totale verticale krachten op de constructie (kN)

$\varphi_{\text{stortsteen}}$ = hoek van inwendige wrijving stortsteen (graden)

Controle op afschuiven vindt zowel in de uiterste grenstoestand (ULS) als in de gebruikstoestand (SLS) plaats.

3) Grondbreuk / bezwijken van fundering

Funderingsdrukken kunnen een behoorlijk grote waarden bereiken. Zo groot zelfs dat de fundering (of de ondergrond) zal gaan afschuiven. Het vergroten van de breedte van het caisson zorgt voor meer spreiding van de belasting en daarmee voor reducering van de optredende grondspanningen. Een methode om het bezwijkmoment van de grond te berekenen is met behulp van de theorie van Brinch Hansen.

De formule van Brinch Hansen luidt als volgt:

$$p_{\max} = i_c s_c c N_c + i_q s_q q N_q + i_\gamma s_\gamma \frac{1}{2} \gamma N_\gamma B_e$$

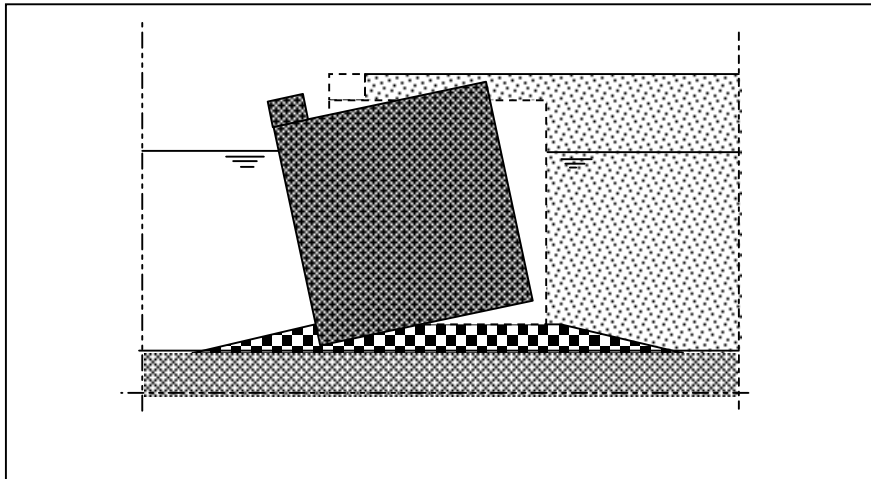
- $p_{\max}$ = maximaal toelaatbare funderingsdruk (kN/m²)
 i_c, i_q, i_γ = reductiefactoren voor de richting v/d belasting (-)
 s_c, s_q, s_γ = vormfactoren, indien fundering geen oneindig lange strook is (-)
 c = cohesie van de funderingslaag (kN/m²)
 q = bovenbelasting naast de belaste strook (kN/m²)
 γ = eigengewicht fundering, minus de gewicht van water (kN/m³)
 B_e = effectieve breedte = $B - 2 \cdot e$ (m)
 N_c, N_q, N_γ = dimensieloze constanten bepaald door Prandtl

Indien voor zand wordt aangenomen dat de cohesie gelijk is aan nul en de kade in de eindsituatie werkt als een oneindige strokenfundering (s_c, s_q en s_γ worden dan gelijk aan 1,0), wordt de bovenstaande formule gereduceerd tot:

$$p_{\max} = i_q q N_q + i_\gamma \frac{1}{2} \gamma N_\gamma B_e$$

Grondbreuk treedt op indien de optredende funderingsspanning de maximale toelaatbare funderingsdruk, bepaald aan de hand van de formule van Brinch Hansen, overschrijdt. Oftewel:

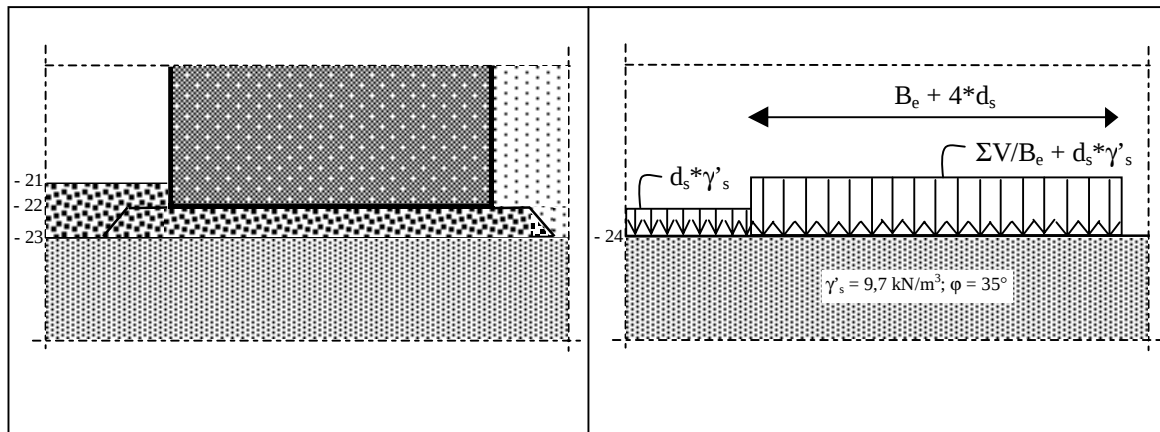
$$\Sigma V / B_e \leq p_{\max}$$



Figuur 8.6: Bezijken van de fundering

In het langsprofiel van de zeekade zijn twee maatgevende doorsneden te onderkennen (zie geotechnische randvoorwaarden). Aangezien de toelaatbare funderingsdruk $p_{\max}$ in sterke mate wordt beïnvloed door de grondeigenschappen (met name ϕ), dienen deze twee doorsneden afzonderlijk te worden beschouwd.

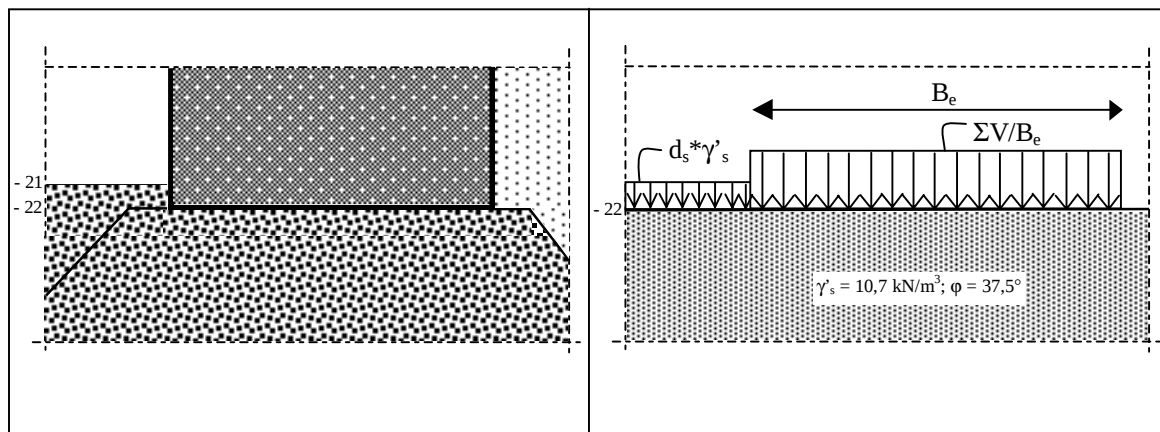
In het geval van DKM 25 bevindt de harde craglaag zich op NAP $-22,0$ m en dient ten behoeve van de stortstenen fundering twee meter van deze laag te worden afgeschraapt. In principe moet bij toepassing van de formule van Brinch Hansen bij doorsnijding van diverse grondlagen het gewogen gemiddelde van de desbetreffende ϕ 's en γ 's worden genomen. Ter vereenvoudiging wordt bij deze doorsnede de funderingsspanning gecontroleerd voor de craglaag, welke zich na het afschrappen op NAP $-24,0$ meter bevindt.



Figuur 8.7: Schematisatie funderingsdruk DKM 25

De één meter dikke stortstenen laag onder de caisson vergroot de belasting op de harde craglaag. De belasting spreidt zich onder 45 graden door deze laag, wat betekent dat de breedte wordt vergroot (bij één meter dikte) met twee meter. Verder zij vermeld dat de effectieve spanningen in rekening moeten worden gebracht.

In doorsnede DKM 75 moet vanaf NAP –25,0 meter stortsteen worden aangevuld. De analyse volgens Brinch Hansen wordt geheel in deze laag toegepast. Figuur 8.8 schetst deze situatie.



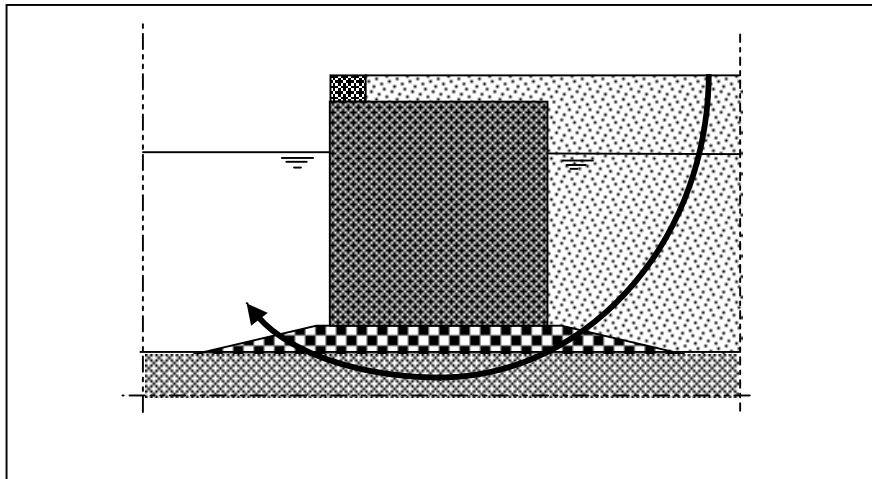
Figuur 8.8: Schematisatie funderingsdruk DKM 75

De verschillen met DKM 25 zijn een geringere bovenbelasting (q), echter een hoger effectief gewicht (γ'_s) en een grotere hoek van inwendige wrijving (ϕ).

De analyse in de volgende paragraaf geeft uitsluitend of een (groot) verschil in de benodigde breedte voor beide doorsneden bestaat.

4) Afschuiven volgens een cirkelvormig glijvlak

Bij stabiliteitsverlies volgens een cirkelvormig glijvlak schuift zowel een deel van de ophoging als een deel van de ondergrond af. De schuifsterkte langs een dergelijk glijvlak is dan niet groot genoeg om weerstand te bieden tegen de aandrijvende kracht, veroorzaakt door het gewicht van de afschuivende grond.



Figuur 8.9: Afschuiven van de caisson volgens cirkelvormig glijvlak

Stabiliteit op basis van de methode Bishop is gebaseerd op het ontstaan van cirkelvormige glijvlakken en gaat uit van een evenwicht tegen roteren van het desbetreffende grondmassief, waarbij het hoogte verschil in dit geval wordt opgevangen door de caisson. Daartoe wordt de doorsnede in verticale lamellen opgedeeld. De rekenwaarde van het aandrijvend moment moet kleiner zijn dan het stabiliserend moment. Oftewel:

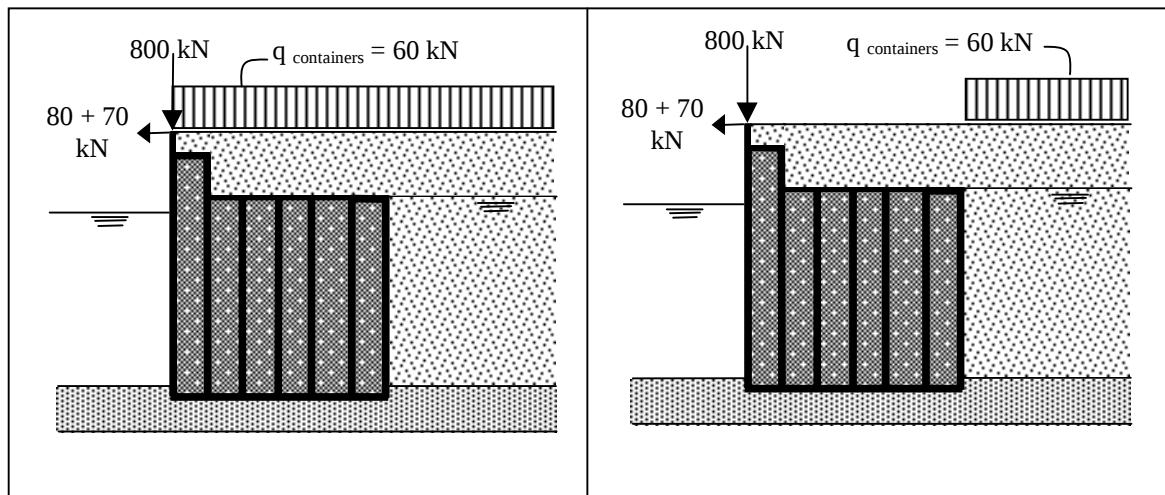
$$M_a \leq M_s$$

M_a = aandrijvend moment (kNm)
 M_s = stabiliserend moment (kNm)

8.4 Berekening van de hoofddimensies van de caisson

8.4.1 Rekenuitvoer

Ter controle op de vier faalmechanismen wordt de minimaal benodigde breedte van de caisson berekend, zodat optreden van deze mechanismen (volgens de vastgestelde veiligheidsfactoren) wordt voorkomen. Er wordt onderscheid gemaakt tussen twee belastingsituaties, zie figuur 8.10. In het ene geval is de variabele (container)belasting actief boven de caisson, in het andere geval is deze belasting afwezig. In de situatie van afschuiven wordt de kraanbelasting niet in rekening gebracht.



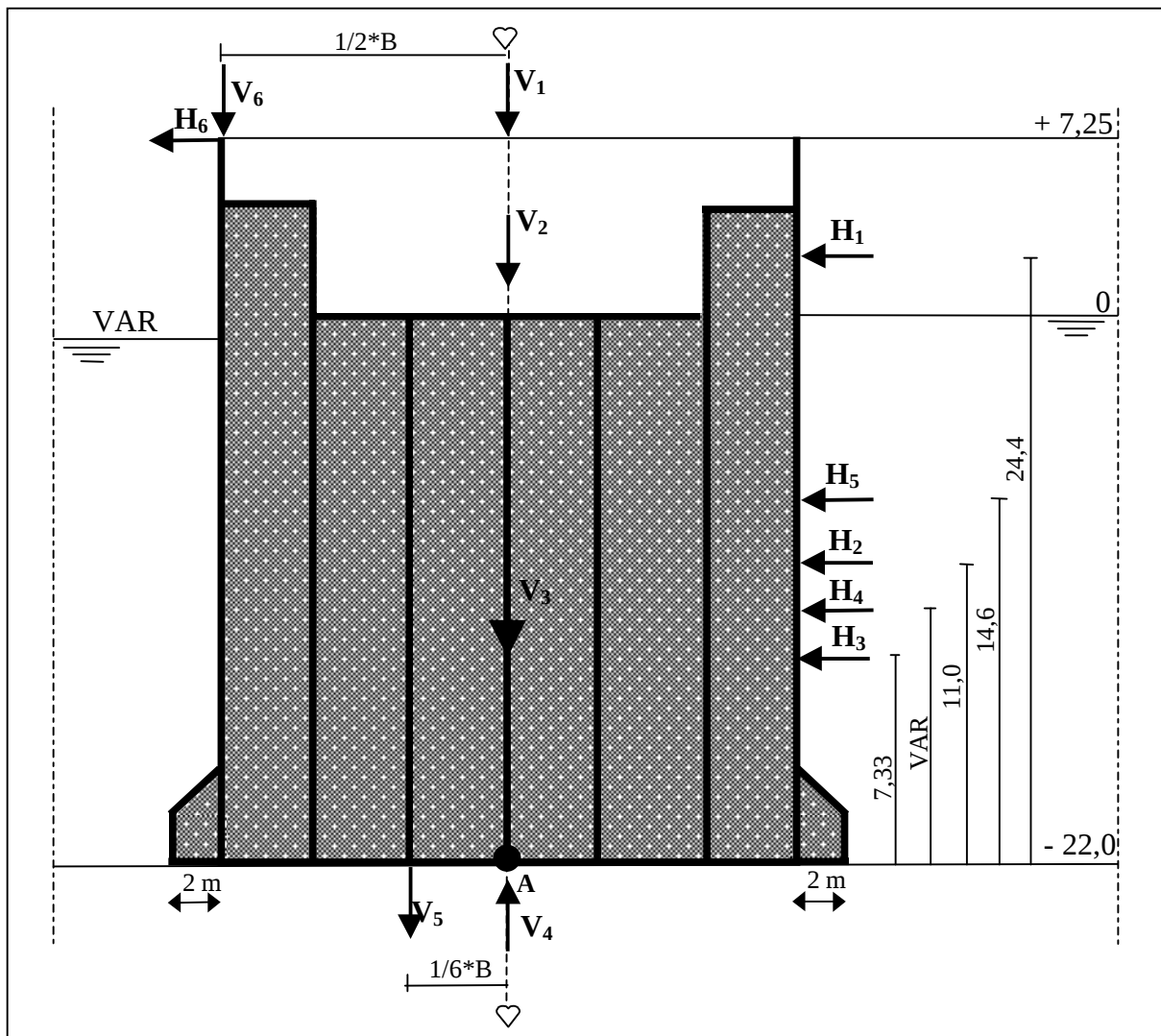
Figuur 8.10: Belastingssituaties faalmechanismen caisson

In een spreadsheet wordt het onderstaande belastingschema ingevoerd. Zodoende kan per combinatie van Lastfall en faalmechanisme de minimale breedte van de caisson worden berekend.

In het uiteindelijke ontwerp is de achterkraanbaan geïntegreerd in de constructie. Er wordt daarom gerekend met gronddrukken die al vanaf NAP +7,25 m op de constructie werken. Om rekentechnische reden is de resultante van de horizontale gronddrukken onder de freatische lijn gesplitst.

De waterstand aan de zeezijde fluctueert. Hierdoor dient een correctie plaats te vinden van de opwaartse waterdruk (V4).

Tevens verandert de resultante en ook het teken van de horizontale waterdruk (H4).

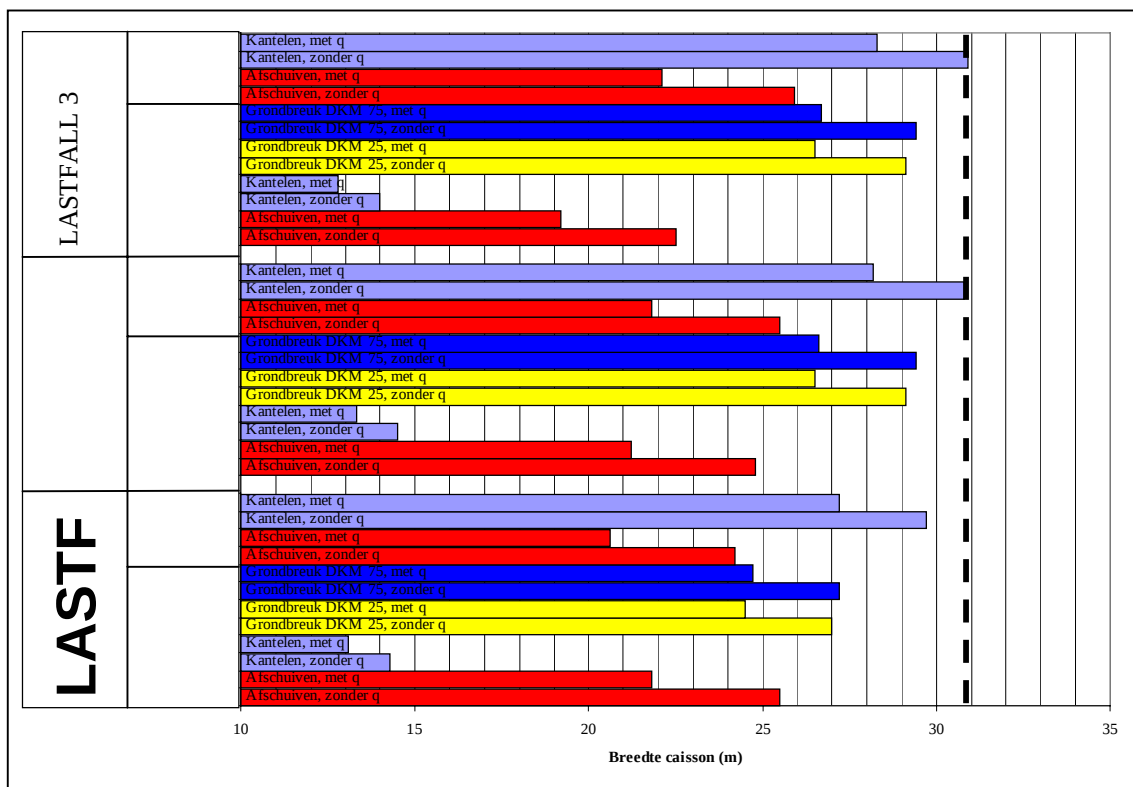


Figuur 8.11: Invoer overzicht caissonberekening

- V_1 = Verticale kracht uit bovenbelasting containers ($q = 60 \text{ kN/m}^2$)
- V_2 = Verticale kracht uit grond boven op caisson ($\gamma_d = 16 \text{ kN/m}^3$)
- V_3 = Eigen gewicht caisson ($\gamma_{\text{caisson}} = 21 \text{ kN/m}^3$)
- V_4 = Opwaartse waterdruk (waterstand voor en achter caisson NAP)
- V_5 = Correctie opwaartse waterdruk door fluctuatie in buitenwaterstand
- V_6 = Verticale kraanbelasting (800 kN)

- H_1 = Resultante van de horizontale gronddruk boven freatische lijn
 H_2 = Resultante van de horizontale gronddruk onder freatische lijn (1)
 H_3 = Resultante van de horizontale gronddruk onder freatische lijn (2)
 H_4 = Resultante van de horizontale waterdruk (fluctueert!)
 H_5 = Resultante van de horizontale gronddruk uit de bovenbelasting
 H_6 = Horizontale kraanbelasting + bolderkracht (80 kN + 70 kN)

Indien alle combinaties van Lastfallen en belastingsituaties met de diverse faalmechanismen worden gecombineerd, ontstaat het volgende overzicht:



Figuur 8.12: Overzicht benodigde breedte caisson

Uit figuur 8.12 blijkt dat de minimale breedte (B in figuur 8.11) 31,0 meter bedraagt. In dat geval wordt voldaan aan de

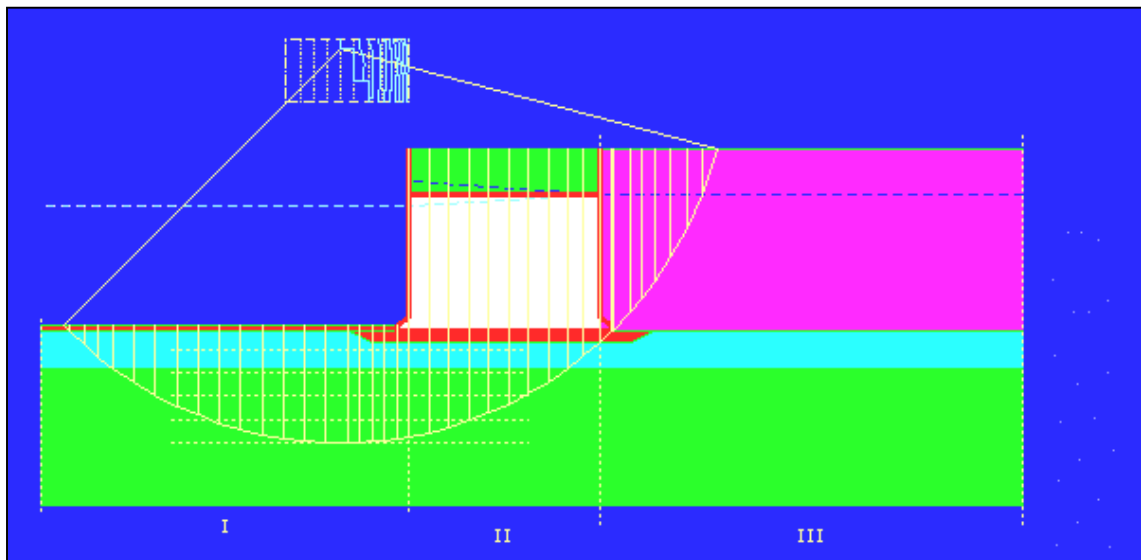
veiligheidseisen volgens de ULS, alsmede aan de verplaatsingseisen in de SLS.

Een nadere bestudering van figuur 8.12 geeft de volgende conclusies:

- de belastingsituatie met bovenbelasting (containers) op de caisson is in geen enkel geval maatgevend
- de doorsneden DKM 25 en DKM 75 vereisen min of meer dezelfde breedte om groundbreuk te voorkomen
- kantelen in de bruikbaarheidstoestand (met als toets dat de resultante in het middelste 1/3 gedeelte van de caisson moet liggen) blijkt in elke Lastfall maatgevend

Het faalmechanisme van totale instabiliteit veroorzaakt door een cirkelvormig glijvlak wordt gecontroleerd met behulp van de rekenprogrammatuur Mstab. De belastingsituatie zonder bovenbelasting op de caisson wordt overeenkomstig de drie Lastfallen gecontroleerd. De totale veiligheid moet voldoen aan de factoren in tabel 8.2.

Uit de analyse blijkt dat de situaties met hoogwater de meest kritieke glijcirkels opleveren. Dit faalmechanisme blijkt echter niet maatgevend voor de breedtebepaling van de caisson. In alle drie de Lastfallen is de veiligheid circa 2,5. Eén en ander wordt geïllustreerd aan de hand van figuur 8.13.

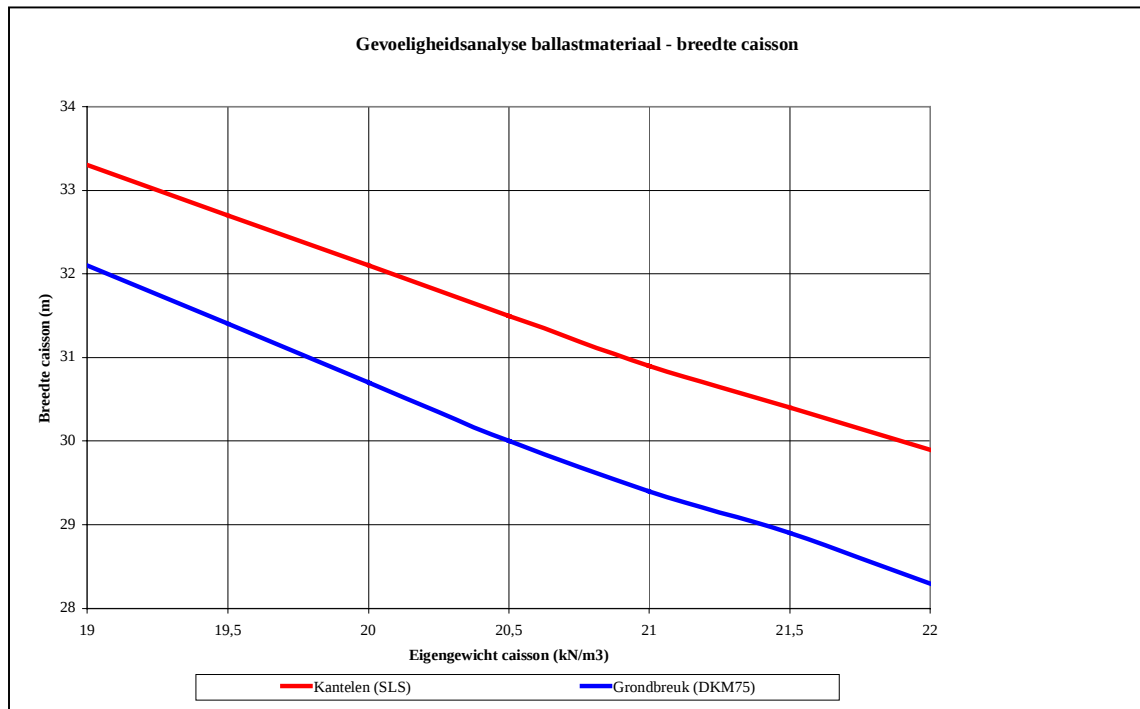


Figuur 8.13: Afschuiven langs een cirkelvormig glijvlak DKM 25

8.4.2 Gevoeligheidsanalyse

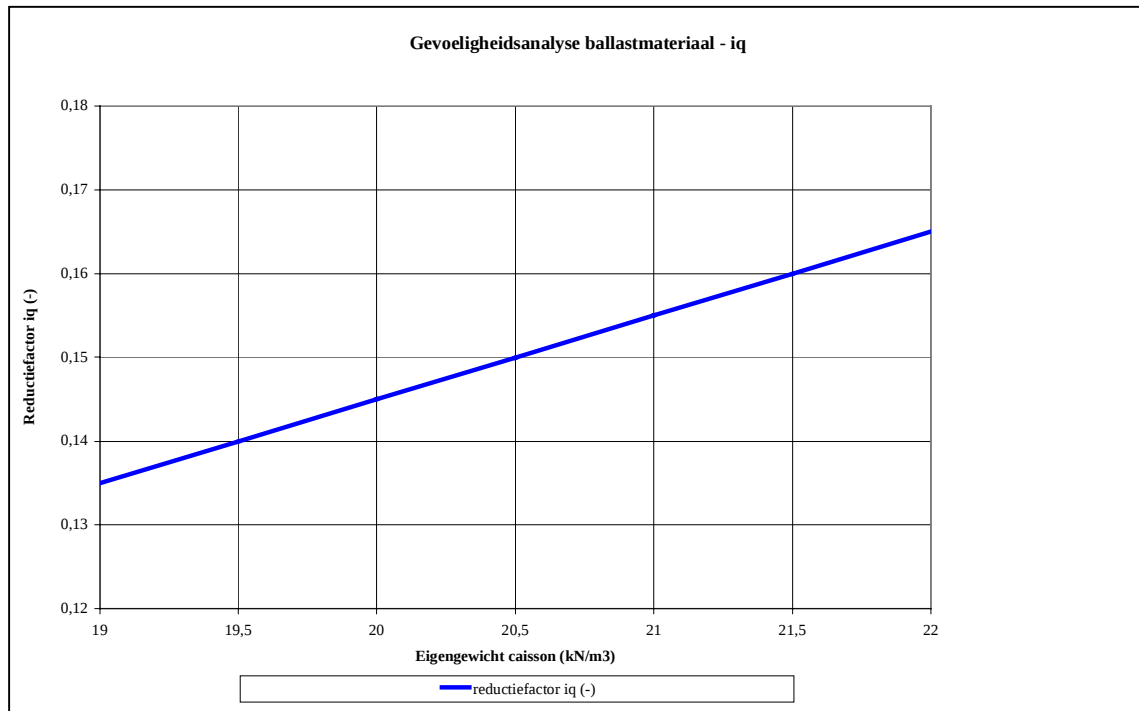
Nadat de caissons zijn gefabriceerd is het ballastmateriaal de enige parameter die nog invloed kan uitoefenen op de eindsituatie. De bovenstaande exercitie is uitgevoerd met $\gamma_{\text{caisson}} = 21 \text{ kN/m}^3$. Een gevoeligheidsanalyse geeft inzicht in de fluctuaties van het ballastmateriaal voor de controle op grondbreuk DKM 75 en kantelen (SLS), beide in Lastfall 3.

De lijnen in figuur 8.14 geven aan dat hoe groter het eigengewicht is, hoe meer de breedte van de caisson wordt gereduceerd. Aangaande het gebruikscriterium kantelen is deze relatie gevoelsmatig juist: een groter eigengewicht zorgt voor meer verticale belasting en daardoor een verkleining van de excentriciteit.



Figuur 8.14: Gevoeligheidsanalyse ballastmateriaal – breedte caisson

Bij controle op grondbreuk ligt dit anders. Men zou verwachten dat dan een grotere verticale belasting een grotere breedte vereist. Echter, de maximaal opneembare funderingsspanning wordt in deze configuratie grotendeels bepaald door de verhouding van horizontale en verticale krachten (in de formule van Brinch Hansen: de factoren i_q en i_γ) werkend op de caisson. Door vergroting van de verticale belasting wordt deze verhouding gunstig beïnvloed.



Figuur 8.15: Gevoeligheidsanalyse ballastmateriaal – iq

In het ballastmateriaal is overigens het gewicht van de betonnen constructie geïncorporeerd.

8.5 Dimensionering constructie-elementen caisson

8.5.1 Inleiding

Het doel van deze paragraaf is het komen tot de globale dimensies van de betonddoorsneden van de caisson. Hiertoe dienen de maatgevende belastingen op de desbetreffende elementen te worden bepaald. De caissondoorsnede kan in vier elementen worden verdeeld; voor- en achterwand, kopwand, tussenwand en de caissonvloer. De berekeningen zijn gebaseerd op de volgende veronderstellingen:

- Eventuele voorspanning van de caisson in lengterichting wordt buiten beschouwing gelaten;
- Het ballastmateriaal zal ten gevolge van silowerking ("boogwerking") in de compartimenten niet een volledige druk op de wanden ontwikkelen. Om gunstige werking van silowerking niet geheel uit te sluiten wordt gebruik gemaakt van actieve gronddrukken in plaats van neutrale;
- De achterwand wordt geacht dezelfde afmetingen te verkrijgen als de voorwand;
- Normaalkrachten in de elementen (door bijv. eigengewicht) worden verwaarloosd;
- In de belastinggevallen zal een deterministische veiligheid van 1,2 worden aangehouden;
- Alle onderdelen hebben een constante dikte. In een gedetailleerder ontwerp kan wellicht een verlopende dikte over de lengte van de elementen worden toegepast.

a)

De dikte van de elementen wordt bepaald aan het criterium dat geen afschuifwapening nodig is. Dan geldt:

$$\tau_d = V_d / (b \cdot d) \leq \tau_{\max}$$

$$\tau_{\max} = 0,21 + 0,01 \cdot f'_{ck}$$

τ_d = rekenwaarde van de schuifspanning (N/mm²)

V_d	=	rekenwaarde van de dwarskracht (N)
b	=	werkende breedte van het element (mm)
d	=	dikte van het element (mm)
$\tau_{\max}$	=	maximaal opneembare schuifspanning (N/mm ²)
f'_{ck}	=	karakteristieke kubusdruksterkte (N/mm ²)

b)

De benodigde buigwapening wordt berekend aan de hand van onderstaande relatie:

$$\omega_0 \sim M_d / (b \cdot d^2 \cdot f'_b)$$

ω_0	=	wapeningspercentage (%)
M_d	=	rekenwaarde van het optredend moment (kNm)
b	=	werkende breedte van het element (m)
d	=	dikte van het element (m)
f'_b	=	maximale rekenwaarde van de drukspanning in het beton (N/mm ²)

De relatie tussen het wapeningspercentage en het buigend moment wordt weergegeven in bijlage I.1. In alle doorsneden dient een dekking van 50 mm worden aangehouden.

8.5.2 Beschrijving constructie-elementen van de caisson

Het aantal kg wapeningsstaal per m³ beton wordt met 15 % verhoogd ter compensatie van de hulpwapening en overlappen. De vloer wordt in vier richtingen gewapend, de wanden in twee richtingen (horizontaal). Voor de verticale wapening in de wand bestaat uit 25 % van de horizontale wapening. Tenslotte:

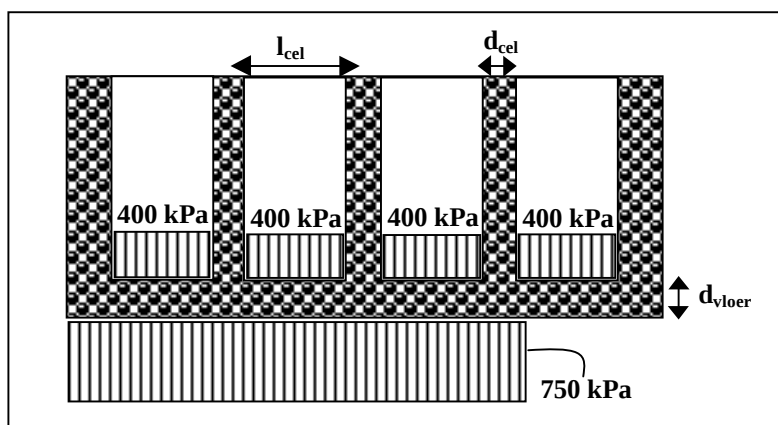
- in de eerste drie meter van de wanden (vanaf de vloerplaat) wordt 75 % meer wapening worden opgenomen om krimp-scheuren door temperatuurverschillen op te vangen.
- de benodigde wapening in de caisson vloer wordt met 50% vermeerderd, aangezien scheurwijdte beperking (agressieve

omgeving) en opgelegde vervorming (zowel in de bouwfase als in de eindsituatie) maatgevend kunnen zijn.

De optredende buigende momenten in de vloer en de wanden worden berekend aan de hand van de theorie over maatgevende momenten van star ondersteunde platen onder gelijkmatig verdeelde belasting. Tussenwanden worden bovenin gewapend op het minimale wapeningspercentage.

Vloerplaat:

De maatgevende belastingsituatie voor de vloerplaten is gedurende de gebruikssituatie. Met behulp van de spreadsheet uit de vorige paragraaf is de maximale funderingsdruk bepaald onder de caisson. Die waarde blijkt circa 750 kPa, oftewel 750 kN/m² te bedragen.



Figuur 8.16: Schematisatie caissonvloer

De funderingsdruk van 750 kPa wordt verminderd door het gewicht van het ballastzand, te weten $20 \times 20 \text{ kN/m}^3 = 400 \text{ kPa}$. De netto belasting (p_d) bedraagt dan circa **350 kPa**. In deze situatie wordt geen veiligheidsfactor 1,2 in rekening gebracht, aangezien de waarde van 750 kPa uit een analyse van een uiterste grenstoestand is verkregen.

Uit bijlage I.1 blijkt:

$I_y/I_x \approx 1$ geeft voor steunpuntmoment vierzijdig ingeklemd: $M_d = 0,051 \cdot p_d \cdot (l_{cel})^2$

De rekenwaarde van de dwarskracht V_d wordt bepaald door de reactiekracht in de celwanden te beschouwen. Aangezien de belasting boven de celwand direct wordt afgedragen en de belasting ernaast zich onder 45 graden verspreidt, wordt de waarde van V_d :

$$V_d = \frac{1}{2} \cdot P_d \cdot (l_{cel} - \frac{1}{2} \cdot d_{cel} - d_{vloer})$$

waarin d_{vloer} de nuttige hoogte is. Voor de vloer geldt $d_{vloer} \approx 0,9 \cdot h_{vloer}$.

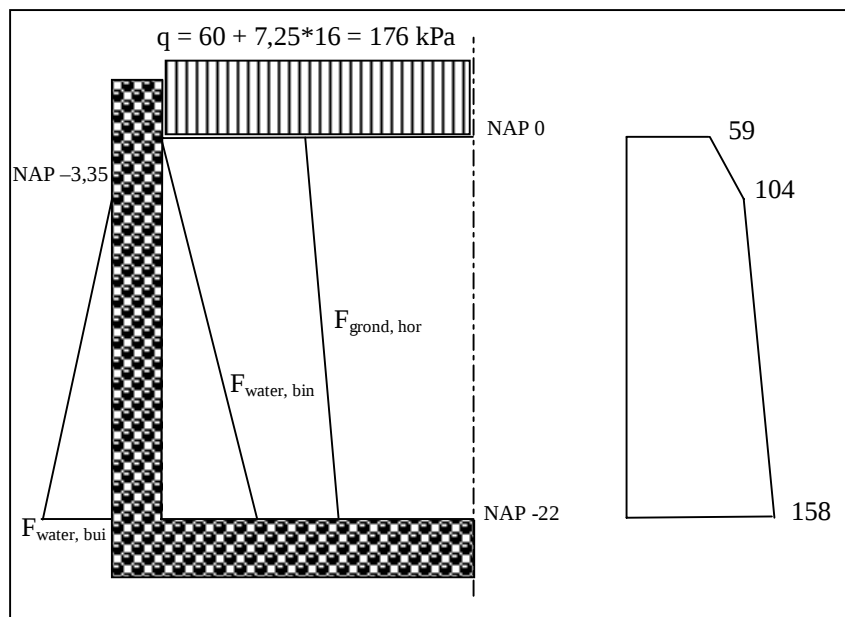
Voor- en achterwand:

Ter bepaling van de dikte van de voor- en achterwand worden twee belastinggevallen beoordeeld. Enerzijds de grootste belasting van buiten naar binnen gericht en anderzijds van binnen naar buiten.

Het eerste geval treedt op tijdens het transport van de caissons. Door het opdrijvend vermogen van de caisson ontstaat een waterdruk van buiten naar binnen. Indien wordt aangenomen dat het de caisson een diepgang heeft van de helft van de totale hoogte (circa 10,5 meter) en wordt belast door golfbelasting ($H = 1,0$ meter) resulteert een waterdruk van 11 meter. Deze situatie is niet maatgevend ten opzichte van de druk van binnen naar buiten, echter zorgt er wel voor dat de buitenwanden tweezijdig gewapend dienen te worden.

Het maatgevende geval is in onderstaande figuur weergegeven. In een ongunstige situatie werkt de bovenbelasting (containers en aanvullaag) door op de buitenwand, aangezien de bovenkant van de caisson wordt afgestort met schuimbeton. Bovendien geldt een

buitenwaterstand (laagwater) met een optreden van eens in de 50 jaar.



Figuur 8.17: Schematisatie caissonwanden

De belasting op de wand wordt gezien als een gelijkmatig verdeelde belasting P_d (met veiligheidsfactor) $= 1,2 \cdot 158 = \mathbf{190 \text{ kN/m}^2}$. De wanden worden geacht in drie richtingen te zijn ingeklemd. De verhouding tussen de breedte en hoogte van de wand is 4 à 5, zodat $l_y/l_x = 3$ in bijlage I.1. Dan geldt:

$$M_d = 0,083 \cdot p_d \cdot (l_{\text{cel}})^2$$

$$V_d = \frac{1}{2} \cdot P_d \cdot (l_{\text{cel}} - \frac{1}{2} \cdot d_{\text{cel}} - d_{\text{wand}})$$

Om de caisson een zoveel mogelijke symmetrische opbouw te geven wordt de achterwand gelijk geschaard aan de voorwand en krijgen dus beide dezelfde dikte. De geschetste belastingsituatie is erg conservatief, echter zodoende wordt extra capaciteit gecreëerd om bijvoorbeeld scheepsbelastingen te weerstaan.

Kop- en tussenwanden:

Het maatgevende belastinggeval voor de kopwand is de situatie tijdens het transport. Indien een resulterende kracht van 11

meter waterkolom werkt op de wand (aangenomen dat de wand onderhevig is aan golfbelasting), ontstaat een belasting van $11 \cdot 10,3 = 113 \text{ kN/m}^2$. Met een veiligheidsfactor van 1,2 betekent dit een rekenbelasting van **$P_d = 136 \text{ kN/m}^2$** .

De tussenwanden worden in principe gedurende de transport- en gebruiksfase op normaalkracht in horizontale zin en door het eigengewicht in verticale zin belast. De wanden worden gedimensioneerd op de veronderstelling dat tijdens het ballasten de compartimenten ongelijktijdig worden gevuld. Indien de caisson eerst volledig met water wordt geballast en vervolgens per compartiment wordt gevuld met ballastmateriaal, werkt een horizontale gronddruk over de gehele hoogte: $20 \cdot (20 - 10,3) \cdot 1/3 = 65 \text{ kN/m}^2$. Hierdoor wordt de rekenbelasting inclusief veiligheidsfactor **$P_d = 78 \text{ kN/m}^2$** . De minimale dikte van de tussenwanden bedraagt 0,20 m. Bovendien wordt aangenomen dat de bovenste helft van de tussenwanden ten gevolge van de driehoeksbelasting met het minimale percentage is gewapend.

Dezelfde relaties voor M_d en V_d gelden als geschetst bij de voor- en achterwand.

8.5.3 Optimalisatie caissondoorsnede

Een analyse ter bepaling van de optimale caissonconfiguratie wordt gemaakt met drie verschillende betonklassen: B25, B35 en B45. Het toepassen van een hogere betonklasse heeft het voordeel dat de vloer en wanden lichter gedimensioneerd kunnen worden. Echter het nadeel bestaat dat de scheurwijdtebeperking maatgevend kan worden voor het dimensioneren van de elementen. Naast de variatie in betonklassen wordt ook het aantal cellen in breedterichting gevarieerd. Het uiteindelijke doel is de caissonconfiguratie te vinden, die de laagste geschatte kosten per strekkende meter kade bezit.

