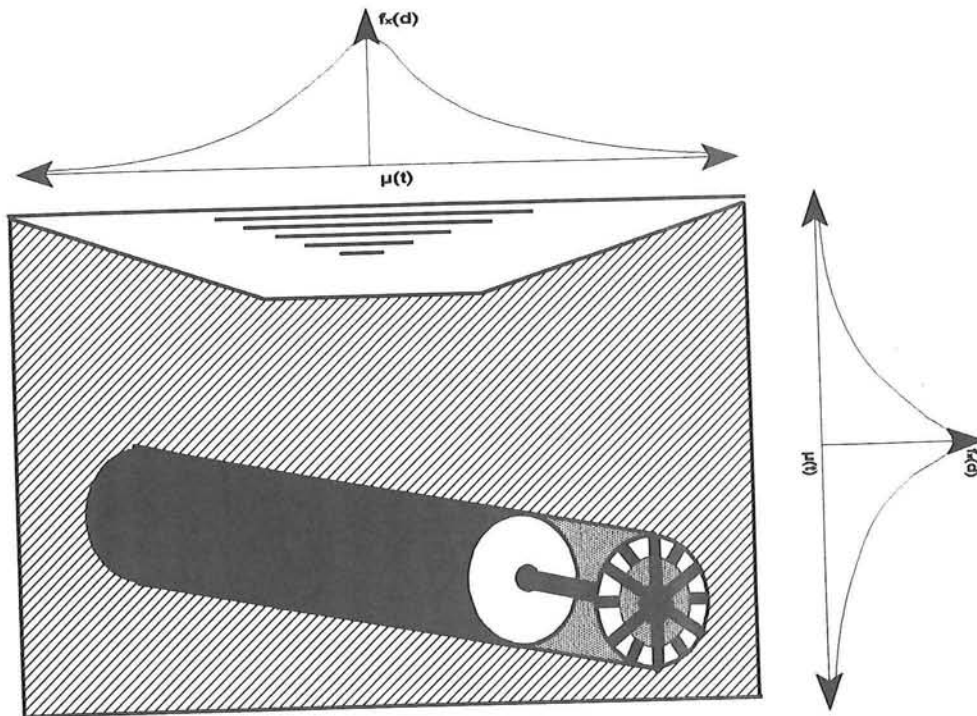


Optimale diepteligging W.O.V.

Augustus 1995

P.J. Kambier



Optimale diepteligging van de Westerschelde Oever Verbinding

Afstudeerverslag: P.J. Kambier

Afstudeercommissie: Prof. drs. ir. J.K. Vrijling
Ir. K.G. Bezuyen
Ir. B. Polen
Ir. M. Meulblok (RWS Directie Zeeland)

Augustus 1995

Vakgroep Waterbouwkunde
Civiele Techniek, TU Delft

Voorwoord

Dit rapport is gemaakt in het kader van een afstudeerscriptie voor de vakgroep Waterbouwkunde van Civiele Techniek te Delft. Er is geprobeerd om de hoofdlijnen van het rapport zodanig te schrijven dat het voor minder technisch onderlegde mensen ook begrijpbaar is. De meeste berekeningen zijn in de bijlage opgenomen, bij het lezen van de bijlage wordt van de lezer verondersteld dat een technische basiskennis aanwezig is.

Tevens wil ik hierbij de Rijkswaterstaat directie Zeeland bedanken voor het beschikbaar stellen van alle benodigde informatie, zonder deze informatie was dit rapport niet tot stand gekomen. Verder is een woord van dank op z'n plaats voor de leden van de afstudeercommissie (prof. drs. ir J.K. Vrijling, ir K.G. Bezuyen, ir B. Polen, ir M. Meulblok) en alle mensen in m'n naaste omgeving die mij tijdens het afstuderen gesteund hebben.

Delft, 31 augustus 1995

P.J. Kambier

Samenvatting

De Westerschelde vormt een grote barrière voor de economische en maatschappelijke ontwikkelingen in Zeeland, hierbij gaat het voornamelijk om het gebied van Zeeuwsch-Vlaanderen. Door middel van een vaste oeververbinding wil men de barrière verkleinen en de economie binnen de regio stimuleren. Om tot een goed ontwerp te komen heeft de Rijkswaterstaat en de Provinciale Waterstaat van Zeeland vele studies laten uitvoeren. Het huidige ontwerp van de Westerschelde Oever Verbinding (W.O.V.) bestaat uit een vaste verbinding tussen Zeeuwsch-Vlaanderen en Zuid-Beveland. De vaste verbinding zal door twee naast elkaar gelegen geboorde tunnels worden gerealiseerd.

In dit rapport is onderzocht of toepassing van een kleinere gronddekking mogelijk en zinvol is. Door op de juiste plaatsen een kleinere gronddekking toe te passen kan de totale tunnallengte gereduceerd worden en nemen de aanlegkosten van de tunnel af.

Het rapport is uit drie delen opgebouwd. In het eerste gedeelte is onderzoek gedaan naar de veranderingen van het geulenpatroon en het bodemprofiel rondom het tunneltracé. Het tweede gedeelte bevat informatie over boortunnels, enkele hulpmethoden die toepassing van een kleinere gronddekking mogelijk moeten maken en enkele stabiliteitsberekeningen waarmee de grootte van de minimale gronddekking berekend is. De gegevens van de eerste twee gedeeltes vormen de basis voor het laatste gedeelte. In het laatste gedeelte wordt het ontwerp bepaald dat qua investeringskosten en risico optimaal is, daarnaast vindt een vergelijking plaats tussen dit optimale ontwerp en het huidige ontwerp.

1) De gronddekking is afhankelijk van de bodemveranderingen van de geul, een verdieping van de geul zorgt voor een afname van de gronddekking. Het is dus belangrijk om te weten welke bodemveranderingen (plaats en grootte) men tijdens de levensduur van de tunnel kan verwachten. Een voorspelling van de geulontwikkeling is gemaakt aan de hand van oude dieptekaarten en het computerprogramma GIS. De verwachte veranderingen van het bodemprofiel zijn bepaald aan de hand van grafieken waarin bodemprofielen van verschillende jaren tegen elkaar zijn uitgezet. Na bestudering bleek het geulenpatroon ter plaatse van het tunneltracé vrij stabiel te zijn, er is een kans dat nog een geul ter plaatse van het tunneltracé komt te liggen maar dit heeft geen gevolgen voor het ontwerp. Verder is een kleine verdieping en breedteverandering zichtbaar bij het diepste gedeelte van de Everingen en de Pas van Terneuzen.

2) Het is onverantwoord om zomaar een kleinere dekkingslaag toe te passen, allereerst moet inzicht verkregen worden in de processen die de grootte van de dekkingslaag bepalen. Behalve de veranderingen van het bodemprofiel is de gronddekking ook afhankelijk van processen zoals het opdrijven van de tunnel, het opbreken van de grond boven de tunnel ten gevolge van ovale vervormingen en het toepassen van verhoogde luchtdruk bij werkzaamheden in de werkkamer. Om meer inzicht te krijgen omtrent de invloed van de verschillende processen, is een controleberekening voor de stabiliteit van de tunnel gemaakt. Hieruit bleek dat voor de bouwfase van de tunnel een minimale gronddekking van 14 m nodig was en voor de eindfase een gronddekking van 9,5 m, het verschil wordt voornamelijk veroorzaakt door toepassing van verhoogde luchtdruk tijdens de bouwfase. Met behulp van hulpmethoden als ophogingen of het werken in een niet geheel vloeistofvrije werkkamer, kan tijdens de bouwfase een kleinere gronddekking toegepast worden. De methode waarbij niet de gehele werkkamer onder luchtdruk wordt gezet biedt de beste oplossing.

3) Een ontwerp met een minimale gronddekking van tien meter is het voordeligst. Het enige probleem is dat bij een kleine afname van de gronddekking (ten gevolge van bodemveranderingen) de tunnel instabiel is. Door de aanleg van een bodembescherming, extra gronddekking of een combinatie van beide kan de veiligheid vergroot worden. Deze maatregelen zorgen voor hogere investeringskosten. Om tot een optimaal ontwerp te komen, zijn verschillende ontwerpen met elkaar vergeleken. Bij de vergelijking is voor ieder ontwerp het economisch optimale risiconiveau bepaald, hierbij worden alle investeringskosten en het risico in geld uitgedrukt. Uit deze vergelijking volgt dat een ontwerp met een minimale gronddekking van tien meter en een bodembescherming qua kosten en veiligheid de beste keuze is.

Ten opzichte van het huidige ontwerp ontstaat hierbij een besparing van minimaal vijf miljoen gulden.

Inhoudsopgave

Voorwoord

Samenvatting

Hoofdstuk 1: Inleiding	13
1.1 Situatie beschrijving	13
1.2 Aandachtspunten	16
1.3 Tracébeschrijving	17

Deel 1: Morfologische aspecten ten behoeve van de bodemverandering

Hoofdstuk 2: Bestudering geulenpatroon	21
2.1 Inleiding	21
2.2 Invloed van bodemveranderingen op het ontwerp	22
2.3 Het geulenpatroon	24
2.3.1 De ontwikkelingen	24
2.3.2 Beschrijving van de veranderingen	25
2.4 Bestuderen van het geulenpatroon m.b.v. Gis	27
2.4.1 Het programma Gis	27
2.4.2 Doel	27
2.4.3 Beschrijven veranderingen	29
2.5 Processen in de Westerschelde	31
2.5.1 Inleiding	31
2.5.2 Menselijke ingrepen	31
2.5.3 Invloed baggeren	34
2.5.4 Vastleggen geulen en oevers	34
2.5.5 Verdieping Westerschelde	35
2.5.6 Natuurlijke processen	35
2.6 Voorspelling van de geulontwikkeling	38
Hoofdstuk 3: Bestudering dwarsprofielen	41
3.1 Inleiding	41
3.1.1 Het diepste punt	41
3.1.2 Opzet dwarsprofiel	41
3.2 De pas van Terneuzen	42
3.2.1 Vergelijking dwarsprofielen	42
3.2.2 Verplaatsing diepste punt	43
3.2.2.1 Verandering diepte	43

3.2.2.2 Ligging van het diepste punt	45
3.2.2.3 Verandering breedte diepste punt	46
3.2.3 Verwachtingen profielverandering	47
3.3 De Everingen	49
3.3.1 Verandering dwarsprofiel	49
3.3.2 Verandering diepte	50
3.3.3 Ligging	51
3.3.4 Breedte diepste punt	51
3.3.5 Verwachtingen voor het dwarsprofiel	53
3.4 Invloed van de morfologie op het tunnelontwerp	54

Deel 2: Evenwicht geboorde tunnel & aanpassingen gronddekking

Hoofdstuk 4: Geboorde tunnels	57
4.1 Inleiding	57
4.2 De schildmethode	57
4.3 Het ontgravingsproces	59
4.3.1 Handmatig proces	59
4.3.2 Mechanisch proces	59
4.4 Grondeigenschappen	62
4.5 Grondwaterbeheersing	63
4.6 Invloed van het boren	64
Hoofdstuk 5: Gebiedsafbakening & Bodemgegevens	65
5.1 Inleiding	65
5.2 Aandachtspunt	65
5.3 Grondprofiel en bodemgegevens	68
5.3.1 De grondgelaagdheid onder de Pas van Terneuzen	68
5.3.2 Grondparameters	70
Hoofdstuk 6: Stabiliteit tunnel	71
6.1 Inleiding	71
6.2 Bepalende processen	71
6.3 Krachten	75
6.3.1 Verandering waterstand	75
6.3.2 Grootte van het drukverschil	75
6.4 Afmetingen en gewicht tunnel	79
6.5 Controleberekening huidig ontwerp	81
6.5.1 Doel controleberekening	81
6.5.2 Berekening	82

6.5.3 Resultaten controleberekening	82
Hoofdstuk 7: Ondieper leggen tunnel	83
7.1 Inleiding	83
7.2 Bouwfase	83
7.3 Ophogingen	84
7.3.1 Beschrijving methode	84
7.3.2 Langdurige ophogingen	85
7.3.3 Tijdelijke ophogingen	85
7.4 Overige oplossingen	87
7.4.1 Aanbrengen van lagere luchtdruk	87
7.4.2 Gunstig gebruik van wisselende waterstanden	88
Hoofdstuk 8: Bepaling methode	89
8.1 Toe te passen methode	89
8.1.1 Langdurige ophogingen	89
8.1.2 Tijdelijke ophogingen	90
8.1.3 Gebruik maken van de waterstand	91
8.1.4 Lagere luchtdruk aanbrengen	91
8.2 Keuze	92
8.2.1 Samenvatting minimale gronddekking	92
8.4 De te hanteren methode	94
8.4.1 Verkleining gronddekking bij gebruik drukverschil	95
8.4.2 Verkleining gronddekking bij toepassen van luchtdrukverlaging	95
8.5 Uiteindelijke keuze	96
Deel 3: Vergelijking van de ontwerpen & eindclosie	
Hoofdstuk 9: Bepaling optimale ligging W.O.V.	99
9.1 Inleiding	99
9.1.1 De verschillende ontwerpen	99
9.1.2 Het economisch optimale risiconiveau	102
9.2 Risico	104
9.2.1 Faalkans	104
9.2.1.1 Faalkans bij bepaalde gronddekking	104
9.2.1.2 Faalkans bodembescherming	107
9.2.1.3 Contante waarde risico	108
9.2.2 Gevolg	109
9.3 Investeringskosten	112
9.3.1 Kosten bij extra gronddekking	112

9.3.1.1 Tunnelkosten	113
9.3.1.2 Investeringskosten bij extra gronddekking	114
9.3.2 Bodembescherming	115
9.3.2.1 Kosten bodembescherming	115
9.3.3.2 Investeringskosten bij bodembescherming	115
9.4 Bepaling van het optimale ontwerp	116
9.4.1 Optimale aanlegdiepte zonder bodembescherming	116
9.4.2 Optimale aanlegdiepte bij bodembescherming	120
9.4.3 Invloed van veranderingen van de faalkans	121
9.5 Het optimale ontwerp	123
9.5.1 Keuze	123
9.5.2 Invloed kostprijs bodembescherming	124
9.6 Vergelijk tussen huidige en nieuwe ontwerp	125
Hoofdstuk 10: Conclusies en aanbevelingen	127
10.1 Eindconclusie	127
10.2 Aanbevelingen	128
Literatuurlijst	130

Inhoudsopgave bijlagen:

Bijlage A: Bestudering geulenpatroon

Bijlage A1: Morfologische processen

1 Zandbeweging	135
2 Verandering bochtprofiel	137

Bijlage A2: Het geulenpatroon

1 Inleiding	139
2 Beschrijving van de veranderingen van het geulenpatroon	139
2.1 Beschrijving aan de hand van oude dieptekaarten	139
2.2 Gis	150
2.2.1 Beschrijven m.b.v. Gis	150
2.2.2 Hoofdlijnen verplaatsingen	150
2.3 Veranderingen dwarsprofiel	156
2.3.1 De Pas van Terneuzen	156
2.3.2 De Everingen	160

Bijlage A3: Verband tussen de meetpunten

1 Inleiding	165
2 Theorie	165
3 Berekening gemiddelde lijn	167
3.1 Berekening gemiddelde lijn dieptepunten	167
3.2 Overige vergelijkingen	168

Bijlage B: Evenwichtsberekeningen tunnel

B1: Controle huidig ontwerp

1 Inleiding	171
2 Controle blow-out	172
2.1 Invloed luchtdruk	172
2.2 De relatieve neerwaarse kracht	173
2.3 De opwaartse kracht	174
2.4 Horizontale korrelspanning	174
2.5 Stabiliteit	177
3 Opdrijven tunnel	179
3.1 Faseverschil bij opdrijven	179
3.2 De opwaartse kracht min het tunnelgewicht	180
3.3 De relatieve neerwaartse kracht	180
3.4 Stabiliteit	181
4 Opbreken tunnel	183
4.1 Inleiding	183
4.2 De opwaartse krachten	185
4.2.1 De waterdruk	185
4.2.2 De variabele waterdruk	185
4.2.3 Berekenig van A1	187
4.2.4 De horizontale druk	188
4.2.4.1 Gevolg	188
4.2.4.2 De berekening van A2	189
4.2.4.3 De totale opwaarts werkende kracht	190
4.3 De neerwaartse krachten	191
4.3.1 Inleiding	191
4.3.2 Het grondgewicht	191
4.3.3 Reductie neerwaartse kracht	193
4.3.4 De wrijvingskracht	194
4.3.5 Berekening wrijvingskracht	197
4.3.6 Controle afschuifvlak	198
4.4 Totale evenwicht	201

5	Overzicht controle berekening	202
6	Berekening van de minimale gronddekking	203
6.1	Minimale gronddekking bij opdrijven	203
6.1.1	Bouwfase	203
6.1.2	Eindfase	203
6.2	Minimale gronddekking bij opbreken	205
6.2.1	Bouwfase	205
6.2.2	Eindfase	206

Bijlage C: De bodembescherming

1	Inleiding	209
2	Ontwerp bodembescherming	209
2.1	Soort bodembescherming en steengewicht	209
2.2	Bepaling van het steengewicht	210
2.3	Dimensionering bodembescherming	215
2.3.1	Lengte	215
2.3.2	Breedte	216
2.3.3	Hoogte	218
2.3.4	Totale steenvolume	219
3	Kostprijs bodembescherming	220
3.1	Inleiding	220
3.2	Materiaalkosten	220
3.3	Staartkosten	221

Bijlage D: Kansmodel ontwerp punt

Bijlage D1: Variatie van diepte en ligging

1	Inleiding	223
2	Verdelingsfunctie	224
2.1	Algemeen	224
2.2	Verdelingsfunctie diepte	226
2.3	Verdelingsfunctie ligging	228
2.4	Tijdseffect	228
2.4.1	Inleiding	228
2.4.2	Aanbrengen tijdseffect in verdelingsfunctie	229
2.4.3	Tijdsafhankelijke verdelingsfunctie ligging	231
3	Bepaling kans	233
4	Afhankelijkheid	236

Bijlage D2: Opzetten kansmodel

1 Inleiding	239
2 De betrouwbaarheidsfunctie	239
2.1 Schematisatie	239
2.2 Betrouwbaarheidsfunctie tunnel	240
2.3 Faalkans ontwerp	241
2.4 Benadering faalkans	243
2.5 Tijdseffect	247
3 Bepaling optimale ontwerp	248
3.1 inleiding	248
3.2 Contante waarde	248
3.3 Lengtebepaling bodembescherming	252

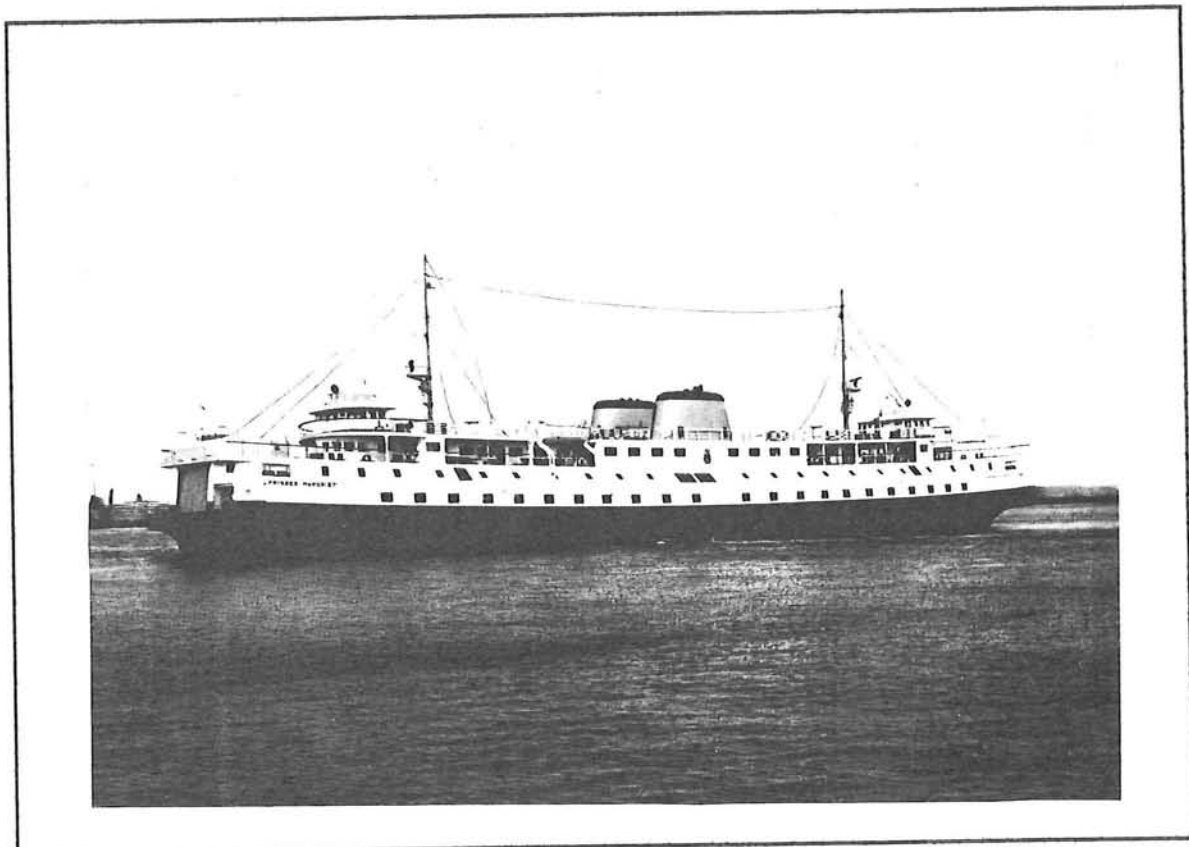
Hoofdstuk 1: Inleiding

1.1 Situatie beschrijving

Het project van de Westerschelde Oever Verbinding (W.O.V.) speelt zich af rondom de Westerschelde in de provincie Zeeland.

De Westerschelde is een estuarium dat zich uitspreidt van Antwerpen tot en met Vlissingen, vanaf hier gaat de Westerschelde over in de Noordzee. Aan de ene kant is de oever omsloten door Zeeuwsch-Vlaanderen en aan de andere kant door Zuid-Beveland en Walcheren.

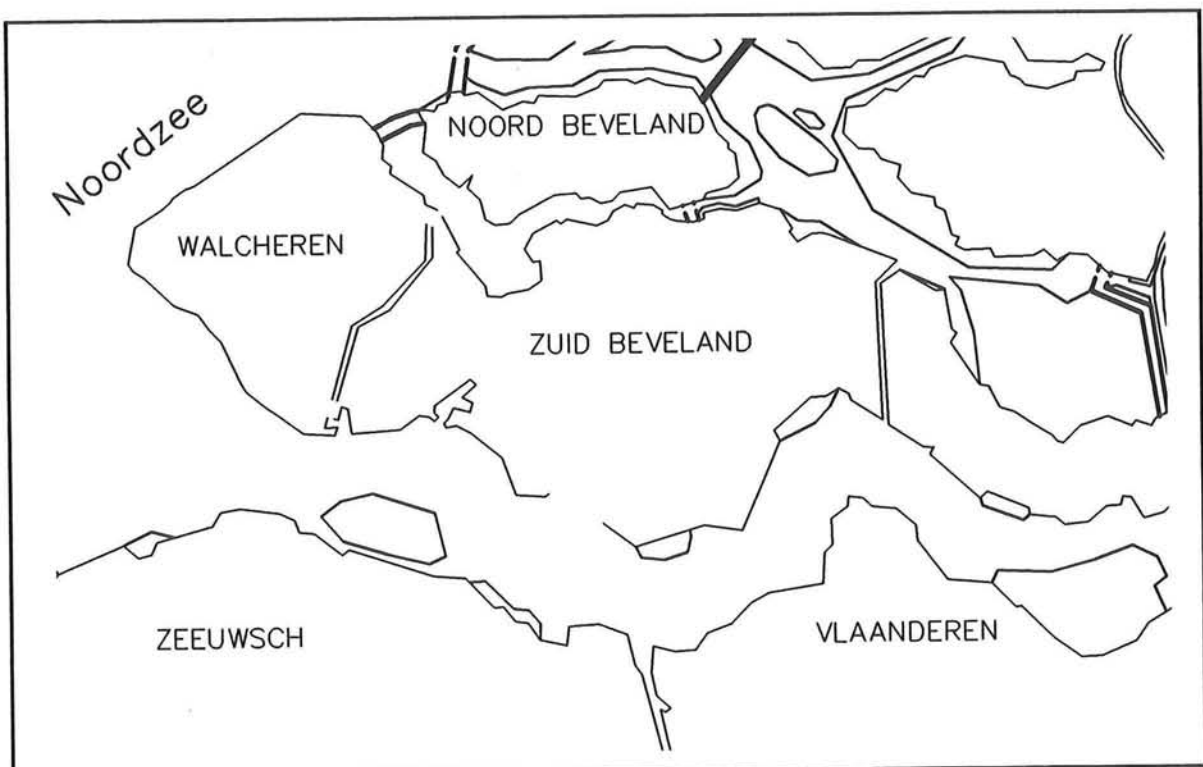
De Westerschelde vormt een grote barrière voor de economische en maatschappelijke ontwikkelingen in Zeeland. Op het moment kan men met behulp van veerboten of over de weg via Antwerpen de overkant bereiken. Beide manieren vergen veel tijd. De oversteek duurt maar twintig minuten, maar door het op- en afrijden en wachttijden moet men toch zo'n veertig minuten uittrekken voor een oversteek. Tijdens het zomerseizoen kunnen deze tijden oplopen tot één à twee uur en gedurende de nacht worden er geen veerdiensten uitgevoerd. Verder kunnen door storingen mist en storm enkele veerdiensten vervallen. Door al deze zaken lijkt de overkant verder weg te liggen dan eigenlijk het geval is.



Figuur 1.1: Veerdienst over de Westerschelde

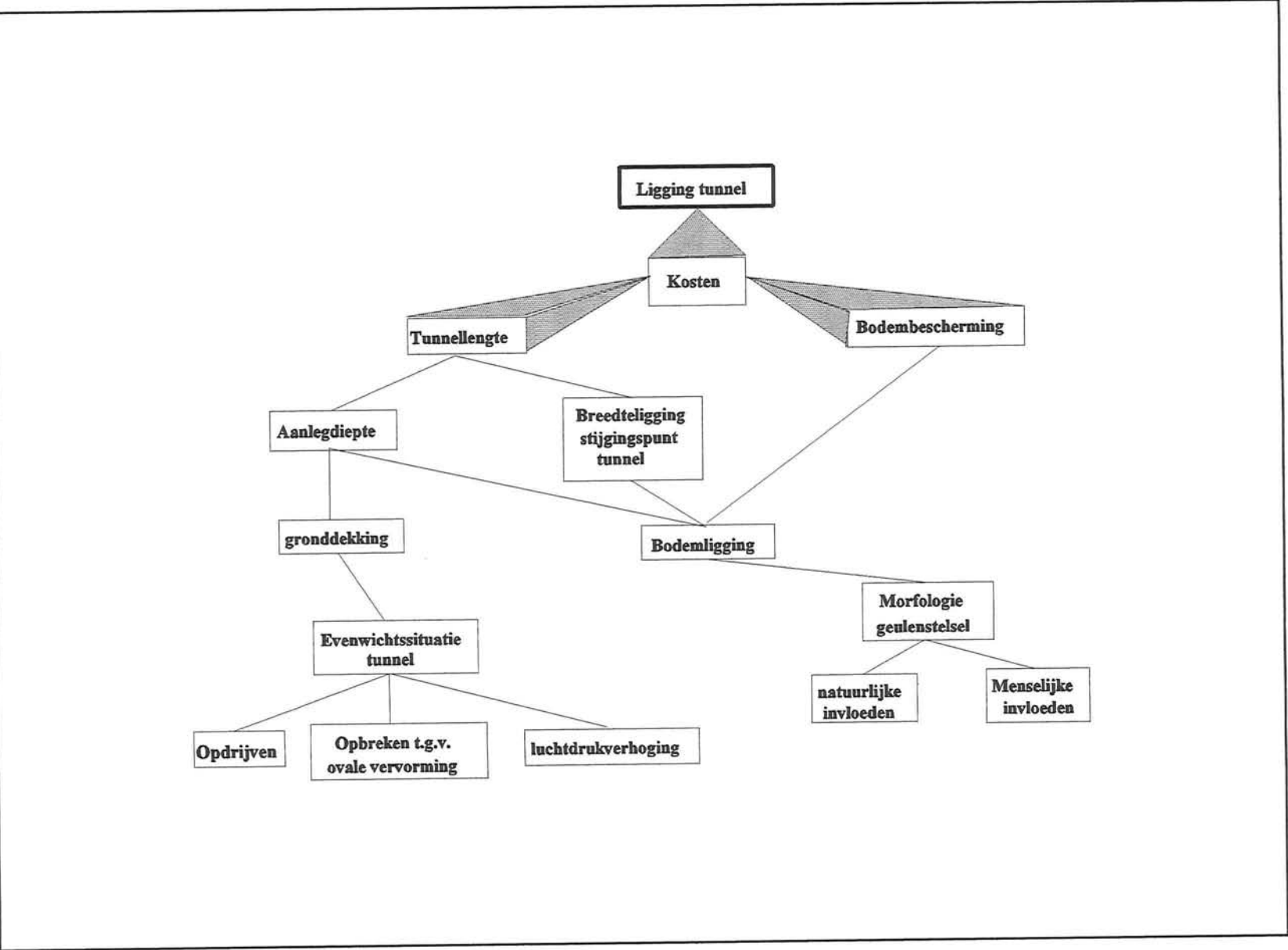
Door de aanleg van een vaste oeververbinding tussen Zuid-Beveland en Zeeuwsch-Vlaanderen wil men de huidige problemen oplossen. De industriële gebieden van Vlissingen en Terneuzen komen "dichter" bij elkaar te liggen en men hoopt op deze manier de economische ontwikkeling in de regio's te kunnen stimuleren. De hoge kosten van de vaste oeververbinding hoopt men gedeeltelijk terug te krijgen door de huidige veerboten uit de vaart te nemen en een tolsysteem in te voeren.

Als de veerdiensten uit de vaart worden genomen, zal er voor het personeel geen werk meer zijn. Dit nadeel weegt niet op tegen de hoeveelheid extra werk die de bouw van de oeververbinding en de economische groei met zich meenemen.



Figuur 1.2: De Westerschelde

Omdat de Westerschelde dient als toegangspoort tot Antwerpen, kan de oeververbinding niet bestaan uit een dam of een lage brug. Allereerst waren er plannen om de verbinding uit te voeren als een afgezonken tunnel of een combinatie van een brug en een tunnel. Uiteindelijk is er voor gekozen om de verbinding te realiseren met behulp van een geboorde tunnel tussen Ellewoutsdijk en Terneuzen. In dit rapport wordt alleen gekeken naar het concept van de geboorde tunnel.



Figuur 1.3: Schema ter bepaling van de ligging van de boortunnel

1.2 Aandachtspunten

Een project als de W.O.V. is zo omvangrijk dat eerst vele voorstudies gemaakt moeten worden voordat men aan de uitvoering ervan kan beginnen. Zo zullen er voorstudies gemaakt worden ter bepaling van het tracé, de capaciteit, bouwvergunningen, financiële haalbaarheid en de uitvoeringsmethode van de verbinding. Het uitvoerig bekijken van al deze zaken neemt veel tijd in beslag, vandaar dat er bij dit afstudeerverslag voor is gekozen om een aspect van het project er uit te lichten.

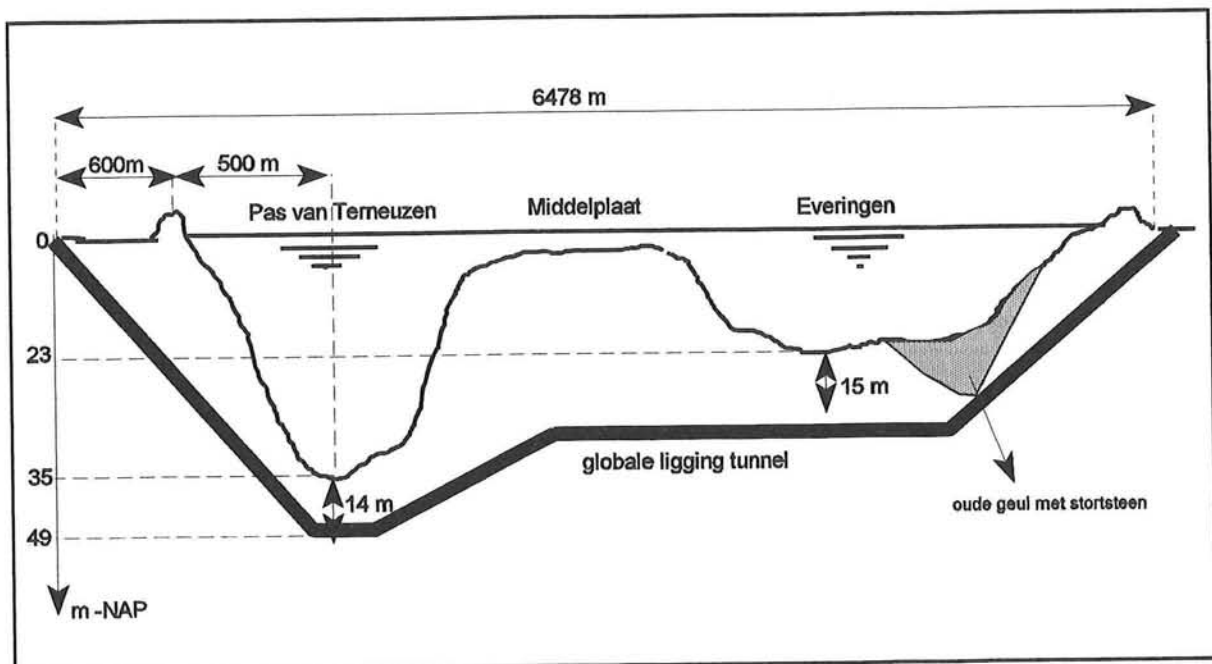
In dit rapport zal de aandacht uitgaan naar de optimale diepteligging van de tunnel. Hierbij zal bekeken worden of het huidige tunnelontwerp op sommige plaatsen zodanig aangepast kan worden dat de aanlegkosten van de tunnel vermindert kunnen worden. Benodigde gegevens over onder andere het tracé en de dimensionering van de tunnel zullen overgenomen worden uit al eerder gemaakte studies van de Rijkswaterstaat te Middelburg.

De diepteligging van de tunnel is in grote mate afhankelijk van de bodemligging van de Westerschelde en de gronddekking die tijdens en na het boren voor evenwicht moet zorgen. Het eerste gedeelte van het rapport bestaat uit een studie naar de verwachte bodemveranderingen ter plaatste van het tunneltracé. In het tweede gedeelte wordt bekeken welke factoren de grootte van de gronddekking bepalen, hierbij wordt ook onderzocht of door extra maatregelen een reductie op de gronddekking aangebracht kan worden. Aan de hand van de verkregen gegevens kunnen verschillende ontwerpen met elkaar vergeleken worden. Uit deze vergelijking volgt of aanpassingen aan het huidige ontwerp zinvol zijn.

1.3 Tracébeschrijving

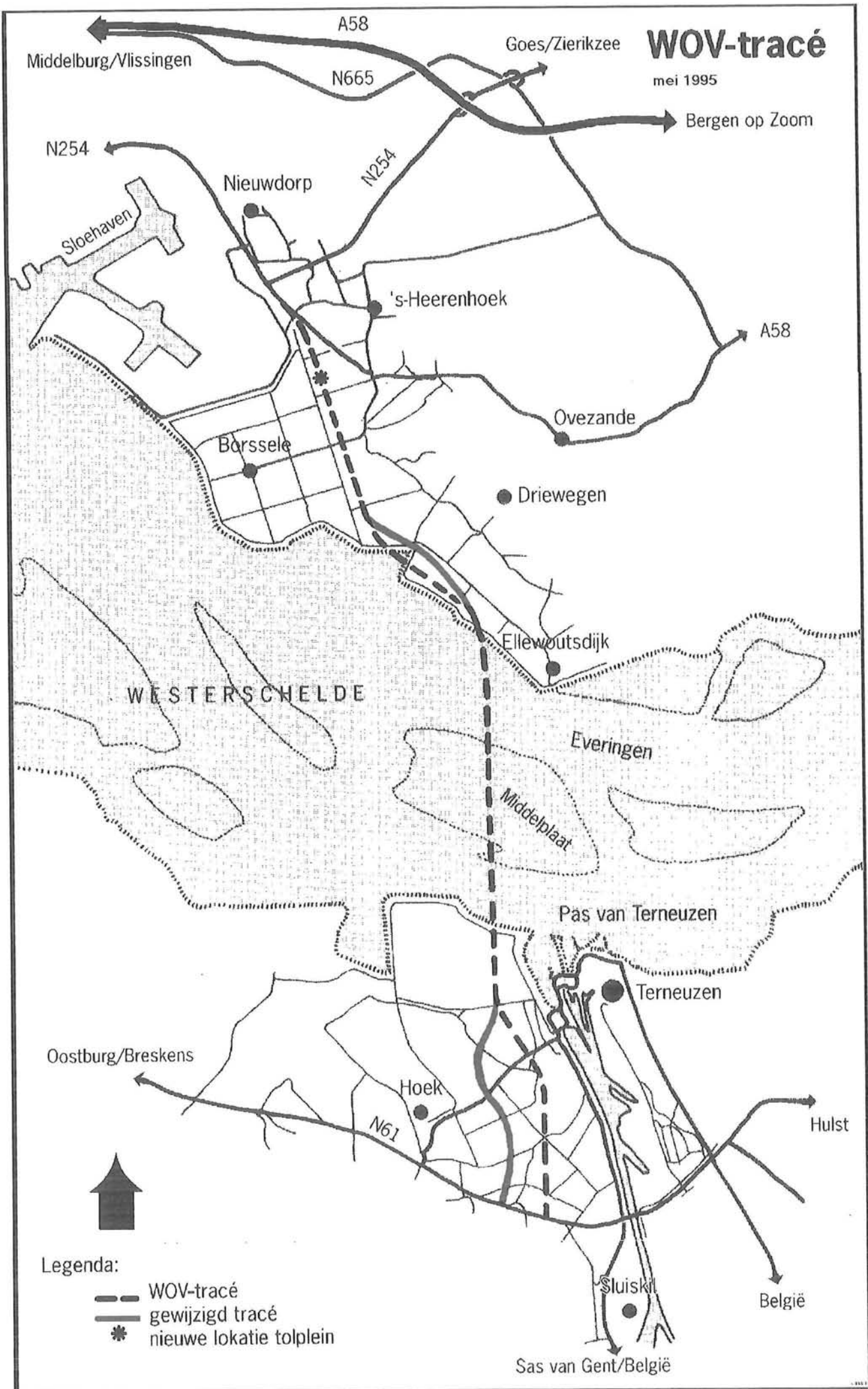
Omdat in het rapport uitgegaan wordt van het door de werkgroep W.O.V. gemaakte tunnelontwerp, zal allereerst de huidige ligging beschreven worden.

Het huidige tunnel-tracé komt te liggen tussen Zeeuwsch-Vlaanderen en Zuid-Beveland. Op Zeeuwsch-Vlaanderen zal de tunneltoerit links van Terneuzen komen te liggen (zie figuur 1.5). Hierna gaat de tunnel recht onder de pas van Terneuzen, de Middelplaat, en de Everingen door. Nabij Ellewoutsdijk komt de tunnel weer naar boven.



Figuur 1.5: Dwarsdoorsnede tracé

In figuur 1.4 is de ligging van de tunnel onder de Westerschelde weergegeven. De belangrijkste afstanden zoals de kleinste gronddekkingen en afstanden van het diepste punt tot aan het oppervlak, zijn in de figuur vermeldt.



Deel 1

Morfologische aspecten
ten behoeve van
de bodemverandering

Hoofdstuk 2: Bestudering geulenpatroon

2.1 Inleiding

De waterbeweging op de Westerschelde wordt voornamelijk bepaald door de getijbeweging, die op zich weer wordt veroorzaakt door het getij van de Noordzee. Doordat de lengte van Westerschelde klein is ten opzichte van de golflengte van de getijbeweging, vult het estuarium zich bij vloed en stroomt het weer leeg bij eb (een kombergingsgebied). De getijbeweging zorgt voor grote stroomsnelheden die in de geulen op kunnen lopen tot zo'n 2.5 m/s.

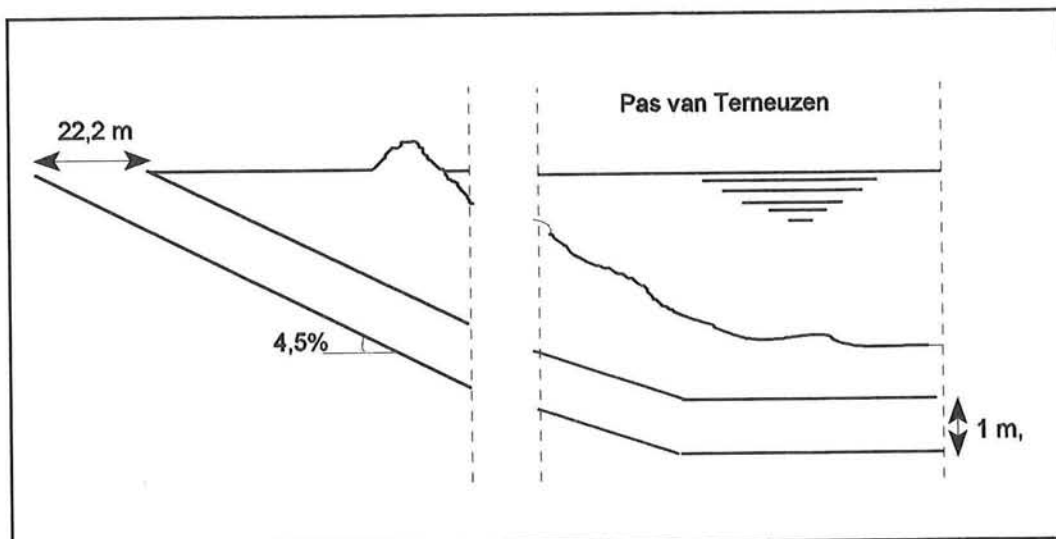
De bodem van de Westerschelde bestaat over het algemeen uit jong zeezand waaronder dikke kleilagen zijn gelegen. Doordat de stromingsnelheid vaak boven de kritische snelheid¹ van het zand ligt, vindt er erosie en sedimentatie plaats. Deze processen zorgen voor verplaatsingen van zeegeulen en zandbanken. De bodem van de Westerschelde is dan ook voortdurend aan verandering onderhevig.

¹ De kritische snelheid is "de snelheid" waarbij gronddeeltjes in beweging komen, meer hierover is te lezen in bijlage A1.

2.2 Invloed van bodemveranderingen op het ontwerp

De vraag kan ontstaan waarom zoveel aandacht besteed wordt aan de beweging van de geulen en zandplaten. Bij een boortunnel begint men op het ene landhoofd te boren en zolang men diep genoeg boort komt men aan de andere kant weer naar boven zonder dat men ook maar iets van de geulen gemerkt heeft.

De problemen ontstaan omdat men de tunnel zo dicht mogelijk onder de zeebodem wil leggen om op deze manier een zo goedkoop mogelijke ontwerp te maken. Wanneer de tunnel minder diep aangelegd kan worden, betekent dit ook dat men kan volstaan met kortere afritten. Bij een afname van de aanlegdiepte met een meter, wordt de totale lengte van de tunnel met 22 m verminderd (zie figuur 2.1). Hierbij wordt uitgegaan van een maximale helling voor het verkeer van 4,5 %.



Figuur 2.1: Verhouding diepte/lengte bij helling van 4,5%

De diepte en breedte van de geulen veranderen continu. Hierdoor kan men de minimale ontwerpdiepte van de tunnel niet alleen baseren op gegevens van hoe de bodem er op het moment bij ligt. Stel dat de geul zich in de loop van de tijd gaat verdiepen of dat het diepste punt zich verplaatst, dan zou de gronddekking boven de tunnel te klein kunnen worden en kan de tunnel gaan opdrijven.

Een ander gevaar is dat de geulen zich kunnen verplaatsen. Het is mogelijk dat de geulen op plaatsen van zandbanken komen te liggen en andersom. Zulke processen gaan geleidelijk, maar aangezien de W.O.V. een levensduur van tenminste honderd jaar heeft is het van groot belang om te weten of en hoe de geulen in de toekomst gaan veranderen.

Bij het maken van berekeningen en voorspelling wordt in veel gevallen gebruik gemaakt van computermodellen. Ook voor morfologische verschijnselen zijn reeds enkele modellen ontwikkeld. Het nadeel van deze modellen is dat ze alleen voor eenvoudige verschijnselen gebruikt kunnen worden en dat de mate van betrouwbaarheid is nogal wisselvallig. Doordat de Westerschelde een zeer complex geheel is van zandbanken, geulen en stromingen, is het nog niet mogelijk om dit in een model te verwerken. De invloed van menselijke processen als het vastleggen van oevers en het verplaatsen van zand maken dit nog lastiger. Om toch enig inzicht te krijgen in hoe de geulen en zandbanken zich in de toekomst gaan verplaatsen zal een verwachting gemaakt worden die gebaseerd is op historische gegevens.

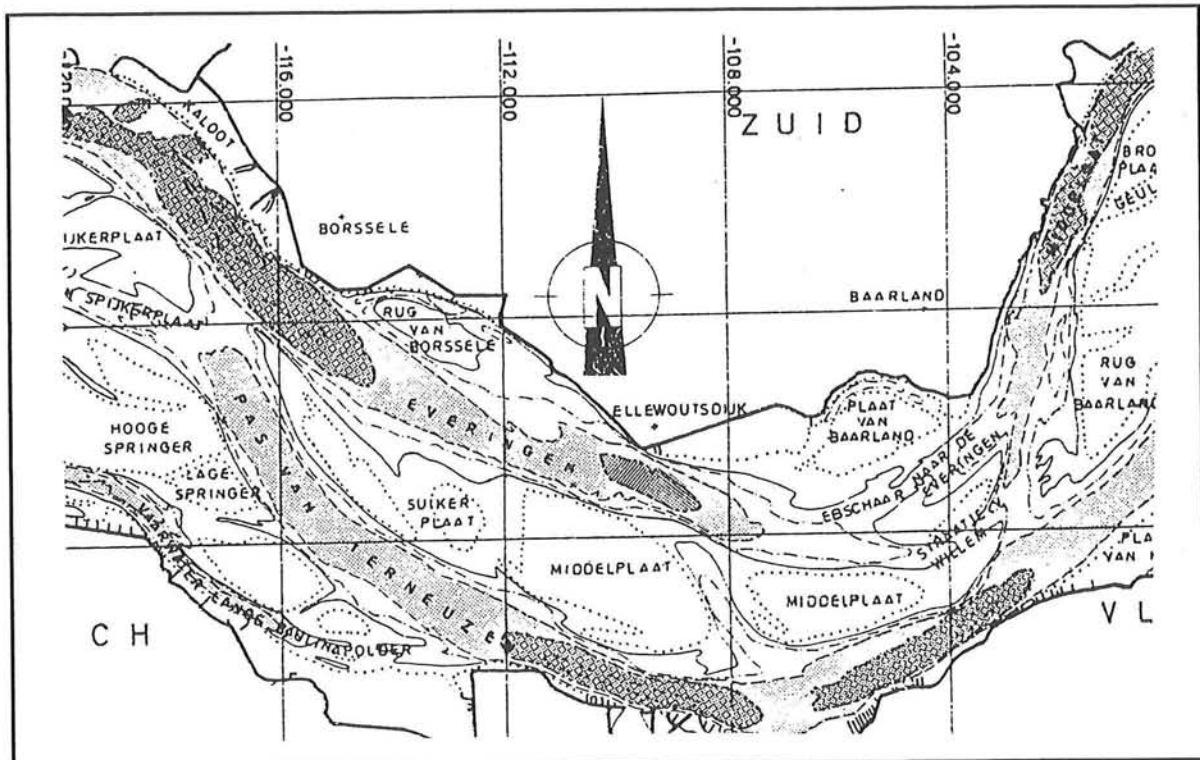
Om later een goede voorspelling te kunnen maken, zullen de dwarsprofielen van de geulen ter plaatse van het tracé en de verandering van het geulenpatroon rondom het tracé bestudeerd worden. Door het bestuderen van dwarsprofielen kunnen gegevens verzameld worden over de ligging en diepte van de bodem. Bestudering van het geulenpatroon is nodig om te zien hoe stabiel de geulen en zandplaten zich gedragen en om te kunnen voorspellen of andere geulen en zandplaten het tunneltracé in de loop van de tijd zullen doorkruisen.

2.3 Het geulenpatroon

2.3.1 De ontwikkelingen

De verwachtingen over hoe het geulenstelsel zich in de loop der jaren zal gaan ontwikkelen, worden gebaseerd op gegevens van hoe het geulenstelsel er vroeger bij lag. In principe is een verwachting nodig van hoe de geulen zich gedragen tijdens de levensduur van W.O.V. (honderd jaar). Om een voorspelling over zo'n lange tijd te maken, is het noodzakelijk om ook het verloop van het geulensysteem over een lange tijd terug te bekijken, en zelfs dan moeten we voorzichtig zijn met het interpreteren van de uitkomsten.

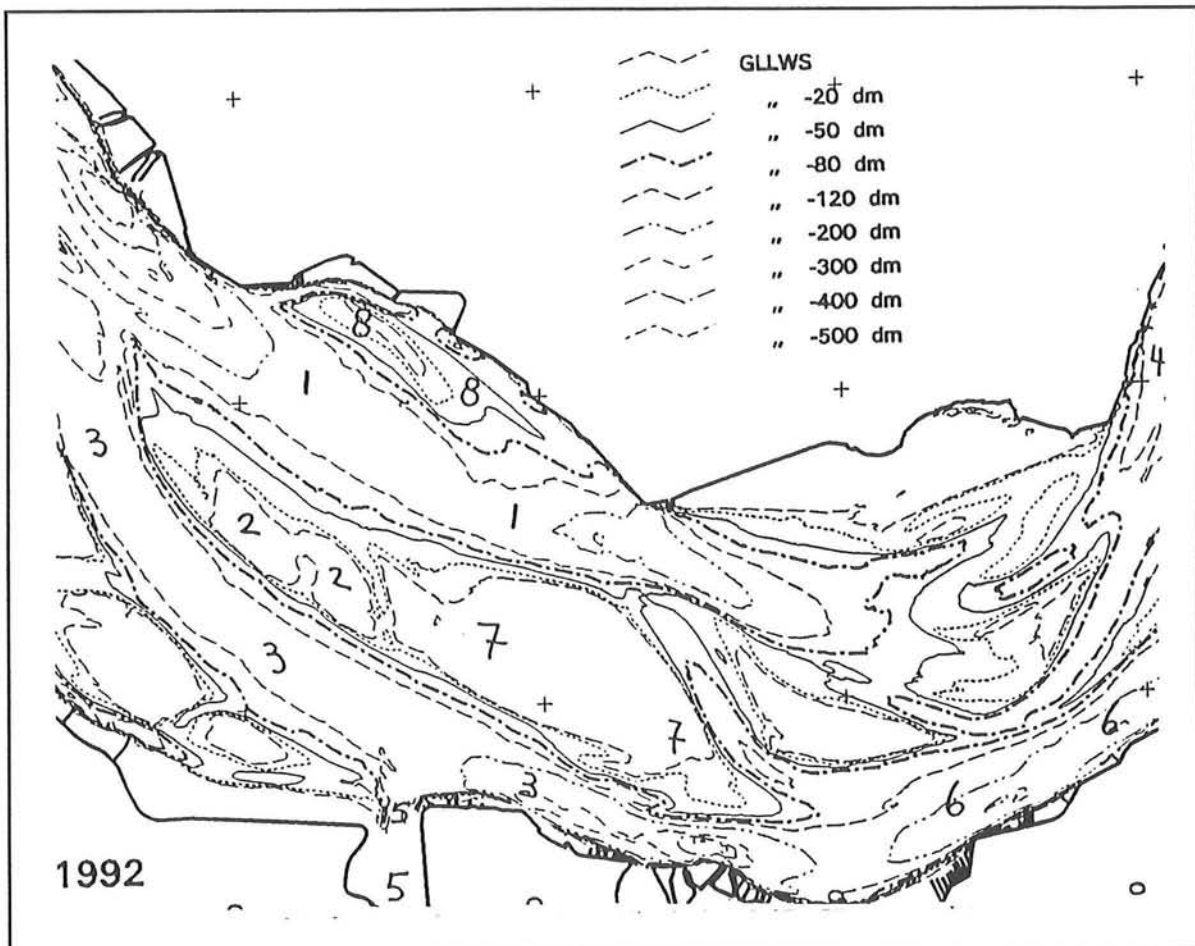
Het is de bedoeling om de geulbewegingen vanaf 1800 in kaart te brengen, hierbij zullen oude diepte-kaarten van de Westerschelde en het computerprogramma Gis gebruikt worden. Gis is een geografisch informatie systeem, meer informatie hierover is te vinden in paragraaf 2.3. In principe biedt Gis meer mogelijkheden en geeft het een beter beeld van de veranderingen in het geulenstelsel. Omdat de gegevens van de bodemprofielen van voor 1955 nog niet digitaal ingevoerd zijn en dus ook niet in Gis inleesbaar zijn, moet er ook met oude dieptekaarten gewerkt worden.



Figuur 2.2: Ligging geulen en zandplaten

De aandacht van het onderzoek zal voornamelijk liggen op de veranderingen van de pas van Terneuzen, de Everingen en alle omliggende zandplaten (zie figuur 2.2).