Betonklasse	$\tau_{\max}$ (N/mm²)	f'_b (N/mm²)	$w_{0, \min}$ (%)
B25	0,46	15	0,15
B35	0,56	21	0,18
B45	0,66	27	0,21

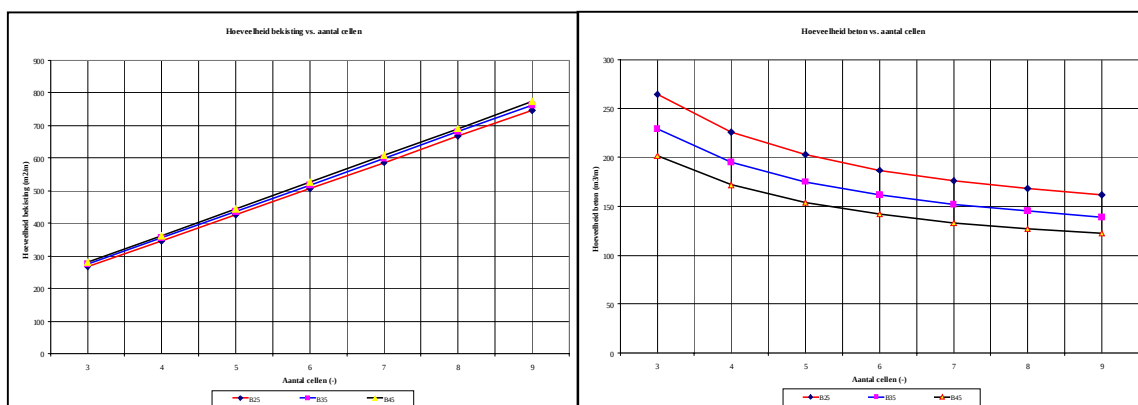
Tabel 8.3: Overzicht betoneigenschappen

Naast de in tabel 8.3 gepresenteerde betoneigenschappen dient een schatting te worden gemaakt van eenheidsprijzen. In de definitieve kostenraming zullen deze nader worden gespecificeerd. Voorlopig worden de prijzen in tabel 8.4 aangehouden.

Kostensoort	Prijs (euro)	Eenheid
Beton B25	126,50	euro/m ³
Beton B35	129,00	euro/m ³
Beton B45	144,00	euro/m ³
Wapeningsstaal (Fe500 HW)	800	ton (1000 kg)
Bekisting	25	euro/m ²
Ballastzand	10	euro/m ³
Transporteren en plaatsen	250.000	euro/caisson

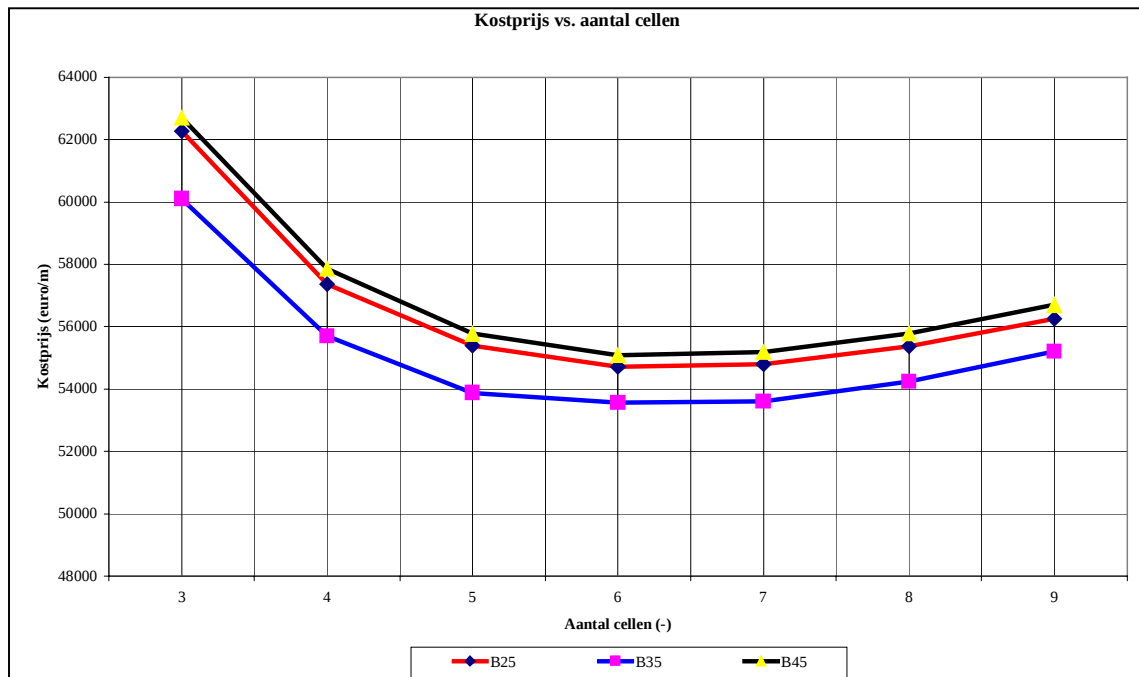
Tabel 8.4: Overzicht eenheidsprijzen

In onderstaande figuren zijn de resultaten uit de analyse gepresenteerd.



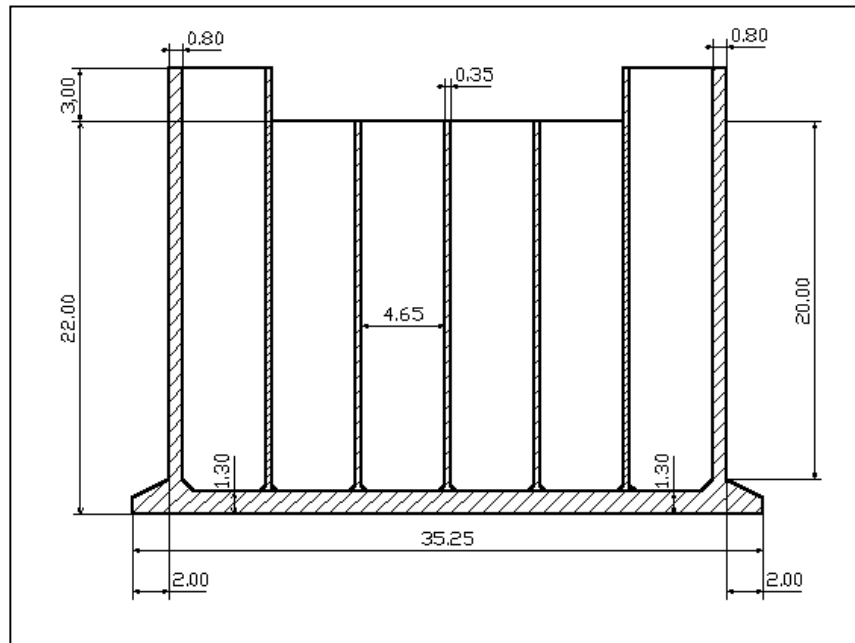
Figuur 8.18: Hoeveelheden bekisting en beton bij verschillende caissonconfiguraties

De uitkomsten van bovenstaande figuur zijn volgens verwachting. Hoe meer cellen, hoe meer bekistingoppervlak wordt gegenereerd. Daarnaast neemt de benodigde hoeveelheid beton bij toename van het aantal cellen af. De vloer en wanden worden minder belast aangezien de lengte van de overspanningen door toename van het aantal cellen afneemt.

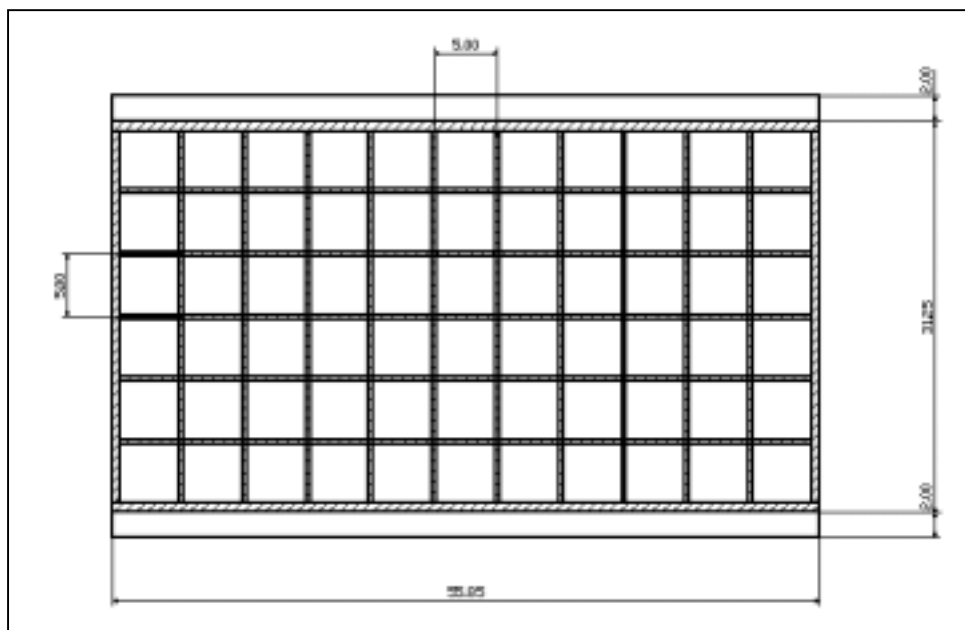


Figuur 8.19: Geschatte kostprijs caisson per strekkende meter kade

Uit figuur 8.19 blijkt dat het optimale aantal cellen zes bedraagt, met toepassing van betonklasse B35. Dit betekent dat de inwendige afmetingen van de cellen 4,65*4,65 meter zijn. Indien de caissons worden gefabriceerd uit B45, blijkt dat de kostprijs per m³ toch te hoog is in vergelijking met B35. Zeker gezien de kans op scheurvorming lijkt toepassing van B35 een goede keuze. Bovendien is, gezien de qua kosten relatief kleine verschillen tussen caissons uit 6 of 7 cellen, het toepassen van zo weinig mogelijk cellen voordelig voor de bouwsnelheid (minder vierkante meters bekisting). De toename van de te storten hoeveelheid beton is progressief dalend. De berekeningen van een caisson uit 6x11 cellen zijn in bijlage I.2 bijgevoegd.



Figuur 8.20: Configuratie caisson met opstort (NAP +3,0 m)



Figuur 8.21: Bovenaanzicht gehele caisson

8.6 Stabiliteit tijdens het transport

Instabiliteiten van de caisson kunnen zich niet alleen in de eindsituatie voordoen. Ook in de uitvoeringsfase dient dit gevaar te worden geanalyseerd. Drie situaties worden beschouwd:

- voldoende opdrijvend vermogen / zo klein mogelijke diepgang
- kantelen van de caisson tijdens transport
- dynamische stabiliteit (eigenperiode)

De beschouwing geschiedt aan de hand van de configuratie uit figuur x. Invloeden van opstorten en andere toevoegingen aan de doorsnede op de stabiliteit worden verwaarloosbaar geacht.

Opdrijvend vermogen:

De diepgang van het caisson is vanwege omgevingsfactoren gelimiteerd. Het havengebied van Vlissingen-Oost, waarin een bouwlocatie voor caissons moet worden gevonden, heeft een getij-ongebonden doorvaart met een diepgang van circa 13 meter.

Indien wordt verondersteld dat de caisson niet geballast hoeft te worden, heeft de caisson een diepgang (afhankelijk van de soortelijke massa van het water en rekening houdend met kielspeling) van rond de 13 meter. Op basis van deze gegevens wordt verwacht dat de diepgang van de caissons geen belemmering zal vormen voor het uitvoeringsproces.

Doorsnijdend oppervlak caisson (31,25*55,85 meter)	1745 m ²
Gewicht caisson (9096 m ³ beton + 689 ton staal)	225.190 kN
Diepgang caisson ($\gamma_{\text{water}} = 10,0 \text{ kN/}$ m ³)	12,90 meter
Diepgang caisson ($\gamma_{\text{water}} = 10,3 \text{ kN/}$ m ³)	12,53 meter

Tabel 8.5: Opdrijvend vermogen caisson

Kantelen tijdens transport:

Het voorkomen van kantelen van de caisson tijdens het transport kan maatgevend zijn voor de afmetingen. In de literatuur wordt vaak de eis gesteld dat de indien stabiliteit moet worden gewaarborgd moet gelden:

- Het metacentrum (M) moet boven massazwaartepunt (G) liggen;
- Het lijnstuk GM, ook wel metacentrumhoogte h_m , moet groter zijn dan 0,5 meter.

Omdat de caissons hoog boven het wateroppervlak uitsteken (10 meter) zijn deze in de omgeving van Vlissingen-Oost gevoelig voor windbelasting. Daarom wordt een metacentrumhoogte h_m van minimaal 1,0 meter geëist. De caisson voldoet ruimschoots.

Caisson (L*B*H)	55,85*31,25*22,0 (meters)
Zwaartepunt G (t.o.v. onderkant caisson)	8,86 meter
Metacentrumhoogte M (t.o.v. onderkant caisson)	12,76 meter
h_m	3,9 meter

Tabel 8.6: Stabiliteit caisson tijdens transport

Dynamische stabiliteit (eigenperiode):

Tenslotte bestaat het gevaar dat de caisson wordt opgeslingerd door deining of golven. Wil opslingeren worden voorkomen, dan dient de eigenperiode van het element groter te zijn dan de periode van de golven of deining. $T_{\text{eigen}} = 2\pi \cdot j / (h_m \cdot g)^{1/2}$, met j = polaire massa-traagheidstraal (m). T_{eigen} bedraagt circa 11 s, T_{piek} bedraagt ≈ 5 s → stabiel.

8.7 Plaxis-analyse caissonconstructie

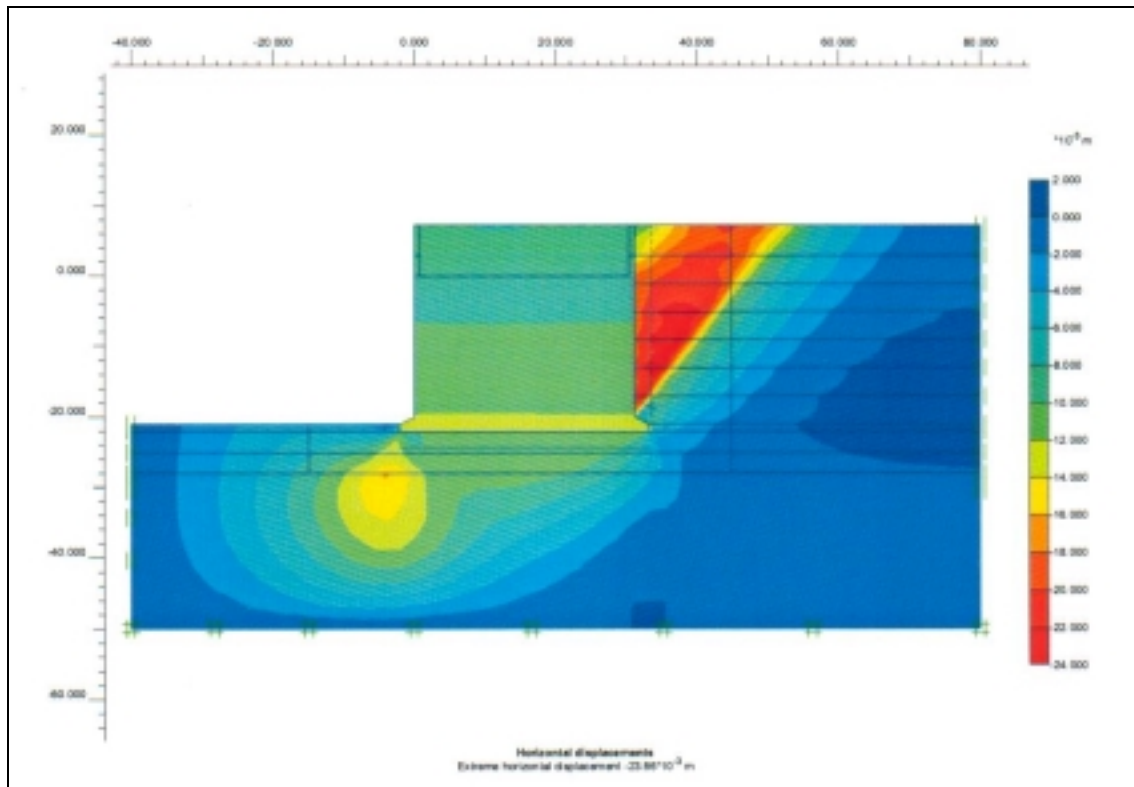
8.7.1 Inleiding

De caisson is in de analyse met Plaxis ingevoerd als een massief blok (lineair-elastisch materiaal), met als gewicht 21 kN/m^3 . De betonnen doos en het vulmateriaal zijn als één geheel beschouwd.

Ook deze excersitie heeft als doel de analyse in de SLS en ULS. In het geval van betonnen gewichtsconstructies is een verschuiving van enkele centimeters in de gebruikstoestand acceptabel. Het veiligheidsniveau in de ULS dient, eveneens als de combiwandconstructie, een factor 1,25 te bedragen.

8.7.2 Controle Service Limit State

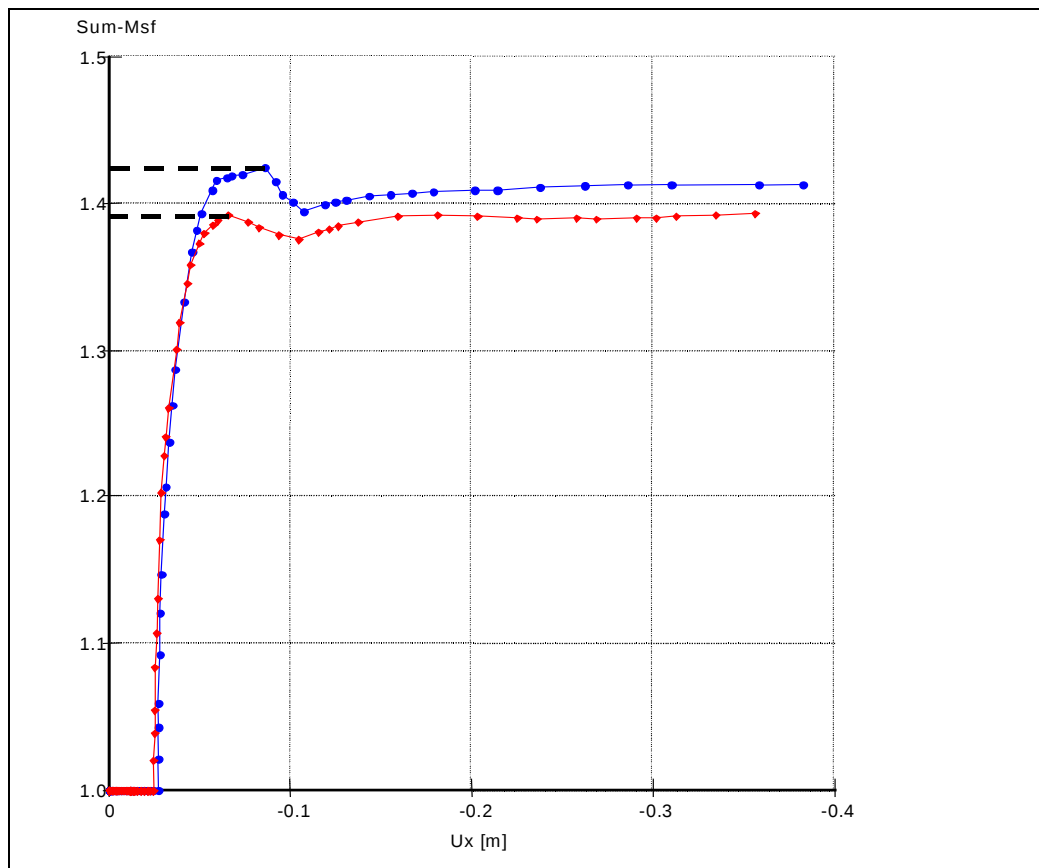
Figuur 8.22 geeft de horizontale verplaatsingen weer in de gebruiktoestand, indien er geen containerbelasting op de caisson aanwezig is (er achter natuurlijk wel). Het blijkt dat de verplaatsingen hooguit 2 cm bedraagt. Goed waarneembaar zijn de gevolgen van het aanvullen achter de caisson. De grootste horizontale verplaatsingen vinden daar plaats.



Figuur 8.22: Horizontale verplaatsingen BGT caisson

8.7.3 Controle Ultimate Limite State

De reductie van $\tan(\phi)$ moet ten minste een factor 1,25 bedragen. De analyse is uitgevoerd in Lastfall 1, 1C. In figuur 8.22 zijn de resultaten van deze phi-c reductie weergegeven.

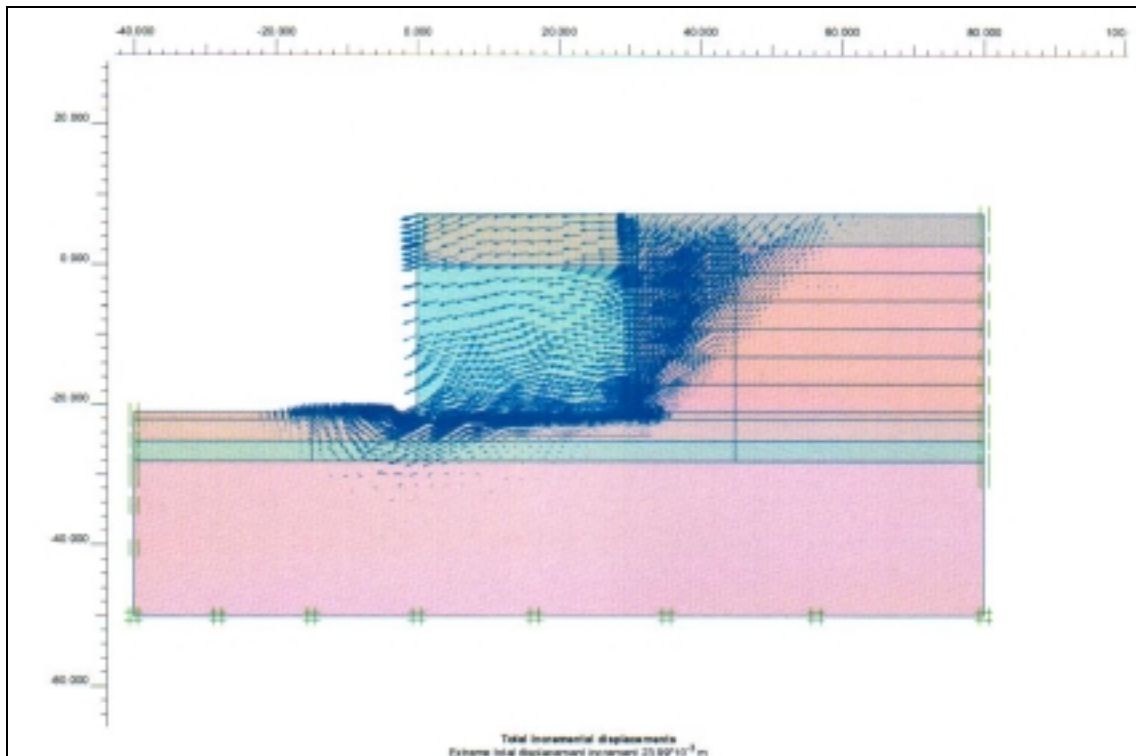


Figuur 8.23: Reductie $\tan(\phi)$ SUMsf caisson

De analyse is uitgevoerd voor twee situaties: één met containerbelasting op de caisson en één zonder. Beide situaties hebben een zeewaarts gerichte kraanbaanbelasting. In de statische berekeningen is naar voren gekomen dat in geen enkel geval containerbelasting op de caisson maatgevend is. De bovenste, blauwe lijn in figuur 8.23 geeft de situatie weer en de rode zonder containerbelasting op de caisson. De eerdere conclusie is dus gerechtvaardigd: de veiligheid zonder bovenbelasting op de caisson is het kleinst. Overigens is het bereikte veiligheidsniveau (1,39) ruim voldoende om aan de eis van 1,25 te voldoen.

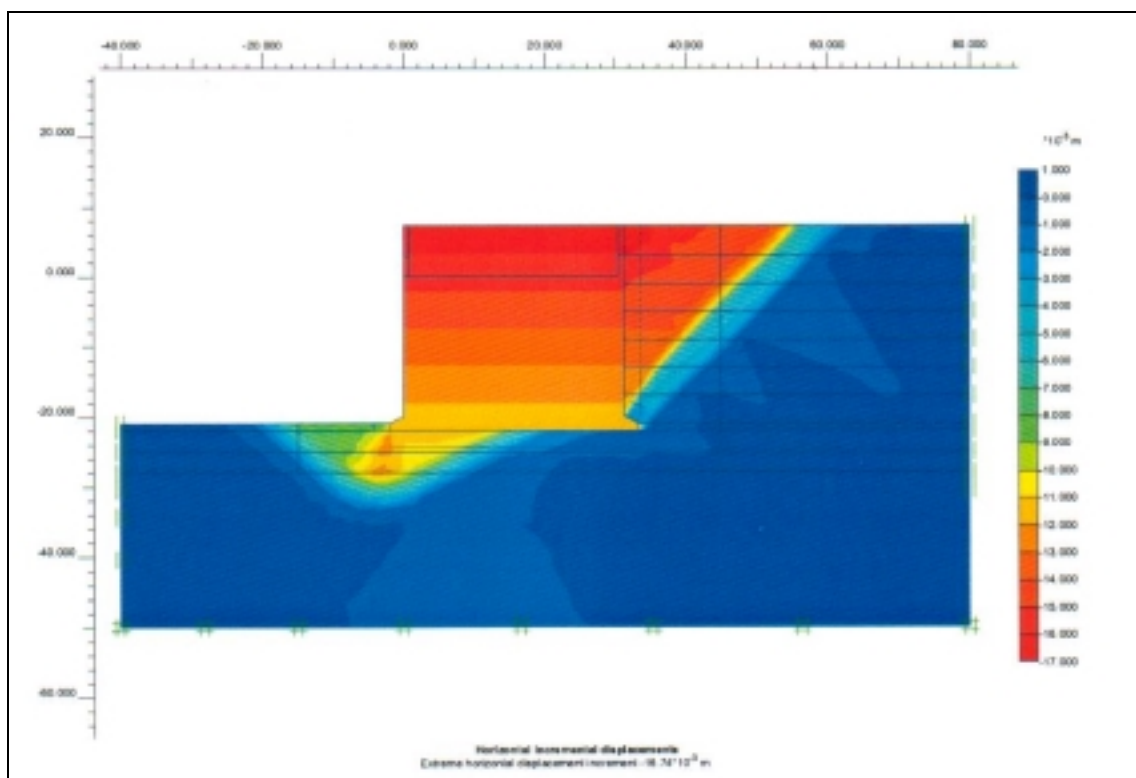
In de statische berekeningen zijn grondbreuk (ULS) en kantelen (SLS) maatgevend gebleken voor de dimensionering van de caisson. Een analyse van de incrementele verplaatsingen tijdens het bezwijken kan inzicht opleveren welk faalmechanisme optreedt. In figuur 8.24 staan de totale incrementele verplaatsingen in pijltjes afgebeeld. Het blijkt dat

de caisson de ondergrond “inzakt”. In principe is het een combinatie van vooraf opgestelde faalmechanismen kantelen, schuiven en grondbreuk. Zuiver kantelen, schuiven en optreden van grondbreuk treden nooit alleen op.



Figuur 8.24: Totale incrementele verplaatsingen caisson tijdens het bezwijken

Uitsplitsing van de horizontale en verticale incrementele verplaatsingen verschaffen (nog) meer inzicht in het falen van de constructie.

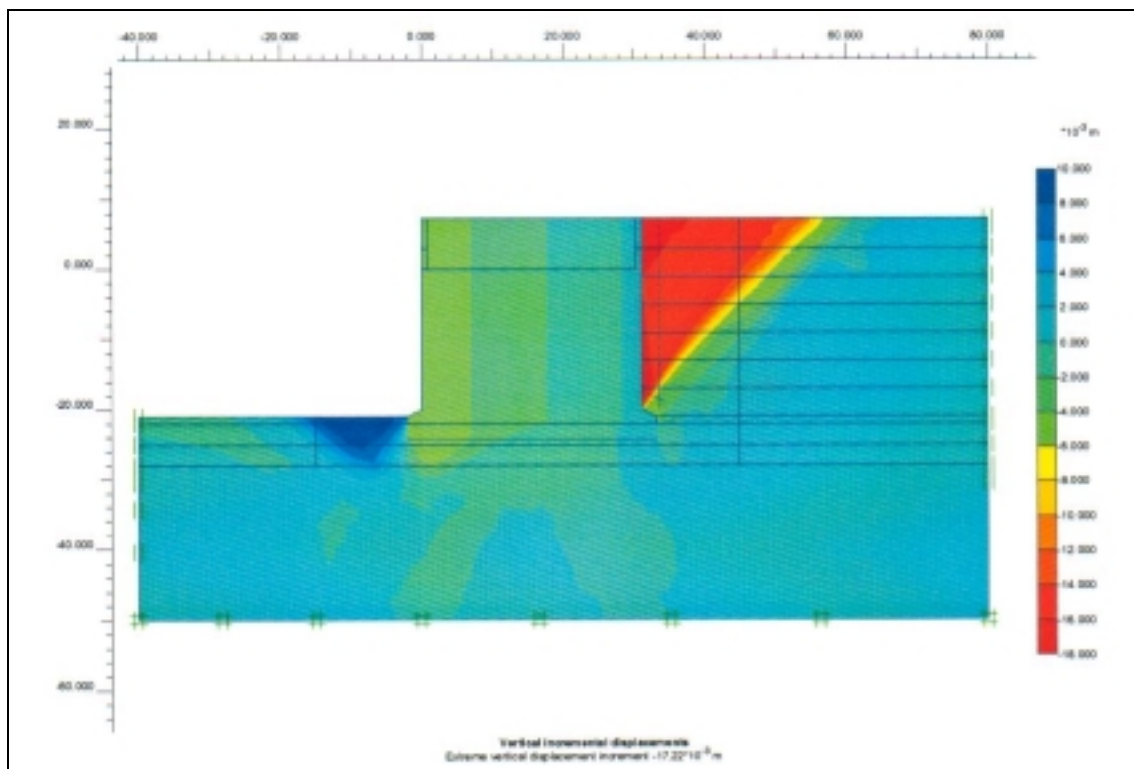


Figuur 8.25: Horizontale incrementele verplaatsingen caisson tijdens bezwijken

In figuur 8.25 is het afschuifvlak aan de actieve zijde erg goed waarneembaar.

Bovendien is de “gelaagdheid” van de kleuren van de horizontale verplaatsingen (in verticale zin van de caisson) een teken dat de caisson kantelt.

Indien de verticale incrementele verplaatsingen worden aanschouwd valt het opbarsten van de passieve wig voor de caisson op. De grond aan de voorzijde van de constructie wordt blijkbaar door het bezwijken omhoog gedrukt. Het optreden van grondbreuk is dan ook erg waarschijnlijk. In onderstaande figuur zijn de verticale incrementele verplaatsingen weergegeven.



Figuur 8.26: Verticale incrementele verplaatsingen caisson tijdens bezwijken

8.7.4 Terugkoppeling naar statische berekeningen

De analyse in Plaxis geeft aan dat de maatgevende faalmechanismen in de statische berekeningen juist zijn. In

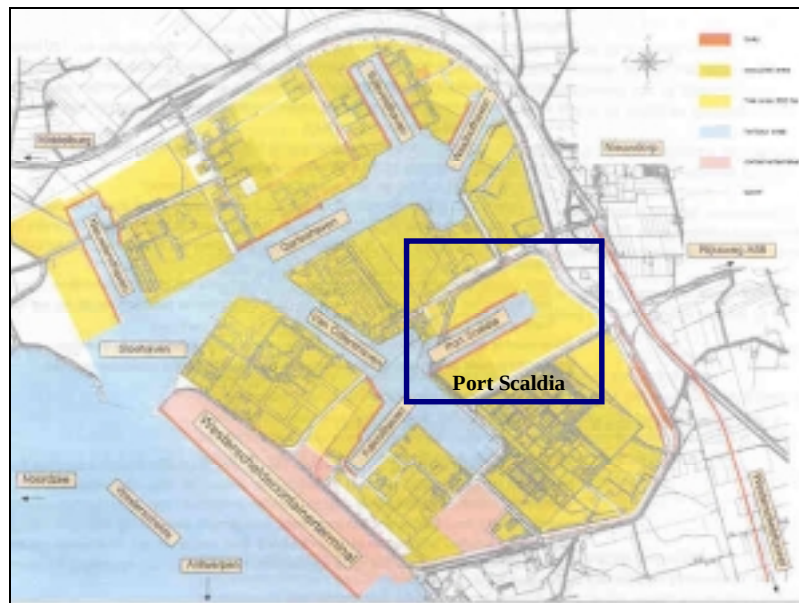
werkelijkheid zal de caisson via een soort combinatie van kantelen en grondbreuk bezwijken.

Het beoogde veiligheidsniveau wordt ruimschoots bereikt. Dit kan duiden op een te veilige dimensionering van de caisson of een onderschatting van de sterkte-eigenschappen van de ondergrond. Het voordeel van deze afmetingen van de caisson (breedte van ruim 30 meter) is dat de achterkraanbaan in de constructie is geïntegreerd. Een optimalisatie zou kunnen worden gevonden in de betondoorsneden van de diverse elementen.

In bijlage I.3 zijn de “deformed meshes” van de SLS en ULS weergegeven.

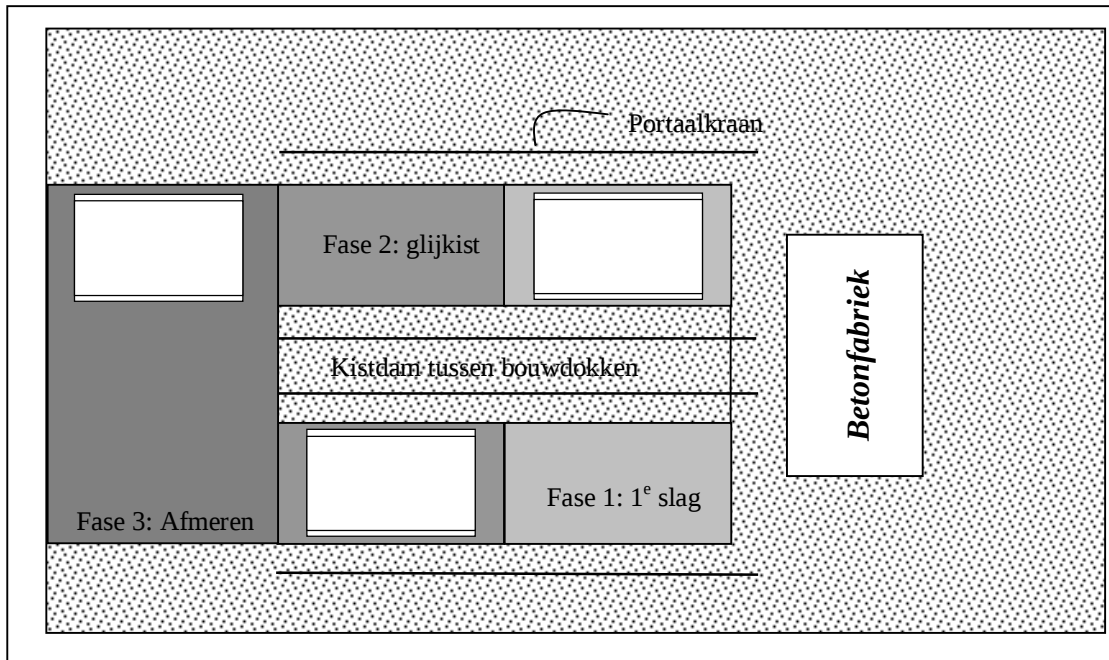
8.8 Uitvoerings methodiek caissonconstructie

Het toepassen van caissons vergt een geheel andere aanpak dan in het geval van een verankerde combiwand. Grootschalige prefabricage is noodzakelijk en daarmee ook een locatie waar deze plaats kan vinden. Een perfecte locatie waar de caissons opgebouwd kunnen worden is Port Scaldia, een binnenhaven van Vlissingen-Oost. Deze haven is pas voor de helft ontwikkeld.



Figuur 8.27: Beoogde bouwlocatie caissons (Port Scaldia)

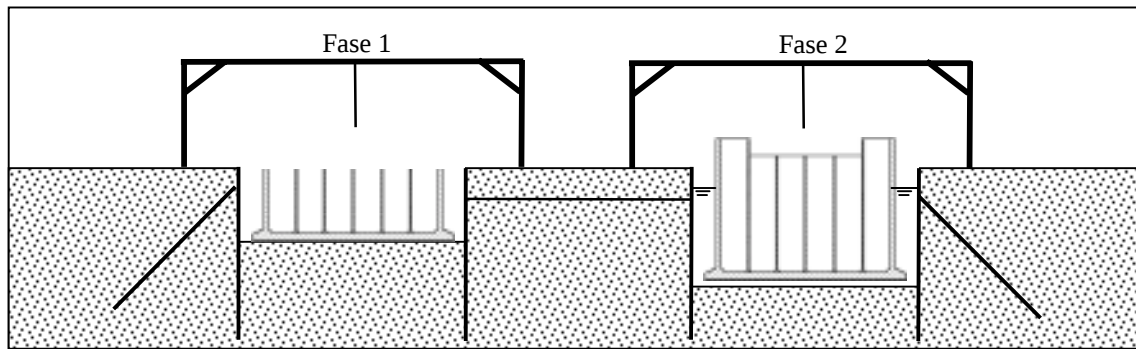
Het nog braak liggende terrein meet circa 350 bij 200 meter. De planningcyclus (zie bijlage I.4) van de fabricage van de caissons wijst uit, dat twee productielijnen nodig zijn om per maand twee caissons te produceren. Na de eerste fase kan worden voldaan met één productielijn.



Figuur 8.28: Indeling Port Scaldia ter producering van caissons

De caissons worden opgebouwd in twee fasen. Allereerst wordt traditioneel de vloer en de 1^e slag van alle wanden gestort (10 meter omhoog). Na afronding wordt het verdiepte gedeelte onder water gezet, zodat de caisson drijvend naar de tweede fase kan worden getransporteerd. De caisson zal drijvend in een beschutte locatie met behulp van een glijkist worden afgebouwd. Bij gereedkomen wordt de glijkist gedemonteerd en de caisson afgemeerd in afwachting van transport.

Het voordeel van de prefabricage in Port Scaldia is tweeledig. Ten eerste is het een erg beschutte locatie, diep in het havengebied van Vlissingen-Oost. Ten tweede zijn de aan- en afvoer routes ten behoeve van al het materiaal uitstekend. Het bouwdok in Port Scaldia ten behoeve van de fase 1 maakt gebruik van een waterafsluitende laag, die zich bevindt op circa NAP –24 meter. Zodoende behoeft er slechts bronbemaling te worden toegepast en is het gevaar van opbarsten van de bodem niet aan de orde.



Figuur 8.29: Overzicht productie van caissons in bouwdok

Nadat de caissons één voor één op het funderingsbed zijn geplaatst en geballast, kan met het aanvullen van de terminal worden begonnen. Vervolgens kan worden gestart met de bouw van de opstorten aan de voor- en achterkant. Tenslotte wordt de terminal verder aangevuld en verhard.

Actie	Duur	Vertraging	Opmerkingen
Prefabricage locatie	36 wkn	0 wkn	Bouw van de betonfabriek en bouwdokken in Port Scaldia.
Productie caissons	40 wkn	0 wkn	Bouw van de caissons in twee productielijnen.
Plaatsen / afzinken / ballasten caissons	40 wkn	4 wkn	Heeft dezelfde doorlooptijd als de productie van de caissons. Na gereedkomen wordt een caisson zo spoedig mogelijk afgezonken.
Grondverbetering / fundatiebed caissons	40 wkn	-	Is niet maatgevend voor de planning. Moet vanzelfsprekend gereed zijn voor de caisson wordt geplaatst.
Afwerken tussenvoegen	40 wkn	4 wkn	Voor het afwerken van een voeg moeten twee caissons zijn geplaatst.
Aanvullen voor/achterkade	40 wkn	8 wkn	Aanvullen kan pas starten indien de wand ongeveer 200 meter grondicht is.
Betonwerk frontwand en achterkraanbaan	40 wkn	8 wkn	Moten van 28 meter = totaal 32 moten. Elke week dient een moot te worden gestort.
Monteren fenders / bolders / voorzieningen	40 wkn	4 wkn	Geschiedt in hetzelfde tempo.
Aanvullen en verhard	40 wkn	4 wkn	Zie monteren fenders/bolders/voorzieningen
TOTAAL	36+40 = 76	32 wkn	Totaal beschikbaar 1 ^e fase: 25 maanden = 109 weken

Tabel 8.7: Planning caissonoplossing fase 1

Het blijkt dat alle fasen (indien er in fase 2 t/m 5 op “halve kracht” wordt gewerkt en in de zomermaanden wordt doorgegaan) precies aan het geëiste tijdschema voldoen. De binnenkade dient in 36 weken te worden aangelegd.

8.9 Begroting caissonconstructie voor de WCT

Een gedetailleerde kostenraming van de caissonoplossing is in bijlage I.5 bijgevoegd.

Kostenpost	Eenheid	Prijs per eenheid
Betonmortel B25	m ³	€ 95,-
Betonmortel B35	m ³	€ 100,-
Wapeningsstaal betonwerk <i>inclusief 8 manuur/ton arbeid</i>	ton (1000 kg)	€ 725,-
Wapeningsstaal t.b.v. glijkist <i>inclusief 8 manuur/ton arbeid</i>	ton (1000 kg)	€ 765,-
Bekisting vloeren	m ²	€ 12,50-
Bekisting wanden	m ²	€ 10,-
Bekistingen voorzijde kademuur	m ²	€ 75,-
Kern fundatiebed	m ³	€ 50,-
Grind fundatiebed	m ³	€ 40,-
Onderhouden	m ²	€ 10,-
Transport en afzinken caisson	stuk	€ 100.000,-
Toeslag zand ballasten caisson	m ³	€ 2,50-
Afwerken voegen	stuk	€ 25.000,-
Arbeidskosten	manuur	€ 35,-
Arbeidskosten glijkist	manuur	€ 40,-
Bodembescherming (stortsteen)	m ³	€ 55,-

Tabel 8.8: Overzicht eenheidsprijzen van de belangrijkste kostenposten

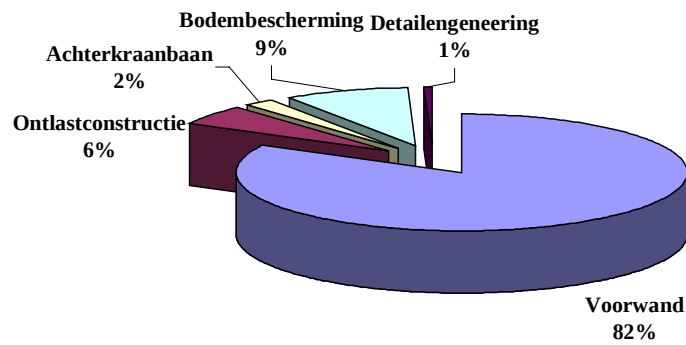
Directe kosten	
- Voorwand	€ 161.477.860
- Ontlastconstructie	€ 11.018.585
- Achterkraanbaan	€ 4.391.115
- Bodembescherming	€ 17.297.500
- Detail-engineering	€ 1.025.000
	€ 195.210.060
Indirecte kosten	
- ca. 10% van de directe kosten	€ 20.000.000
Algemene kosten	
- ca. 7% van de primaire kosten	€ 15.065.000
Winst	
- ca. 3% van de totale kosten	€ 6.980.940
Risico	
- ca 2% van de totale kosten	€ 4.744.000
INSCHRIJFBEGROTING	€ 242.000.000

Tabel 8.9: Opbouw van de inschrijfbegroting caisson

Prijs per strekkende meter zeekade	€ 90.000 / m
Totaal vereiste arbeid	1.125.000 manuren

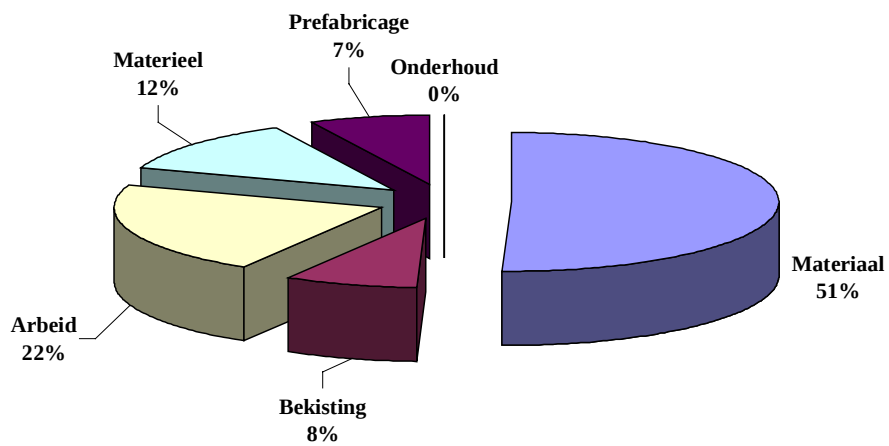
Tabel 8.10: Belangrijkste kenmerken caisson

Onderverdeling directe kosten caisson naar kostenplaats



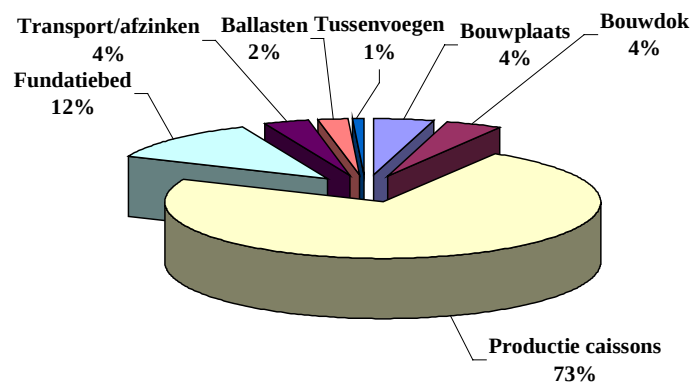
Figuur 8.30: Directe kosten caisson naar kostenplaats

Onderverdeling directe kosten caisson naar kostensoort



Figuur 8.31: Directe kosten caisson naar kostensoort

Directe kosten caisson naar onderverdeling voorwand



Figuur 8.32: Onderverdeling elementen voorwand caisson

8.10 Conclusie caissons t.b.v. zeekade WCT

In dit hoofdstuk is het ontwerp van een eventuele caissonconstructie als zeekademuur van de Westerschelde Container Terminal aan de orde gekomen. Het blijkt dat het faalmechanisme grondbreuk (bezwijken van de fundering) maatgevend is voor het ontwerp van de constructie.

In tabel 8.11 staan de globale dimensies vermeld.

Lengte (m)	Breedte lichaam (m)	Cellen in breedte (-)	Cellen in lengte (-)
55,85	31,25	6	11

Tabel 8.11: Hoofddimensies caisson

Per caisson is een schatting gemaakt van de totale benodigde hoeveelheden constructiemateriaal.

	Dikte (m)	Beton (m ³)	Wapeningsstaal (kg)
Vloer	1,30	2.634	259.992
Voor- en achterwand	0,80	2.045	91.663
Kopwanden	0,60	750	43.360
Tussenwanden	0,35	4.164	305.661

Tabel 8.12: Samenvatting caissonhoeveelheden inclusief opstort (NAP +3,0 m)

- De berekende veiligheidsfactor in Plaxis met de phi-c reductie bedraagt 1,39. De situatie zonder bovenbelasting op de caisson blijkt maatgevend te zijn.
- De totale kosten van de caissonconstructie bedragen circa € 90.000 per strekkende meter zeekade.
- Het totaal benodigde aantal manuren is ca. 1.125.000.
- Met grote inzet van arbeidskrachten kan het opgelegde tijdsschema worden gehaald. Hiertoe dient fase 1 per maand twee caissons te worden geproduceerd. Voor de aanleg van de binnenkade zijn dan slechts 36 weken beschikbaar. Fase 2 t/m 5 kan zonder veel tijdsdruk worden voltooid.

HOOFDSTUK 9: CELLENDAM-CONSTRUCTIE WCT

9.1 Inleiding

Cellendammen worden voor zowel tijdelijke als definitieve constructies toegepast. In de Verenigde Staten vindt de cellendam veelal toepassing in het kader van stuwmeren en waterkrachtcentrales. Een ander voorbeeld van cellendammen als definitieve constructies zijn kademuren. Tijdelijke cellendammen worden meestal gerealiseerd in het kader van bouwputomsluitingen.

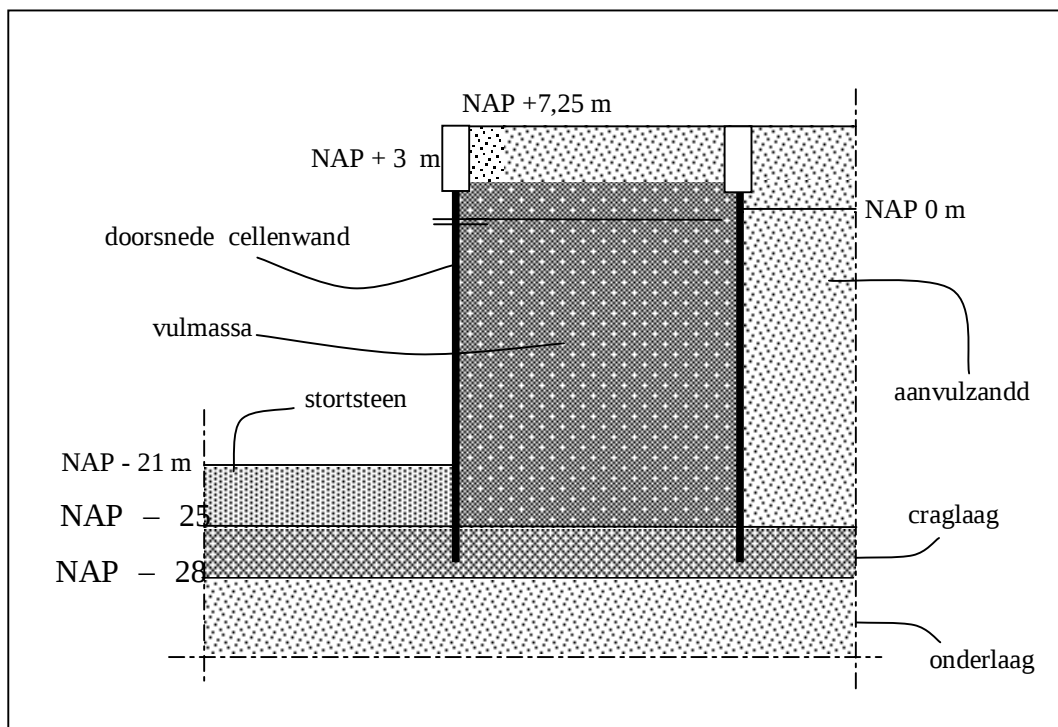
Het berekenen van een dergelijke constructie berust veelal nog op ervaring. Dit komt doordat de cellendam in principe kan worden gesplitst in twee sterk verschillende materialen: de stalen ring en de vulmassa in deze ring. De ring en vulmassa dienen door samenwerking de grond- en waterkerende functie te waarborgen. Hét kenmerk van een cellendam is dat de grond- en waterdrukken op de wand, als ringspanning door de damwandplanken worden opgenomen. Grote buigende momenten (bij juiste uitvoering) kunnen dus nauwelijks optreden.

Dit hoofdstuk tracht deze constructievorm te ontwerpen als hoofdkade van de WCT door de berekening in twee gedeelten te splitsen. Enerzijds wordt het “uitwendige” evenwicht beschouwd, vergelijkbaar met de caissonoplossing, met als faalmechanismen:

- grondbreuk
- schuiven
- kantelen
- afschuiven langs cirkelvormig glijvlak

Anderzijds worden ten behoeve van het “interne” evenwicht twee faalmechanismen toegevoegd:

- overschrijding van de ringspanning in de cel
- optreden van intern glijvlak (bezwijken van de vulling)



Figuur 9.1: Oplossingsrichting cellenwand DKM 75

9.2 Berekeningsmethodiek cellendam

Om te grote optredende buigende momenten in de wand te voorkomen dienen in de uitvoeringsfase de cellen met zorgvuldigheid te worden gevuld én aangevuld. De praktijk leert dat in de uitvoeringsfase de grootste dreiging van instabiliteiten optreedt. Daarnaast is het van groot belang dat de vulmassa van de cellen goed wordt verdicht: hoe groter de hoek van inwendige wrijving (dat mede wordt bereikt door te verdichten), hoe stabiel de constructie.

Waterstand:

In vergelijking met de situatie van caissons wordt de waterstand achter de dam constant verondersteld, en wel op een middenstand van circa NAP. Aan de voorzijde van de constructie is een drain (NAP -2,0 meter) voorzien. Deze zorgt, in het geval een lage buitenwaterstand optreedt, voor een verlaging van de waterstand in de cel. De horizontale belasting tegen de wand (waterstandverschil) wordt minder; de maximale schuifkracht in de cel wordt groter (hogere korrelspanning). In de cel worden dezelfde waterstanden als bij de combiwand-constructie aangehouden.

	Buitenwaterstand (t.o.v. NAP)	Celwaterstand (t.o.v. NAP)	Middenstand (t.o.v. NAP)
Lastfall 1	-1,95	-0,95	0
Lastfall 2	-3,00	-1,95	0
Lastfall 3	-1,95	+0,55	0

Tabel 9.1: Waterstanden ten behoeve van cellendamontwerp

In Lastfall 3 wordt aangenomen dat de drain buiten werking is.

Kraanbaan-, container- fender- en bolderbelasting:

In principe zijn cellendammen niet geschikt externe belastingen op te vangen. Meestal heeft men al moeite genoeg om de cel zelve stabiel te krijgen/houden. De damwandplanken zijn puur geschikt om trekkracht op te nemen en niet om grote drukkrachten of buigende momenten over te brengen.

De kraanbaan zal daarom niet (althans de damwandplanken) op de cellendam worden gefundeerd. Er dient apart van de cellendam een betonnen frame te worden aangebracht, dat zowel de kraan-, fender- en bolderbelasting als de bovenbelasting opneemt.

Inheidiepte:

Uit het hoofdstuk voorselectie kadeconstructies blijkt dat 5 meter inheidiepte genoeg is voor het bereiken van stabiliteit van de voorwand. Het is echter verstandig de planken niet teveel aan heispanningen bloot te stellen. De harde craglaag biedt niet de mogelijkheid om de planken diep in te brengen. Aangenomen wordt dat maximaal **één meter inheidiepte** in de craglaag kan worden gerealiseerd. Indien te hoge heispanningen optreden, kan desnoods gebruik worden gemaakt van het voorspuiten van de planken.

Berekeningsmethode:

Een cellendamconstructie is in principe een combinatie van de combiwand-oplossing (heien/in situ aanbrengen) en de caissonoplossing (gewichtconstructie/prefabricage). De berekeningsmethode sluit op deze gedachtegang aan. Voor het “externe evenwicht” wordt een deterministische veiligheid in ogenschouw genomen, die gelijk is aan de beschouwing voor

de caissonconstructie (zie paragraaf 8.2). De faalmechanismen van het “interne evenwicht” worden met een semi-probabilistische aanpak berekend. Alle factoren volgen uit de EAU’96.

		Lastfall 1	Lastfall 2	Lastfall 3
Intern glijvlak	Eigen gewicht	1,0	1,0	1,0
	Variabele belasting	1,3	1,2	1,1
	$\tan(\varphi)$	1,25	1,15	1,1
Ringspanning	Eigen gewicht	1,35	1,20	1,0
	Variabele belasting	1,5	1,3	1,0
	$\tan(\varphi)$	1,25	1,15	1,1

Tabel 9.2: Overzicht veiligheidsfactoren cellendamberekening

De berekeningen geschieden in de uiterste grenstoestand (ULS). De horizontale grondbelasting, werkend tegen de achterkant van de cellendam, wordt in alle gevallen berekend aan de hand van actieve gronddrukken.

9.3 Geometrie cellendam

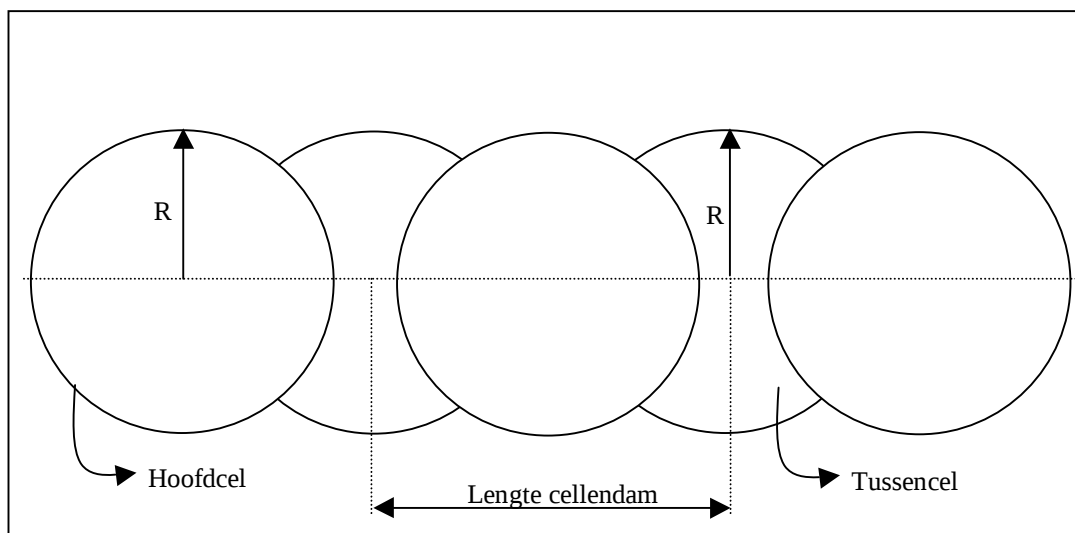
De hoofdafmetingen van de cellendam worden globaal door de volgende aspecten beïnvloed:

9.3.1 Lengte cellendam

Zoals in de inleiding werd aangegeven, is de cellendam een combinatie van zowel een damwandconstructie als een gewichtsconstructie. De configuratie is in lengterichting dan ook wezenlijk anders dan van de caissonconstructie. De cellen vormen in de eindsituatie gezamenlijk niet één geheel, echter ook in de uitvoeringsfase moeten de cellen afzonderlijk stabiel zijn. Globaal gesproken zijn drie algemene configuraties gebruikelijk.

a) Cirkelvormige cellen

Het gebruik van cirkelvormige cellen heeft meestal tot gevolg dat tussencellen nodig zijn om de cellen onderling te verbinden. Meestal wordt de straal van de tussencel gelijk genomen aan de straal van de hoofdcel en is de hoek tussen deze cellen gelijk aan 90° . In de literatuur wordt het gebruik van een zogenaamde “T-plank” soms ter discussie gesteld, aangezien er geen krachterevenwicht in de plank heerst. Het toepassen van een element met een hogere EI-waarde (bijvoorbeeld een buispaal) kan dit probleem verhelpen.



Figuur 9.2: Algemene configuratie cirkelvormige cellen (bovenaanzicht)

Voordelen van het toepassen van cirkelvormige cellen:

- Elke (hoofd)cel kan afzonderlijk worden ingeheid en gevuld. De tussencel wordt achteraf aangebracht.
- Het bezwijken van één cel leidt niet direct tot het bezwijken van alle cellen. De aangrenzende cellen worden daardoor nauwelijks beïnvloed.
- Cirkelvormige cellen kunnen onmiddellijk na inbrengen gevuld worden, onafhankelijk van het aanvulniveau van aangrenzende cellen.
- Tijdens de uitvoering kan, na enige aanpassingen, van de reeds gevulde cellen gebruik worden gemaakt door tijdens de uitvoering over het werk te rijden.
- Cirkelvormige cellen zijn bestand tegen stromings- of golfdrukken.

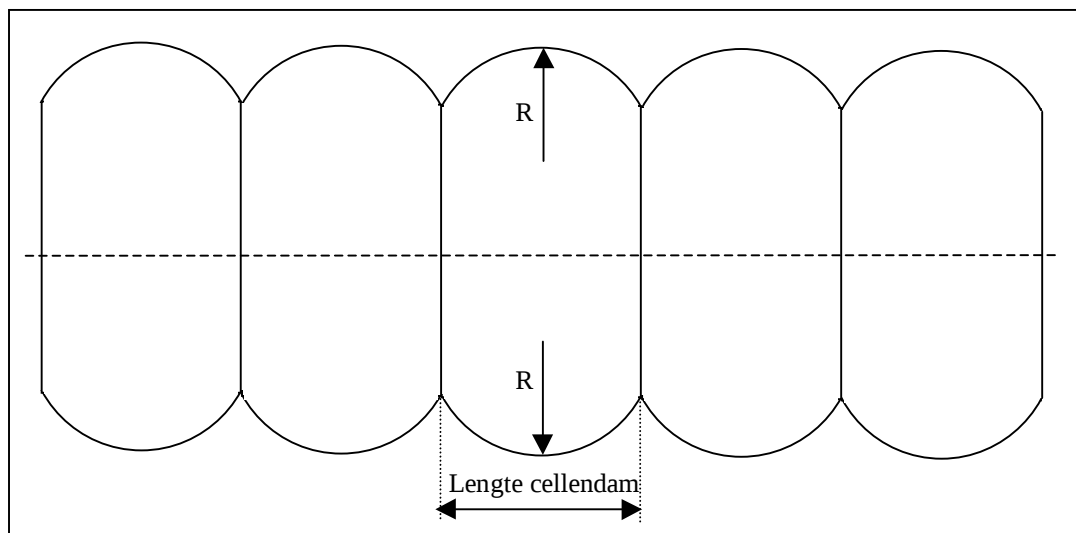
Nadelen van cirkelvormige cellen:

- De ringspanningen in de cel kunnen hoog oplopen.
- De diameter van de cel is door het oplopen van de ringspanningen begrensd, en daarmee ook de effectieve breedte van de constructie.
- Onmogelijk om een T-plank van 120° toe te passen. Een extra stijfelement (zoals een buispaal) dient in de cellendam te worden opgenomen om de aansluiting tussen de hoofd- en tussencel te verzorgen.

b) Diafragmacellen

Diafragmacellen wordt over de gehele wereld toegepast. Het kenmerk van deze cellen is, dat de breedte van de cel niet gelijk is aan de diameter van de ring. Het grote voordeel van dit type cellendam is de (redelijk) onbegrensde breedte. Diafragma cellen worden daarom pas toegepast als de ringspanningen in een cirkelvormige cel te hoog worden. Het nadeel van dit alternatief is de afhankelijke stabiliteit gedurende de uitvoering. De cellen moeten trapsgewijs worden gevuld, indien er geen andere stabiliseringsmaatregelen worden genomen. Bovendien is het staalgebruik bij een diafragma cel groter dan bij een cirkelvormige cel.

Bij toepassing van diafragmacellen zijn geen tussencellen nodig. Het strekt tot aanbeveling de T-plank in alle richtingen een hoek van 120° te construeren, zodat krachterevenwicht in het element wordt bereikt.



Figuur 9.3: Algemene configuratie diafragma cellen (bovenaanzicht)

Voordelen van het toepassen van diafragma cellen:

- De ringspanningen in vergelijking met cirkelvormige cellen zijn lager.
- De effectieve breedte van de constructie kan worden vergroot door de lengte van de diafragma's te verlengen. Bij cirkelvormige cellen is dit niet het geval, aangezien dan de effectieve breedte proportioneel is aan de diameter van de cel.
- Toepassing van een T-plank van 120° is mogelijk.

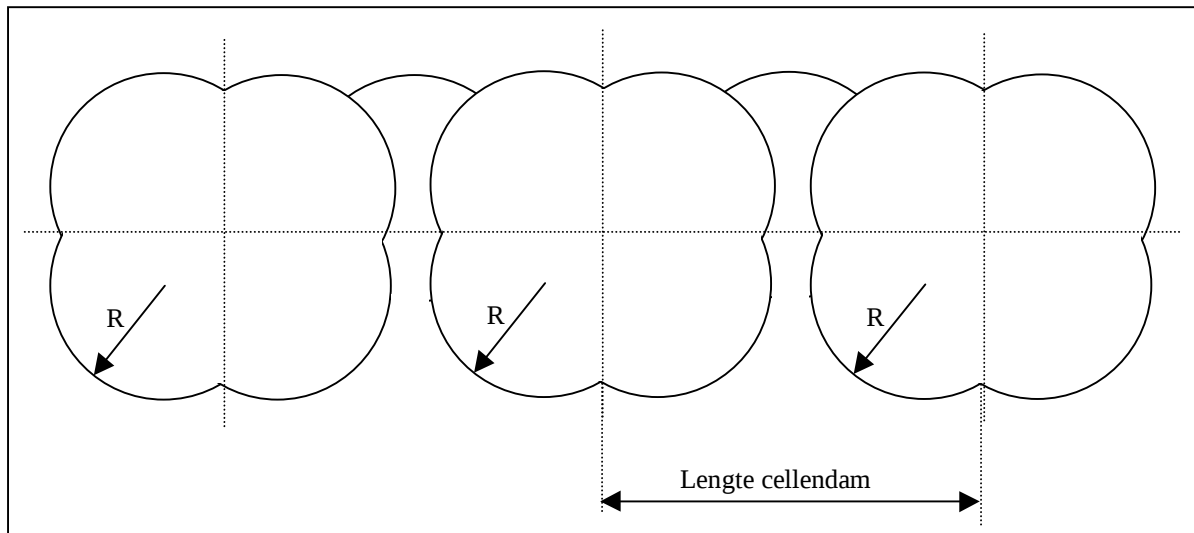
Nadelen van diafragmacellen:

- Het bezwijken van één van de cellen leidt tot een kettingreactie en daarmee tot het bezwijken van meer cellen.
- De cellen zijn in de uitvoeringsfase matig bestand tegen stromings- en golfdrukken.
- De cellen dienen trapsgewijs te worden gevuld, aangezien deze niet afzonderlijk stabiel zijn. Bovendien is extra materieel nodig om de cellen op een juiste manier te verdichten.

- Een veelvoud aan templates (geleidingsconstructies) is vereist (kostbaar!).
- Het staalgebruik is groter dan bij het gebruik van cirkelvormige cellen.

c) Klaverbladcellen

Een constructie die de voordelen van zowel de cirkelvormige als de diafragmacel in zich verenigt, is de klaverbladcel. Dit type wordt vaak gebruikt indien de hoogte en de breedte die zijn vereist voor stabiliteit, het gebruik van een cirkelvormige cel onmogelijk maakt. Met toepassing van een klaverbladcel is in principe elke breedte mogelijk. Hét voordeel van deze constructie is dat het ook zelfstandig stabiel is.



Figuur 9.4: Algemene configuratie klaverbladcellen (bovenaanzicht)

Voordelen van het toepassen van klaverbladcellen:

- Een grote kerende hoogte is mogelijk door verbreding van de cel. Dit wordt bereikt door het vergroten van het aantal compartimenten.
- Cellen kunnen afzonderlijk worden gevuld en zijn zelfstandig stabiel.
- Veel variaties zijn mogelijk.

Nadelen van klaverbladcellen:

- Meer staalverbruik in vergelijking met cirkelvormige cellen.
- Complexere uitvoering / duurdere template door afwijkende vorm.
- In vergelijking met de diafragmacellen zijn tussencellen nodig.
- T-plank van 120° is onmogelijk.

Samengevat kan worden gesteld dat het toepassen van cirkelvormige cellen de meest economische oplossing biedt. Is dit alternatief echter niet mogelijk (te hoge ringspanningen) dan bieden diafragmacellen en klaverbladcellen oplossing. Bij toepassing van diafragmacellen moet worden opgemerkt dat getrappt vullen van de cellen vereist is: ze zijn zelfstandig onstabiel. Klaverbladcellen worden toegepast indien getrappt vullen onmogelijk is.

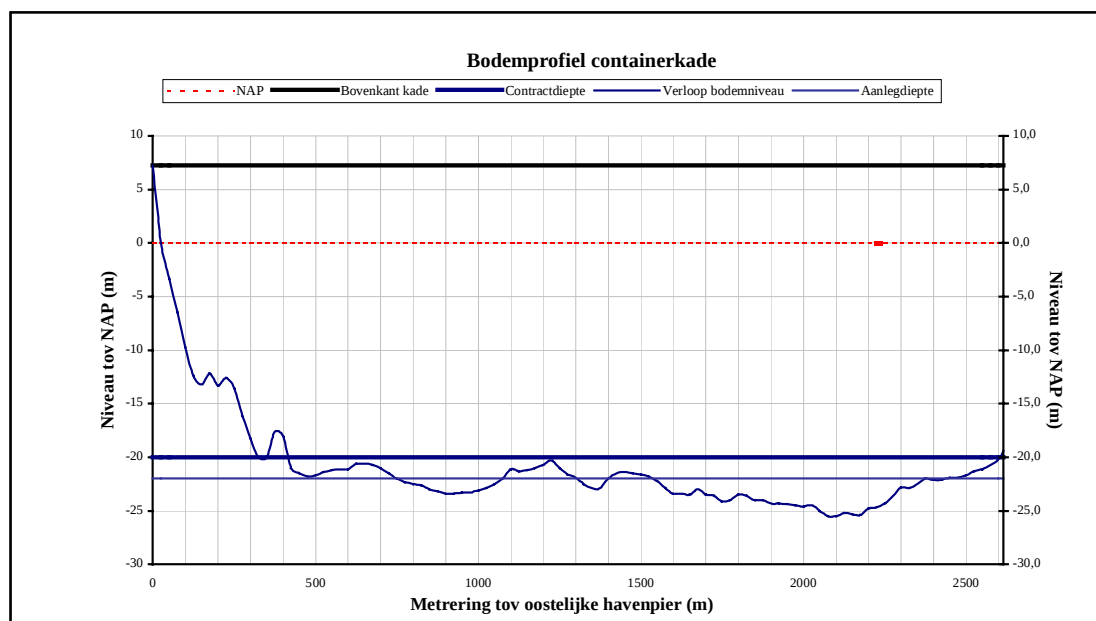
9.3.2 Hoogte cellendam

De bovenkant van de kademuur moet conform het programma van eisen de hoogte van NAP +7,25 meter bereiken. Natuurlijk kan de cellendam tot een lager niveau worden aangelegd. Evenals de caissonoplossing wordt rekening gehouden met een waterstand met een

overschrijdingsfrequentie van tien keer per jaar (NAP +2,9 meter). De bovenkant van de cellendam wordt op NAP +3,0 meter vastgesteld.

Om toch tot de vereiste hoogte te komen moet een aparte constructie worden ontworpen, die niet op de planken van de cellendam rust. De planken zijn zeer geschikt om trek op te nemen; grote drukkrachten en momenten moeten via andere constructie-elementen worden afgedragen. Zo kunnen buispalen bijvoorbeeld in de configuratie van de cellendam worden geïntegreerd, die als fundering voor deze constructie kunnen dienen.

In de inleiding is gewezen op het feit dat de planken niet meer dan circa één meter de harde (crag)laag kunnen worden ingeheid. Dit betekent dat de totale hoogte van de cellendam over het dwarsprofiel van de kade (zie onderstaand figuur) varieert, aangezien de craglaag niet op een constant niveau is gesitueerd.



Figuur 9.5: Dwarsprofiel zeekade

In het geval van de caissonoplossing kan een gelijkmatig bodemprofiel over de gehele lengte worden gecreëerd. In de situatie van de cellendam gaat dit niet geheel op. In de wat ondiepere doorsneden (0 – 500 meter) moet ten minste tot NAP –20,0 meter worden afgeschaapt. Echter, in de diepere doorsneden (1500 – 2500 meter) kan onmogelijk met stortsteen worden opgevuld voordat de cellendam is geplaatst. Dit betekent dat in principe voor elke doorsnede een andere diameter voor de cel wordt gevonden. Uit de berekeningen zal uiteindelijk een gemiddelde diameter worden bepaald.

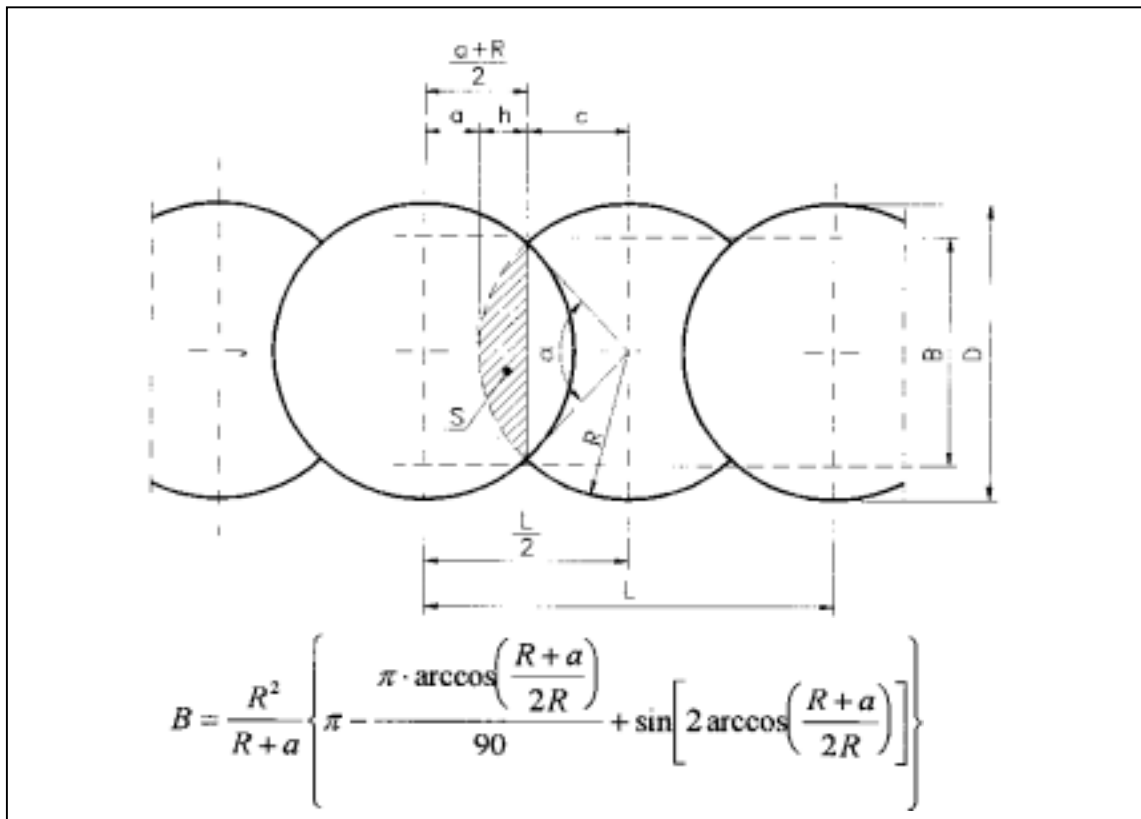
9.3.3 Breedte cellendam

De breedte van de cellendam, althans de effectieve breedte, is (naast de funderingsdiepte) de tweede variabele waardoor stabiliteit kan worden bereikt. Voordat een beschouwing plaatsvindt over de betrokken faalmechanismen van de constructie, wordt allereerst de algemene configuratie van de cellendam vastgesteld.

Eén van de belangrijkste uitgangspunten is dat de voorkant van de hoofd- en tussencellen zoveel mogelijk op één lijn wordt gepositioneerd. Dit vergemakkelijkt het aanbrengen van de

fenders en het construeren van de voorste kraanbaan. Verder is de cirkelvormige cellendam de meest economische oplossing en geeft de grootste voordelen in de uitvoeringsfase.

Uit praktische overwegingen wordt voor de tussencel dezelfde diameter genomen als de hoofdcel. Figuur 9.6 toont de algemene configuratie van de toegepaste cellendam.

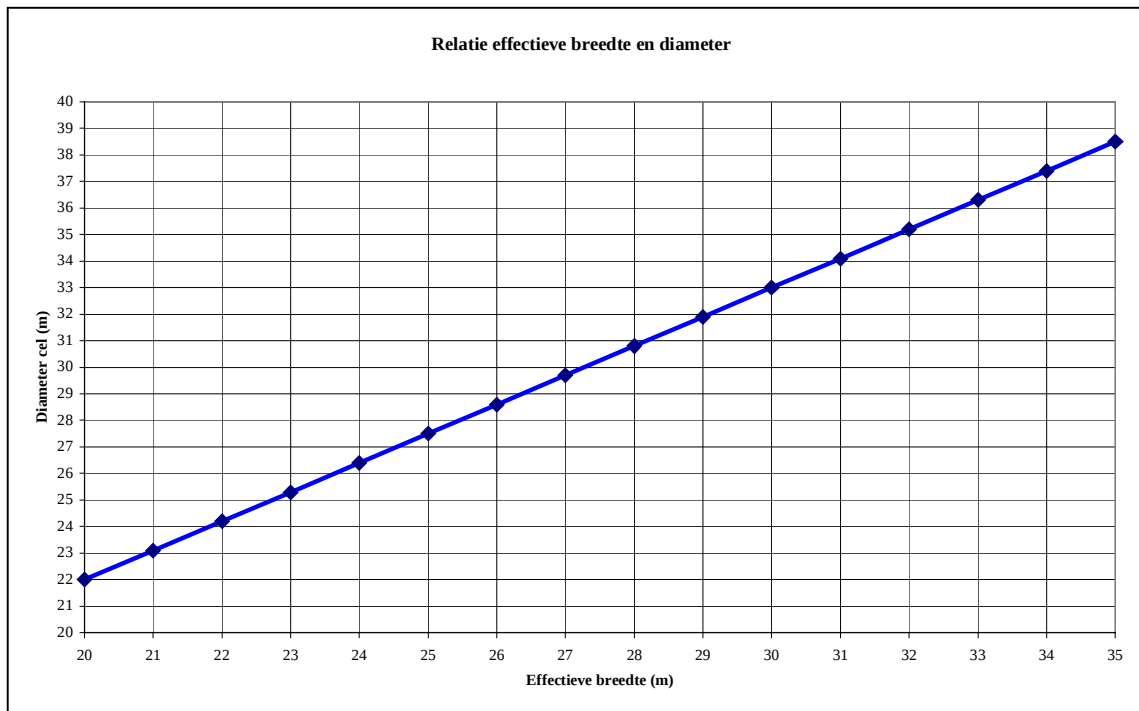


Figuur 9.6: Algemene configuratie cellendam

De effectieve breedte (B) in figuur 9.6 is de gemiddelde breedte van de constructie over de lengte (L). Indien de bovengenoemde uitgangspunten (T-plank met hoek van 90° en voorkant op één lijn) in acht worden genomen, reduceert de vergelijking in figuur 9.6 tot:

$$B = \{ \frac{1}{2} \pi + 1 \} * R^2 / (R+a)$$

met: $a = -2 \cdot h + R$
 $h = R - c$
 $c = (R^2/2)^{1/2}$



Figuur 9.7: Relatie effectieve breedte en diameter van de cellendam

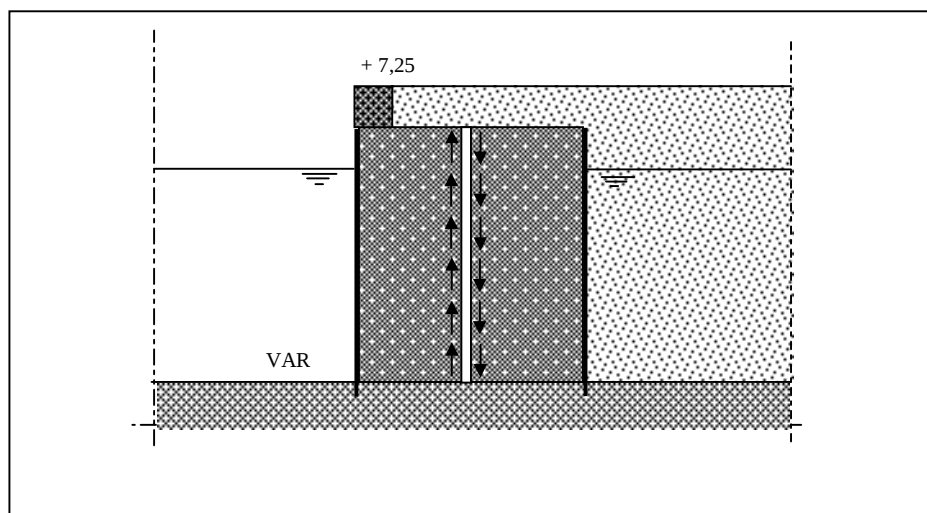
De vereenvoudigde relatie tussen de effectieve breedte en diameter van de constructie is grafisch weergegeven in figuur 9.7. Het blijkt dat deze verhouding constant is, zodat (bij de omrekening van de effectieve breedte naar de diameter van de cel) gebruik kan worden gemaakt van de hellingshoek uit figuur 9.7:

$$B_{\text{eff}} \approx 0,91 \cdot D_{\text{cel}}$$

De benodigde effectieve breedte wordt aan de hand van het voorkomen van de mogelijke faalmechanismen bepaald.

1) Intern glijvlak

Één van de meest bediscussieerde onderwerpen bij het berekenen van de stabiliteit van een cellendam is het mogelijk optreden van een intern glijvlak.



Figuur 9.8: Optreden intern glijvlak

Nadat Prof. Terzaghi in 1945 een methode ter berekening van het interne glijvlak openbaarde, zijn vele aanpassingen/verbeteringen gevolgd. In dit rapport worden twee benaderingen besproken: de TVA-methode en Clasmeier-methode.

Clasmeier:

De dissertatie “Ein Beitrag zu erdstatischen Berechnung von Kreiszellen-fangedämmen” van Dr.-Ing. H-D Clasmeier aan de universiteit te Hannover (1996) is een onderzoek naar een rekenmethode om cellendammen (weer) economisch aantrekkelijk te maken. Hij stelt dat de faalmechanismen schuiven en kantelen in geen enkele situatie maatgevend zijn. Indien wordt voorkomen dat de vulmassa bezwijkt (optreden van intern glijvlak), dan is impliciet de geëiste veiligheid tegen schuiven en kantelen gewaarborgd. Clasmeier maakt in zijn analyse gebruik van een logaritmische spiraal, waarlangs de vulmassa zal bezwijken.

Clasmeier komt bovendien tot een andere, bruikbare conclusie in zijn rapport. De minimaal benodigde inheidiepte van de planken wordt louter bepaald door controle op grondbreuk. Dieper inbrengen dan noodzakelijk, heeft geen positieve(re) invloed op de stabiliteit van de constructie (zie faalmechanisme grondbreuk).

TVA:

In de analyse van dit rapport wordt gebruik gemaakt van de TVA-richtlijnen (Tennessee Valley Authority) uit de Verenigde Staten. Men gaat hierbij uit van het optreden van verticale glijvlakken. Volgens de theorie van Terzaghi zal de schuifkracht ten gevolge van het moment in het midden optreden. Voor het evenwicht moet de schuifweerstand in de cel voldoende zijn.

$$1,5 \cdot \Sigma M / B \leq \Sigma \sigma_h' \cdot \tan(\phi)$$

ΣM = som van de momenten t.o.v. het midden van het grondvlak (kNm)

B = breedte cellendam (m)

$\Sigma \sigma_h'$ = som van alle horizontale korreldrukken in de cel (kN)

ϕ = hoek van inwendige wrijving van het vulmateriaal (graden)

Prof. Krynine toonde aan dat bij het bepalen van de horizontale korreldrukken als weerstand tegen het interne schuifvlak het gebruik van de formule van Rankine onjuist is. In de formule van Rankine wordt de verhouding tussen de horizontale en verticale spanning bepaald, terwijl het faalmechanisme langs een verticaal vlak geschiedt. Met behulp van de cirkel van Mohr kwam Prof. Krynine uit op de formule:

$$K_{\text{neutraal}} = \cos^2(\phi) / (2 - \cos^2(\phi))$$

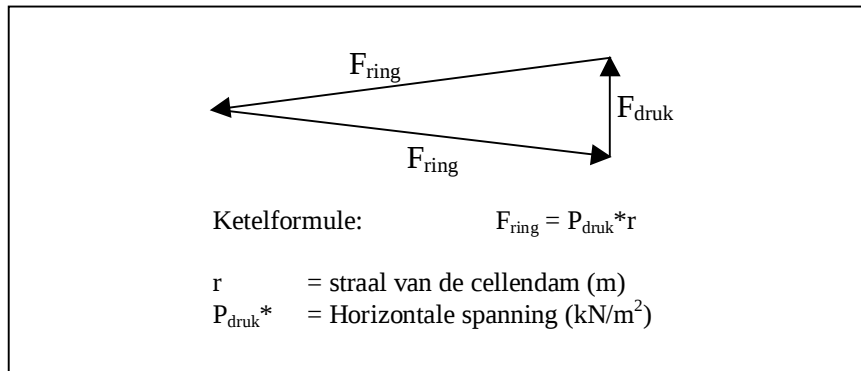
Deze formule levert normaal gesproken een waarde op tussen 0,5 – 0,6. Deze waarde betekent dat de horizontale korrelspanningen circa twee keer zo groot zijn in vergelijking met zuiver actieve gronddrukken.

Verder wordt, conform de EAU'96, voor de passieve gronddrukken aan de teen van de cel gerekend met $K_p = 1,0$. Deze waarde moet worden toegepast in gevallen waarbij de inheidiepte van de planken minimaal is.

2) Overschrijden van de maximale ringspanning

Het voordeel van cellendammen is dat de horizontale grond- en waterdrukken door de normaalkracht in de cel kunnen worden opgenomen. De grootste spanningen in de ring treden

op in de doorsnede waar de eerste passieve gronddrukken aan de zeezijde worden opgebouwd. Met de ketelformule kan de ringspanning in de cel worden afgeleid:

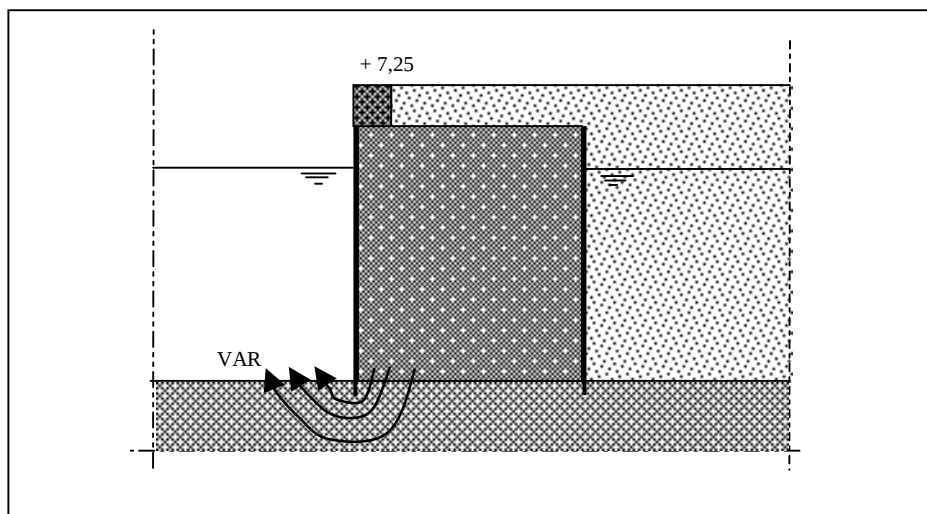


Figuur 9.9: Ketelformule cellendam

Volgens de catalogus van Arbed is een rekenwaarde van de slotspanningen van 5500 kN/m haalbaar. De horizontale korrelspanningen worden berekend met neurale gronddrukken, dat wil zeggen $K_{neutraal} = 1 - \sin(\phi)$.

3) Grondbreuk

Dr. Clasmeier stelt in zijn dissertatie dat de inheidiepte van de planken louter wordt bepaald aan de hand van het criterium ter voorkoming van grondbreuk. Bij de caissonoplossing is dit faalmechanisme reeds beschreven. Grootte verschillen in vergelijking met grondbreuk bij de cellendam bestaan niet.



Figuur 9.10: Grondbreuk cellendam

De formule van Brinch Hansen is eveneens bij cellendammen toepasbaar. De vormfactoren s_c , s_q en s_γ zijn echter niet gelijk aan 1,0 aangezien de cellen een eindige breedte bezitten. Bezwijken treedt op indien de optredende funderingsspanning de maximale toelaatbare funderingsdruk overschrijdt:

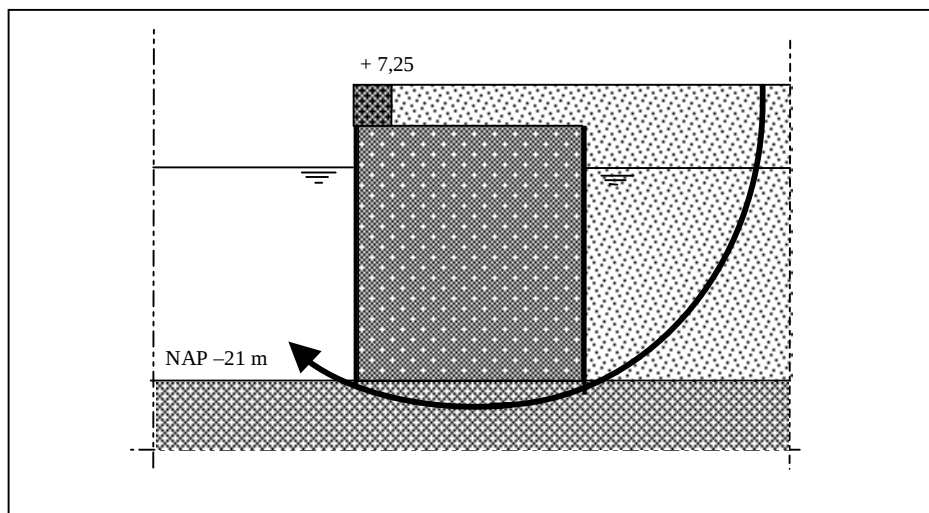
$$\Sigma V / B_e \leq p_{max}$$

In tegenstelling tot de situatie bij de caissonconstructie kan de funderingslaag niet worden geëgaliseerd. De doorsneden van het bodemprofiel die hoger liggen dan ongeveer NAP -21,0

meter kunnen nog tot dat niveau worden afgeschraapt. Echter, de doorsneden onder NAP – 21,0 meter kunnen onmogelijk worden aangevuld met stortsteen. De planken van de cellendam kunnen immers niet door een stortstenen laag worden geheid. Voor elke doorsnede heeft de cellendam dan ook een andere diameter. Uit de berekeningen wordt een “gemiddelde” diameter gekozen.