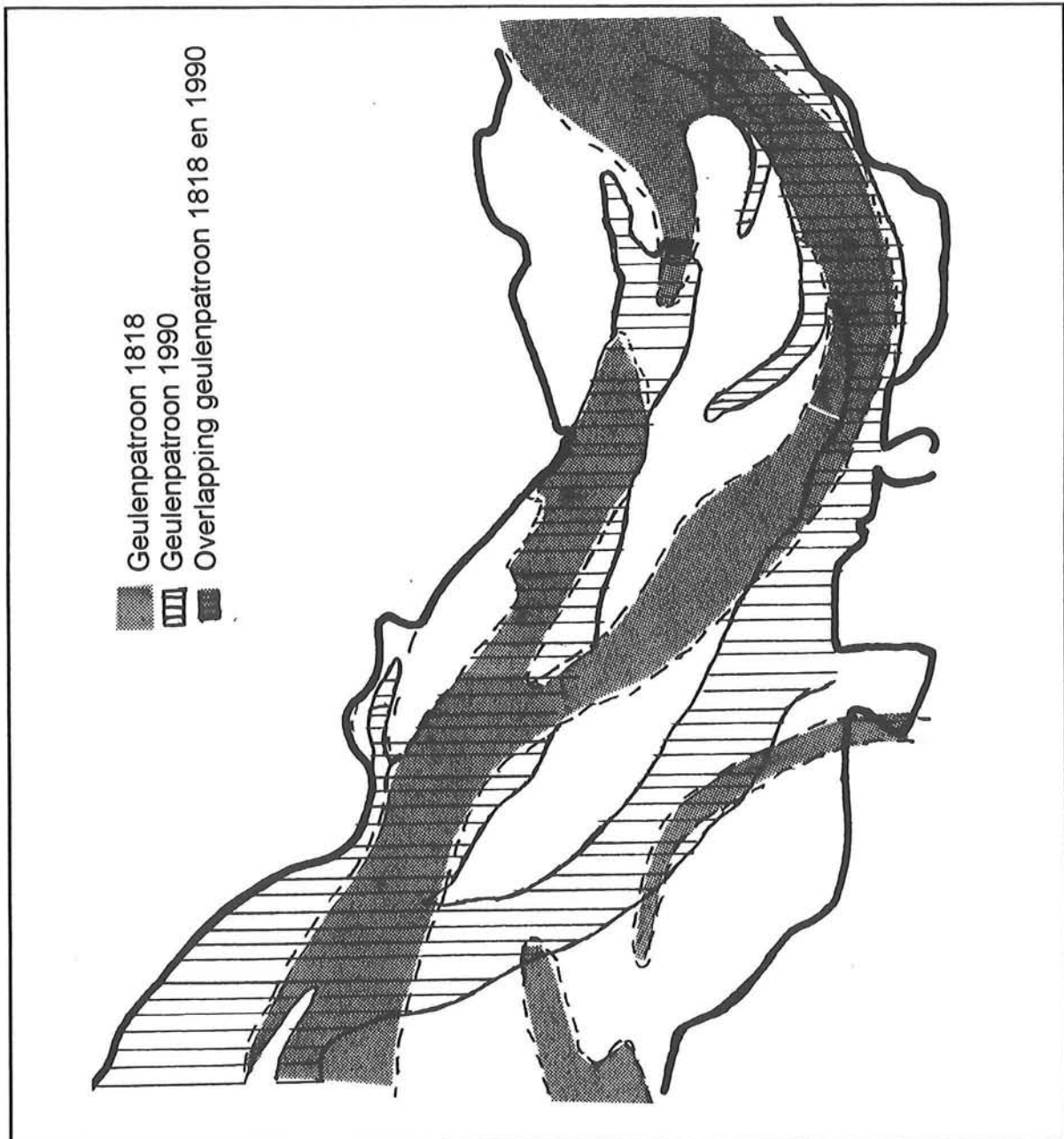
2.3.2 Beschrijving van de veranderingen



Figuur 2.3: Dieptekaart

Allereerst zal aan de hand van oude dieptekaarten bekeken worden hoe het geulenstelsel zich in de loop van de tijd heeft veranderd. De gebruikte kaarten zijn van het jaar 1800 tot en met 1993. Door bestudering van de veranderingen wordt verwacht dat een beter beeld verkregen wordt van de beweging van het geulenstelsel. Het is belangrijk om te onderzoeken of de bewegingen zich volgens een vast patroon verplaatsen. Zo'n patroon kan zich in de tijd herhalen of met een bepaalde snelheid doorzetten. De beschrijving van alle veranderingen is opgenomen in bijlage A2.

Voor de overzichtelijkheid is een figuur gemaakt (figuur 2.4) waarin de belangrijkste verplaatsingen van geulen en zandplaten zijn weergegeven.



Figuur 2.4: Verandering geulenstelsel 1800 - 1990

2.4 Bestuderen van het geulenpatroon m.b.v. Gis

2.4.1 Het programma Gis

Het geografisch informatie systeem (Gis) is een computer-programma waarmee onder andere gegevens van bodemprofielen verwerkt en drie-dimensionaal in beeld gebracht kunnen worden. Verder biedt het de mogelijkheid om een vergelijking te maken tussen de verschillende bodemprofielen.

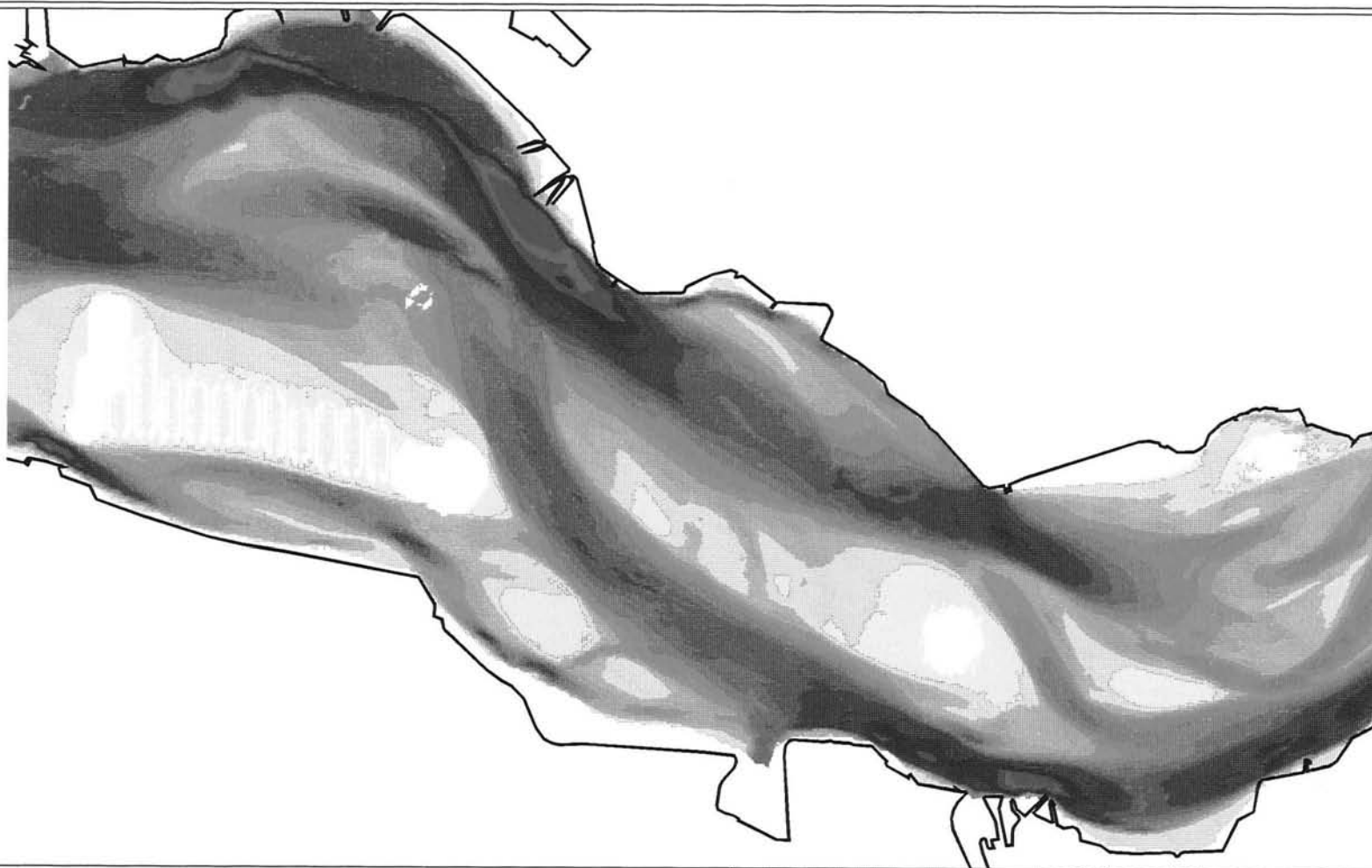
Een figuur wordt opgebouwd uit vele punten waarvan de gegevens, zoals plaatscoördinaten en hoogteligging bekend zijn. Met behulp van het programma Digipol worden de waarden van tussenliggende punten berekend, op deze manier ontstaat een volledige kaart van het betreffende stromingsgebied. Het programma Digipol voert een richtingsgevoelige interpolatie uit, hierdoor ontstaat een goed rasterbeeld van het geulenpatroon.

Door gebruik te maken van dieptelijnen en/of kleuren, kunnen verschillende dieptes aangegeven worden. In figuur 2.6 is een voorbeeld te zien van het weergegeven van diepteverschillen met behulp van kleuren. Figuur 2.5 laat de bodemligging van de Westerschelde in het jaar 1992 zien.

2.4.2 Doel

In dit rapport wordt het Gis-programma gebruikt om de veranderingen van het geulenstelsel te bekijken. Voor het maken van de kaarten is gebruik gemaakt van het Gis-programma van de Rijkswaterstaat te Middelburg. De grootte van het gebied kan men zelf instellen. Bij het maken van de kaarten is het gebied zo gekozen dat de pas van Terneuzen, de Everingen en alle aansluitende geulen en/of zandplaten te zien zijn.

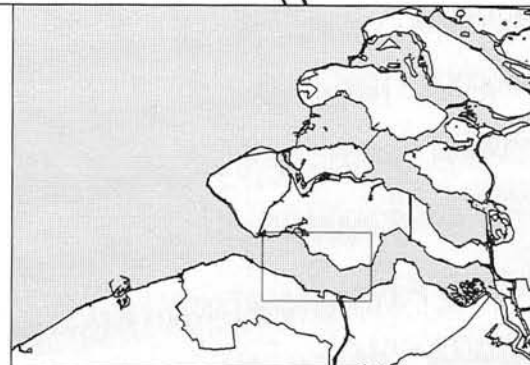
Een goed beeld van de bodemveranderingen wordt verkregen door kaarten die aangeven hoeveel grond per plaats is gesedimenteerd of geërodeerd. Deze verschilkaarten kunnen verkregen worden door het bodemprofiel van het ene jaar te verminderen bij een bodemprofiel van een ander jaar. Een voorbeeld hiervan is te zien in figuur 2.6 De erosie wordt weergegeven met groene kleuren en de sedimentatie met gele en bruine kleuren. Er zijn ook dieptelijnen (0 en 5 m) in de kaarten aangebracht, hiermee worden de liggingen van zandplaten aangegeven. Door de dieptelijnen van twee verschillende bodemprofielen in een kaart te tekenen, worden de verplaatsingen van de zandbanken zichtbaar.



Legenda

dieper dan -45 meter	-15 tot -12.5 meter	-4000	-1250
-45 tot -40 meter	-12.5 tot -10 meter	-3500	-1000
-40 tot -35 meter	-10 tot -7.5 meter	-3000	-750
-35 tot -30 meter	-7.5 tot -5 meter	-2500	-500
-30 tot -25 meter	-5 tot -2.5 meter	-2000	-250
-25 tot -20 meter	-2.5 tot N.A.P.	-1750	0
-20 tot -17.5 meter	N.A.P. tot 2.5 meter	-1500	250
-17.5 tot -15 meter	-4500	-1500	3 Km.

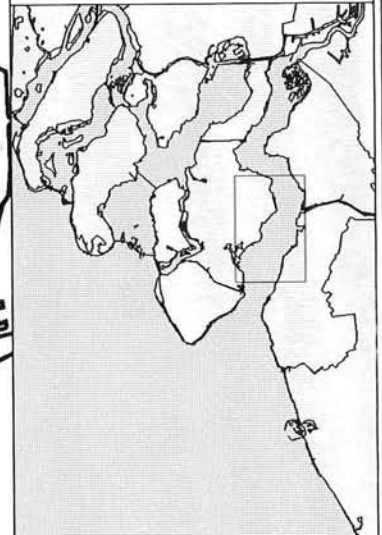
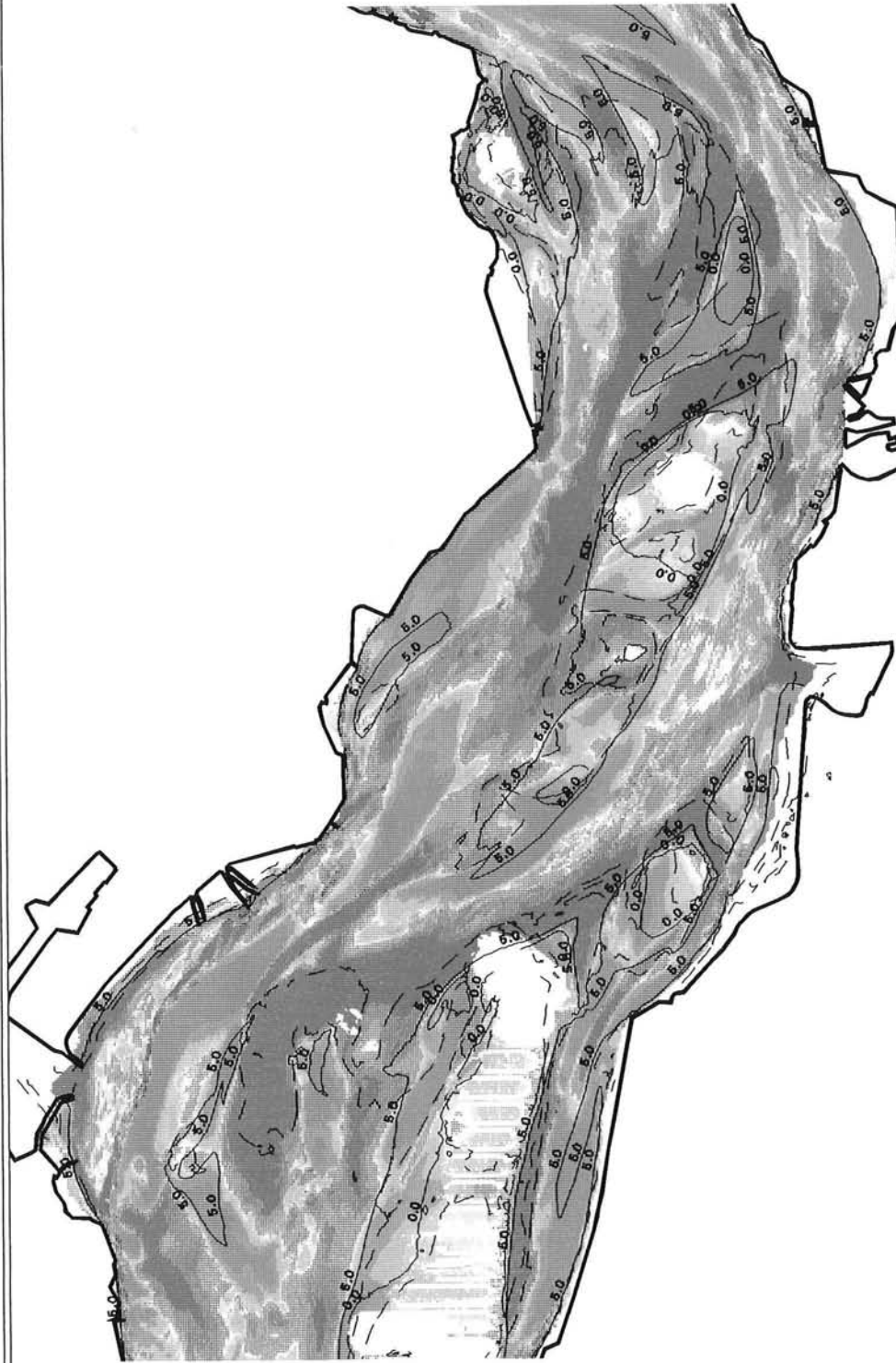
Schaal 1:102015









2.4.3 Beschrijven veranderingen






Omdat de interesse uitgaat naar hoe de geulen zich de komende honderd jaar gaan bewegen, heeft het weinig zin om de veranderingen per jaar te bekijken. De bodemprofielen zullen over een periode van ongeveer tien jaar vergeleken worden en daarnaast zal een kaart (figuur 2.6) gemaakt worden waarin de veranderingen over zevenendertig jaar worden weergegeven. De gemaakte kaarten en bijbehorende beschrijvingen zijn te vinden in bijlage A2.

Verder op in het hoofdstuk zal ingegaan worden op hoe de bewegingen zich verder zullen ontwikkelen en wat de gevolgen zijn voor de ontwerpdiepte van tunnel.



Legenda

-  meer dan 4 m erosie
-  2 tot 4 m
-  1 tot 2 m
-  0.4 tot 1 m
-  0.2 tot 0.4 m erosie
-  geen verschil
-  0.2 tot 0.4 m sedimentatie
-  0.4 tot 1 m

-  1 tot 2 m
-  2 tot 4 m
-  meer dan 4 m sedimentatie
-  Dieptelijn 1992_1
-  Dieptelijn 1955_1



2.5 Processen in de Westerschelde

2.5.1 Inleiding

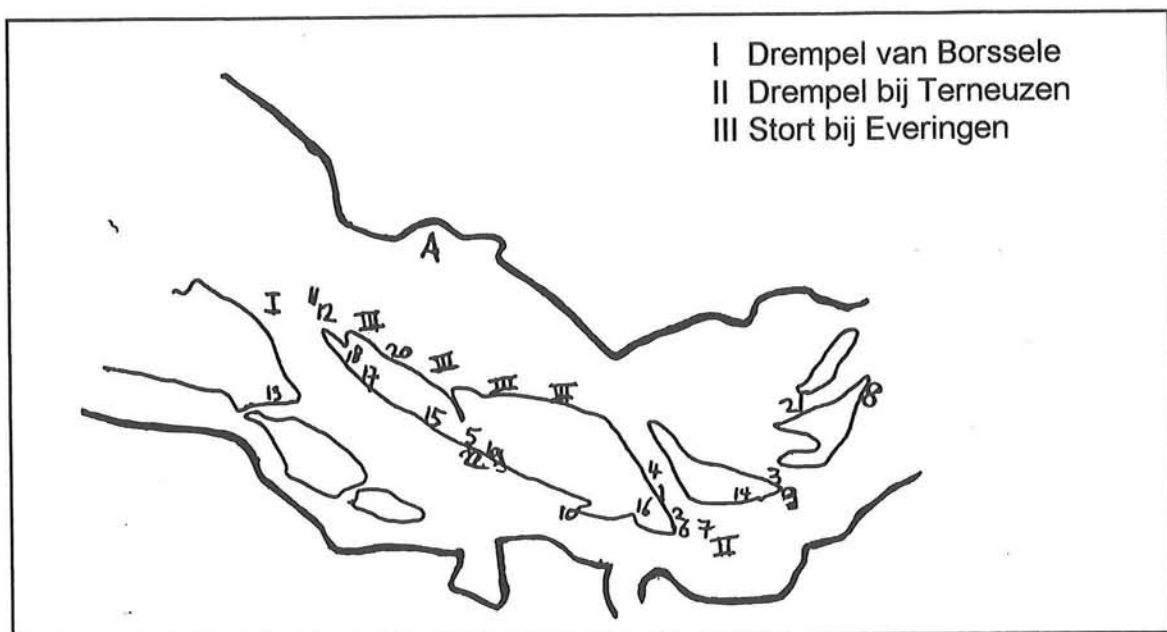
In het vorige gedeelte is te zien dat de geulen en zandplaten in de Westerschelde aan veranderingen onderhevig zijn. Voordat een verwachting voor de toekomst gemaakt wordt, zal eerst bekeken worden welke processen de veranderingen beïnvloeden.

De processen zijn in twee hoofdgroepen te verdelen. De ene groep bestaat uit veranderingen die door menselijk ingrijpen zijn veroorzaakt en de andere groep uit natuurlijke processen.

2.5.2 Menselijke ingrepen

De menselijke ingrepen in de Westerschelde bestaan voornamelijk uit baggerwerkzaamheden en het vastleggen van oevers en geulen. Om inzicht te krijgen in of een hoeveelheid zand verplaatst is door natuurlijke processen of door menselijk ingrijpen, zullen we de baggerwerkzaamheden rond de Everingen en de pas van Terneuzen in kaart brengen. In figuur 2.7 zijn de plaatsen waar gebaggerd of gestort wordt weergegeven. In de tabellen is af te lezen hoeveel materiaal er per locatie en periode wordt verplaatst.

In de Westerschelde wordt zand gewonnen door concessiehouders, derden en voor verdiepingen.



Figuur 2.7: Bagger en stortlocaties rondom de Middelpaalt

Hoeveelheid gewonnen zand voor verdiepingen.

jaartal	drempel van Borssele [m ³]	drempel bij Terneuzen [m ³]	stort bij de Everingen [m ³]
1971	0	0	0
1972	0	0	0
1973	1238444	0	619220
1974	536044	0	440000
1975	1503067	0	1500360
1976	1805551	0	1306270
1977	101176	0	531200
1978	262418	0	2822059
1979	1314731	0	1312689
1980	1214218	134334	652682
1981	918211	42585	1013000
1982	783708	0	397677
1983	1213023	6577	606193
1984	1110328	21694	565799
1985	1525609	4778	1400000
1986	906786	4191	901730
1987	459376	2056	464853
1988	517600	2189	464853
1989	704866	0	396548
1990	769086	0	360313
1991	908148	2532	457239
1992	701015	139381	429050
1993	563562	100184	338493

Tabel 2.8: Zandverplaatsing per periode

In de onderstaande tabel worden de hoeveelheid zand die door derden is gewonnen weergegeven.

lokatie	jaartal	hoeveelheid [m ³]
1	1960	409449
2	1962	234000
3	1962	82464
4	1965	1050558
5	1966	663507
6	1967	378300
7	1967	891962
8	1968	238799
9	1969	580270
10	1970	88800
11	1972	720000
12	1972	484000
13	1972	284000
14	1973	720689
15	1974	19700
16	1977	682907
17	1977	483367
18	1977	516881
19	1978	444594
20	1983	1149072
21	1983	51826
22	1986	16300

Tabel 2.9: Zandwinning door derden

Binnen het door ons onderzochte gebied werd er door de concessiehouders alleen op plaats A (zie figuur 2.7) zand gewonnen. Vanaf 1978 werd er zo'n 400.000 m³ per jaar gewonnen, voor 1978 werd er aanzienlijk minder zand gewonnen.

2.5.3 Invloed baggeren

In het door ons te onderzoeken gebied kan het winnen en verplaatsen van zand pas vanaf 1970 grote invloed op de ontwikkeling van het geulenpatroon hebben gehad. Voor 1970 werd ook al gebaggerd, maar de hoeveelheden waren veel kleiner en het waren vaak zandwinnings die eens in de vijf jaar voorkwamen. Na 1970 wordt er begonnen met het op diepte brengen van de drempels voor en achter de pas van Terneuzen en tevens wordt er specie gestort aan de zuidelijke rand van de Everingen.

Als we de kaart van de baggergebieden vergelijken met de kaart van de geulveranderingen (figuur 2.7) dan valt op dat over het algemeen zand wordt gedumpt op plaatsen waar erosie optreedt en dat zand wordt gewonnen op plaatsen waar aanzanding plaatsvindt. Op deze manier wordt er voor gezorgd dat een gedeelte van het zand dat in dit gebied wordt geërodeerd, weer wordt gecompenseerd en zo zal de zuidelijke oever van de Everingen minder snel achteruit gaan dan wanneer men dit niet zou doen.

2.5.4 Vastleggen geulen en oevers

Een ander menselijk ingrijpen is het vastleggen van oevers en geulen. Door het bedijken van de oevers is een gebied afgebakend waarbinnen de stromingen hun eigen weg moeten vinden. Eventuele uitbreiding van het stromingsgebied van de Westerschelde is hiermee beëindigd. Met behulp van dijken zijn ook enkele gebieden ingepolderd waardoor het kombergingsvolume is afgenomen.

Het vastleggen van gedeeltes van geulen heeft ongeveer hetzelfde effect als het bedijken, nu wordt de geul in z'n bewegingsvrijheid gehinderd en hoopt men dat de geul op zijn plaats blijft liggen. Dit proces is goed te zien bij de oever van Terneuzen. Doordat de geul hier is vastgelegd, is de ligging van de oever niet meer veranderd.

2.5.5 Verdieping Westerschelde

Als men een tunnel willen ontwerpen met een levensduur van honderd jaar, dan moet ook aandacht besteed worden aan toekomstplannen die het tunnelontwerp kunnen beïnvloeden. Een van deze plannen is de verdieping van de Westerschelde.

De haven van Antwerpen heeft een verzoek ingediend om de drempels tussen enkele geulen te mogen verlagen. Hierbij zal de drempel van Borssele verdiept worden van een diepte van -14,5 m NAP naar -16 m NAP en de drempel van Terneuzen wordt verdiept van -14 m NAP naar -16 m NAP.

Het is moeilijk om te voorspellen wat voor invloed de verdiepingen op de ontwikkeling van de geul heeft. Met het verdiepen van deze twee drempels zal waarschijnlijk ook de diepte van de tussengelegen geul veranderen. Als de drempels lager liggen zal er meer water door de geul gaan stromen en zal er een evenwichtsprofiel ontstaan met een groter nat oppervlak. Een gedeelte van de toename van het profiel zal komen door het verbreden van de geul en een ander gedeelte uit verdieping van de geul. Ter plaatste van het tunneltracé betaamt de bodem van de Pas van Terneuzen grotendeels uit Boomse klei en de noordelijke oever uit zand. Omdat het zand sneller erodeert dan de Boomse klei, zal de toename in de breedte van de geul waarschijnlijk groter zijn dan de toename in de diepte.

Over het algemeen hebben kleine veranderingen van de drempels niet zo'n grote invloed op de geul. Om meer zekerheid te hebben omtrent de verdieping die zal gaan optreden is nader onderzoek noodzakelijk. Hierbij zouden soortgelijke situaties bestudeerd kunnen worden of men kan modelproeven gaan doen. In dit rapport wordt rekening gehouden met een verdieping van een halve meter. De schatting van deze waarde is gebaseerd op de slechte erodeerbaarheid van de Boomse klei en de niet al te grote invloed van de drempelverlaging op de rest van het geulprofiel.

2.5.6 Natuurlijke processen

De Westerschelde is een meanderend estuarium dat zich richting de Noordzee toe verbreedt. Vroeger zorgden voornamelijk de natuurlijke processen voor de vormgeving van het estuarium, de laatste vijftig jaar bepalen processen als baggeren en bedijking in grote mate het gedrag van het estuarium.

De natuurlijke processen die zorgen voor de verplaatsing van de geulen en zandplaten zijn: erosie en sedimentatie. Deze processen zijn weer afhankelijk van het stromingspatroon, stroomsnelheid, golfinvloed en de bodemsamenstelling.

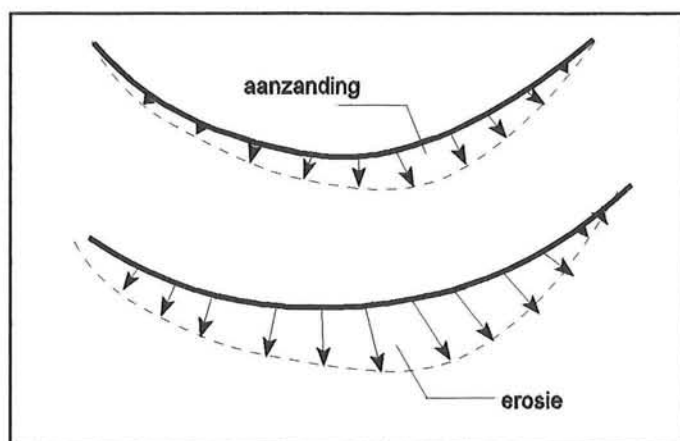
Men spreekt van erosie als er meer zand wegspoelt dan dat er neerslaat en van sedimentatie als er meer zand neerslaat dan dat er wegspoelt. Boven bepaalde stroomsnelheden kan het zand in beweging komen en getransporteerd worden. In bijlage A1 is meer informatie over het in beweging komen van het sediment te vinden.

Over het algemeen treedt sedimentatie op in gebieden met relatief rustig water (lage stroomsnelheden) of gebieden waar afname van de stroomsnelheid plaatsvindt. Stroomsnelheden kunnen afnemen bij relatief ondiepe gedeelten of bij vergroting van het doorstroomprofiel. Bij ondiepere gedeelten wordt de invloed van de bodem groter (meer wrijving) en over deze gebieden wordt een kleinere hoeveelheid water getransporteerd. Bij vergroting van het profieloppervlak wordt dezelfde hoeveelheid water over een groter oppervlak verspreid, hierdoor zal de stroomsnelheid afnemen en zal er meer zand sedimenteren dan dat ervoor werd geërodeerd.

Sedimentatie gebieden in de Westerschelde zijn onder andere de zandplaten en de drempels. Het meeste water wordt via het geulenstelsel getransporteerd, hier vindt men dan ook de grotere stroomsnelheden. Op de ondiepe platen is de stroomsnelheid veel kleiner, hierdoor wordt er minder zand weggevoerd en heeft het sediment tijd om te bezinken. De drempels bevinden zich tussen twee bochten van een geul. Doordat de drempelgebieden breder zijn dan de geulen kan het water zich over een groter oppervlak verspreiden en zal de stroomsnelheid afnemen.

Daarnaast sluiten de eb- en vloedgeul in het drempelgebied niet op elkaar aan, hierdoor kan ook een vertraging van de waterstroming optreden. Door de afnamen van de watersnelheden kan in het drempelgebied sedimentatie optreden en deze gebieden zullen dan ook ondieper zijn dan de geulen.

In het meanderende geulenstelsel bevinden zich vele bochten. Doordat het bodemprofiel uit erodeerbare materialen bestaat, hebben de bochten de neiging om zich te gaan verleggen. In de bocht is een spiraalstroming (zie bijlage A1) die sediment naar de binnenbocht transporteert, hierdoor vindt er aanzanding plaats in de binnenbocht en erosie in de buitenbocht. Rivierbochten hebben dan ook de neiging om zich in de richting van de buitenbocht te verplaatsen. Dit verschijnsel is ook waar te nemen als we de veranderingen van het geulenstelsel in de Westerschelde gaan bekijken. In de loop van de tijd hebben de bochten zich naar buiten toe verlegt.



Figuur 2.10: Bochtverlegging

2.6 Voorspelling van de geulontwikkeling

De Pas van Terneuzen en de Everingen zijn in principe vrij stabiele geulen. De geulen hebben de afgelopen tijd nog wel veranderingen ondergaan maar die waren niet van dien aard dat het geulenpatroon er veel anders uit kwam te zien.

De verplaatsingen van de geulen en de zandbanken zien er op het eerste gezicht onoverzichtelijk uit. Toch is er nog enig verband tussen de verplaatsingen van de geulen rond de Middelplaat. Er is een patroon te zien waarbij de oevers over het algemeen aanzanden in de binnenbocht en eroderen in de buitenbocht. Het is te verwachten dat dit proces zich de komende tijd zal handhaven. Naast het proces van de bochtverlegging is in de Westerschelde ook een stromingspatroon zichtbaar waarbij de vloedstroom voornamelijk door de Everingen stroomt en de ebstroom grotendeels door de Pas van Terneuzen. Op de gedeelten waar deze stromen ten gevolge van de oeverligging moeten afbuigen zal de kust gaan eroderen. Door de aanleg van een oeverbescherming kan achteruitgang van de kust voorkomen worden (toegepast bij het gedeelte rondom en ten oosten van Terneuzen).

De buitenbocht van de Pas van Terneuzen zal onder invloed van de eroderende kracht van de ebstroom zich verder zuidwaarts willen verplaatsen en de binnenbocht (bij de Middelplaat) zal door aanzandingen ook iets zuidelijker komen te liggen. Het westelijke gedeelte van de pas van Terneuzen zal zich wel naar buiten toe kunnen verbreden, maar in de buurt van Terneuzen zijn de oevers met behulp van zinkstukken vastgelegd en dus zal hier de kust niet achteruit kunnen gaan. Wanneer op dit gedeelte langs de Middelplaat aanzanding plaats vindt, zal de oppervlakte van het dwarsprofiel verkleinen. Bij een kleiner dwarsprofiel en een dezelfde hoeveelheid af te voeren water, wordt de stroomsnelheid groter. Ten gevolge van de hogere stroomsnelheid is er meer erosie en zal het dwarsprofiel van de geul weer toenemen totdat het een globaal evenwicht heeft gevonden. Bij de Everingen is een zelfde soort beeld zichtbaar, er is erosie in de buitenbocht en aanzanding in de binnenbocht. Doordat hier de buitenbocht (bij de Middelplaat) niet is vastgelegd, zal de Everingen zich in de toekomst iets naar het zuiden toe verleggen. Door het storten van zand in de buitenbocht wordt dit proces iets afgeremd.

Door de erosie aan de bovenkant (bij de Everingen) en de aanzanding aan de onderkant (bij de Pas van Terneuzen) verplaatst de Middelplaat zich iets naar het zuiden. De verplaatsingen zullen in de grote zijn van vijf tot tien meter per jaar. Of deze verplaatsingen zich door blijven zetten hangt af van de natuurlijke processen en het menselijke ingrijpen.

Een minder stabiele geul is de Zuid-Everingen. Deze geul verplaatst zich met twee à driehonderd meter per tien jaar richting de Middelpmaat. Men moet er rekening mee houden dat deze ontwikkeling zich door kan zetten. In dat geval zou de Zuid-Everingen misschien over de Middelpmaat komen te lopen. Doordat de Zuid-Everingen maar een geringe diepte heeft (maximaal 12 m) hoeft dit voor het tunnelontwerp geen gevolgen te hebben. Het gebied ten oosten van de Zuid-Everingen is voor het ontwerp van de tunnel van minder belang.

Op de Middelpmaat is een plek te zien waar erosie optreedt, deze plek is ondiep en ligt redelijk ver van het tunneltracé dus waarschijnlijk zal deze plek zich niet dusdanig gaan ontwikkelen dat we er rekening mee moeten houden.

Hoofdstuk 3: Bestudering dwarsprofielen

3.1 Inleiding

3.1.1 Het diepste punt

Naast informatie over hoe het geulensysteem zich gaat gedragen, is het voor het ontwerp van de tunnel ook van groot belang om te weten hoe het dwarsprofiel verandert ter plaatse van het tracé. Wanneer het dwarsprofiel erg veranderlijk is zal dit de ligging van de tunnel beïnvloeden (extra dekking is dan gewenst). Omdat de tunnel onder het dwarsprofiel doorloopt, gaat de aandacht voornamelijk uit naar het onderste gedeelte van het dwarsprofiel. Hierbij is het belangrijk om te weten hoe de taluds en de ligging, breedte en diepte van het diepste punt veranderen.

3.1.2 Opzet dwarsprofiel

Al geruime tijd worden dieptemetingen uitgevoerd in de Westerschelde. Doordat ook in de nabijheid van het tunneltracé metingen zijn uitgevoerd, is er voldoende informatie omtrent de ligging van de bodem. Een dwarsprofiel van de geul kan verkregen worden door de dieptewaarden van een rij meetpunten (die haaks op de geul staan) in een grafiek uit te zetten. Wanneer de verschillende punten met elkaar verbonden worden ontstaat een dwarsprofiel. Hierbij dient men wel rekening te houden met het feit dat in het gebied tussen de meetpunten geen informatie beschikbaar is. Het gemaakte dwarsprofiel en dus ook de maximale diepte kan iets afwijken van de werkelijkheid.

Om te zien hoe de dwarsprofielen vroeger waren en om een idee te krijgen van hoe ze in de toekomst kunnen veranderen, zullen de dwarsprofielen van de pas van Terneuzen en de Everingen gedurende de periode 1955 - 1993 bestudeerd worden. De periode van voor 1955 wordt niet bekeken omdat goede informatie over die tijd ontbreekt. Verder stond in die tijd de Braakman nog in verbinding met de Westerschelde, hierdoor was het kombergingsgebied groter en is een goede vergelijking van de dwarsprofielen van voor 1955 en erna moeilijk.

In het nu volgende gedeelte worden de dwarsprofielen van de pas van Terneuzen en de Everingen apart behandeld.

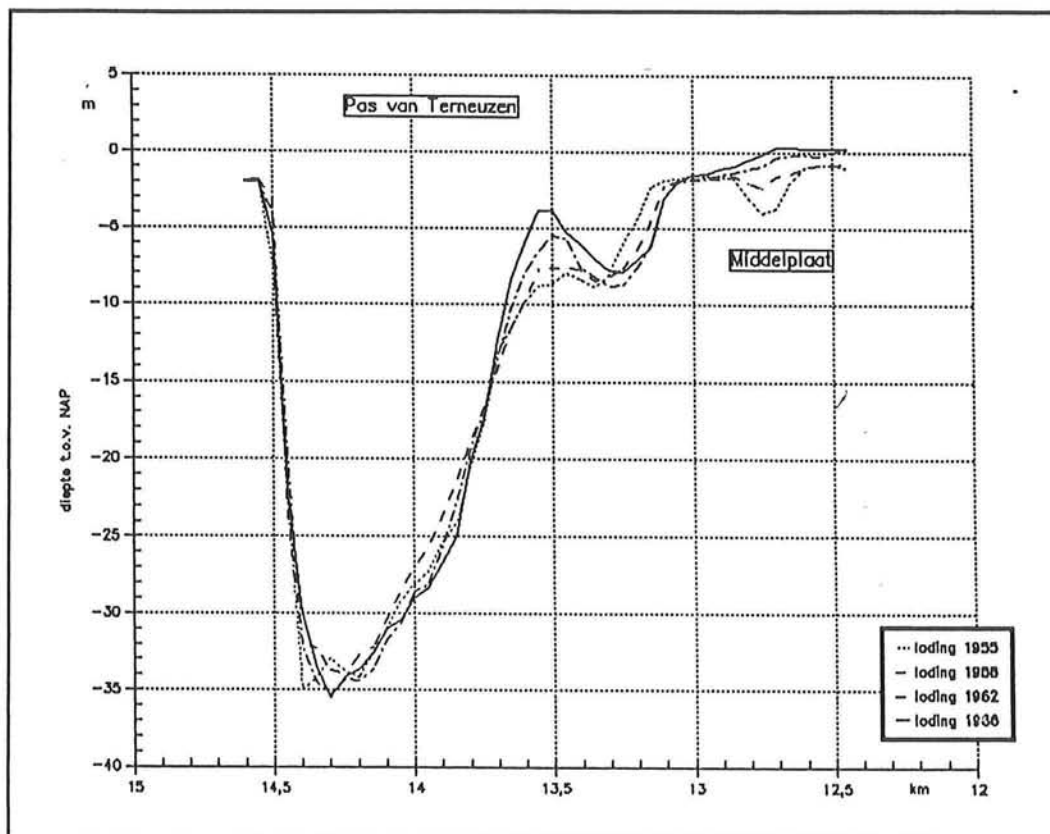
3.2 De pas van Terneuzen

3.2.1 Vergelijking dwarsprofielen

Om de dwarsprofielen goed te kunnen vergelijken, worden meerdere dwarsprofielen in een grafiek uitgezet. Hierdoor wordt een beter beeld verkregen van hoe de dwarsprofielen ten opzichte van elkaar verschuiven.

Allereerst zullen dwarsprofielen vergeleken worden met een tussenperiode van ongeveer vier jaar, dit wordt gedaan om te zien of de profielen in een korte periode grote veranderingen kunnen ondergaan en om een nauwkeuriger beeld van de diepteveranderingen te krijgen. Hierna zullen de profielen nog een keer met grotere tijdstappen (tien jaar) vergeleken worden.

In figuur 3.1 zijn enkele dwarsprofielen uitgezet. Alle andere dwarsprofielen zijn te vinden in bijlage A2.



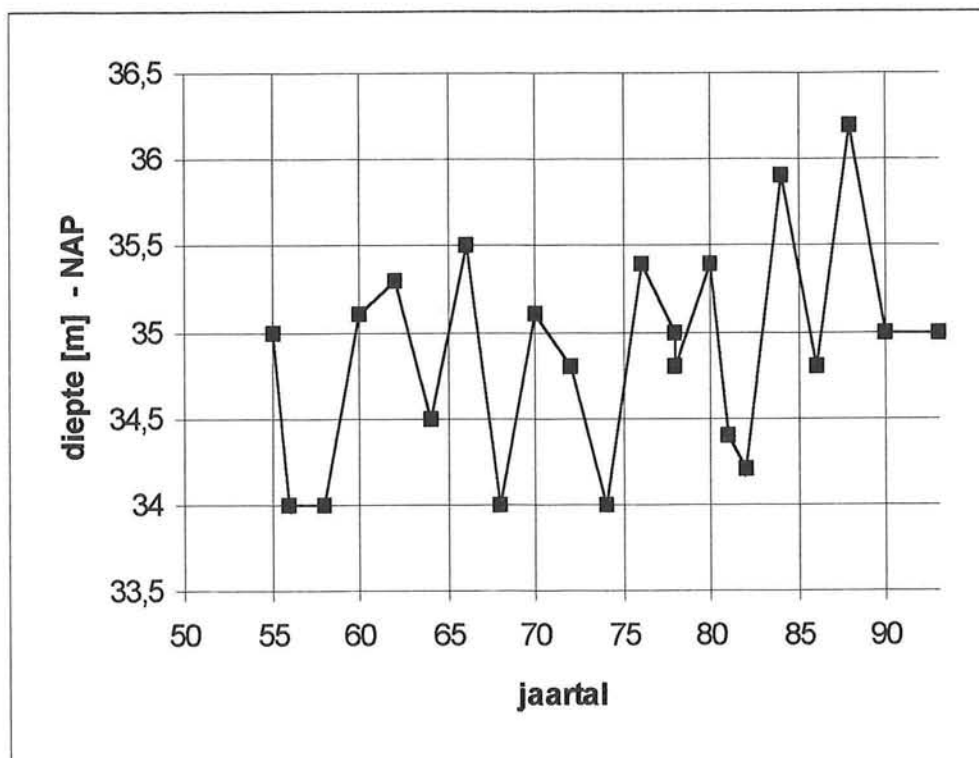
Figuur 3.1: Dwarsprofielen pas van Terneuzen 1955-66

3.2.2 Verplaatsing diepste punt

Wanneer in een later stadium de minimale gronddekking boven de tunnel bepaald moet worden, is informatie omtrent het diepst gelegen punt van de geul essentieel. De ligging van dit diepste punt bepaald grotendeels de aanlegdiepte van de tunnel. De benodigde informatie bestaat uit inzicht in de verandering en ligging van de diepte, breedte en ligging van het diepste punt. Een beter inzicht verkrijgt men wanneer de gegevens in een grafiek worden weergegeven. In de grafiek kunnen de diepte, breedte en ligging tegen de tijd uitgezet worden. De grafieken zijn hieronder weergegeven.

3.2.2.1 Verandering diepte

Om te zien of er enig verband is in de ontwikkeling van de diepte, zijn de diepste punten tegen de tijd uitgezet. In figuur 3.2 is hiervan het resultaat te zien. De waarde van de diepste punten zijn bepaald aan de hand van de dwarsprofielen (zie bijlage A).



Figuur 3.2: Ligging diepste punten

Wanneer het verloop van de diepste punten in de tijd nader bestudeerd wordt, is te zien dat de gemiddelde diepte toeneemt. Om een beeld te krijgen van hoe groot deze toename is, zal door de meetgegevens een lijn getrokken worden. De ligging van de lijn moet zodanig zijn dat de ligging van de diepste punten goed wordt weergegeven. Er zijn verschillende methoden om zo'n lijn te bepalen. In dit rapport is gebruik gemaakt van de kleinste kwadraten methode. In bijlage A is het principe van deze methode beschreven en is de berekening voor de bepaling van de lijn te vinden.

Voor de lijn volgt de volgende vergelijking:

$$y_{(x)} = -34,5 - 0,020 \cdot (t - 1955) \quad \text{voor } t \geq 1955$$

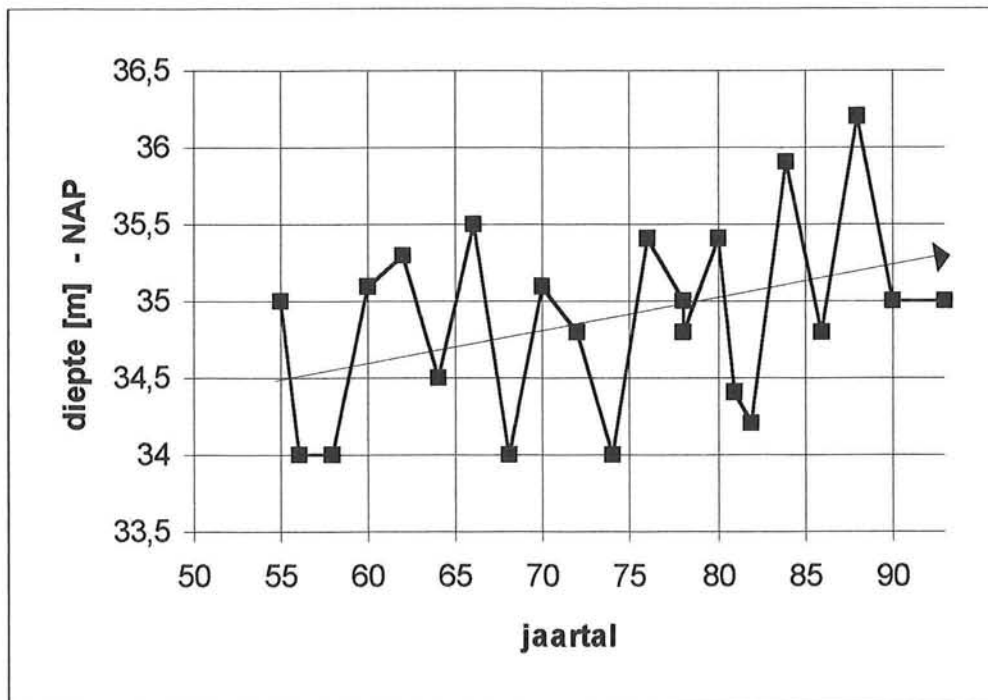
$$y_{(x)} = -35,3 - 0,020 \cdot (t - 1993) \quad \text{voor } t \geq 1993$$

y = diepte

t = jaartal

σ = standaardafwijking = 0,58

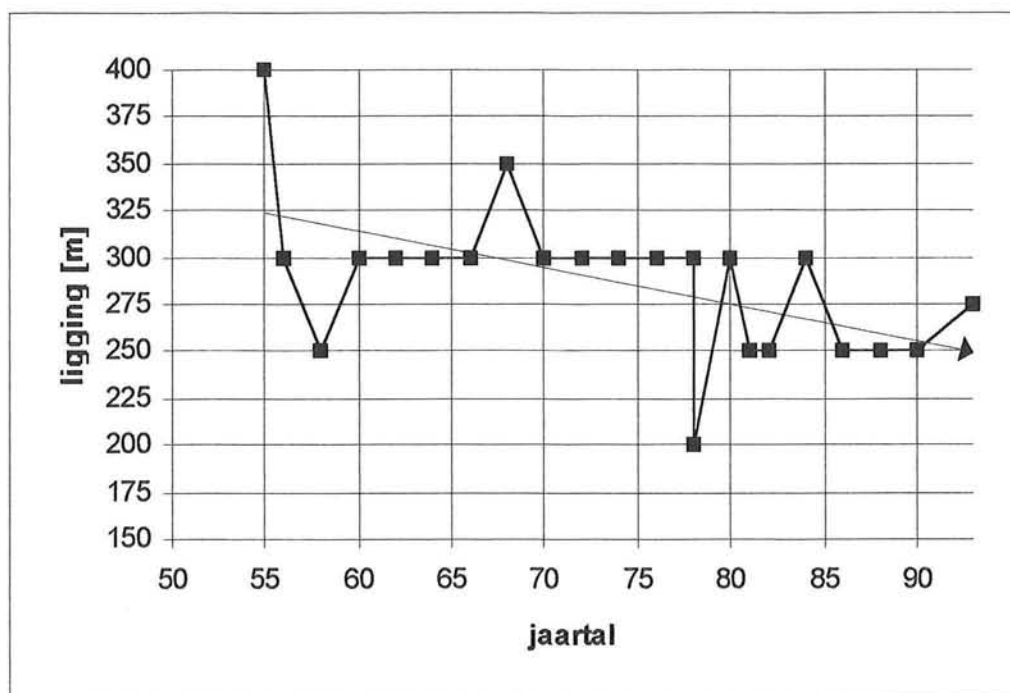
De lijn geeft aan dat de diepte met gemiddeld twee centimeter per jaar toeneemt.



Figuur 3.3: Toename gemiddelde diepte in de tijd

3.2.2.2 Ligging van het diepste punt

Naast de diepte verandert de ligging van het diepste punt ook over de breedte van het dwarsprofiel. Van ieder diepste punt is de ligging ten op zichte van een vast punt bepaald. De afstand van het vaste punt tot het diepste punt dient als maatstaaf voor de verandering in de breedte.



Figuur 3.4: Verandering ligging diepste punt

Bij de ligging van het diepste punt is ook een tijdseffect aanwezig. De lijn in grafiek 3.4 is op dezelfde manier bepaald als de lijn in grafiek 3.3. De vergelijking die bij deze lijn hoort is:

$$y_{(x)} = 322,8 - 1,89 \cdot (t - 1955) \quad \text{voor } t \geq 1955$$

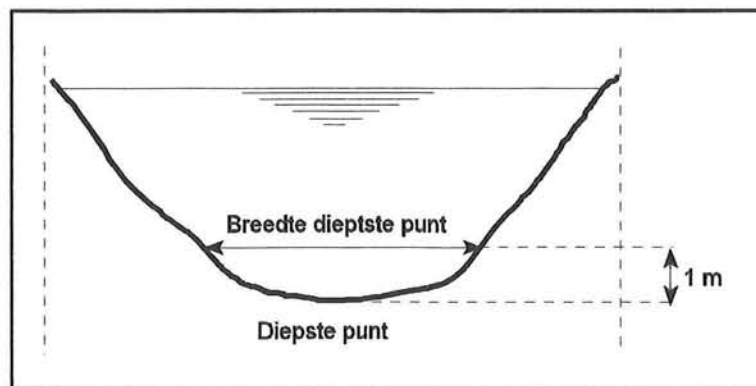
$$y_{(x)} = 251,0 - 1,89 \cdot (t - 1993) \quad \text{voor } t \geq 1993$$

$$\text{met } \sigma = 34,34$$

De lijn geeft aan dat de gemiddelde ligging van het diepste punt zich ongeveer twee meter per jaar richting de Middelploot verplaatst.

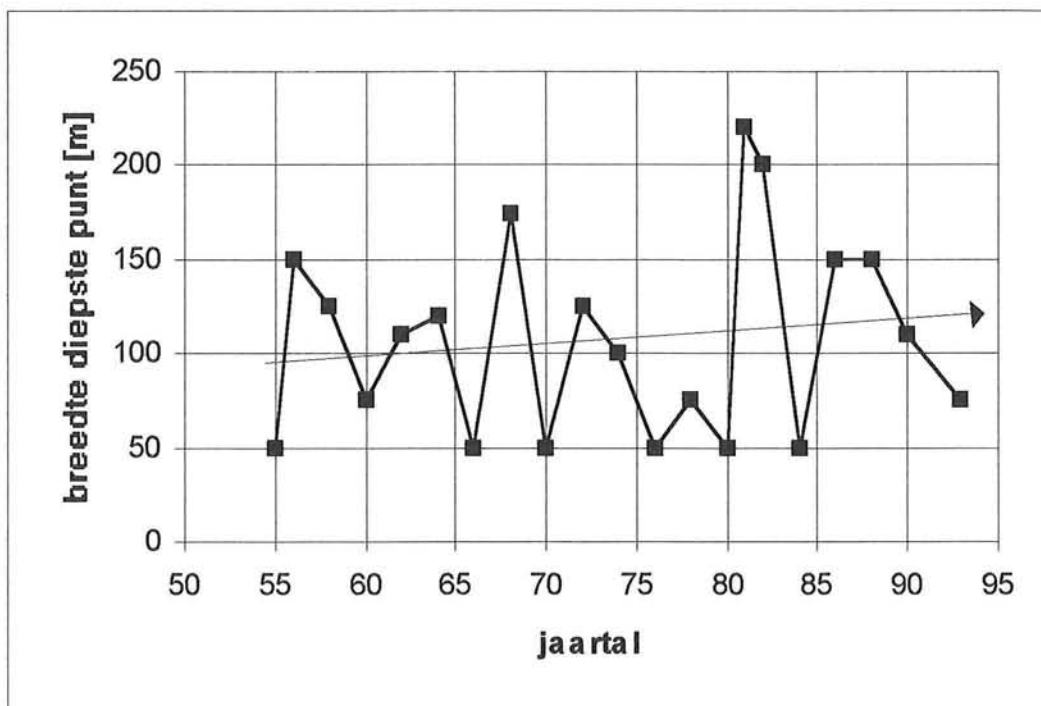
3.2.2.3 Verandering breedte diepste punt

Als maat voor de breedte van het diepste punt is de afstand genomen tussen de twee punten die beide een meter ondieper liggen dan het diepste punt (zie figuur 3.5).



Figuur 3.5: Definitie van de breedte van het diepste punt

De verandering van de breedte in de loop van de tijd is te zien in grafiek 3.6.



Figuur 3.6: Afstand breedte diepste punt

Ook bij de breedte van het diepste punt is een klein tijdseffect te zien. Het verband wordt weergegeven door:

$$y_{(x)} = 95,3 + 0,57 \cdot (t - 1955) \quad \text{voor } t \geq 1955$$

$$y_{(x)} = 117 + 0,57 \cdot (t - 1993) \quad \text{voor } t \geq 1993$$

De toename van de breedte van het diepste punt bedraagt ongeveer een halve meter per jaar. Ten opzichte van een gemiddelde breedte van zo'n honderd meter is dit nauwelijks merkbaar.

3.2.3 Verwachtingen profielverandering

Na bestudering van de dwarsprofielen zien we dat het profiel tijdens de periode 1955 - 1993 een vrij stabiel beeld vertoont. Er hebben verplaatsingen van vijftig tot honderd meter plaatsgevonden, maar als we ons realiseren dat de breedte van de geul zo'n 2.5 Km bedraagt, dan zijn deze verplaatsingen relatief klein te noemen. In principe zou men in de buitenbocht (de rechter oever) een achteruitgang van het profiel verwachten (zie bijlage A2), het profiel blijft hier toch stabiel liggen doordat op grote delen van deze oever een oeververdediging is aangebracht. De veranderingen die plaatsvinden tussen NAP en NAP -10 m aan de linkeroever zullen niet nader bekeken worden. De tunnel komt op dit gedeelte dusdanig diep te liggen dat veranderingen op deze diepte het ontwerp van de tunnel niet beïnvloedt.

Voor het ontwerp van de tunnel is het belangrijk om te weten wat de maximale diepte van de geul is en over welke breedte deze diepte kan optreden. Door het uitzetten van de diepste punten tegen de tijd, is gebleken dat de gemiddelde diepte toeneemt met twee centimeter per jaar. Naast deze verdieping verplaatst het diepste punt zich met gemiddeld twee meter per jaar richting de Middelpaas. Bij het ontwerp van de tunnel moet men er aan denken dat de meetpunten om deze gemiddelde lijnen heen liggen. Naast het in rekening brengen van deze gemiddelde veranderingen, zal men ook een schatting moeten maken van hoever een meetpunt van deze gemiddelde lijn af kan liggen.