4) Afschuiven volgens een cirkelvormig glijvlak

Een cirkelvormig glijvlak kan ook bij toepassing van een cellendam optreden. De vraag is of dit mechanisme maatgevend zal zijn voor het ontwerp. De grootste kans op optreden van een cirkelvormig glijvlak is in het geval waarbij de inheidiepte van de planken minimaal is. Gekozen is voor de doorsnede met de zeebodem op NAP –21,0 meter. De berekening vindt plaats aan de hand van de methode Bishop.



Figuur 9.11: Afschuiven cellendam volgens cirkelvormig glijvlak (DKM 25)

9.4 Berekening van de hoofddimensies van de caisson

9.4.1 Rekenuitvoer

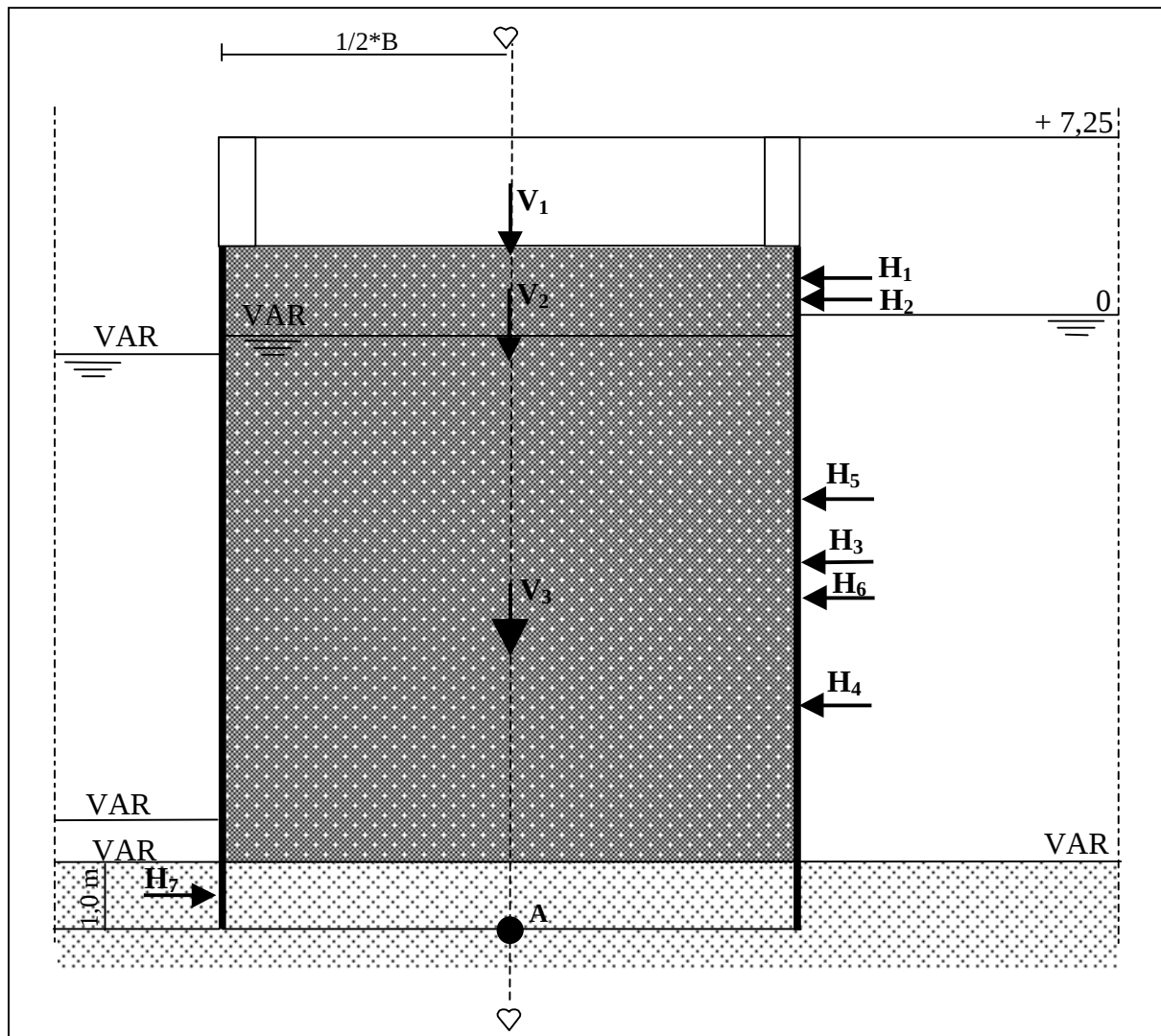
De benodigde effectieve breedte van de cel wordt eerst bepaald aan de hand van de faalmechanismen intern glijvlak (intern evenwicht) en grondbreuk (extern evenwicht). Vervolgens wordt gecontroleerd of deze breedte voldoende is om het overschrijden van de maximale ringspanning (intern evenwicht) en het optreden van een cirkelvormig glijvlak (extern evenwicht) te voorkomen.

Uit de analyse van de caissonconstructie blijkt dat bij controle op grondbreuk containerbelasting op de constructie niet de maatgevende belastingsituatie is (zie paragraaf 8.4). De verhouding tussen de horizontale en verticale belasting wordt door de containerbelasting gunstig beïnvloed. Ter voorkoming van het faalmechanisme intern glijvlak heeft de containerbelasting op de cellendam een gunstige uitwerking. De “terugdrijvende” kracht van dit mechanisme is de som van de horizontale korrelspanningen. Deze sommatie wordt groter naar mate de bovenbelasting op de cel hoger is. Dientengevolge zal slechts de situatie zonder containerbelasting op de cel worden beschouwd. Vanzelfsprekend is de containerbelasting achter de cel wel aanwezig.

In een spreadsheet wordt het in figuur 9.12 getoonde belastingschema ingevoerd. De belastingen uit de containerkraan, de bolders en de fenders worden niet in de berekeningen betrokken. Deze belastingen worden door een aparte constructie opgevangen en afgedragen.

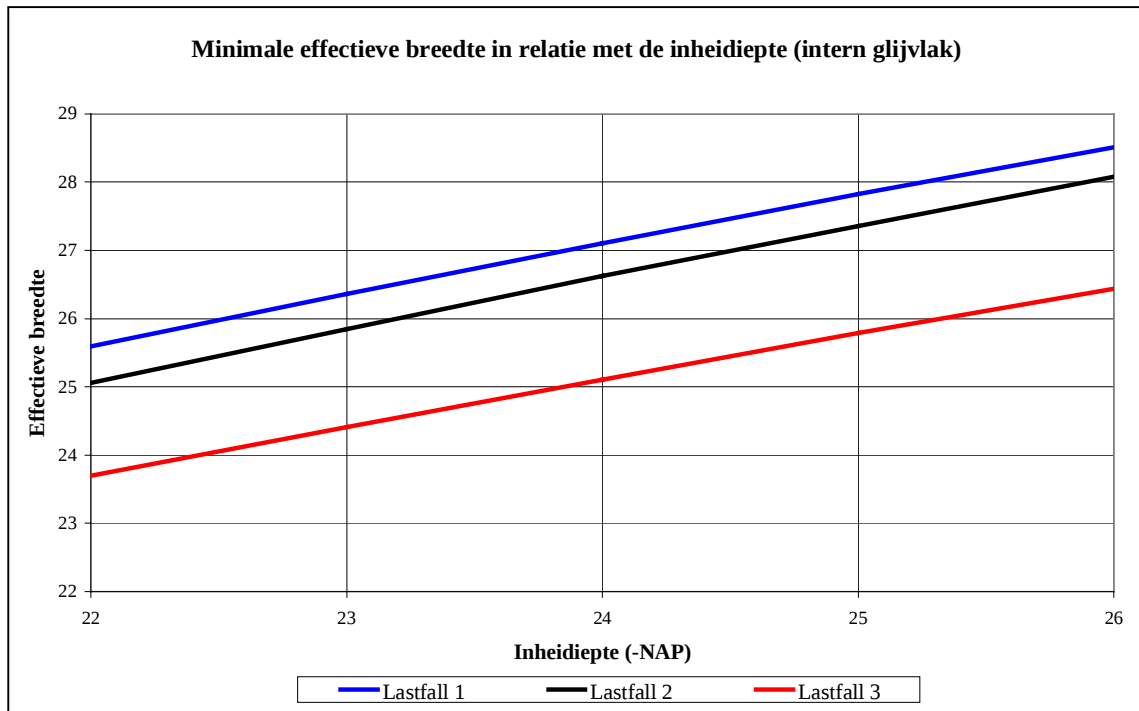
V_1	=	Verticale grondbelasting op de cel
V_2	=	Celvulling, droog
V_3	=	Celvulling, nat (effectief)
H_1	=	Resultante van de horizontale gronddruk boven freatische lijn (1)
H_2	=	Resultante van de horizontale gronddruk boven freatische lijn (2)
H_3	=	Resultante van de horizontale gronddruk onder freatische lijn (1)
H_4	=	Resultante van de horizontale gronddruk onder freatische lijn (2)
H_5	=	Resultante van de horizontale gronddruk uit de bovenbelasting
H_6	=	Resultante van de horizontale waterdruk
H_7	=	Resultante van de horizontale gronddruk uit stortsteen en funderingslaag

In tegenstelling tot de caissonconstructie varieert in de berekeningen het niveau van de funderingslaag. Dientengevolge hebben de horizontale belastingen ook geen constant peil. Aangezien elke doorsnede voor de inheidiepte verschilt, is het slechts mogelijk voor elke funderingsdiepte de benodigde effectieve breedte van de cel grafisch weer te geven. Vanzelfsprekend wordt er onderscheid gemaakt tussen de faalmechanismen intern glijvlak en grondbreuk.



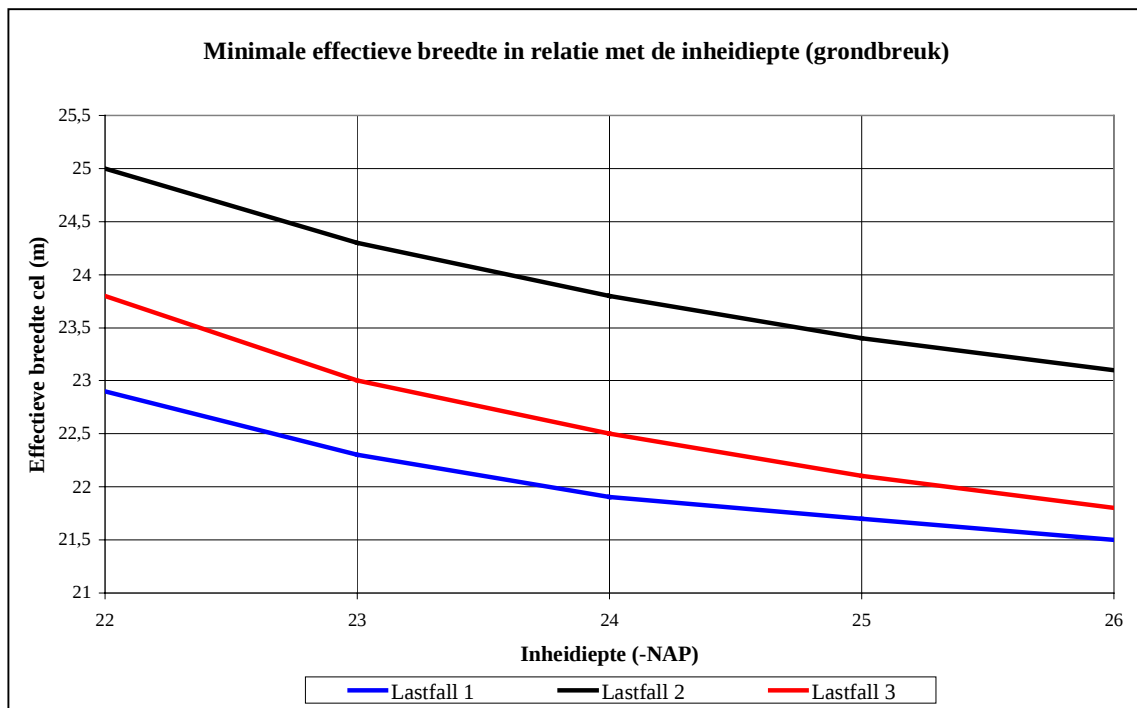
Figuur 9.12: Invoer overzicht cellendam berekening

Figuur 9.13 geeft de relatie weer tussen de inheidiepte van de planken en de minimaal benodigde effectieve breedte van de cellendam om het optreden van een intern glijvlak te voorkomen. Hoe groter de inheidiepte, hoe breder de cel. Dit wordt verklaard door het feit dat de som der momenten ten opzichte van het bodemniveau van de cel wordt genomen. Verder blijkt dat Lastfall 1 maatgevend is.



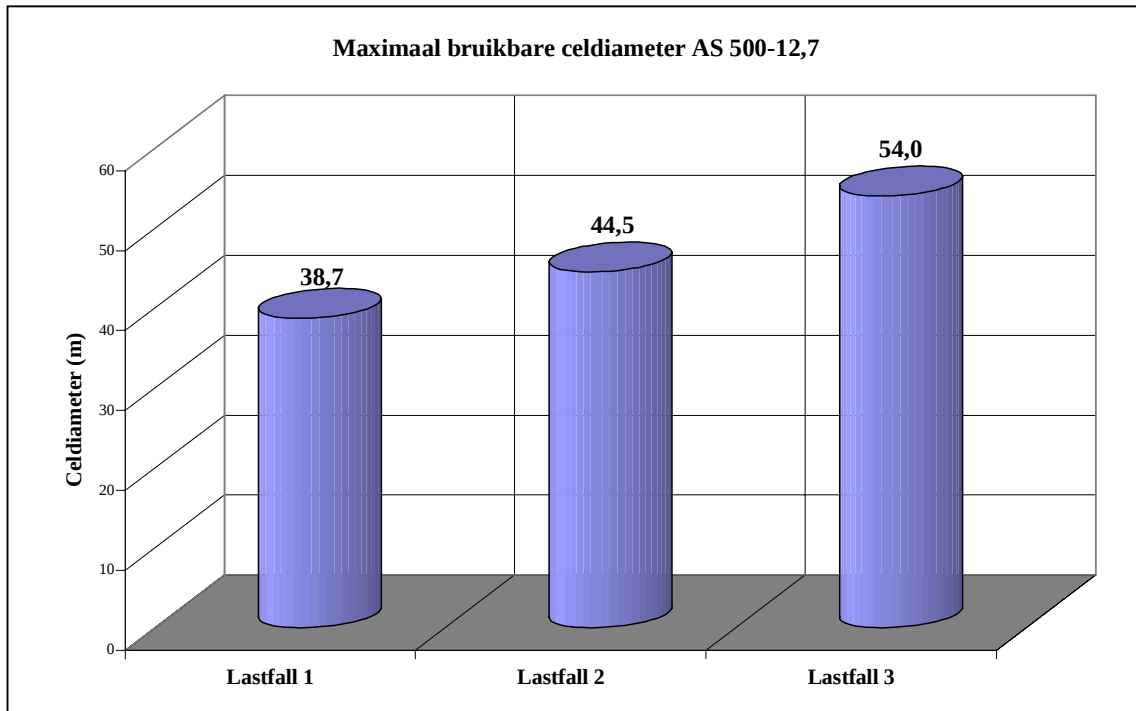
Figuur 9.13: Minimaal vereiste effectieve breedte ter voorkoming van intern glijvlak

De veiligheid tegen grondbreuk is berekend aan de hand van een deterministische veiligheid, zie onderstaande figuur. Het blijkt dat, ten opzichte van het optreden van een intern glijvlak, in geen enkele situatie grondbreuk maatgevend is.



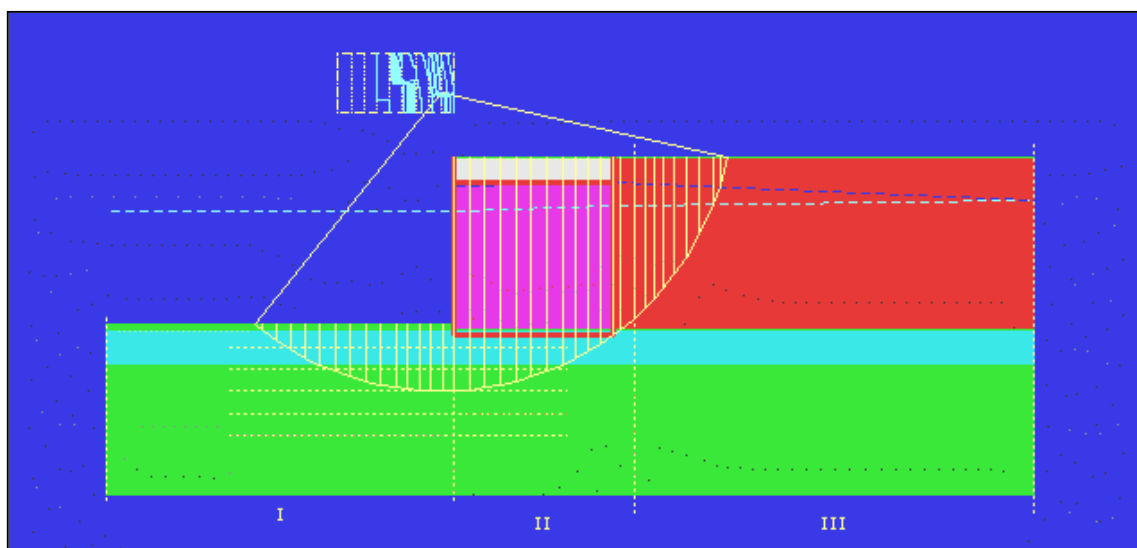
Figuur 9.14: Minimaal vereiste effectieve breedte ter voorkoming van intern glijvlak

De maximale ringspanning in de cel wordt, overeenkomstig de informatie van Arbed, gesteld op een rekenwaarde van $\tau_d = 5500 \text{ kN/m}$. Deze waarde geldt voor een plank van AS 500 – 12,7 mm. De maximale ringspanning per Lastfall volgt uit berekeningen in de belastingsituatie 1B. In deze situatie wordt de bovenbelasting en het eigengewicht van de grond/vulmassa met een factor vermenigvuldigd. Bij de maximale ringspanning kan met de eerder genoemde ketelformule de maximale celdiameter worden uitgerekend. In figuur 9.15 wordt deze maximale afmeting per Lastfall weergegeven.



Figuur 9.15: Maximale celdiameter

Gezien de gemiddelde diepteligging van de craglaag (NAP -23 à -24 meter) en de maximale penetratiediepte in deze laag (één meter), is de gemiddelde inheidiepte van de planken circa NAP -24,5 meter. Dit betekent dat, conform de figuren 9.13 en 9.14, de cel een effectieve breedte van 27,5 meter en een werkelijke breedte van **30 meter** heeft.

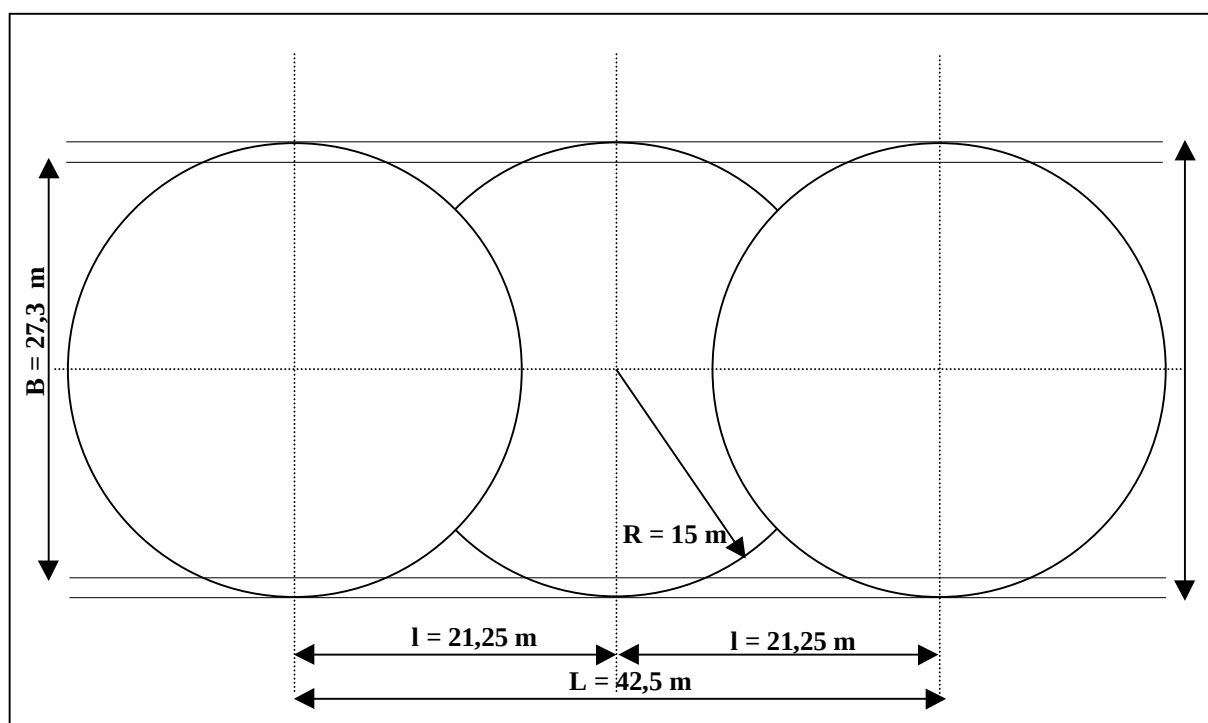


Figuur 9.16: Afschuiven langs een cirkelvormig glijvlak DKM 25

Figuur 9.16 toont een analyse met behulp van Mstab van het mogelijk optreden van een cirkelvormig glijvlak. Deze analyse is gebaseerd op een effectieve breedte van de cel van 27,3 meter, in combinatie met doorsnede DKM 25. De berekeningen zijn uitgevoerd in Lastfall 1, 1C. Conform tabel 8.2 is een deterministische veiligheid van 1,5 vereist. De analyse geeft een veiligheid van 1,66.

9.4.2 Definitieve configuratie

Met behulp van figuur 9.17 kan eenvoudig de definitieve configuratie van de cellendam worden vastgesteld. De definitieve celdiameter (D) bedraagt 30 meter; de effectieve breedte (B) 27,3 meter. De stramienmaat wordt vastgesteld op 42,5 meter.



Figuur 9.17: Definitieve configuratie cellendam

In elke hoofdcel zullen 8 buispalen worden opgenomen. Enerzijds om de schakeling tussen de hoofdcel en tussencel te realiseren, anderzijds om de cel iets meer stevigheid te geven gedurende de uitvoeringsfase. In deze fase zijn de buispalen geschat op $\varnothing$ 1220-20 mm. De eigenschappen van de planken zijn in onderstaande tabel samengevat. De gemiddelde lengte van de planken is circa 28 meter. Volgens Arbed is de maximale lengte van AS 500 31 meter.

	b (mm)	t (mm)	α^0	kg/m
AS 500-12,7 mm	500	12,7	2	77,1

Tabel 9.3: Plankeigenschappen AS 500-12,7 mm

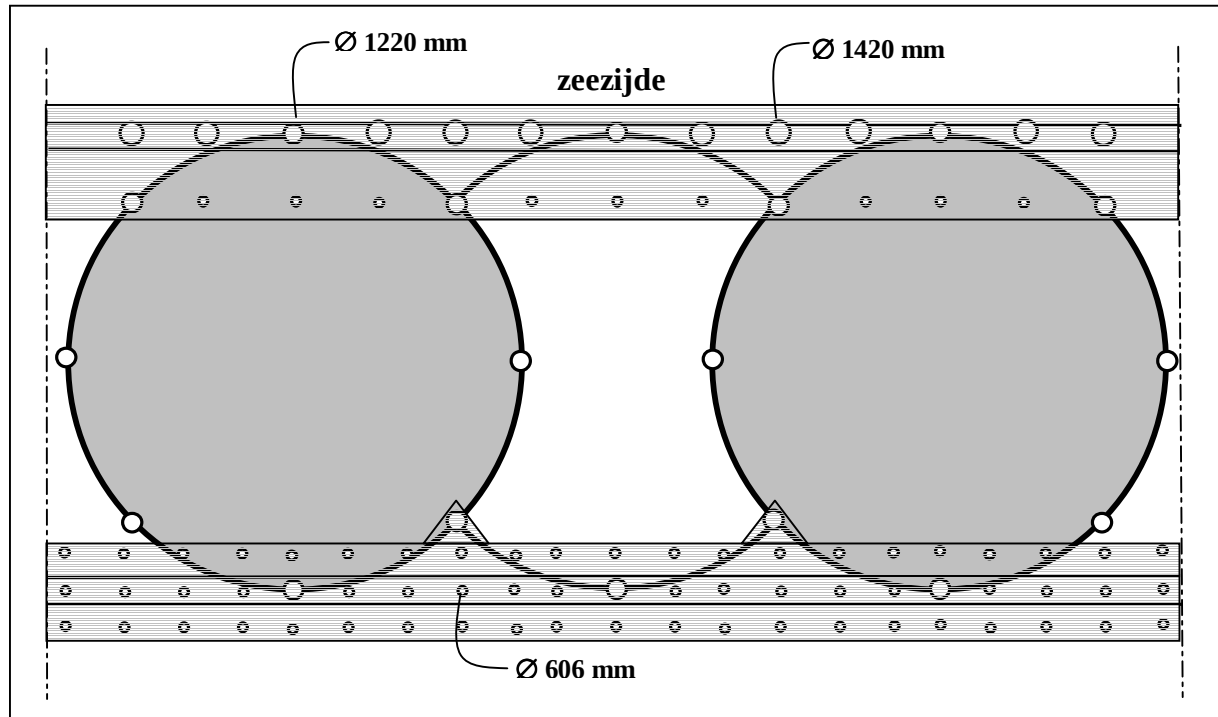
Per stramien (42,5 meter) kunnen de volgende hoeveelheden worden opgesteld:

	AS 500 – 12,7 mm	Buispaal $\varnothing$ 1220-20 mm
Hoofdcel	169	8
Tussencel	89	2
TOTAAL	258	10

Tabel 9.4: Hoeveelhedenstaat cellendam

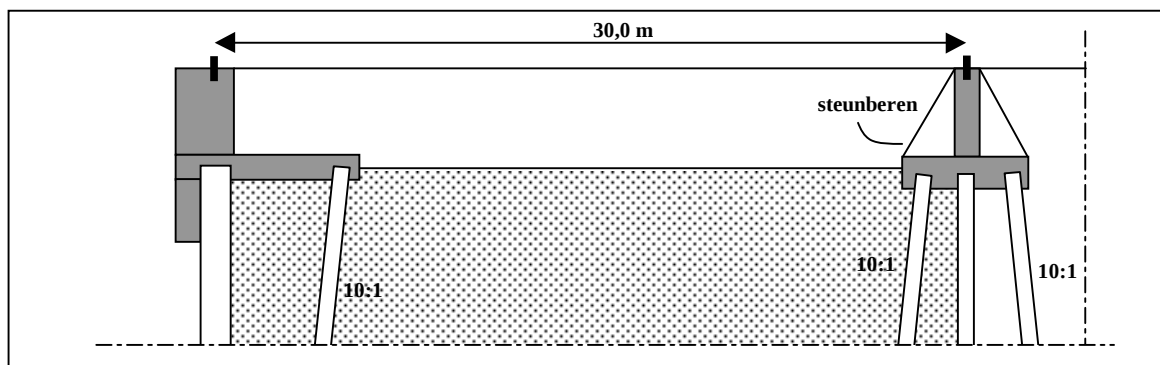
9.5 Detaillering voor- en achterkraanbaan

Het nadeel van de cellendam-oplossing is dat de voorziening voor de containerkraan, alsmede de fenders en bolders door een speciale constructie dienen te worden opgevangen. Deze constructie bestaat uit een voorwand (L-muur waarin de voorkraanbaan is geïntegreerd) en een achterkraanbaan. Indien de bovenkant van de cellendam in deze twee betonnen constructies wordt geïntegreerd, dan vormen de cellen een stijf geheel.



Figuur 9.18: Bovenaanzicht voor- en achterkraanbaan cellendam

De voorkraanbaan aan de zeezijde rust zowel op de buispalen van de cellendam als op apart ingeheide buispalen Ø 1420 mm. Deze voorkraanbaan maakt onderdeel uit van een L-muur constructie die de voorzijde grondricht maakt. De teen van de L-muur is op vibro-palen gefundeerd. Deze palen staan 10:1 ingeheid, om belastingen uit de bolders te kunnen opvangen. De achterkraanbaan staat in tegenstelling tot die van de combiwand (2 vibropalen) gefundeerd op drie vibropalen. De twee buitenste palen zijn eveneens 10:1 ingeheid, de middelste paal is verticaal ingebracht ter compensatie van het extra gewicht uit de betonnen balk.



Figuur 9.19: Voor- en achterkraanbaan cellendam

9.6 Plaxis-analyse cellendam

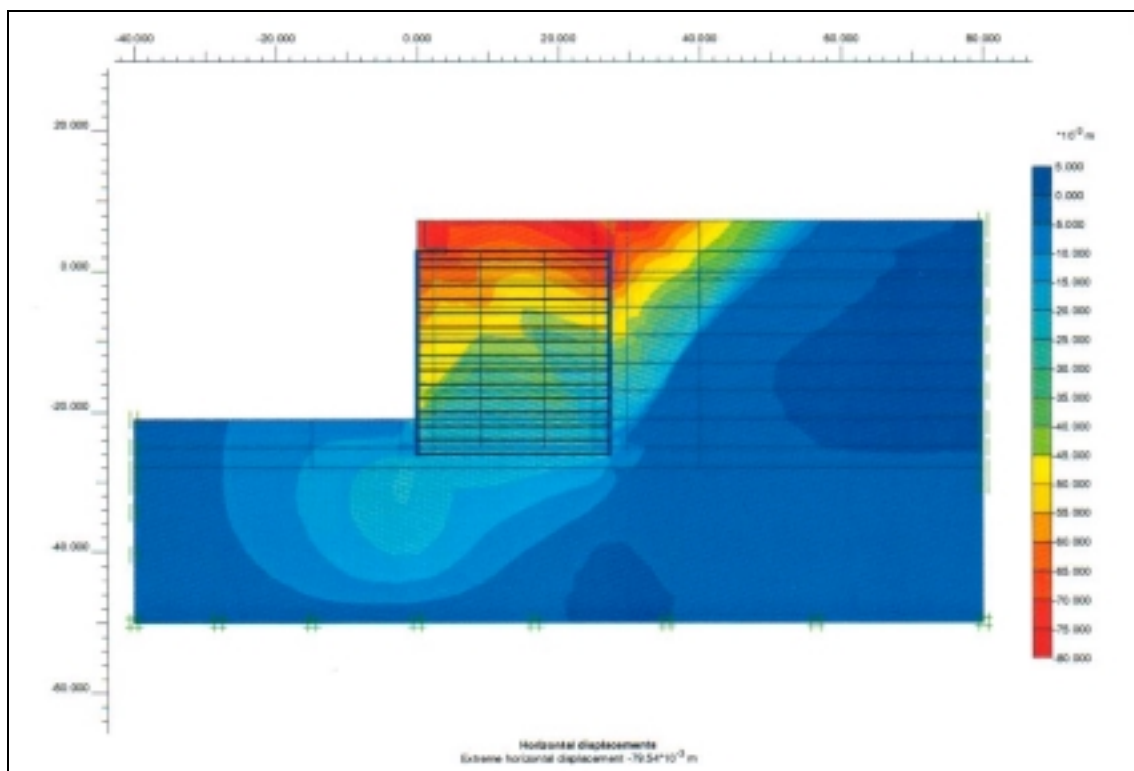
9.6.1 Inleiding

Het schematiseren van de cellendam in Plaxis geeft in principe een zelfde probleem als de schematisatie van de combiwand. Het kenmerk van de cellendam is dat het de sterkte haalt uit de samenwerking tussen de stalen ring en de vulmassa, dus in 3 dimensies. Getracht is de cellendam te schematiseren als een kistdam. Daartoe is de effectieve breedte van de cel (circa $0,91 \times \text{diameter van de cel}$) ingevoerd. De werking van de stalen ring is geschematiseerd door het aanbrengen van ankers (hart op hart twee meter) tussen de wanden. Hierdoor vormen de twee wanden één geheel én wordt het opnemen van de horizontale grond- en waterdrukken door de cel gesimuleerd.

In de SLS zijn, conform de vervormingen bij de combiwand, de maximale verplaatsingen van de cel 0,15 m. Het gewenste veiligheidsniveau in de ULS is 1,25.

9.6.2 Controle Service Limit State (SLS)

De horizontale verplaatsingen in de gebruikstoestand zijn gepresenteerd in onderstaande figuur. De grootste verplaatsingen bevinden zich aan de bovenkant van de cellendam en zijn binnen de gestelde eis van 0,15 m (0,08 m). De beschouwde situatie is zonder bovenbelasting op de cel. Uit de statische berekeningen blijkt dat deze situatie maatgevend is (zie ook caisson).

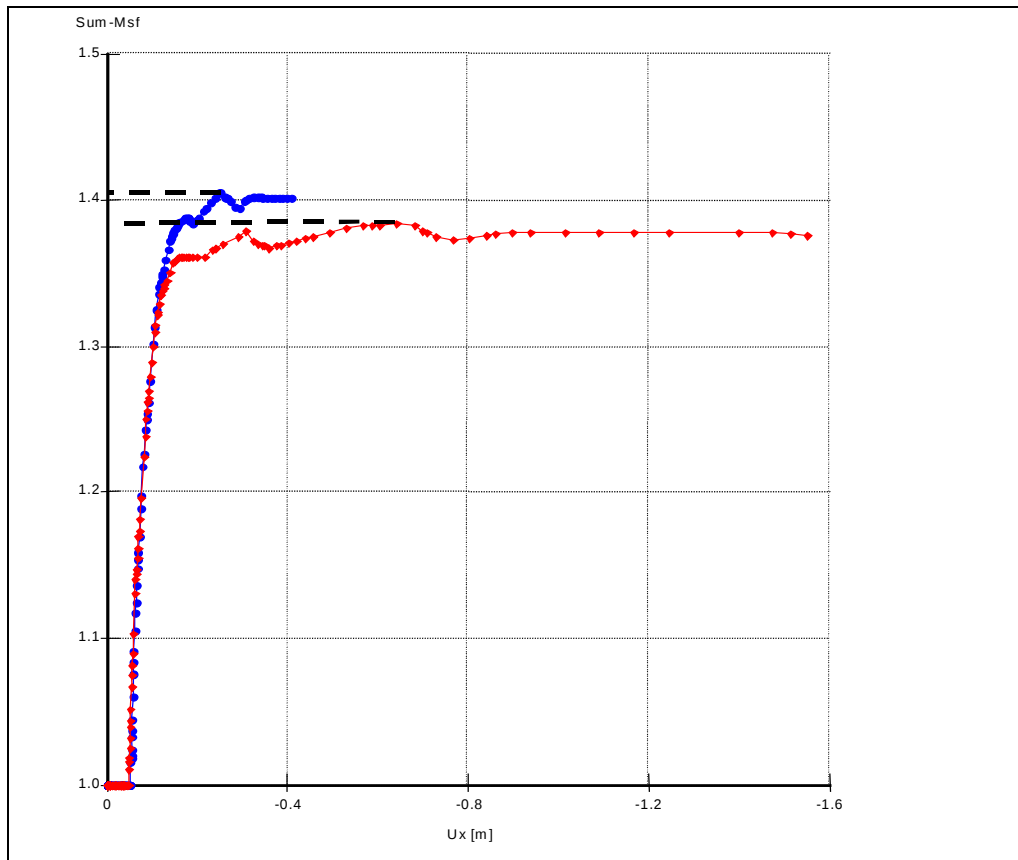


Figuur 9.20: Horizontale verplaatsingen BGT cellendam

9.6.3 Controle Ultimate Limite State

Dezelfde analyse als bij de combiwand en caisson volgt voor de cellendam. Het minimaal geëiste veiligheidsniveau bedraagt 1,25, beschouwd in Lastfall1, 1C.

De resultaten van de phi-c reductie zijn in onderstaande figuur weergegeven.

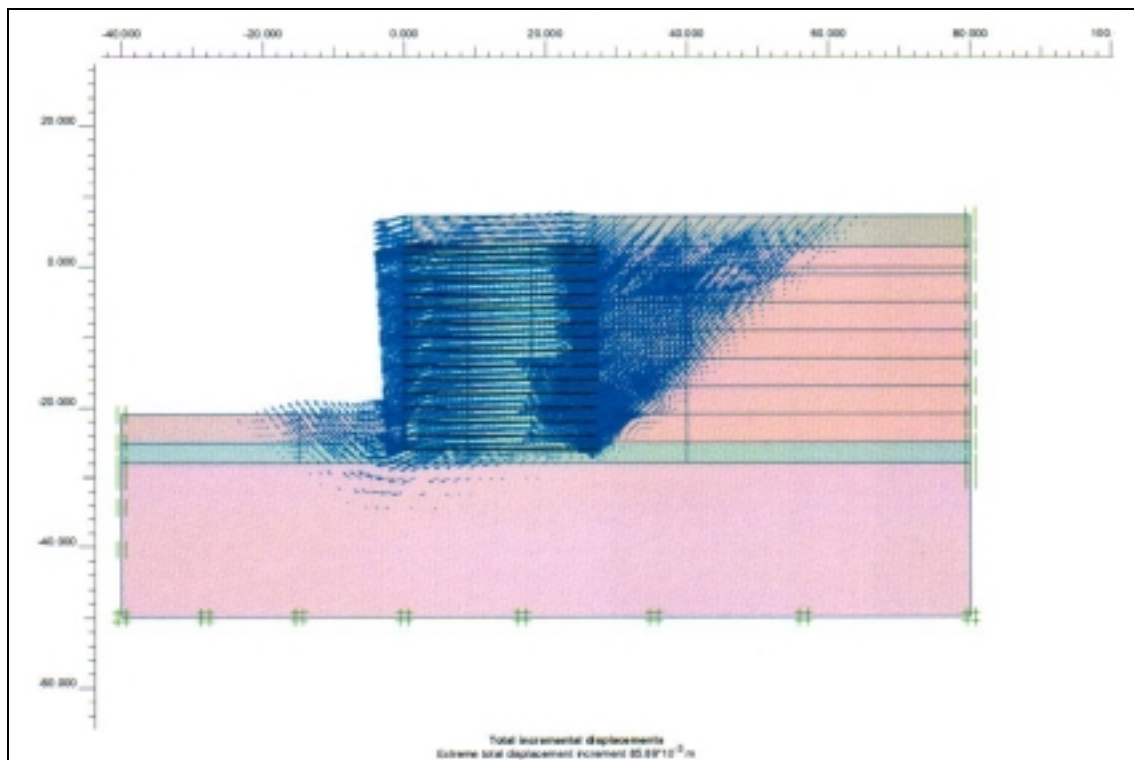


Figuur 9.21: Reductie $\tan(\phi)$ SUMsf cellendam

Het blijkt dat ook voor de cellendam de situatie zonder bovenbelasting (de onderste, rode lijn) maatgevend is ten opzichte van wel aanwezige bovenbelasting (de bovenste, blauwe lijn) op de cel. Het bereikte veiligheidsniveau bedraagt 1,38. Ook deze gewichtsconstructie voldoet aan de geëiste veiligheid van 1,25.

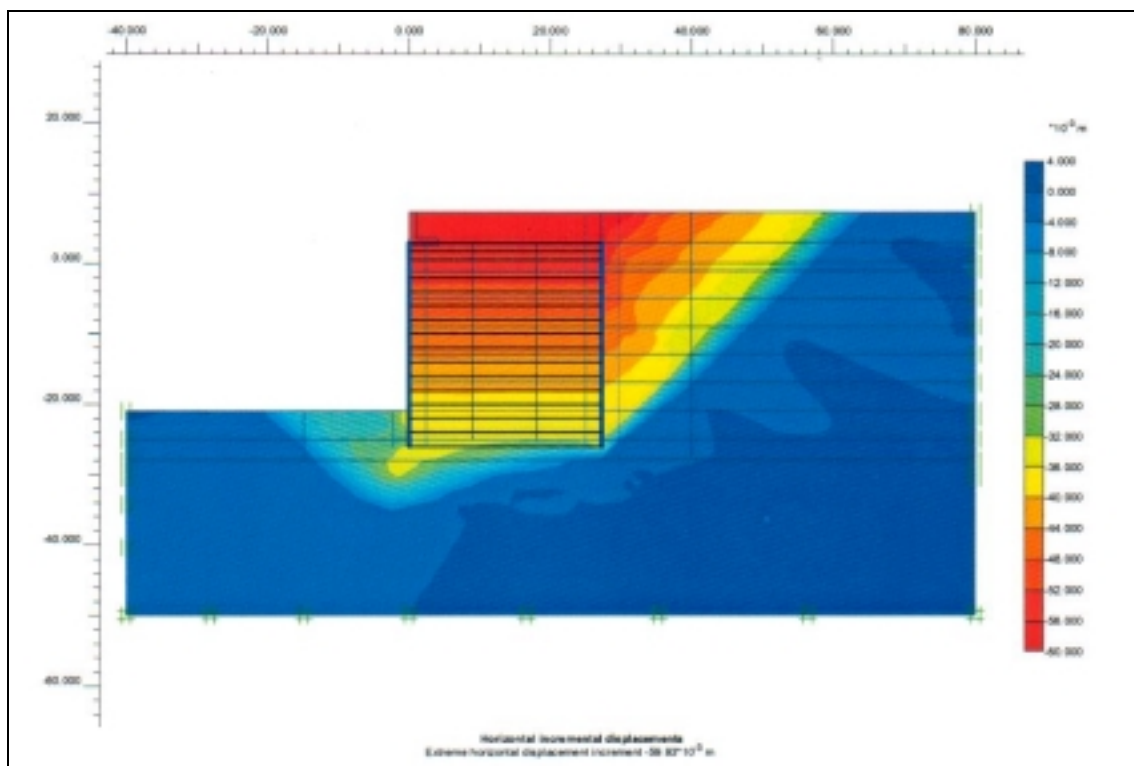
De statische berekeningen tonen aan dat het optreden van een intern glijvlak in de cel maatgevend is voor de dimensionering (lees: breedte-bepaling van de cel). Het bereikte veiligheidsniveau is 1,38 (zonder containerbelasting op de cel) respectievelijk 1,41 (met containerbelasting op de cel).

Een analyse van de totale incrementele verplaatsingen laat inderdaad zien dat de cel tijdens het bezwijken kantelt. Dit moet duiden op het optreden van een (soort) intern glijvlak. Bovendien is waar te nemen dat de passieve wig voor de cel wel degelijk “werkt”. Dit vlak barst door invloed van de cel op: de cel schuift aan de onderkant eveneens zeewaarts.

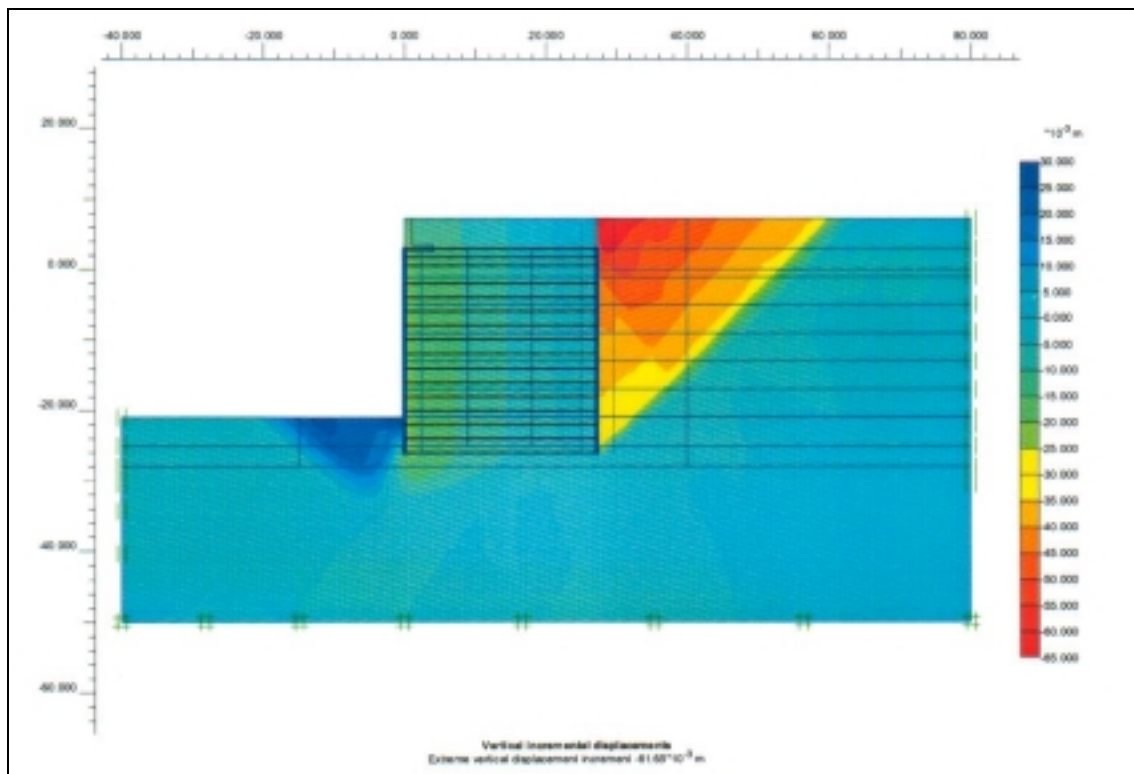


Figuur 9.22: Totale incrementele verplaatsingen cellendam tijdens bezwijken

In de afbeelding van de horizontale incrementele verplaatsingen is het afschuifvlak achter de constructie waarneembaar. Het verschil tussen verplaatsingen in de verticale doorsnede van de cel doet vermoeden, dat de cel door middel van een intern glijkvlak bezijkt.