Een probleem is dat niet alleen de natuur een rol van betekenis speelt. Door menselijk ingrijpen wordt geprobeerd om de geulen op diepte te houden. Zo zal door het verdiepen van de drempels (zie toekomst Westerschelde), het dwarsprofiel ter plaatse van het tracé ook kunnen verdiepen. Dit gegeven zal in het achterhoofd gehouden moeten worden zodat men later bij het bepalen van de minimale dekking

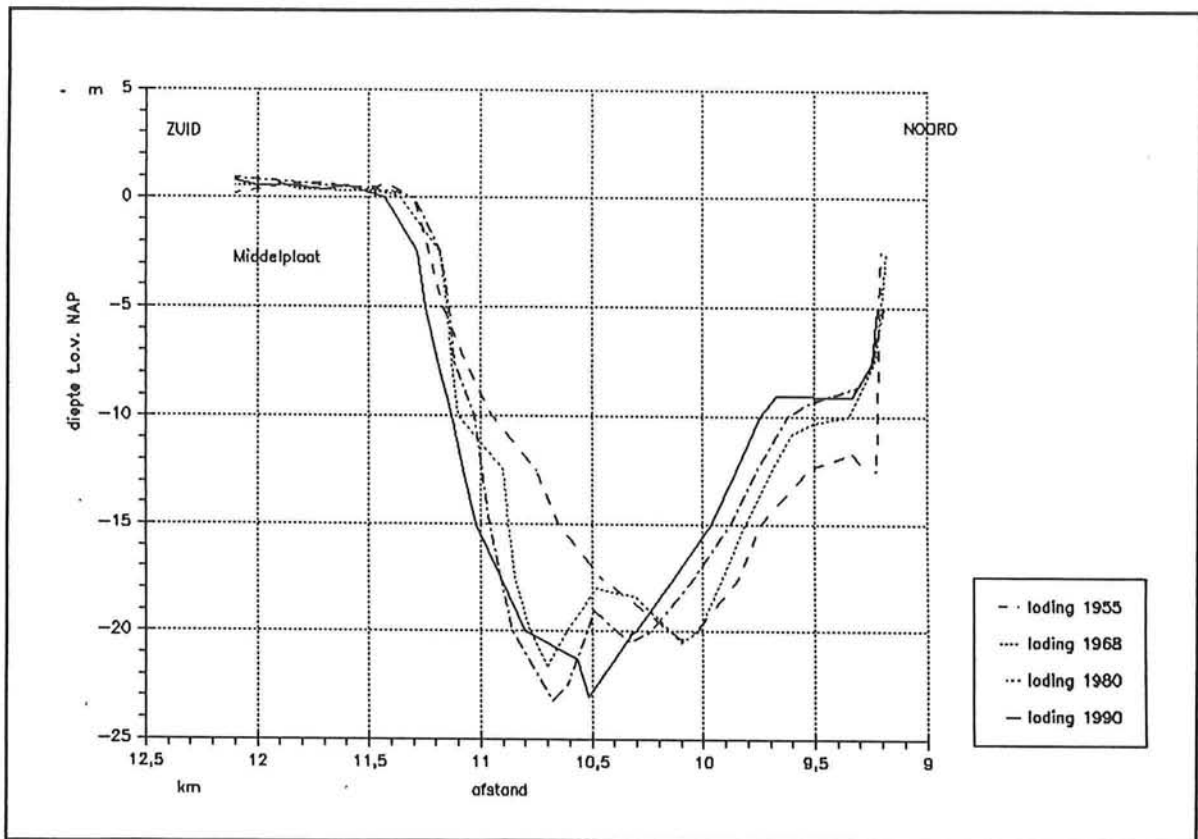
van de tunnel niet voor verrassingen komt te staan.

Uit de bestudering van de dwarsprofielen volgt dat men rekening moet houden met een bodemverlaging van twee centimeter per jaar en een extra halve meter ten gevolge van het verdiepen van de drempels.

3.3 De Everingen

3.3.1 Verandering dwarsprofiel

Voor het bekijken van de veranderingen die opgetreden zijn of gaan optreden, wordt hetzelfde proces gevolgd als bij de Pas van Terneuzen. Om te beginnen worden van de dwarsprofielen weer diagrammen gemaakt. De diagrammen zijn te vinden in bijlage A2, naast de diagrammen zijn bij ieder figuur de belangrijkste veranderingen beschreven.



Figuur 3.7: Dwarsprofiel Everingen 1955 - 1990

3.3.2 Verandering diepte

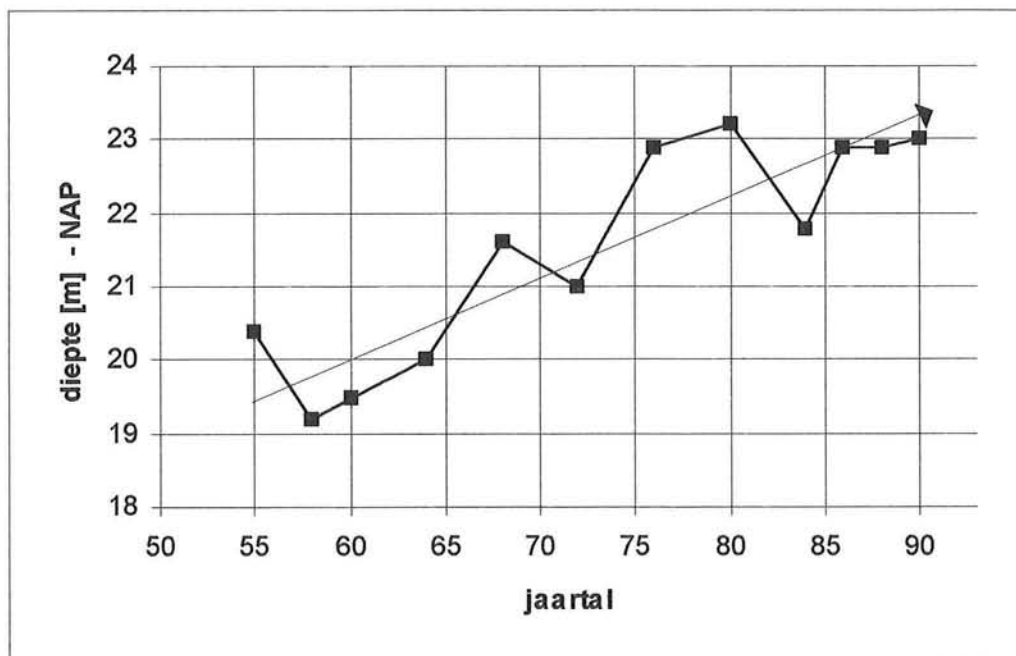
Om een goede verwachting te maken van of en hoeveel dieper de Everingen in de toekomst komt te liggen, zullen de diepste punten van de geul tegen de tijd worden uitgezet. In figuur 3.8 is het resultaat te zien. Net zoals bij de Pas van Terneuzen is ook bij de Everingen te zien dat de geul zich verdiept in de loop van de tijd. De grootte van deze verdieping zal weer aan de hand van een lijn door de dieptepunten worden bepaald, hierbij zal weer gebruik gemaakt worden van de kleinste kwadraten methode.

Voor de lijn wordt de volgende vergelijking gevonden:

$$y_{(x)} = -19,5 - 0,11 \cdot (t - 1955) \quad \text{voor } t \geq 1955$$

$$y_{(x)} = -23,7 - 0,11 \cdot (t - 1993) \quad \text{voor } t \geq 1993$$

De gemiddelde diepte neemt toe met elf centimeter per jaar. Deze toename is vijf maal zo groot als bij de Pas van Terneuzen, maar ten opzichte van een diepte van 23 meter is deze verdieping niet verontrustend.

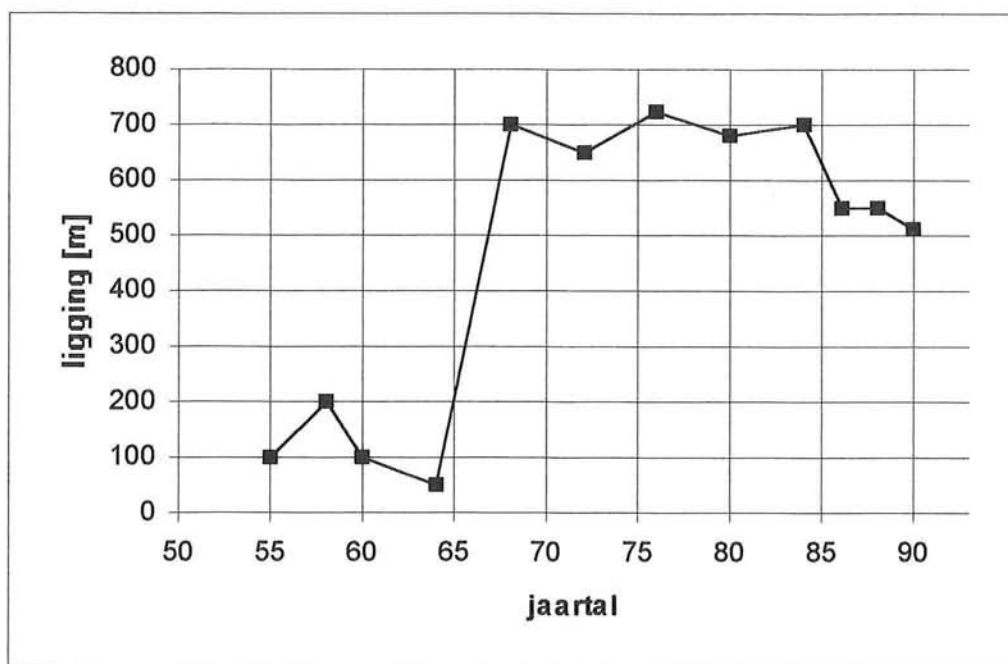


Figuur 3.8: Diepste punten van de Everingen

3.3.3 Ligging

Het verloop van de ligging van het diepste punt tegen de tijd is weergegeven in figuur 3.9. Te zien is dat het diepste punt zich in de loop van de tijd richting de Middelplaat verplaatst. Deze verplaatsing wordt voornamelijk veroorzaakt door een grote verplaatsing tussen 1964 en 1968. Na deze tijd verplaatst het diepste punt zich geleidelijk van de Middelplaat af, waarschijnlijk wordt deze verplaatsing veroorzaakt door het storten van zand.

Doordat de verplaatsing voornamelijk door een grote sprong veroorzaakt wordt, zal niet geprobeerd worden om een rechtlijnig verband tussen de meetpunten te vinden.



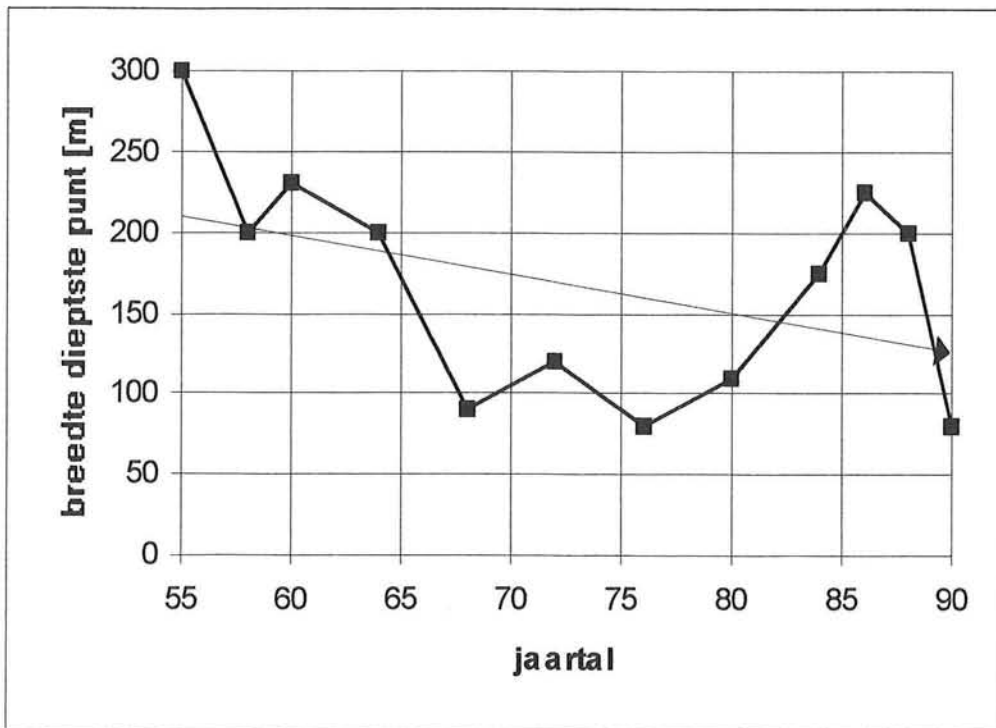
Figuur 3.9: Ligging diepste punten Everingen

3.3.4 Breedte diepste punt

Bij de breedte van het diepste punt is een gemiddelde afname van de breedte te zien. De vergelijking van de lijn die deze gemiddelde afname weergeeft is:

$$y_{(x)} = 213,5 - 2,5 \cdot (t - 1955) \quad \text{voor } t \geq 1955$$

$$y_{(x)} = 118,5 - 2,5 \cdot (t - 1993) \quad \text{voor } t \geq 1993$$



Figuur 3.10:Verandering breedte dieptste punt

3.3.5 Verwachtingen voor het dwarsprofiel

De veranderingen bij de Everingen zijn groter dan die bij de Pas van Terneuzen. De vorm van het dwarsprofiel blijft in grote lijnen wel hetzelfde, de grootste veranderingen treden op bij het diepste gedeelte van de geul. De wanden van de geul verplaatsen zich geleidelijk richting de Middelplaat (aanzanding in de binnenbocht en erosie in de buitenbocht). Het diepste punt verplaats zich gemiddeld ook richting de Middelplaat, opvallend is hierbij de grote verplaatsing (600 m) die tussen 1964 en 1968 heeft plaatsgevonden. Na 1968 heeft het diepste punt een kleine neiging om zich iets van de Middelplaat af te bewegen, waarschijnlijk heeft het storten van zand hier invloed op. Wanneer men stopt met het storten van zand is er een grote kans dat het dwarsprofiel zich weer richting de Middelplaat gaat verplaatsen.

Naast veranderingen in de breedte treden er ook veranderingen op ten aanzien van de diepte. De laatste veertig jaar neemt de diepte van de geul toe met gemiddeld tien centimeter per jaar.

3.4 Invloed van de morfologie op het tunnelontwerp

In de hoofdstukken 2 en 3 is de ontwikkeling van de geulen en de dwarsprofielen in de omgeving van het tunneltracé bestudeerd. Voor de overzichtelijkheid wordt nu puntsgewijs beschreven welke morfologische processen de diepteligging van de tunnel beïnvloeden. Er is alleen een voorspelling van de te verwachten verdiepingen gemaakt omdat deze bepalend voor het tunnelontwerp zijn. Als de geulen zouden aanzanden is dit lastig voor de scheepvaart, maar voor het evenwicht van de tunnel is dit alleen maar gunstig.

- 1) Het tracé van de tunnel ligt in een deel van de Westerschelde dat nauwelijks aan verandering onderhevig is. Bij het ontwerpen mag men er van uitgaan dat de geulen en zandplaten in dit gedeelte op ongeveer dezelfde plaats blijven liggen.

- 2a) De ligging van het diepste punt beïnvloed het ontwerpproces. Bij de pas van Terneuzen is het diepste punt niet aan grote veranderingen onderhevig. Bij de bestudering van de diepste punten blijkt dat de diepte gemiddeld met twee centimeter per jaar toeneemt. Ten opzichte van de diepte van de geul (35 m) is twee centimeter verwaarloosbaar klein, maar over een levensduur van honderd jaar kunnen deze kleine toenamen toch een rol van betekenis spelen. Naast de verdieping moet men ook rekening houden met het feit dat het diepste punt zich met twee meter per jaar richting de Middelplaat verplaatst. Verdiepingen ten gevolge van het verlagen van de drempels zullen waarschijnlijk geen grote invloed hebben.

- 2b) Bij de Everingen zijn de verplaatsingen wat groter. De geul verdiept zich met zo'n tien centimeter per jaar. De ligging van het diepste punt heeft tussen 1964 en 1968 zeshonderd meter richting de Middelplaat verplaatst, na deze verplaatsing beweegt het diepste punt zich iets in de tegenover gestelde richting.

- 3) Het tracé van de tunnel doorsnijdt de Middelplaat, er is een kans dat de Zuid-Everingen ter plaatse van het tracé over de Middelplaat komt te lopen. In dat geval zou de diepte op de Middelplaat zich verlagen tot -7.5 a -10 m NAP.

Deel 2

Evenwicht bij geboorde tunnel
&
aanpassingen gronddekking

Hoofdstuk 4: Geboorde tunnels

4.1 Inleiding

De laatste jaren wordt rondom ons heen steeds meer gebruik gemaakt van geboorde tunnels. In Nederland is een grote ervaring op het gebied van afgezonken tunnels, maar de ervaring op het gebied van geboorde tunnels is minimaal. In Nederland is de ontwikkeling van boortechnieken voor de ondergrondse tunnelbouw nog niet ver gevorderd omdat de aanwezigheid van slappe grondlagen en de hoge grondwaterstanden niet goed geschikt waren voor deze manier van tunnelbouw. Op het moment is de tunnelbouw in Japan en Duitsland zo ver gevorderd dat daar, met behulp van de schildmethode in dezelfde soort grondlagen wel tunnels geboord worden.

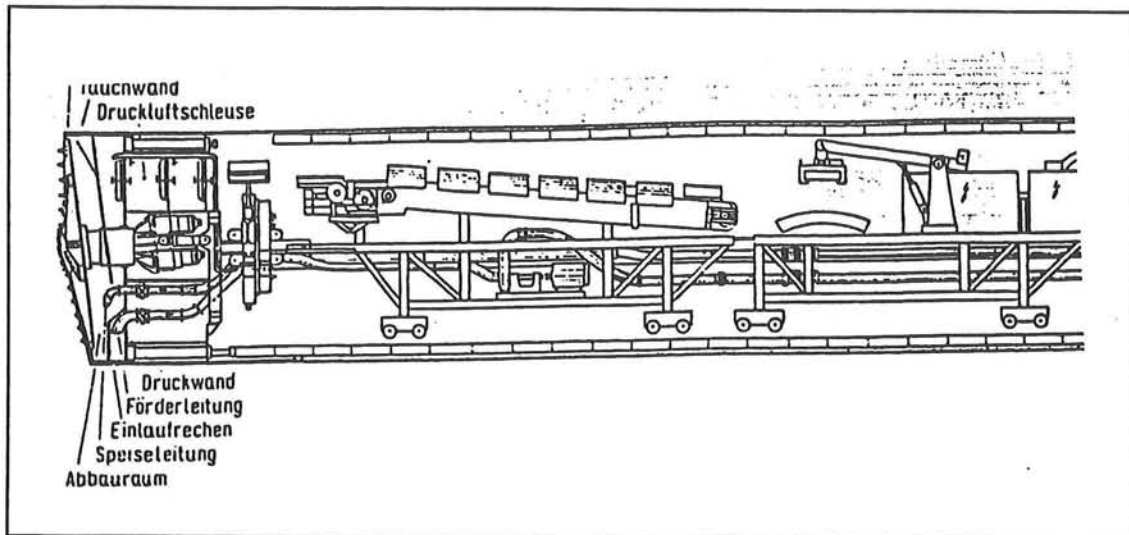
In Nederland kan de boortechniek gebruikt worden in drukke stedelijke gebieden waar open bouwputten niet wenselijk zijn of ter vervanging van de afzinkmethode bij het kruisen van waterwegen.

4.2 De schildmethode

Bij de schildmethode (zie figuur 4.1) worden alle werkzaamheden uitgevoerd in een holle stalen cilinder die in z'n totaal wordt voortbewogen door middel van vijzels. Alle werkzaamheden vinden in de cilinder plaats. Aan de voorkant wordt de grond ontgraven en als het nodig is wordt het ontgravingsfront ondersteund en kan het waterdicht worden afgesloten. In de staart van het schild worden de nieuwe tunnelringen geplaatst. Meestal bestaan deze uit ronde betonnen of gietijzeren geprefabriceerde segmenten of schaaldelen die in staat moeten zijn om de grond-drukken en de vijzelkrachten op te kunnen nemen. Het schild bestaat meestal uit een cirkelvormige doorsnede, bij deze vorm zijn de segmenten goed te plaatsen en kunnen de op de tunnel werkende krachten goed opgenomen worden. Bij de staart wordt de ruimte die ontstaat tussen de ontgraving en de tunnelringen volgespoten met grout en kan met behulp van vijzels het boorfront voorwaarts geschoven worden.

Inplaats van de schildmethode kan men ook gebruik maken van de doorpersmethode. Hierbij worden geprefabriceerde buizen vanaf het startpunt voortgedrukt en wordt het schild alleen gebruikt voor het ontgravingsproces. De doorpersmethode heeft grotere beperkingen ten aanzien van de tunneldiameter, om bij het doorpersen de wrijving tussen de grond en de tunnelringen te verminderen

kan men de buitenkant van de buizen een glijmiddel aanbrenge of men kan gebruik maken van tussenstations.



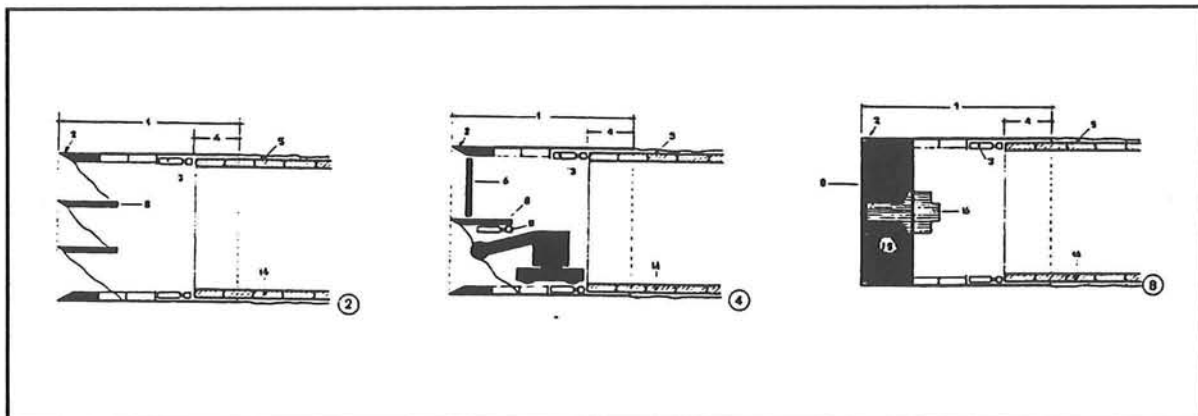
Figuur 4.1: Cilinder van een hydroschild (figuur overgenomen uit de Ingenieur)

4.3 Het ontgravingsproces

Het ontgraven kan plaatsvinden met behulp van de hand tot en met een volledig gemechaniseerd proces.

4.3.1 Handmatig proces

Het gebruik van handschilden kan men bij bijna alle grondsoorten toepassen. Zolang het ontgravingsfront stabiel is, zijn er geen extra maatregelen nodig. Het ontgravingsproces vindt plaats door middel van met de hand bediende graafmachines of met de hand. Wanneer de diameter van de tunnel te groot wordt, kan men besluiten om tussen bordessen aan te brengen. Als onder de waterspiegel en in doorlatende grond gewerkt wordt kan verhoogde luchtdruk of het verlagen van de grondwaterspiegel, een uitkomst bieden tegen het grondwater.



Figuur 4.2: Ontgravingsprocessen (figuur afkomstig uit de Ingenieur)

4.3.2 Mechanisch proces

Mechanisch ontgraven is vooral rendabel bij grote tunneltrajecten. Er kan gekozen worden uit een semi-gemechaniseerd schild en een volmechanisch schild. Het schild bestaat uit een roterend graafblad dat voorzien is van tanden of snijranden. Als de grond droog is kan deze door middel van instelbare openingen naar binnen gelaten worden. Bij een grond-vloeistof mengsel wordt de grond vermengd met een vloeistof zodat een mengsel ontstaat dat door leidingen naar de oppervlakte

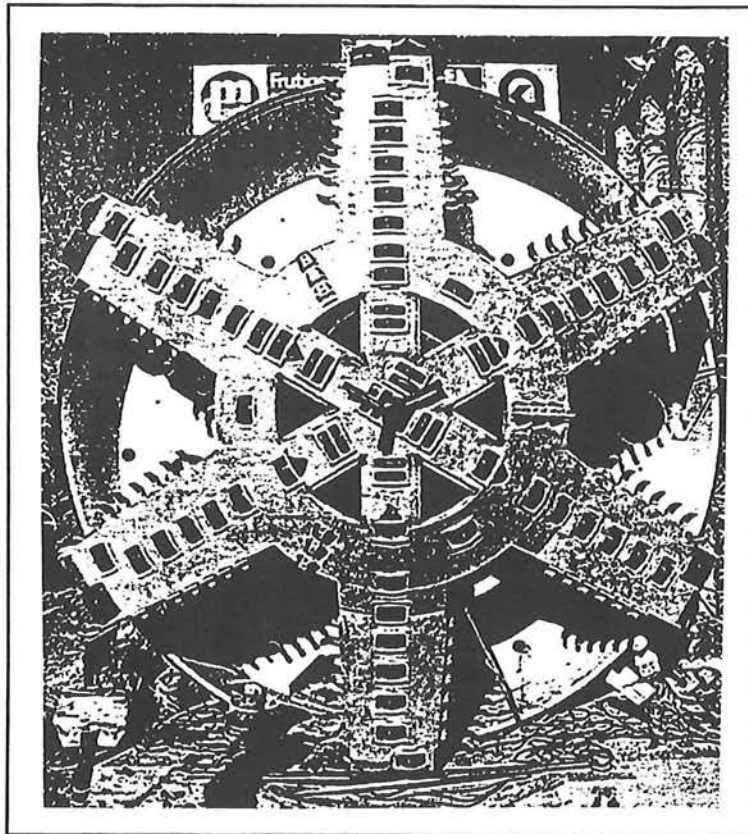
gepompt kan worden. Aan de oppervlakte wordt de grond van de vloeistof gescheiden en wordt de vloeistof weer teruggepompt.

De ondersteuning van het ontgravingsfront kan op verschillende manieren plaatsvinden. Bij mechanische ondersteuning wordt het front ondersteund met behulp van schilden en steunplaten. Bij vloeistofschilden wordt de ondersteuning verleend door bijvoorbeeld een bentoniet-watersuspensie onder druk in de werkkamer aan te brengen. Bij gronddrukbalansschilden bestaat de ondersteuning van het graaffront uit de te ontgraven grond. De ontgraven grond wordt hierbij verkneed en met behulp van een vijzel afgevoerd. Om de plastische eigenschappen van de grond te verbeteren kan men schuim of bentoniet aan de grond toevoegen.

De moderne schilden die in Nederland te gebruiken zijn, kunnen onderverdeeld worden in de volgende drie groepen:

- Vloeistofschilden
- Gronddrukbalansschilden
- Mixschilden (bijvoorbeeld een combinatie van een vloeistofschild en een gronddrukbalansschild)

Al deze schilden zijn geschikt om in slappe grondlagen en onder de waterspiegel te werken.



Figuur 4.3: Vooraanzicht graafwiel

4.4 Grondeigenschappen

Voordat men een keuze kan maken uit een van de boormethodes, zal men over de juiste grondgegevens moeten beschikken. In Nederland worden deze gegevens meestal verkregen door het uitvoeren van sonderingen of grondboringen.

Belangrijke gegevens zijn: - De dikte en samenstelling van de grondlagen.

- De fysische en mechanische eigenschappen van de grond.
- Het verloop van de grondlagen langs het tracé.
- De doorlatendheid van de grondlaag

Een goede maat voor de omvang van het grondonderzoek is niet te geven. Aan de hand van eerste metingen zal men moeten bepalen waar de kritische punten liggen en waar nog extra onderzoek noodzakelijk is.

Het is ook van groot belang om te weten of en waar zich obstakels zoals stenen, funderingen en leidingen bevinden. Deze obstakels moeten verwijderd of vermeden worden. Bij gebruik van de moderne mechanische schilden is het verwijderen van obstakels een tijdrovende en kostbare zaak.

4.5 Grondwaterbeheersing

Zolang er geboord wordt in slecht doorlatende of boven de grondwaterspiegel liggende grondlagen, heeft men weinig last van naar binnen stromend water. Het water kan dan door het al klaar gekomen tunnelgedeelte weggepompt worden. Als de tunnel onder de waterspiegel in een doorlatende grondlaag aangelegd wordt, zal men aanvullende maatregelen moeten treffen. Aanvullende maatregelen kunnen bestaan uit:

Het verhogen van de luchtdruk. Hierbij zijn schilden waarbij de gehele tunnel onder een drukverhoging wordt gebracht en schilden waarbij alleen de werkkamer onder drukverhoging wordt gebracht. De luchtdruk zal een gedeelte van het porienwater verdringen totdat er een evenwicht ontstaat met het water dat door nog door de capillaire krachten rondom de korrels wordt gehouden. Als de doorlatendheid van de grond groter wordt, verschuift het evenwichtsvlak zich in de richting van de oppervlakte. Als de lucht bij de oppervlakte komt kan er een blow-out ontstaan.

Een andere maatregel bestaat uit een combinatie van luchtdrukverhoging en bronbemaling. Alleen veroorzaakt bronbemaling nogal eens problemen voor de omliggende bebouwing.

Bij de vloeistofschilden wordt het grondwater tegengehouden door middel van het onder druk zetten van een water-klei- of water-bentonietsuspensies. Doordat in Nederland de bodem veelal bestaat uit slappe veen en kleilagen of uit cohesieloze zandlagen met hoge grondwaterstanden, zal het vloeistofschild in de meeste gevallen de beste oplossing bieden.

4.6 Invloed van het boren

Bij het boren van een tunnel treden er veranderingen op in de bodem. Er zullen deformaties van de grond optreden en het spanningsverloop zal zich wijzigen. De veranderingen hangen voornamelijk af van de grondsoort en waterstand, de afmetingen van de tunnel, het type schild en de uitvoering van het project. Tijdens het boren moet men rekening houden met het optreden van zettingen. De zettingen kunnen ontstaan doordat meer grond wordt verwijderd dan noodzakelijk is en omdat de steundruk van het graaffront niet volledig overeenkomt met de oorspronkelijke gronddrukken. De teveel verwijderde hoeveelheid grond wordt gedeeltelijk gecompenseerd door grout tussen de tunnelring en de grond te persen.

Tijdens het boren kunnen zettingen van enkele centimeters ontstaan. Deze zettingen zijn relatief gezien zo klein dat ze in dit geval geen problemen opleveren. Omdat dergelijk kleine zettingen onder de Westerschelde waarschijnlijk geen problemen veroorzaken, kan men er toe overgaan om het graaffront iets minder te ondersteunen. Hierdoor kan de grond als het ware naar de boorkop toe lopen en zal het boorproces sneller kunnen verlopen. De zettingen die in dit geval optreden zullen wel groter zijn.

Hoofdstuk 5: Gebiedsafbakening & Bodemgegevens

5.1 Inleiding

In het vervolg van dit rapport zullen we ons bezighouden met de bepaling van de optimale diepteligging van de tunnel. De optimale diepte is die diepte waarbij de kosten van de tunnel minimaal zijn. Hierbij zal zowel gekeken worden naar de aanlegkosten als naar kosten die later kunnen ontstaan, bijvoorbeeld door het later aanbrengen van een bodembescherming.

De aandacht zal voornamelijk worden gericht op die gebieden waar door verandering van de diepteligging een kostenbesparing gemaakt kan worden. De diepteligging van het huidig ontwerp zal als uitgangspunt dienen (figuur 1.5).

5.2 Aandachtspunt

Besparingen die gemaakt kunnen worden vloeien voornamelijk voort uit het feit dat bij het ondieper aanleggen van de tunnel men kan volstaan met korte op- en afritten en dus een kleinere lengte (zie ook paragraaf 2.2). Er wordt vanuitgegaan dat de startschachten bij een andere ligging van de tunnel niet veranderen. Bij een ondiepere ligging van de tunnel "schuift" de startschacht in z'n geheel op richting de Westerschelde. Besparingen die kunnen ontstaan bij een andere aanleg van de startschacht zullen buiten beschouwing gelaten worden. Bij een ondiepere ligging wordt de te overbruggen hoogte kleiner. Hierdoor ontstaan tijdens het gebruik extra besparingen ten gevolge van een voordeliger brandstofverbruik van de voertuigen en een grotere doorstroomcapaciteit.

Na bestudering van het huidige ontwerp (zie figuur 1.5) is snel in te zien dat een verandering van de diepte rondom de Middelplaat en de Everingen weinig zin heeft. Een kleinere gronddekking levert geen besparing op en bij Ellewoutsdijk komt de tunnel net achter de dijk naar boven en ook hier zal een hogere ligging van de tunnel geen afname van de totale tunnellenge opleveren.

Bij de pas van Terneuzen ligt dit anders. De tunnel komt hier ver achter de dijk naar boven. Door gebruik te maken van een steilere helling of door de tunnel minder diep te leggen kan de totale tunnellenge verminderd worden.

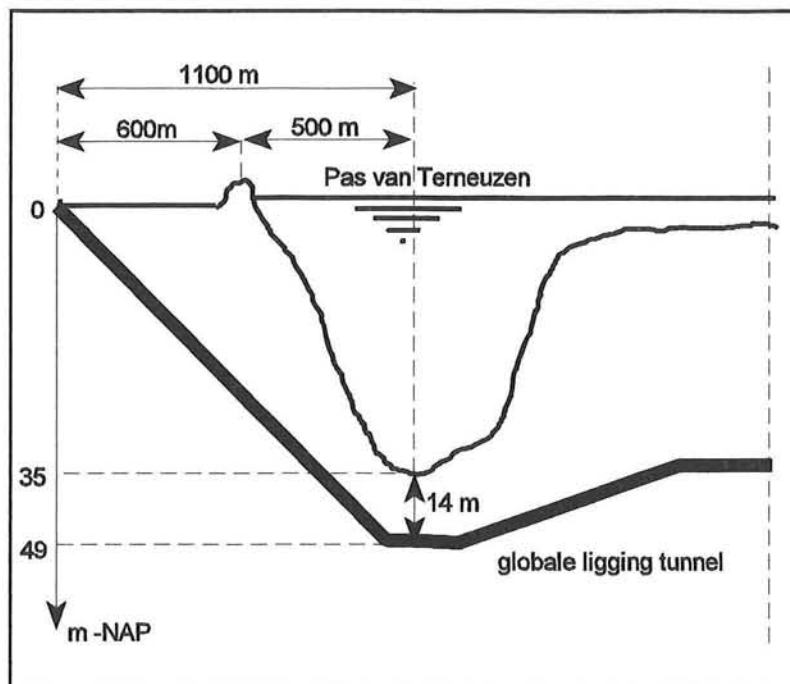
Normaal gesproken past men een maximale helling van 4,5% toe (voor het autoverkeer). Door het toenemend vermogen van de motoren zou de maximale helling misschien verhoogd kunnen worden van 4,5% naar 6%. Bij een gelijke

wegbreedte zal de verkeersdoorstroming bij een helling van 6% minder zijn. Er zal nu bekeken worden wat de invloed van een helling van 4,5% en 6% is en of een kleinere dekking daarbij nog zinvol is. De afweging tussen een helling van 4,5% of 6% zal in dit rapport niet gemaakt worden. Wel zal bekeken worden of bij een helling van 6% de tunnelschacht nog steeds landinwaarts van de dijk komt te liggen. Als dit niet het geval is hoeft men ook geen afweging te maken tussen een helling van 4,5% en 6%.

In figuur 5.1 is de situatie bij de pas van Terneuzen te zien. De afstand van het diepste punt tot aan de dijk bedraagt vijfhonderd meter en de tunnel heeft hier een dekking van zo'n veertien meter. De lengte die de tunnel nodig heeft om van het diepste punt tot aan de oppervlakte te komen bedraagt:

Helling 4,5%: Bij een helling van 4,5% is een lengte van 22,2 m nodig om 1 m in de hoogte te stijgen. Om een hoogte van 49,4 m te overbruggen is dan een afstand van $22,2 \times 49,4 = 1100$ m nodig. De tunnel komt hierbij $1100 - 500 = 600$ m landinwaarts te liggen.

Helling 6%: Om nu 1 m te stijgen is een afstand van 16,67 m nodig. Bij een te overbruggen hoogte van 49,4 m bedraagt de benodigde lengte $16,67 \times 49,4 = 823$ m. In dit geval komt de tunnel $823 - 500 = 323$ m landinwaarts te liggen.



Figuur 5.1: Afstands-diepte verhouding bij de pas van Terneuzen

Door de tunnel ondieper te leggen kan zowel bij een helling van 4,5% als 6% een besparing op de totale tunnellingte gemaakt worden. In het volgende gedeelte zal dan ook bekeken worden op wat voor diepte de tunnel gelegd kan worden.

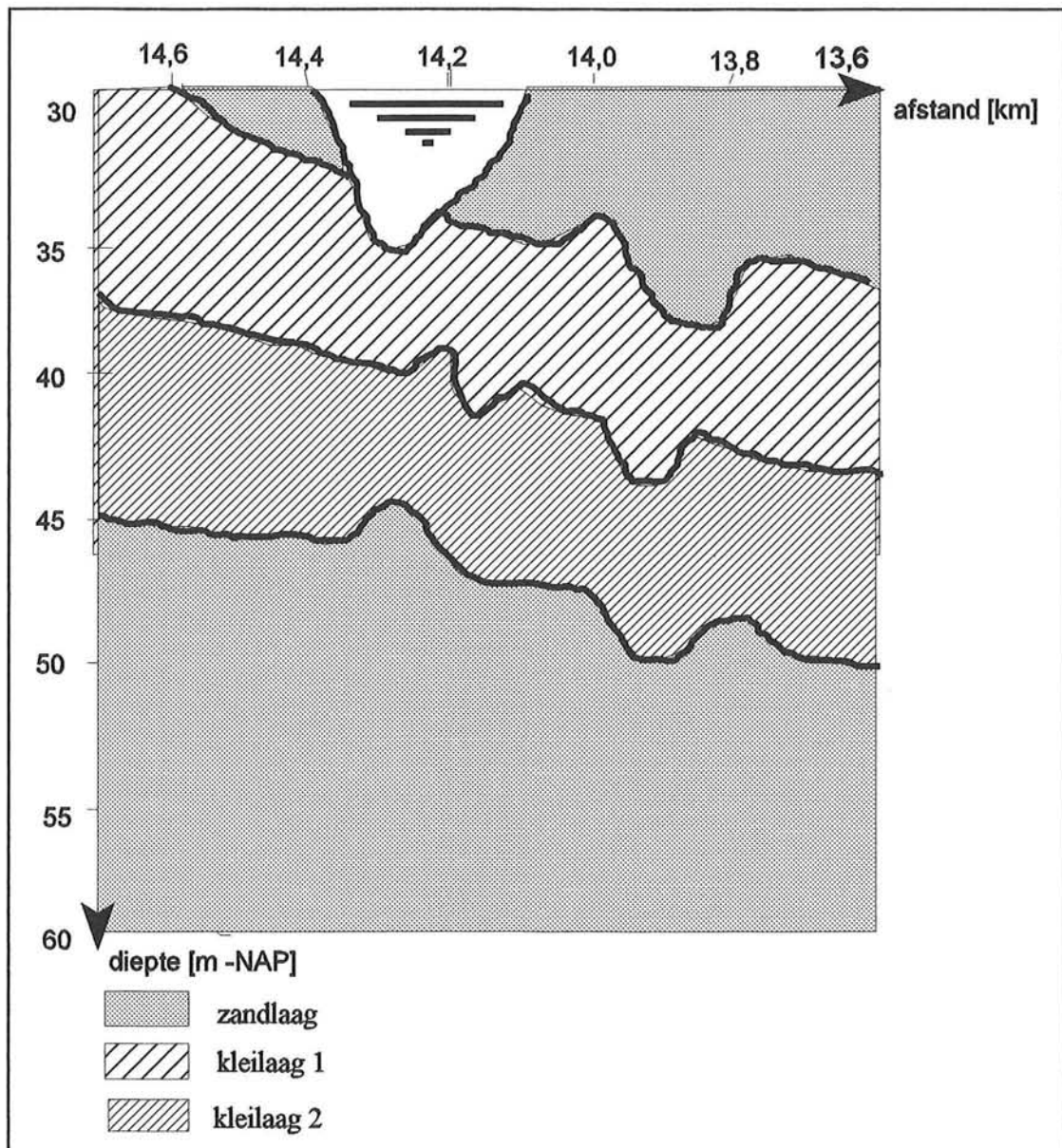
5.3 Grondprofiel en bodemgegevens

5.3.1 De grondgelaagdheid onder de Pas van Terneuzen

Voor de bepaling van het boorproces en het maken van stabiliteitsberekeningen, is kennis van de bodem onmisbaar. In deze paragraaf zal beschreven worden welke grondlagen zich onder de pas van Terneuzen bevinden. De grondgegevens zijn verkregen via grondboringen die in opdracht van de Rijkswaterstaat te Zeeland zijn gemaakt. De boringen zijn ter plaatse van het tunneltracè gemaakt. Omdat de optimale diepteligging ter plaatse van de pas van Terneuzen bepaald wordt, zullen alleen de grondlagen onder het diepste punt van deze geul behandeld worden. In figuur 5.2 zijn de verschillende grondlagen getekend die zich onder de pas van Terneuzen bevinden.

Het diepste punt bevindt zich op een diepte van -35 m NAP, het grondprofiel is hier opgebouwd uit:

- 1) Van -35 tot -45 m NAP ligt de Boomse klei. Deze laag is hier onder te verdelen in twee gedeelten.
 - 1a) Van -35 tot -40 m NAP bestaat de klei uit bruingrijze klei met dunne sterk siltige laagjes. De klei is overwegend kalkloos en heeft een kleigehalte van 25 tot 50%.
 - 1b) Laag twee loopt van -40 tot -45 m NAP. Deze klei bestaat uit zwakzandige en siltige grijze klei. De klei is kalkhoudend en heeft een kleigehalte van 20 tot 40 %.
- 2) Van -45 tot -62 m NAP ligt een zandlaag van matig tot grof zand waarin zich nog enkele schelpresten bevinden.
- 3) Van -62 tot -66 m NAP is weer een kleilaag aanwezig.



Figuur 5.2: Grondprofiel onder de Pas van Terneuzen

We moeten er rekening mee houden dat niet op iedere plaats een boring is gemaakt. Hierdoor kunnen de hoogtes van de grondlagen die zich tussen twee boringen bevinden afwijken. Omdat in de buurt van het diepste punt een boring is uitgevoerd, zullen de hoogtes van de bovengenoemde grondlagen weinig afwijken.

5.3.2 Grondparameters

Voor de berekening zijn de belangrijkste grondparameters in een tabel gezet. De grondparameters zijn verkregen door proeven uit te voeren met de boringen. Deze proeven zijn uitgevoerd in opdracht van de Rijkswaterstaat te Zeeland.

grondlaag	γ	c'	ϕ	k
1a	20,0	19	26	$10^{-8} - 10^{-11}$
1b	19,3	18,5	27	$10^{-8} - 10^{-11}$
2	20	0	33	10^{-4}
3	?	?	?	?

Tabel 5.3: Grondparameters

- γ = volumiek gewicht grond
- c' = cohesie
- ϕ = hoek van inwendige wrijving
- k = waterdoorlatendheid

De grondparameters van laag 1a en 1b verschillen weinig. Eventueel kan men beide grondlagen samenvoegen, bij de berekening is hier vanaf gezien. Van grondlaag 3 zijn de grondparameters niet bekend. Als later blijkt dat we deze gegevens toch nodig hebben, dan zullen er redelijke aannames voor deze waarden gemaakt worden.

Hoofdstuk 6: Stabiliteit tunnel

6.1 Inleiding

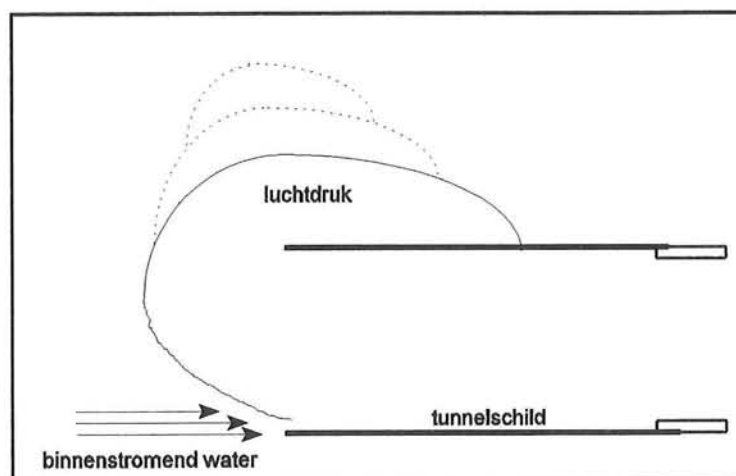
Het is onverantwoord om zomaar een kleine dekkingslaag bij de tunnel toe te passen. Allereerst moet er inzicht zijn in welke krachten en processen de grootte van de dekkingslaag bepalen. In dit hoofdstuk wordt bekeken aan welke eisen de dekkingslaag moet voldoen en tevens zal met een berekening de stabiliteit van het huidige tunnelontwerp onderzocht worden. Door het maken van de berekening wordt verwacht dat er meer duidelijkheid komt in welke krachten of processen maatgevend zijn voor de bepaling van de minimale gronddekking.

6.2 Bepalende processen

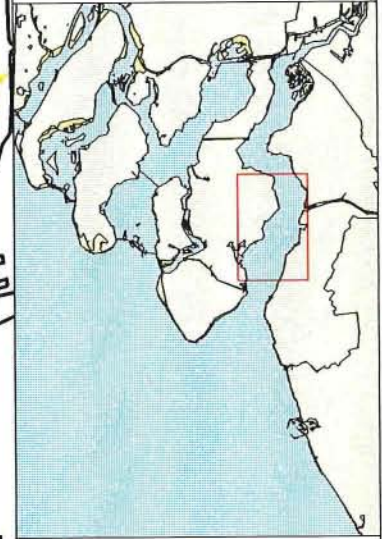
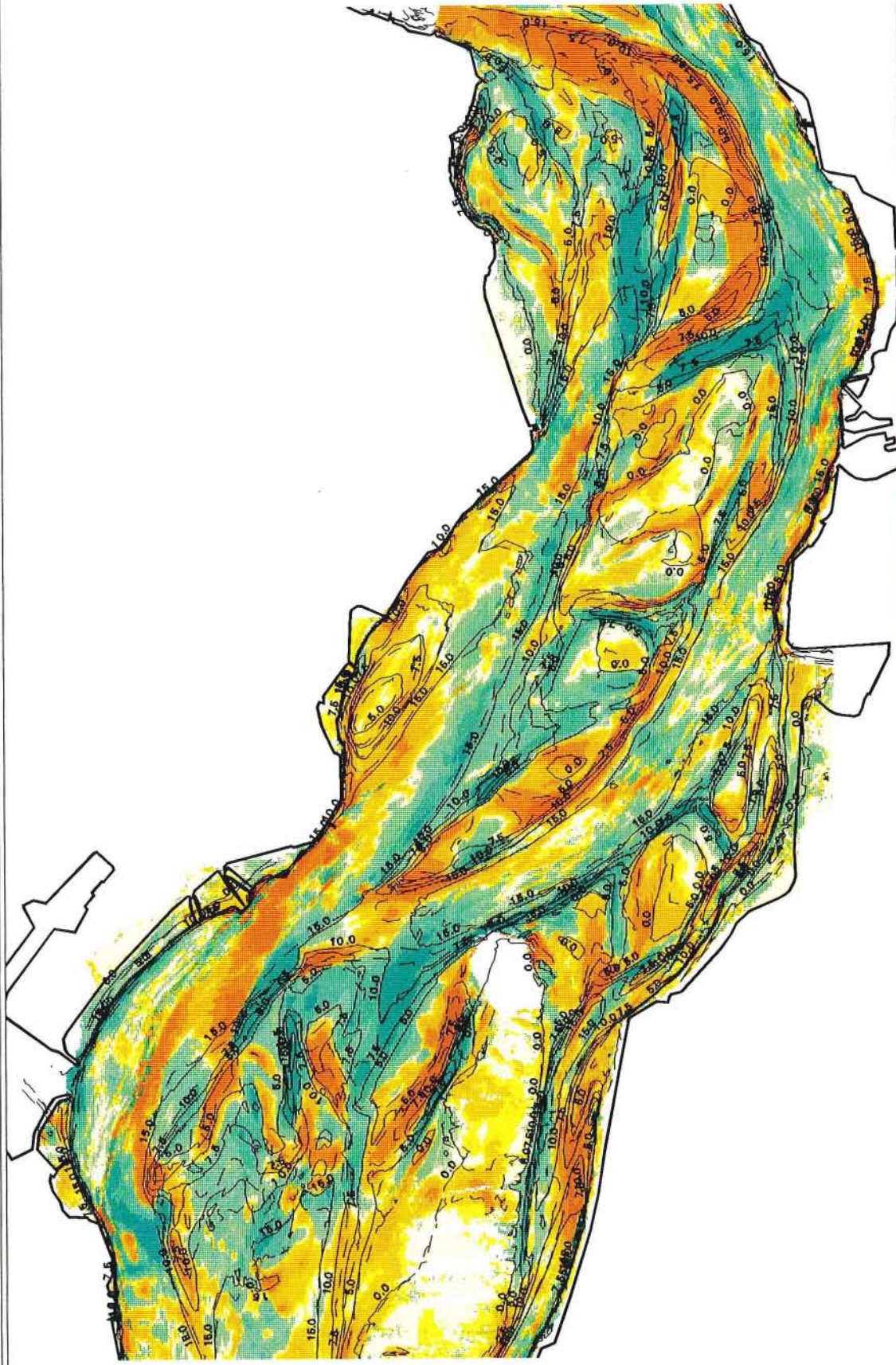
De grootte van de dekkingslaag wordt voornamelijk bepaald door de volgende drie processen:

1) De luchtdrukeis (blow-out):

Een blow-out kan ontstaan ten gevolge van verhoogde luchtdruk. Verhoogde luchtdrukken worden toegepast om obstakels voor het boorfront te verwijderen en reparaties aan de boorkop uit te voeren. Om deze handelingen uit te kunnen voeren wordt de ruimte bij de boorkop onder een zodanige druk gezet dat er geen water in de ruimte komt en het boorfront niet instort.