Figuur 9.23: Horizontale incrementele verplaatsingen cellendam gedurende bezwijken



Figuur 9.24: Verticale incrementele verplaatsingen cellendam tijdens het bezwijken

Indien de verticale incrementele verplaatsingen onder de loop worden genomen, komt het opbarsten van de passieve wig duidelijk naar voren. Bovendien veroorzaken de relatief grote horizontale verschuivingen van de cel verticale verschuivingen van het aanvulzand achter de cel.

9.6.4 Terugkoppeling naar statische berekeningen

De resultaten uit de statische berekeningen blijken grotendeels overeen te komen met de resultaten van de berekeningen in Plaxis. Echter, het zuiver optreden van een intern glijvlak treedt niet op. Ook een combinatie van afschuiven en/of grondbreuk doet zich voor. Het veiligheidsniveau (1,38) voldoet ruimschoots aan de gestelde eis van minimaal 1,25. Overigens blijkt de optredende ringspanning niet maatgevend voor de bepaling van de celbreedte.

In bijlage J.1 zijn de afbeeldingen van de “deformed meshes” van de SLS en ULS afgebeeld.

9.7 Uitvoeringsmethodiek cellendamconstructie

Bij het aanbrengen van de hoofdcellen zal zoveel mogelijk getracht worden de planken los in een apart geleidingsframe op het land neer te zetten. Vervolgens kan het frame opgepakt worden door een hefschip (capaciteit 1000 ton), die het naar de definitieve locatie transporteert. In het geleidingsframe (template) zijn heiblokken geïntegreerd (zie figuur 9.25).

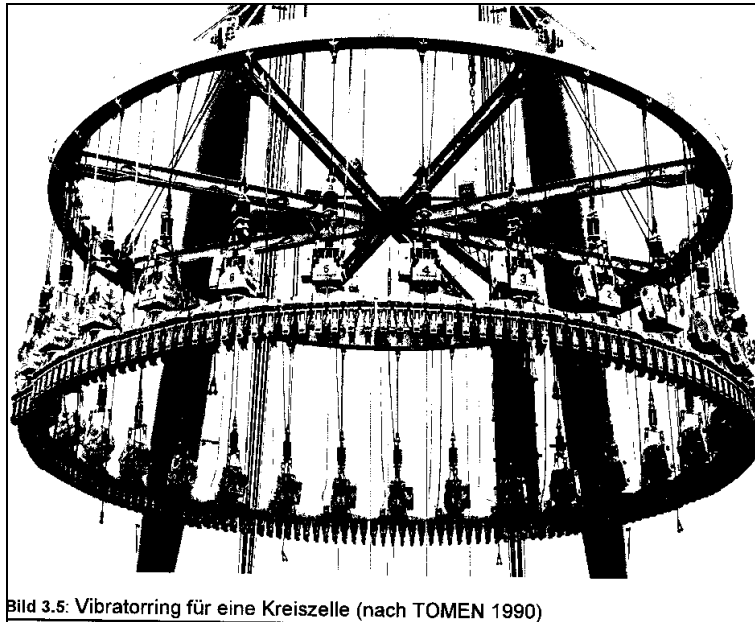
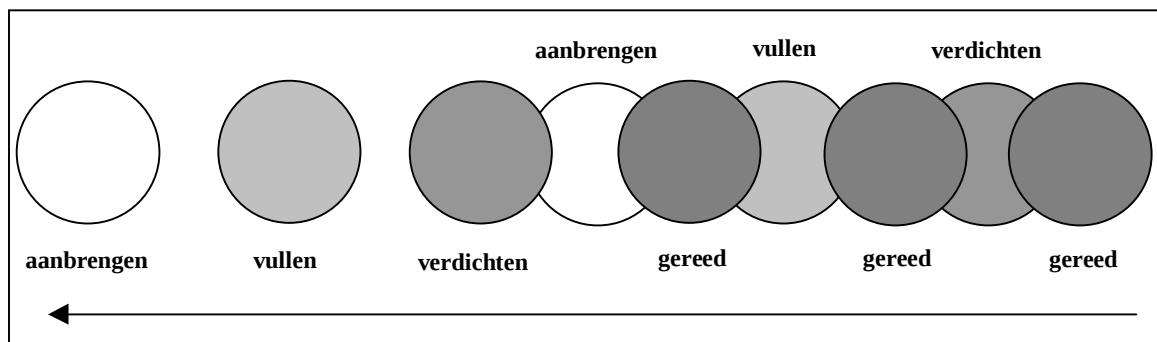


Bild 3.5: Vibratorring für eine Kreiszelle (nach TOMEN 1990)

Figuur 9.25: Voorbeeld template ten behoeve van montage hoofdcellen

Over het algemeen zal er met de meest stijve elementen worden begonnen, dat wil zeggen de buispalen met de T-planken. In verband met de essentie van de cellen (een gesloten stalen omhulsel) is het uit het slot lopen van de planken uit den boze. Hierop dient dan ook tijdens het inheien van de planken nauwkeurig te worden gecontroleerd. De cellen worden na inbrengen zo snel mogelijk gevuld met zand en verdicht. De grootste (verwachte) spanningen in de cel treden op tijdens dit proces. Ongelijkmatig vullen kan tot grote scheefstanden leiden. Tevens kunnen er blijvende vervormingen optreden ten gevolge van stroming en/of golven, indien de cel nog niet (geheel) is gevuld. Na het vullen van de hoofdcellen kunnen de tussencellen worden geplaatst. De planken van de tussencellen worden eveneens met een geleideconstructie (kwart ring) ingebracht, echter deze hulpelementen worden op locatie aan de hoofdcellen verbonden.



Figuur 9.26: Werkvolgorde inbrengen hoofd- en tussencellen

Na het gereedkomen van de hoofd- en tussencellen worden de buispalen ten behoeve van de frontwand ingebracht en kan voor en achter de cellen worden aangevuld. Vervolgens worden de frontwand en de achterkraanbaan geconstrueerd. Tenslotte wordt de terminal verder aangevuld en verhard.

Actie	Duur	Vertraging	Opmerkingen
Voorbereiding constructie	20 wkn	0 wkn	Inrichten prefabricageruimte en bestellen templates.
Prefabricage hoofdcellen	44 wkn	0 wkn	Monteren hoofdcellen in template op beschermde locatie.
Plaatsen/vullen/verdichten van de hoofdcellen	44 wkn	2 wkn	Het installeren van de planken in het template duurt circa twee weken.
Plaatsen/vullen/verdichten van de tussencellen	44 wkn	4 wkn	Er dienen twee hoofdcellen volledig te zijn aangebracht en verdicht, alvorens een tussencel aangebracht kan worden.
Plaatsen buispalen en aanvullen voor/achter kade	44 wkn	8 wkn	Aanvullen kan past starten indien de wand ongeveer 20 meter grondicht is,
Aanbrengen vibropalen frontwand en achterkraanbaan	44 wkn	12 wkn	Opvulzand dient zich eerst te zetten voordat de palen worden aangebracht.
Betonwerk frontwand en kesp achterkraanbaan	44 wkn	4 wkn	Moten van 21,25 meter = 44 moten. Elke week dient een moot gestort te worden.
Monteren fenders / bolders / voorzieningen	44 wkn	4 wkn	Geschiedt in het zelfde tempo als ontlastconstructie en achterkraanbaan.
Aanvullen en verharderen	44 wkn	4 wkn	Zie monteren/fenders/bolders
TOTAAL	20+44=64	38 wkn	Totaal beschikbaar 1 ^e fase: 25 maanden = 109 weken.

Tabel 9.5: Planning cellendamoplossing fase 1

Uit de bovenstaande tabel blijkt dat de eerste fase 7 weken voor tijd gereed is. In fase 1 zijn de doorlooptijden van het aanbrengen van de cellen en het betonwerk aan elkaar gelijk. Vier ploegen worden ingezet om het betonwerk te realiseren. Uit de planning blijkt verder dat voor de aanleg van de binnenkade 58 weken beschikbaar is. In fase 1 wordt verondersteld dat in de vakanties wordt doorgewerkt. In de resterende fasen is dit niet aan de orde.

In fase 2 t/m 5 wordt het betonwerk gemaakt met de helft van de ploegen. In deze fasen is dan alleen het betonwerk maatgevend (zie planning). De intervaltijden tussen de verschillende stadia blijven natuurlijk gelijk. In de fasen 3 en 4 hoeven echter “slechts” 20 moten te worden volbracht, in fase 5 uiteindelijk maar 18. Dit wordt veroorzaakt door de opleverlengtes van de kade en de systeemmaat (42,5 meter).

9.8 Begroting cellendamconstructie voor de WCT

Een gedetailleerde kostenraming van de cellendamoplossing is in bijlage J.2 bijgevoegd.

Kostenpost	Eenheid	Prijs per eenheid
Buispalen (X_{70})	ton (1000 kg)	€ 750,-
Damwandplanken (X_{70})	ton (1000 kg)	€ 600,-
Toeslag zand in cellen	m ³	€ 2,50-
Verdichten zand in cellen	m ³	€ 2,-
Hefschip (1000 kg) <i>inclusief 15% arbeidskosten</i>	week	€ 100.000,-
Betonmortel B25	m ³	€ 95,-
Betonmortel B35	m ³	€ 100,-
Wapeningsstaal vibropalen	ton (1000 kg)	€ 750,-
Wapeningsstaal betonwerk <i>inclusief 8 manuur/ton arbeid</i>	ton (1000 kg)	€ 725,-
Bekistingen	m ²	€ 12,50-
Bekistingen voorzijde kademuur	m ²	€ 75,-
Arbeidskosten	manuur	€ 35,-
Bodembescherming (stortsteen)	m ³	€ 55,-

Tabel 9.6: Overzicht eenheidsprijzen van de belangrijkste kostenposten

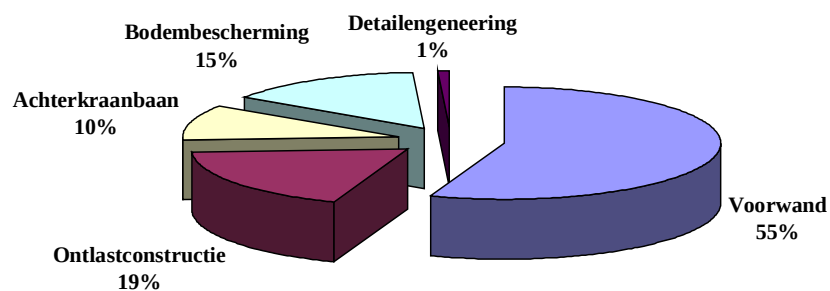
Directe kosten	
- Voorwand	€ 77.888.600
- Ontlastconstructie	€ 26.022.830
- Achterkraanbaan	€ 14.432.054
- Bodembescherming	€ 20.817.500
- Detail-engineering	€ 1.025.000
	€ 140.185.984
Indirecte kosten	
- ca. 15% van de directe kosten	€ 21.000.000
Algemene kosten	
- ca. 7% van de primaire kosten	€ 11.285.000
Winst	
- ca. 3% van de totale kosten	€ 5.094.016
Risico	
- ca 7% van de totale kosten	€ 12.435.000
INSCHRIJFBEGROTING	€ 190.000.000

Tabel 9.7: Opbouw van de inschrijfbegroting cellendam

Prijs per strekkende meter zeekade	€ 72.000 / m
Totaal vereiste arbeid	425.000 manuren

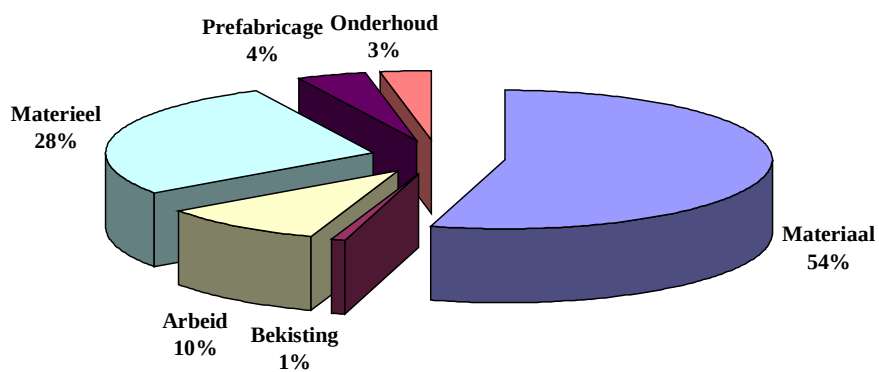
Tabel 9.8: Belangrijkste kenmerken cellendam

Onderverdeling directe kosten cellendam naar kostenplaats



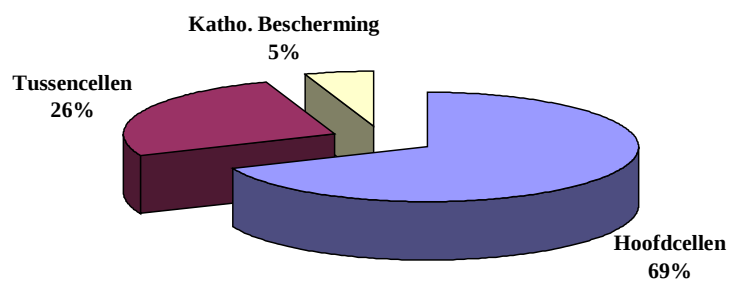
Figuur 9.27: Directe kosten cellendam naar kostenplaats

Onderverdeling directe kosten cellendam naar kostensoort



Figuur 9.28: Directe kosten cellendam naar kostensoort

Directe kosten cellendam naar onderverdeling voorwand



Figuur 9.29: Onderverdeling elementen voorwand cellendam

9.9 Conclusie cellendam t.b.v. zeekade WCT

Ten behoeve van de zeekademuur van de Westerschelde Container terminal is in dit hoofdstuk de cellendam onderzocht. Het blijkt dat de hoofd- en tussencellen (30 meter diameter) bezwijken langs een intern glijvlak.

- De over-all veiligheid, bepaald aan de phi-c reductie in Plaxis, bedraagt 1,38. De situatie zonder bovenbelasting op de cel blijkt maatgevend te zijn.
- De totale kosten van de cellendamconstructie bedragen circa € 72.000 per strekkende meter zeekade.
- Het totaal benodigde aantal manuren is ca. 425.000
- Het opgelegde tijdschema in fase 1 van 25 maanden wordt met enige inzet aan voldaan. Per maand dienen twee cellen te worden geplaatst, aangevuld en verdicht. Voor de aanleg van de binnenkade zijn 58 weken beschikbaar.

HOOFDSTUK 10: CONCLUSIES & AANBEVELINGEN

10.1 Conclusies

- Omgeving Vlissingen:

Het gebied aan de rand van de Westerschelde nabij Vlissingen-Oost is uitstekend geschikt voor het aanleggen van een grote containerterminal. De locatie is door de platen en schorren in de nabijheid van Vlissingen goed beschut tegen golfaanval. Bovendien heeft de terminal in potentie uitstekende achterlandverbindingen.

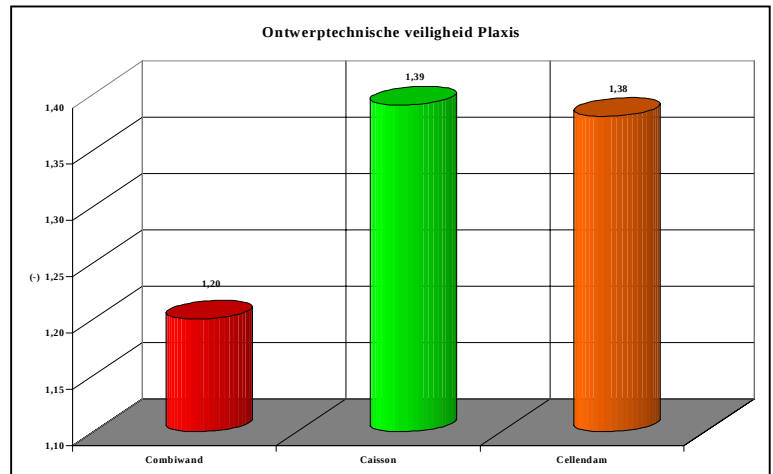
- Mogelijke zeekadeconstructies

Ter plaatse van de toekomstige zeekade van de Westerschelde Container Terminal is een geschikte draagkrachtige laag aanwezig. Deze laag bestaat uit voorbelast schelpenzand (craglaag). Door de aanwezigheid van deze laag zijn de verankerde combiwandconstructie met ontlastvloer, de caissonconstructie en de cellendamconstructie mogelijk als zeekade van de WCT.

- Ontwerptechnische veiligheid

Uit een analyse met Plaxis blijkt dat de ontworpen combiwandconstructie niet het gewenste veiligheidsniveau bezit. De twee gewichtsconstructies (caisson en cellendam) voldoen ruim aan de minimale veiligheid van 1,25.

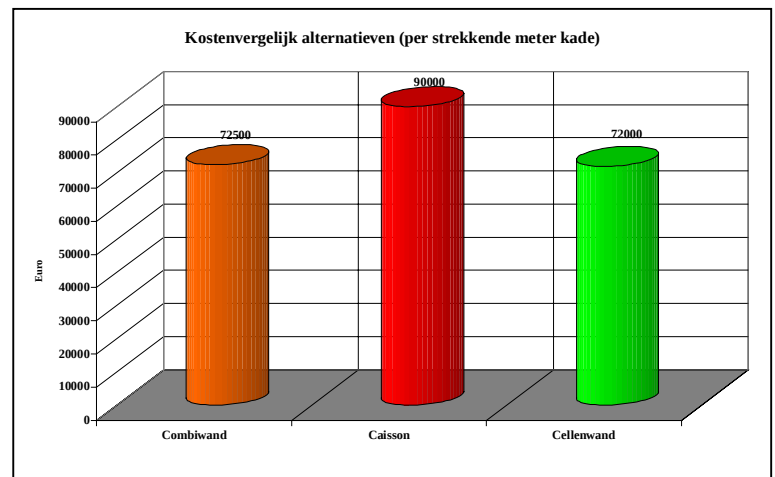
Figuur 10.1: Ontwerptechnische veiligheid volgens Plaxis



- Kostprijs zeekade

De caissonconstructie is 25% duurder dan de cellendam en combiwand. Met name het grote aantal manuren en het kostbare funderingsbed zorgen voor het verschil. De cellendam en combiwand zijn qua prijs vrijwel gelijk.

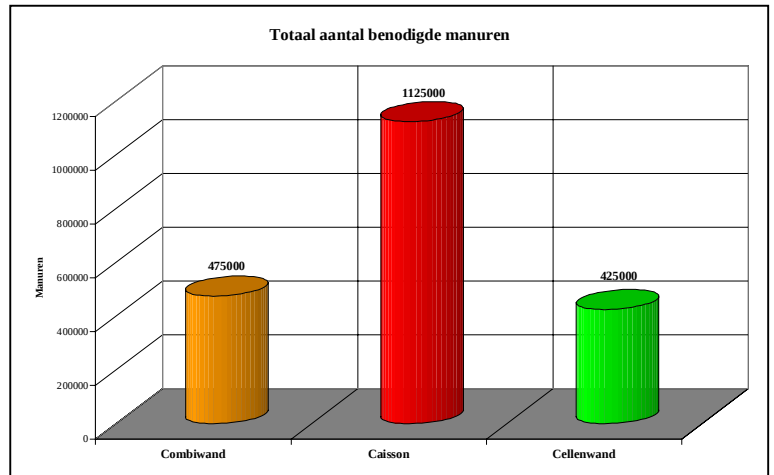
Figuur 10.2: Kosten vergelijk alternatieven per strekkende meter zeekade



Totaal aantal manuren:

Het toepassen van een caissonconstructie is veel arbeidsintensiever dan de aanleg van een combiwand of cellendam.

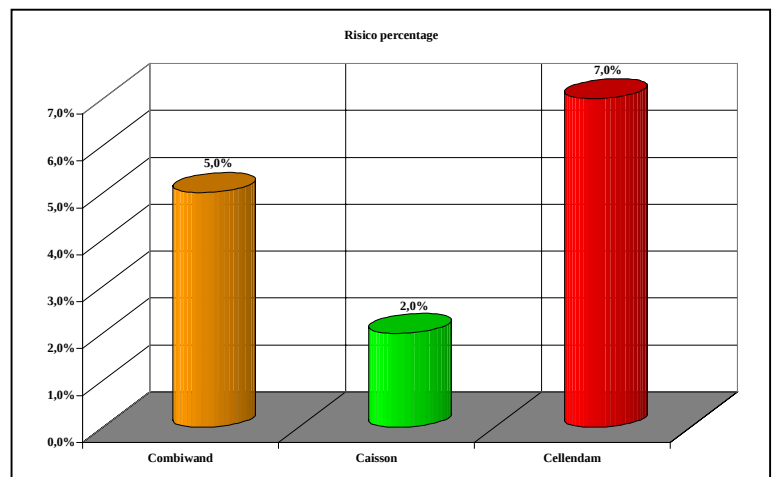
Figuur 10.3: Vergelijk totaal benodigd aantal manuren per alternatief



■ Percentage risico:

In de kostenraming is per alternatief een bedrag aan risico geraamd. Dit is een percentage van de totale kosten. De cellendam heeft het hoogste risico-percentage, de caisson de laagste.

Figuur 10.4: Risico percentage per alternatief



- Onderhoud:

De caissonconstructie is het meest onderhoudsvriendelijk. Beton B35 is niet erg gevoelig voor agressieve omstandigheden als stalen constructies. Om een levensduur van 50 jaar te garanderen is een overdikte aangehouden op de buispalen van de combiwand. De cellendam is voorzien van een kathodische bescherm laag.

- Omgevingshinder/milieu:

Het aanbrengen van de combiwandconstructie is het meest milieubelastend. De vele handelingen op zee, in combinatie met zeer veel heiw erk zal voor grote overlast zorgen in de omgeving van Vlissingen-Oost. Ook de aanleg van een cellendam zal overlast veroorzaken, er is echter minder heiw erk noodzakelijk. De caissonconstructie zorgt van de drie alternatieven voor de minste hinder van de omgeving, enige overlast zal er hooguit op en rondom de prefabricage-locatie zijn.

- Tijdschema:

Gedurende fase 1 van het opleverschema is voor alle drie de alternatieven (enige) spoed in het uitvoeringsproces vereist. Vooral de aanleg van de caissonconstructie is in de eerste fase kritiek. Het tijdschema van de fasen 2 t/m 5 wordt door alle drie gemakkelijk gehaald.

- Rekenprogrammatuur:

In het kader van de ontwerpberekeningen van de combiwandoplossing is gebruik gemaakt van zowel een handmatige berekening (volgens Blum), 1-dimensionaal rekenpakket (Msheet) en een 2-dimensionaal pakket (PLAXIS). De resultaten van Blum en Msheet komen in grote mate met elkaar overeen. Echter, met de schematisering van de combiwand-constructie in Plaxis verschillen de uitkomsten, met name de verplaatsingen (SLS) en de optredende ankerkrachten. In de fasen vanaf het opvullen op de ontlastconstructie divergeren deze waarden.

- Samenvatting:

In onderstaande tabel geeft een samenvatting van de ontworpen alternatieven van de zeekade van de WCT, afgewogen op de eerder gestelde criteria:

	<i>Ontwerp</i>	<i>Kostprijs</i>	<i>Manuren</i>	<i>Planning</i>	<i>Risico</i>	<i>Onderhoud</i>	<i>Omgeving</i>
Combiwand	--	0	0	+	0	-	--
Caisson	++	--	--	-	++	++	+
Cellendam	+	0	0	0	-	--	0

Tabel 10.1: Samenvatting ontwerpen zeekade WCT

10.2 Aanbevelingen

- Nader onderzoek moet helderheid scheppen of de craglaag werkelijk draagkrachtige eigenschappen bezit. Schelpenzand (craglaag) kan zich op het ene moment stijf en draagkrachtig gedragen, op het andere moment echter weer niet. De ontwerpen van de kadeconstructies worden sterk door deze laag beïnvloed.
- De ontworpen combiwand voldoet niet aan de vooraf gestelde veiligheid. Om toch aan deze voorwaarde (ϕ -c reductie minimaal 1,25) te voldoen dient de ontlastconstructie een lengte te hebben van ca. 30 i.p.v. 20 meter. Dit heeft als bijkomend voordeel dat de achterkraanbaan in de definitieve kadeconstructie kan worden geïntegreerd. Bovendien staat de eerste funderingspaal van de ontlastvloer te dicht bij de combiwand. Ten eerste geeft deze positionering een te grote horizontale kracht op de wand, ten tweede kan gedurende het inbrengen van de paal de combiwand mogelijk worden getouchéerd.
- Met name de betonhoeveelheden van de caissonoplossing kunnen worden geoptimaliseerd. Ook het funderingsbed van de caissons moet beter worden bestudeerd. Wellicht zijn er goedkopere oplossingen dan een stortstenen bed.
- Enkele funderingspalen van de kraanbaanconstructie bij de cellendam staan door de vulmassa van de cel geheid. Onderzoek moet aantonen of de draagkracht van deze palen hierdoor (te) negatief wordt beïnvloed. Bovendien geeft de achterkraanbaan nogal wat ontwerptechnische en uitvoeringstechnische problemen. Een mogelijke optie is om deze kraanbaan op staal in plaats van op palen te funderen.
- Overwogen zou kunnen worden om het gefaseerd opleveren van de kade te heroverwegen. Met name indien caissons worden toegepast, zou dit voordeliger uit kunnen pakken. Vanzelfsprekend dient dit voordeel te worden afgewogen tegenover het mogelijke exploitatieverlies wat wordt geleden. Gezien tabel 10.1 (samenvatting) is de betonnen caissonoplossing economisch gezien niet de meest voor de hand liggende oplossing. Indien in de kostprijs en uitvoering (manuren en planning) verbeteringen worden gevonden, is een betonnen gewichtsconstructie een uitermate geschikte oplossing. Wat dat betreft dient de L-muur constructie nog een keer nauwkeurig te worden onderzocht.
- De combiwand constructie scoort minder goed (zie tabel 10.1) op de aspecten onderhoud (stalen constructie) en omgeving (veel heiwerkzaamheden, activiteiten). Bovendien is de constructie minder robuust dan de gewichtsconstructies (caisson en cellendam). Indien het ontwerp wordt verbeterd (ontlastvloer doortrekken tot een lengte van 30 meter) is de combiwand een reële optie als zeekade van de Westerschelde Container Terminal.
- De cellendam-constructie heeft, onderhoudstechnisch gesproken, ten opzichte van de caisson en zelfs combiwand constructie (groter oppervlak) een groot nadeel. In de uitvoeringsfase is deze constructie het meest risicovol. Echter, als de cellen eenmaal staan en de terminal is opgespoten, is het een stabiele constructie. Qua kostprijs is de cellendam iets goedkoper dan de combiwand en is dus een eveneens een reële optie voor de zeekade.
- Een berekening van de constructies (zeker de combiwand en cellendam) met behulp van een 3D-rekenpakket in de definitief ontwerp fase (DO) strekt tot aanbeveling.

BIJLAGE A: BEDRIJFSFOLDER BAM NBM BETON- & INDUSTRIEBOUW

**BIJLAGE B: OVERZICHTSTEKENINGEN
CONTRACTDOCUMENT ZEELAND SEAPORTS**

BIJLAGE C.1: KADEMUURCONSTRUCTIES IN DE TIJD

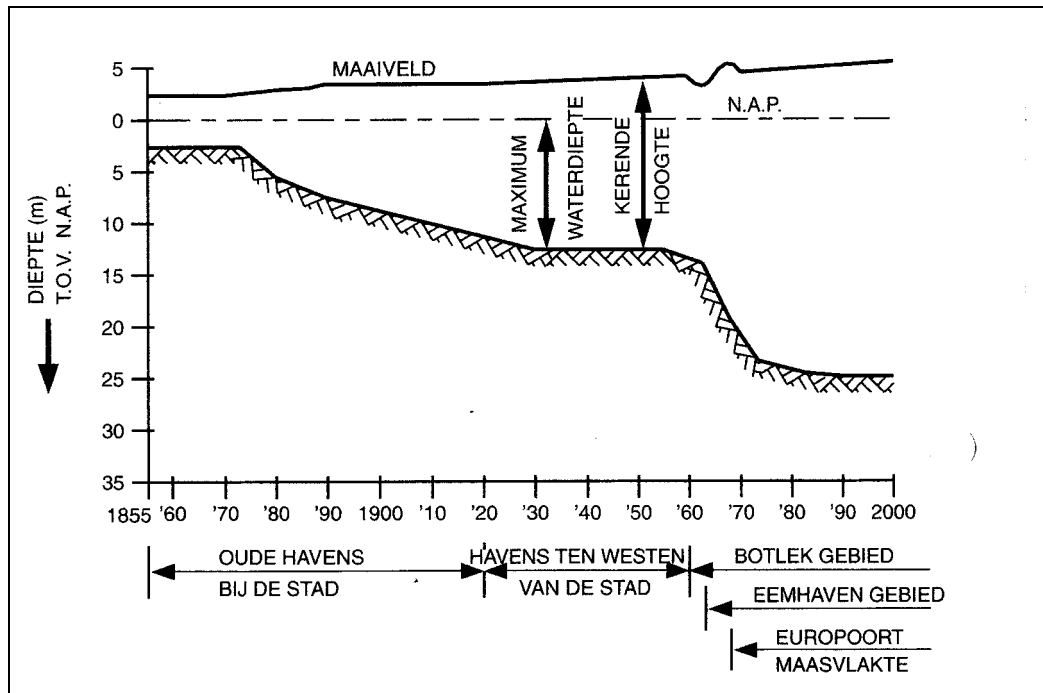
Een kademuur dient om een nagenoeg verticale begrenzing tussen land en havenbassin in stand te houden. Bij deze verticale begrenzing zijn horizontale stabiliserende elementen noodzakelijk, die op verschillende wijzen kunnen worden uitgevoerd:

- gebruik van gewichtsmuren
- horizontale verankering met ankers en ankerwand
- paalsysteem met trek- en drukpalen

Ter plaatse van de kademuur vindt een ontmoeting plaats tussen schip en los- of laadgelegenheid. Deze beide elementen bepalen de eisen waaraan de constructie zal moeten voldoen, zoals:

- havendiepte
- kerende hoogte
- terreinbelasting (opslag, kraanbelasting)
- afmeerkrachten

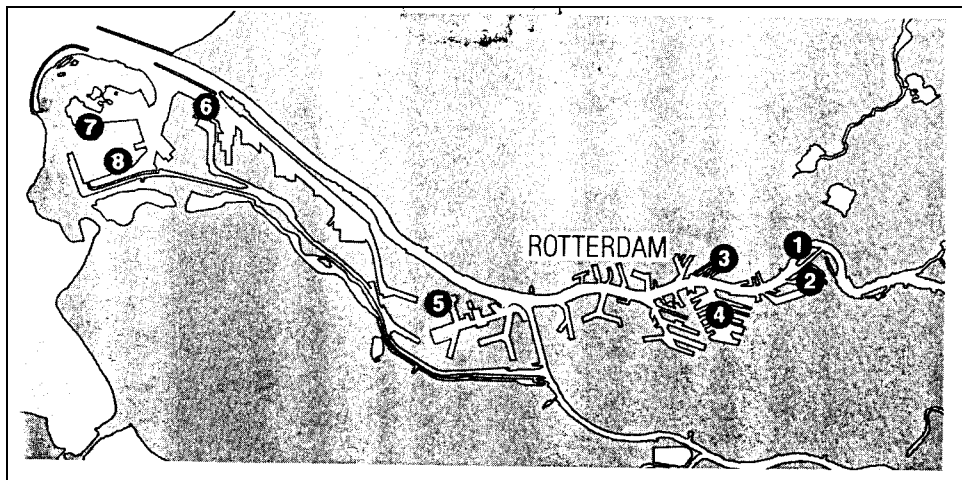
Samen met de scheepsafmetingen hebben deze eisen in de loop der tijd een stormachtige ontwikkeling meegemaakt (zie figuur C.1).



Figuur C.1: Ontwikkeling waterdiepte en kerende hoogte [Kademuren, verleden, heden en toekomst]

De twee belangrijkste randvoorwaarden voor het ontwerp van een kadeconstructie zijn de omgevingscondities van de constructie en de beschikbaarheid van een achterland. De WCT bevindt zich in de Westerschelde, een estuarium in zuidwest Nederland. Achter de kadeconstructie dient nieuw achterland te worden gewonnen. Hiertoe zal een damping benodigd zijn met een oppervlakte van ongeveer 150 hectare. Dit alles veroorzaakt de eis dat de constructie in den natte gerealiseerd dient te worden. Een ander belangrijk gegeven is de opbouw van de ondergrond. Een slappe ondergrond leidt tot problemen ten aanzien van de stabiliteit, terwijl het heiwerk vrij gemakkelijk verloopt. Aan de andere kant geeft een zwaar grondpakket meer draagkracht, echter het heiwerk leidt bij toenemende kerende hoogte tot heiproblemen.

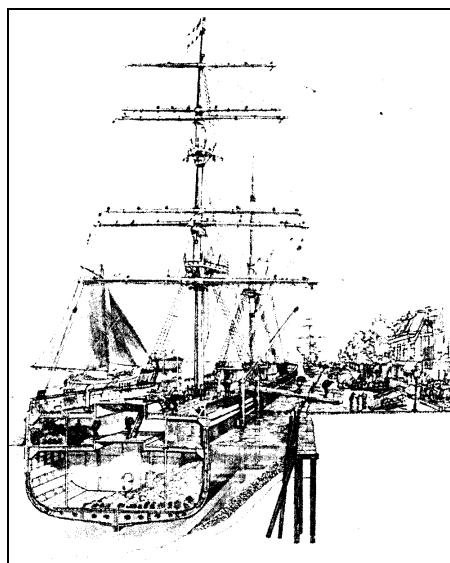
De ontwikkeling in de kademuuropbouw werd in eerste instantie bepaald door de ontwikkeling in de scheepsbouw. De toenemende scheepsafmetingen leidden tot meer vraag naar grotere kerende hoogten. Ook de ontwikkeling in de beschikbare bouwmaterialen heeft effect op het ontwerpen van kademuren. Op grond hiervan is een aantal verschillende toegepaste constructieve oplossingen te onderscheiden. Om het geheel te illustreren zal de geschiedenis van de kademuurbouw in Rotterdam worden gepresenteerd. Het onderstaande overzicht in figuur C.2 reflecteert het havengebied van Rotterdam. In de ontwikkeling van de haven valt op dat afhankelijk kademuren met geringe kerende hoogte nabij het centrum zijn gebouwd. Verdere ontwikkeling in de scheepsgrootte leidde tot kademuren met steeds grotere kerende hoogten. Hoe groter deze was, des te verder naar het westen de kaden werden gebouwd. De reden voor deze verschuiving is de te baggeren vaargeul: in het westelijke havengebied is meer ruimte aanwezig voor bredere geulen.



Figuur C.2: Overzicht kademuren in Rotterdam [Cement nr1 1983]

1. Kademuurconstructie op staal, toepassing tot 1850

Vanaf 1600 tot ongeveer 1850 hebben zich nagenoeg geen ontwikkelingen voorgedaan in de diepgang van de schepen. De benodigde diepgang bedroeg circa 5 meter. De constructie bestond geheel uit een gemetselde kademuur op staal, met een diepte van 2,50 meter voor de kademuur (maximaal mogelijke kerende hoogte).



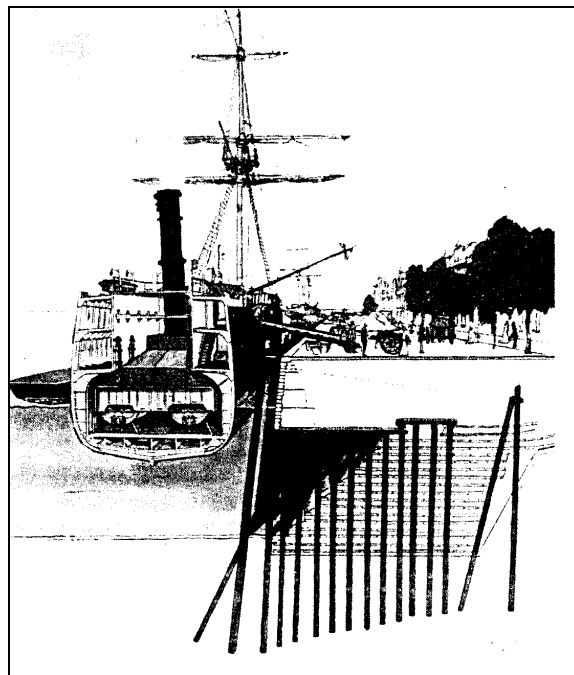
Figuur C.3: Kademuur aan de Boompjes [Cement nr1 1983]

Vanwege de grotere diepgang werd het schip op enige afstand van de kademuur tegen een houten palenrij afgemeerd en daar geladen of gelost. Stabiliteit met deze constructie was alleen mogelijk in oude gestabiliseerde rivieroeveren. Omdat de stabiliteit altijd een zeer kritieke zaak bleef, werden deze constructies uitgevoerd met een fundatie van houten palen.

2. Kademuur met rijzendam, houten palen en houten vloer en gemetselde bovenbouw

Bij het baggeren van nieuwe havens bleken de nieuw gevormde oevers niet stabiel te zijn. Ze werden gestabiliseerd met een rijzendam. De horizontale stabiliteit werd verwezenlijkt door:

- de rijzendam (stabilisering van het onderwater talud)
- het houten palensysteem (de verticale palen werden door de rijzendam geheid waarbij middels de onderlinge samenhang tussen rijzendam en palen een stabiele constructie werd bereikt)



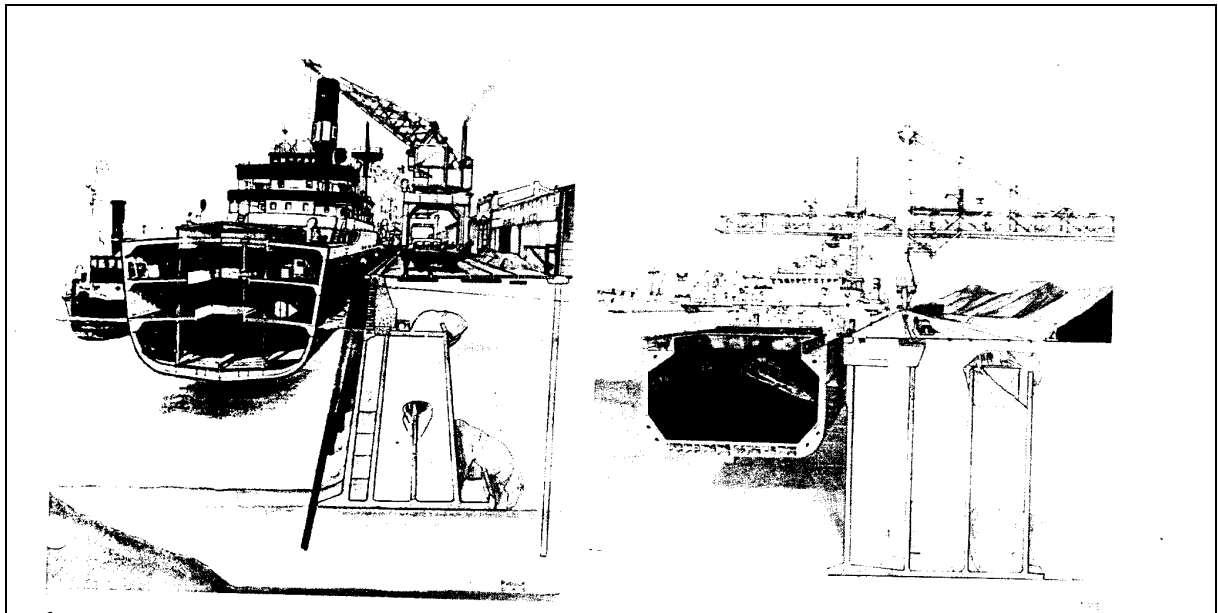
Figuur C.4: Kademuur Rijnhaven [Cement nr1 1983]

Deze constructies werden toegepast tot een bodemdiepte van NAP – 8,50 meter en een kerende hoogte van 12 meter. De stabiliteit van dit typemuur was niet altijd gewaarborgd. Daarom werd bij latere muren eerst gedeeltelijk, later volledig, de slappe lagen onder de rijzendam verwijderd en vervangen door zand. Van dit type werd als bezwaar ondervonden dat, door de noodzakelijke enkele jaren durende stabilisatieperiode van de rijzendam, de totale bouwtijd erg lang was. Het was één van de redenen waarom deze constructie vanaf omstreeks 1906 verdrongen werd door de caissonconstructie.

3 / 4. Kademuren opgebouwd uit caissons

Vanwege de lange bouwtijd bij het vorige kademuurtype en mede door de opkomst van het gewapende beton zijn vanaf 1906 in Rotterdam op vele plaatsen kademuren van dit type gebouwd. Door het hoge bouwtempo werden bouwsnelheden gehaald van 40 meter per week. De constructie is op te vatten als een gewichtconstructie, waarbij de horizontale belasting op de kademuur in principe aan de onderzijde van de kademuur wordt afgegeven aan de ondergrond. Om stabiliteit van de constructie in de slappe Rotterdamse ondergrond te verwezenlijken was een volledige grondverbetering noodzakelijk. De constructie IJsselhaven

was 10,50 meter diep met 14 meter kerende hoogte en de constructie Waalhaven was 12,50 meter diep met 16 meter kerende hoogte.



Figuur C.5: Caissonkademuren aan de IJsselhaven en Waalhaven [Cement nr1 1983]

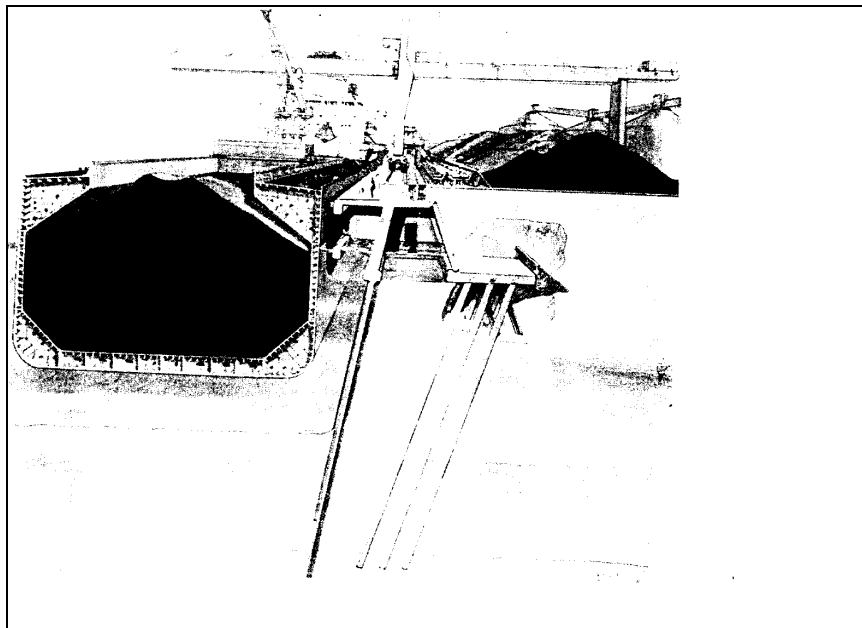
Vooral tegen het einde van de Tweede Wereldoorlog kreeg Rotterdam het zwaar te verduren. Na de oorlog moesten vele kademuren hersteld worden. Bovendien maakte de stad een enorme periode van groei door. Dit alles veroorzaakte een enorme behoefte aan nieuwe kadelengete; de caissonmethode werd grotendeels gekozen als constructiemethode. Het grote nadeel van caissons is dat voor de uitvoering een bouwdok beschikbaar moet zijn. Dit werd mede opgelost door gebruik te maken van een drijvend dok.