Figuur 6.1: Blow-out



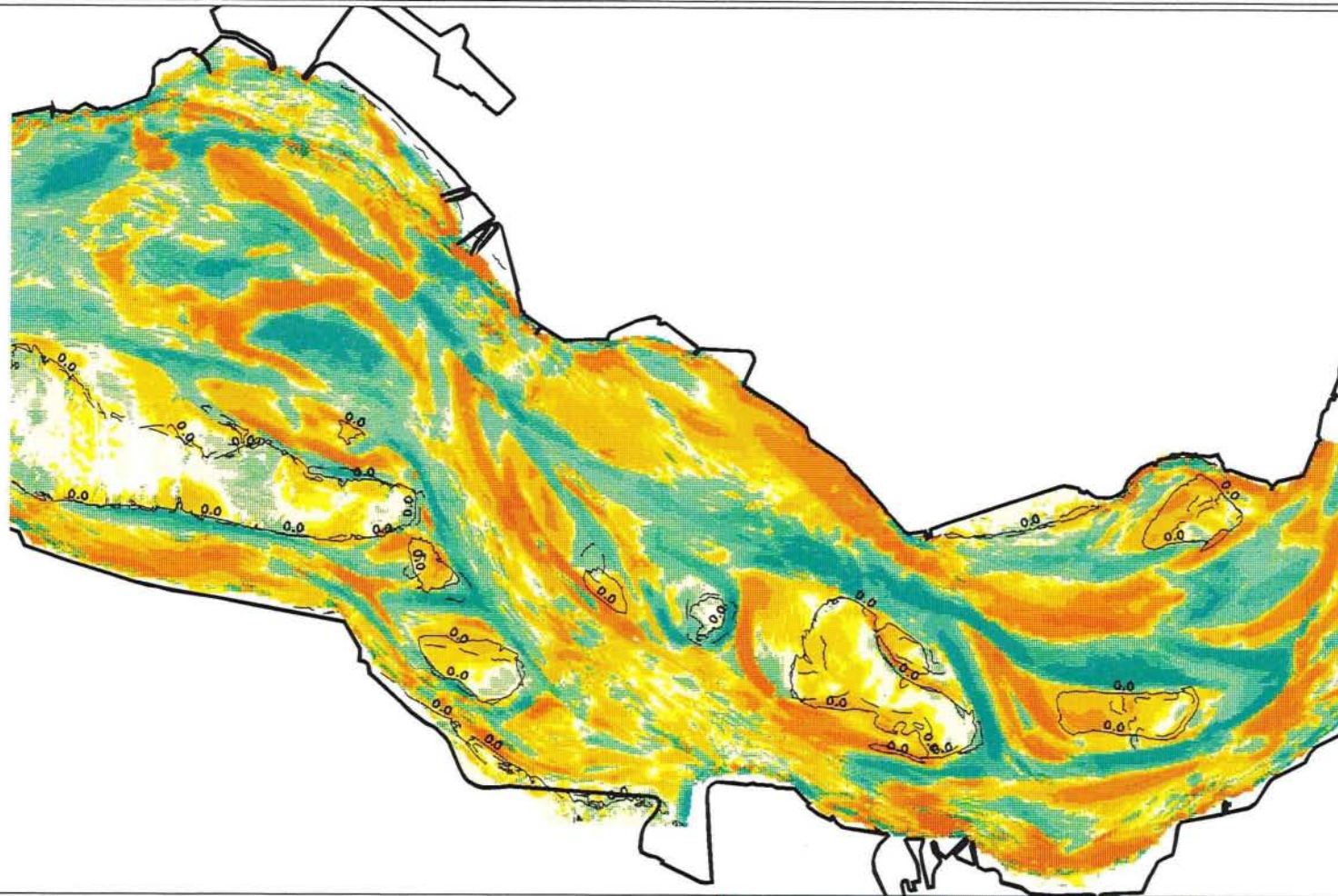
Legenda

- meer dan 4 m erosie
- 2 tot 4 m
- 1 tot 2 m
- 0.4 tot 1 m
- 0.2 tot 0.4 m erosie
- geen verschil
- 0.2 tot 0.4 m sedimentatie
- 0.4 tot 1 m














- 1 tot 2 m
- 2 tot 4 m
- meer dan 4 m sedimentatie
- Dieptelijn 1964_1
- Dieptelijn 1955_1

0 1500 m.
Schaal 1:92195



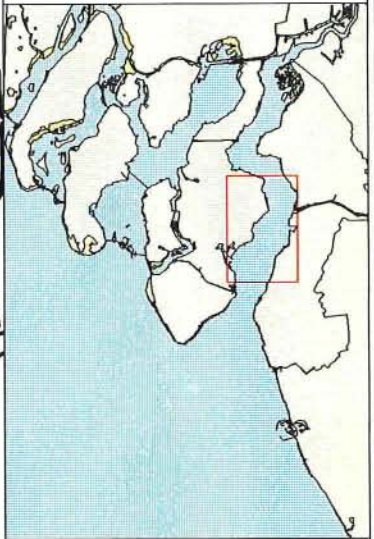
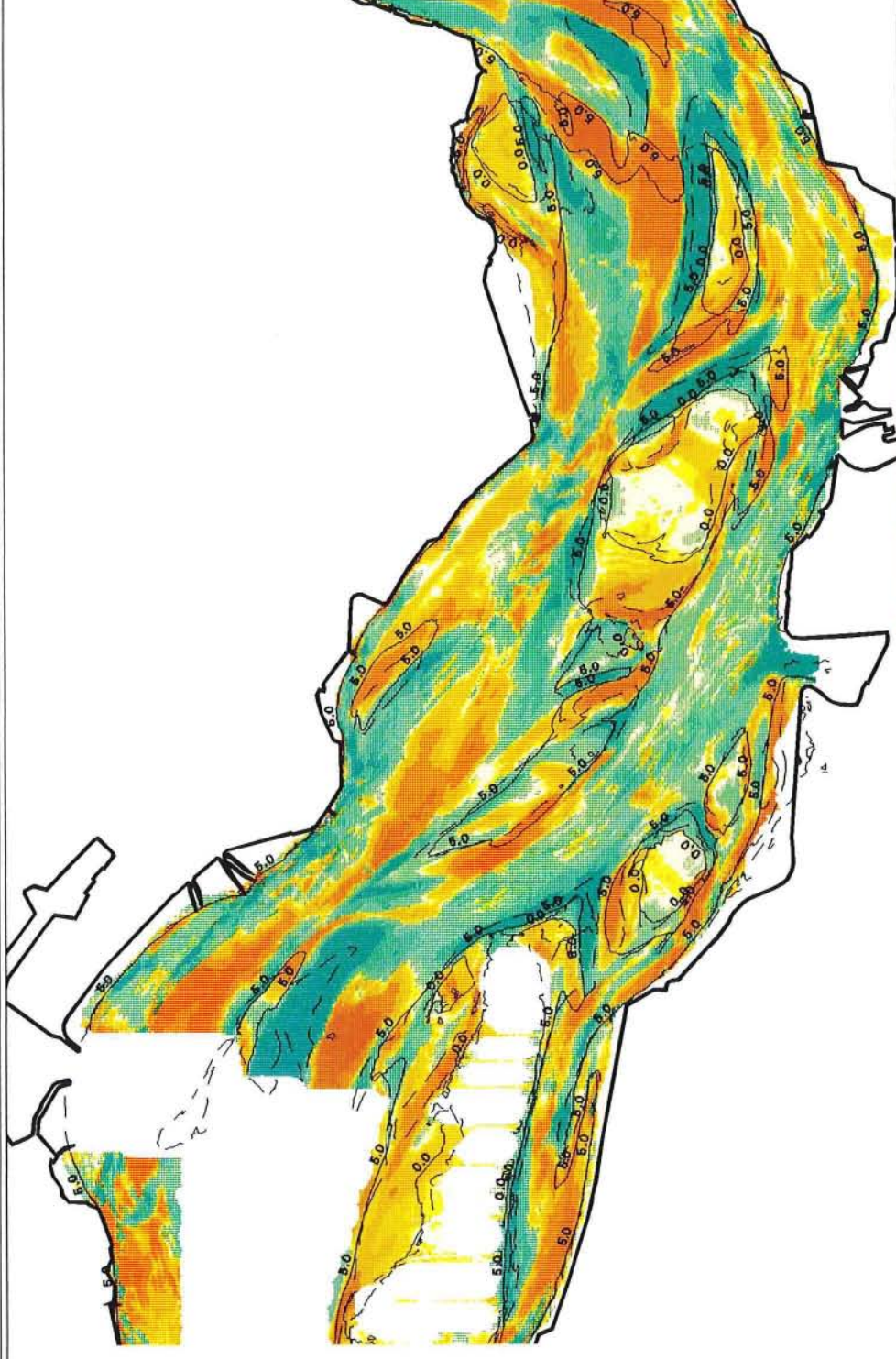


Legenda

- | | | | |
|--|----------------------------|---|---------------------------|
|  | meer dan 4 m erosie |  | 1 tot 2 m |
|  | 2 tot 4 m |  | 2 tot 4 m |
|  | 1 tot 2 m |  | meer dan 4 m sedimentatie |
|  | 0.4 tot 1 m |  | Dieptelijn 1974_1 |
|  | 0.2 tot 0.4 m erosie |  | Dieptelijn 1964_1 |
|  | geen verschil | | |
|  | 0.2 tot 0.4 m sedimentatie | | |
|  | 0.4 tot 1 m | | |

0 3 Km.
Schaal 1:106488





Legenda

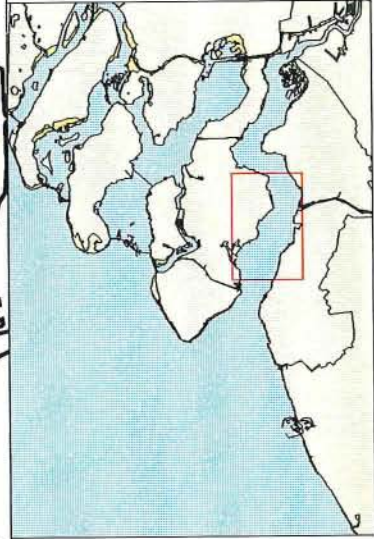
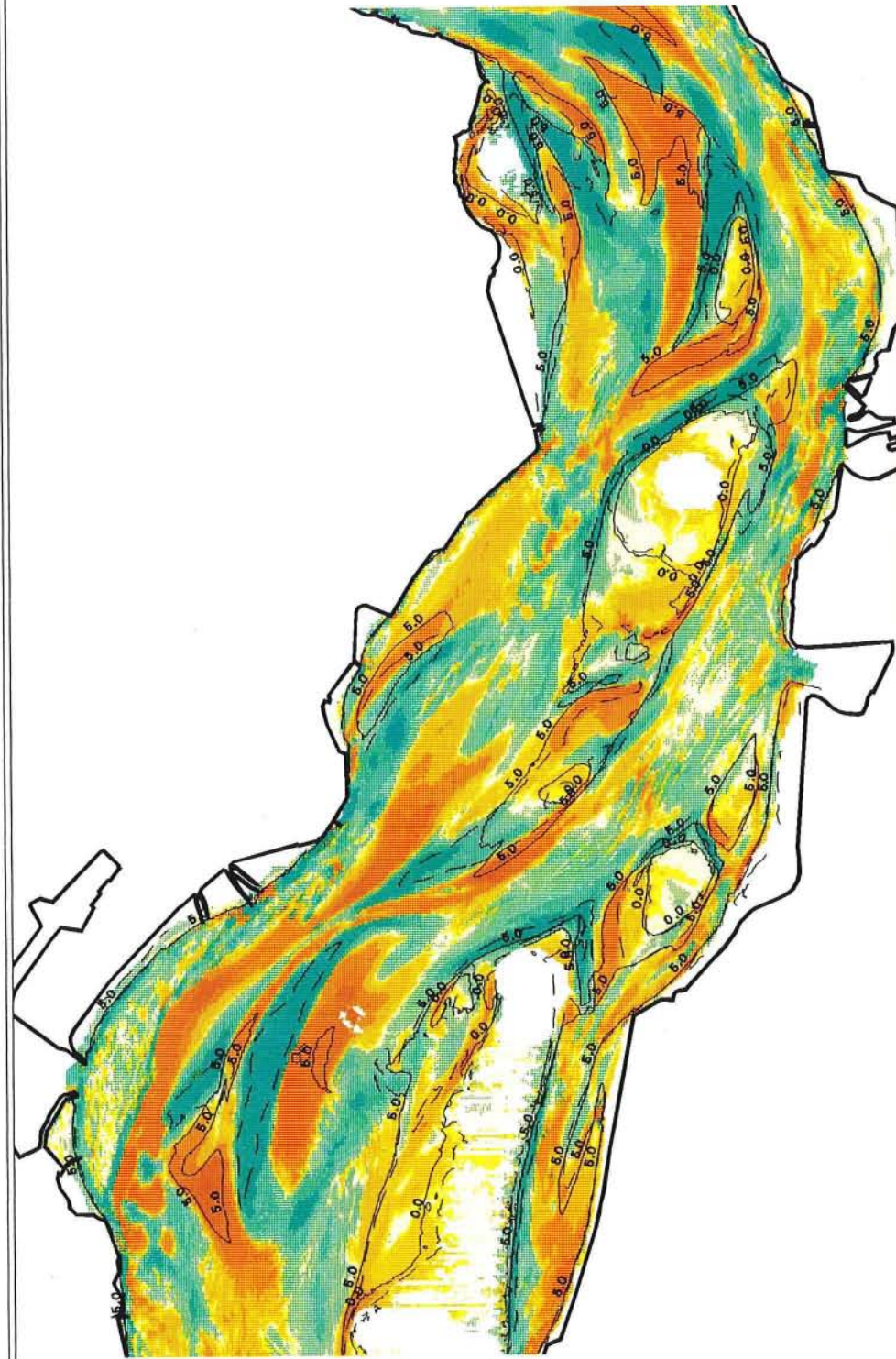
- meer dan 4 m erosie
- 2 tot 4 m
- 1 tot 2 m
- 0.4 tot 1 m
- 0.2 tot 0.4 m erosie
- geen verschil
- 0.2 tot 0.4 m sedimentatie
- 0.4 tot 1 m

- 1 tot 2 m
- 2 tot 4 m
- meer dan 4 m sedimentatie
- Dieptelijn 1986_1
- Dieptelijn 1974_1

0 3 km

Schaal 1:106488





Legenda

- meer dan 4 m erosie
- 2 tot 4 m
- 1 tot 2 m
- 0.4 tot 1 m
- 0.2 tot 0.4 m erosie
- geen verschil
- 0.2 tot 0.4 m sedimentatie
- 0.4 tot 1 m

- 1 tot 2 m
- 2 tot 4 m
- meer dan 4 m sedimentatie
- Dieptelijn 1992_1
- Dieptelijn 1982_1

0 3 Km
 Schaal 1:106488

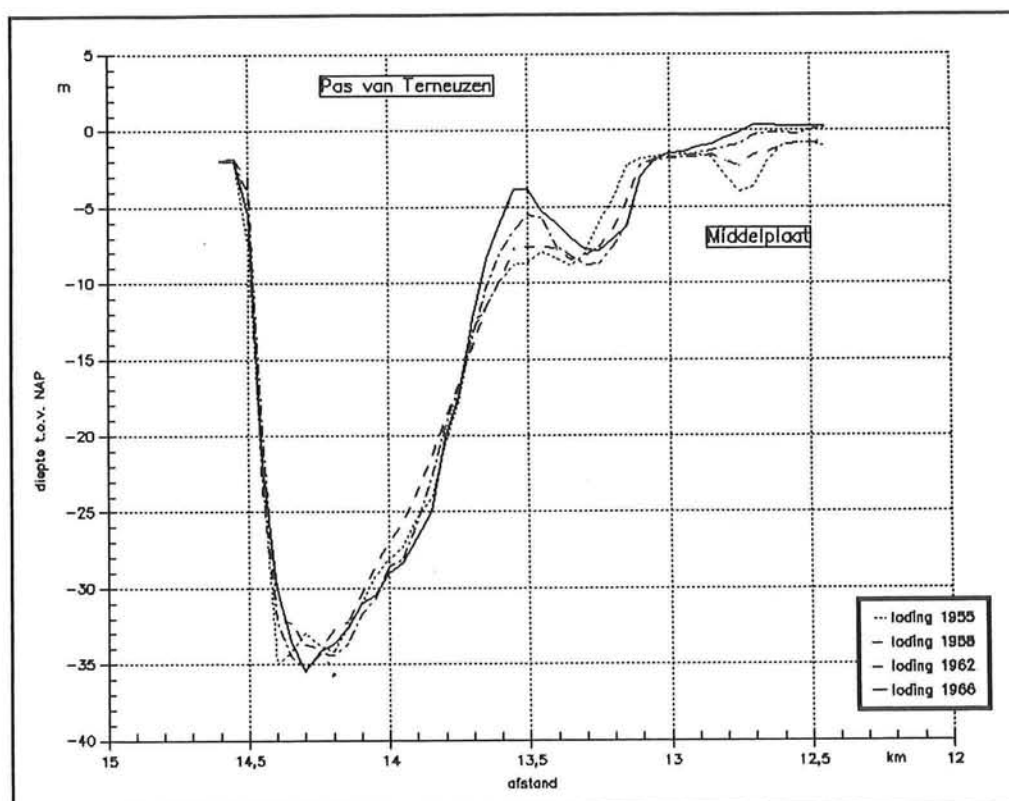


Op kaart 2.6 is goed te zien welke verplaatsingen er in de laatste veertig jaar zijn opgetreden. Als we de dieptelijnen van 1955 en 1992 vergelijken, dan zien we dat er aan de noordkant van de Middelpaat een stuk zandplaat is geërodeerd, voor de Middelpaat is een erosieput, ten oosten van de Middelpaat heeft de zuid-Everingen zich over ongeveer zevenhonderd meter verplaatst en aan de zuidkant heeft de Middelpaat zich iets vergroot door middel van aanzanding. Verder is te zien dat sommige kleinere zandbanken helemaal verplaatst zijn.

2.3 Veranderingen dwarsprofiel

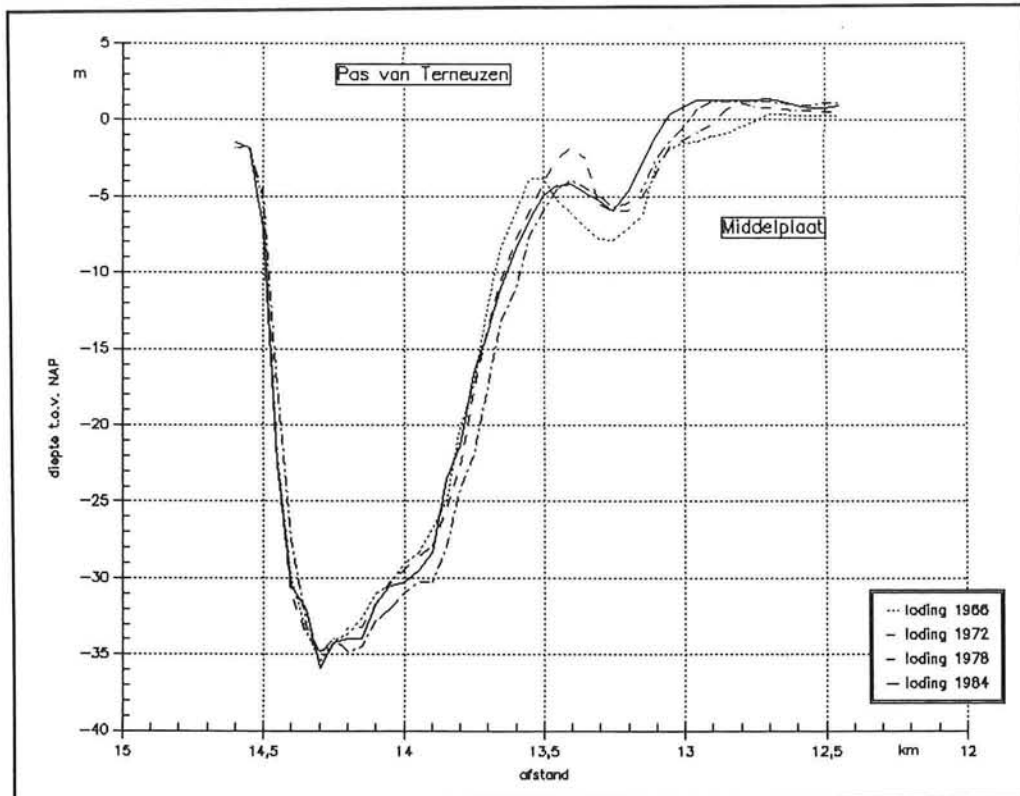
2.3.1 De Pas van Terneuzen

In dit gedeelte van de bijlage zijn de dwarsprofielen van de Pas van Terneuzen te vinden. Per figuur zijn meerdere dwarsprofielen over elkaar uitgezet. Bij ieder figuur zal in het kort de belangrijkste veranderingen beschreven worden. Speciale aandacht gaat uit naar verschuiving van het diepste gedeelte van de geul.



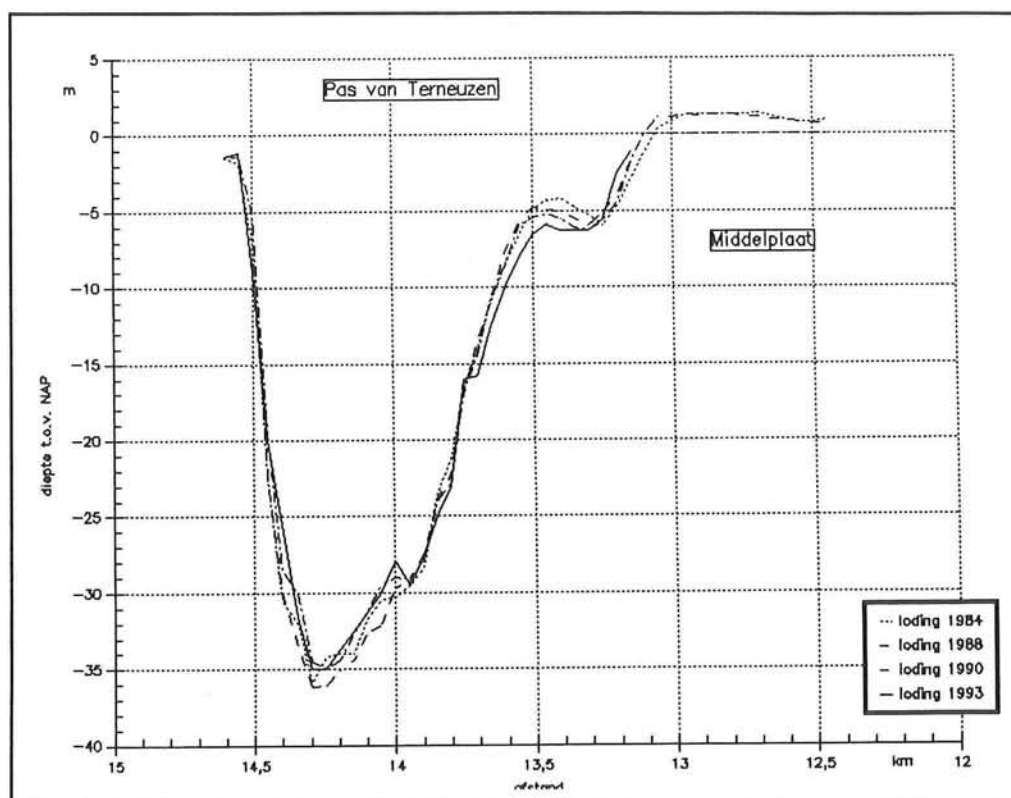
Figuur A17: Dwarsprofielen Pas van Terneuzen 1955 - 1966

- 1955 - 1966: - Het dieptepunt schommelt tussen NAP -33.5 m en NAP -35 m en ten opzichte van het dwarsprofiel van 1955 verplaats het 100 m richting de Middelploot.
- De linker oever verandert nagenoeg niet. Het onderste gedeelte van de rechteroever verlegt zich iets naar buiten, deze vergroting van het oppervlakte wordt boven aan de oever weer teniet gedaan.



Figuur A18: Dwarsprofielen Pas van Terneuzen 1966 - 1984

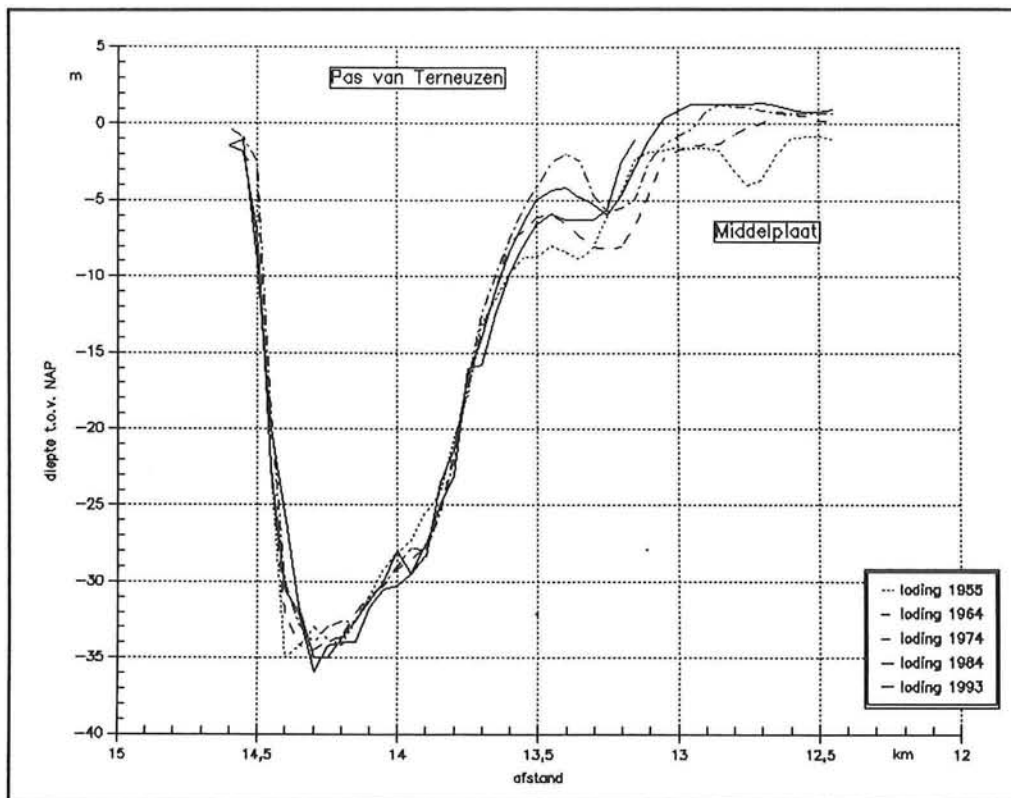
- 1966 - 1984: - De profielen vertonen slechts kleine verschillen met elkaar, alleen in de periode van 1978 heeft het dwarsprofiel en het dieptepunt een verschuiving van 100 m richting de Middelplaat ondervonden. In 1984 is de verschuiving weer ongedaan gemaakt en liggen de dwarsprofielen weer dicht bij elkaar.
- De linkeroever verandert weer nauwelijks. De rechteroever ligt ook vrij stabiel, alleen bij de peiling van 1978 en bij het bovengestelde gedeelte vinden verplaatsingen plaats.



Figuur A19: Dwarsprofielen Pas van Terneuzen 1984 - 1993

- 1984 - 1993: - De dwarsprofielen verschillen wederom weinig van elkaar, het dieptepunt schuift heen en weer over een breedte van 40 m en het diepste punt bevindt zich steeds tussen de NAP - 34 m en de Nap - 36 m NAP.
- Het onderste gedeelte van de linkeroever van 1993 is ten opzichte van de voorgaande jaren iets naar binnen toe verschoven. De hierdoor ontstane afname van het dwarsprofiel wordt bovenaan de rechteroever weer gecompenseerd.

In de grafieken is te zien dat er binnen een periode van vier jaar over het algemeen alleen maar relatief kleine verplaatsingen zijn. Een uitzondering is de periode van 1978, na een nauwkeuriger onderzoek van deze periode (de dwarsprofielen zijn nu om het jaar bekeken), blijkt dat er in dat jaar een aanzienlijke verandering heeft plaatsgevonden (misschien wordt dit veroorzaakt door een meetfout).



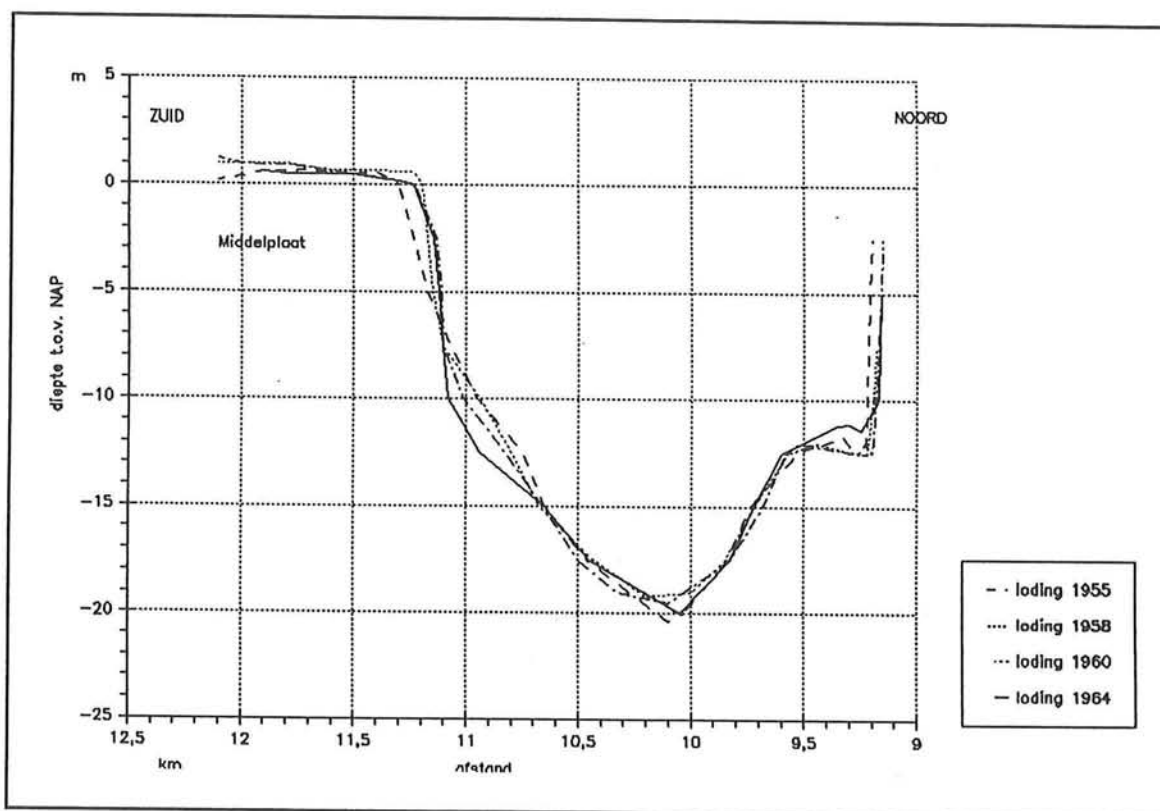
Figuur A20: Dwarsprofielen Pas van Terneuzen 1955 - 1993

In figuur A20 zijn de dwarsprofielen met een tussenperiode van tien jaar uitgezet, duidelijk is te zien dat:

- Bij de linker oever van de geul is nauwelijks een verandering waar te nemen.
- Van 1955 tot 1964 verlegt het diepste punt zich honderd meter richting de Middelplaat, hierna blijft het diepste punt vrijwel op dezelfde plaats.
- Het diepste punt van de geul ligt voortdurend tussen de -33.5 en de -36 m NAP.
- Het gebied tussen 0 en -10 m NAP van de rechter oever ondergaat grote veranderingen.

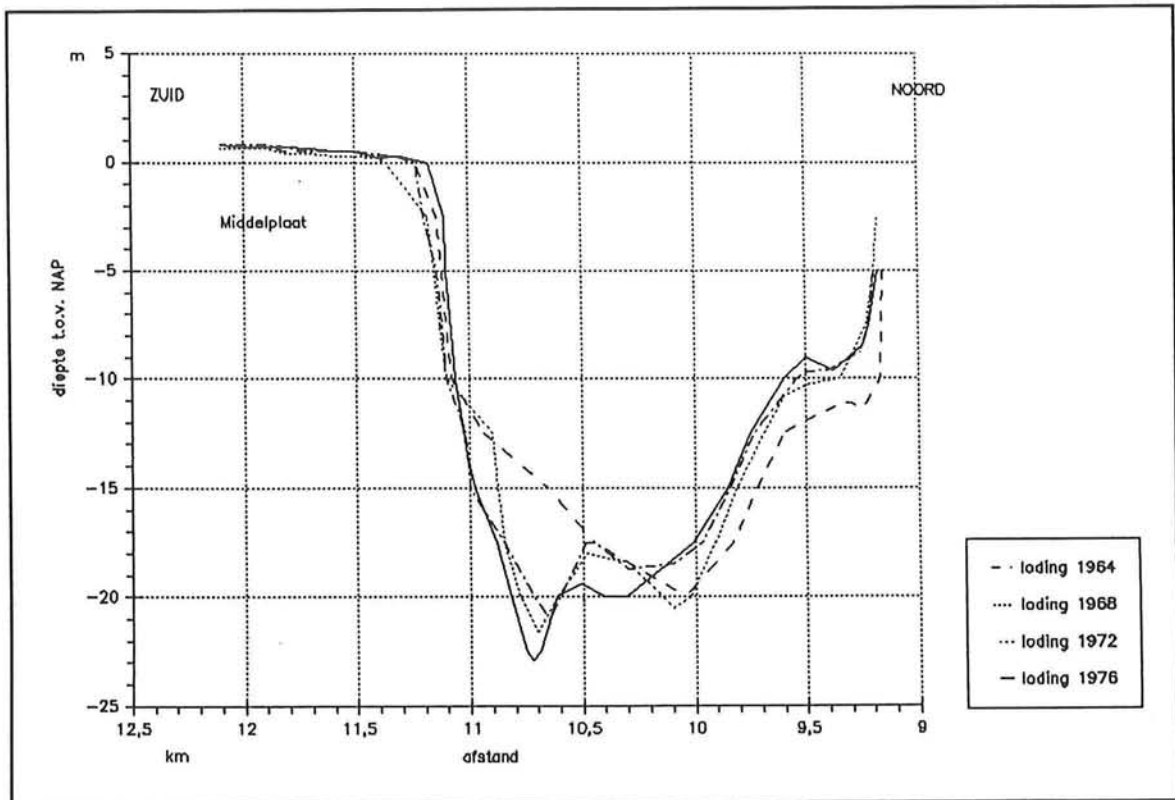
2.3.2 De Everingen

Net zoals bij de Pas van Terneuzen zijn voor de Everingen ook enkele dwarsprofielen tegen elkaar uitgezet. Door enkele dwarsprofielen tegen elkaar uit te zetten kan gezien worden welke gedeelten veranderd zijn.



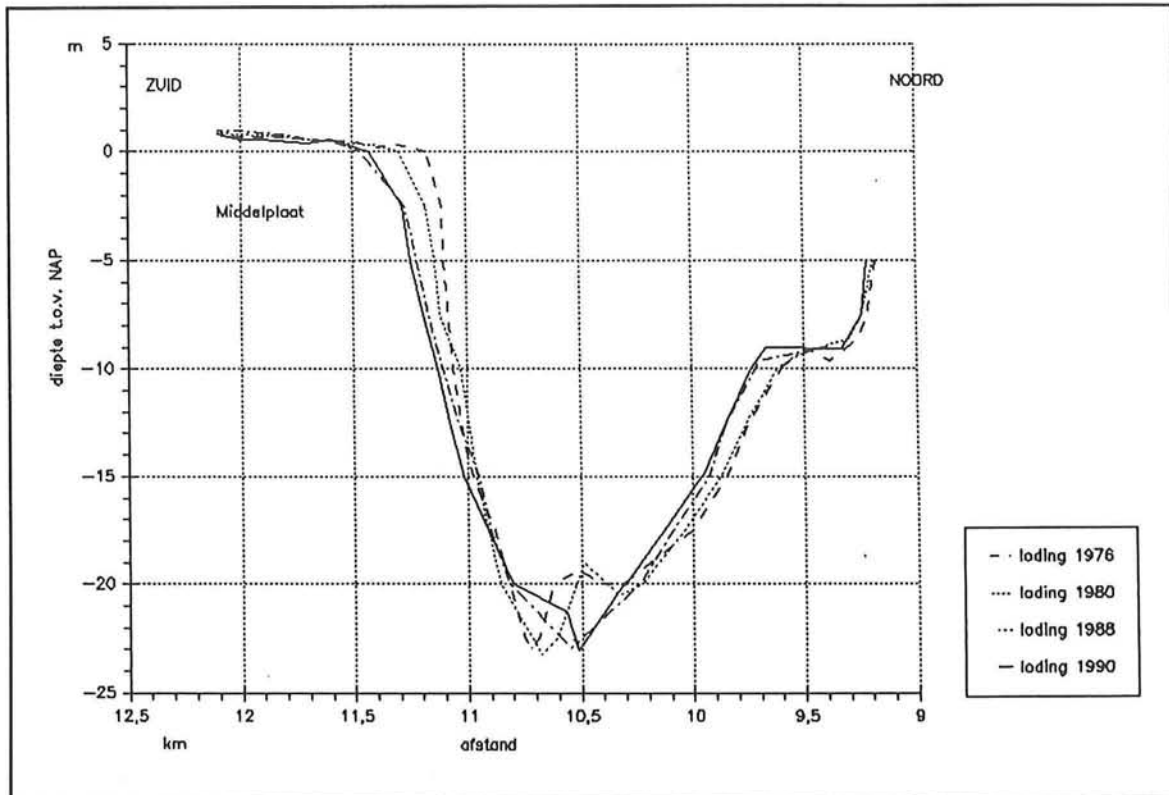
Figuur A21: Dwarsprofielen van de Everingen 1955 - 1968

- 1955 - 1968: - In de periode van 1955 - 1964 blijven de dwarsprofielen nagenoeg gelijk.
- In de periode van 1964 - 1968 verschuift het dwarsprofiel richting de Middelplaat en het diepste punt verdiept zich van -20 m naar -22 m NAP en verplaatst zich richting de Middelplaat over een afstand van 600 m.



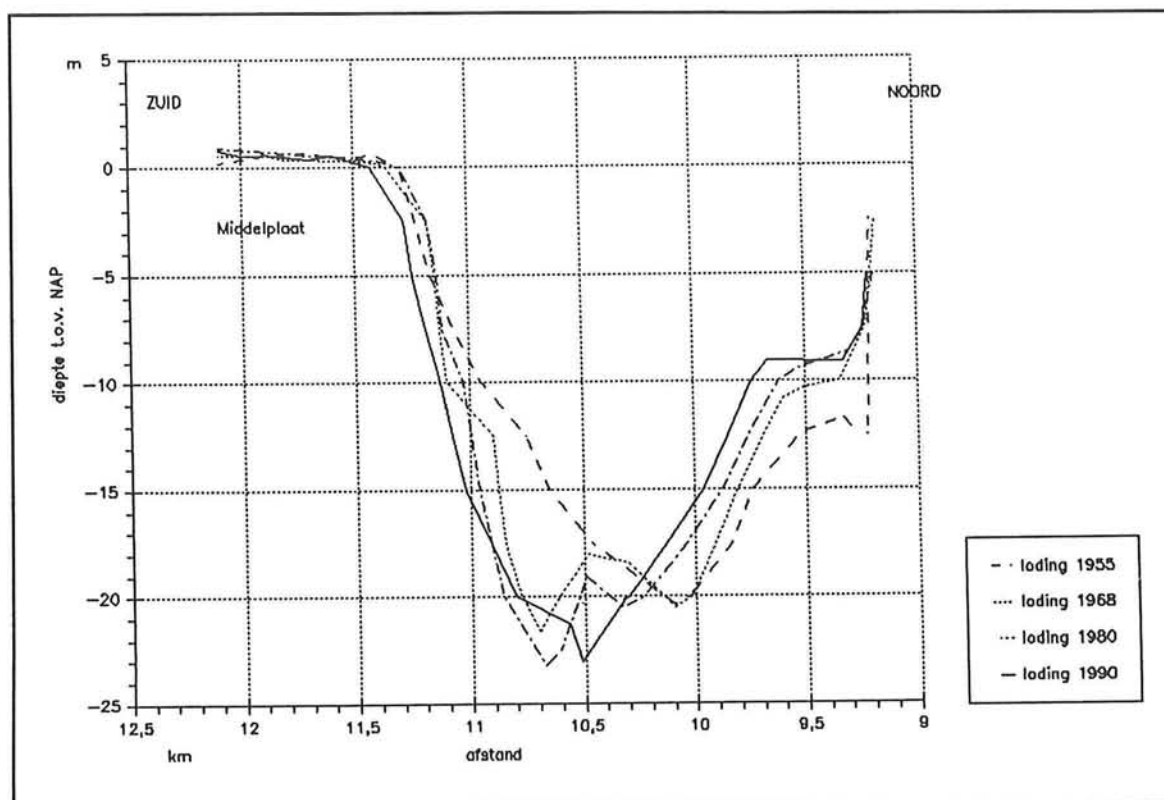
Figuur A22: Dwarsprofielen van de Everingen 1968 - 1980

- 1968 -1980: -Het bovenste gedeelte van het dwarsprofiel blijft gelijk, alleen het onderste gedeelte verplaatst zich een klein beetje richting de Middelplaat.
 -Het diepste punt komt nog een meter dieper te liggen.



Figuur A23: Dwarsprofielen van de Everingen 1980 - 1990

- 1980 - 1990: -Het diepste punt blijft op gelijke diepte liggen en verschuift zo'n honderdvijftig meter naar rechts.
 -Het overige gedeelte van het dwarsprofiel verplaatst zich ongeveer vijftig meter naar links.



Figuur A24: Dwarsprofielen van de Everingen 1955 - 1990

In figuur A24 zijn de profielen om de tien jaar uitgezet gedurende de periode 1955 - 1990. De grootste veranderingen zijn:

- De linker en voornamelijk de rechter oever verplaatsen zich richting de Middelplaat
- De geul verdiept zich van -20 naar -23 m NAP.
- Het diepste punt is eerst zeshonderd meter richting de Middelplaat verschoven en daarna weer tweehonderd meter terug.

Bijlage A3: Verband tussen de meetpunten

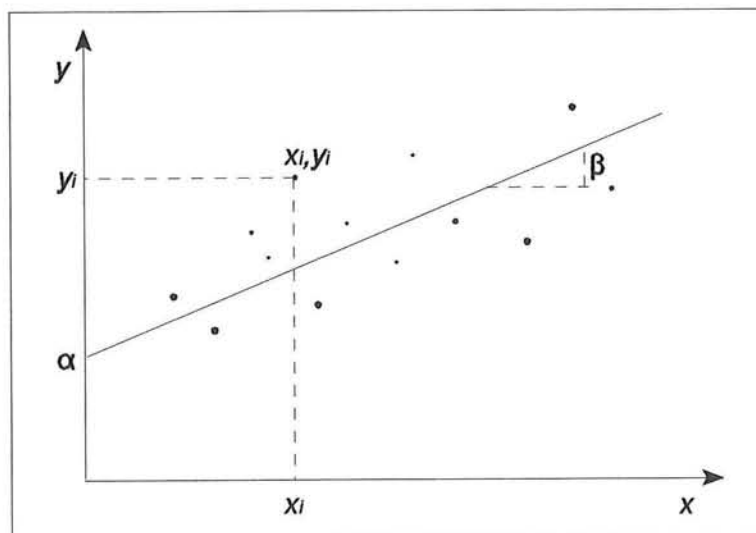
1 Inleiding

In de grafiek waarin de dieptepunten (van de Pas van Terneuzen) tegen de tijd zijn uitgezet, is te zien dat in de loop van de tijd de geul iets dieper komen te liggen. Om inzicht te krijgen in hoeveel dieper de geul gemiddeld per jaar komt te liggen, zal met behulp van de kleinste kwadraten methode een lijn bepaald worden die dit verband weergeeft.

2 Theorie

Het principe van de kleinste kwadraten methode is dat α en β zodanig worden gekozen dat de som van de kwadratische verschillen tussen de waarde y_i en de verwachte waarde ($\alpha + \beta \cdot x_i$) minimaal is.

$$\sum [y_i - (\alpha + \beta \cdot x_i)]^2 \quad (2.1)$$



Figuur A25: Weergave α en β

Voor α en β gelden de volgende vergelijkingen (zie blz 429 van Probability, statistics and decision for civil engineers):

$$\alpha = y_{gem} - \beta \cdot x_{gem} \quad (2.2)$$

$$\beta = \frac{\sum x_i \cdot y_i - n \cdot x_{gem} \cdot y_{gem}}{\sum x_i^2 - n \cdot (x_{gem})^2} \quad (2.3)$$

3 Berekening gemiddelde lijn

3.1 Berekening gemiddelde lijn dieptepunten

De benodigde waarden van x_{gem} , y_{gem} , $\sum x_i \cdot y_i$, $\sum x_i^2$ en n zijn berekend met de waarden van tabel .. en het computerprogramma excel. De waarden zijn te vinden in tabel A26 , naast de waarden voor de diepte zijn zowel voor de Pas van Terneuzen en de Everingen ook de waarden van de ligging en breedte van het diepste punt berekend.

Pas van Terneuzen	x_{gem}	y_{gem}	$\sum x_i \cdot y_i$	$\sum x_i^2$	n
diepte	73,68	34,9	56594	122179	22
breedte ligging	73,68	287,5	460825	122179	22
breedte diepste punt	73,68	106,0	173395	122179	22
Everingen					
diepte	73,4	21,53	19149	66365	12
breedte ligging	73,4	459,60	430600	66365	12
breedte diepste punt	73,4	167,50	143190	66365	12

Tabel A26: Overzicht berekende waarden

Met behulp van vergelijkingen 2.2 en 2.3 en de tabelwaarden, kunnen nu α en β berekend worden. Voor de dieptepunten van de Pas van Terneuzen geldt:

$$\beta = 0,020$$

$$\alpha = 34,88 - 0,020 \cdot 73,68$$

Voor de waarde van α in 1955 volgt:

$$\alpha_{55} = y_{\text{gem}} - \beta \cdot (x_{\text{gem}} - 55) = 34,88 - 0,020 \cdot 18,68 = 34,50 \text{ m -NAP}$$

De vergelijking van de lijn wordt nu:

$$y_{(x)} = -34,50 - 0,020 \cdot (x - 1955) \quad \text{voor } x \geq 1955$$

Voor de ligging van de diepste punten van de Pas van Terneuzen geldt:

$$\beta = -1,89$$

$$\alpha_{55} = y_{\text{gem}} - \beta \cdot (x_{\text{gem}} - 55) = 287,5 + 1,89 \cdot 18,68 = 322,8 \text{ m}$$

$$y_{(x)} = 322,8 - 1,89 \cdot (x - 1955) \quad \text{voor } x \geq 1955$$

3.2 Overige vergelijkingen

Bij de overige grafieken zal ook het tijdseffect aan de hand van een vergelijking worden weergegeven. De vergelijking zal op dezelfde manier tot stand komen als de vergelijking van de diepte punten.

Voor de breedte van het diepste punt van de Pas van Terneuzen geldt:

$$\beta = 0,57$$

$$\alpha_{55} = y_{\text{gem}} - \beta \cdot (x_{\text{gem}} - 55) = 106 - 0,57 \cdot 18,68 = 95,3 \text{ m}$$

$$y_{(x)} = 95,3 + 0,57 \cdot (x - 1955) \quad \text{voor } x \geq 1955$$

Voor de diepte punten van de Everingen geldt:

$$\beta = 0,11$$

$$\alpha_{55} = y_{\text{gem}} - \beta \cdot (x_{\text{gem}} - 55) = 21,5 - 0,11 \cdot 18,68 = 19,5 \text{ m}$$

$$y_{(x)} = 19,5 + 0,11 \cdot (x - 1955) \quad \text{voor } x \geq 1955$$

Voor de breedte van de diepste punten van de Everingen geldt:

$$\beta = -2,5$$

$$\alpha_{55} = y_{\text{gem}} - \beta \cdot (x_{\text{gem}} - 55) = 167,5 + 2,5 \cdot 18,68 = 213,5 \text{ m}$$

$$y_{(x)} = 213,5 - 2,5 \cdot (x_{\text{gem}} - 1955) \quad \text{voor } x \geq 1955$$

jaartal	diepte -NAP	breedte diepste punt	breedteligging t.o.v. x
55	35	50	400
56	34	150	300
58	34	125	250
60	35,1	75	300
62	35,3	110	300
64	34,5	120	300
66	35,5	50	300
68	34	175	350
70	35,1	50	300
72	34,8	125	300
74	34	100	300
76	35,4	50	300
78	35	75	300
78	34,8	75	200
80	35,4	50	300
81	34,4	220	250
82	34,2	200	250
84	35,9	50	300
86	34,8	150	250
88	36,2	150	250
90	35	110	250
93	35	75	275

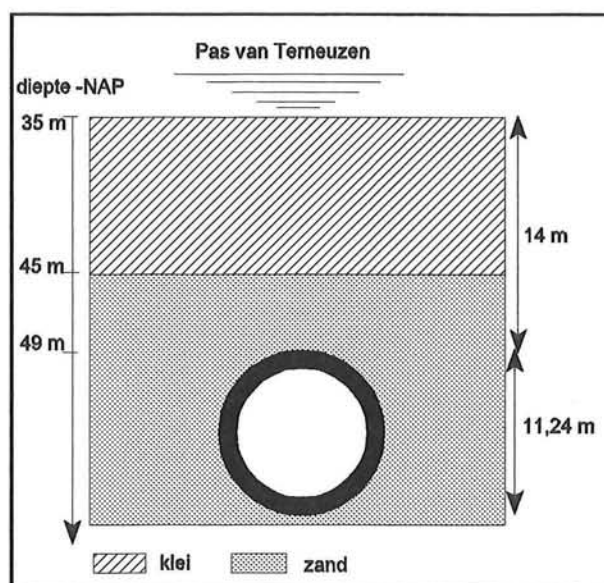
Tabel A27: Gegevens betreffende diepste gedeelte van de Pas van terneuzen

Bijlage B: Evenwichtsberkening boortunnel

B1: Controle huidig ontwerp

1 Inleiding

In deze bijlage is de controleberkening van het huidige tunnelontwerp opgenomen. De hoofdlijnen van de berekening zijn gebaseerd op het ontwerp van de boortunnel Heinenoord (zie Standaardberkeningen Geboorde Tunnel Heinenoord, conceptversie augustus 1994). De controleberkening is gemaakt om te zien of het huidige ontwerp aan alle eisen voldoet en om inzicht te krijgen in welke eis maatgevend is. De gestelde eisen zijn die ten aanzien van het luchtdruk evenwicht, opbrek en opdrijf criterium (zie paragraaf 6.2 van het hoofdrapport). Bij elk van deze criteria zal een bepaalde gronddekking aanwezig moeten zijn. Bij de berekening zal bekeken worden of bij alle criteria de gronddekking van het huidige ontwerp (figuur B1) voldoende is.



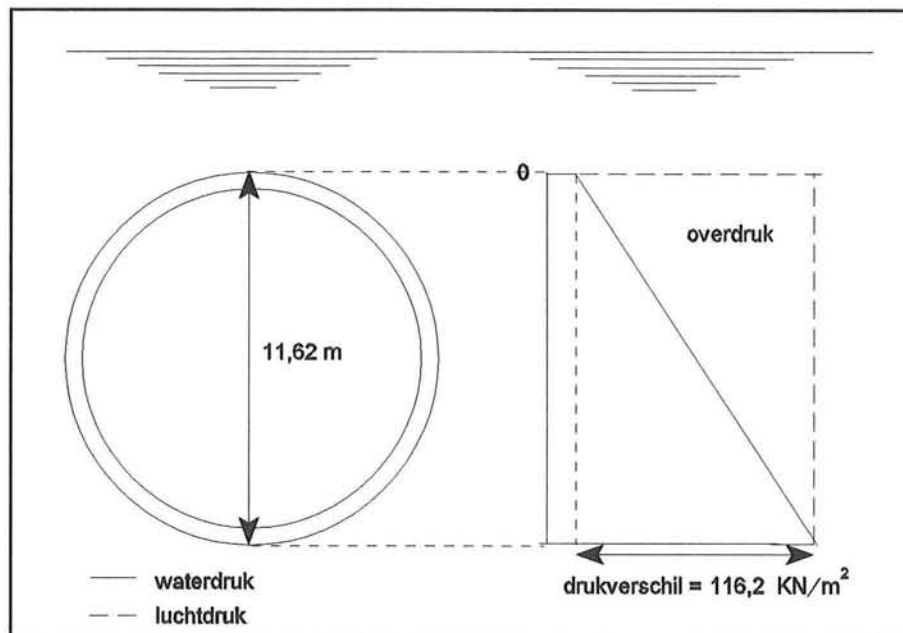
Figuur B1: Gronddekking huidig ontwerp

2 Controle blow-out

2.1 Invloed luchtdruk

Blow-out verschijnselen ontstaan door toepassing van verhoogde luchtdruk (zie paragraaf 6.2 van het hoofdrapport). Bij doorlatende gronden kan de lucht naar boven toe ontsnappen waardoor het zogenaamde blow-out verschijnsel ontstaat. Om een blow-out te voorkomen moet een voldoende dikke dekkingslaag aanwezig zijn. De dikte van de benodigde dekkingslaag is afhankelijk van de grondsoort en de grootte van de luchtdrukverhoging.

Onder de Pas van Terneuzen bevindt zich de Boomse klei. De kleilaag is zo uitgestrekt en slecht doorlatend dat de lucht moeilijk kan ontsnappen. Wanneer het boorfront bij het gebruik van verhoogde luchtdruk ook nog wordt bewerkt met een bentoniet-cake of een folie, kan men luchtpiping uitsluiten. In dit geval zal alleen een gronddekking nodig zijn om de kracht ten gevolge van de luchtdruk tegen te gaan. Aan de hand van de controleberekening zal worden nagegaan of de neerwaartse krachten evenwicht maken met de opwaartse krachten.



Figuur B2: Overdruk ten opzichte van de heersende waterdruk

Doordat de overdruk niet alleen op de grondmoot vertikaal boven de tunnel werkt, kan er een reductiefactor f worden toegepast. De factor f hangt af van de spreiding van de belasting en de wrijving tussen de gronddelen. Op grond van

praktijkervaringen kan bij kleilagen met een factor van 1,1 gerekend worden. Naast de factor f wordt in de bouwphase ook veiligheidsfactor n van 1,05 in rekening gebracht.

2.2 De relatieve neerwaartse kracht

De relatieve neerwaartse kracht bestaat uit de kracht die veroorzaakt wordt door het effectieve grondgewicht, hierbij wordt de invloed van de over- of onderdruk in de zandlaag in mindering gebracht. Omdat de grond zich onder water bevindt, wordt het effectieve grondgewicht verkregen door het soortelijk gewicht van het water van het soortelijk gewicht van de grond af te trekken.

$$F_{\text{grond}} = (h_k \cdot (\gamma_k - \gamma_w) + h_z \cdot (\gamma_z - \gamma_w)) \\ = (5 \cdot (20 - 10) + 5 \cdot (19,3 - 10) + 4 \cdot (20 - 10)) = 136,4 \text{ KN/m}^2$$

F_{grond} = neerwaartse kracht t.g.v. het grondgewicht

h_k = hoogte kleilaag = 5 + 5 m

h_z = hoogte zandlaag = 4 m

γ_k = volumiek gewicht klei

γ_z = volumiek gewicht zand = 20 KN/ m³

γ_w = soortelijk gewicht water = 10 KN/m³

Het veranderende watergewicht boven de bodem (zie paragraaf 5.3) kan zowel positief als negatief werken. Omdat de tunnel onder alle omstandigheden moet blijven liggen, zal er bij de berekening van de ongunstigste situatie worden uitgegaan. De ongunstigste situatie doet zich voor bij de laagste laag waterstand, het watergewicht is dan het kleinst. In deze situatie zal de neerwaartse kracht kleiner zijn dan bij een gemiddelde waterstand. De grootte van de afname van de neerwaartse kracht is afhankelijk van het waterstandsverschil. Daar het waterstandsverschil tussen laag water en het gemiddelde waterniveau maximaal 2,5 m bedraagt, moet een afname van de neerwaartse kracht in rekening gebracht worden ter grootte van:

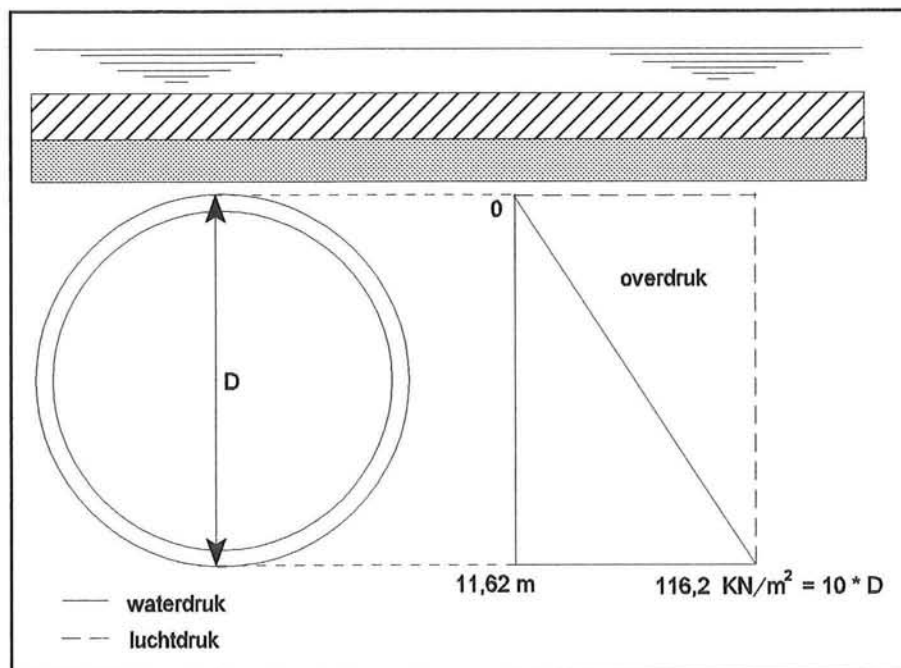
$$F_{\text{res}} = \Delta h \cdot \gamma_w = 2,5 \cdot 10 = 25,0 \text{ KN/m}^2$$

F_{res} = kracht t.g.v. drukverschil in de zandlaag

Δh = waterstandsverschil t.o.v. de gemiddelde waterstand

Doordat de waterdruk lineair met de diepte toeneemt en de luchtdruk in de gehele ruimte even hoog is, ontstaat ten opzichte van de waterdruk een overdruk aan de bovenkant van de tunnel (zie figuur 6.2). Deze overdruk kan op twee manieren problemen veroorzaken. Enerzijds kan het gewicht van de bovengelegen grondlaag te klein zijn om deze druk op te nemen en zal de grond weggedrukt worden. Anderzijds kan bij doorlatende grondlagen lucht naar het oppervlak ontsnappen (blow-out). Bij ontsnapping van grote hoeveelheden lucht kunnen aan het wateroppervlak en bij het boorfront gevaarlijke situaties ontstaan. Door aanwezigheid van de Boomse klei en het aanbrengen van een filtercake of folie bij het boorfront wordt de kans op een luchtontsnapping sterk gereduceerd. De filtercake kan door bentoniet gevormd worden.

In het vervolg van dit rapport wordt luchtontsnapping uitgesloten en zal alleen het evenwicht gecontroleerd worden tussen het grondgewicht en de overdruk. Omdat alleen tijdens de bouw van de tunnel luchtdrukverhogingen worden toegepast, hoeft voor de eindfase geen evenwichtscontrole te worden uitgevoerd. De eis ten aanzien van de luchtdrukverhoging geldt dus alleen tijdens de bouwfase.