Complicatie deden zich echter voor op het moment dat achter de caissons zand werd opgespoten. Enkele caissons schoven een halve meter naar voren. Door dit ongeval was de caissonmethode de jaren erna uit de gratie. Het bleek echter onmogelijk om de caissons te blijven negeren. Uit onderzoek kwam naar voren dat er zich vaak een laagje slib onder de caissons bevond. Bovendien werkten de zandaanvullingen, veroorzaakt door verontreinigingen, als een zware vloeistof met grote horizontale drukken. Na verbeteringen aan het ontwerp (zoals bijvoorbeeld het aanbrengen van een filterlaag onder de constructie) werd de caissonmethode weer diverse keren toegepast.

Het gebruik van caissons blijkt bij aanwezigheid van een goede draagkrachtige laag en een lange kadelengete economisch haalbaar.

5. Kademuur met gewapend-betonvloer en bovenbouw gefundeerd op een dragende en kerende damwand met paalboksysteem

Vanwege de extreem toenemende kosten van de grondverbeteringen bij de caissonkadamuur alsmede de opkomst van nieuwe bouwelementen (zoals de stalen damwand, gewapend-betonpalen) werd dit type kademuur in vergelijking met andere alternatieven duidelijk economischer. De stabiliteit wordt verkregen door een systeem van trek- en drukpalen die de horizontale belastingen op de kademuur moeten opnemen (zie figuur C.6). Dit type constructie kan bij verschillende overslagactiviteiten worden gebruikt. Daarbij was sprake van een enorme toename van de kerende hoogte. Extra aandacht verdient het toegepaste paalboksysteem ten behoeve van de stabiliteit van de kademuur. Het systeem van trek- en drukpalen kan, indien de palen te dicht op elkaar worden geheid, fungeren als tweede damwandscherm. Hierdoor kunnen grotere horizontale deformaties optreden dan gebruikelijk.



Figuur C.6: Sint Laurens haven [Cement nr1 1983]

Voor de ontwerpen van de EECV en ECT-kaden werd uitgegaan van een zo buigslap mogelijke paalfundering. Hiertoe werd als ontlastconstructie een holle koker toegepast, zodat een lichte paalfundering voldoende was. De horizontale stabiliteit wordt bij deze kademuuren verkregen door een horizontale achterwaartse verankering. Voor de verankering zijn voorspankabels toegepast. Het ankerschot wordt in principe gevormd uit een geheide stalen damwand. Dit ankerschot kan zodanig worden uitgevoerd dat het tevens als landzijdige kraanbaan voor de containerkraan dienst kan doen. De uitbreiding van de EECV-kademuur geeft een goed inzicht betreffende de keuze tussen het gebruik van enerzijds trekpalen en anderzijds een horizontale verankering.

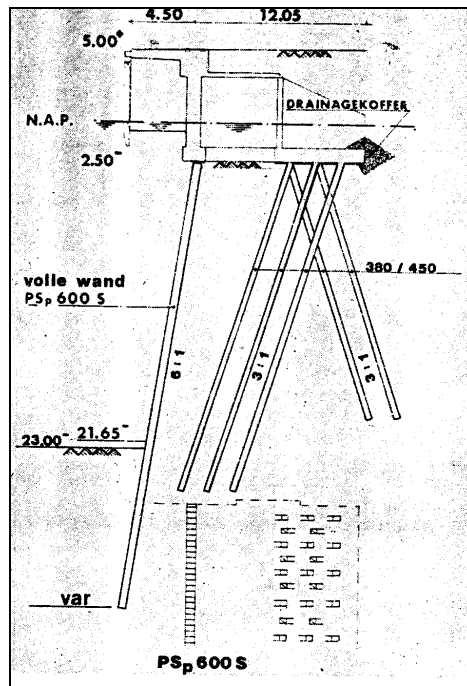
6. EECV-kademuur

Bij het ertsoverslagbedrijf Europoort (EECV) worden de met bulkcarriers aangevoerde ertsen gelost en tijdelijk opgeslagen. Karakteristiek voor ertskademuren zijn de hoge terreinbelastingen en eventuele zware pootdrukken uit de lostorens. Verdere gegevens:

- de kerende hoogte bedraagt ruim 30 meter.
- door de aanwezigheid van een voorland van 75 meter diep kan de kademuur in een bouwput in den droge worden uitgevoerd.

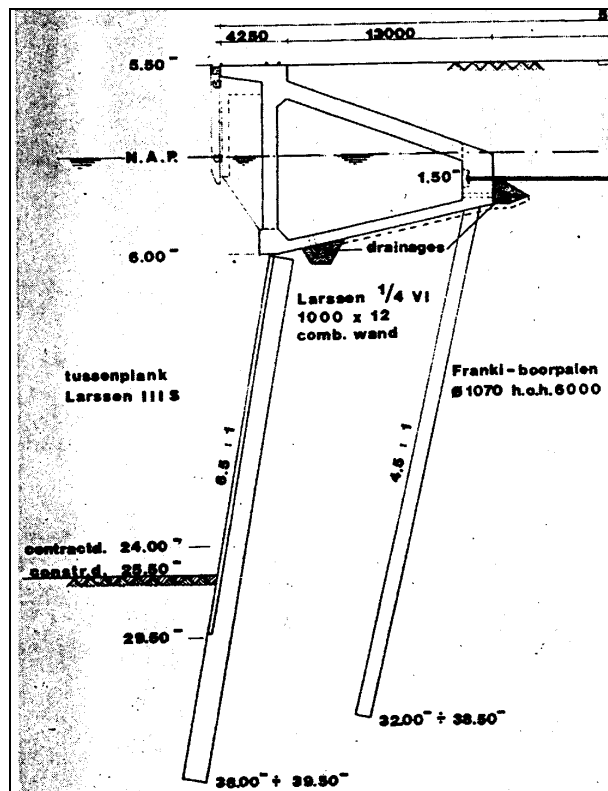
In eerste instantie werd het ontwerp uitgewerkt volgens hetzelfde principe als de eerder gemaakte kademuuren, met een dragende en kerende damwand en een paalboksysteem van trek- en drukpalen. De stabiliteit van de constructie wordt door de trek- en drukpalen gewaarborgd (figuur C.7).

Voor de paalfunderingen van dit soort kademuuren worden prefab voorgespannen betonpalen (450 mm) met een maximale schoorstand van 3:1 toegepast. In het geval van de EECV-kademuur zouden minimaal vier rijen drukpalen en twee rijen trekpalen nodig zijn geweest, met zeer kleine paalafstanden. Het heiwerk zou daardoor zeer zwaar zijn. Bovendien kan men zich bij zo'n dichte paalfundering afvragen of de gebruikelijke schematisering, waarbij de damwand de horizontale gronddrukken opneemt, nog wel opgaat. Het paalsysteem kan als een tweede damwandscherm gaan functioneren, waardoor van de ontlastende werking van de bovenbouw weinig terecht komt.



Figuur C.7: Kademuur met traditionele trek- en drukpalen [Otar nr2 1983]

Vanwege de grote lengte van de trekpalen (32 meter) komen prefab-betonpalen niet in aanmerking en zouden stalen palen moeten worden toegepast. Alles afwegende is gekozen voor een horizontale verankering van de kademuur (figuur C.8).



Figuur C.8: Kademuur met drukpalen en ankerschot [Otar nr2 1983]

De volgende onderdelen maken deel uit van het ontwerp:

- een deltavormige gewapend betonnen bovenbouw als ontlastconstructie

- een dragende damwand, onder een helling van 6,5:1, voor kering van de grond en ondersteuning van de bovenbouw
- een rij drukpalen, met de dragende damwand de fundatie van de ontlastconstructie vormend
- een verankeringsconstructie met ankers en ankerscherm, dat de stabiliteit van de constructie moet waarborgen.

Kenmerkend van zo'n constructie is dat de kademuur door de afwezigheid van paalblokken als het ware tegen het grondmassief leunt. De deltaligger is statisch bepaald ondersteund, aan de waterzijde door de dragende damwand, aan de landzijde door een enkele rij funderingspalen. Bij statisch onbepaalde constructies zijn de stijfheden van de elementen van de constructie van belang voor de krachtverdeling. De ruimte in de deltaligger staat in open verbinding met het buitenwater, zodat opdrijven is uitgesloten. De dragende en kerende damwand wordt onder de waterzijdige kraanrail geplaatst, waardoor een directe afdracht van de kraanbelasting wordt verkregen. Om een reductie van de horizontale belasting op het anker te bereiken is de damwand onder een helling van 6:1 geplaatst. Door de schoorstand van zowel de drukpalen als de damwand wordt de belasting van de ankers aanzienlijk gereduceerd.

MV-palen

In plaats van een horizontale verankering kunnen voor de stabiliteit ook MV-palen (MV staat voor Müller Verfahren) worden gebruikt. Dit type paal wordt sinds 1984 steeds meer toegepast in kade-ontwerpen. De stalen MV-paal bestaat meestal uit een H-vormig profiel met een verbrede paalvoet. Langs de paalschacht zijn twee groutleidingen bevestigd tot aan de voet. Tijdens het heiproces ontstaat door de verbrede paalvoet ruimte welke onmiddellijk met grout wordt opgevuld.

De MV-palen zijn gezien de uitgevoerde trekproeven zeer betrouwbare trekelementen. Bij een goede ondergrond en voldoende lengte worden werkbelastingen van 2000 kN in het algemeen ruim gehaald. Teneinde voldoende kluitgewicht te mobiliseren, kunnen de palen afwisselend onder een lichte afwijking van de 45-gradenhoek worden geheid. De verankering van de MV-palen in de betonnen wanden wordt verzekerd door het aanbrengen van ongeveer 50 tot 80 stiftdeuvels per paal.

Verschillende mogelijkheden voor horizontale stabiliteit zijn in onderstaande tabel samengevat:

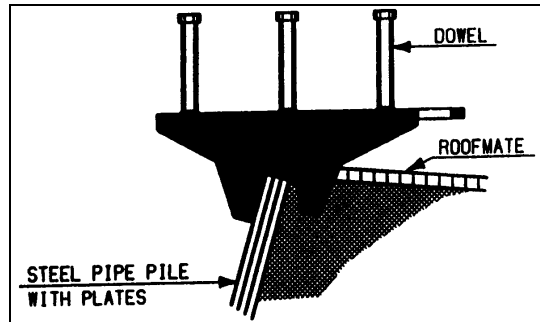
Trekvoorziening	Trekcapaciteit in kN
scherm van druk- en trekpalen	400 - 600
ankerstang met ankerplaat	500 - 1000
voorgespannen kabels met ankerplaat	500 - 1000
MV-palen	1500 - 3000
Groutankers	400 - 600

Tabel C.1: Overzicht constructiemethoden voor horizontale stabiliteit

Toepassing van bijvoorbeeld traditionele druk- en trekpalen heeft een dicht palenscherm tot gevolg, immers één combinatie van een druk- en trekpaal bezit ongeveer 30 % van de trekcapaciteit van één MV-paal. Dit bevestigt het steeds grotere verbruik van MV-palen. Om eventueel de horizontale ankerkracht te reduceren kan de damwandconstructie onder een groot mogelijke helling worden aangebracht.

Zadelconstructie

Een belangrijk detail is de overgang tussen de betonnen bovenbouw en de damwandconstructie. Men maakt voor deze overgang standaard gebruik van een gietstalen zadel. Door een excentrische plaatsing van het zadel op de damwand worden buigende momenten aanzienlijk gereduceerd. Het zadel functioneert als een soort scharnier.

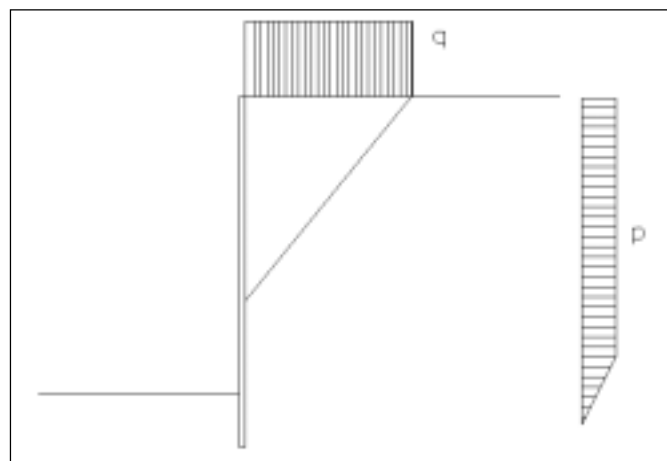


Figuur C.9: Zadelconstructie

Ontlastvloer

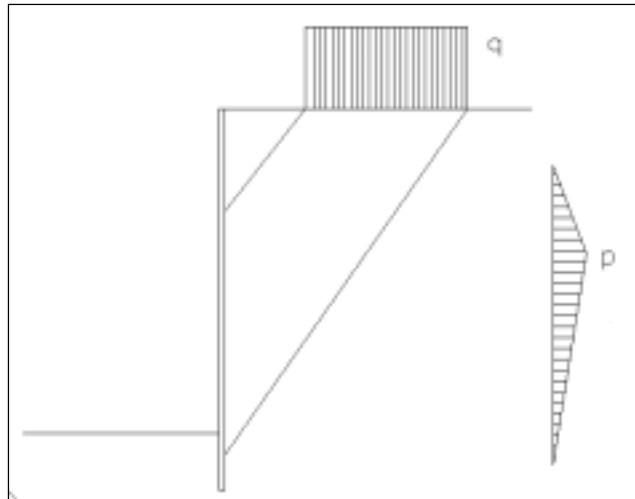
Een belangrijk aspect bij het ontwerp van kadeconstructies is de horizontale gronddruk. Eén van de componenten die de grootte van deze druk bepaald is de bovenbelasting. Bij een kademuurconstructie is de aanwezigheid van een dergelijke belasting goed voor te stellen: gedacht kan worden aan belastingen van containers, kraanbanen, bulkgoederen, etc. Hoe dicht de bovenbelasting bij de grondkering aangrijpt, des te meer invloed (en dus meer belasting) dit heeft op de constructie.

Indien wordt uitgegaan van een strookbelasting met een eindige lengte zijn er twee mogelijkheden: aangrijpend direct naast of op enige afstand van de constructie. In het eerste geval (zie figuur C.10) zal de belasting aan de bovenzijde van de wand maximaal zijn en in de richting van de onderzijde van de wand reduceren tot nul (indien de lengte van de wand voldoende is).



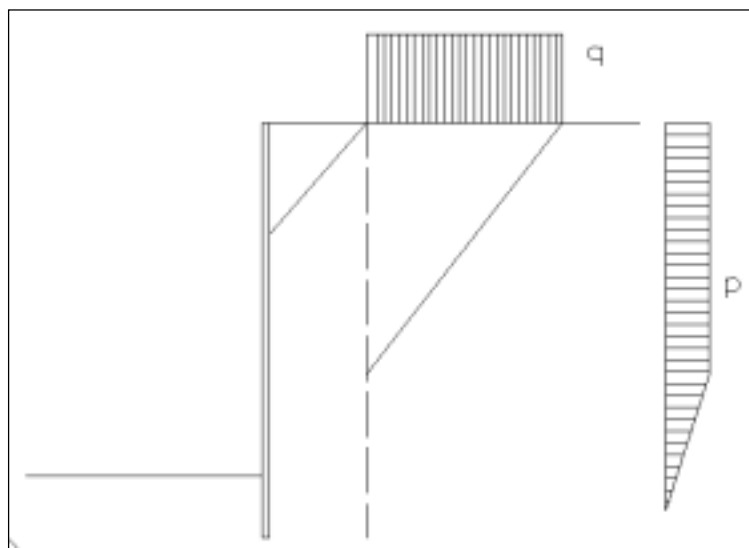
Figuur C.10: Belasting direct naast de wand

In het tweede geval zal de bovenbelasting aan de bovenkant en onderkant een verwaarloosbare druk geven. Ergens daar tussen zal een maximale horizontale gronddruk zich voordoen. Het spreekt voor zich dat de tweede situatie ten opzichte van de eerste situatie gunstiger is, omdat de resulterende kracht lager (en bovendien kleiner is) aangrijpt en dus het moment op de constructie kleiner is. Het doel van de ontlastvloer bij kademuurconstructies is om de tweede situatie te bereiken, immers het belastingschema is dan gunstiger dan in het eerste geval.



Figuur C.11: Belasting op enige afstand van de wand

Het eerder in dit rapport geschetste fenomeen van een ‘te dicht’ palenveld kan aan de hand van het bovenstaande worden verklaard. Door de palen op kleine afstand van elkaar in de grond te brengen kan een scherm ontstaan dat de werking heeft als een damwand. De functie van de ontlastvloer wordt ontnomen, doordat de bovenbelasting nu direct naast dit scherm aangrijpt. De gehele constructie zal nu extra horizontale gronddrukken moeten gaan opnemen. Dit kan tot problemen leiden, indien in de ontwerpfase geen rekening wordt gehouden met dit fenomeen.



Figuur C.12: Belasting situatie bij “tweede damwandscherm”

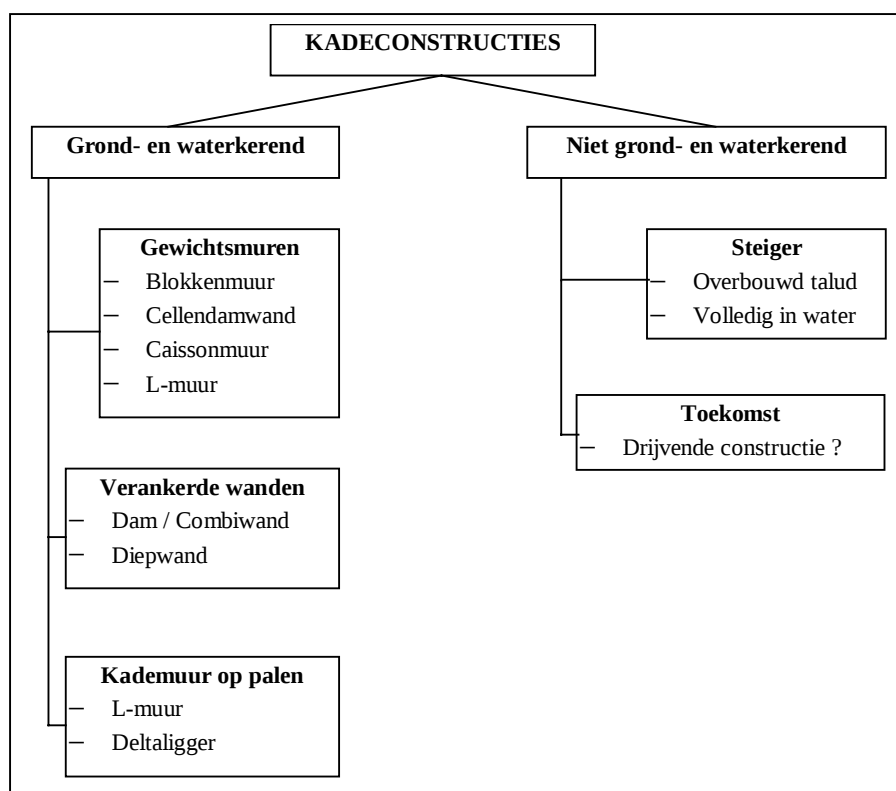
BIJLAGE C.2: INVENTARISATIE KADECONSTRUCTIES

Een standaardontwerp inclusief uitvoeringsplan voor een kadeconstructie is vrijwel onmogelijk. Voor elke situatie wordt het ontwerp grotendeels bepaald door de omgevingscondities en de randvoorwaarden die door de opdrachtgever worden opgesteld. Voorbeelden van dergelijke beperkingen zijn kerende hoogte, bovenbelasting, grondgesteldheid, scheepsbelasting, beschikbaarheid van materialen, enz.

Onderhoud is een aspect dat niet verwaarloosd mag worden. In sommige gevallen is een mogelijkheid tot onderhoud niet of nauwelijks aanwezig. Dit laatste speelt zeker een rol bij de Westerschelde Container Terminal, aangezien de aannemer verplicht is tot tenminste 10 jaar onderhoud. Een andere restrictie is de eis van de opdrachtgever dat de kade van de containerterminal in den natte moet worden aangelegd.

Om tot een bevredigend ontwerp van de containerterminal te komen zal een korte inventarisatie worden gemaakt van mogelijke oplossingen voor de WCT.

Kadeconstructies kunnen grofweg worden verdeeld naar functie en stabiliteit (figuur C.13). Gewichtsmuren verkrijgen hun stabiliteit door het keren van grond- en waterdrukken door het eigengewicht. Verankerde wanden worden extern gestabiliseerd door kabelverankering of groutankers, al dan niet op meerdere niveaus. Bij kademuren op palen is de bovenbouw achterwaarts verlengd en brengt de horizontale krachten over naar een bokconstructie. Kadeconstructies die niet grond- en waterkerend zijn, moeten worden gefundeerd op palen. Vanzelfsprekend zijn er ook tussenvormen mogelijk. Enerzijds wordt dan getracht om de nadelen van diverse constructies te vermijden en anderzijds wordt men door lokale omstandigheden gedwongen tot bepaalde oplossingen.



Figuur C.13: Overzicht kadeconstructies

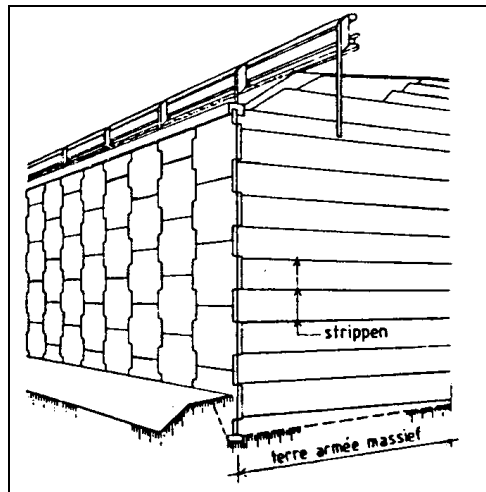
Blokkenmuur

Deze muren worden hoofdzakelijk geplaatst op een stortsteen filter met een teenbescherming aan de voorkant van de muur. Ter vermindering van de horizontale korrelspanning kan achter de muur ook stortsteen worden geplaatst. Het is een goed te onderhouden, simpele constructie die relatief makkelijk te plaatsen is. Nadelen van deze methode zijn de gelimiteerde hoogte (maximaal 15 meter) en de noodzaak van een voldoende draagkrachtige laag dicht onder de havenbodem.

Een bijzondere vorm van een blokkenmuur is Terre Armée, gewapende grond (Figuur C.14). Terre Armée bestaat uit drie componenten;

- grond (voor druk- en schuifsterkte)
- wapeningsstrippen (treksterkte)
- bekledingselementen (wanden)

De wanden hebben nauwelijks een dragende functie en kunnen dus relatief licht gedimensioneerd worden. De wapeningsstrippen kunnen niet aan een al te agressief milieu worden blootgesteld, daarom zullen er eisen worden gesteld aan het aanvulmateriaal. Zuren en zouten kunnen door het aantasten van de gegalvaniseerde stalen strippen, in betrekkelijke korte tijd de constructie verzwakken. Het aanvulmateriaal wordt per laag aangebracht en verdicht.



Figuur C.14: Terre Armée keerwand [S&E]

Terre Armée is op zich zelf niet waterkerend en waterdicht. Om te voorkomen dat de grond wegspoelt zal een filter (filterdoek of een granulair filter) achter de voegen en een steenstorting aan de voet van de constructie nodig zijn. De uitvoering van Terre Armée levert problemen op, indien de constructie geheel in den natte moet worden aangelegd. Men kan in dat geval gebruik maken van duikers en/of geleide systemen.

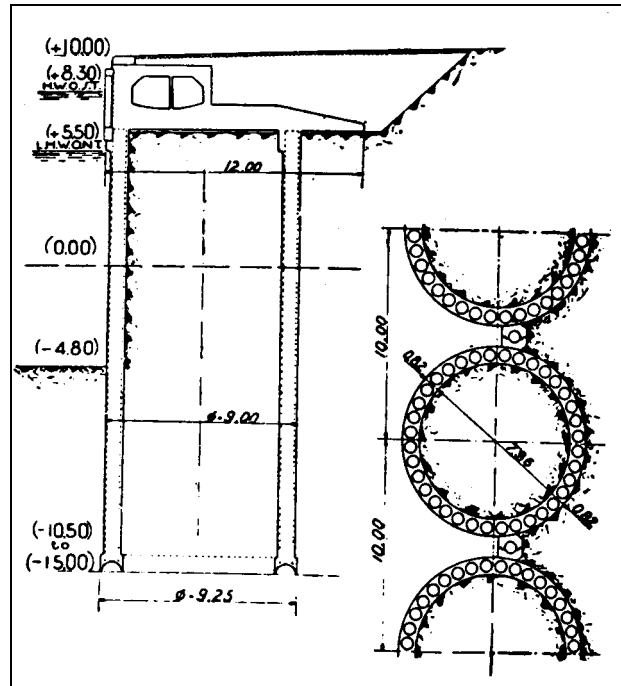
In Nederland is tot heden weinig tot geen ervaring op het gebied van Terra Armée als kademuurconstructie.

Cellendamwand

De cellendamwanden worden zowel voor tijdelijk als definitief werk gebruikt. Als tijdelijke constructie worden ze voornamelijk gebruikt als bouwputomsluiting. Bij havenkaden wordt deze constructie als definitief gezien. De cellendamwand ontstaat door de damwandplanken tot (deels) cirkelvormige cellen te heien, welke weer onderling worden verbonden. De cellen worden gevuld met zand of ander materiaal. Deze constructie kan worden toegepast bij een kerende hoogte van 10 tot 20 meter. Het kenmerk van de cellendamwanden is dat grond- en waterdruk als ringspanning door de damwandplanken worden opgenomen. In de sloten worden hierbij op trek belast. De planken dienen dan ook op basis van de optredende

ringkracht in de cel te worden gedimensioneerd. Ook andere constructie-elementen kunnen worden toegepast. In figuur C.15 wordt een cellendam weergegeven bestaande uit ronde buispalen.

De stabiliteit van de cellendam wordt bepaald door de mogelijke optredende schuifvlakken in de vulling van de cellendam. In de Nederlandse bodem is er de mogelijkheid om de damwandplanken enige meters de bodem in te heien, zodat er meer stabiliteit kan worden gegenereerd.



Figuur C.15: Kademuur binnenhaven van Le Havre [Port Engineering]

Het gebruik van de cellendam als kademuur zal moeten worden vergeleken met mogelijke andere gewichtsconstructies, zoals caissons of blokkenmuren. De keuze zal bij grotere dieptes op een cellenwand of caissonmuur vallen. Opgemerkt dient te worden dat in een agressief milieu corrosiebescherming moet worden toegepast. Bij toepassing van een cellendamwand is door het grote materiaalgebruik het te beschermen oppervlak aanzienlijk.

Caissonmuur

Een kadeconstructie bestaande uit caissons is een robuuste constructie. Door de robuustheid zijn caissons goed beschermd tegen aanvaringen en ongevoelig voor grote belastingen. Deze constructie is op langer termijn voordelig, omdat er relatief weinig onderhoud gepleegd hoeft te worden. Het grote nadeel van caissons is de noodzaak van een bouwdok. Bovendien mag de draagkrachtige laag zich niet te ver onder de bodem bevinden, anders moet een omvangrijke grondverbetering worden toegepast. De caissonmuur is bij grote kadelengte en een goede natuurlijke grondslag concurrerbaar met andere kademuren. Caissons zijn met name geschikt als toepassing bij grote kerende hoogtes.

Het aanbrengen van de bovenrand, met daarin opgenomen de afmeervoorzieningen, van de kadeconstructie gebeurt na het plaatsen van het caisson en het aanbrengen van de aanvulling. Op deze manier kan de aanvoer van het materiaal over het werk plaatsvinden. Afwijkingen in de bodemligging kunnen leiden tot maatnauwkeurigheden in de uiteindelijke constructie. Daardoor kunnen vooruitspringende hoeken ontstaan, die kwetsbaar zijn voor afmerende schepen. Het achteraf plaatsen van de L-muur doet dit euvel verdwijnen.

Het caisson kan zowel aan de voorzijde als aan de achterzijde worden verlengd. In het eerste geval wordt het funderingsvlak vergroot, zodat de resultante van de belastingen gemakkelijker



De L-m

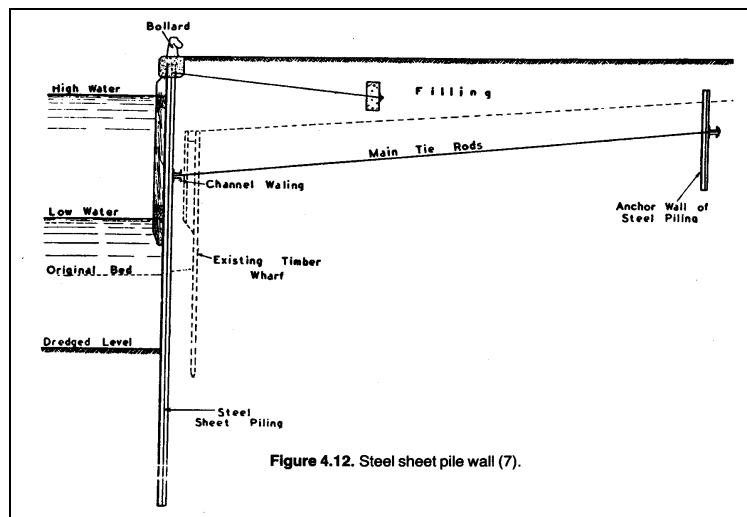
Een bijzonder vorm van een L-muur werd rond 1910 al toegepast, namelijk in caissonvorm.



Damwand/Combiwand/Diepwand

Een kadeconstructie uitgevoerd in een stalen damwand wordt meestal toegepast in het geval van een niet al te grote kerende hoogte. Eventueel kan de constructie extra worden verstevigd door het geheel op één of meerdere niveaus te verankeren (zie figuur C.18). Toepassing van een combiwand geeft meer stijfheid en kan daardoor grotere belastingen verwerken. Daarnaast bestaat de mogelijkheid tot het plaatsen van een kraanrails op de constructie. Het nadeel van een damwand en/of combiwand in een agressief milieu is het gevaar van corrosie. Het toepassen van bijvoorbeeld cathodische bescherming ter bescherming van de constructie is een kostbare oplossing.

Een gewapende betonnen constructie (diepwand) kan in een agressief milieu beter beschermd tegen corrosie-aantasting. Bij een werk van grote omvang kunnen de bouwkosten van diepwandkaden concurrerend zijn. De nadelen van diepwand-constructies verschuilen zich in de uitvoeringsfase. Er bestaat onzekerheid door de 'blinde' uitvoering over het uiteindelijke resultaat. Bovendien kunnen diepwand-constructies niet in den natte worden uitgevoerd. De elementen van de gewapende diepwand kunnen worden voorzien van ribben, zodat een T-vorm ontstaat met een grotere stijfheid dan een vlakke wand.



Figuur C.18: Damwand kademuur in Bandar Shahpour, Iran [Port engineering]

Bij toepassing van damwanden in een kadeconstructie wordt de bovenkant voorzien van een zware betonnen deksloof. In deze deksloof worden voorzieningen zoals fenders en bolders opgenomen. De onderkant van de deksloof kan onder de waterspiegel (laagwater) worden aangebracht, zodat zuurstof geen corrosie aan de stalen damwand kan veroorzaken.

Kademuur op palen (L-muur en deltaligger)

De keuze tussen een L-muur of deltaligger op palen wordt veroorzaakt door hoe het horizontaal evenwicht wordt bereikt. Er worden bij kadeconstructies twee fundamenteel verschillende voorzieningen ten behoeve van horizontaal evenwicht gebruikt:

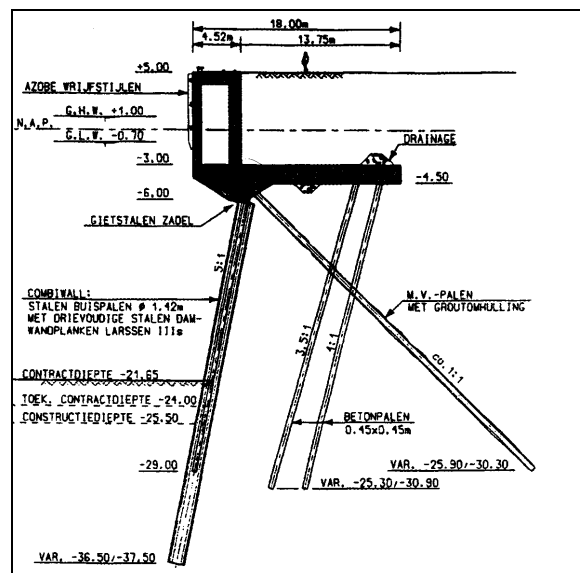
- voorspankabel met ankerwand
- trekpalen (MV-palen, traditionele trekpalen) in combinatie met drukpalen

De keuze tussen één van de twee voorzieningen hangt in grote mate af van de grondgesteldheid en/of de krachten die overgebracht moeten worden. De geschiedenis leert dat de eerste moderne kademuren op palen ondersteund werden met een paalboksysteem van trek- en drukpalen. In de tijd namen de afmetingen van de schepen toe, daarmee de kerende hoogte van de kademuren en dus ook de (trek)krachten die op de constructie werken. Om de benodigde reactiekracht te leveren zou bij toepassing van een paalboksysteem een 'te dicht'

palenscherm kunnen ontstaan. Het paalsysteem zou als een tweede damwandscherm gaan werken, en dus extra grondrukken op de constructie veroorzaken.

In het begin van de jaren 80 maakte de MV-paal zijn intrede. Deze paal heeft een ongeveer drie keer zo grote trekcapaciteit (3000 kN) dan het traditionele paalboksysteem. Het gevolg is dat een minder dicht palenscherm benodigd is en dat bovendien een grotere kerende hoogte gerealiseerd kan worden. Het kan echter voorkomen dat de er geen (pleistocene) zandlaag tot een diepte tot ongeveer 30 meter aanwezig is. De MV-palen ondervinden in dat geval onvoldoende wrijvingsweerstand (en genereren dus te weinig kluitgewicht) om de optredende krachten op te nemen. Zodoende is men verplicht om een ander constructietype toe te passen. Het alternatief voor trekpalen is een ankerwand. De horizontale stabiliteit wordt bij deze kademuren verkregen door een horizontale achterwaartse verankering. Voor de verankering kunnen voorspankabels toegepast worden. Het ankerschot bestaat in principe uit een geheide stalen damwand. Bij sommige terminals is het ankerschot zodanig uitgevoerd dat het tevens als landzijdige kraanbaan voor de containerkraan dienst doet. Een deltaligger is een constructie die goed aansluit bij het gebruik van ankerschotten.

Ook bij het gebruik van MV-palen kan de betonnen ontlastconstructie aan de voorzijde een (rechthoekige) kokerachtige vorm vertonen.



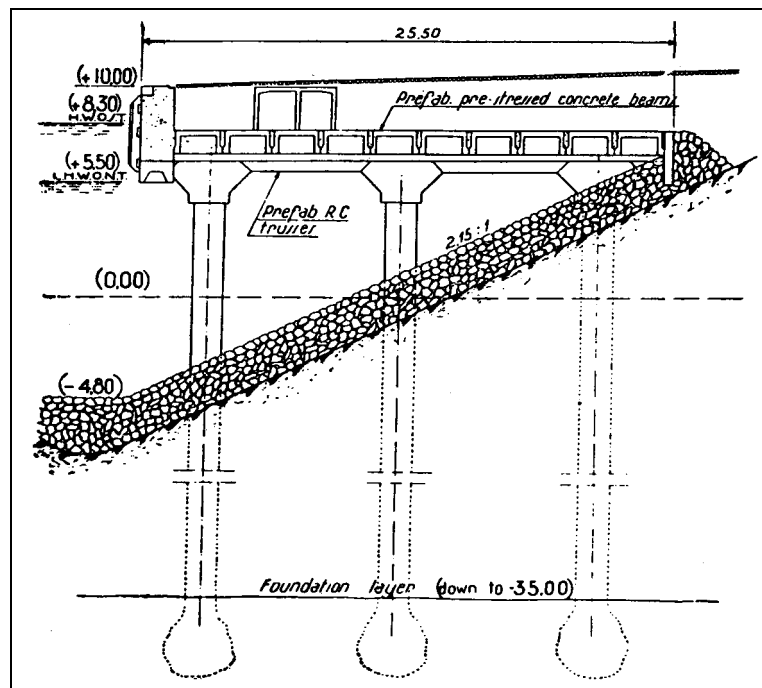
Figuur C.19: Euroterminal, Rotterdam [Collegedictaat waterbouwkundige kunstwerken]

Deze koker is het gevolg van de eis de voorzijde van de kade als vlakke wand uit te voeren en de noodzaak de zeer hoge pootbelastingen uit de kranen via een aparte wand naar de fundatie af te leiden. Daarnaast is de vorm van de ontlastconstructie gerelateerd aan het aantal kubieke meters beton per vierkante meter bekisting. De kosten van het betonwerk bedragen circa 40% van de totale bouwkosten. Het streven naar eenvoud gaat uiteraard deels ten koste van een groter materiaal verbruik.

Steiger

Een steiger heeft in tegenstelling tot een kadeconstructie geen grond- en waterkerende functie en is daardoor geschikt voor schepen met een grote diepgang. Een steiger kan worden toegepast, indien er geen grote bovenbelastingen optreden. Een ander voordeel is dat aan beide zijden van de steiger schepen kunnen afmeren. Indien men kiest voor een overbouwd talud, moet er rekening gehouden worden met het feit dat bij grotere havendieptes de steiger erg breed wordt. Een overbouwd talud is economisch rendabel bij een niet te grote diepte.

Bovendien moet het talud met steenbestorting tegen erosie, als gevolg van turbulentie veroorzaakt door schroefbewegingen, worden beschermd (zie figuur C.20).



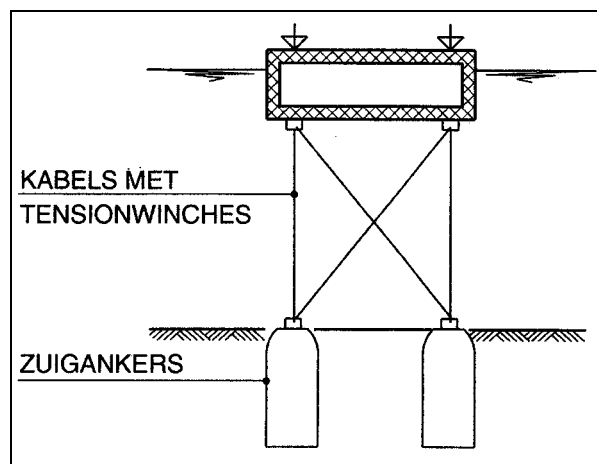
Figuur C.20: Steigerkade binnenhaven Le Havre [Port Engineering]

De steiger zelf is gevoelig voor aanvaringen. Om schade te voorkomen, kan een fendersysteem voor de steiger worden aangebracht.

Toekomstige ontwikkelingen

De groei van (container)-schepen zal in de toekomst alleen maar toenemen. Dit impliceert een toename van de diepgang van 1 à 3 meter. Toch heeft dit volgens verwachting geen significante gevolgen voor het ontwerp van de toekomstige kadeconstructies.

Overwogen zou kunnen worden in het kader van hergebruik van grondstoffen en duurzaam bouwen kadeconstructies multifunctioneel en verplaatsbaar te maken. In figuur C.21 wordt een schets gegeven van een inventieve kademuur, namelijk een drijvende constructie. Of een dergelijk systeem toegepast zal worden, moet de toekomst uitwijzen.



Figuur C.21: Drijvende constructie [Kademuren, verleden, heden en toekomst]

BIJLAGE D.1: CAISSONCONSTRUCTIE

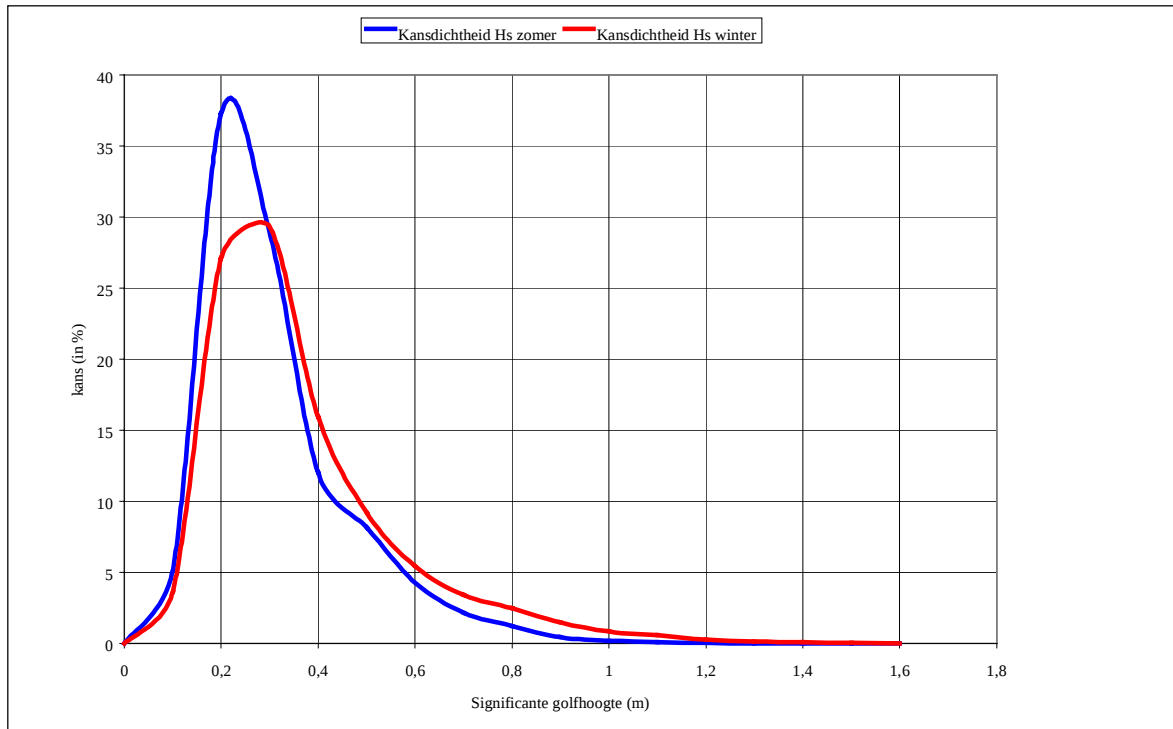
BIJLAGE D.2: L-MUUR CONSTRUCTIE

BIJLAGE D.3: BLOKKENMUUR CONSTRUCTIE

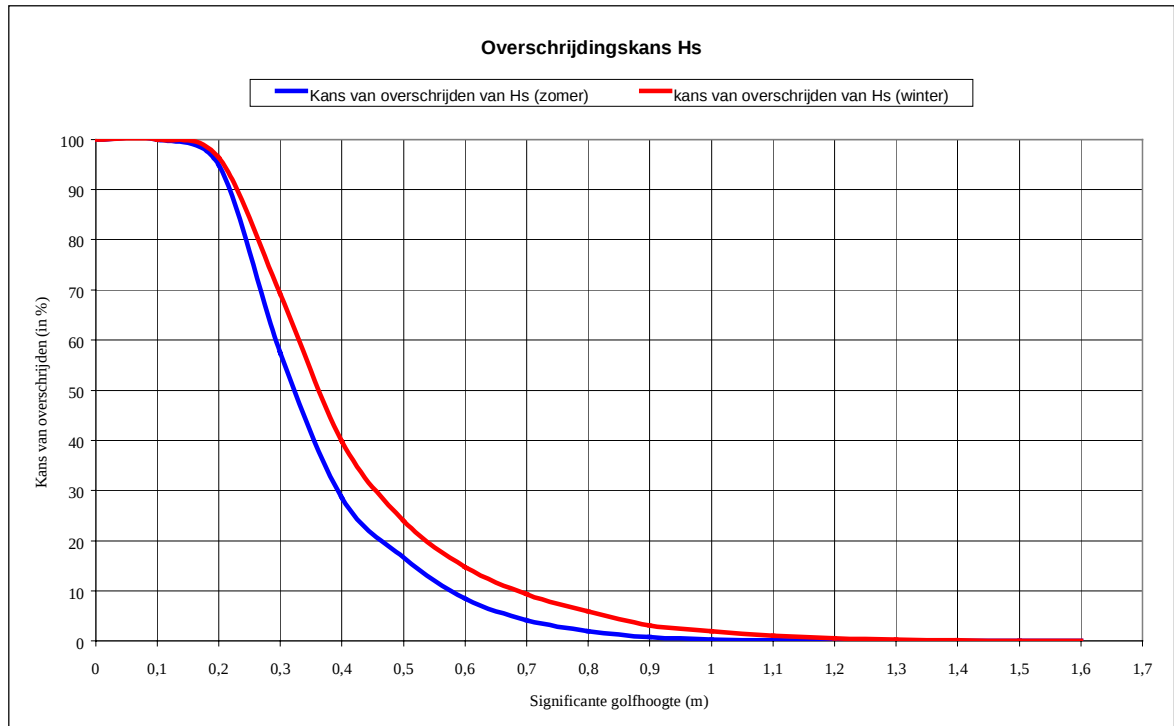
BIJLAGE D.4: VERANKERDE DAMWAND CONSTRUCTIE

BIJLAGE D.5: KISTDAM/CELLENDAM

BIJLAGE E.1: GOLFGEGEVENS MEETSTATION ZKAT

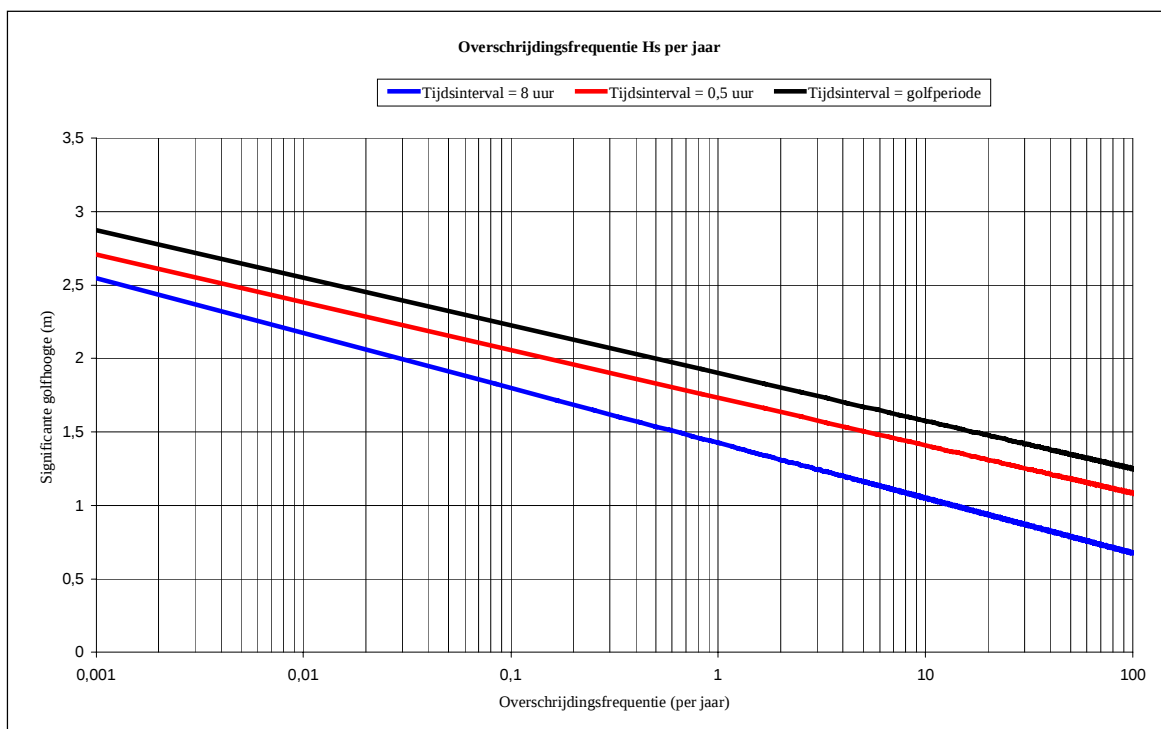


Figuur E.1: Kansdichtheid van significante golfhoogte



Figuur E.2: Kans op overschrijding van significante golfhoogte

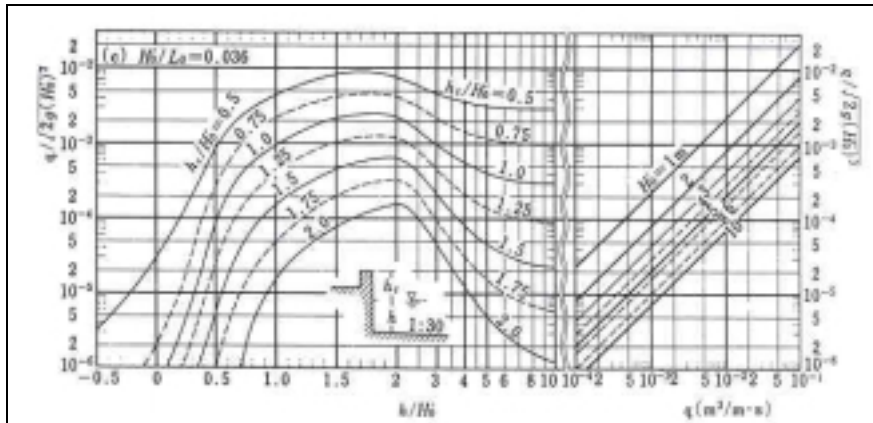
De kans op overschrijding van een golfhoogte is niet gelijk aan de overschrijdingsfrequentie van H_s . Deze frequentie is van belang tijdens de uitvoeringsfase. Om tot de frequentie te komen dient de duur van een specifieke uitvoeringsfase bekend te zijn.