Figuur 6.2: Overdruk bovenkant tunnel

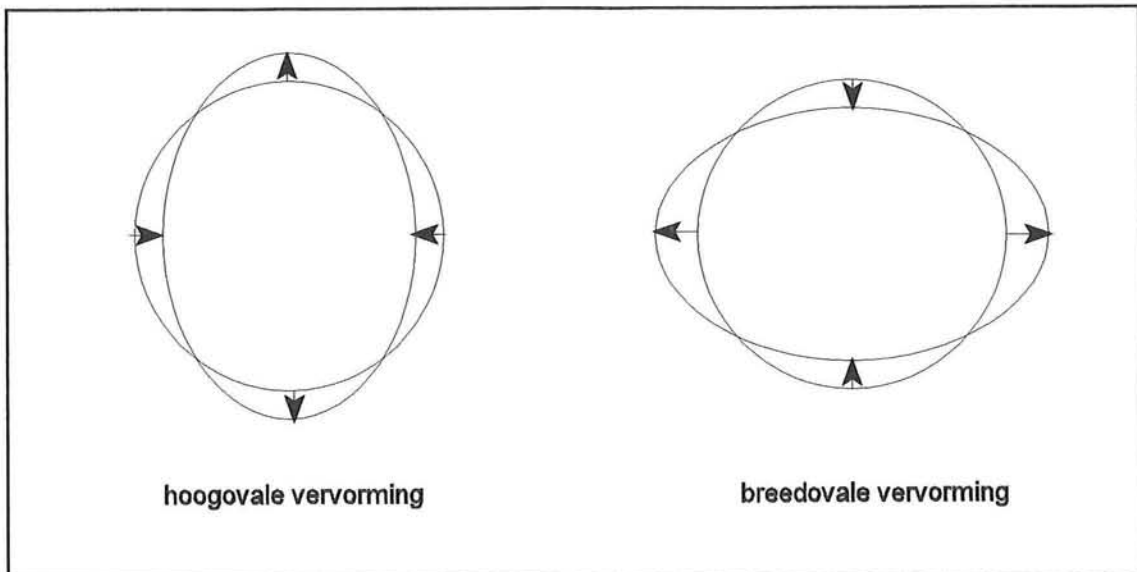
2) Opdrijven:

Een ander proces dat invloed op de gronddekking heeft, is het opdrijven van de tunnel. Doordat de tunnel onder water ligt, werkt op de tunnel een opwaartse kracht die de tunnel omhoog wil duwen. Het gewicht van de grondlaag en het eigen gewicht van de tunnel moeten voor de neerwaartse kracht zorgen. De neerwaartse kracht moet minstens zo groot zijn dat een evenwicht ontstaat en de tunnel op z'n plaats blijft liggen.

De controle voor het opdrijven moet zowel voor de bouwfase als voor de eindfase gemaakt worden. Doordat in de bouwfase nog geen wegdek e.d. aanwezig is zal het gewicht van de tunnel kleiner zijn. Omdat de bouwfase meestal over een kortere tijdsduur gaat dan de eindfase, wordt in de bouwfase meestal een kleinere veiligheidsfactor toegepast. In de eindfase zal het gewicht van de tunnel en de veiligheidsfactoren groter zijn dan in de bouwfase.

3) Opbreken:

Een derde proces is het opbreken van de grond ten gevolge van vervormingen van de tunnel. Door de water- en gronddrukken kan de tunnel hoogovaal en breedovaal vervormen. In het geval van hoogovale vervorming drukt de bovenkant van de tunnel de grond omhoog. Het grondgewicht boven de tunnel moet zo groot zijn dat de tunnel niet hoog ovaal kan gaan vervormen. Ook de controle-berekening voor het opbreken van de grond moet zowel voor de bouw- als eindfase gemaakt worden.

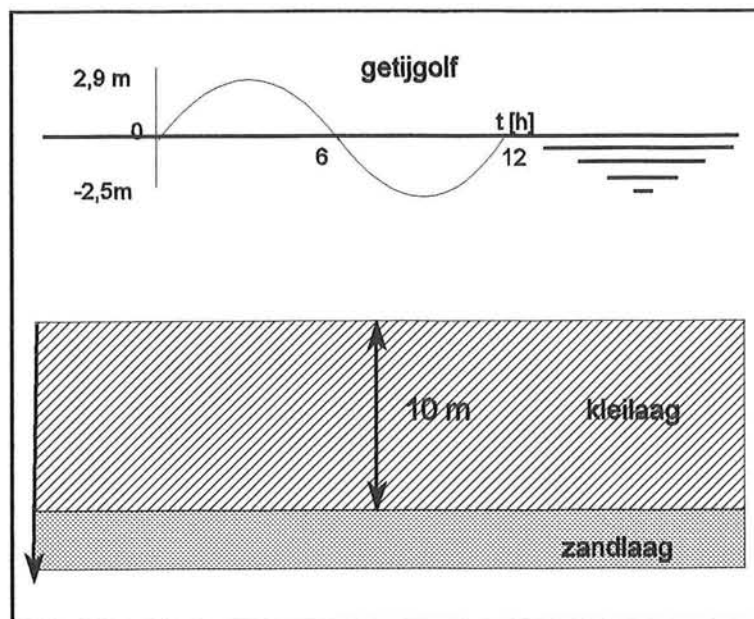


Figuur 6.3: Ovale vervormingen

6.3 Krachten

6.3.1 Verandering waterstand

Naast de drie processen is er nog een kracht die invloed heeft op de grootte van de gronddekking. De kracht wordt veroorzaakt door wisselende waterstanden in combinatie met slecht waterdoorlatende grondlagen. De grootte en invloed van de kracht zullen in het nu volgende gedeelte afgeleid worden.



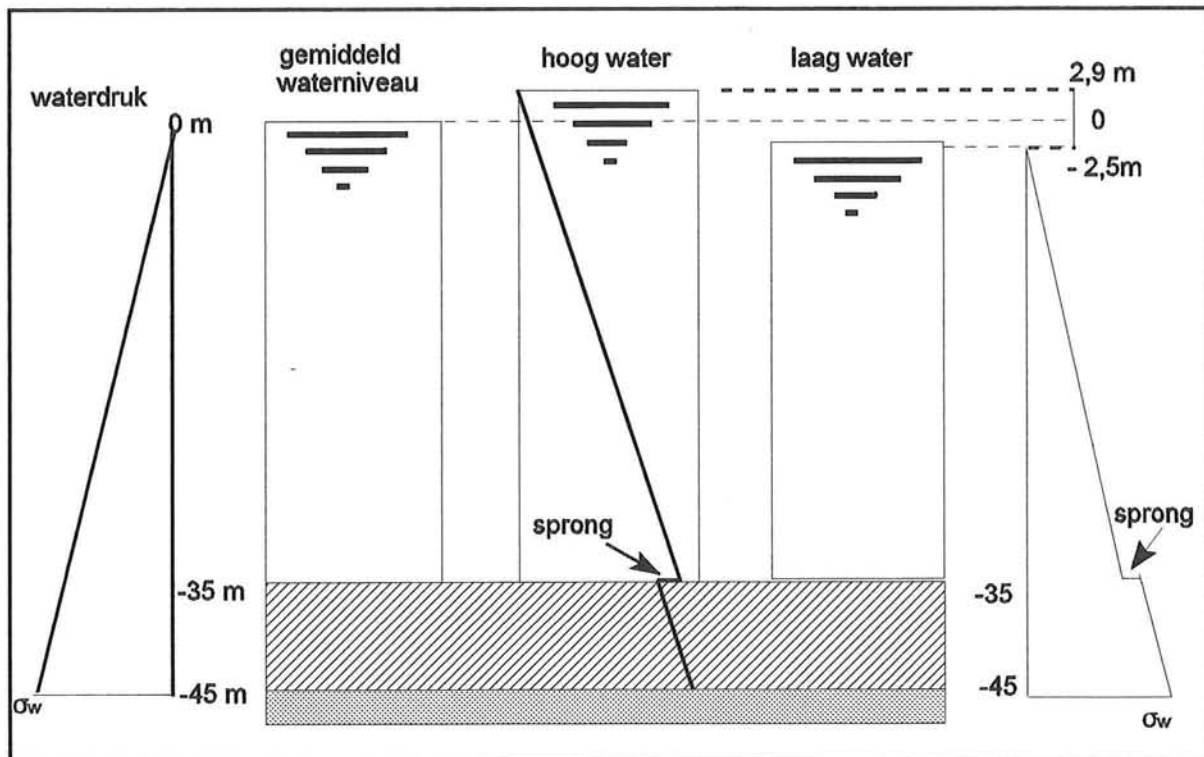
Figuur 6.4: Drukveranderingen in de bodem

6.3.2 Grootte van het drukverschil

In figuur 6.4 is de huidige situatie van de grondgesteldheid weergegeven. Boven de zandlaag bevindt zich de Boomse klei en daarboven een waterlaag die ten gevolge van de golf- en getijbeweging in hoogte kan variëren. Door het verschil in waterhoogte verandert de waterdruk op de bodem voortdurend. Doordat het water in de kleilaag niet snel verdrongen kan worden, zal bij de kleilaag een toename van de druk door de waterspanning toenemen. Afhankelijk van of en hoe goed het water zich kan verplaatsen, wordt bij de zandlaag een toename van de druk door de korrelspanning en/of de waterspanning opgenomen. Wanneer de zandlaag in z'n

geheel omsloten wordt door de kleilaag of andere slecht doorlatende laag, zal de waterspanning de drukveranderingen opnemen.

Door aanwezigheid van de vaste waterdichte kleilaag is de waterspanning in de zandlaag anders dan wanneer de gehele gronddekking uit zand bestaat. Veranderingen van de waterspiegel zullen in de zandlaag niet direct merkbaar zijn. De drukverschillen die veroorzaakt worden door de golfbeweging zijn niet merkbaar in de zandlaag en het is de vraag hoe groot de invloed van het getij is.



Figuur 6.5: Invloed waterstandsverandering

De Boomse klei strekt zich uit over een groot gebied. De mogelijkheid bestaat dat door de aanwezigheid van gaten in de kleilaag de getijgolf zich toch kan voortplanten in de zandlaag. Afhankelijk van op wat voor afstand de gaten zich bevinden treedt een grote of kleine vertraging op en ontstaat er dus ook een drukverschil. Met behulp van metingen kan bepaald worden wat de exacte situatie is. Omdat op dit moment nog niet over uitkomsten van metingen beschikt kan worden, zal in dit rapport een aanname gemaakt worden voor het drukverschil dat kan optreden.

Als we aannemen dat de onderste zandlaag niet in de nabije omgeving wordt kortgesloten², dan zal variatie van de gronddruk in de zandlaag moeten ontstaan door de waterbeweging die door de kleilaag plaats vindt. De verandering van de golfhoogte treedt zo snel op dat deze niet te volgen is door de kleilaag heen. De kleilaag is zo slecht waterdoorlatend dat de drukveranderingen die ontstaan door de getij-beweging geheel of gedeeltelijk gedempt zullen worden.

De aanname wordt gemaakt dat de water- en korrelspanning in de zandlaag gelijk zijn aan de waarden die ze zouden hebben bij een constant gemiddeld waterniveau (figuur 6.5). In dit geval wordt van een situatie uitgegaan, die in werkelijkheid waarschijnlijk gunstiger is. Als het waterstandsverschil ten gevolge van de getijbeweging minder uitgedempt wordt, zullen de grootte van de sprongen (zie figuur 6.5) kleiner worden.

De aanname, dat in de zandlaag een constante druk heerst die gelijk is aan de druk die ontstaat bij een gemiddeld waterniveau, heeft gevolgen voor de berekening van het evenwicht van de tunnel. In het geval van een goed waterdoorlatende grondlaag zullen veranderingen ten aanzien van de waterdruk zich snel door de gehele grondlaag voortplanten. Hierdoor ontstaat er geen sprong in de lijn van de waterdruk en kan men bij de latere evenwichtsberekeningen volstaan met het in rekening brengen van het boven de tunnel gelegen grondgewicht.

Bij de situatie van de Pas van Terneuzen zal er naast het grondgewicht ook met het watergewicht rekening moeten houden. In figuur 6.5 zijn drie waterniveau's getekend. Door de eerder gemaakte aanname voor de spanningen in de zandlaag volgt dat, bij het gemiddelde waterniveau het verloop van de waterdruk gelijk is aan de waterdruk die zou ontstaan bij een goed waterdoorlatende bodem. In dit geval zijn de waterkrachten net boven de bodem gelijk aan de waterkrachten net onder de bodem. Dit is eenvoudig te zien wanneer de bodem wordt voorgesteld als een

² De Boomse klei blijkt voor Terneuzen tot op een diepte van NAP -50 m weg te zijn, de zandlaag onder de Boomse klei wordt dus wel kortgesloten met de andere zandlagen. In de zandlaag onder de Boomse klei is een faseverschuiving merkbaar van ongeveer een half uur, de gemaakte aanname is dus veel ongunstiger dan de werkelijkheid. Omdat op dit moment het rapport in een ver gevorderd stadium is, zal bij de berekening van de minimaal benodigde gronddekking nog steeds van de ongunstige aanname uitgegaan worden. Dit betekent dat de in bijlage B berekende minimale gronddekking aan de hoge kant is, aan de hand van de nieuwe gegevens kan de grootte van de minimale gronddekking verminderd worden met een à twee meter.

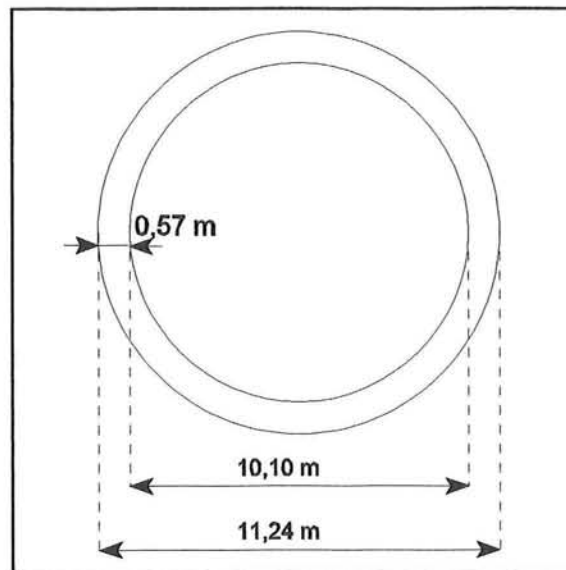
dunne ondoorlatende plaat. De druk die veroorzaakt wordt het watergewicht boven de plaat is even groot als de waterdruk die er onder heerst. Aan de hand van deze voorstelling is ook snel te zien dat bij hoog en laag water door de waterkracht geen evenwicht wordt gemaakt. De waterdruk onder de plaat blijft ongewijzigd terwijl boven de plaat bij hoog water het watergewicht toeneemt, het gevolg is dat er een neerwaartse kracht ontstaat die door de ondergrond moet worden opgenomen. Bij laag water treedt het omgekeerde op. Door afname van het watergewicht heerst onder de plaat een grotere druk dan er boven.

Het getij zorgt voor een onafgebroken verandering van de waterstand en daardoor zal de kracht voortduren van grootte veranderen. Bij de latere evenwichts-berekeningen zal iedere keer bekeken moeten worden welke situatie maatgevend is.

6.4 Afmetingen en gewicht tunnel

Bij de berekeningen zal uitgegaan worden van de tunnelafmetingen die door de RWS bepaald zijn. Dit houdt in dat de binnendiameter 10,10 m is, de buitendiameter 11,24 m en de wanddikte 0,57 m (zie figuur 6.6).

De wand van de tunnel wordt gevormd door betonnen elementen met een γ_{beton} van 24 KN/m^3 .



Figuur 6.6: Afmetingen tunneldiameter

In de gebruiksfase zal de tunnel gedeeltelijk opgevuld worden met een rijdek, grond en dergelijke. Deze zaken zorgen voor een extra gewicht. Bij de berekeningen wordt aangenomen dat tien procent van de ruimte hierdoor in beslag wordt genomen. Het gewicht van de opvulling wordt op 20 KN/m^3 gesteld.

1) gewicht bouwphase:

$$\pi \cdot (r_{\text{uitw}}^2 - r_{\text{inw}}^2) \cdot \gamma_b = \pi \cdot (5,62^2 - 5,05^2) \cdot 24 = 458,5 \text{ KN/m}$$

$$r_{\text{uiytw}} = \text{uitwendige straal} = 5,62 \text{ m}$$

$$r_{\text{inw}} = \text{inwendige straal} = 5,05 \text{ m}$$

$$\gamma_b = \text{soortelijk gewicht beton} = 24 \text{ KN/m}^3$$

$$\gamma_v = \text{volumiek gewicht vulling} = 20 \text{ KN/m}^3$$

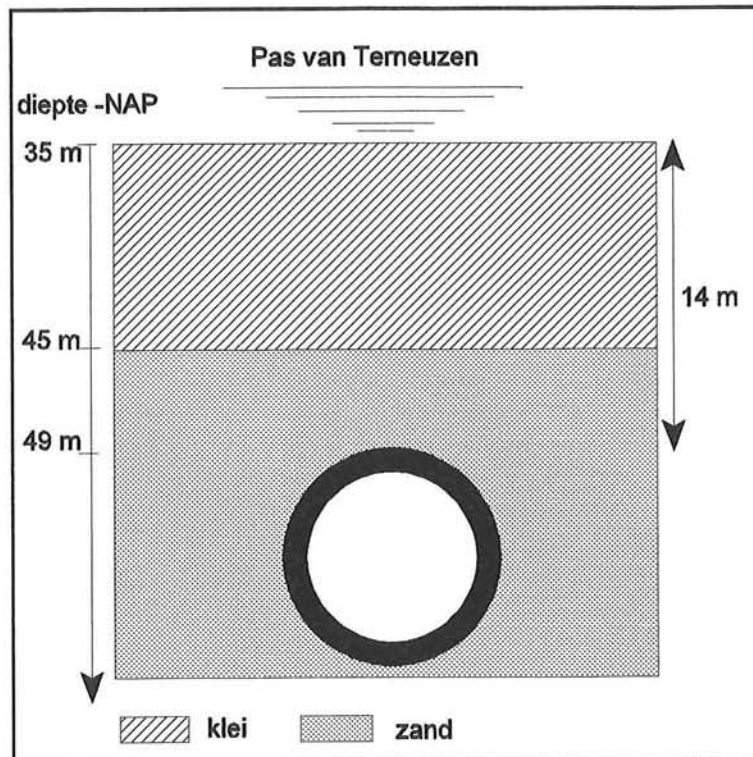
2) gewicht gebruiksfase:

$$\begin{aligned} \text{gewicht bouwfase} + 10\% \cdot (\pi \cdot r_{\text{inw}}^2) \cdot \gamma_v = \\ 458,5 \text{ KN/m}^3 + 0,1 \cdot (\pi \cdot 5,05^2) \cdot 20 = 618,7 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

6.5 Controleberekening huidig ontwerp

6.5.1 Doel controleberekening

In figuur 6.7 is de situatie van het huidige ontwerp weergegeven. De gronddekking bestaat uit tien meter klei en vier meter zand. Om zekerheid te krijgen rondom de stabiliteit van het huidige ontwerp zal een controleberekening gemaakt worden. Naast de zekerheid omtrent de stabiliteit van het ontwerp, dient de controleberekening ook om inzicht te krijgen in welke van de drie processen maatgevend is voor de gronddekking.



Figuur 6.7: Gronddekking huidig ontwerp

6.5.2 Berekening

Bij de berekening zal nagegaan worden of de gronddekking voldoende is om processen als opdrijven, opbreken of verstoring evenwicht bij verhoogde luchtdruk te voorkomen. De berekeningen zullen voor de ongunstigste situatie gemaakt worden. Dit houdt in dat er van de laagste waterstand wordt uitgegaan (LLW NAP - 2,5 m).

Alle berekeningen en andere benodigde informatie zijn opgenomen in bijlage B, in dit gedeelte wordt volstaan met het vermelden van de eindresultaten.

6.5.3 Resultaten controleberekening

In tabel 6.8 zijn de eindresultaten van de controleberekening weergegeven. Voor iedere fase is de waarde van de totale opwaartse en neerwaartse werkende kracht berekend. Te zien is dat de opwaarts werkende kracht kleiner is dan de neerwaarts werkende kracht. Het ontwerp is dus zowel in de bouw- als eindfase in evenwicht. Verder is te zien dat het verschil tussen de opwaartse en neerwaartse kracht bij de luchtdruk eis veel kleiner is dan bij de opdrijf en opbreek eis. Hieruit volgt dat wanneer de gronddekking kleiner wordt, de luchtdruk eis als eerste voor problemen zorgt. In het vervolg zal de aandacht dan ook eerst gericht worden op hoe de tunnel ondieper aangelegd kan worden ten aanzien van de luchtdruk eis.

	bouwfase		eindfase	
	F_{opw} [KN/m]	F_{neer} [KN/m]	F_{opw} [KN/m]	F_{neer} [KN/m]
luchtdruk eis	1149	1315		
opdrijf eis	534	1264	373	1206
opbreek eis	1973	2884	1801	2758

Tabel 6.8: Overzicht totale opwaartse en neerwaartse krachten

Hoofdstuk 7: Ondieper leggen tunnel

7.1 Inleiding

De bedoeling van dit rapport is om te bekijken of het huidige ontwerp zodanig kan worden aangepast dat de totale kosten verminderen. Nu voldoende inzicht verkregen is omtrent het krachtenspel van de tunnel, zal bekeken worden of, hoe en hoeveel ondieper de tunnel gelegd kan worden. Hierbij komt ook het verschil tussen de bouwfase en de eindfase om de hoek kijken. Zo kunnen bij beide fasen verschillende veiligheidseisen, bezwijkmechanismen en dekkingslagen aanwezig zijn. Aan beide fasen zal dan ook aandacht worden besteed. Om een idee te krijgen van wat de minimale aanlegdiepte is, zal eerst de bouwfase bekeken worden. Hierna zal de minimale diepteligging voor de eindfase bepaald worden.

7.2 Bouwfase

Zoals uit de controleberekening blijkt, is de luchtdruk eis maatgevend voor de gronddekking die tijdens de bouwfase noodzakelijk is. Eerst zal dan ook onderzocht worden welke maatregelen genomen kunnen worden om de tunnel een kleinere gronddekking te geven waarbij nog steeds evenwicht met de luchtdruk wordt gemaakt. Natuurlijk zal te allen tijde gecontroleerd worden of aan de opbrek en opdrijf eis wordt voldaan.

In principe wordt luchtdrukverhoging alleen toegepast bij reparaties aan het boorschild en bij het verwijderen van obstakels. Normaal gesproken nemen deze acties niet veel tijd in beslag en hoeft de kamer voor de boorkop niet al te lang onder een drukverhoging worden gebracht. Hierdoor kunnen zowel maatregelen voor de korte als voor de lange duur een oplossing bieden.

In het nu volgende deel zullen enkele oplossingen beschreven worden.

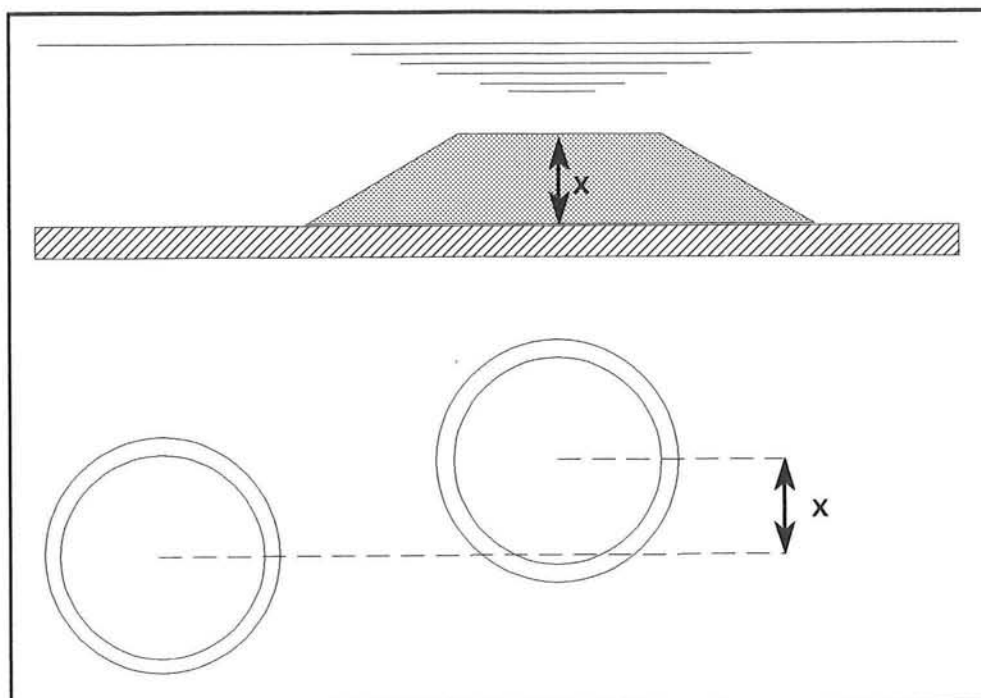
7.3 Ophogingen

7.3.1 Beschrijving methode

Het effect van een ophoging is vrij eenvoudig in te zien. Door het aanbrengen van extra gewicht bovenop de bodem zal het totale gewicht dat zich boven de tunnel bevindt toenemen. Hierdoor kan er voor gezorgd worden dat de neerwaarts gerichte kracht bij een ondieper gelegen tunnel met ophoging net zo groot is als de neerwaartse gerichte kracht bij een dieper gelegen tunnel.

Bij het aanbrengen van ophogingen moet men rekening houden met het feit dat, de lucht zich langs de kleilaag kan verplaatsen en dus ook in nabij gelegen gebieden voor problemen kan zorgen. De ophogingen zullen dus over een groter gebied aangebracht moeten worden dan dat van de tunnel.

Verder kan een onderverdeling gemaakt worden in langdurige en tijdelijke ophogingen.



Figuur 7.1: Effect van ophogingen

7.3.2 Langdurige ophogingen

Bij langdurige ophogingen moet gedacht worden aan ophogingen die in ieder geval tijdens de gehele bouwfase aanwezig zijn. Eventueel kunnen de ophogingen ook nog in de eindfase aanwezig zijn zodat ze dan ook nog voor extra stabiliteit zorgen. Doordat de ophoging al aanwezig is, hoeft men bij reparaties en dergelijke niet te wachten totdat een ophoging is aangebracht. Men kan direct de kamer voor de boorkop onder luchtdruk brengen, dit levert tijdwinst op.

Een langdurige ophoging kan gerealiseerd worden door het aanbrengen van een grondlichaam. Het grondlichaam moet wel zodanig gemaakt worden dat het ten gevolge van de erosie niet op den duur z'n functie verliest.

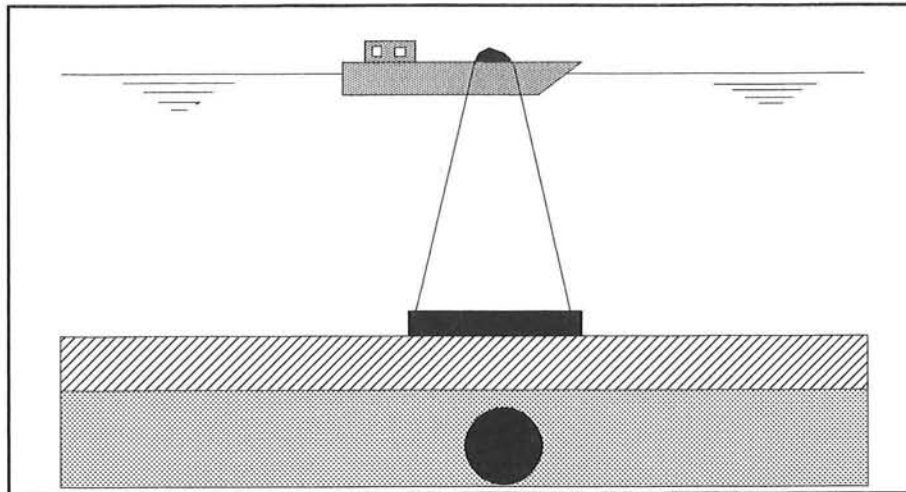
Bij de aanleg van een bodembescherming ontstaat ook een ophoging. Het extra gewicht ten gevolge van de bodembescherming kan men altijd in de berekening meenemen, er moet wel aan gedacht worden dat de bodembescherming niet onnodig hoog gemaakt zal worden en dat het extra gewicht dus niet al te groot zal zijn.

Een ophoging kan ook bestaan uit een combinatie van een ophoging en een bodembescherming.

7.3.3 Tijdelijke ophogingen

Tijdelijke ophogingen zijn ophogingen die tijdens de duur van de luchtdrukverhoging aanwezig zijn. Deze ophogingen worden alleen aangebracht als er ergens een luchtdrukverhoging noodzakelijk is. Bij onverwachte problemen zal men met de luchtdrukverhoging altijd moeten wachten totdat het extra gewicht is aangebracht. Hierdoor kunnen aanzienlijke wachttijden ontstaan en men zal voor deze situaties materieel beschikbaar moeten houden.

De tijdelijke ballast kan bestaan uit afgezonken betonnen platen, caissons of een grondprofiel. Tijdelijke ophogingen zullen niet voor extra stabiliteit zorgen in de eindfase.



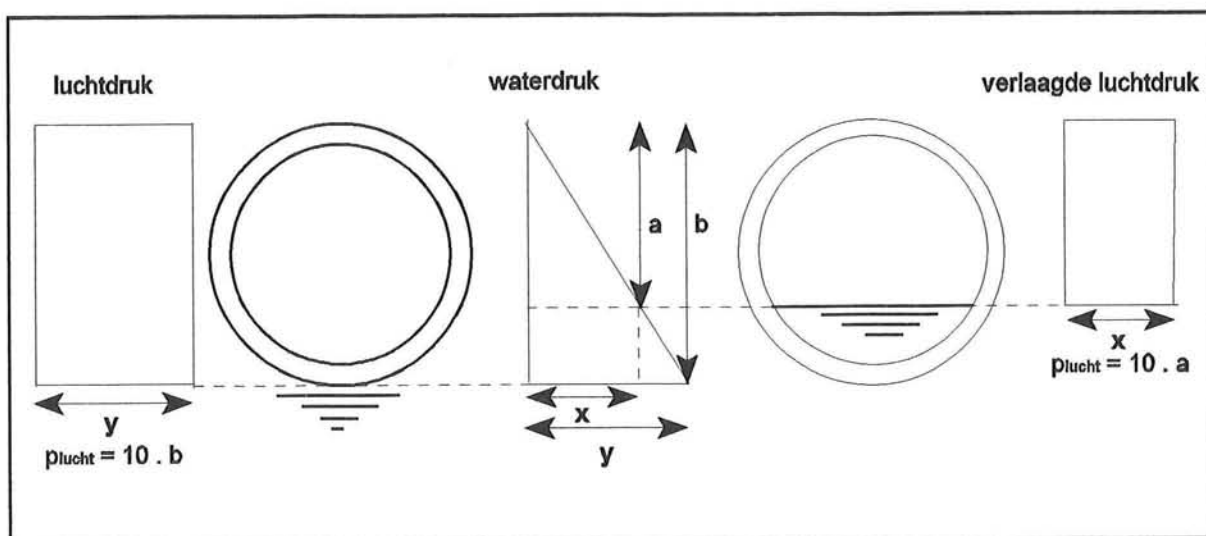
Figuur 7.2: Aanbrengen betonplaat

7.4 Overige oplossingen:

7.4.1 Aanbrengen van lagere luchtdruk

Bij reparaties en het verwijderen van obstakels wordt er vanuit gegaan dat de gehele kamer bij de boorkop onder luchtdruk wordt gezet. Een andere mogelijkheid is om een zodanige luchtdruk aan te brengen dat het onderste gedeelte van het boorfront onder het vloeistofniveau blijft staan. De meeste reparaties, zoals het verwisselen van de lagers, worden bij de as van de boormachine uitgevoerd. Bij het repareren van andere gedeeltes, kan men door het draaien van de boorkop het gewenste deel in de vloeistofvrije ruimte krijgen. Verder kan men bij de reparatie eventueel gebruik maken van loopbruggen. De hogere vloeistofstand hoeft dus geen belemmering te vormen voor het uitvoeren van reparaties.

Voor het verwijderen van obstakels kan de vloeistof wel voor problemen zorgen. Deze problemen doen zich dan voor als het te verwijderen obstakel onder de vloeistofspiegel ligt. Het risico van het voorkomen van dit soort omstandigheden zal, indien mogelijk van te voren afgewogen moeten worden. Mocht het probleem zich toch voordoen dan is het in sommige gevallen nog mogelijk om kleine handelingen onder de vloeistofspiegel uit te voeren. Dit zal wel meer tijd vergen en de kosten zullen hierbij hoger zijn. Bij grote problemen zal men moeten overgaan tot het aanbrengen van tijdelijke ballast of de omringende grond waterdicht maken door middel van chemische injectie of bevriezen van de grond.

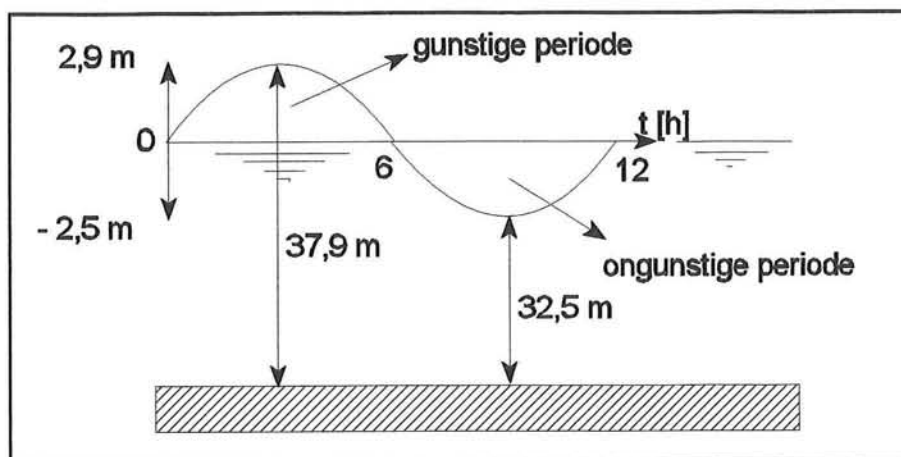


Figuur 7.2: Waterstandverschil bij lagere luchtdruk

7.4.2 Gunstig gebruik van wisselende waterstanden

In paragraaf 6.3 is de invloed van de wisselende waterstanden en de slecht doorlatende grondlagen beschreven. Deze invloed kan zowel positief als negatief werken. Tijdens de berekeningen wordt voortdurend met de ongunstigste situatie (LLW) gerekend. Binnen een getij-cycles van twaalf uur treedt deze ongunstige situatie hooguit een uur op. Gedurende de overige periode is de situatie gunstiger. Als reparaties en dergelijke tijdens een gunstige periode uitgevoerd worden, kan men met een kleinere gronddekking volstaan.

Een gunstige situatie treedt op bij een waterstand die hoger is dan het gemiddelde niveau en heeft een tijdsduur van zes uur (figuur 7.3). Aangezien de meeste reparaties binnen enkele uren uitgevoerd kunnen worden, kan men er toe overgaan om de werkzaamheden alleen gedurende een gunstige periode uit te voeren. Hierdoor kan bij de blow-out berekening met een gemiddeld waterniveau gerekend worden en zal de benodigde gronddekking kleiner zijn. Het enige nadeel is dat wanneer een operatie niet binnen zes uur afgerond kan worden er daarna een wachttijd van zes uur ontstaat.



Figuur 7.3: Over- en onderdruk

Hoofdstuk 8: Bepaling methode

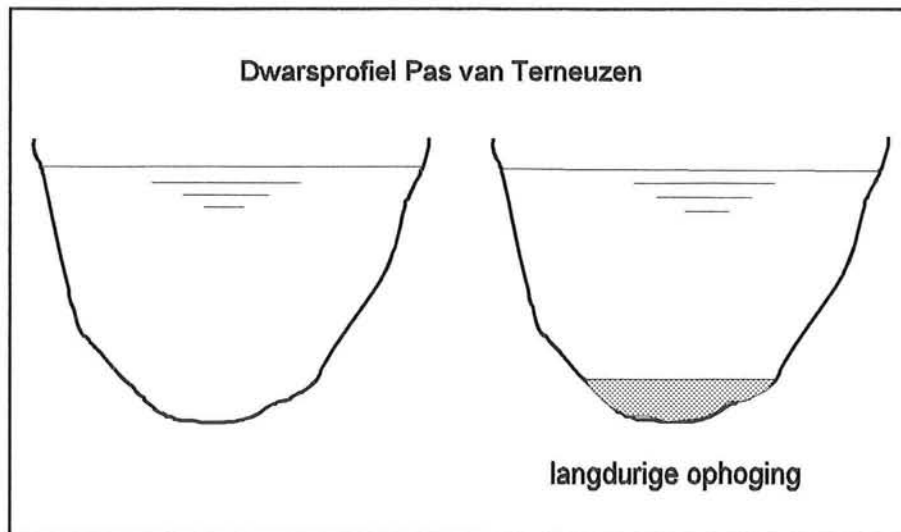
8.1 Toe te passen methode

De in hoofdstuk zes beschreven methoden bieden allemaal de mogelijkheid om de tunnel onder de pas van Terneuzen ondieper te aan te leggen. Iedere methode zal nu nogmaals bekeken worden en vergeleken met de andere methodes zodat de beste oplossing voor deze situatie bepaald kan worden. Of een oplossing goed is wordt mede bepaald door de praktische uitvoerbaarheid en de kosten van de methode. De oplossing mag niet al teveel problemen opleveren voor de omgeving en de kosten mogen niet groter zijn dan de winst die behaald wordt door het ondieper leggen van de tunnel.

8.1.1 Langdurige ophogingen

Een langdurige ophoging in de vorm van een grondprofiel is niet aantrekkelijk. Omdat men van tevoren niet weet waar luchtdrukverhoging wordt toegepast en de lucht zich langs de kleilaag kan verplaatsen, moet de ophoging over een vrij groot gedeelte aangebracht worden. Dit betekent dus ook dat het vrij kostbaar wordt. Om grote vertraging tijdens de bouwfase te voorkomen zal de ophoging van te voren aangelegd worden. Als later blijkt dat er op dit gedeelte geen luchtdrukverhoging nodig was, is het grondprofiel alleen voor de eindfase van de tunnel aangelegd.

Doordat de geul ter plaatse van de tunnel diep genoeg is, zal een permanente ophoging voor de scheepvaart weinig problemen opleveren. Voor de waterbeweging ligt dit anders. Op de bodem ontstaat een drempel (zie figuur 8.1) en het doorstroomprofiel wordt kleiner. Als gevolg hiervan zal er een stroomversnelling en turbulentie ontstaan en kunnen gedeelten van de bodem en oever gaan eroderen. Omdat in een complex systeem als de Westerschelde de gevolgen moeilijk te overzien zijn, kan men dit beter voorkomen.



Figuur 8.1: Drempelvorming

De aanleg van een bodembescherming kan wel van nut zijn, maar dan in de eerste plaats omdat die ervoor zorgt dat de bodem niet erodeert. De ophoging die ontstaat is meer een bijzaak. Omdat de bodembescherming niet al te hoog is (ongeveer een halve meter) zal die weinig problemen veroorzaken voor de waterdoorstroming, daar tegenover staat dat het extra gewicht aan verzwareing ook minimaal is.

8.1.2 Tijdelijke ophogingen

Doordat de tijdelijke ophogingen alleen aangelegd worden op plaatsen daar waar een luchtdrukverhoging zal worden toegepast, legt men ze nooit voor niets aan. De tijdelijke ophogingen bestrijken dan ook een veel kleiner gebied dan de langdurige ophogingen en zullen dus goedkoper zijn. Doordat de ophogingen maar tijdelijk en klein van omvang zijn, zullen ze de waterhuishouding nauwelijks beïnvloeden. Als voor een makkelijk erodeerbare grondsoort wordt gekozen, wordt het profiel vanzelf weer opgeruimd.

Een nadeel van dit soort ophogingen is dat ze pas gemaakt worden, nadat een probleem geconstateerd is en dat ze in een getijdegeulen lastig aan te brengen zijn. Het maken van zo'n profiel onder water zal enige tijd kosten en dus zal er tijd over heen gaan voordat men weer verder kan boren. Verder zal er voor gezorgd moeten worden dat materieel aanwezig is.

Tijdelijke ophogingen in de vorm van caissons of betonnen platen hebben het voordeel dat ze sneller aangebracht kunnen worden dan grond en ze zijn ook meerdere malen te gebruiken. Een nadeel is dat ze ook weer opgeruimd moeten worden. Een ander groot nadeel dat voor alle ophogingen geldt is dat ze met behulp van een vaartuig aangebracht moeten worden. Dit betekent dat de scheepvaart gehinderd zal worden. Verder kan de scheepvaart last krijgen van veranderende sterkte en richting van stromingen. De hinder voor de scheepvaart zal tot een minimum beperkt moeten worden.

8.1.3 Gebruik maken van de waterstand

Het grote voordeel van deze methode is dat er geen kostbare ophogingen gemaakt moeten worden en dat er niet wordt ingegrepen in het doorstroomprofiel van de geul. Verder hoeft men ook geen materiaal beschikbaar te houden. Het enige bezwaar is dat men deze methode alleen kan gebruiken voor korte operaties. Korte operaties zijn operaties met een tijdsduur van enkele uren tot dagen, in het laatste geval zal tijdens perioden met een lage waterstand (zes uur) gewacht moeten worden. De enige kosten die kunnen ontstaan zijn die ten gevolge van tijdverlies. Wanneer situaties ontstaan waarbij zeer lang met verhoogde luchtdruk gewerkt moet worden, kan men altijd nog besluiten om toch een tijdelijke verhoging op de bodem aan te brengen.

8.1.4 Lagere luchtdruk aanbrengen

Deze methode vergt weinig aanpassingen. Alleen indien men verwacht dat er veel obstakels onder de bentonietspiegel verwijderd moeten worden, kan men beter een andere oplossing zoeken. Zolang er geen obstakels onder de bentonietspiegel worden aangetroffen, zullen de kosten niet veel hoger zijn dan wanneer de hele kamer onder luchtdruk wordt gezet. In het andere geval zullen de kosten iets hoger zijn.

8.2 Keuze

Naast de hiervoor besproken mogelijkheden, moet men ook weten tot op welke diepte de tunnel minimaal aangelegd kan worden. Het is niet toegestaan om de tunnel zo ondiep aan te leggen dat aan de opbreek- en opdrijf-eis niet meer wordt voldaan. Om dit te voorkomen zal er eerst nagegaan worden wat de minimale gronddekkingen ten aanzien van deze eisen zijn. Wanneer deze minimale gronddekkingen bepaald zijn, kan bekeken worden welke aanvullende maatregelen het beste zijn om de tunnel ondieper aan te leggen.

8.2.1 Samenvatting minimale gronddekking

De minimale gronddekking voor het opdrijven en opbreken zal voor de bouw- en eindfase bepaald worden. De berekening is te vinden in bijlage B2, nu wordt volstaan met het vermelden van de eindresultaten.

De minimale gronddekkingen:

	bouwfase	eindfase
opdrijven	6,3 m	5,9 m
opbreken	10 m	9,5 m

Tabel 8.2: Minimale gronddekking voor boortunnel

In de tabel is te zien dat de eis ten aanzien van het opbreken het zwaarst weegt. In sommige gevallen kan de minimale gronddekking bij boortunnels teruglopen tot een waarde van 0,7 maal de tunneldiameter. In dat opzicht is de minimale gronddekking van 10 m (0,9 · D) groot. Deze grotere minimale dekkingslaag wordt voornamelijk veroorzaakt door het in rekening brengen van de wisselende waterstanden boven de kleilaag (zie paragraaf 6.3). Tijdens de berekeningen is er van uitgegaan dat tijdens de ongunstige situatie van laag water, op de neerwaartse kracht een reductie ter grootte van het waterstandsverschil moet worden aangebracht. Wanneer men deze reductie achterwege kan laten, kan de minimale gronddekking verminderd worden met 2 tot 2,5 m.

Daar een vermindering van de gronddekking grote invloed heeft op de totale tunnelkosten, is het verstandig om na te gaan in hoeverre de gedane aanname in

paragraaf 6.3 correct is. In paragraaf 6.3 wordt gesteld dat de grootte van de waterdruk onder de kleilaag gelijk is aan de waterdruk die ontstaat bij een constant gemiddeld zeeniveau. Het is mogelijk dat ten gevolge van een breuk in de kleilaag, de waterdruk onder de kleilaag wel beïnvloed wordt. In dat geval kan men volstaan met een kleinere reductie op de neerwaartse kracht en zal de minimale gronddekking afnemen. Nader onderzoek betreffende het waterdrukverschil dat ontstaat over de kleilaag kan dus van nut zijn. Een andere oplossing ontstaat wanneer men zelf voor het kortsluiten van de zandlaag zorgt. Dit zou bijvoorbeeld kunnen gebeuren door het aanbrengen van zandpalen door de kleilaag. In dit geval kunnen de waterstandsverschillen doordringen tot onder de kleilaag. Men moet er wel voor zorgen dat de kosten van het kortsluiten van de zandlaag niet hoger zijn dan de winst die ontstaat bij de afname van de gronddekking.

De maatregelen die ervoor zorgen dat de blow-out eis verlicht wordt zijn zinvol totdat in de bouwfase een minimale dekking van 10 m en in de eindfase een minimale dekking van 9,5 m bereikt wordt.

Met de dekkingslaag van 9,5 m moet voorzichtig worden omgegaan. Wanneer een bodembescherming aangelegd wordt, kan men deze waarde waarschijnlijk handhaven. In andere gevallen moet men rekening houden met bodemveranderingen (zie morfologische aspecten) waarbij verdiepingen van één a twee meter niet ondenkbaar zijn. In dat geval zal de dekking onvoldoende worden. Op dit aspect zal bij de bepaling van de optimale diepteligging uitgebreid worden teruggekomen. Nu zal eerst bekeken worden welke methode het meest geschikt is om de tunnel ondieper te leggen.

8.4 De te hanteren methode

De methodes om de tunnel ondieper te leggen, zijn in principe alleen nodig over het diepste gedeelte van de pas van Terneuzen. Naast dit gebied kan men weer over een grotere gronddekking beschikken, daardoor kan de luchtdruk daar zonder al teveel problemen verhoogd worden.

Na het bestudering van de verschillende methodes blijkt dat de voordeligste methodes zijn degene waarbij men de luchtdruk verhoogd gedurende gunstige waterstanden (hoog water) en men een zodanige luchtdruk toepast dat niet al de bentoniet in de werkkamer verdreven wordt. Bij beide methodes is er geen hinder voor de scheepvaart en waterdoorstroming, ze leveren niet meer tijdverlies op dan de tijdelijke ophogingen, worden nooit voor niets toegepast en zijn goedkoper dan de andere methodes. Het ligt dan ook voor de hand dat één van de twee of een combinatie van beide methodes gebruikt zal worden om de tunnel ondieper te leggen.

Bij gebruik van een langdurige ophoging in combinatie met een van de hierboven beschreven methodes, kan de tunnel nog ondieper gelegd worden. Deze oplossing zal buiten beschouwing blijven omdat verkleining van het doorstroomprofiel niet geoorloofd is. De ophoging zou teveel hinder geven aan de waterdoorstroming en de scheepvaart. Verder zou het voordeel van het ondieper leggen van de tunnel, grotendeels teniet gedaan worden door de extra kosten van het grondprofiel.

Het diepste gebied strekt zich uit over zo'n tweehonderd meter. De verwachting is dat over zo'n afstand niet al teveel obstakels verwijderd moeten worden. Het toepassen van de hulpmethodes kan verminderd worden door onderhoud uit te voeren voordat men in het kritieke gebied komt.

Voordat een definitieve keuze voor methode 1 of 2 of de combinatie gemaakt wordt, zal eerst onderzocht worden of met deze methodes wel de gewenste verkleining van de gronddekking bereikt kan worden.

8.4.1 Verkleining gronddekking bij gebruik drukverschil

De waterstand kan variëren van NAP -2,5 m tot NAP +2,9 m. In paragraaf 5.3 is beschreven wat voor positieve en negatieve invloed deze waterstandsverandering op het tunnelontwerp kan hebben. Tijdens de berekeningen is voortdurend van de ongunstigste situatie uitgegaan. Wanneer er van uitgaan wordt dat de meeste reparaties en dergelijke binnen zes uur uitgevoerd kunnen worden, kan van een gunstige situatie worden uitgegaan. De dekking die aanwezig was om de invloed van de lage waterstand te compenseren kan nu achterwege blijven. Hierdoor is een besparing van 2,5 m mogelijk.

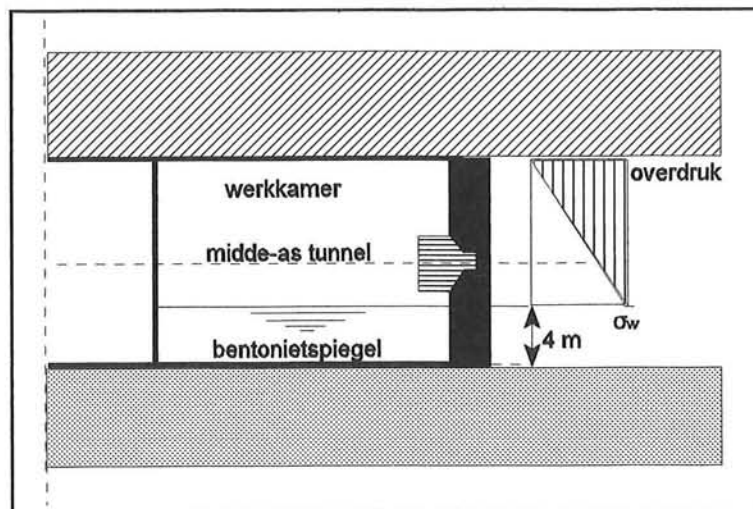
8.4.2 Verkleining gronddekking bij toepassen van luchtdrukverlaging

Men kan een zodanige (lagere) luchtdruk aanbrengen dat in de werkkamer over een hoogte van enkele meters nog een bentonietmengsel aanwezig is. Wanneer de vloeistofspiegel van het bentonietmengsel boven het midden van het schild komt, is het lastig om reparaties aan de booras uit te voeren. Om makkelijk te werken is het verstandig om het water één à anderhalve meter onder de booras te houden. Verder is het zo dat hoe hoger het bentonietmengsel blijft staan, des te groter is de kans dat obstakels onder water verwijderd moeten worden.

Als het bentonietmengsel anderhalve meter onder de booras blijft, betekent dit dat het bentonietmengsel over een hoogte van vier meter in de werkruimte wordt toegelaten. De luchtdruk kan dus verlaagd worden en zolang men aan de eisen ten aanzien van het opbreken en opdrijven blijft voldoen, kan de gronddekking afnemen met ongeveer vier meter.

8.5 Uiteindelijke keuze

De afname van de gronddekking bedraagt $14 - 10 = 4$ m. In principe kan door het aanbrengen van een kleinere luchtdruk de gewenste gronddekking bereikt worden. Hiernaast kan men de methode waarbij alleen gedurende een gunstige waterstand³ obstakels verwijderd worden, in het achterhoofd houden. Wanneer een obstakel op 2,5 m boven de onderkant van de tunnel bevindt, kan men de luchtdruk zodanig verhogen dat het obstakel boven de bentonietspiegel komt te liggen. Omdat ervoor gezorgd moet worden dat er evenwicht is tussen de luchtdruk en het neerwaartse grondgewicht, kan men de luchtdruk alleen maar extra verhogen gedurende een gunstige waterstand. De oplossing zal dan ook bestaan uit het aanbrengen van een zodanige luchtdruk waarbij de vloeistofspiegel in de werkkamer verlaagd wordt tot enkele meters boven de onderkant van de tunnel. Eventueel kan men nog gebruik maken van een gunstige waterstand.



Figuur 8.3: Situatie tijdens verhoogde luchtdruk in de werkkamer

³ Tijdens waterstanden die hoger zijn dan het gemiddelde zeeniveau hoeft men geen reductie op de neerwaartse kracht aan te brengen (gunstig).

Deel 3

Vergelijking van de ontwerpen
&
eindconclusie

9 Bepaling optimale ligging W.O.V.

9.1 Inleiding

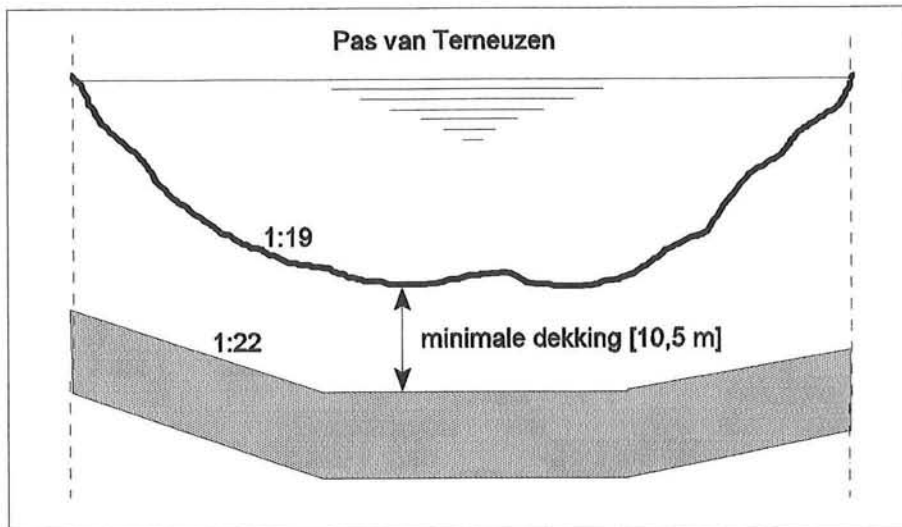
9.1.1 De verschillende ontwerpen

In hoofdstuk 8 is de minimaal benodigde gronddekking voor de tunnel berekend. Wanneer de tunnel met deze gronddekking wordt aangelegd zijn op het eerste gezicht de aanlegkosten het kleinst. Doordat de bodem van de Pas van Terneuzen aan verandering onderhevig is, bestaat er een kans dat de gronddekking kleiner wordt dan de minimaal benodigde gronddekking. In deze situatie kunnen ongewenste beschadigingen aan de tunnel ontstaan.