Figuur E.3: Tijdsintervallen

Figuur E.3 toont drie lijnen met een herhalingstijd van respectievelijk 8 uur (werkdag), 0,5 uur (getolereerde onwerkbaarheid van de kraanbaan) en de periode dat H_s gemeten is (ongeveer 10 minuten).

Boven een bepaalde windsnelheid (10 Bft) worden uit veiligheidsoverwegingen de containerkranen stilgelegd. Deze conditie treedt volgens de gegevens ongeveer een half uur per jaar op. Uit figuur 3 volgt: $H_s = 1,75$ meter met $T_p = 6,2$ seconde volgens Goda (empirische formules):



Figuur E.4: Empirische relatie golfoverslag volgens Goda

Waterstand	=	NAP +3,45 meter
H_s/L_0	=	1,75/50 = 0,035
H_c/H_s	=	3,8/1,75 = 2,1
H/H_s	=	23,45/1,75 = 13,4

Uit de grafiek volgt: $q / (2 * g * (H_s)^3)^{0.5} = 10^{-6} \Rightarrow q = 0,01 \text{ l/(m*s)} \Rightarrow$ geen golfoverslag.

Hs		ZKAT								
(m)		zomer (mei-september)			winter (oktober - april)			totaal		
		aantal	%	% cumul	aantal	%	% cumul	aantal	%	% cumul
0	0,095	2197	5,1	100,0	2498	3,7	100,0	4695	4,2	100,0
0,095	0,195	15949	37,3	94,9	18580	27,1	96,4	34529	31,0	95,8
0,195	0,295	12365	28,9	57,6	20095	29,3	69,2	32460	29,1	64,8
0,295	0,395	5137	12,0	28,7	10920	15,9	39,9	16057	14,4	35,6
0,395	0,495	3492	8,2	16,6	6303	9,2	24,0	9795	8,8	21,1
0,495	0,595	1838	4,3	8,5	3733	5,5	14,8	5571	5,0	12,3
0,595	0,695	930	2,2	4,2	2343	3,4	9,3	3273	2,9	7,3
0,695	0,795	528	1,2	2,0	1694	2,5	5,9	2222	2,0	4,4
0,795	0,895	184	0,4	0,8	1007	1,5	3,4	1191	1,1	2,4
0,895	0,995	78	0,2	0,3	578	0,8	1,9	656	0,6	1,3
0,995	1,095	46	0,1	0,1	389	0,6	1,1	435	0,4	0,7
1,095	1,195	15	0,0	0,1	188	0,3	0,5	203	0,2	0,3
1,195	1,295	1	0,0	0,0	89	0,1	0,3	90	0,1	0,2
1,295	1,395	0	0,0	0,0	61	0,1	0,1	61	0,1	0,1
1,395	1,495	0	0,0	0,0	26	0,0	0,1	26	0,0	0,0
1,495	1,595	0	0,0	0,0	0	0,0	0,0	0	0,0	0,0
Totaal		42760	100,0		68504	100,0		111264	100,0	

Tabel E.1: Golfgegevens meetstation ZKAT

BIJLAGE E.2: BEREKENINGEN HYDRAULISCHE RANDVOORWAARDEN

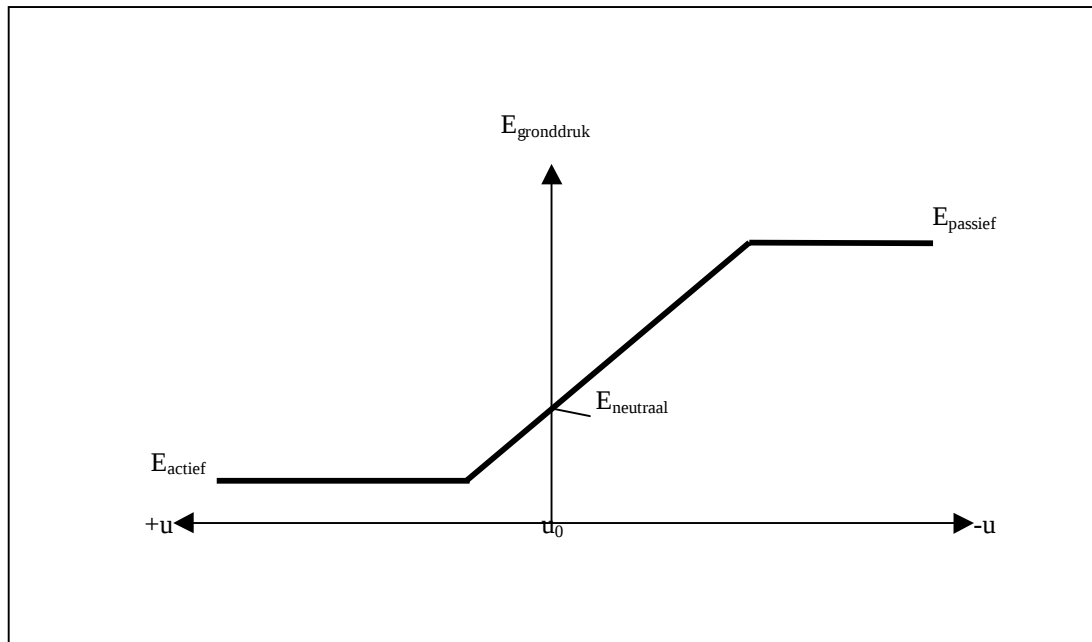
BIJLAGE F.1: SONDERINGEN DKM 25 & DKM 75

BIJLAGE F.2: TABEL CUR 162

BIJLAGE F.3: BEREKENINGSMETHODEN GRONDDRUKKEN

Inleiding:

Het probleem bij het berekenen van grondkerende constructies is het bepalen van de grootte en verdeling van de gronddrukken. Deformaties van de constructie hebben namelijk een grote invloed op de gronddrukken, zodat een interactie ontstaat tussen gronddrukken en deformaties. Zonder deformatie van de wand zijn neutrale gronddrukken werkzaam. Bij deformaties van voldoende grootte ontstaan actieve respectievelijk passieve gronddrukken, die uiteindelijk bij toenemende deformaties een constante waarde aannemen. In vergelijking met bijvoorbeeld staal zou men kunnen zeggen dat de grond in die toestand “vloeit”.



Figuur F.1: Gronddruk – verplaatsingsdiagram

In de bovenstaande figuur representeert +u een verplaatsing van de constructie van de grond af; -u geeft de verplaatsing van de constructie tegen de grond in weer. In werkelijkheid zal de verhouding tussen verplaatsing en gronddruk een vloeiend verloop vertonen. Om de geïllustreerde relatie in figuur F.1 te benaderen, zijn diverse berekeningsmethoden ontwikkeld.

Neutrale gronddrukken:

Volgens Verruijt (literatuur x) is de grootte van de horizontale gronddruk tegen een starre wand die absoluut niet verplaatst nog steeds onbepaald. Men spreekt in zo'n geval van neutrale gronddruk. In de praktijk werkt men vaak met waarden tussen 0,5 en 1. In de literatuur vindt men vaak de correlatie

$$\lambda_0 = 1 - \sin(\varphi)$$

met φ als de hoek van inwendige wrijving van de grond.

Extreme gronddrukken:

De methode van extreme gronddrukken gaat uit van het evenwicht van een bezwijkende grondmoot. Het is daarbij nodig om verschillende bezwijklijnen te onderzoeken. Bij actieve gronddrukken moet de maximale gronddruk E_{actief} worden bepaald en bij passieve

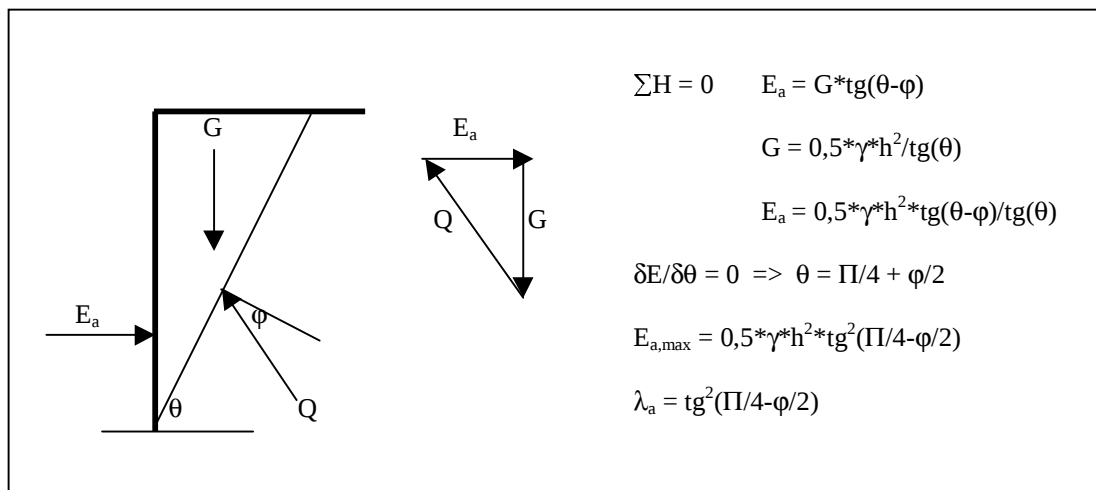
gronddrukken de minimale gronddruk E_{passief} . Essentieel is het dat de onbekende grondspanningen in het glijvlak niet in de evenwichtsvoorwaarden voorkomen. Eén en ander wordt bereikt door de keuze van een geschikte vorm van het glijvlak.

Rechte glijvlakken:

Coulomb gaat uit van rechte glijvlakken met een willekeurige hoek θ door de voet van de kerende constructie. Uit het horizontale evenwicht worden de resulterende gronddrukken E gevonden als functie van θ . Door $\delta E / \delta \theta = 0$ te stellen kan de extreme actieve ($E_{\text{actief, max}}$) of extreme passieve gronddruk ($E_{\text{passief, min}}$) worden gevonden.

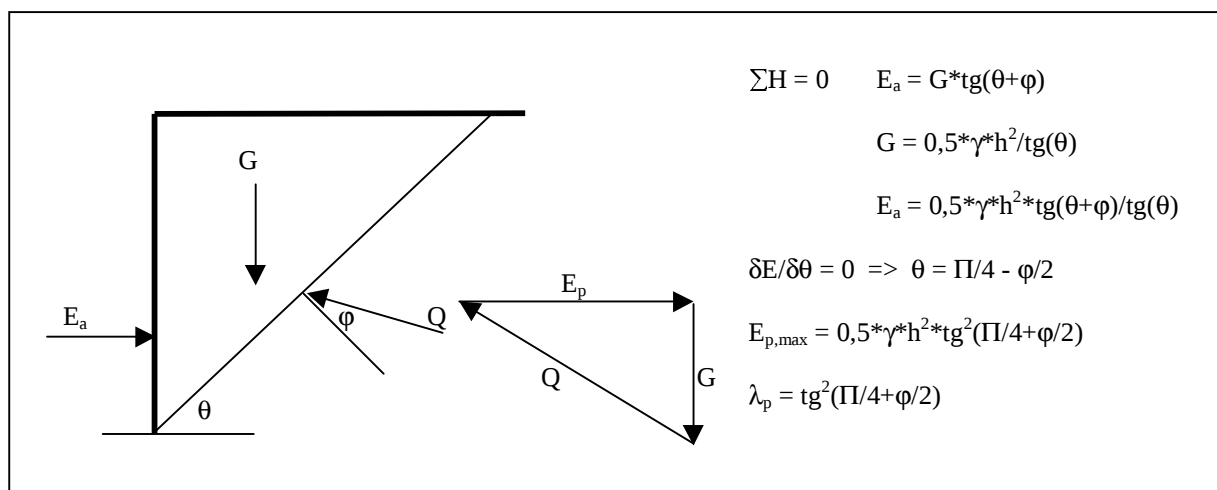
Bij een gladde ($\delta = 0$) en verticale wand met een horizontaal terreinoppervlak ($\beta = 0$) wordt voldaan aan het momentenevenwicht en is de gronddrukverdeling in principe te bepalen.

Voor het geval van actieve gronddruk wordt gesteld dat bij verplaatsing van de constructie naar links een driehoekige moot grond zal afschuiven. Het gewicht dient in evenwicht gehouden te worden door een horizontale kracht E_a en de reactiekracht Q over het glijvlak.



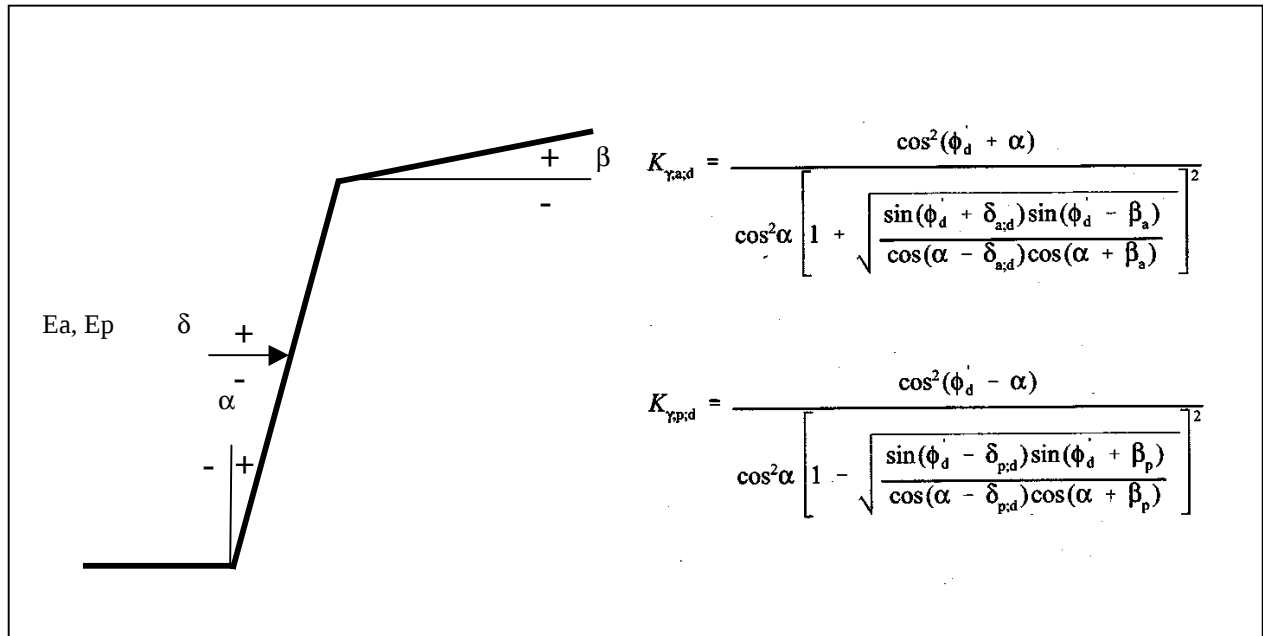
Figuur F.2: Evenwichtsbeschouwing actieve gronddruk

Op overeenkomstige wijze kan de passieve gronddrukcoëfficiënt worden afgeleid. De constructie wordt de grond ingedrukt, zodat de moot grond de neiging heeft naar boven te verplaatsen. De schuifkracht Q zal dan ook naar beneden (langs het vlak van afschuiving) gericht zijn.



Figuur F.3: Evenwichtsbeschouwing passieve gronddruk

Müller-Breslau heeft voor de gevallen met wandwrijving ($\delta \neq 0$), damwandhelling ($\alpha \neq 0$) en maaiveldhelling ($\beta \neq 0$) uitdrukkingen opgesteld voor de gronddrukcoëfficiënt λ_a en λ_p met behulp met de methode Coulomb. Echter, voor zowel de actieve (te klein) als de passieve gronddrukken (te groot) worden te gunstige waarden gevonden, doordat er geen hydrostatische gronddruk optreedt of dat de glijvlakken niet recht zijn. Om deze afwijkingen te neutraliseren wordt bij de berekening van de gronddrukken een gereduceerde δ -waarde gehanteerd.

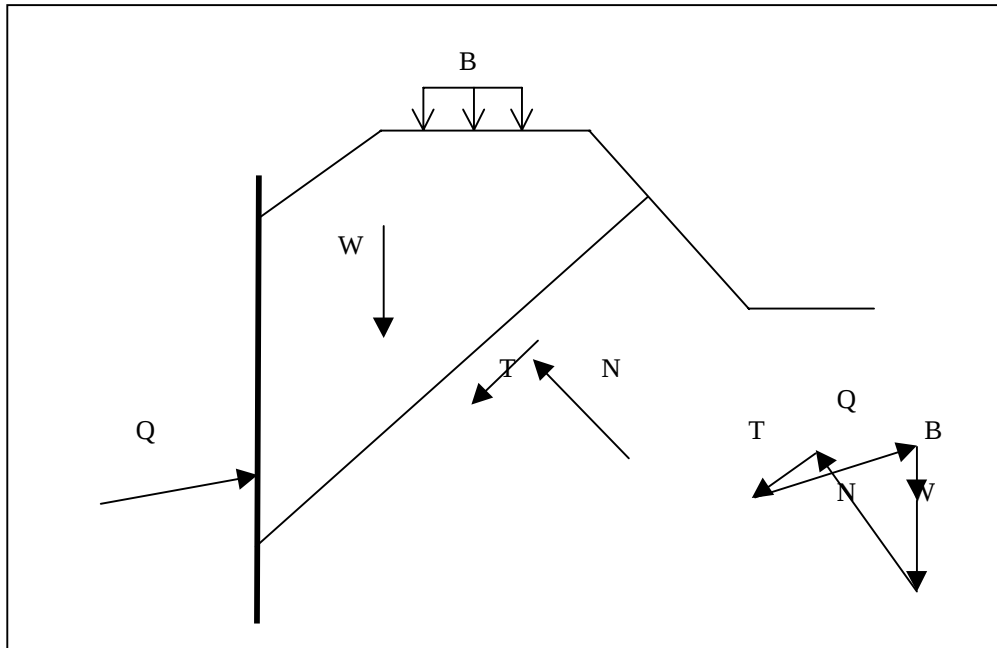


Figuur F.4: Formules van Müller-Breslau (rechte glijvlakken)

Voor gecompliceerde gevallen met gebroken maaiveld of met ingewikkelde bovenbelastingen kan de gronddruk met de methode Culmann op eenvoudige wijze worden bepaald.

Culmann heeft op de theorie van Coulomb (dus ook op basis van rechte glijvlakken) een grafische methode ontwikkeld. In het actieve geval wordt het glijvlak zo berekend dat dit de maximale kracht op de wand levert. In het passieve geval zo, dat het glijvlak de minimale weerstand van de grond tegen de wand oplevert. Deze drukverdeling wordt berekend op een aantal niveaus langs de damwand. Voor elk niveau worden de maatgevende glijvlakken voor de actieve en passieve situatie bepaald.

In figuur F.5 wordt de methode Culmann grafisch weergegeven. Het voordeel van de methode Culmann is dat onregelmatige vormen van maaiveldtaluds en eventuele bovenbelasting in de gronddrukbeoordeling meegenomen kunnen worden. In de kracht W kan de invloed van een niet-horizontaal maaiveld en bovenbelasting worden verdisconteerd. Berekeningen uitgevoerd met behulp van het programma Msheet laten dan fictieve waarden voor λ_p en λ_a zien die zeer extreem zijn ten opzichte van situaties die fysisch tot de mogelijkheden behoren.



Figuur F.5: Bepaling kracht op damwand met Culmann-methode

Gebogen glijvlakken:

De methode Fellius gaat uit van een evenwichtsbeschouwing van een grondmoot, begrensd door de kerende wand en een cirkelvormig aangenomen glijvlak door de voet van de wand. Alle resulterende korrelspanningen in het aangenomen glijvlak maken een hoek ψ met de loodlijn op het glijvlak en raken daardoor aan een zogenaamde wrijvingscirkel. Het is namelijk best mogelijk dat een gebogen glijvlak een hogere actieve gronddruk geeft of een lagere passieve gronddruk. Onbekenden in deze beschouwing zijn de coördinaten van het middelpunt van de cirkel en de ligging van de resultante van de gronddrukken. Aan deze methode zal verder geen aandacht worden besteed.

Plasticiteitstheorie:

Bij plasticiteitstheorieën wordt uitgegaan van de bezwijktoestand van de grond in een bepaald gebied of langs een bepaalde kromme. Voor een vlakke spanningstoestand geldt als bezwijkcriterium:

$$\tau = c + \sigma' \tan(\varphi)$$

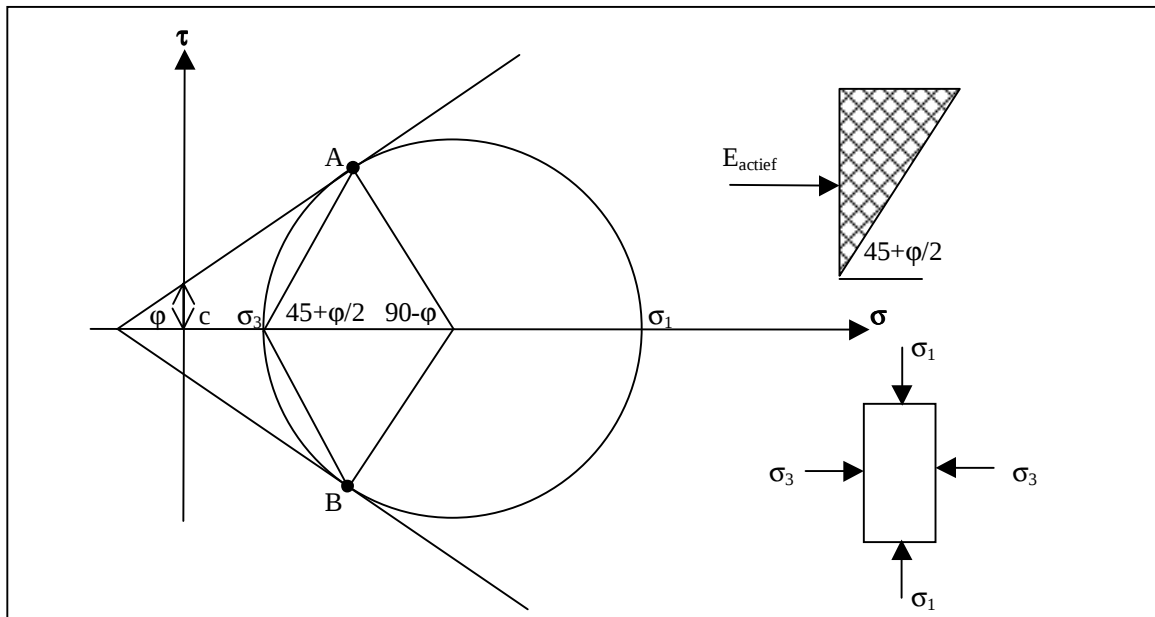
met: τ = kritische schuifspanning (kN/m^2)

c = cohesie (kN/m^2)

σ' = normaalspanning op het beschouwde vlak (kN/m^2)

φ = hoek van de inwendige wrijving (graden)

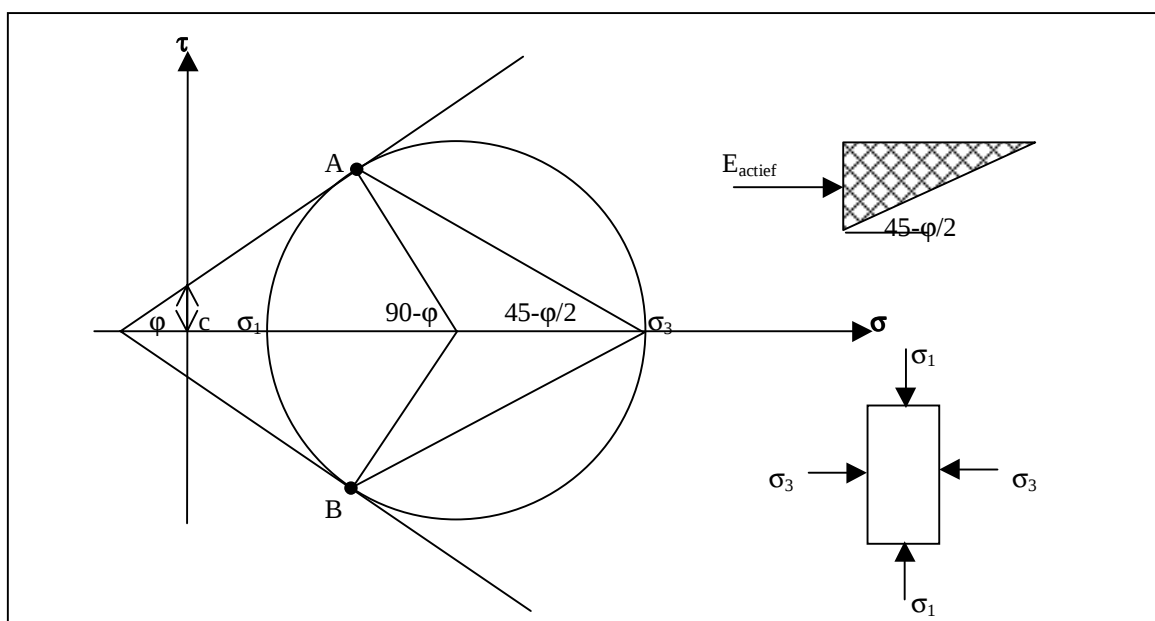
Met dit bezwijkcriterium en de evenwichtsvoorwaarden kunnen, gegeven bepaalde randvoorwaarden, op elk punt waar bezwijken optreedt de spanningen σ_x , σ_y en σ_{xy} worden bepaald. Het bezwijken van een grondelement vindt plaats als de cirkel van Mohr (zie figuur F.6) raakt aan de rechte $\tau = c + \sigma' \tan(\varphi)$. Deze bezwijkspanningen kunnen worden bepaald zonder dat daarbij de deformaties zijn beschouwd in het geval van rechte glijvlakken.



Figuur F.6: Bezwijkconditie actieve gronddruk

Een punt op de cirkel van Mohr geeft de normaalspanning en de schuifspanning op een zeker vlakje aan. In figuur F.6 zijn twee punten (A en B) aangegeven waar de schuifspanning juist kritiek is. In de situatie met actieve gronddrukken is de grootste hoofdspansing in verticale richting. De gronddruk op de wand is af te leiden uit de cirkel van Mohr (analyse van gelijkzijdige driehoeken geeft een afschuifhoek van $45 + \phi/2$) en levert exact dezelfde waarde op als met de methode Coulomb werden gevonden.

Eenzelfde analyse ter bepaling van passieve gronddrukken is vrijwel synchroon aan de analyse van actieve gronddrukken. Het enige verschil is dat nu de grootste hoofdspansing niet de verticale richting is, maar de horizontale. Dit valt terug te zien in figuur F.7, waarin de hoofdspansingen σ_1 en σ_3 in vergelijking met figuur F.6 met elkaar zijn verwisseld. Ook nu kan de gronddruk uit de cirkel van Mohr worden afgelezen. Het zal niet verrassend zijn dat de afschuifrichting $45 - \phi/2$ bedraagt. De analyse is verder gelijk aan de methode Coulomb.



Figuur F.7: Bezwijkconditie passieve gronddruk

Elasticiteitstheorie:

Bij de klassieke methoden voor het berekenen van damwanden gaat men ervan uit dat de korreldrukken, die op de wand uitgeoefend worden, actief dan wel passief zijn. De totale belasting op de wand is dan bekend, waaruit de momentenverdeling en de elastische lijn bepaald kunnen worden. In zulke gevallen is er sprake van extreme gronddrukken, zoals in de vorige paragraaf is beschreven. Meestal zullen de verplaatsingen echter niet groot genoeg zijn om actieve en passieve (extreme) druk te veroorzaken.

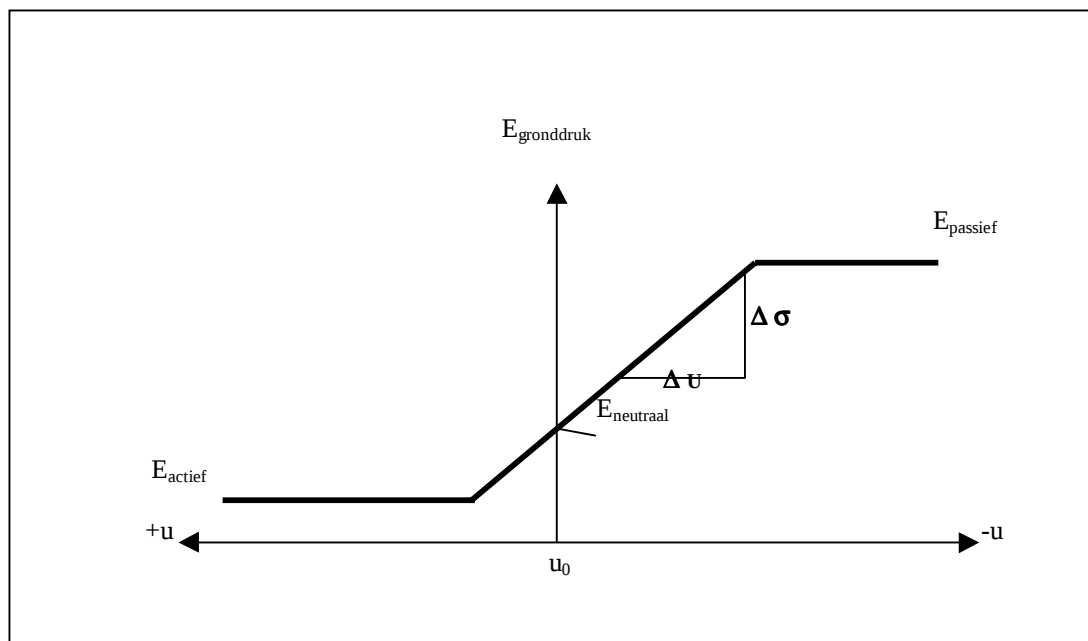
De grond wordt dan niet plastisch vervormd, maar min of meer elastisch samengedrukt of ontlast vanuit een neutrale korreldruk toestand (σ_n). Elk gronddeeltje dat over de hoogte van de wand voorkomt, reageert in dit model als een veer, waarin bij een verplaatsing van nul reeds een druk aanwezig is (σ_n). De veer gaat vloeien wanneer de maximale passieve, respectievelijk actieve druk wordt bereikt. Deze theorie is gebaseerd op een elastisch materiaalgedrag en maakt gebruik van de wet van Hooke, waarbij een rechtlijnig verband wordt aangenomen tussen spanningen en vervormingen (zie ook figuur F.8). Met de evenwichtvoorwaarden, die afgeleid zijn uit een evenwichtsbeschouwing van een oneindig klein grondelement is berekening van gronddrukken mogelijk.

Rekenmethode

De wand wordt beschouwd als een ligger die wordt ondersteund door een bedding van ongekoppelde veren waarop een belasting werkt. Uitgangspunten van deze elementaire liggertheorie zijn:

- vlakke normaaldoorsneden
- de Wet van Hooke geldt
- normaalkrachten zijn laag, zodat ze geen bijdrage leveren tot de vervorming
- de hoekverdraaiingen zijn klein

Bij een elastoplastische berekening wordt verondersteld dat elk gronddeeltje over de hoogte van de damwand in het model reageert als een veer. De veer heeft de karakteristiek als aangegeven in figuur F.8.



Figuur F.8: Veer karakteristiek gronddeeltjes

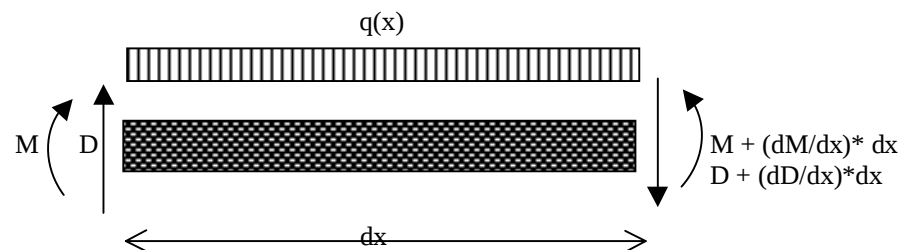
De stijfheid van de grond wordt gegeven door de horizontale beddingsconstante k_h die wordt bepaald door de verhouding:

$$k_h = \Delta\sigma/\Delta U$$

Met behulp van de vorige paragraaf kan de grootte van de maximale waarde van zowel de actieve als de passieve druk worden bepaald. Alle tussenliggende waarden kennen een lineair verband:

Verplaatsing tegen het grondmassief in: $\sigma_h' = \sigma_n' + k_h * u$

Verplaatsing met het grondmassief mee: $\sigma_h' = \sigma_n' - k_h * u$



$$d^2u/dx^2 = -M/EI$$

$$q(x) = -d^2M/dx^2$$

$$q(x) = EI * d^4u/dx^4 \quad [1]$$

De uitwendige belasting $q(x)$ bestaat uit de nuttige belasting $f(x)$ en de reactie van de elastische bedding $g(x)$, beide uitgedrukt in lengte-eenheid. Als vereenvoudiging wordt het verband tussen g en u lineair verondersteld.

$$g = c*u$$

$$g = k*b*u \quad [2]$$

$$c = k*b$$

Hierin is k de beddingsconstante van de grond, uitgedrukt in kN/m^3 en is onafhankelijk van de liggerbreedte.

$$[1] + [2] \text{ geeft: } EI * d^4u/dx^4 + k*b*u = f(x) \quad [3]$$

De basis vergelijking voor een ligger met een eenheidsbreedte is:

$$EI * d^4u/dx^4 + k(x,u)*u = f(x) \quad [4]$$

(a)

(b)

(c)

a = stijfheid van de ligger

b = verende ondersteuning

c = uitwendige belasting, zoals de neutrale korrelspanningen in initiele toestand!

Figuur F.9: Berekeningsmodel “ligger op verende bedding”

In een eendimensionaal eindige-elementenprogramma, gebaseerd op de verplaatsingsmethode, kan de differentiaalvergelijking voor de elastisch ondersteunde ligger worden opgelost. De veren worden verondersteld onderling niet gekoppeld te zijn en een bilineaire karakteristiek te hebben met een elastische en een plastische tak, zoals weergegeven in figuur F.8.

Het rekenproces verloopt iteratief en zal na elke iteratiestap worden gecontroleerd of de aangenomen belastingen in overeenstemming zijn met de berekende verplaatsingen en omgekeerd of die verplaatsingen wel die belastingen kunnen doen ontstaan. Uiteindelijk resulteert een evenwicht.

Vergelijking [4] in figuur F.9 kan worden opgelost in een eendimensionaal eindige-elementenprogramma. De integratieconstanten voor de oplossing van de basisvergelijking kunnen worden bepaald door de voorgeschreven verplaatsingen en krachten in te voeren. Verplaatsingen, rotaties, momenten, dwarskrachten, korreldrukken en waterspanningen worden berekend in een numeriek gediscretiseerd stelsel vergelijkingen. Verdere beschouwingen over deze rekenprocedures vallen buiten de scope van dit rapport.

Eindige elementenmethode (EEM):

Het verenmodel dat is besproken in de vorige paragraaf is in beginsel eveneens een eindige-elementenmethode, namelijk één dimensionaal. In de geotechniek is het echter gebruik geworden om een eindige-elementenmethode te identificeren met computermodellen voor numerieke mechanica van grond. Het voordeel van dergelijke tweedimensionale modellen is dat, naast het grondmassief, ook de zich daarin bevindende constructie-elementen zoals damwanden, ankerstaven, funderingspalen, etc. kunnen worden berekend.

Bij deze methode wordt zowel de constructie als de grond in een aantal elementen verdeeld. De elementen zijn door knopen aan elkaar verbonden. Ten einde enigszins betrouwbare resultaten te verkrijgen moet een zo reëel mogelijk grondgedrag worden ingevoerd. Om verstoringen te vermijden zal tevens een grondmassief met voldoende afmetingen moeten worden beschouwd.

Deze eindige elementenmethode neemt onderlinge schuifkrachten mee en heeft daardoor ten opzichte van andere methoden de voordelen van:

- Boogwerking aan de actieve zijde wordt impliciet verwerkt door de interne overdracht van schuifkrachten in het grondmassief
- Controle van het mechanisme van totaal stabiliteitsverlies komt in de methode tot uitdrukking
- Effecten op andere constructies in de omgeving is waar te nemen
- Complexe problemen, die niet of nauwelijks zijn te schematiseren, kunnen worden berekend

Nadeel is echter dat voor een realistische benadering van de grondeigenschappen een uitgebreider en duurder grondonderzoek moet worden verricht dan dat voor de andere berekeningsmethoden is vereist. Een nauwkeurige benadering van de werkelijkheid vergt een precieze definitie van de betreffende invoerparameters.

Rekenmethode (Plaxis handleiding)

Het eindige elementenmodel is een verzameling vergelijkingen tussen spanningen en vervormingen. De relatie tussen spanningen en vervormingen kan worden uitgedrukt in de vergelijking:

$$\underline{\sigma}' = \underline{M} * \underline{\epsilon} .$$

De enkel onderstreepte parameters in bovenstaande formule geven een vector aan. De dubbel onderstreepte parameter M representeert de materiaal-stijfheidsmatrix. De waterdrukken zijn expliciet uitgesloten van de spanningsrelatie in de formule.

In de stijfheidsmatrix M zijn twee parameters van wezenlijk belang, namelijk de Young's Modulus E (elasticiteitsmodulus) en de Poisson's ratio ν (dwarscontractiecoëfficiënt). Deze parameters zijn van wezenlijk belang, omdat spanningen en (elastische) vervormingen niet in één richting plaatsvinden. Voor isotrope materialen belast in het elastische gebied geldt:

$$G = E / (2*(1+\nu)) \quad \text{en} \quad K = E / (3*(1-2*\nu)) \quad \text{met:}$$

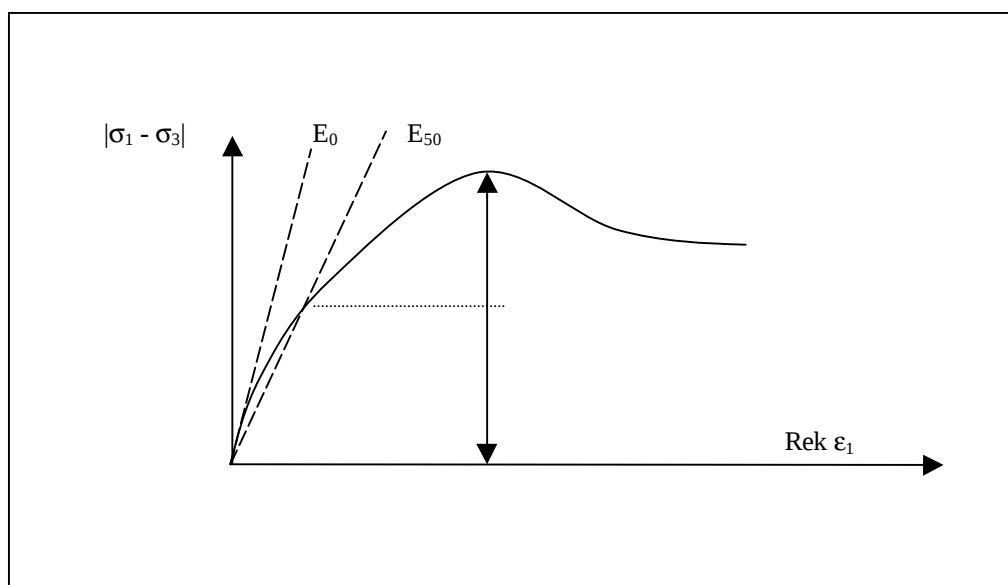
G = glijdingsmodulus (distorsie)

K = compressiemodulus

Berekeningen met rekenprogrammatuur gebaseerd op de eindige elementen methode geven goede resultaten, met name op het gebied van vervormingen. Eén van de voornaamste invoerparameters voor dit soort exercities is de elasticiteitsmodulus (of stijfheidsmodulus) E . De waarde van deze parameter kan op diverse manieren worden gedefinieerd. In de vorige paragraaf is de Young's modulus ter sprake gekomen. De waarde van deze parameter wordt bepaald door middel van de zogenaamde triaxiaalproef.

▪ Triaxiaalproef

Bij een triaxiaalproef wordt een cilindrisch grondmonster in een cel met water geplaatst. De celdruk (veroorzaakt door de waterdruk) wordt gedurende de proef constant gehouden. Door het monster verticaal te belasten kan een diagram worden uitgezet van de relatie tussen de deviatorspanning en de vervormingen. In figuur F.10 toont aan dat hoe hoger de (deviator)spanning, hoe groter de vervormingen.