Het risico van beschadigingen kan verminderd worden door de tunnel een extra gronddekking te geven of door ervoor te zorgen dat de ligging van de bodem niet meer verandert. Beide maatregelen zijn kosten verhogend. Een goed ontwerp voor de tunnel zal bestaan uit een optimum tussen een acceptabel risico en minimale aanlegkosten. Om tot dit ontwerp te komen zullen een verschillende mogelijkheden bestudeerd worden. Deze mogelijkheden zijn:

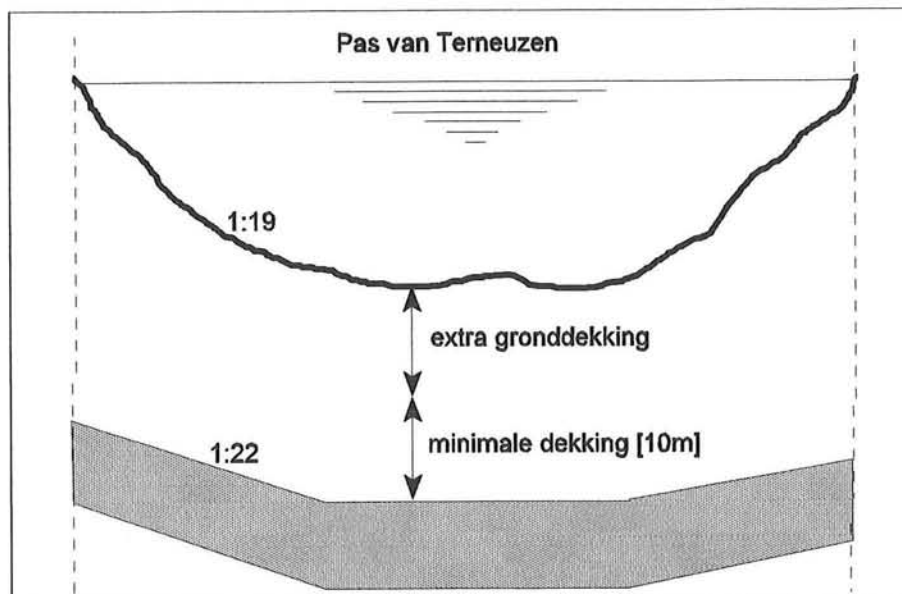
1) Een ontwerp zonder bodembescherming

Hierbij zijn verschillende mogelijkheden. In figuur 9.1 is een ontwerp te zien waarbij de tunnel wordt aangelegd met een minimale dekking, op het eerste gezicht lijkt dit de goedkoopste oplossing, het nadeel van dit ontwerp is dat bij een geringe achteruitgang van de bodem al beschadigingen kunnen ontstaan. Bij dit ontwerp heeft men dus lage investeringskosten maar is het risico groot.



Figuur 9.1: Ontwerp met minimale gronddekking

Door de aanleg van een extra gronddekking (figuur 9.2) kan de kans op beschadiging van de tunnel en het risico verkleind worden. De extra gronddekking zorgt wel voor een toename van de investeringskosten. Verder in het hoofdstuk zal bepaald worden of een extra gronddekking zinvol is.

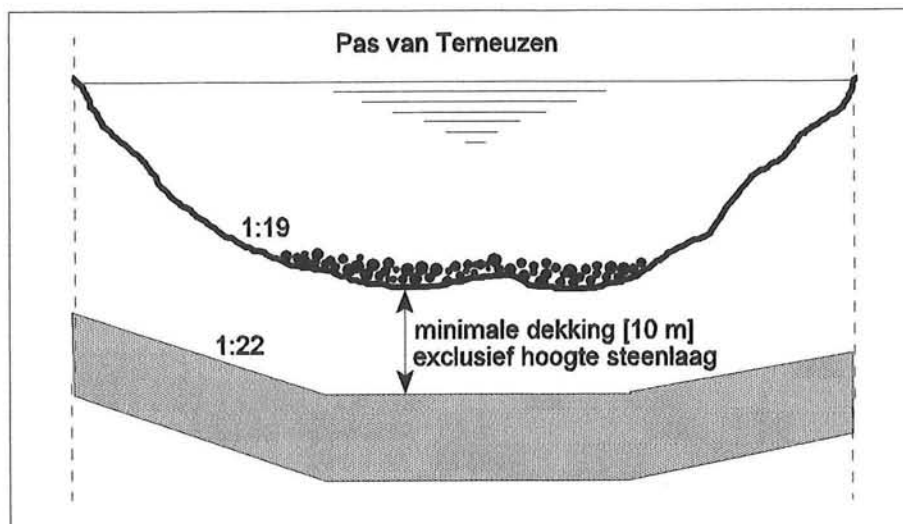


Figuur 9.2: Aanleg met extra gronddekking

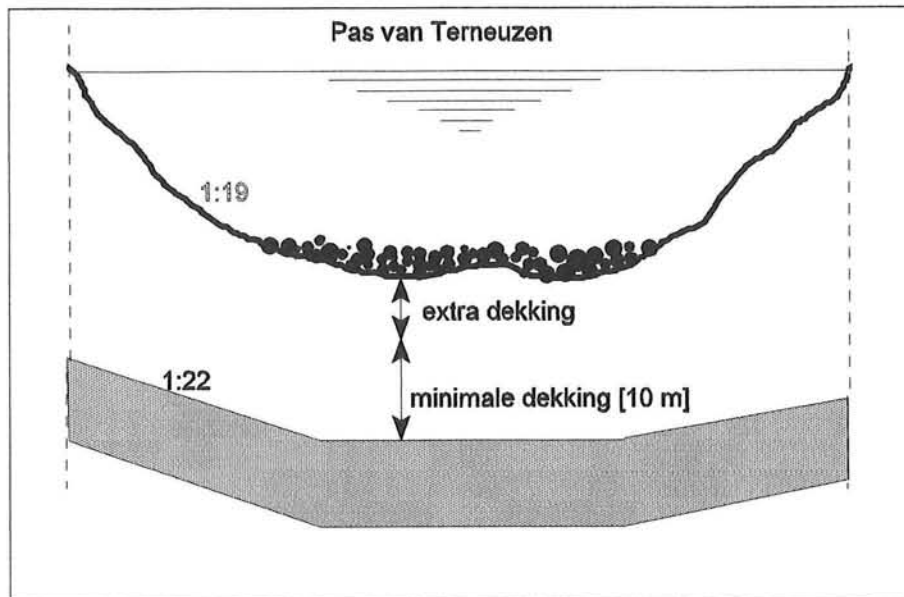
2) Ontwerp met bodembescherming

Door de aanleg van een bodembescherming moet voorkomen worden dat de geul zich verdiept. Bij een ontwerp met een bodembescherming is de kans op schade klein, de verkleining van het risico gaat wel samen met een verhoging van de kosten.

Afhankelijk van de kwaliteit van de bodembescherming kan men door het toepassen van een extra gronddekking de veiligheid van het ontwerp nog verder vergroten (figuur 9.4). De keuze tussen wel of geen bodembescherming en of extra gronddekking zal bepaald worden door het economisch optimale risiconiveau.



Figuur 9.3: Minimale gronddekking + bodembescherming



Figuur 9.4: Aanleg bodembescherming + extra gronddekking

9.1.2 Het economisch optimale risiconiveau

Bij het maken van een keuze tussen de verschillende ontwerpen kan men uitgaan van een ontwerp dat qua kosten, veiligheid of een combinatie tussen beide factoren optimaal is. Zoals in de inleiding al vermeldt is, zal een optimum gezocht worden tussen het risico en de investeringskosten. De investeringskosten zijn de kosten die gemaakt worden om de veiligheid van het ontwerp toe te laten nemen. De investeringskosten beïnvloeden dus de faalkans van het systeem.

$$\text{kosten [k]} = \text{investeringskosten [I]} + \text{risico [R]}$$

De kosten zijn gelijk aan de som van de investeringskosten en het risico. Voor het risico bestaan verschillende definities. In dit rapport wordt uitgegaan van de definitie:

$$\text{risico} = \text{kans [P]} \cdot \text{gevolg [S]}$$

Bij de ontwerpen zal gezocht worden naar het economisch optimale risiconiveau, hierbij vindt een afweging plaats tussen de investeringskosten en het gekapitaliseer-

de risico. Aan alle gevolgen zal een bepaald prijskaartje komen te hangen. In sommige gevallen kan dit lastig zijn, zo blijft het moeilijk om de waarde van een mensenleven in geld uit te drukken.

Voordat het optimale ontwerp bepaald kan worden, moeten eerst de investeringskosten het gekapitaliseerde risico berekend worden

9.2 Risico

Het risico is gelijk aan de vermenigvuldiging van de faalkans van het systeem en de gevolgen. Beide componenten worden eerst apart behandeld.

9.2.1 Faalkans

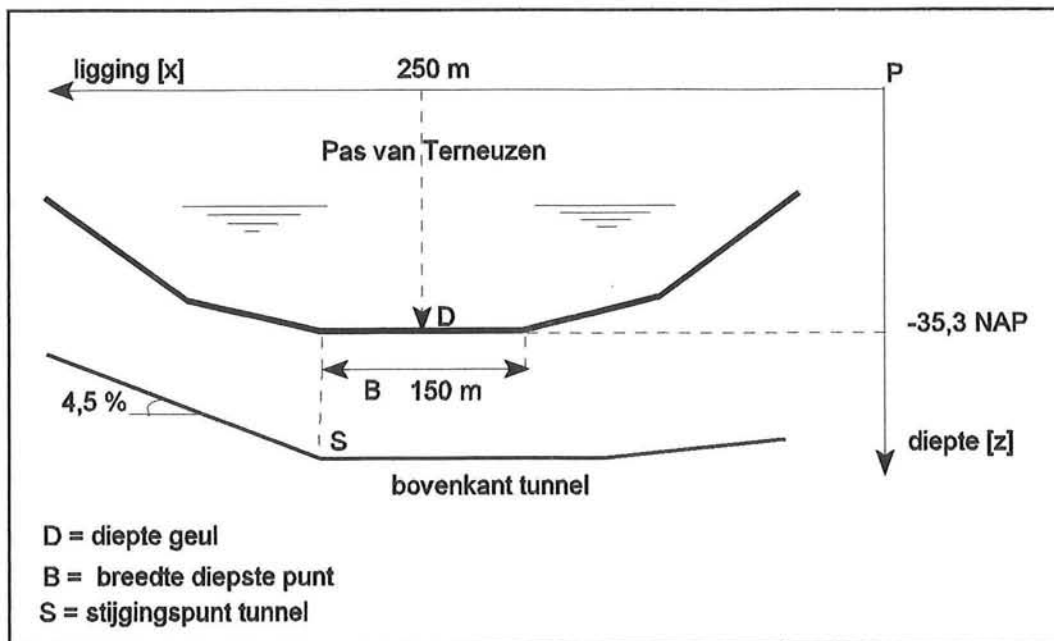
De faalkans is de kans dat het ontwerp niet meer aan de gestelde eisen voldoet. In paragraaf 9.2.2 worden drie stadia onderscheiden met verschillende gevolgen. De gronddekking boven de tunnel is variabele die bepaald of het ontwerp nog voldoet. Als eis wordt gesteld dat de gronddekking groter moet zijn dan de in paragraaf .. berekende minimale gronddekking (10 m). Wanneer de gronddekking kleiner wordt dan de minimaal benodigde gronddekking faalt het ontwerp.

De faalkans is afhankelijk van de extra gronddekking en de eventuele aanleg van een bodembescherming. Voor bepaalde gronddekkingen en de bodembescherming zal de faalkans bepaald worden.

9.2.1.1 Faalkans bij bepaalde gronddekking

Als de bescherming van de tunnel uit een gronddekking bestaat, is de faalkans alleen afhankelijk van de veranderingen van het bodemprofiel van de geul. Een schematisatie van de bodem is nodig om de kans op bepaalde bodemveranderingen te kunnen berekenen.

In figuur 9.5 is een schematisatie te zien van de bodemligging van de geul en de tunnel. De afstanden zijn bepaald ten opzichte van een vast punt P. Bij het bepalen van de overschrijdingskansen van een bepaalde breedte en/of diepte, zal deze schematisatie als uitgangspunt dienen. Het diepste punt (NAP -35,3 m) ligt zo'n tweehonderdvijftig meter links van punt P en spreidt zich uit over honderdvijftig meter.



Figuur 9.5: Uitgangspositie 1995

In figuur 9.5 is te zien dat de minimale gronddekking afhankelijk is van de ligging van de punten D en S. Doordat punt D in de x en in de z richting kan verplaatsen, kan de gronddekking boven de tunnel variëren. Of de ligging van een bepaald ontwerp veilig is kan bepaald worden aan de hand van de volgende betrouwbaarheidsfunctie:

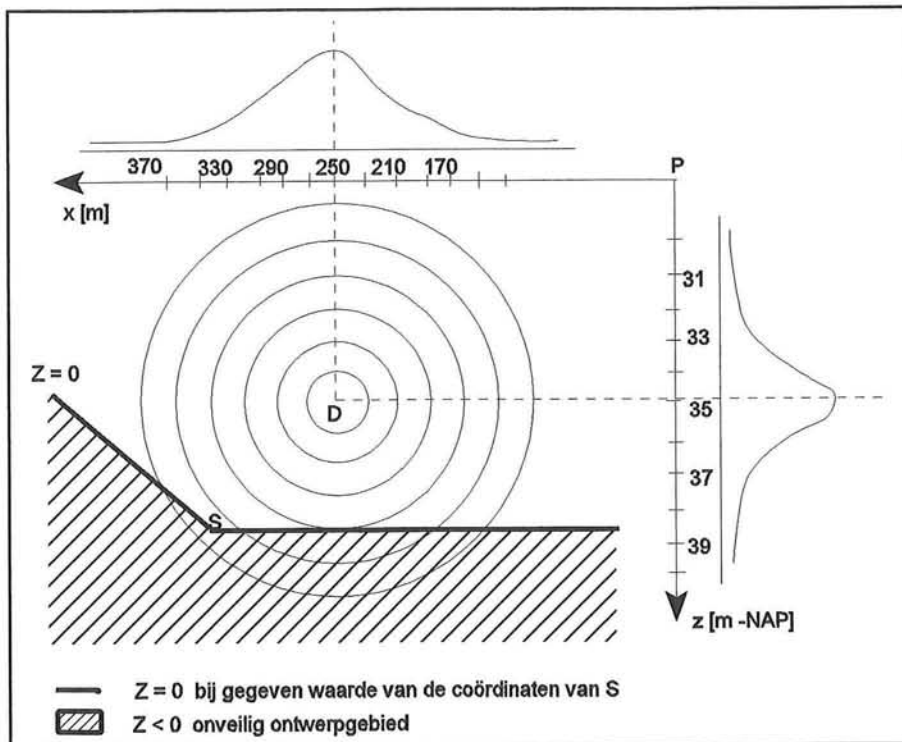
$$x_s \geq [x_{(D,t)} + 0,5 \cdot B] \Rightarrow Z = (z_s - z_{(D,t)}) - h_{\min}$$

$$x_s \leq [x_{(D,t)} + 0,5 \cdot B] \Rightarrow Z = \{(z_s - z_{(D,t)}) - 4,5\% \cdot ((x_{(D,t)} + 0,5 \cdot B) - x_s)\} - h_{\min}$$

$Z > 0 \Rightarrow$ veilig gebied

$Z = 0 \Rightarrow$ bezwijkgrens

$Z < 0 \Rightarrow$ onveilig gebied

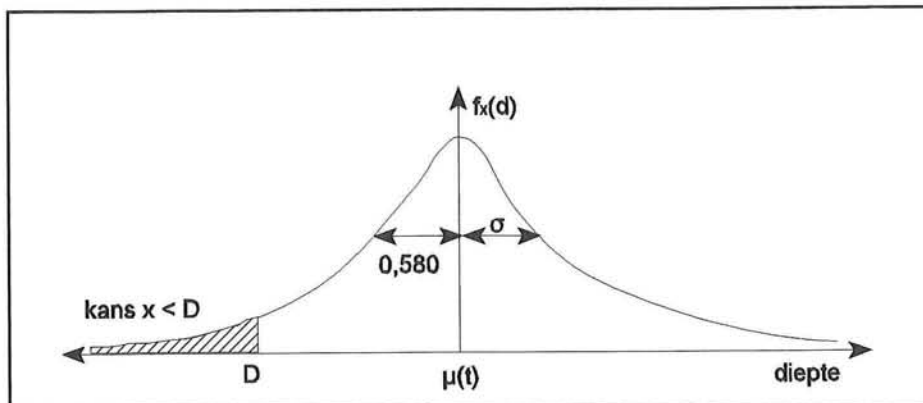


Figuur 9.6: Faalkans bij gegeven ligging tunnel

Bij deze betrouwbaarheidsfunctie zijn de coördinaten van het punt S constant in de tijd terwijl de coördinaten van het punt P variabel zijn. In bijlage D2 is meer informatie omtrent de betrouwbaarheidsfunctie te vinden.

Het onveilige gebied en dus ook de faalkans zijn afhankelijk van zowel de ligging x als de diepte z . Hierdoor is voor het bepalen van de faalkans in principe een tweedimensionaal kansmodel nodig. In bijlage D2 is de opzet van zo'n kansmodel beschreven. Voor het berekenen van de overschrijdingskans van een bepaalde ligging en/of diepte moeten ook de verdelingsfuncties van de diepte- en liggingpunten bekend zijn. De verdelingsfuncties zijn gebaseerd op de in hoofdstuk 3 verzamelde gegevens van de ligging van de geul. Bij de verdelingsfuncties is ook de invloed van het tijdseffect meegenomen. In bijlage D1 is te zien hoe de verdelingsfuncties tot stand komen en hoe de overschrijdingskansen berekend kunnen worden.

Verder zijn in de tabellen D20 en D18 de overschrijdingskansen van een bepaalde ligging x en diepte z weergegeven. Aan de hand van de overschrijdingskansen, kunnen de faalkansen van verschillende ontwerpen bepaald worden.



Figuur 9.7: Kansoverschrijding van de huidige diepte

9.2.1.2 Faalkans bodembescherming

De faalkans van de bodembescherming wordt onder andere bepaald door de dimensionering en de grootte van het steengewicht. Het in bijlage C beschreven ontwerp is zodanig dat de kans klein is dat ontgrondingskuilen ernstige beschadigingen kunnen veroorzaken of dat het dieptste punt van de geul buiten de bodembescherming komt te liggen. Wanneer dit toch mocht voorkomen kan men vrij eenvoudig een extra steenbestorting aanbrengen.

Het gewicht van de gebruikte stenen is drie tot zes maal zo groot dan het steengewicht dat benodigd is om de huidige stroomsnelheid te weerstaan. Het is dan ook onwaarschijnlijk dat gedeelten van de bodembescherming wegspoelen. Door de overdimensionering kan gesteld worden dat de faalkans van de bodembescherming klein is. Voorlopig wordt uitgegaan van een faalkans van 10^{-4} (1/jaar). Wanneer de tunnel met een minimale dekking onder de bodembescherming wordt aangelegd, is de faalkans van de tunnel gelijk aan die van de bodembescherming.

Door het aanbrengen van een extra gronddekking tussen de bodembescherming en de tunnel, kan de faalkans nog verkleind worden. De geul kan zich nog iets verdiepen zonder dat de tunnel beschadigd wordt. Een bijkomend voordeel is dat bij het bezwijken van de bodembescherming men nu meer tijd heeft om de benodigde maatregelen te treffen en op deze manier kan men de omvang van de schade beperken. De toename van de veiligheid (bij aanleg extra gronddekking) kan bepaald worden met behulp van de overschrijdingskansen van een bepaalde diepte (zie figuur 9.7 en bijlage D2). Bij een toename van de gronddekking zal de grootte van de overschrijdingskans afnemen en neemt de veiligheid toe. Voor de toename

van de veiligheid wordt wel een prijs betaald, in de paragraaf over de investeringskosten wordt daar nader op ingegaan.

9.2.1.3 Contante waarde risico

Bij een economische benadering van het probleem, zal ook het risico in geld uitgedrukt moeten worden. Men kan dit doen door te stellen dat de kosten behorende bij een risico gelijk zijn aan de faalkans van het ontwerp maal de schade die ontstaat bij het falen. De verkregen waarde is de contante waarde van het risico (C).

$$C = P_f \cdot S \quad [\text{gulden/jaar}]$$

C = contante waarde van het risico

P_f = faalkans van het ontwerp

S = schade

De nu verkregen contante waarde zijn de kosten per jaar. Wanneer de contante waarde voor meerdere jaren berekend moet worden, zal men er rekening mee moeten houden dat ten gevolge van de inflatie de waarde van de schade in de loop van de tijd zal toenemen en door het in rekening brengen van de rente zal de waarde van de schade afnemen.

De aanleg van de oeververbinding is zelf ook van invloed op de waarde van de schade. Door de verbinding zal een economische groei ontstaan waarbij de verkeersstroom en de waarde van vele zaken zal toenemen. Bij het falen van het ontwerp zullen de gevolgen in de loop van de tijd groter worden.

De zojuist beschreven aspecten die van invloed zijn op de grootte van de schade, worden als volgt in rekening gebracht:

$$C = \sum_{n=1} \frac{P_f \cdot S \cdot (1 + (i + g))^n}{(1 + r)^n} - \sum_{n=1} \frac{P_f \cdot S}{(1 + (r - i - g))^n}$$

i = waarde van inflatie = 2,5%

g = economische groeifactor 1%

r = rentevoet = 5%

n = aantal jaren

Wanneer geen bodembescherming aanwezig is, is de faalkans gelijk aan de overschrijdingskans van een bepaalde diepte (z) of ligging (x). Omdat deze overschrijdingskansen per jaar verschillen, zal voor de bepaling van de contante waarde een gemiddelde waarde berekend worden. In bijlage D2 is meer informatie omtrent de berekening van de constante waarde en het optimale punt.

9.2.2 Gevolg

Wanneer de gronddekking boven de tunnel kleiner is dan de minimale gronddekking, ontstaat er schade aan het tunnelontwerp. Afhankelijk van hoeveel kleiner de gronddekking wordt, kunnen de gevolgen uiteenlopen van kleine herstelwerkzaamheden waarbij de tunnel nog normaal functioneert tot en met beschadigingen waarbij de tunnel gevuld wordt met water. In het laatste geval is de tunnel gedurende een bepaalde tijdsduur buiten werking en kan een situatie ontstaan waarbij menselijke levens verloren gaan.

In een vast bedrag zullen de verschillen niet tot uiting komen, daarom worden drie verschillende gevallen bekeken. Voor de bepaling van het economisch optimale risiconiveau moeten alle schadeposten in geld uitgedrukt worden.

Situatie 1

In het eerste geval constateert men net op tijd dat de gronddekking te klein wordt. Door snel in te grijpen kan men grote beschadigingen voorkomen en blijft de tunnel waterdicht. De maatregelen die getroffen moeten worden bestaan uit het herstellen van de gronddekking en de aanleg van een bodembescherming. Doordat de werkzaamheden snel uitgevoerd moeten worden en de aan te brengen laagdikte groter is dan bij een normale aanleg van de bodembescherming (zie bijlage C), zullen de kosten hoger zijn dan de kosten van de in bijlage C berekende bodembescherming. Voor een eerste benadering wordt uitgegaan van een schadepost van vijf miljoen gulden.

Situatie 2

In dit geval grijpt men te laat in. De gronddekking is zodanig afgenomen dat de tunnel licht beschadigd is. Door scheurvorming kan een kleine hoeveelheid water in de tunnel komen. Wanneer snel gehandeld wordt kan voorkomen worden dat de

scheurvorming toeneemt. Doordat water in de tunnel komt en de scheuren gerepareerd moeten worden, zal men de tunnel tijdelijk moeten afsluiten. Doordat de tunnel niet bruikbaar is, verliest men een flink bedrag aan inkomsten en subsidies. Gedurende een periode van enkele maanden kan dit bedrag oplopen tot ongeveer tien miljoen. Bij dit bedrag moeten nog de reparatiekosten en de kosten voor het herstellen van de gronddekking opgeteld worden. Doordat de gronddekking verder is afgenomen dan bij schadegeval 1, zullen de herstelkosten hoger komen te liggen. De schade bedraagt ongeveer:

herstel gronddekking	f 7.000.000,-
reparatie tunnel	f 6.000.000,-
inkomstenverlies	<u>f 10.000.000,-</u> +
Totaal	f 23.000.000,-

Situatie 3

In het ergste geval heeft men de achteruitgang van de gronddekking niet zien aankomen of heeft men geen maatregelen getroffen. De scheuren in de tunnel zijn zo groot dat het water naar binnenstroomt en de hele tunnel vult. Als dit onverwachts gebeurt, is de kans groot dat niet alle personen op tijd uit de tunnel komen. De ramp is dan niet te overzien. Omdat het lastig is om de waarde van een menselijk leven in geld uit te drukken, wordt dit aspect nog niet in rekening gebracht.

Wanneer de tunnel vol water staat, is deze enkele jaren onbruikbaar. Daarnaast is het uitvoeren van reparatiewerkzaamheden onder deze omstandigheden lastig en dus ook kostbaar. De schadepost zal vele tientallen miljoenen guldens bedragen. In dit rapport wordt uitgegaan van een schadepost van:

herstel gronddekking	f 10.000.000,-
reparatiekosten	f 35.000.000,-
schoonmaakkosten	f 5.000.000,-
inkomstenverlies	<u>f 70.000.000,-</u> +
totaal	f 120.000.000,-

Welke situatie optreedt is voornamelijk afhankelijk van het beleid dat gevoerd wordt en de veiligheidsmaatregelen die genomen worden. Bij een regelmatige controle van de bodemligging zal men in het algemeen problemen van te voren zien aankomen en kan men tijdig de benodigde maatregelen treffen. In dit geval zal situatie 3 niet snel optreden. Wanneer men controle achterwege laat en/of te laat ingrijpt, kan men te maken krijgen met situatie 3.

9.3 Investeringskosten

Zoals al eerder is vermeld bestaan de investeringskosten uit de kosten die gemaakt worden om de veiligheid te verhogen (faalkans verkleinen). Bij het tunnelgedeelte onder de Pas van Terneuzen komt de veiligheid in gevaar, wanneer ten gevolge van bodemveranderingen de gronddekking kleiner wordt dan de minimale gronddekking. Door de tunnel een extra gronddekking te geven en/of door de aanleg van een bodembescherming kan men de veiligheid verhogen. Bij de ene maatregel hebben kleine veranderingen van het bodemprofiel geen ernstige gevolgen meer en bij de aanleg van een bodembescherming wordt ervoor gezorgd dat het bodemprofiel niet meer verandert. In het nu volgende gedeelte zal bekeken worden hoe groot de investeringskosten bij beide maatregelen zijn.

9.3.1 Kosten bij extra gronddekking

Door de tunnel dieper aan te leggen wordt de gronddekking boven de tunnel groter en neemt de totale tunnallengte toe. Doordat de tunnallengte toeneemt zullen ook de kosten toenemen.

In figuur 9.5 is te zien dat bij verschuiving van het dieptste punt, de gronddekking ook kan afnemen. Bij bestudering van de veiligheid zal men met dit aspect rekening moeten houden. Om de veiligheid te vergroten kan men het stijgingspunt S verder naar links leggen. Deze verplaatsing zorgt ook voor een toename van de tunnallengte en dus voor een toename van de kosten.

9.3.1.1 Tunnelkosten

Om inzicht te krijgen in de grootte van de kosten zullen allereerst de tunnelkosten per meter berekend worden. De prijs per meter zal afgeleid worden van de totale kostprijs van de tunnel

De tunnelkosten zullen gebaseerd worden op een globale prijsopgave die gemaakt is voor het huidige tunnelontwerp. De volgende prijsopgave is overgenomen uit een rapport van de Rijkswaterstaat te Zeeland.

Kosten boortunnel:

Inrit Terneuzen	f 26.478.000,-
Inrit Ellewoutsdijk	f 32.640.000,-
Boortunnel ruwbouw	f 479.212.000,-
Boortunnel afbouw	f 27.931.000,-
Brandwerende bekleding	f 28.766.000,-
elektrische & werktouwbouwkundige installaties	f 89.213.000,- +
Totale kosten	f 684.240.000,-

De tunnelprijs per meter wordt nu verkregen door de kosten te delen door de lengte van het huidige tunnelontwerp. De kosten die gedeeld zullen worden zijn de totale kosten verminderd met de kosten van de inritten, dit omdat de prijs van de inritten onafhankelijk van de lengte zijn. De totale lengte van het huidige tunnelontwerp bedraagt 6478 m. De prijs per meter is:

$$\frac{\text{totale kosten} - \text{kosten inrit}}{\text{tunnellengte}} =$$

$$\frac{f 684.240.000,- - (f 26.478.000,- + f 32.640.000,-)}{6478 \text{ m}} = f 96.499,-/m$$

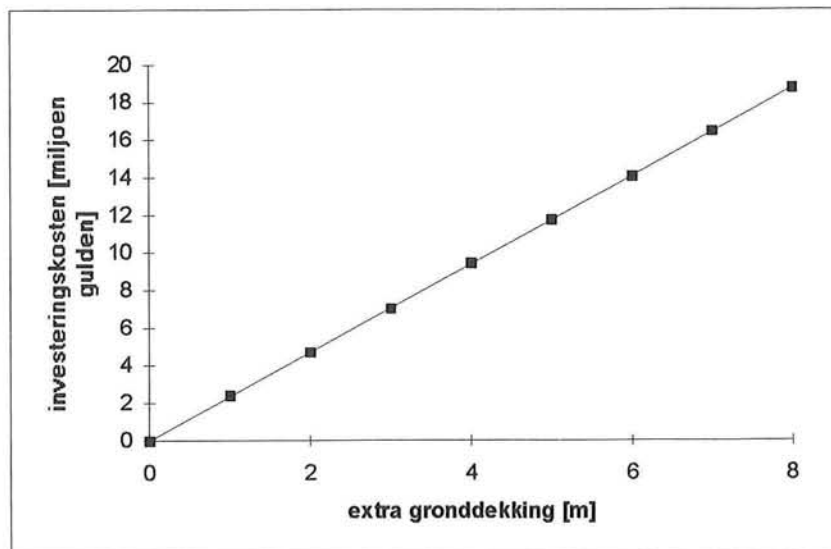
Men moet er op letten dat deze prijs exclusief de inritten is en dus kan deze prijs alleen gebruikt worden om de investeringskosten uit te rekenen. Wanneer men bij een bepaalde lengte de totaalprijs wil berekenen, zullen de kosten van de inritten ook in rekening gebracht moeten worden.

9.3.1.2 Investeringskosten bij extra gronddekking

Nu de tunnelprijs per meter lengte bekend is kunnen de investeringskosten in geld uitgedrukt worden. Bij een toename van de liggingscoördinaat S_x , kan de reeds berekende tunnelprijs gebruikt worden. Omdat een verandering van de diepte niet gelijk is aan een evengrote lengteverandering, ligt dit bij een toename van de diepte anders. Wanneer men uitgaat van een maximaal hellingspercentage van 4,5 %, dan zal een diepte verandering van één meter overeenkomen met een lengteverandering van 22,2 m. De investeringskosten bij een toename van de diepte met één meter bedraagt hierdoor:

$$22,2 \cdot f 96.499,- = f 2.142.277,- /m$$

In grafiek 9.8 is te zien hoeveel de investeringskosten bedragen bij toename van de diepte tot maximaal acht meter.



Figuur 9.8: Investeringskosten bij toename gronddekking

Voor de investeringskosten bij een extra gronddekking geldt:

$$I_g = 2,14 \cdot (S_z - S_{z0}) + 0,096 \cdot (S_x - S_{x0}) \quad [\text{miljoen guldens}]$$

I_g = investeringskosten t.g.v. extra gronddekking

S_0 = waarde coördinaten S bij beginsituatie

9.3.2 Bodembescherming

9.3.2.1 Kosten bodembescherming

Bij het vastleggen van de bodem bestaan de investeringskosten uit de kosten van de aanleg van een bodembescherming en eventueel een extra gronddekking. De kosten van de bodembescherming zijn onder andere afhankelijk van de afmetingen en het soort bodembescherming. Voordat overgegaan kan worden tot het bepalen van een kostprijs, zal een ontwerp gemaakt moeten worden. In bijlage C is een gedetailleerde beschrijving van het ontwerp en de prijsberekening te vinden. Voor de kostprijs van de bodembescherming volgt een waarde van:

materiaal	f 1.474.660,-
materieel	f 504.612,-
staartkosten	f 1.068.806,-
BTW	<u>f 533.414,- +</u>
Totaal	f 3.581.491,-

9.3.3.2 Investeringskosten bij bodembescherming

Bij een ontwerp met een bodembescherming en een minimale gronddekking van tien meter zijn de investeringskosten gelijk aan de kostprijs van de bodembescherming.

$$I_b = 3,58 \text{ [miljoen guldens]}$$

Wanneer onder de bodembescherming nog een extra gronddekking wordt aangebracht, worden de investeringskosten verhoogd volgens:

$$I = I_g + I_b = 2,14 \cdot (S_z - S_{z0}) + 0,096 \cdot (S_x - S_{x0}) + 3,58$$

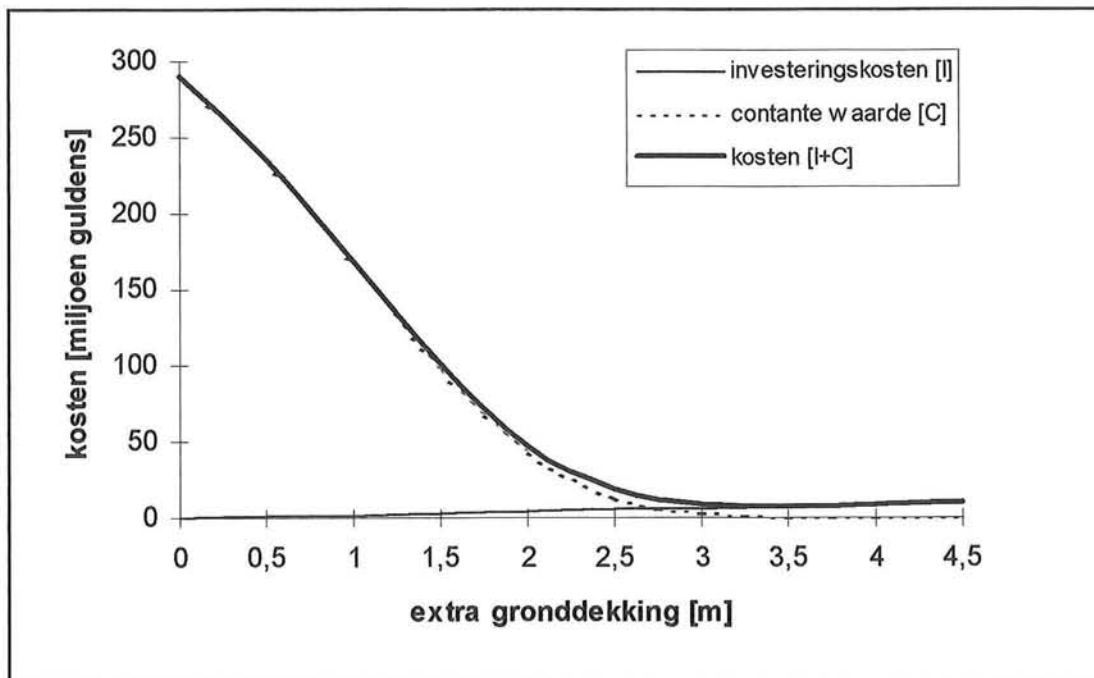
9.4 Bepaling van het optimale ontwerp

Nu het risico en de investeringskosten in geld zijn uitgedrukt, kan berekend worden bij welke aanlegdiepte (minimale diepte + extra gronddekking) de kosten minimaal zijn en of de aanleg van een bodembescherming zinvol is. Ter vereenvoudiging zal in eerste instantie alleen rekening worden gehouden met diepteverandering van de geul in de tijd. De ligging (x) van het dieptste punt wordt hierbij als een constante waarde beschouwd.

Het bepalen van het optimale ontwerp zal in twee stappen gebeuren. Allereerst zal de situatie bekeken worden waarbij nog geen bodembescherming is aangebracht. Daarna zal onderzocht worden of bij de aanleg van een bodembescherming de kosten nog verder zullen afnemen.

9.4.1 Optimale aanlegdiepte zonder bodembescherming

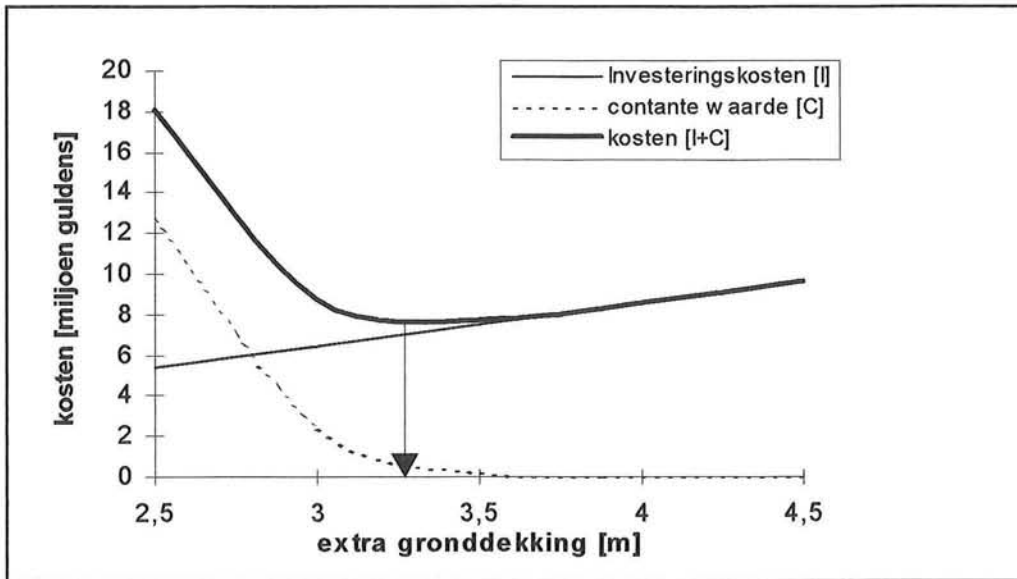
Als men geen gebruik maakt van een bodembescherming, is de faalkans gelijk aan de overschrijdingskans van de betreffende diepte. De contante waarde van het risico wordt nu bepaald door de overschrijdingskans van een diepte en de grootte van de schade. Bij de bestudering van het optimale punt zal bekeken worden wat de invloed van verschillende schadegevallen is. In hoofdstuk 3 van bijlage D2 zijn de overschrijdingskansen en de contante waarden voor verschillende dieptes berekend. Met behulp van deze waarden kan lijn C van figuur 9.8 bepaald worden. De investeringskosten bestaan uit een toename van de tunnallengte bij een diepere ligging. De investeringskosten stijgen lineair met de diepte (zie paragraaf 9.3.1.2). De totale kosten bestaan nu uit de som van de investeringskosten en contante waarde.



Figuur 9.8: Bepaling ontwerpbeurt bij het economisch optimale risiconiveau

In figuur 9.8 zijn de lijnen te zien die de drie verschillende kosten weergeven. Duidelijk is te zien dat bij een grotere gronddekking (en dus veiligheid) de investeringskosten toenemen en de contante waarde van het risico afneemt. Ergens in dit gebied ligt het optimum waarbij de kosten (I+C) minimaal zijn. Dit punt kan gevonden worden door de kostenvergelijking te differentiëren en gelijk aan nul te stellen of met behulp van de gemaakte figuren. In dit stadium van het ontwerpproces is de nauwkeurigheid van de waarden van de grafieken voldoende groot.

Voor de duidelijkheid zijn de figuren van de verschillende schadegevallen zo gemaakt dat het gebied rondom het optimale punt goed zichtbaar is.

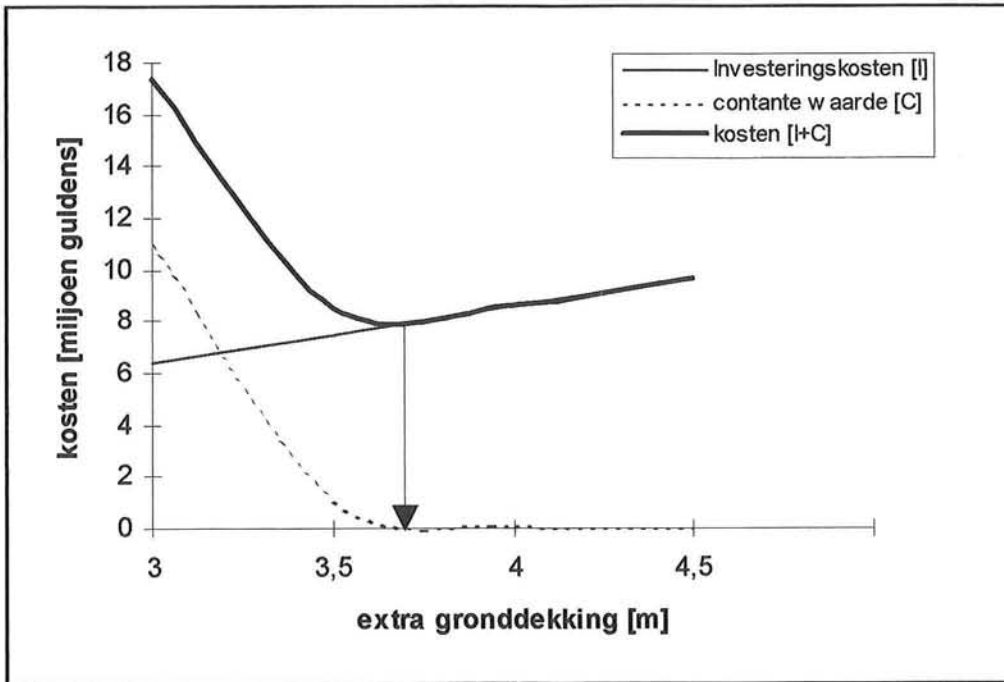


Figuur 9.9 :Optimale ontwerpdiepte bij schadegeval 1

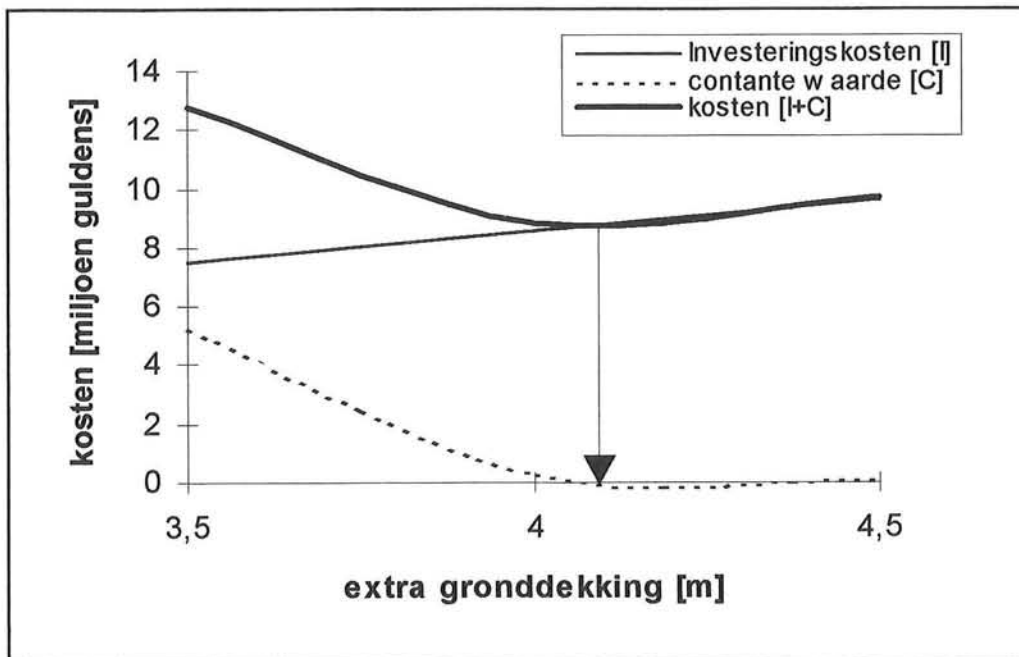
Met behulp van de figuren 9.9, 9.10 en 9.11 kunnen de optimale ontwerpdieptes bij de verschillende schadegevallen bepaald worden. Men moet rekening houden met het feit dat in de figuren de extra gronddekking is uitgezet, dit is gedaan omdat af- en toename van het risico en de investeringskosten afhankelijk zijn van de grootte van de extra gronddekking. De extra gronddekking is de gronddekking die boven de minimale gronddekking van tien meter wordt aangebracht (zie paragraaf ..), de totale aanlegdiepte wordt:

$$d = d_{\min} + d_{\text{extra}} = 10 \text{ m} + d_{\text{extra}}$$

In de figuren is de extra gronddekking behorende bij het optimale ontwerp punt aangegeven met een pijl. Bij bestudering van de verschillende ontwerp punten is te zien dat bij een toename van de schade de waarde van de gronddekking en de kosten iets toenemen. De verschillen tussen de ontwerp punten zijn niet uitzonderlijk groot. Afhankelijk van welk schadegeval men verwacht, zal de gronddekking variëren van 13,25 m tot 14,15 m.



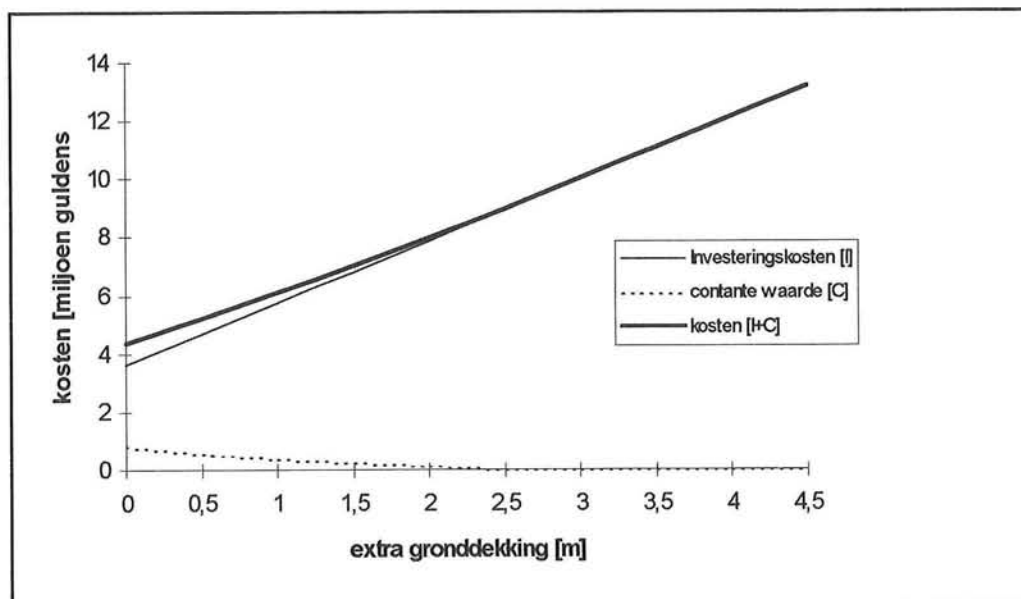
Figuur 9.10 : Optimale ontwerpdiepte bij schadegeval 2



Figuur 9.11: Optimale ontwerpdiepte bij schadegeval 3

9.4.2 Optimale aanlegdiepte bij bodembescherming

Bij de toepassing van een bodembescherming is de faalkans van het ontwerp voornamelijk afhankelijk van de bezwijkkans van de bodembescherming. In paragraaf 9.2.1.2 is gesteld dat de bezwijkkans van de bodembescherming gelijk is aan 10^{-4} . Door de aanleg van een extra gronddekking tussen de bodembescherming en de tunnel, kan het risico verder verkleind worden. In dit gedeelte zal aan de hand van de totale kosten bekeken worden of de aanleg van een extra gronddekking zinvol is. Hierbij bestaan de investeringskosten uit de aanlegkosten van de bodembescherming en een toename van de tunnallengte bij een diepere ligging (zie paragraaf ..). De contante waarde van het risico wordt bepaald door de faalkans van de bodembescherming, de dikte van de extra gronddekking en de grootte van de schade. Voor meer informatie omtrent de bepaling van de lijnen van getoonde grafieken wordt verwezen naar hoofdstuk 3 van bijlage D2 .



Figuur 9.12: Optimale ontwerp punt bij bodembescherming en S3

In figuur 9.12 zijn de totale kosten bepaald voor het schadegeval S3. Uit de figuur blijkt dat een extra gronddekking bij de aanleg van een bodembescherming niet zinvol is, de kosten zullen in dat geval alleen maar toenemen (zie lijn [I+C]). Bij de schadegevallen S1 en S2 is de afname van de contante waarde kleiner dan in het geval van S3, hieruit volgt dat controle van deze schadegevallen achterwege kan

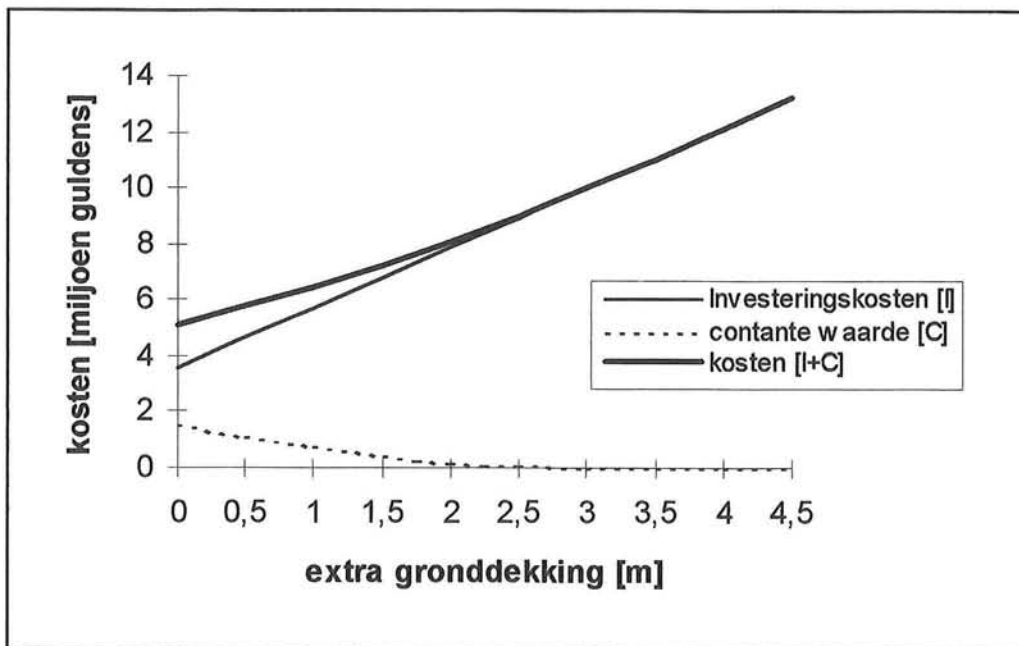
blijven. Als bij schadegeval S3 een extra gronddekking niet zinvol is, is dat ook niet het geval bij de andere schadegevallen. Wel zullen bij de gevallen S1 en S2 de kosten iets lager liggen dan bij de situatie van S3.

9.4.3 Invloed van veranderingen van de faalkans

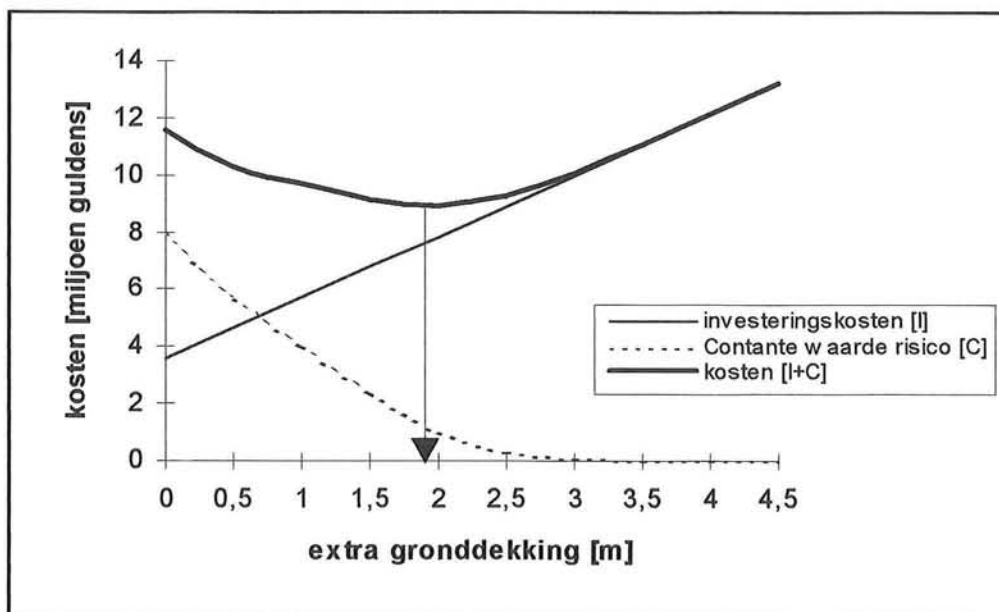
In paragraaf 9.2.1.2 is gesteld dat de faalkans van de bodembescherming gelijk is aan 10^{-4} . Omdat niet bekend is of deze waarde exact overeenkomt met de werkelijkheid en dit een van de waarden is die bepaald of een extra gronddekking nuttig is, zal onderzocht worden of verandering van deze waarde van invloed is op de eventuele aanleg van een extra gronddekking. Hierbij is het vooral belangrijk om de gevallen te bekijken waarbij de faalkans van de bodembescherming groter wordt. Bij de keuze of een bodembescherming wel of niet met een extra gronddekking moet worden aangelegd, speelt de kostprijs van de bodembescherming geen rol. Bij de keuze tussen een ontwerp met of zonder bodembescherming is de kostprijs van de bodembescherming wel van belang.

Om een indruk te krijgen of veranderingen van de faalkans invloed hebben, is de faalkans van de bodembescherming tien maal zo groot gemaakt (10^{-3}). In de figuren 9.13 en 9.14 zijn de kosten bepaald voor de schadegevallen S2 en S3. Uit de figuren blijkt dat bij het schadegeval S2 de situatie ongewijzigd blijft. Bij het schadegeval S3 is de situatie zodanig veranderd dat een extra gronddekking van twee meter zinvol geworden is.

Omdat bij deze redelijk grote verandering alleen bij het ergste schadegeval S3 een verandering optreedt, kan gesteld worden dat niet al te grote veranderingen (factor 1 tot 10) geen invloed hebben op de beslissing om een bodembescherming zonder extra gronddekking aan te leggen. Wanneer men niet helemaal zeker is of de faalkans van de bodembescherming klein genoeg is, kan men de faalkans altijd nog vergroten door het toepassen van zwaardere stenen. Hierbij zal de kostprijs van de bodembescherming wel iets hoger komen te liggen.



Figuur 9.13: Invloed verandering faalkans bodembescherming bij S2



Figuur 9.14: Invloed verandering faalkans bodembescherming bij S3

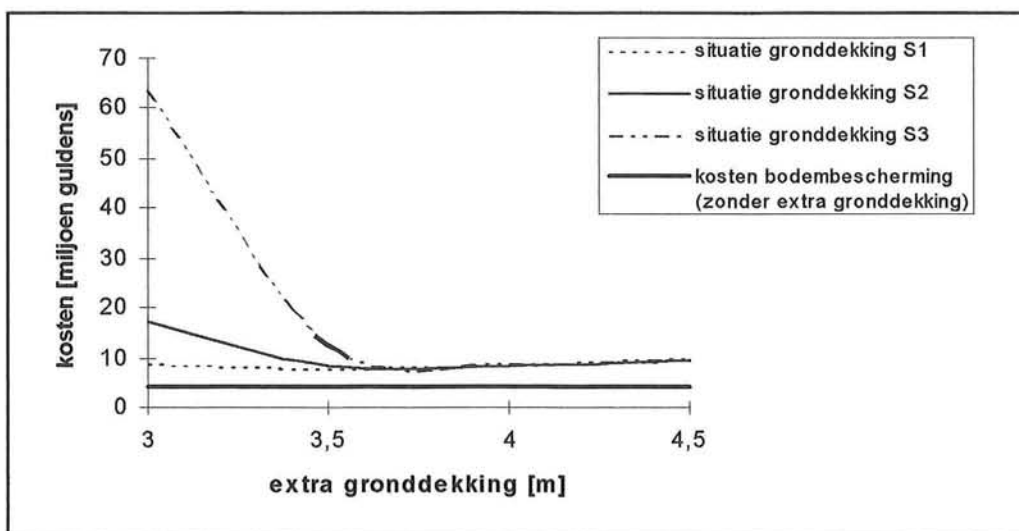
9.5 Het optimale ontwerp

9.5.1 Keuze

Nu de kosten van het optimale ontwerp met en zonder bodembescherming bekend zijn, is een keuze snel gemaakt. In figuur 9.15 zijn voor het ontwerp zonder de bodembescherming de kosten van de van de verschillende schadegevallen weergegeven. Om te zien of bij een ontwerp zonder bodembescherming de kosten lager zijn dan bij een ontwerp met bodembescherming, is ter hoogte van de kosten van het optimale ontwerp met bodembescherming een streep getrokken. De kosten behorende bij de streep zijn gebaseerd op een schadegeval S3, dit is dus het ongunstigste geval.

Duidelijk is te zien dat de kostenlijnen van de ontwerpen zonder bodembescherming altijd boven de getrokken streep blijven. **Hieruit volgt dat bij een ontwerp met bodembescherming en toepassing van de minimale gronddekking de kosten ten aanzien van de investeringen en het risico het laagst zijn.**

Een bijkomend voordeel is dat bij de aanleg van een bodembescherming men geen rekening hoeft te houden met de mogelijke gevolgen van de drempelverlaging (zie paragraaf 2.5.5). Wanneer men geen bodembescherming aanlegt, zal men de afweging moeten maken of en hoe groot de invloed van een drempelverlaging is. Hierbij zal de gronddekking eventueel met ongeveer een halve meter verhoogd moeten worden en zullen de kosten stijgen.



Figuur 9.15: Kostenvergelijking situatie met en zonder bodembescherming

9.5.2 Invloed kostprijs bodembescherming

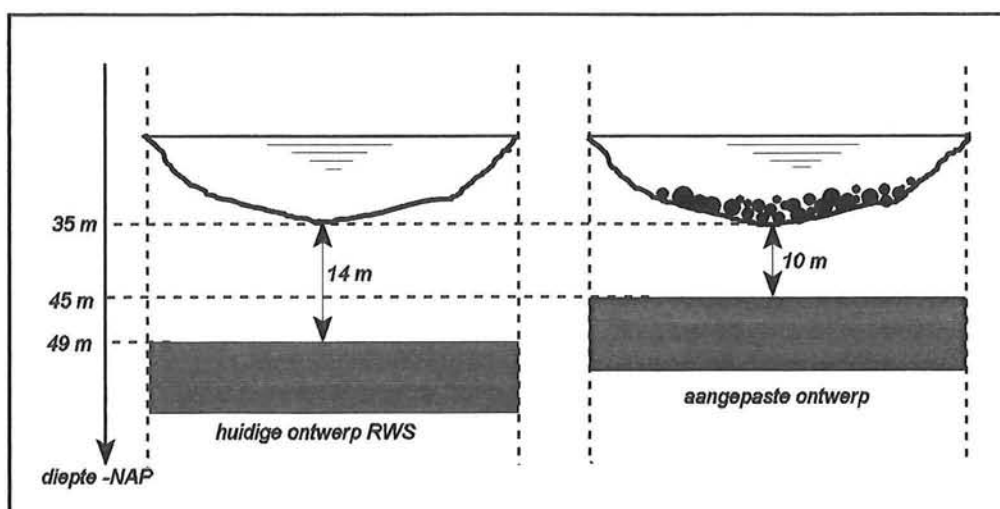
De kostprijs van de bodembescherming is één van de factoren die bepalend is voor de keuze van het optimale ontwerp. Als de kostprijs hoger wordt, kan men een situatie krijgen waarbij de aanleg van een bodembescherming onvoordelig is. Bij de bepaling van het optimale ontwerp is uitgegaan van de kostprijs van het in bijlage C gemaakte ontwerp. Men moet zich realiseren dat de berekende kostprijs is gebaseerd op de afmetingen van een eerste ontwerp. Het kan van belang zijn om het ontwerp van de bodembescherming meer in detail uit te werken, hierdoor kan misschien een nauwkeurigere prijs van de bodembescherming bepaald worden. Kleine veranderingen in de kostprijs zullen niet van invloed zijn op de conclusie van dit rapport. Zolang de kostprijs van de bodembescherming niet meer dan twee maal zo groot wordt, blijven de kosten van een ontwerp met bodembescherming lager dan bij een ontwerp zonder bodembescherming.

9.6 Vergelijk tussen huidige en nieuwe ontwerp

Om een duidelijk beeld te krijgen van de verschillen tussen het huidige ontwerp (dat in opdracht van de RWS en de Provinciale Waterstaat te Zeeland is gemaakt) en het uit dit rapport volgende "optimale" ontwerp, zullen de belangrijkste zaken nogmaals kort beschreven worden. Men moet er wel aan denken dat in dit rapport alleen het tunnelgedeelte onder de Pas van Terneuzen bestudeerd is, het optimale ontwerp bestaat in principe uit enkele aanpassing op het huidige ontwerp.

De belangrijkste verschillen zijn:

- Het aangepaste ontwerp ligt onder de Pas van Terneuzen vier meter minder diep.
- Ten gevolge van de minder diepe ligging kan een de totale tunnellengete met ongeveer 90 m afnemen, hierdoor is een kostenbesparing van minimaal 5 miljoen gulden mogelijk.
- Bij het aangepaste ontwerp zal een bodembescherming aangelegd worden
- Tijdens de bouwfase kan bij het huidige ontwerp d.m.v luchtdrukverhoging de gehele werkkamer water(bentoniet)vrij gemaakt worden, bij het aangepaste ontwerp is dit ter plaatse van het diepste punt van de geul niet mogelijk.
- Bij het aangepaste ontwerp hoeft men geen rekening te houden met mogelijke extra verdiepingen van de geul ten gevolge van verlaging van de drempels.



Figuur 9.16: Verschil tussen het huidige en aangepaste ontwerp

Hoofdstuk 10: Conclusies en aanbevelingen

10.1 Eindconclusie

Nadat van verschillende ontwerpen het economisch optimale risiconiveau berekend is, blijkt dat het ontwerp met een minimale gronddekking en een bodembescherming het voordeligst is (zie figuur 9.3). Ten opzichte van het huidige tunnelontwerp ontstaat een besparing van minimaal 5 miljoen gulden (besparing tunnellenlengte verminderd met de kosten van de bodembescherming). De grootte van de minimale gronddekking bedraagt tien meter⁴.

Bij het toepassen van een gronddekking van tien meter zullen in enkele situaties aanvullende maatregelen getroffen moeten worden. De maatregelen bestaan uit het werken in een niet geheel vloeistofvrije ruimte en/of het werken tijdens bepaalde waterstanden (zie hoofdstuk 8). Deze maatregelen zijn noodzakelijk indien men tijdens reparaties aan het boorfront of bij het verwijderen van obstakels de werkkamer onder luchtdruk moet zetten.

Indien men tijdens reparaties onder het diepste gedeelte van de Pas van Terneuzen geen gebruik wenst te maken van een aanvullende maatregel als het werken in een niet geheel vloeistofvrije ruimte of wanneer men het risico hierbij te groot vindt, zal een gronddekking van rond de veertien meter toegepast moeten worden (dit volgt uit de luchtdruk-eis). In dit geval is in de eindfase (opbreek-eis maatgevend) een extra gronddekking van vier meter aanwezig en kan men de aanleg van een bodembescherming achterwege laten (zie paragraaf 9.4). Deze situatie komt overeen met het huidige ontwerp.

⁴ Bij de berekening van de minimale gronddekking is uitgegaan van een zeer ongunstige situatie voor de waterdruk in de zandlaag. Nu in werkelijkheid maar een faseverschuiving van ongeveer een half uur optreedt, kan bij de minimale gronddekking een reductie tot één à twee meter toegepast worden.

10.2 Aanbevelingen

In paragraaf 10.1 is een aanbeveling gemaakt voor een ontwerp met een minimale gronddekking en een bodembescherming. Doordat dit rapport dient als een eerste richtlijn voor een bepaald ontwerp, zijn niet alle aspecten evengoed belicht.

Hieronder zullen enkele punten vermeld worden waarvoor nader onderzoek zinvol is.

- 1) De verlaging van de drempels (zie paragraaf 2.5.5) zal van invloed zijn op de bodemligging ter plaatse van het tunneltracé. In het rapport is uitgegaan van een extra verdieping van een halve meter. Zekerheid omtrent deze waarde bestaat er allerminst. Wanneer geen bodembescherming wordt aangelegd kan een onderzoek naar de invloed van de drempelverlaging op de rest van het geulprofiel zinvol zijn.
- 2) Bij de evenwichtsberekeningen van de tunnel is een erg conservatieve aanname gemaakt waarbij de waterdruk in de zandlaag onder de Boomse klei een waarde zou hebben die gelijk is aan de waarde die zou ontstaan bij een constant gemiddeld waterniveau. Nu al blijkt in werkelijkheid maar een faseverschil van een half uur optreedt. Dit gegeven is van invloed op de grootte van de minimale gronddekking, de waarde van de minimale gronddekking kan waarschijnlijk afnemen tot acht à negen meter. Het is zinvol om met dit gegeven de berekening nogmaals te maken om zo te zien hoe groot de reductie echt is. Een reductie van een meter zorgt voor een kostenverlaging van twee miljoen gulden.
- 3) Bij reparaties aan de boorkop en bij het verwijderen van obstakels wordt er vanuit gegaan dat niet de gehele werkkamer vloeistofvrij is. Vooraf dient gecontroleerd te worden of en hoeveel ongemak dit oplevert bij het boorsysteem dat bij de aanleg van de W.O.V. gebruikt wordt.
- 4) De vergelijking van de ontwerpen is onder andere gemaakt aan de hand van kostprijzen van de bodembescherming en de tunnel. De berekende en overgenomen prijzen kunnen nu verouderd zijn. Controle van deze gegevens kan nuttig zijn.
- 5) Bij de bepaling van het optimale ontwerp is alleen met een variabele geuldiepte gerekend. Omdat het in rekening brengen van veranderingen in de breedte veel tijd in beslag neemt, is dit aspect niet in de berekeningen meegenomen. Wanneer

men de verandering van de breedte wel in rekening brengt, wordt het ontwerp met een bodembescherming en een minimale gronddekking waarschijnlijk alleen maar voordeliger. De grootte van het voordeel kan aan de hand van een berekening bepaald worden. De benodigde gegevens hiervoor zijn te vinden in bijlage D2.

Literatuurlijst

RWS dir Zeeland, Studie inrichting oostelijk deel Westerschelde.

Technische Scheldec commissie, Studierapport verdieping Westerschelde, juni 1984.

Shore protection manual volume 1, vierde editie.

M. de Vries, Rivieren, diktaat f8 1990.

D.Tromp en J.P.Swart, Consequenties van het op diepte houden van de vaargeul in Westerschelde.

J. Claessens, J. Hoof en J.H.M. de Ruig, Interactie morfologie en baggerwerkzaamheden.

E.T.J.M. van Velden, Coastel engineering, diktaat f7 december 1990.

H. Belmans, Verdiepings- en onderhoudsbaggerwerken in Wester- en Zeeschelde artikel.

Provincie Zeeland directie milieu & waterstaat, rapporten 1991:

- Westerschelde oeververbinding.
- Nota basisgegevens.
- Nota randvoorwaarden boortunnel
- Nota tracébeschrijving

Rijks Geologische Dienst, Geologisch onderzoek Westerschelde oeververbinding, bijgewerkte versie 1994.

F.Brink, J.M. Kalitowski, A. Stieber en G.T. Visser, tunnelbouw met de schildmethode, artikel in bouwkunde wegen en- waterbouw nummer 34 1979.

F. Brink, Geboorde tunnels voor infrastructuurprojecten in Nederland, artikel in De Ingenieur nummer 11 1992.

J. Maertens, Koncept en uitvoering van Antwerps Linkeroeverprojekt, artikel in Het Ingenieursblad.

A.F. van Tol, Funderingstechnieken, diktaat g80 december 1993

E.H. Davids, The stability of shallow tunnels and underground and openings in cohesieve material.

A. Veruit, Grondmechanica, 1990

Bouwdienst Rijkswaterstaat afdeling tunnelbouw, Standaardberekeningen Geboorde Tunnel Heinoord, augustus 1994.

F.C. van Roode, Damming of tidal Estuaries and lowland rivers, diktaat f11c april 1994.

G.J. Schiereck, Introduction to bank shore protection, diktaat f4 augustus 1993.

J.R. Benjamin en C. Cornell, Probability, statistics and decision for civil engineers.

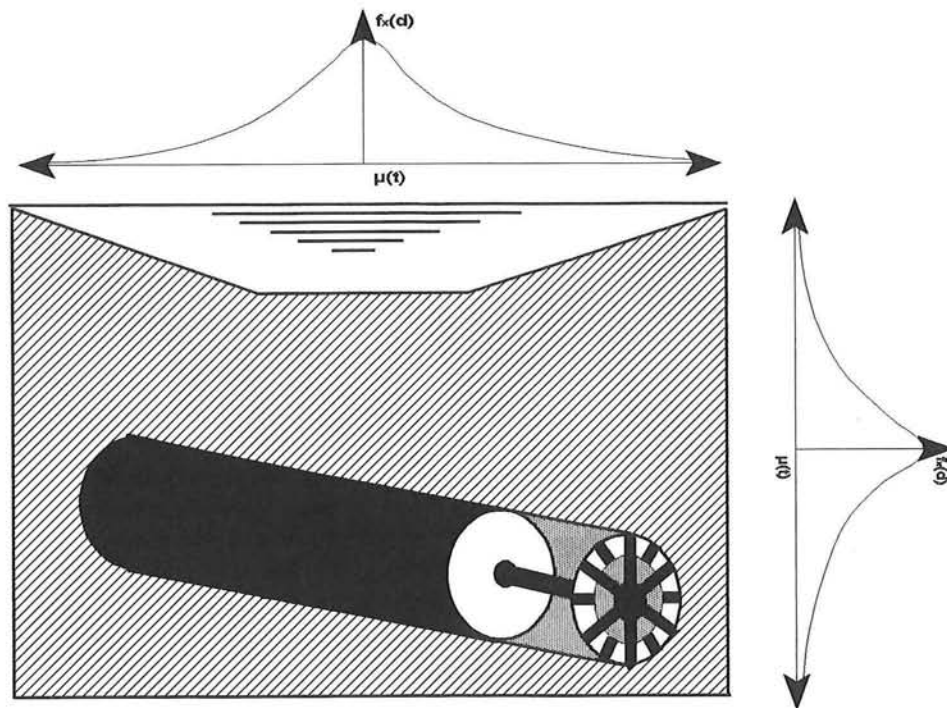
A.C.W.M. Vrouwenvelder en J.K. Vrijling, Probablistisch ontwerpen, diktaat b3 september 1987.

J.K. Vrijling, Probablistisch ontwerpen in de waterbouwkunde, diktaat f30 november 1993.

W. Meermans, Approximate full distribution approach, handleiding van afda.

Optimale diepteligging

Westerschelde Oever Verbinding



Bijlagen

Bijlage A: Bestudering geulenpatroon

Bijlage A1: Morfologische processen

1 Zandbeweging

Bij een waterstroming boven een zandige bodem, oefent de waterstroming krachten uit op de zandkorrels. Als de krachten een kritische waarde overschrijden, zal de korrel in beweging komen. Als de watersnelheid toeneemt komen er steeds meer korrels in beweging en ontstaat er een sedimenttransport.

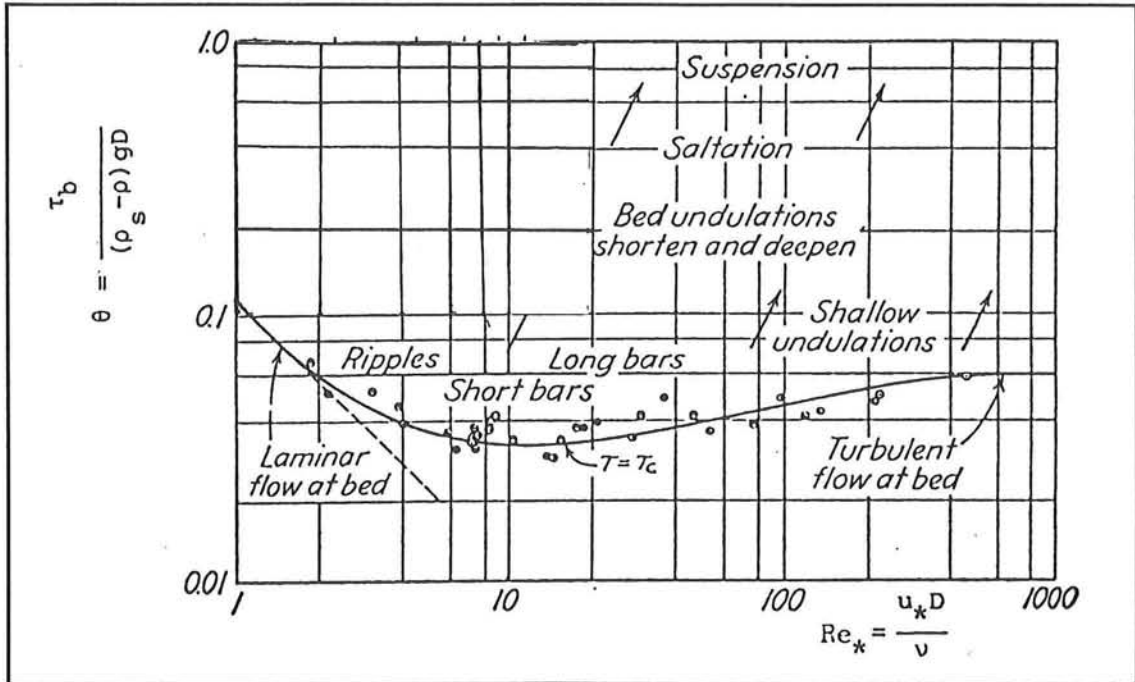
Krachten die op een korrel werk:

- Stromingskrachten.
- Zwaartekracht.
- Reactiekrachten van omliggende korrels.

Naast deze krachten wordt het begin en de grootte van het sediment ook bepaald door:

- Vorm van de korrels, een minder gestroomlijnde korrel levert een grotere wrijvingskracht op.
- Gradatie, bij een grote gradatie kunnen kleine korrels in de luwte van de grote korrels gaan liggen.
- De pakking van de korrels.
- De mate van cohesie, bij grondsoorten zoals klei wordt de erosiebestendigheid verhoogd door de cohesie van de kleideeltjes.

Het is dus moeilijk na te gaan wanneer een korrel begint te bewegen. Shields heeft het gedrag van de korrels experimenteel onderzocht. Zijn bevindingen heeft hij verwerkt in het "shields-diagram" (figuur A1). Met behulp van de dimensieloze schuifspanning en het Reynolds getal kan bekeken worden of een korrel stil ligt of in beweging is. Als de waarde van het snijpunt boven de lijn in het diagram ligt, kan de korrel bewegen en in het andere geval ligt de korrel stil.

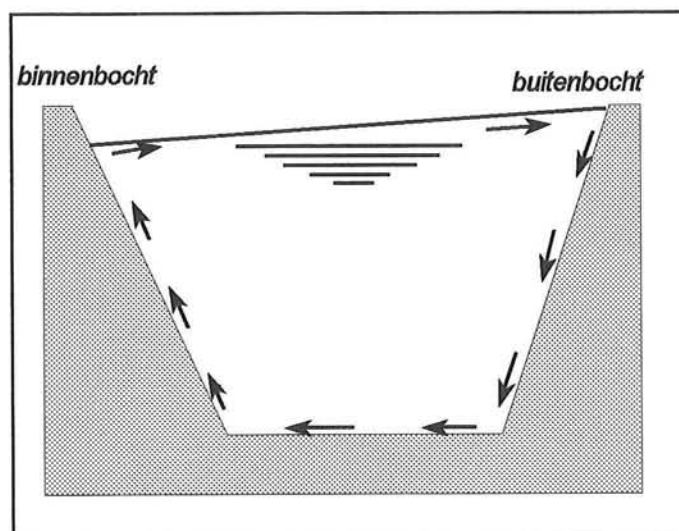


A1: Shields-diagram

2 Verandering bochtprofiel

Door de geulen in de Westerschelde wordt een grote hoeveelheid water en sediment getransporteerd. Doordat de bodem en oevers erodeerbaar zijn, ontstaan er veranderingen in het dwarsprofiel. In de buitenbocht overheerst het erosie-proces en in de binnenbocht het sedimentatie-proces, hierdoor verplaatsen de oevers zich in de richting van de buitenbocht en wordt er een profiel gevormd dat diep in de buitenbocht is en ondiep in de binnenbocht. De sedimentatie in de binnenbocht wordt versterkt door de spiraalstroming (figuur A2) die in het dwarsprofiel ontstaat.

Door de werking van wrijvingskrachten, de centrifugale-versnelling en de coriolis-versnelling ontstaat er een dwarsverhang. De waterdeeltjes worden aan de bovenkant iets naar buiten toe afgebogen en aan de onderkant naar binnen toe. Dit leidt tot een circulatiestroming die loodrecht op de hoofdstroming staat. De resultante van de circulatiestroom en de hoofdstroom is een spiraalstroom die water en sediment naar de binnenbocht transporteert.



Figuur A2: Spiraalstroming

De coriolis-versnelling geeft op het noordelijk halfrond een afwijking naar rechts. Dit betekent dat de coriolis-versnelling de grootte van het dwarsverhang zowel kan versterken als verzwakken.

Bijlage A2: Het geulenpatroon

1 Inleiding

In deze bijlage zijn de kaarten en figuren te vinden die gebruikt zijn om het gedrag van het geulenstelsel rondom het tunneltracé te bepalen.

2 Beschrijving van de veranderingen van het geulenpatroon

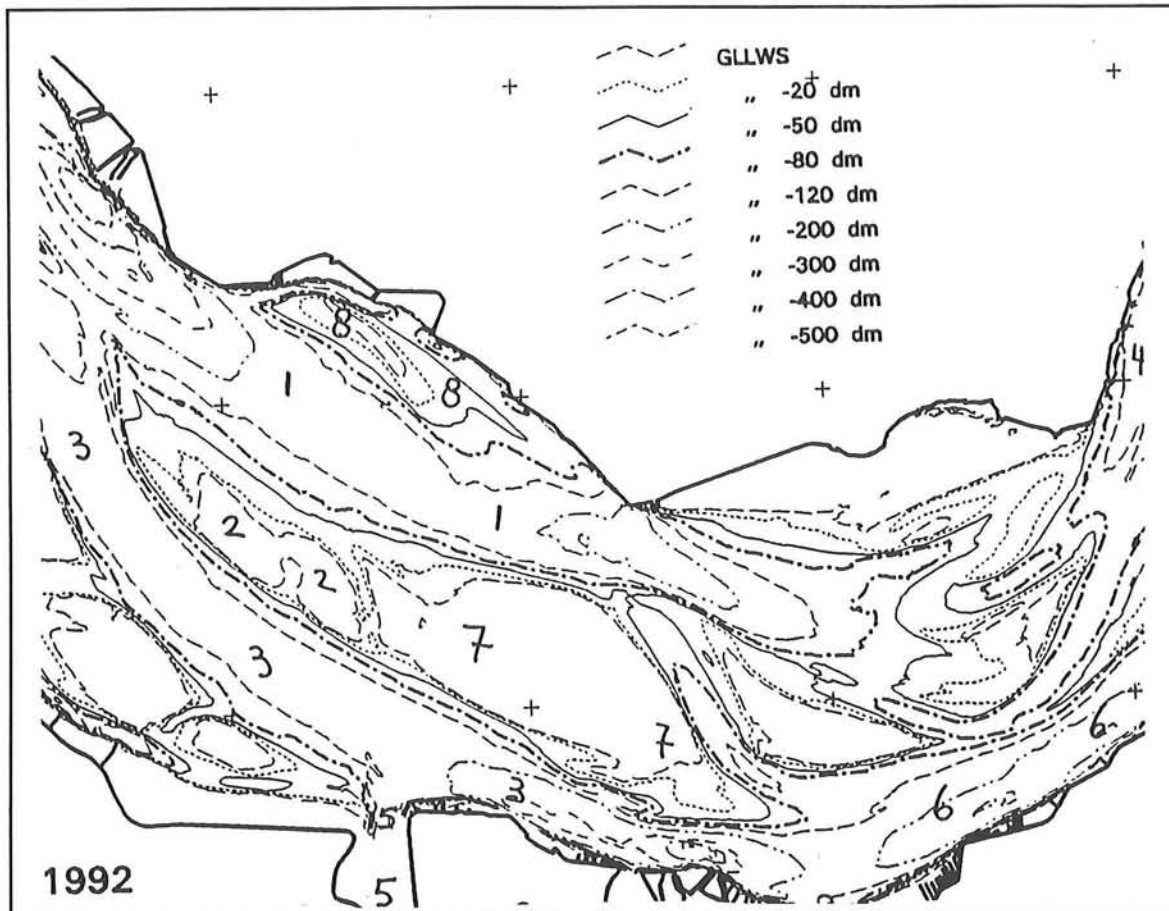
2.1 Beschrijving aan de hand van oude dieptekaarten

In gedeelte zijn de veranderingen van het geulenstelsel beschreven aan de hand van dieptekaarten. De gebruikte kaarten zijn van het jaar 1800 tot en met 1993. Van de periode 1800 tot 1905 zijn weinig kaarten aanwezig, vandaar dat in dat gedeelte de tijdstappen wat groter zijn. De nauwkeurigheid van deze kaarten zal iets minder zijn dan van de huidige kaarten. Doordat de interesse voornamelijk uitgaat naar de grote lijnen van de geulbeweging, zal dit geen probleem vormen voor het maken van een voorspelling van de geulontwikkeling.

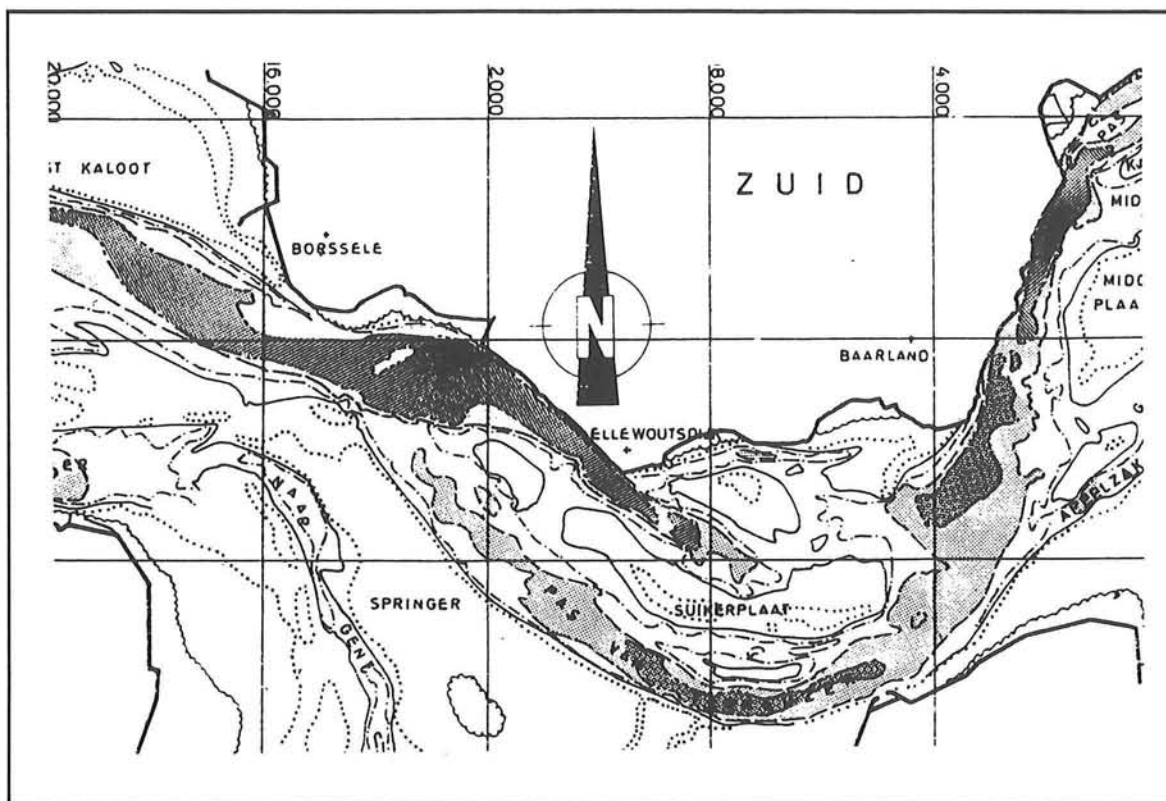
De geulenpatronen van de verscheidene jaren zijn met niet al te grote tijdstappen vergeleken (daar waar dat mogelijk was), hierdoor kan er bekeken worden of sommige geulbewegingen cyclisch of rechtlijnig zijn.

Nummers behorend bij figuur A3:

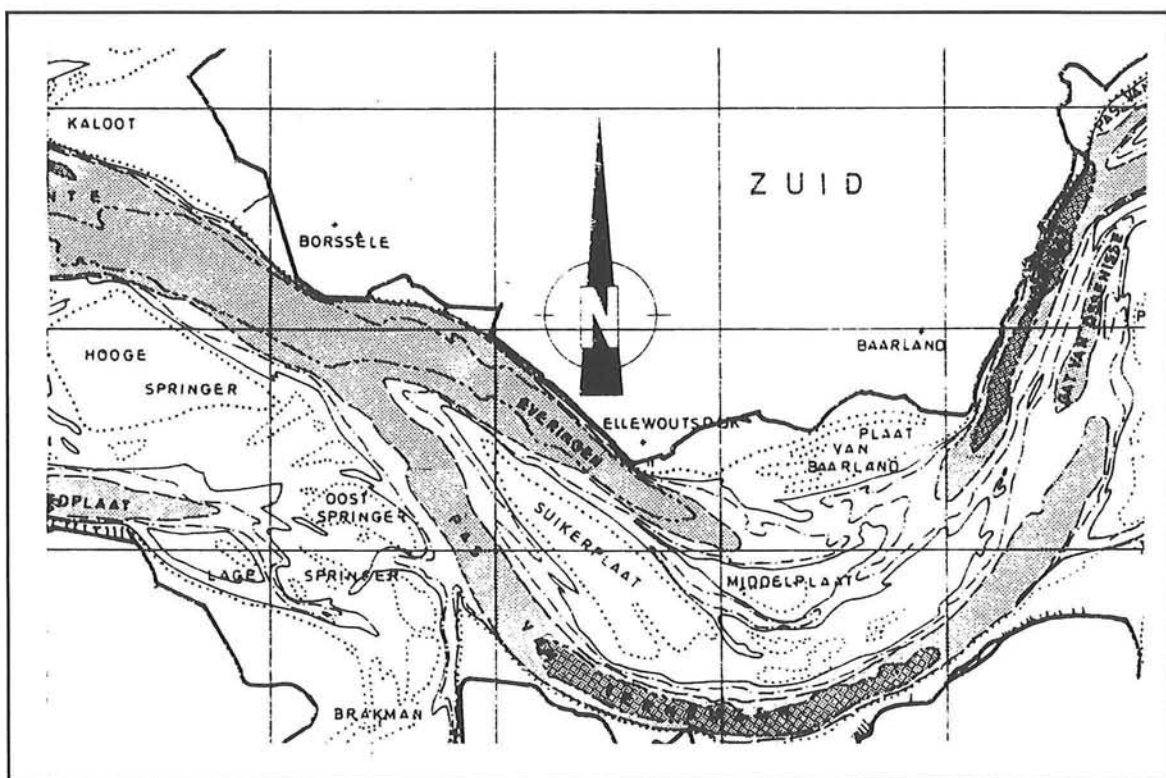
- 1) De Everingen
- 2) De Suikerplaat
- 3) Pas van Terneuzen
- 4) Middegat
- 5) Geul bij de Braakman
- 6) Gat van Ossenisse
- 7) De Middelpaat
- 8) Rug van Borssele



Figuur A3: Geulenpatroon rondom het WOV-traject

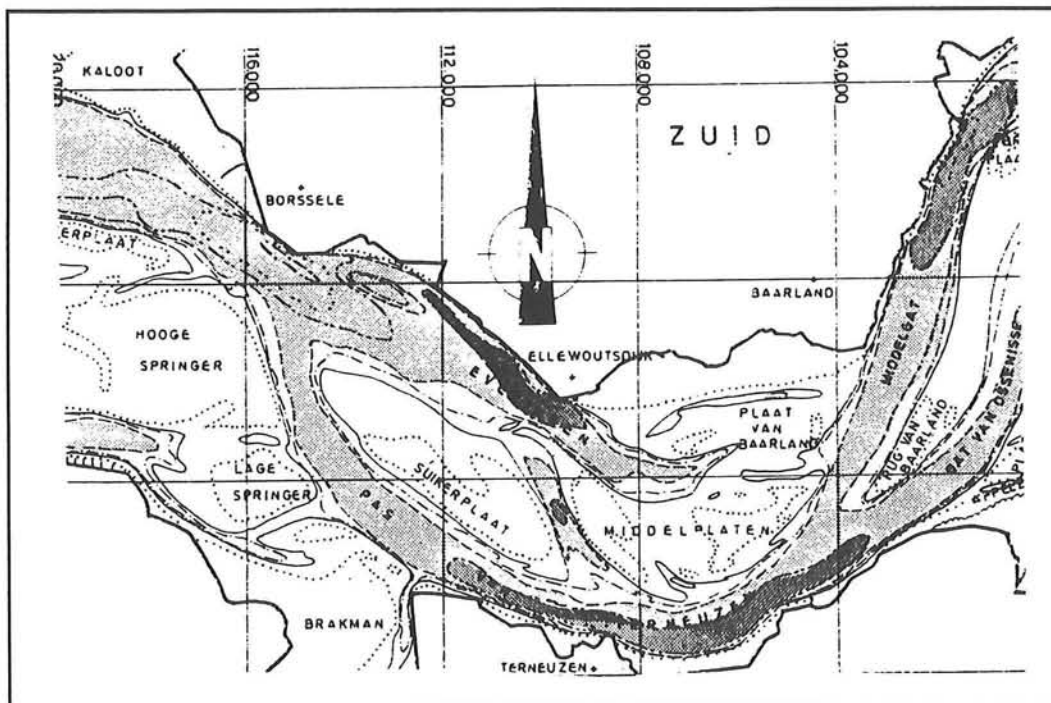


Figuur A4: Verloop geulenpatroon 1800



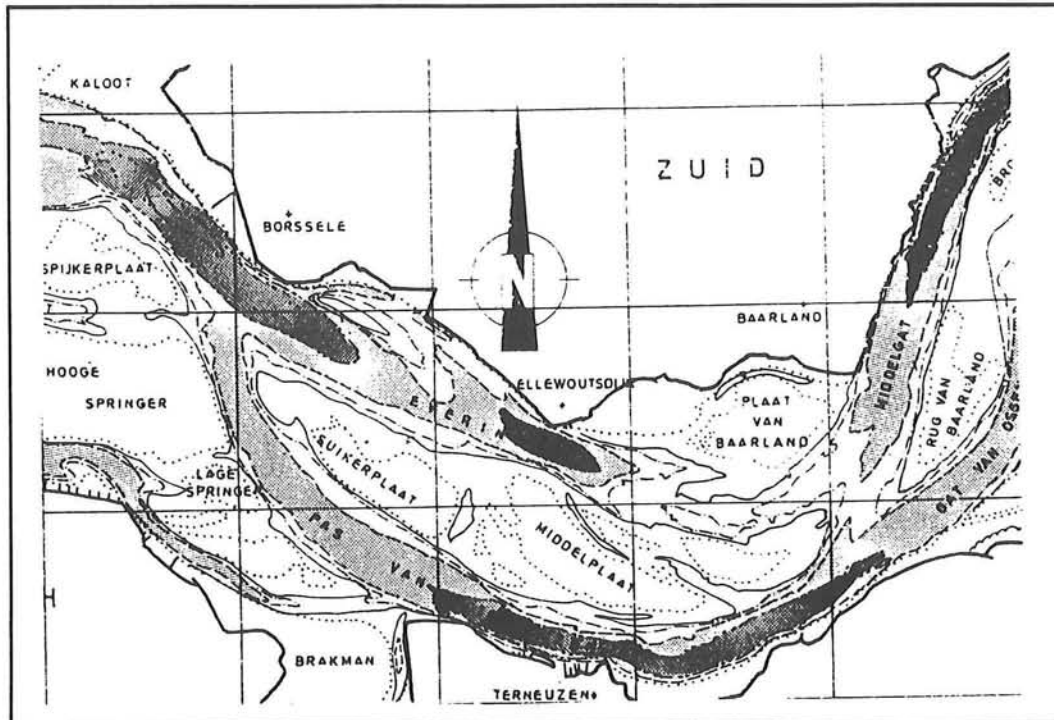
Figuur A5: Verloop geulenpatroon 1860

- Periode 1800 - 1860:
- De Everingen (1) snijdt minder ver in de Suikerplaat (2).
 - De geul wordt minder diep en breed.
 - Ten noorden van de Everingen vindt aanzanding plaats.
 - Pas van Terneuzen (3) krijgt een aansluiting met de Everingen en de doorgaande verbinding met het Middegat (4) zand dicht.
 - Geul van Terneuzen verplaatst iets naar het zuiden.



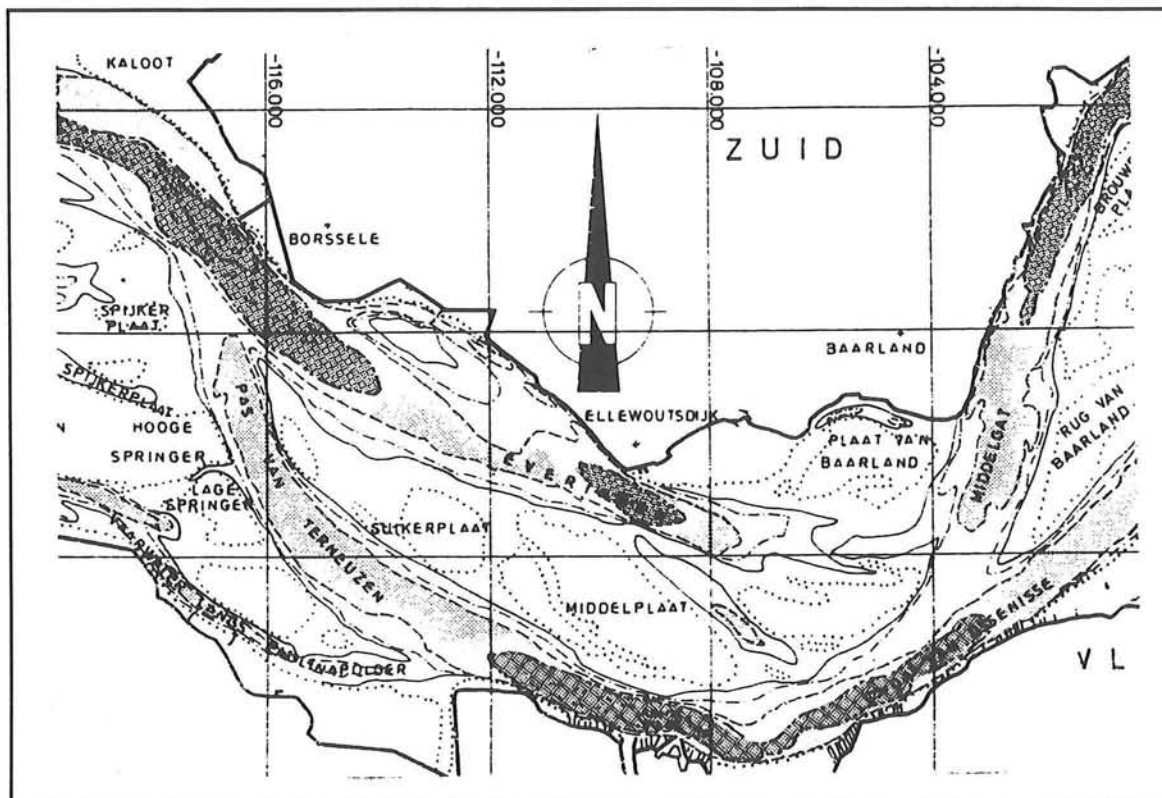
Figuur A6: Verloop geulenpatroon 1905

- Periode 1860 - 1905:
- De Everingen wordt iets langer en dieper.
 - De Suikerplaat vergroot iets en de Middelplaat (7) wordt wat kleiner.
 - Ontstaat een geultje tussen beide zand platen.
 - Pas van Terneuzen verplaatst zich wat westelijk en maakt weer contact met het Middegat.



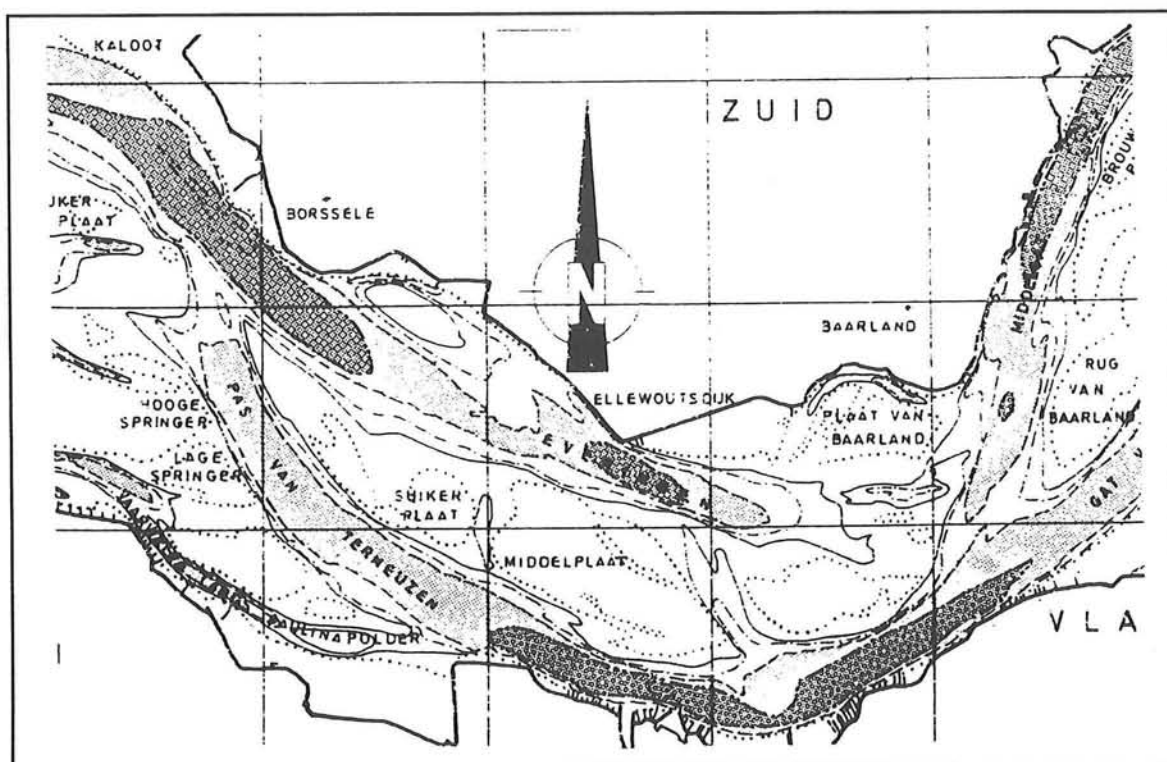
Figuur A7: Verloop geulpatroon in 1931

- Periode 1905 - 1931:
- De Everingen verlegt zich iets naar het zuiden en er ontstaan aanzandingen langs de oever.
 - De Middelplaat sluit weer aan op de Suikerplaat.
 - Pas van Terneuzen verplaatst zich naar het zuiden en westen.
 - Het einde van de pas van Terneuzen zandt aan.



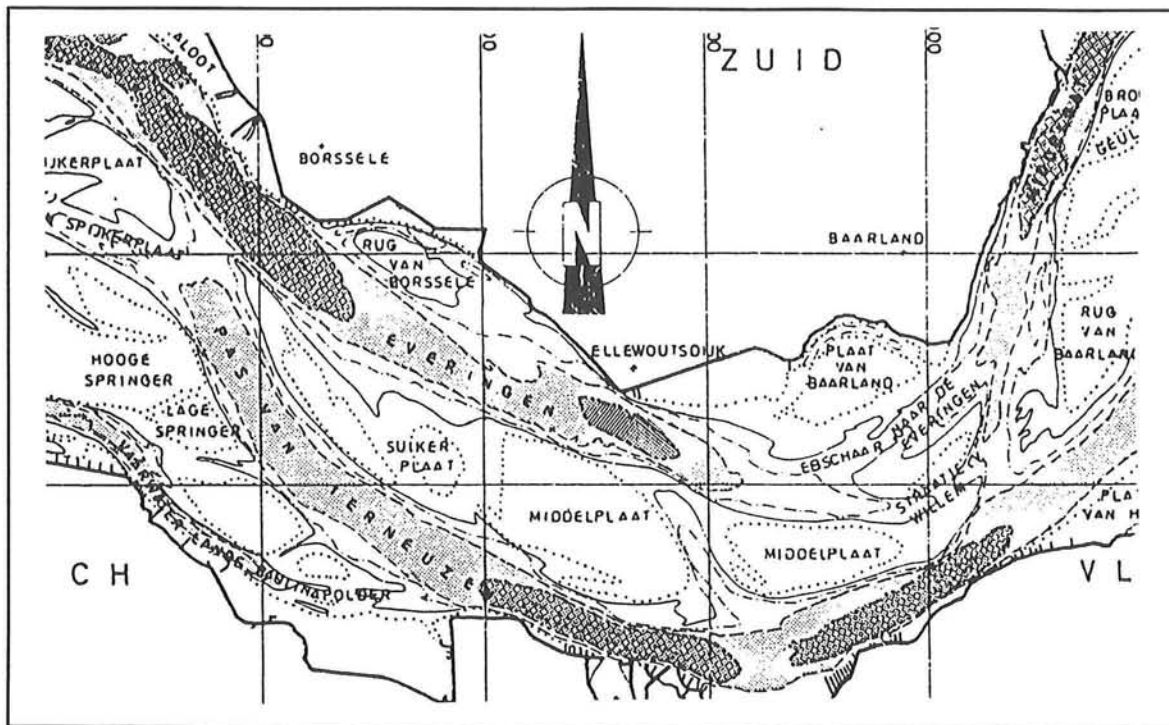
Figuur A8: Verloop geulenpatroon in 1952

- Periode 1931 - 1952:
- Meer aanzanding ten noorden van de Everingen en de geul wordt smaller.
 - Geul bij de Braakman (5) zandt aan (t.g.v. inpoldering Braakman).
 - Drempel bij het westelijk deel van de Pas van Terneuzen slibt dicht en de geul wordt ondieper.



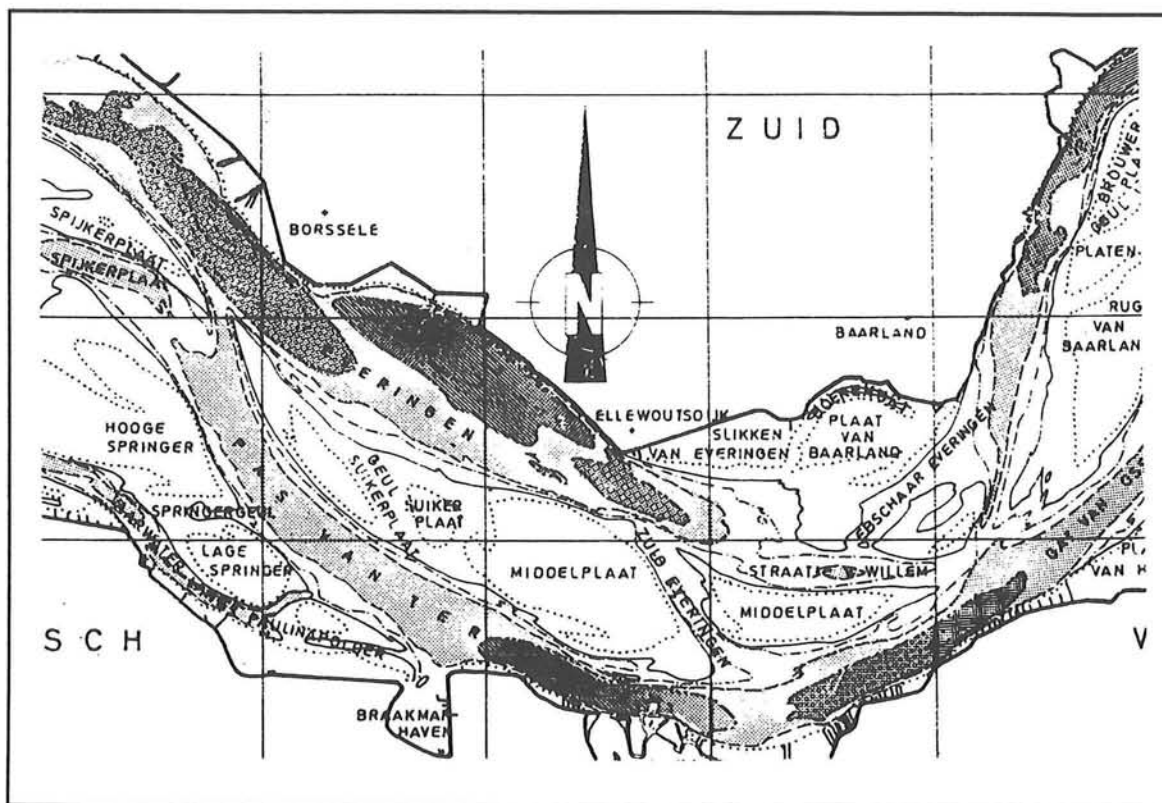
Figuur A9: Verloop geulenpatroon in 1960

- Periode 1952 - 1960:
- Meer aanzanding bij de noordelijke oever van de Everingen en de geul verplaatst zich naar het zuiden.
 - Gat van Ossenis (6) heeft bijna verbinding gekregen met de overloop van Hansweert.
 - Drempel van Baarland zandt aan.



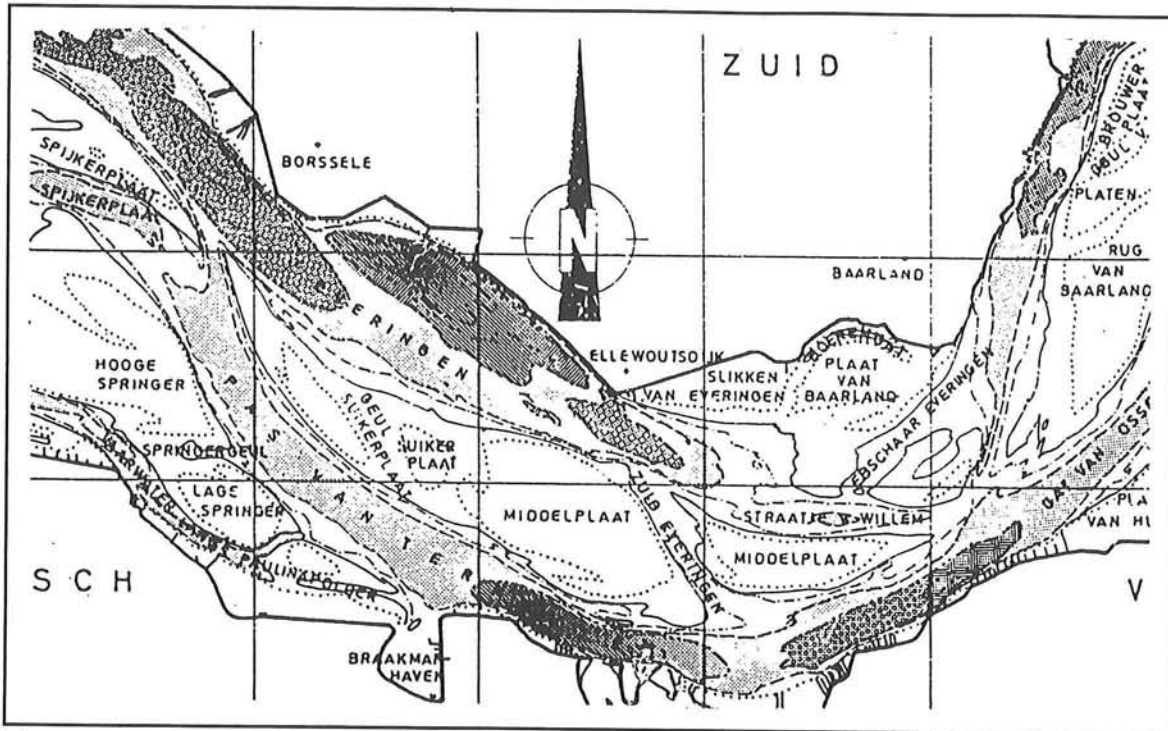
Figuur A10: Verloop geulenpatroon in 1970

- Periode 1960 - 1970:
- De Everingen vergroot zich iets in zuidelijke richting.
 - De Middelploaat wordt smaller.
 - Vanuit het Middegat ontstaat een ebschaar richting de Everingen.