Figuur F.10: Bepalen van E_0 en E_{50} m.b.v. triaxiaalproef

Het spanningsvervormingsdiagram van grond is niet lineair, waardoor de elasticiteitsmodulus afneemt als de vervorming toeneemt. Vanzelfsprekend is de elasticiteitsmodulus ook afhankelijk van het spanningsniveau. Diepe lagen vertonen een stijver gedrag dan ondiepe

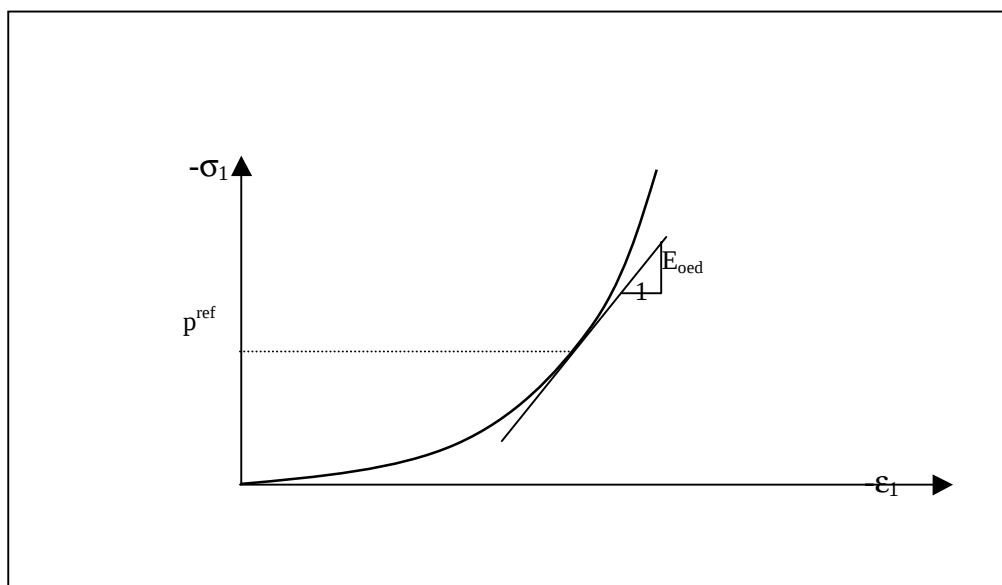
lagen, zodat geconstateerd kan worden dat hoe hoger het spanningsniveau, hoe hoger de elasticiteitsmodulus.

De elasticiteitsmodulus die uit de triaxiaalproef wordt gevonden is de Young's modulus. Meestal wordt de zogenaamde secantmodulus bij 50% van de maximale deviatorspanning in de berekeningen als elasticiteitsmodulus gebruikt.

De situatie die ontstaat in het geval van een triaxiaalproef kan worden beschreven als distorsie. Door de toenemende schuifspanning in de korrelcontactpunten wordt een steeds grotere schuifkracht overgebracht. De kans van het optreden van verschuiving wordt hierdoor groter. Een soort kettingreactie kan ontstaan doordat een verschuiving in een bepaald contactpunt de schuifkracht in een volgend contactpunt vergroot. De grond zal sterk vervormen en ten slotte bezwijken.

- Oedometerproef of samendrukkingsproef

De stijfheidsmodulus kan eveneens worden bepaald uit de zogenaamde oedometerproef of de samendrukkingsproef. Bij een dergelijke proef wordt een grondmonster opgesloten in een cirkelvormige ring, en belast in verticale richting door een cirkelvormige plaat. Horizontale vervormingen zijn in dit geval onmogelijk. Het blijkt dat de rek kleiner wordt naarmate de spanning stijgt. Uit een groot aantal proeven blijkt een logaritmisch verband tussen de verticale spanning en de verticale rek (zie figuur F.11).



Figuur F.11: Logaritmisch verband tussen spanning (σ_1) en rek (ϵ_1)

Het zojuist geschetste gedrag van grond is de situatie van compressie: een volumevermindering van een volume grond, waarbij de vorm gehandhaafd blijft. Er treden slechts kleine vervormingen op: de korrels zelf zijn weinig samendrukbaar. Ten gevolge van onregelmatigheden in de korrelstapeling treden wel kleine verschuivingen op. Deze leiden tot een groeiend aantal korrelcontactpunten. De grond zal zich hierdoor stijver gedragen.

De relatie tussen de Young's modulus uit de triaxiaalproef oedometer modulus E_{oed} is gegeven door:

$$E_{oed} = (1-\nu) * E / ((1-2*\nu)(1+\nu)).$$

Ten slotte bieden diverse eindige elementenprogramma's (waaronder Plaxis) de optie aan om de stijfheidsmodulus afhankelijk te veronderstellen ten opzichte van het spanningsniveau. Bij gebruik van Plaxis is de keuze voor het "hardening-soil model" aanwezig.

Conclusie:

De verdeling van de gronddrukken wordt grofweg op drie manieren onderscheiden. Met behulp van de methode van de extreme gronddrukken zijn op een snelle manier de gronddrukken af te leiden, echter in de praktijk worden de extreme waarden vaak niet bereikt. Met behulp van de elasticiteitstheorie kan dit nadeel worden weggenomen. De grondkerende constructie wordt geschematiseerd als een ligger op een verende bedding en kan met ééndimensionale eindige-elementenprogramma's (Msheet) worden opgelost. De methode is echter in grote mate afhankelijk van enkele grondparameters zoals de beddingsconstante k_h . Een mogelijkheid tot een (nog) nauwkeurigere benadering van het optredende grondgedrag is het gebruik van een tweedimensionale eindige elementenmethode. Uitgebreid onderzoek naar de grondeigenschappen (met name de elasticiteitsmodulus E) strekt dan tot aanbeveling.

BIJLAGE G1: TABELLEN EAU'96

GZ	Einwirkungen	Formel- zeichen	Lastfall (LF)		
			1	2	3
1A	ständige Einwirkungen, ungünstig	γ_{Gsup}	1,00	1,00	1,00
	ständige Einwirkungen, günstig	γ_{Ginf}	0,90	0,95	1,00
	Flüssigkeitsdruck	γ_F	1,00	1,00	1,00
	veränderliche Einwirkungen, ungünstig	γ_{Qsup}	1,05	1,20	1,00
1B	ständige Einwirkungen, ungünstig	γ_{Gsup}	1,35	1,20	1,00
	ständige Einwirkungen, günstig	γ_{Ginf}	1,00	1,00	1,00
	Flüssigkeitsdruck	γ_F	1,35	1,20	1,00
	veränderliche Einwirkungen, ungünstig	γ_{Qsup}	1,50	1,30	1,00
	Seitendruck, ständig	γ_H	1,35	1,20	1,00
	Mantelreibung, ständig	γ_M	1,35	1,20	1,00
	Erddruck, ständig	γ_{Eg}	1,35	1,20	1,10
	Erddruck, veränderlich, ungünstig	γ_{Eq}	1,50	1,30	1,10
1C	ständige Einwirkungen	γ_G	1,00	1,00	1,00
	Flüssigkeitsdruck	γ_F	1,00	1,00	1,00
	veränderliche Einwirkungen, ungünstig	γ_{Qsup}	1,30	1,20	1,10
	Seitendruck, ständig	γ_H	1,00	1,00	1,00
	Mantelreibung, ständig	γ_M	1,00	1,00	1,00
	Erddruck, ständig	über Scherparameter mit Teilsicherheitsbeiwerten nach Tabelle E 0-2			
	Erddruck, veränderlich, ungünstig				
2	1,00 für ständige Einwirkungen, günstig oder ungünstig				
	1,00 für veränderliche Einwirkungen, ungünstig				

Tabelle E 0-3. Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen (entspricht Tab. 1 aus DIN V 1054-100)

Tabelle E 0-3. Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen (entspricht Tab. 1 aus DIN V 1054-100)

Tabel G.1: EAU E 0-3

GZ	Widerstand	Formel- zeichen	Lastfall (LF)		
			1	2	3
1B	Erdwiderstand	γ_{Ep}	1,40	1,30	1,20
	Sohldruckwiderstand (Grundbruch)	γ_S	1,40	1,30	1,20
	Sohlschubwiderstand (Gleiten)	γ_{St}	1,50	1,35	1,20
	Einzelpfähle (Druck und Zug, axial)	γ_P	1,40	1,20	1,10
	Verpreßanker	γ_A	1,10	1,05	1,00
	Bodennägel	γ_N	1,20	1,10	1,05
	Flexible Bewehrungselemente	γ_B	1,40	1,30	1,20
1C	Reibungswert ($\tan \varphi$)	γ_φ	1,25	1,15	1,10
	Kohäsion, dräniertes Boden	γ_c	1,60	1,50	1,40
	Scherfestigkeit, undräniertes Boden	γ_{cu}	1,40	1,30	1,20
	Einzelpfähle (Druck und Zug, axial)	γ_P	1,40	1,20	1,10
	Verpreßanker	γ_A	1,30	1,20	1,10
	Bodennägel	γ_N	1,30	1,20	1,10
	Flexible Bewehrungselemente	γ_B	1,40	1,30	1,20

Tabelle E 0-4. Teilsicherheitsbeiwerte für Bodenwiderstände (entspricht Tab. 3 aus DIN V 1054-100)

Tabel G.2: EAU E 0-4

BIJLAGE G2: BEREKENING ONTWERPGOLFHOOGTE

BIJLAGE H.1: BEREKENINGEN COMBIWAND (BLUM)

BIJLAGE H.2: STABILITEITSBEREKENINGEN M-SHEET

SONDERING DKM 75		Grenstoestand 1B		Grenstoestand 1C		Bruikbaarheidstoestand 2	
Maximaal moment (kNm)		Hoge bedding	Lage bedding	Hoge bedding	Lage bedding	Hoge bedding	Lage bedding
Lastfall 1	Moment (kNm)	7577	9259	10758	10761	4760	5034
	Ankerkracht (kN)	894	1043	1129	1129	618	644
	Inheidiepte (NAP)	-30,75	-28,50	-31,75	-31,50	-32,00	-32,00
	Verplaatsing (m)					0,10	0,11
Lastfall 2	Moment (kNm)	7833	8592	9964	9968		
	Ankerkracht (kN)	901	966	1054	1054		
	Inheidiepte (NAP)	-31,50	-30,25	-31,50	-31,25		
Lastfall 3	Moment (kNm)	7806	8204	10276	10280		
	Ankerkracht (kN)	971	1001	1177	1177		
	Inheidiepte (NAP)	-31,50	-30,25	-31,00	-30,75		

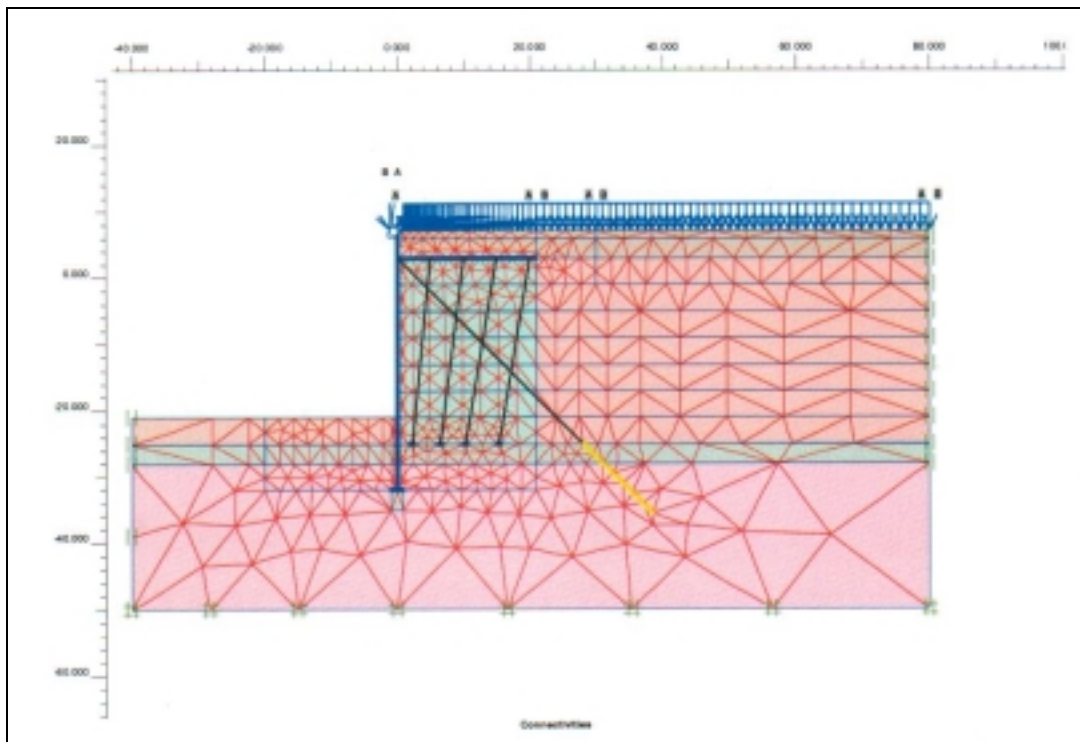
SONDERING DKM 75		Grenstoestand 1B		Grenstoestand 1C		Bruikbaarheidstoestand 2	
Maximale ankerkracht (kN)		Hoge bedding	Lage bedding	Hoge bedding	Lage bedding	Hoge bedding	Lage bedding
Lastfall 1	Moment (kNm)	6864	8597	10005	10007	4169	4455
	Ankerkracht (kN)	1807	1954	1899	1899	1216	1241
	Inheidiepte (NAP)	-30,50	-28,00	-31,50	-31,25	-32,00	-32,00
	Verplaatsing (m)					0,10	0,11
Lastfall 2	Moment (kNm)	7006	7759	9116	9120		
	Ankerkracht (kN)	1832	1894	1899	1899		
	Inheidiepte (NAP)	-31,25	-30,00	-31,25	-31,00		
Lastfall 3	Moment (kNm)	7289	7713	9739	9735		
	Ankerkracht (kN)	1338	1374	1581	1580		
	Inheidiepte (NAP)	-31,50	-30,25	-30,50	-31,25		

SONDERING DKM 25		Grenstoestand 1B		Grenstoestand 1C		Bruikbaarheidstoestand 2	
Maximaal moment (kNm)		Hoge bedding	Lage bedding	Hoge bedding	Lage bedding	Hoge bedding	Lage bedding
Lastfall 1	Moment (kNm)	6925	8236	10081	10081	4023	4277
	Ankerkracht (kN)	835	955	1075	1075	547	572
	Inheidiepte (NAP)	-29,75	-27,75	-31,00	-31,75	-32,00	-32,00
	Verplaatsing (m)					0,08	0,09
Lastfall 2	Moment (kNm)	7242	8005	9490	9492		
	Ankerkracht (kN)	850	917	1017	1017		
	Inheidiepte (NAP)	-31,00	-29,75	-31,00	-31,00		
Lastfall 3	Moment (kNm)	7275	7667	9820	9820		
	Ankerkracht (kN)	926	960	1142	1142		
	Inheidiepte (NAP)	-31,25	-30,00	-30,50	-30,50		

SONDERING DKM 25		Grenstoestand 1B		Grenstoestand 1C		Bruikbaarheidstoestand 2	
Maximale ankerkracht (kN)		Hoge bedding	Lage bedding	Hoge bedding	Lage bedding	Hoge bedding	Lage bedding
Lastfall 1	Moment (kNm)	6213	7493	9322	9324	3429	3693
	Ankerkracht (kN)	1751	1863	1846	1846	1147	1172
	Inheidiepte (NAP)	-29,50	-27,50	-31,25	-30,75	-32,00	-32,00
	Verplaatsing (m)					0,08	0,09
Lastfall 2	Moment (kNm)	6392	7167	8721	8722		
	Ankerkracht (kN)	1782	1847	1871	1871		
	Inheidiepte (NAP)	-30,75	29,25	-30,75	-31,50		
Lastfall 3	Moment (kNm)	6834	7168	9274	9274		
	Ankerkracht (kN)	1301	1329	1546	1546		
	Inheidiepte (NAP)	-31,00	-30,00	-30,25	-30,25		

BIJLAGE H.3: BEREKENINGEN UITVOERINGSFASEN

BIJLAGE H.4: INPUT/OUTPUT PLAXIS COMBIWAND WCT



Figuur H.1: Input geometrie PLAXIS combiwand

Hardening-soil model:

Grondlaag	E_{50} (kPa)	E_{oed} (kPa)	E_{ur} (kPa)	$\nu(-)$	$R_{inter} (-)$
Craglaag	150.000	150.000	300.000	0,2	0,67
Onderlaag 1	75.000	75.000	225.000	0,2	0,67
Stortsteen	200.000	200.000	600.000	0,2	0,50

Tabel H.1: Grondparameters Hardening-soil model

Mohr-Coulomb model:

Grondlaag	E_{ref} (kPa)	E_{incr} (kPa)	y_{ref} (NAP)	$\nu(-)$	$R_{inter} (-)$
Aanvulzand constructie	75.000	3.000	0	0,3	0,67
Aanvulzand terminal	25.000	5.000	0	0,3	0,67
Afstortlaag	150.000	-	-	0,3	0,50

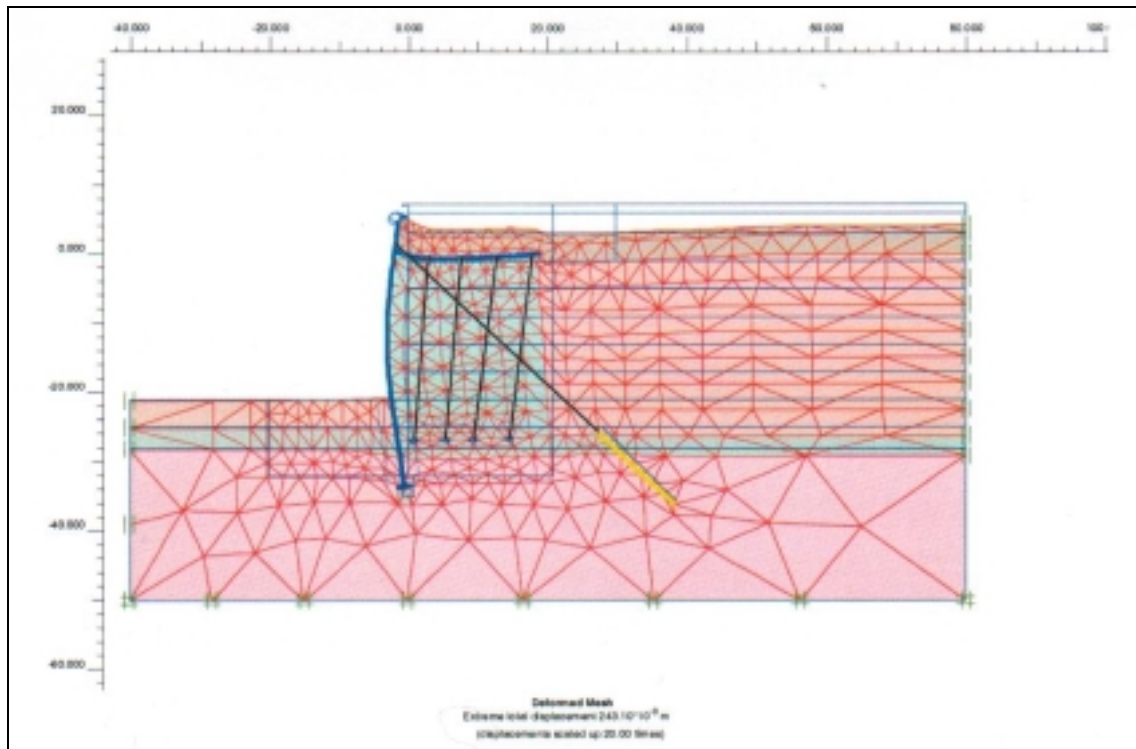
Tabel H.2: Grondparameters Mohr-Coulomb model

Constructie-elementen:

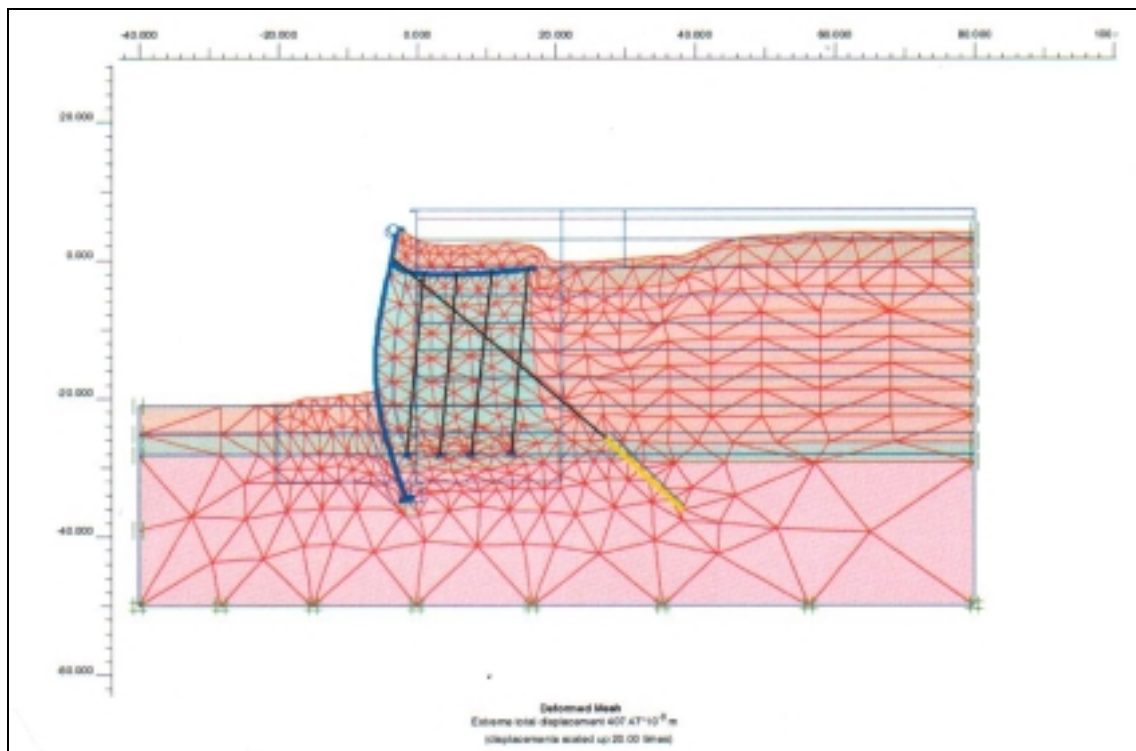
Element	Type	EA (kN/m)	EI (kNm ² /m)	w (kN/m/m)	$\nu(-)$
Combiwand	Plastic	1,225 ^{e7}	4,95 ^{e6}	4,58	0,05
Ontlastvloer	Elastic	2,1 ^{e7}	1,75 ^{e6}	9	0,15
Vibro-voet	Elastic	8,18 ^{e5}	6,14 ^{e3}	0,3	0,05
Groutlichaam tirexpaal		4,7 ^{e7}	-	-	-
Ankerpaal		5,0 ^{e6}	-	-	-
Funderingspaal		7,0 ^{e6}	-	-	-

Tabel H.3: Invoeroverzicht eigenschappen constructie-elementen

NB: $M_{\max}$ (combiwand) = 12.387 kNm/m
 $F_{\max}$ (ankerpaal) = 1.799 kN/m



Figuur H.2: Deformed Mesh combiwand SLS



Figuur H.3: Deformed Mesh combiwand ULS

BIJLAGE H.5: SCHETS HEIPLATFORM WCT

BIJLAGE H.6: KOSTENRAMING COMBIWAND WCT

BIJLAGE I.1: TABELLEN BETONBEREKENINGEN

BIJLAGE I.2: BEREKENING CAISSONDOORSNEDE

BEREKENINGEN CAISSON			B 35			Aantal cellen			
	m'	h	w0	w	m ³	kg staal	m ³ (netto)	kg/m ³	m ³ /m
Vloer								97	47,2
geheel	55,851	1,30	0,27	1,242	2666,67	259992	2634	97	
Voorwand								45	15,9
3 meter	55,851	0,80	0,18	0,906	134,04	9529	133	71	
rest	55,851	0,80	0,18	0,518	759,57	30857	756	41	
Achterwand								45	15,9
3 meter	55,851	0,80	0,18	0,906	134,04	9529	133	71	
rest	55,851	0,80	0,18	0,518	759,57	30857	756	41	
Kopwanden (2x)								58	13,1
3 meter	59,30	0,60	0,23	1,157	106,74	9696	106	91	
rest	59,30	0,60	0,23	0,661	629,79	32691	626	52	
Tussenwanden								74	70,8
3 meter	552,31	0,35	0,40	2,013	578,41	91378	567	158	
rest 1e helft	552,31	0,35	0,40	1,150	1349,63	121838	1334	90	
2e helft	552,31	0,35	0,18	0,518	2063,00	83807	2052	41	
Totaal					9181	680175	9095	74	163

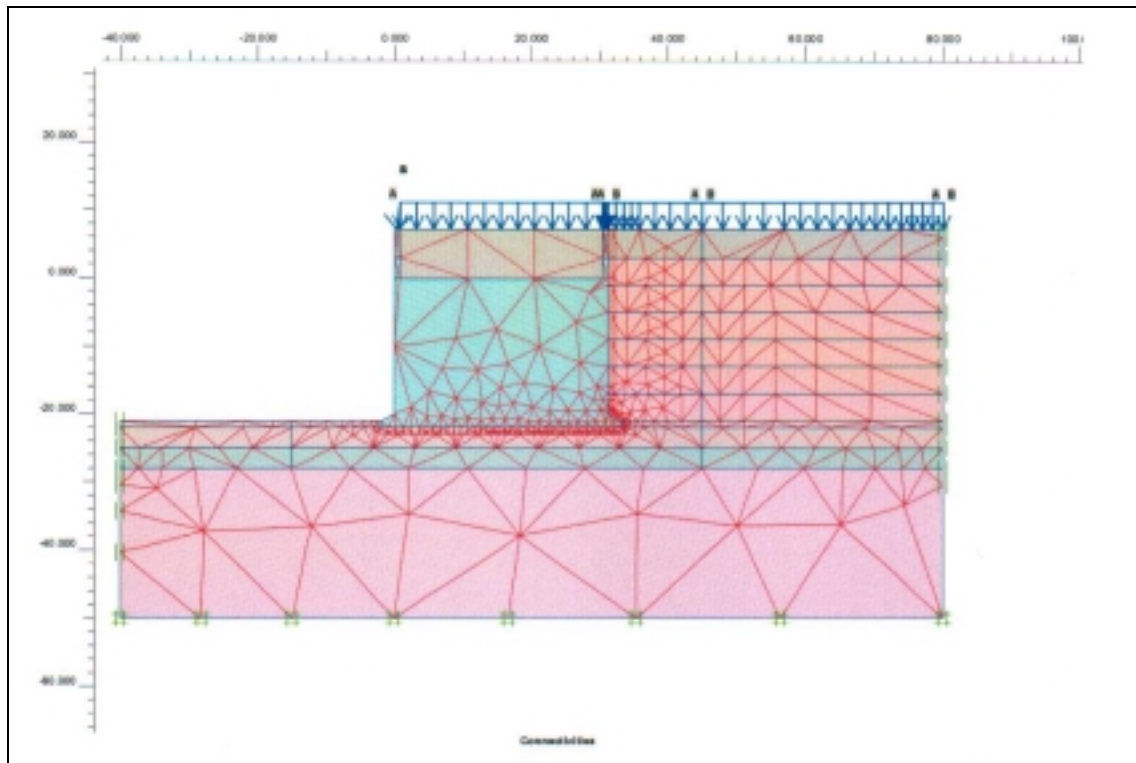
Tabel I.1: Berekeningen caissondoorsnede 6x11 cellen

HOEVEELHEDEN CAISSON		
Betonklasse	35	-
Cellen breed	6	-
Cellen lang	11	-
staal	0,8	euro/kg
beton	129	euro/m ³
bekisting	25	euro/m ²
ballastzand	10	euro/m ³
transport/plaatsen	250000	euro/caisson
lengte	55,85	m
breedte	31,25	m
beton	9095	m ³
oppervlak	28900	m ²
staal	680175	kg
ballastzand	29552	m ³
kostprijs	2985404	euro
beton	163	m³/m
bekisting	517	m²/m
kostprijs	53453	euro/m
gewicht caisson	21,07	kN/m³

Tabel I.2: Hoeveelheden caisson 6x11 cellen

NB: Tabellen gelden voor caisson zonder opstort!

BIJLAGE I.3: INPUT/OUTPUT PLAXIS CAISSON WCT



Figuur I.1: Input geometrie PLAXIS caisson

Hardening-soil model:

Grondlaag	E_{50} (kPa)	E_{oed} (kPa)	E_{ur} (kPa)	ν(-)	R_{inter} (-)
Craglaag	150.000	150.000	300.000	0,2	0,67
Onderlaag 1	75.000	75.000	225.000	0,2	0,67
Stortsteen	200.000	200.000	600.000	0,2	0,50

Tabel I.3: Grondparameters Hardening-soil model

Mohr-Coulomb model:

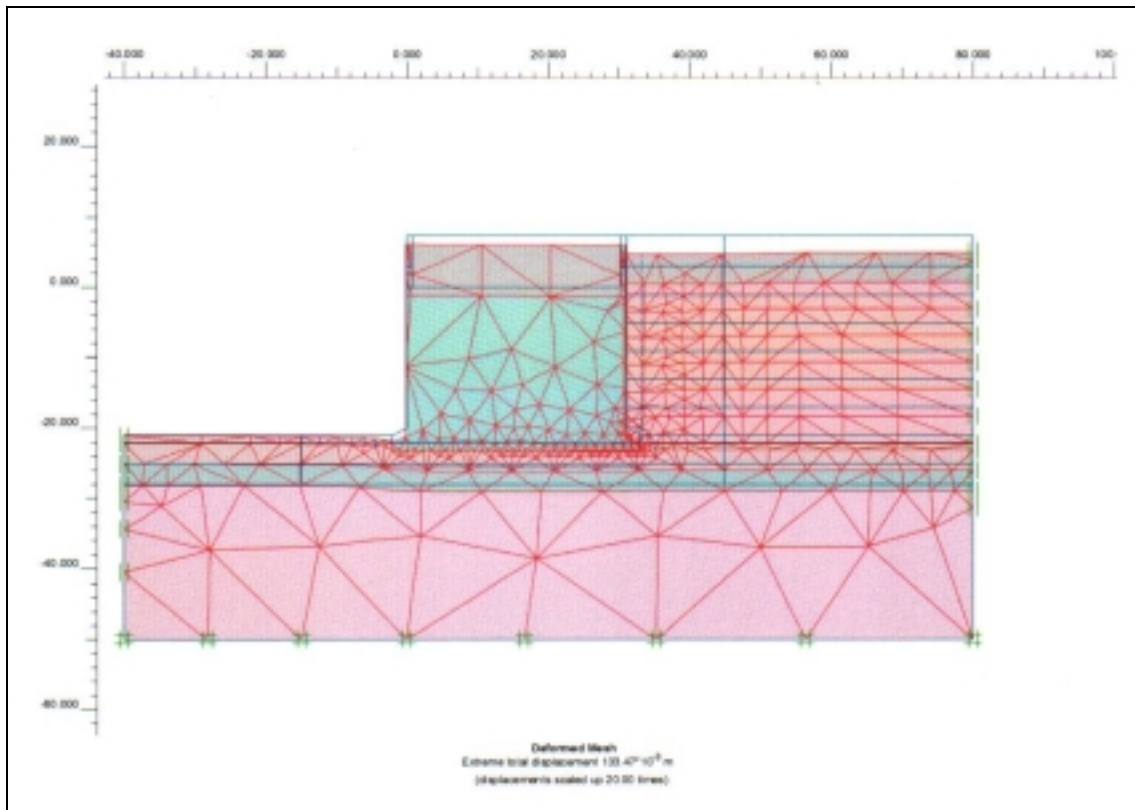
Grondlaag	E_{ref} (kPa)	E_{incr} (kPa)	y_{ref} (NAP)	ν(-)	R_{inter} (-)
Aanvulzand terminal	25.000	5.000	0	0,3	0,67
Afstortlaag	150.000	-	-	0,3	0,50

Tabel I.4: Grondparameters Mohr-Coulomb model

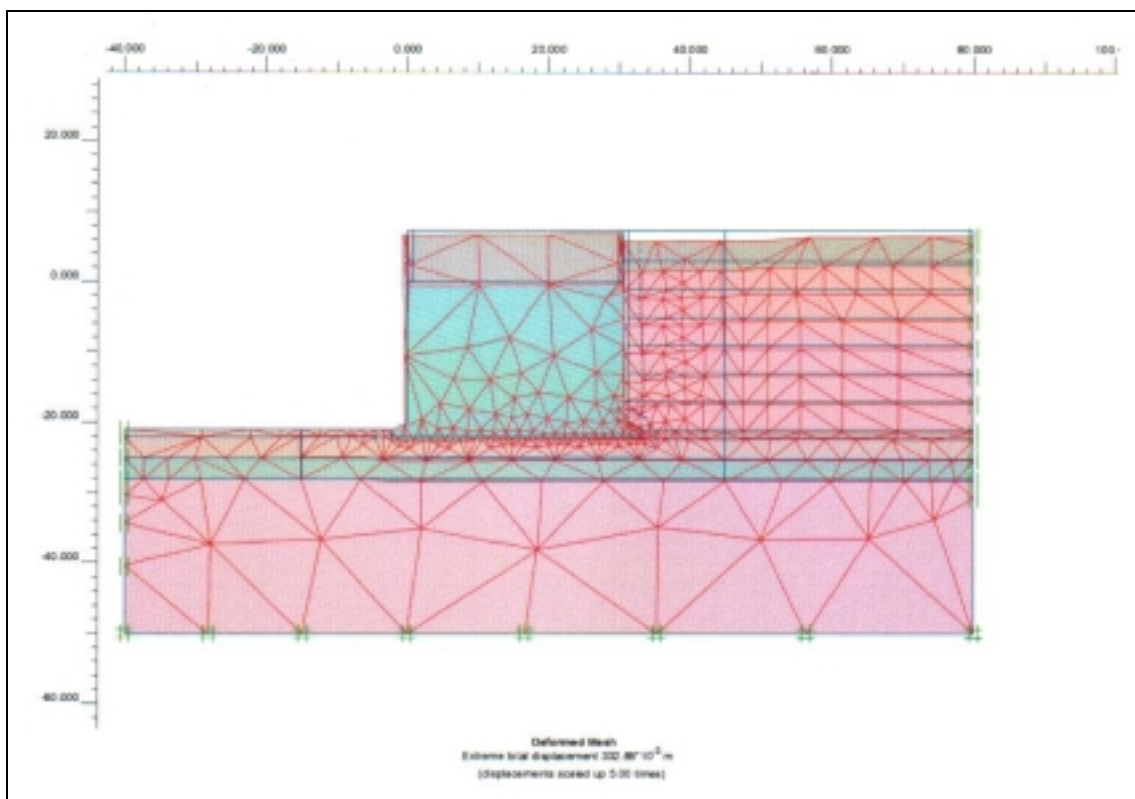
Linear-elastic model:

Constructie	E (kPa)	ν(-)	w (kN/m³)
Caisson	21.000.000	0,15	21

Tabel I.5: Parameters caissonconstructie



Figuur I.2: Deformed Mesh caisson SLS

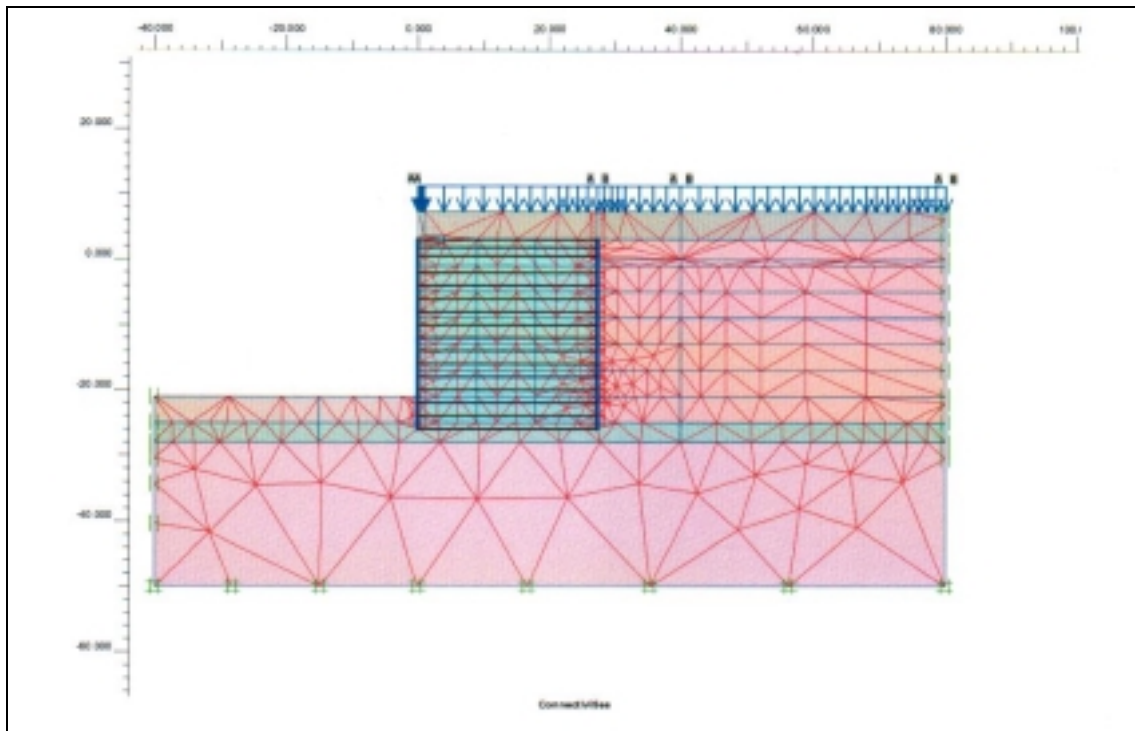


Figuur I.3: Deformed Mesh caisson SLS

BIJLAGE I.4: PLANNINGSCYCLUS CAISSONPRODUCTIE

BIJLAGE I.5: KOSTENRAMING CAISSON WCT

BIJLAGE J.1: INPUT/OUTPUT PLAXIS CELLENDAM WCT



Figuur J.1: Input geometrie PLAXIS celledam

Hardening-soil model:

Grondlaag	E_{50} (kPa)	E_{oed} (kPa)	E_{ur} (kPa)	$\nu(-)$	$R_{inter} (-)$
Craglaag	150.000	150.000	300.000	0,2	0,67
Onderlaag 1	75.000	75.000	225.000	0,2	0,67
Stortsteen	200.000	200.000	600.000	0,2	0,50

Tabel J.1: Grondparameters Hardening-soil model

Mohr-Coulomb model:

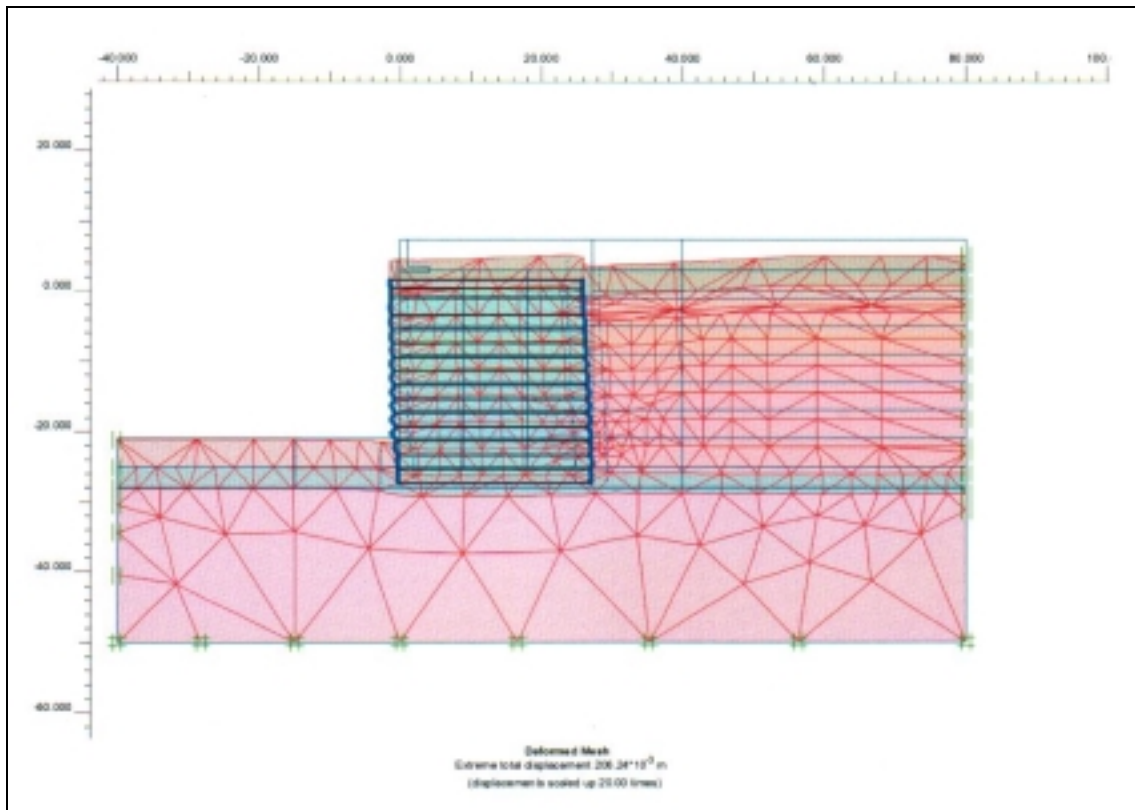
Grondlaag	E_{ref} (kPa)	E_{incr} (kPa)	y_{ref} (NAP)	$\nu(-)$	$R_{inter} (-)$
Vulmateriaal cellen	75.000	3.000	0	0,3	0,67
Aanvulzand terminal	25.000	5.000	0	0,3	0,67
Afstortlaag	150.000	-	-	0,3	0,50

Tabel J.2: Grondparameters Mohr-Coulomb model

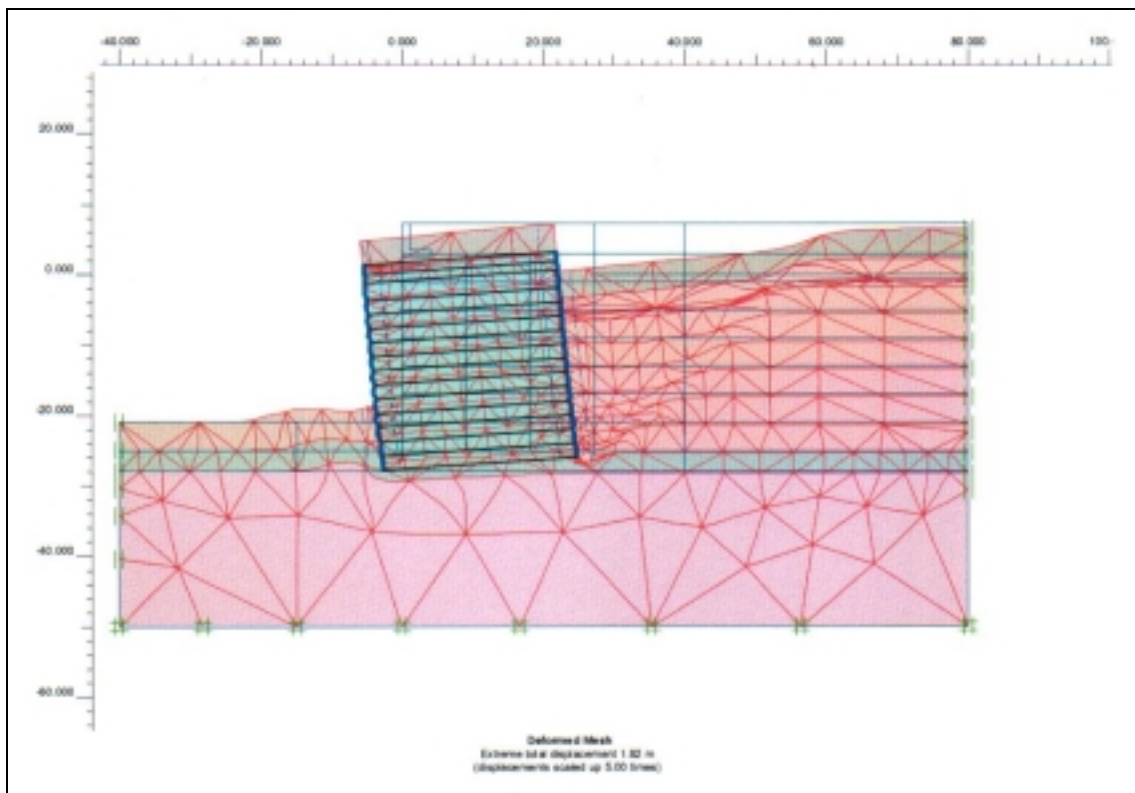
Constructie-elementen:

Element	Type	EA (kN/m)	EI (kNm ² /m)	w (kN/m/m)	$\nu(-)$
Celplanken	Plastic	2,67 ^{°6}	35,8	1,54	0,05

Tabel J.3: Invoeroverzicht eigenschappen constructie-elementen



Figuur J.2: Deformed Mesh cellendam SLS



Figuur J.3: Deformed Mesh cellendam ULS

BIJLAGE J.2: KOSTENRAMING CELLENDAM WCT