Figuur A11: Verloop geulenpatroon in 1980

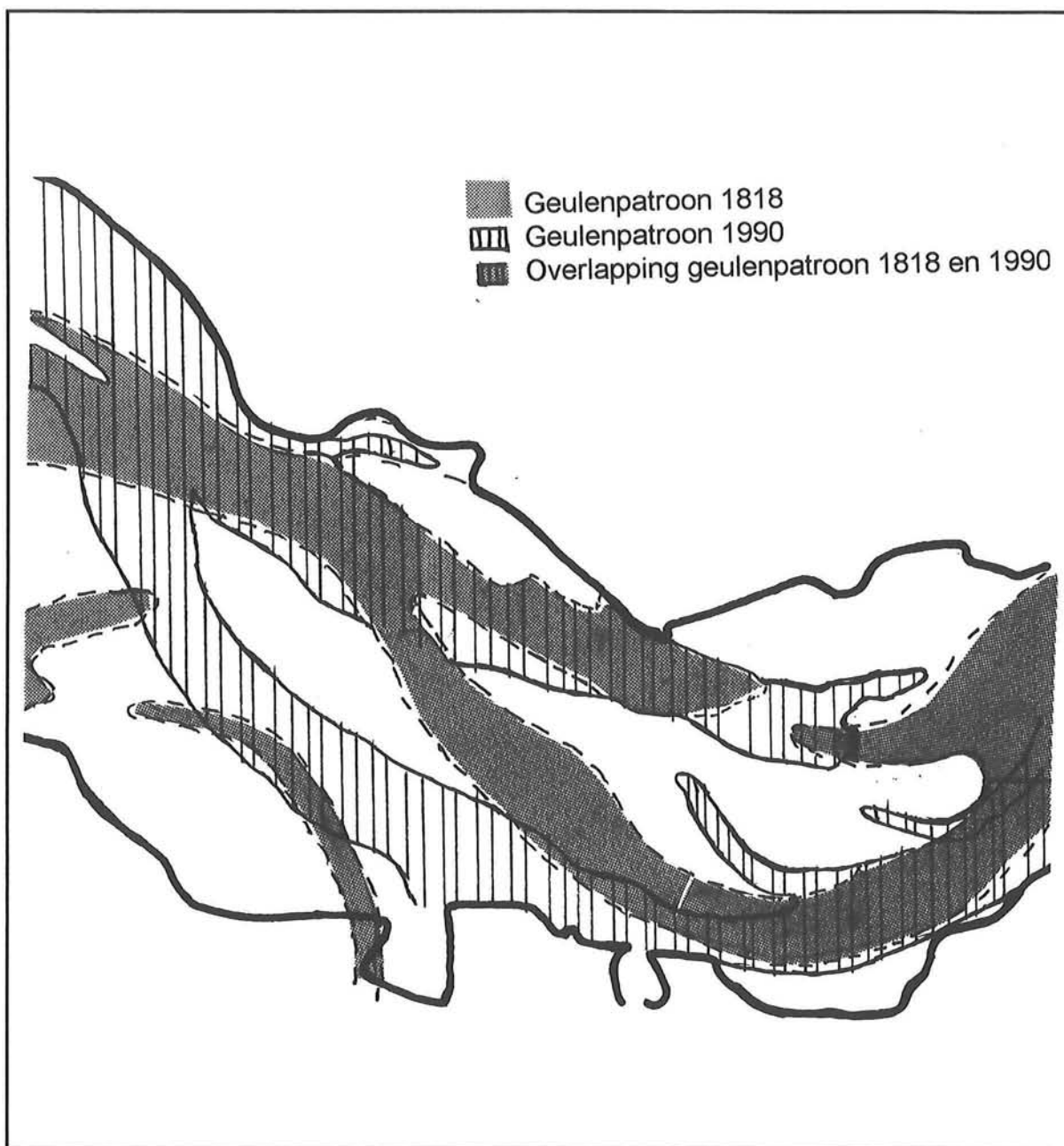
- Periode 1970 - 1980:
- Rug van Borssele (8) verdwijnt en er ontstaat een diepe kuil (waarschijnlijk is dit een meetfout en lag de Rug van Borssele er nog wel).
 - Ontstaan verdiepingen in de geul van Terneuzen en de drempel maakt plaats voor een verbinding met de Everingen.
 - Over de Middelplaat ontstaat een ondiepe geul tussen de pas van Terneuzen en de Everingen.



Figuur A12: Verloop geulenpatroon in 1993

- Periode 1980 - 1990:
- Vindt sedimentatie plaats op de rug van Borssele.
 - Aanzanding aan de noordelijke oever van de Everingen en erosie aan de zuidkant.
 - De zuid Everingen verlegt zich iets naar het westen.

In figuur A12 is de verlegging van de geulen en zandplaten te zien van 1800 tot en met 1990.



Figuur A13: Verandering geulenstelsel 1800 - 1990

De totale relatieve neerwaartse kracht per strekkende meter wordt:

$$F_{\text{neer}} = (F_{\text{grond}} - F_{\text{res}}) \cdot D = (136,4 - 25,0) \cdot 11,24 = 1252 \text{ KN/m}$$

$$D = \text{diameter tunnel} = 11,24 \text{ m}$$

2.3 De opwaartse kracht

De opwaartse kracht wordt veroorzaakt door de verhoogde luchtdruk. De grootte van de luchtdruk (p_{lucht}) is afhankelijk van het niveau van waaraf het graaffront waterdicht moet zijn. Om de gehele tunnel waterdicht te houden, zal in principe een overdruk gerealiseerd moeten worden die even groot is als de som van de horizontale korrelspanning en de waterdruk aan de onderkant van de tunnel.

$$\sigma'_h + \sigma_w \leq p_{\text{lucht}}$$

In het geval dat het boorfront door luchtdruk ondersteund wordt, is de invloed van de horizontale korrelspanning zo klein dat die in het vervolg van de berekening verwaarloosd zal worden (zie paragraaf 2.4). Doordat de waterdruk lineair met de diepte toeneemt en de luchtdruk overal even groot is (zie figuur 10), zal aan de bovenkant van de tunnel een overdruk staan van de waterdruk maal de buitendiameter (D_{uitw}) van de tunnel.

$$F_{\text{opw}} = \frac{D_{\text{uitw}} \cdot \gamma_w}{f} \cdot D_{\text{uitw}} = \frac{11,24 \cdot 10}{1,1} \cdot 11,24 = 1149 \text{ KN/m}$$

2.4 Horizontale korrelspanning

Voordat de horizontale korrelspanning verwaarloosd kan worden, zal eerst bekeken hoe groot deze is. De grootte van de horizontale korrelspanningen kunnen berekend worden met behulp van de volgende vergelijkingen:

$$\sigma'_h = K_{A3} \cdot \sigma'_v(H) = 12,7 \text{ KN/m}^3$$

$$\sigma_v(H) = \frac{\gamma'}{K_0 \cdot \tan(\varphi') \cdot O/A} \cdot [1 - \exp(-K_0 \cdot \tan(\varphi') \cdot H \cdot O/A)] = 63,7 \text{ KN/m}^3$$

$$d = \frac{D}{\tan(\varphi')} = 4,66 \text{ m}$$

$$B = D \cdot \left[1 + \frac{1}{\tan(\varphi')}\right] = 28,5 \text{ m}$$

K_{A3} = driedimensionale horizontale gronddrukcoëfficiënt

γ' = effectief volumiek gewicht van de grondlaag = 10 KN/m³

K_0 = verhouding tussen de horizontale en verticale korrelspanning = 0,6

φ' = effectieve hoek van inwendige wrijving = 27°

O = omtrek grondmoot = 66,3 m

A = oppervlakte grondmoot = 132,8 m²

H = laagdikte = 14 m

D = tunneldiameter 11,24 m

d = diepte grondwig = 4,66 m

B = breedte grondwig = 28,5 m

In de berekening is de invloed van de boogwerking van de grond meegenomen. De berekening is er op gebaseerd dat langs de randen van de grondmoot schuifspanningen ontwikkelt worden. Voor het ontwikkelen van deze schuifspanning zijn kleine deformaties van het grondmassief nodig.

De berekening geeft aan dat de horizontale korrelspanning ongeveer 12,5 KN/m³ bedraagt. In de berekening is de invloed van de overdruk niet meegenomen. Door de overdruk zullen de verticale korrelspanning en hierdoor ook de horizontale korrelspanningen onderin, afnemen.

Omdat aan de onderkant van de tunnel de luchtdruk evengroot is als de waterdruk, is er een resulterende kracht ter grootte van de horizontale korreldruk. Naar boven toe neemt bij gelijke luchtdruk de waterdruk af, hierdoor ontstaat een overdruk die voor stabiliteit van het boorfront zorgt. In principe kan alleen over een kleine afstand onderin instabiliteit van het boorfront ontstaan. Omdat de resulterende kracht maar over een kleine afstand (ongeveer een halve meter) en de horizontale korrelspanningen zeer klein zijn ten opzichte van de andere spanningen, zal de luchtdruk niet extra verhoogd worden. In het ergste geval kunnen onderin kleine

deformaties ontstaan, deze deformatie zullen geen gevaarlijke situaties veroorzaken.

2.5 Stabiliteit

Voor stabiliteit van de tunnel moet de relatieve neerwaartse krachten groter zijn dan de opwaartse kracht. Om ervoor te zorgen dat kleine veranderingen van de luchtdruk geen problemen opleveren, wordt een veiligheidsfactor n in rekening gebracht.

$$F_{\text{neer}} \geq n \cdot F_{\text{opw}}$$

$$1252 \text{ KN/m} \geq 1,05 \cdot 1149 \text{ KN/m} = 1206 \text{ KN/m}$$

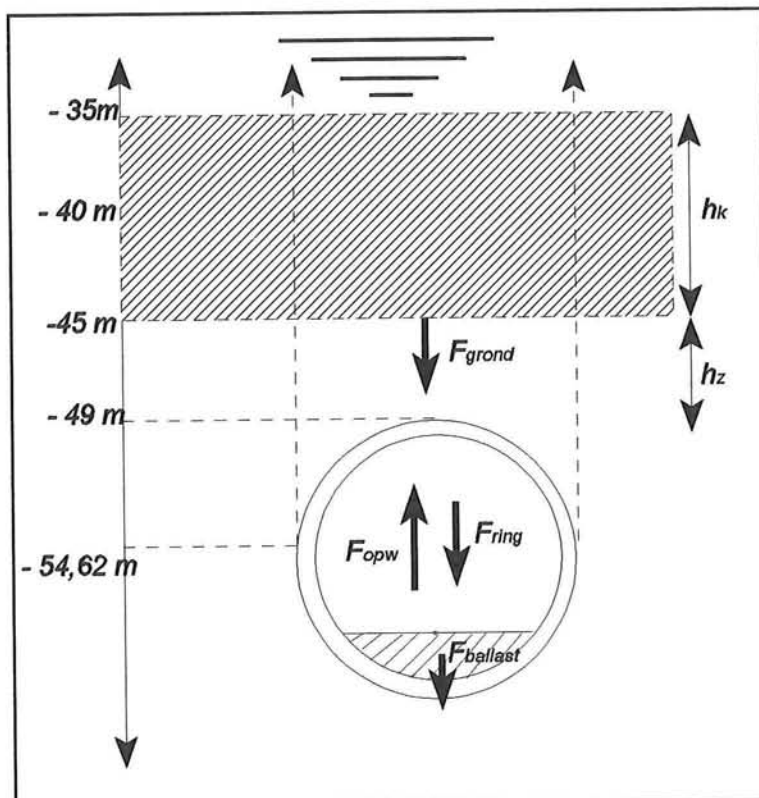
F_{neer} is groter dan F_{opw} , de tunnel is dus stabiel ten aanzien van de luchtdruk eis. Omdat in de gebruiksfase geen luchtdrukverhogingen worden toegepast, kan een controle voor deze fase achterwege blijven.

3 Oprijven tunnel

3.1 Faseverschil bij opdrijven

Zoals al eerder is vermeld, treedt het opdrijven van de tunnel op tijdens de bouw- en eindfase. De controleberekening zal dan ook voor beide fasen uitgevoerd moeten worden. Het verschil tussen beide fasen is dat in de eindfase een groter eigengewicht van de tunnel aanwezig is en doordat de eindfase een langere tijdsduur heeft, zal er voor deze fase een grotere veiligheidsfactor worden toegepast. Tijdens de bouwfase zal een veiligheidsfactor van 1,05 worden toegepast en in de eindfase een veiligheidsfactor van 1,1.

Door middel van de controleberekening zal bekeken worden of de opwaartse krachten kleiner zijn dan de neerwaartse krachten.



Figuur B3: Krachtenevenwicht

3.2 De opwaartse kracht min het tunnelgewicht

Doordat de tunnel onder de waterspiegel ligt, oefent de waterdruk een opwaartse kracht uit op de tunnel. De grootte van deze kracht is afhankelijk van het tunnelvolume dat zich onder water bevindt. Doordat het gewicht van de tunnel voor een tegengestelde kracht zorgt zal deze in mindering gebracht worden. Het eigen gewicht (G_t) zal tijdens de bouwfase bestaan uit het gewicht van de tunnelring en tijdens de eindfase uit het gewicht van de tunnelring en de ballast.

$$F_{\text{opw}} = (\pi \cdot r_{\text{uitw}}^2 \cdot \gamma_w) - G_t = (\pi \cdot 5,62^2 \cdot 10) - G_t = 992 \text{ KN/m} - G_t$$

3.3 De relatieve neerwaartse kracht

De relatieve neerwaartse kracht bestaat uit het gewicht van de bovengelegen grond (zie figuur B3). Bij het grondgewicht zal een correctie aangebracht worden ten gevolge van de wisselende waterstanden. In deze eerste benadering worden de wrijvingskrachten, die kunnen ontstaan langs de afschuifvlakken van de grond, niet in rekening gebracht. De berekening is dus aan de veilige kant. Het grondgewicht bestaat uit het gewicht van de bovengelegen klei- en zandlaag.

$$\begin{aligned} F_{\text{grond}} &= D_{\text{uitw}} \cdot (h_k \cdot (\gamma_k - \gamma_w)) + (D_{\text{uitw}} \cdot (h_z + r_{\text{uitw}}) - 0,5 \cdot \pi \cdot r_{\text{uitw}}^2) \cdot (\gamma_z - \gamma_w) \\ &= 11,24 \cdot (5 \cdot 10 + 5 \cdot 9,3) + (11,24 \cdot (4 + 5,62) - 0,5 \cdot \pi \cdot 5,62^2) \cdot 10 \\ &= 1608 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

Bij het opdrijven wordt ook van de ongunstigste situatie (LLW) uitgegaan. Het waterstandsverschil is wederom 2,5 m.

$$F_{\text{res}} = \Delta h \cdot \gamma_w \cdot D_{\text{uitw}} = 2,5 \cdot 10 \cdot 11,24 = 281,0 \text{ KN/m}$$

F_{res} = kracht t.g.v. drukverschil in de zandlaag

De totale neerwaartse kracht wordt:

$$F_{\text{neer}} = F_{\text{grond}} - F_{\text{res}} = 1608 - 281,0 = 1327,0 \text{ KN/m}$$

3.4 Stabiliteit

Stabiliteit bouwfase:

Voor stabiliteit moet de relatieve neerwaartse kracht groter zijn dan de relatieve opwaartse kracht.

$$F_{\text{neer}} \geq F_{\text{opw}}$$

$$1327 \text{ KN/m} \geq n_b \cdot 992 \text{ KN/m} - G_{\text{bt}}$$

$$1327 \text{ KN/m} \geq 584 \text{ KN/m} \Rightarrow \text{stabiel}$$

met $G_{\text{bt}} = 458 \text{ KN/m}$ en
 $n_b = 1,05$ volgt:

Stabiliteit eindfase:

$$1327 \text{ KN/m} \geq n_e \cdot 992 \text{ KN/m} - G_{\text{et}}$$

$$1327 \text{ KN/m} \geq 472 \text{ KN/m} \Rightarrow \text{stabiel}$$

met $G_{\text{et}} = 619 \text{ KN/m}$ en
 $n_e = 1,1$ volgt:

4 Controleberekening opbreken

4.1 Inleiding

Bij de opbrekberekening wordt nagegaan hoe groot de gronddekking moet zijn om de hoogovale vervorming van de tunnel tegen te gaan. De hoogovale vervorming wordt veroorzaakt door de water- en horizontale gronddrukken die op de tunnelbuis werken. Bij een evenwicht moeten de neerwaartse krachten ten gevolge van het grondgewicht en de wrijvingskrachten tussen de afschuifvlakken groter zijn dan de opbrek- en opdrijfkrachten.

Bij de berekeningen aangenomen dat de tunnel zal opbreken over een gebied van 2ψ (zie figuur B4), de grootte van ψ ligt tussen de vijfenveertig en vijfenvijftig graden (volgens rapport Standaardberekeningen Geboorde Tunnel Heinenoord). Voor deze berekening zal een ψ -waarde van vijftig graden gehanteerd worden.

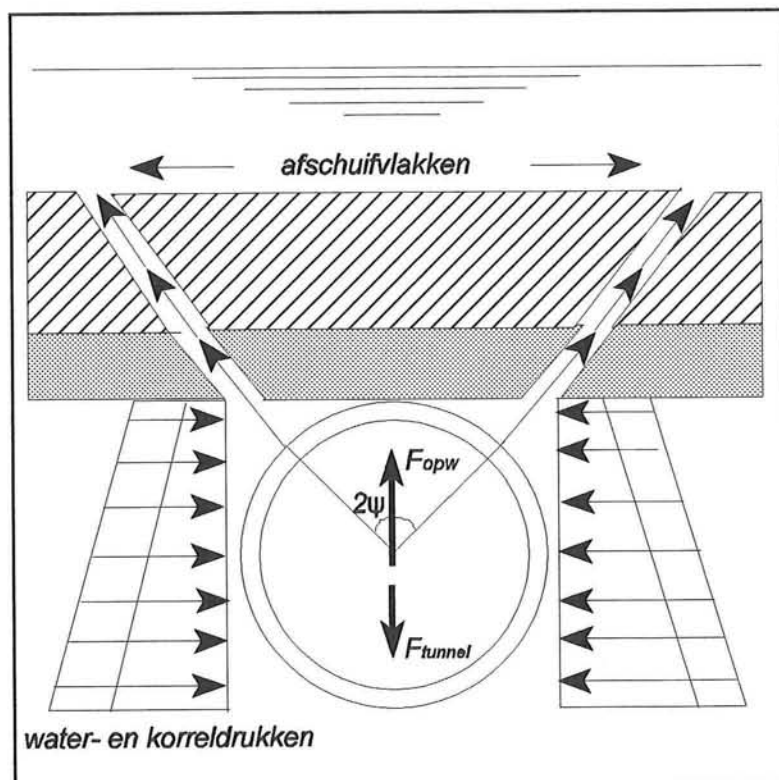
Bij het proces van opbreken zijn de volgende krachten van belang:

Opwaartse krachten geleverd door:

- waterdrukken
- horizontale gronddrukken

Neerwaartse krachten ten gevolge van:

- grondgewicht
- wrijvingskrachten langs de glijvlakken

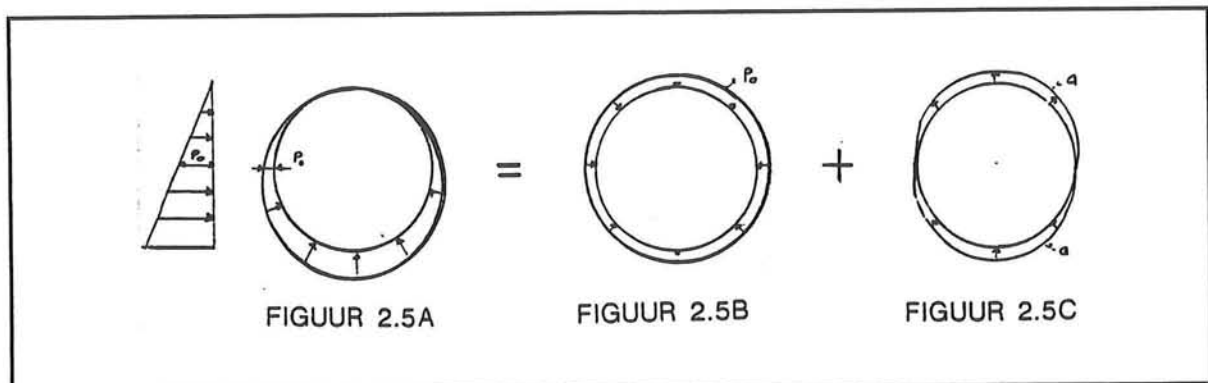


Figuur B4: Schematisatie opbrekkrachten

4.2 De opwaartse krachten

1.4.2.1 De waterdruk

Voor de berekening zal de waterdruk opgedeeld in een constante waterdruk en een variabele waterdruk (zie figuur B5).



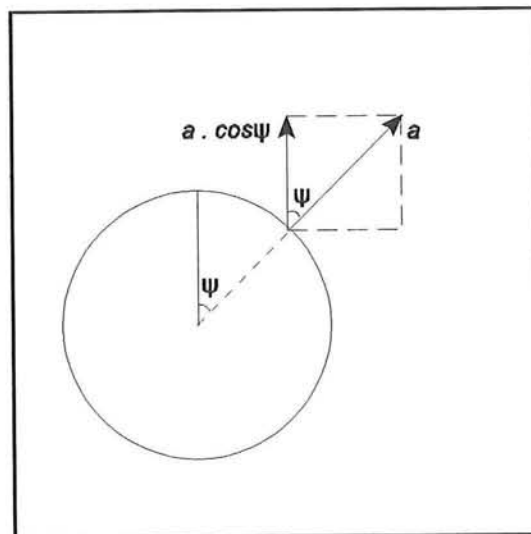
Figuur B5: Opsplitsen waterkracht

4.2.2 De variabele waterdruk

Er wordt vanuit gegaan dat de opwaartse krachten aan de bovenkant van de tunnel werken over een gebied van 2ψ . De radiale druk a_ψ verloopt als een cosinus langs de tunnel. Hierbij is de druk bovenin de tunnel maximaal en bij de tunnel-as gelijk aan nul. Omdat we bij de controle-berekening het verticale evenwicht bekijken wordt $a_{\text{vertikaal}}$:

$$a_\psi = a \cdot \cos\psi$$

$$a_v = a_\psi \cdot \cos\psi = a \cdot \cos^2\psi$$

Figuur B6: Radiale druk a_ψ

e waarde van a kan bepaald worden door het evenwicht over het midden van de tunnel te nemen. A is gelijk aan het verschil tussen de daar werkende opwaartse en neerwaartse krachten.

$$a = P_{op} - P_{neer}$$

$$G_t = (r_{uitw}^2 - r_{inw}^2) \cdot \pi \cdot \gamma_{beton} + G_e$$

$$G_{op} = r_{uitw}^2 \cdot \pi \cdot \gamma_w$$

$$P_{op} = \frac{G_{op}}{\pi \cdot r^2} \cdot 2 \cdot r_{uitw} = 2 \cdot r_{uitw} \cdot \gamma_w$$

$$P_{neer} = \frac{G_t}{\pi \cdot r^2} \cdot 2 \cdot r_{uitw}$$

$$a = \left(\gamma_w - \frac{G_t}{r^2 \cdot \pi} \right) \cdot 2 \cdot r_{uitw}$$

Waarbij G_t het tunnelgewicht is en G_e het extra gewicht in de eindfase.

De totale opwaarts werkende waterkracht A_1 wordt gevonden door een integratie uit te voeren van a_ψ van $-\psi$ tot ψ . Door symmetrie is het gebied van nul tot $-\psi$ gelijk aan dat van nul tot ψ . Hierdoor kan volstaan worden met twee maal de integratie van nul tot ψ uit te voeren.

$$a_u = \left(\gamma_w - \frac{G_t}{\pi \cdot r^2} \right) \cdot 2 \cdot r_{uitw} \cdot \cos^2 \psi$$

$$A_1 = 2 \cdot \int_0^\psi \left(\gamma_w - \frac{G_t}{\pi \cdot r^2} \right) \cdot 2 \cdot r_{uitw} \cdot \cos^2 \psi \cdot r_{uitw} \cdot d\psi$$

met $\cos^2 \psi = 0.5 \cdot (1 + \cos 2\psi)$ volgt:

$$A_1 = a \cdot r_{uitw} \cdot \left[\psi + 0.5 \sin 2\psi + C_1 \right]_0^\psi$$

$$A_1 = a \cdot r_{uitw} \cdot (\psi + 0.5 \sin 2\psi)$$

4.2.3 Berekenig van A1

Met behulp van de hiervoor afgeleide vergelijking kan de waarde van A1 bepaald worden.

$$A1 = a \cdot r_{uitw} \cdot (\psi + 0.5 \cdot \sin 2\psi)$$

a = constante afhankelijk van r_{uitw} en G_t

r_{uitw} = uitwendige straal = 5,62 m

ψ = opbreekhoeck = 50°

$$a = \left(\gamma_w - \frac{G_t}{\pi \cdot r_{uitw}^2} \right) \cdot 2 \cdot r_{uitw} = \left(10 - \frac{1834}{5,62^2 \cdot \pi} \right) \cdot 2 \cdot 5,62 = 64,8 \text{ KN/m}$$

γ_w = soortelijk gewicht water = 10 KN/m³

G_t = gewicht tunnel = 1834 KN/m

$$G_t = (r_{uitw}^2 - r_{inw}^2) \cdot \pi \cdot \gamma_b = (5,62^2 - 5,10^2) \cdot \pi \cdot 24 = 420,3 \text{ KN/m}$$

r_{inw} = inwedige straal = 5,10 m

γ_b = soortelijk gewicht beton = 24 KN/m³

$$A_1 = 64,8 \cdot 5,62 \cdot (0,87 + 0,49) = 495 \text{ KN/m}$$

In de eindfase wordt het totale tunnel gewicht 618,7 KN/m, hieruit volgt dat:

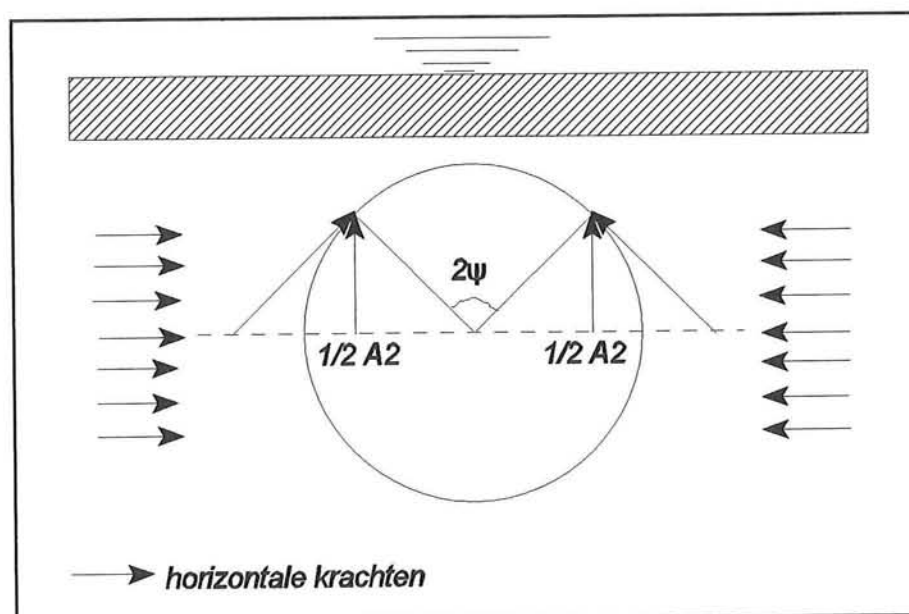
$$A_1 = C \cdot r_{\text{uitw}} \cdot (\psi + 0,5 \cdot \sin\psi) = 41,3 \cdot 5,62 \cdot (0,87 + 0,49) = 323 \text{ KN/m}$$

4.2.4 De horizontale druk

4.2.4.1 Gevolg

De horizontale druk, die wordt veroorzaakt door de gronddruk en de waterdruk, zorgt voor vervormingen van de tunnelling. Deze vervormingen oefenen een opwaartse kracht uit op de bovengelegen gronddekking.

Voor de berekening zullen de horizontale krachten geschematiseerd worden op de midden-as van de tunnel.



Figuur B7: Normaalkracht A_2

De opbreekkracht ten gevolge van de vervormingen is weer te geven als:

$$A_2 = 2 \cdot N_t \cdot \sin\psi$$

Hierbij is N_t opgebouwd uit een component voor de gronddruk en de waterdruk.

$$N_t = N_g + N_w$$

N_g is de gemiddelde gronddruk en N_w is de gemiddelde waterdruk ter hoogte van de tunnel-as.

4.2.4.2 De berekening van A2

A2 is afhankelijk van de grond- en waterdruk. Voor de horizontale gronddruk is de factor K_0 van belang. De waarde van K_0 kan variëren van 0 tot 1. Bij vloeistoffen en zeer slappe lagen zal de waarde richting 1 gaan en bij zeer stijve grondsoorten zoals rots zal de waarde richting 0 gaan. De tunnel komt in een zandlaag te liggen, voor zand ligt de K_0 -waarde over het algemeen tussen de 0,5 en de 0,65. Bij de berekening zal uitgaan worden van een K_0 -waarde van 0,6.

$$A_2 = 2 \cdot N_f \cdot \sin\psi$$

$$\text{met } N_f = (\text{hor gronddruk} + \text{hor waterdruk}) \cdot r_{\text{uitw}}$$

$$\begin{aligned} \text{hor gronddruk} &= (h_k \cdot (\gamma_k - \gamma_w) + (h_z + r_{\text{uitw}}) \cdot (\gamma_z - \gamma_w)) \cdot K_0 \\ &= (5 \cdot 10 + 5 \cdot 9,3 + (4 + 5,62) \cdot 10) \cdot 0,6 = 115,6 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{hor waterdruk} = 0,5 \cdot 11,24 \cdot 10 = 56,2 \text{ KN/m}$$

$$N_f = (115,6 + 56,2) \cdot 5,62 = 965 \text{ KN/m}$$

$$A_2 = 2 \cdot 965 \cdot \sin 50^\circ = 1478 \text{ KN/m}$$

4.2.4.3 De totale opwaarts werkende kracht

De totale opwaartse kracht wordt nu:

$$\begin{aligned} A_{\text{tot}} &= A1 + A2 \\ &= 495 \text{ KN/m} + 1478 \text{ KN/m} = 1973 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

4.3 De neerwaartse krachten

4.3.1 Inleiding

De neerwaartse kracht wordt veroorzaakt door het gewicht van de bovengelegen grondlagen en de wrijvingskracht die optreedt langs de afschuifvlakken van de grondlagen.

4.3.2 Het grondgewicht

In figuur B9 is te zien welk deel van het grondpakket in rekening wordt gebracht. De grootte van het grondpakket wordt bepaald door de opbreekhoeck ψ en de afschuifhoeck α . De waarde van de afschuifhoeck wordt bepaald door de grondsoort en voor de waarde van 2ψ wordt in de praktijk meestal een waarde van tussen de negentig en honderdtien graden genomen. Voor de verschillende grondlagen zijn de waarden van de afschuif- en wrijvingshoeck in tabel .. opgenomen.

grondsoort	afschuifhoeck α	wrijvingshoeck ϕ
kleilaag 1	58°	26°
kleilaag 2	58,5°	27
zandlaag	61,25°	35°

Tabel B8: Grondparameters

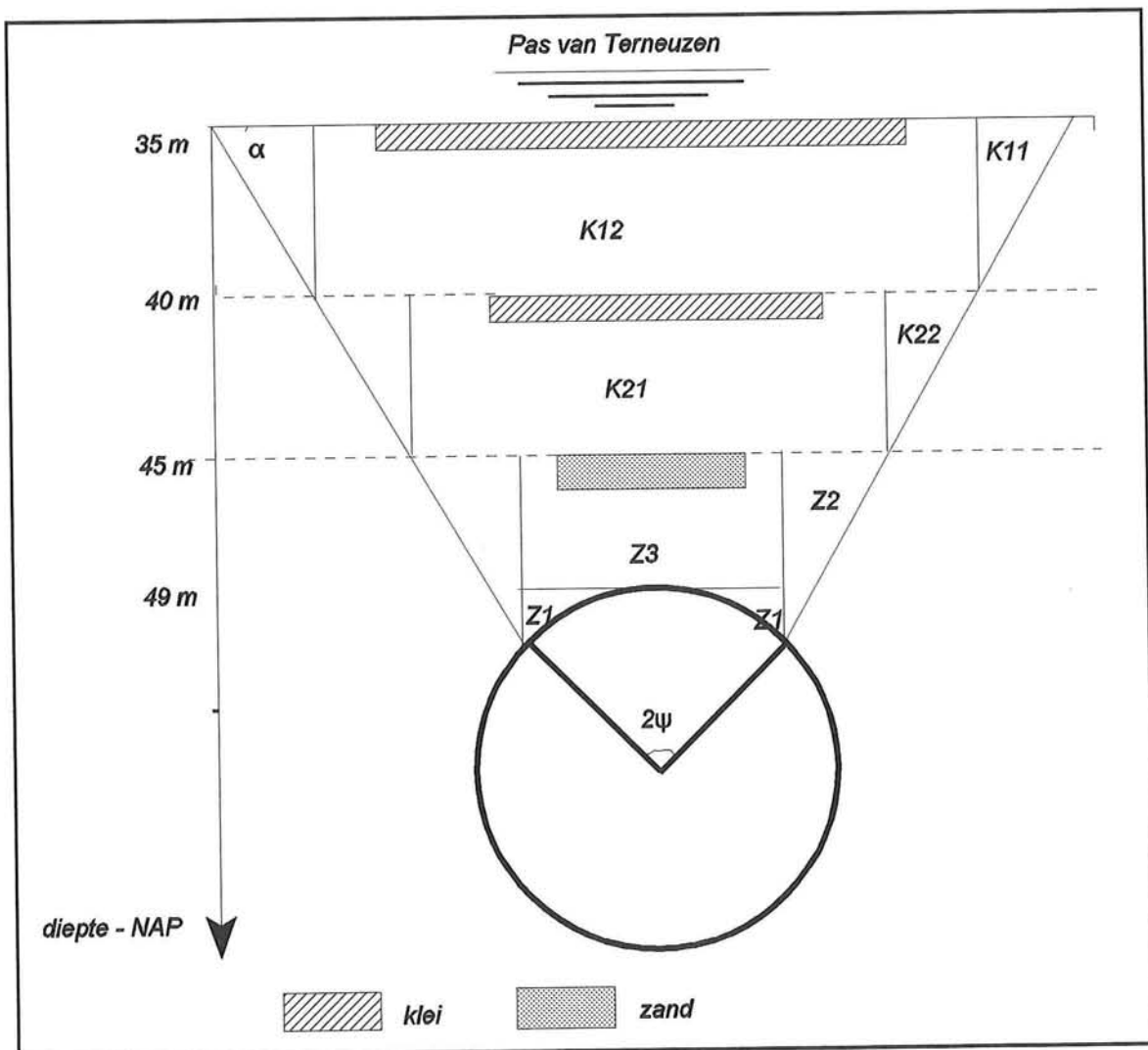
Het grondgewicht is vrij eenvoudig te bepalen door het desbetreffende grondvolume te vermenigvuldigen met het grondgewicht. Omdat de grondlagen zich onder water bevinden wordt het gewicht van het water van het grondgewicht afgetrokken. De grondvolumes staan aangegeven in figuur B9.

$$\sum G = A_z \cdot (Y_z - Y_w) + A_{k2} \cdot (Y_{k2} - Y_w) + A_{k1} \cdot (Y_{k1} - Y_w) = 2685 \text{ KN/m}$$

$$\begin{aligned} \text{met: } A_z &= \text{oppervlakte zandlaag} \\ &= z_1 + z_2 + z_3 = 7,3 + 19,8 + 34,4 = 61,5 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$A_{k2} = \text{oppervlakte kleilaag 2} \\ = A_{k21} + A_{k22} = 76,0 + 15,3 = 91,3 \text{ m}^2$$

$$A_{k1} = \text{oppervlakte kleilaag 1} \\ = A_{k11} + A_{k12} = 106,6 + 15,6 = 122,2 \text{ m}^2$$

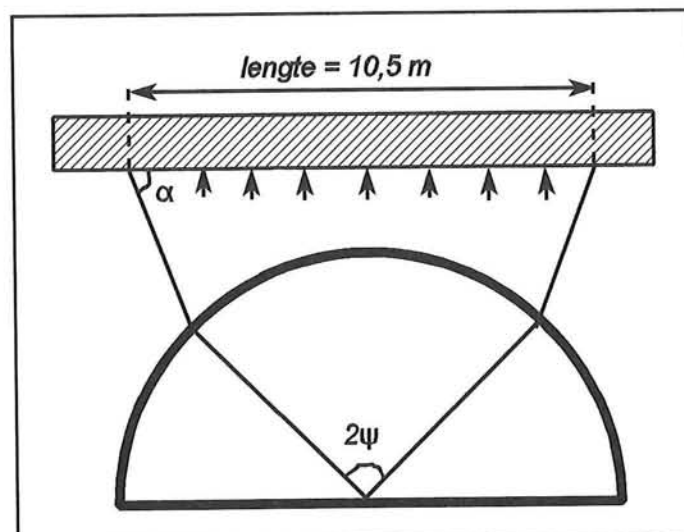


Figuur B9: Meewerkend grondgewicht

4.3.3 Reductie neerwaartse kracht

Omdat bij de opbrekberekening van de ongunstigste situatie (laag water) wordt uitgegaan, zal in dit geval een reductie op de neerwaartse kracht aangebracht worden. De grootte van de reductie is afhankelijk van het waterstandverschil tussen laag water en het gemiddelde niveau (zie paragraaf). De kracht die in mindering gebracht wordt, werkt over een lengte die gelijk is aan de lengte van het glijvlak ter plaatse van de kleilaag (zie figuur B10).

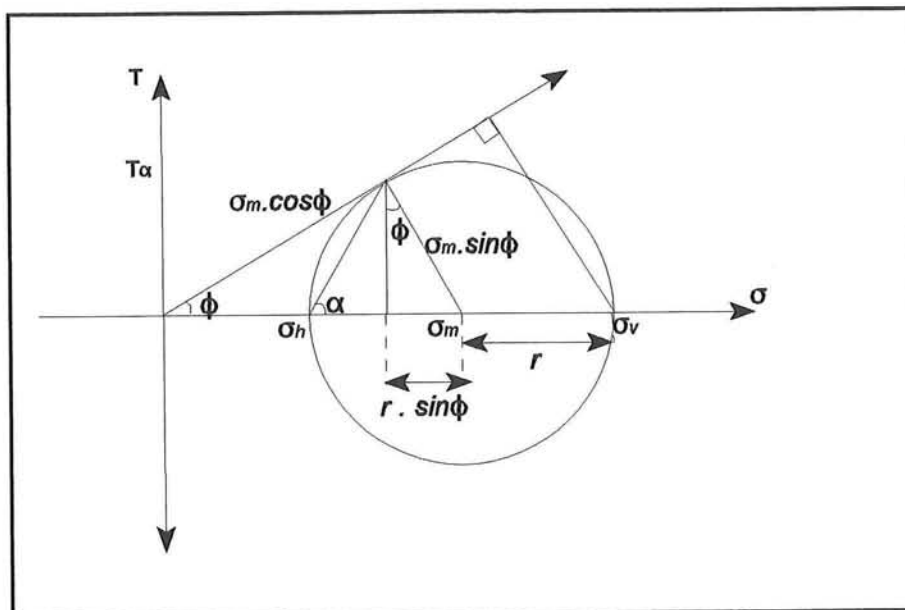
$$F_{\text{res}} = \Delta h \cdot l \cdot \gamma_w = 2,5 \cdot 10,5 \cdot 10 = 262,5 \text{ KN/m}$$



Figuur B10: Te berekenen lengte

4.3.4 De wrijvingskracht

Bij het opbreken van de bodem zal de grond zich langs glijvlakken verplaatsen en ontstaat er wrijving tussen grondmoten. De inwendige wrijvingshoek van de grond en het bovenliggende grondgewicht zijn bepalend voor de grootte van de wrijvingskracht (zie figuur B12). Om de wrijvingskracht (τ_v) te bepalen, zal gebruik worden gemaakt van de cirkel van Mohr.



Figuur B11: Cirkel van Mohr

Via de cirkel van Mohr (figuur B11) is te zien dat:

$$\tan \alpha = \frac{T_{\alpha}}{(1 - \sin \phi) \cdot r}$$

$$\cos \phi = \frac{T_{\alpha}}{\sin \phi \cdot \sigma_m}$$

$$\sin\phi = \frac{r}{\sigma_m}$$

Uit de bovenstaande vergelijkingen volgt:

$$\tan\alpha = \frac{\cos\phi}{(1 - \sin\phi)} \quad (1)$$

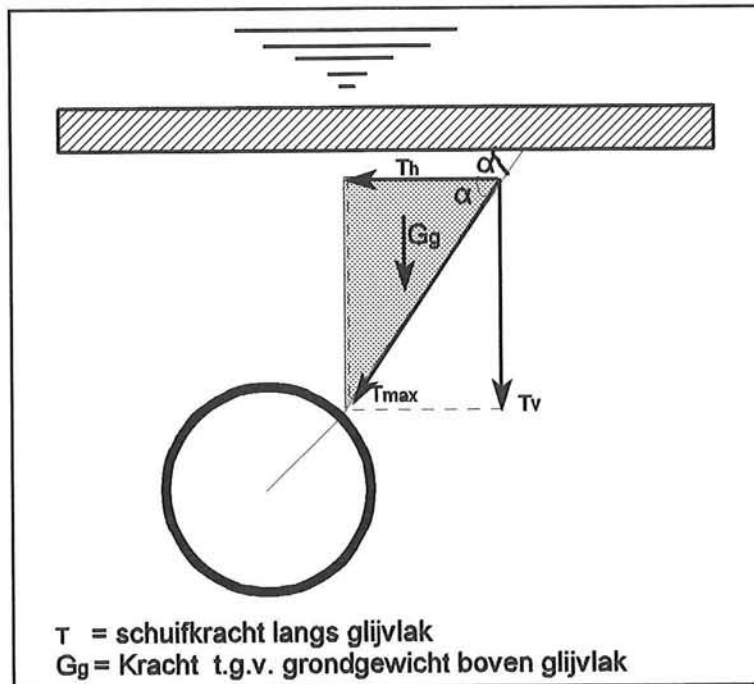
Het verband tussen τ_α en σ_v volgt uit:

$$\sin\phi = \frac{\tau_\alpha}{\sigma_m \cdot \cos\phi}$$

$$\sigma_v = \sigma_m + r = \sigma_m + \sigma_m \cdot \sin\phi$$

$$\frac{\tau_\alpha}{\sigma_v} = \frac{\cos\phi \cdot \sin\phi}{(1 + \sin\phi)} \quad (2)$$

Voor de maximale schuifspanning kan het volgende worden afgeleid (zie blz 19 - 23, Standaardberekeningen Geboorde Tunnel Heinenoord):



Figuur B12: De wrijvingskrachten

$$T_{\max} = \frac{G_g \cdot \tau_{\alpha}}{\sigma_v \cdot \cos \alpha}$$

$$T_v = \frac{G_g \cdot \tan \alpha \cdot \tau_{\alpha}}{\sigma_v}$$

Door vergelijking (1) en (2) in te vullen en gebruik te maken van $\cos^2 \alpha = 1 - \sin^2 \alpha$ volgt:

$$T_v = G_g \cdot \sin \phi$$

4.3.5 Berekening wrijvingskracht

De wrijvingskracht zal voor iedere grondlaag bepaald worden. Het meewerkend grondgewicht voor de verschillende grondlagen is:

$$G_z = \text{meewerkend gewicht bij de zandlaag} \\ = 2 \cdot (G_z + G_{k2} + G_{k1}) = 2 \cdot (99 + 153 + 165) = 834 \text{ KN/m}$$

$$G_{k2} = \text{meewerkend gewicht bij kleilaag 2} \\ = 2 \cdot (G_{k2} + G_{k1}) = 2 \cdot (71 + 153) = 448 \text{ KN/m}$$

$$G_{k1} = \text{meewerkend gewicht bij kleilaag 1} = 2 \cdot G_{k1} = 156 \text{ KN/m}$$

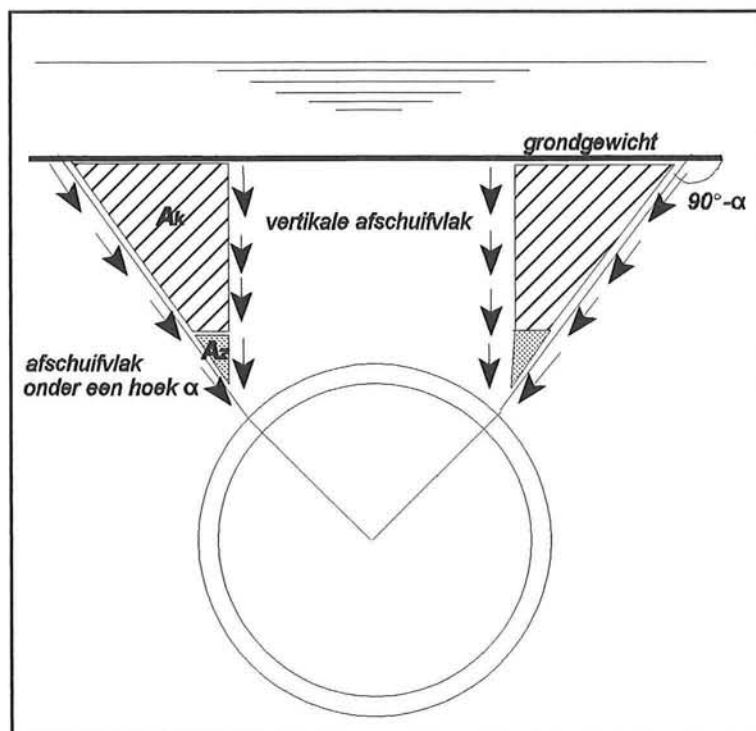
Met de hiervoor afgeleide vergelijking kan de wrijvingskracht bepaald worden.

$$T_v = G \cdot \sin\phi$$

$$T_{\text{tot}} = T_z + T_{k2} + T_{k1} \\ = G_z \cdot \sin\phi_z + G_{k2} \cdot \sin\phi_{k2} + G_{k1} \cdot \sin\phi_{k1} \\ = 834 \cdot \sin 35^\circ + 448 \cdot \sin 27^\circ + 156 \cdot \sin 26^\circ = \underline{750 \text{ KN/m}}$$

4.3.6 controle afschuifvlak

In paragraaf 4.3.4 is er vanuitgegaan dat de grondvlakken afschuiven over een hoek α . In werkelijkheid kan dit alleen gebeuren als de verticale wrijvingskrachten recht boven de opbreekhoek ψ groter zijn dan het in de driehoek aanwezige grondgewicht (zie figuur B13). Wanneer de wrijvingskracht niet het grondgewicht kan opnemen, zullen de grondvlakken afschuiven over een vlak dat dicht bij de vertikaal ligt. Ter controle zal het betreffende grondgewicht en de verticale wrijvingskracht bepaald worden.



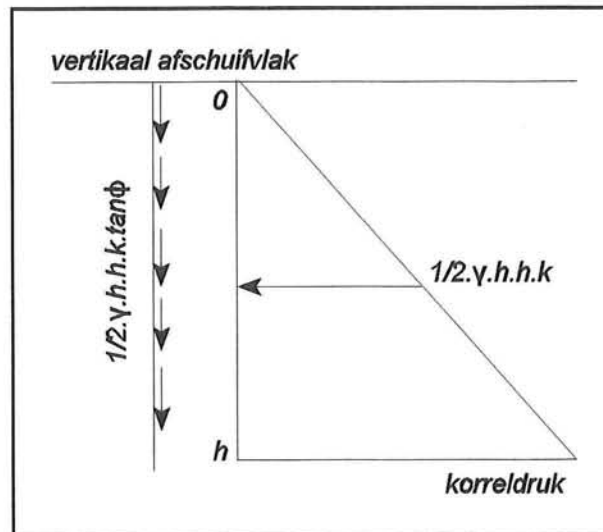
Figuur B13: Afschuifvlakken grond

Grondgewicht:

$$\begin{aligned}
 G_{\text{totaal}} &= G_{\text{klei}} + G_{\text{zand}} \\
 &= A_k \cdot (\gamma_k - \gamma_w) + A_z \cdot (\gamma_z - \gamma_w) \approx 42,7 \cdot 10 + 9,9 \cdot 10 = 526 \text{ KN/m}
 \end{aligned}$$

A_k = betreffende klei-oppervlakte

A_z = betreffende zand-oppervlakte



Figuur B14: wrijvingskracht

Bij het berekenen van de wrijvingskracht is het belangrijk om te weten of de coëfficiënt van de horizontale gronddruk K neutraal of actief is. Omdat niet duidelijk is hoe de grond zich precies gedraagt, wordt de wrijvingskracht zowel met een K_a (actief) als met een K_0 (neutraal) berekend. De totale wrijvingskracht bestaat uit de wrijvingskracht van de zandlaag en de kleilaag tesamen. Voor de verticale wrijvingskracht F_w geldt:

$$F_w = 0,5 \cdot (\gamma_g - \gamma_w) \cdot h^2 \cdot K \cdot \tan \phi$$

$$K_0 = 1 - \sin \phi$$

$$K_a = \tan^2(45^\circ - \phi/2)$$

Wrijvingskracht bij K_0 is:

$$\begin{aligned} F_{\text{tot}} &= F_w(\text{kleilaag}) + F_w(\text{zandlaag}) \\ &= \{0,5 \cdot (20-10) \cdot 10^2 \cdot 0,55 \cdot 0,51\} + \{0,5 \cdot (20-10) \cdot 6^2 \cdot 0,43 \cdot 0,7\} = 193 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

Wrijvingskracht bij K_a is:

$$\begin{aligned} F_{\text{tot}} &= F_w(\text{kleilaag}) + F_w(\text{zandlaag}) \\ &= \{0,5 \cdot (20-10) \cdot 10^2 \cdot 0,38 \cdot 0,51\} + \{0,5 \cdot (20-10) \cdot 6^2 \cdot 0,27 \cdot 0,7\} = 131 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

Het is duidelijk dat het grondgewicht groter is dan de wrijvingskracht langs het verticale vlak. Zelfs wanneer bij de kleilaag cohesieve krachten in rekening gebracht worden zal hieraan niets veranderen. Doordat de verticale wrijvingskracht niet groot genoeg is, zal het afschuifvlak dichterbij het verticale afschuifvlak komen te liggen dan in het begin was aangenomen. Dit betekent ook dat de in rekening gebrachte wrijvingskracht en het gondgewicht kleiner worden, voor stabiliteit van de tunnel zal nu een iets grotere gronddekking benodigd zijn⁵.

¹ Omdat de controle-berekening van de wrijvingskracht in een te laat stadium gemaakt werd, zullen alle berekeningen niet aangepast worden. Wanneer men het rapport voor verdere doeleinden wilt gebruiken, dient men er rekening mee te houden dat de in dit rapport genoemde minimale gronddekking iets groter zal zijn.

4.4 Totale evenwicht

Bij de bepaling van het evenwicht zullen veiligheidsfactoren in rekening gebracht worden. De veiligheidsfactoren zijn bepaald aan de hand van de ontwerpberekening van de Heinenoord tunnel. De veiligheidsfactoren voor de wrijving zullen groter zijn dan die van het grondgewicht omdat men minder precies weet of de totale wrijvingskracht wordt opgewekt.

	bouwfase	eindfase
grondgewicht	1,05	1,10
wrijving	1,30	1,35

Tabel B13: Veiligheidsfactoren

Bouwfase:

$$\frac{G_{tot} - F_{res}}{n_g} + \frac{T_{tot}}{n_w} \geq A_{tot}$$

$$2884 \text{ KN/m} \geq 1973 \text{ KN/m} \quad \Rightarrow \text{voldoet}$$

Eindfase:

$$\frac{G_{tot} - F_{res}}{n_g} + \frac{T_{tot}}{n_w} \geq A_{tot}$$

$$2758 \text{ KN/m} \geq 1801 \text{ KN/m} \quad \Rightarrow \text{voldoet}$$

5 Overzicht controle berekening

Voor de duidelijkheid zijn de opwaartse en neerwaartse krachten in de onderstaande tabel gezet. In de tabel is te zien dat het verschil tussen de opwaartse en neerwaartse kracht bij de luchtdruk eis veel kleiner is dan bij de opdrijf en opbreuk eis. Hieruit volgt dat wanneer de gronddekking kleiner wordt, de luchtdruk eis als eerste voor problemen zorgt. De aandacht zal dan ook eerst gericht worden op hoe de tunnel ondieper aangelegd kan worden ten aanzien van de luchtdruk eis.

	bouwfase		eindfase	
	F_{opw} [KN/m]	F_{neer} [KN/m]	F_{opw} [KN/m]	F_{neer} [KN/m]
luchtdruk eis	1149	1315		
opdrijf eis	534	1264	373	1206
opbreuk eis	1973	2884	1801	2758

Tabel B14: Grootte van de neerwaartse en opwaartse krachten

6 Berekening van de minimale gronddekking

6.1 Minimale gronddekking bij opdrijven

Om te zien tot op welke diepte de tunnel kan worden aangelegd, zal de minimale gronddekking voor de bouw- en eindfase bepaald worden. De methode van de berekening is gelijk aan die van de controleberekening. Benodigde waarden die tijdens de controleberekening al bepaald zijn zullen worden overgenomen. Voor meer achtergrondinformatie en inzicht in de berekening wordt verwezen naar het betreffende gedeelte van de controleberekening.

6.1.1 Bouwfase:

In de bouwfase moeten de opwaarts gerichte krachten ten gevolge van het drukverschil en de opwaartse kracht, evenwicht maken met de neerwaarts gerichte krachten ten gevolge van het grondgewicht en het gewicht van de tunnelring. Uit deze evenwichtsvergelijking is de minimale gronddekking te bepalen.

Opwaartse kracht:

$$F_{\text{opw}} = F_{\text{op}} - G_{\text{ring}} = 992 - 458,5 = 533,5 \text{ KN/m (zie controleberekening)}$$

Evenwichtsvergelijking:

$$533,5 \text{ KN/m} \leq (G_{\text{grond}} - F_{\text{res}}) \cdot 1/n_b = (G_{\text{grond}} - 281 \text{ KN/m}) \cdot 1/n_b$$

$$\Rightarrow G_{\text{grond}} = 849 \text{ KN/m} = \underline{6,3 \text{ m gronddekking}}$$

6.1.2 Eindfase

De berekening voor de eindfase is in principe hetzelfde als die van de bouwfase, alleen zal er nu ook het ballast gewicht van de tunnel in rekening gebracht worden en wordt de veiligheidsfactor 1,1 inplaats van 1,05.

Evenwichtsvergelijking:

$$533,5 \text{ KN/m} \leq (G_{\text{grond}} - F_{\text{res}}) \cdot 1/n_e = (G_{\text{grond}} - 281 \text{ KN/m}) \cdot 1/n_e$$

$$\Rightarrow G_{\text{grond}} = 692 \text{ KN/m} = \underline{5,0 \text{ m gronddekking}}$$

6.2 Minimale gronddekking bij opbreken

Bij de opbrekberekening wordt ook dezelfde methode gebruikt als bij de controleberekening van hoofdstuk 4 en daar waar het mogelijk is, zijn dezelfde waarden overgenomen.

6.2.1 Bouwfase

Bij de opbrekberekening heeft de gronddekking invloed op de opwaartse kracht A_2 , de neerwaartse kracht ten gevolge van het grondgewicht en de wrijvingskracht tussen de afschuifvlakken. Doordat de gronddekking op meerdere krachten van invloed is, is het moeilijk om één evenwichtsvergelijking te maken waaruit de grootte van de minimale gronddekking volgt. In dit geval zal door middel van itereren de waarde van de minimale gronddekking bepaald worden.

Na de iteratie blijkt voor de bouwfase de minimale gronddekking ongeveer 10 m te zijn. Hierbij is:

6.2.1.1 De opwaartse kracht

De opdrijvende kracht $A_1 = 495 \text{ KN/m}$

A_2 ten gevolge van de normaalkracht = 1272 KN/m waarbij:

$$\text{horizontale gronddruk} = (5 \cdot 10 + 5 \cdot 9,3 + 5,62 \cdot 10) \cdot K_0 = 91,6 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{horizontale waterdruk} = 56,2 \text{ KN/m}^2$$

$$N_f = (91,6 + 56,2) \cdot 5,62 = 830 \text{ KN/m}$$

$$A_2 = 2 \cdot 830 \cdot \sin \psi = 1272 \text{ KN/m}$$

$$A_{\text{tot}} = A_1 + A_2 = 495 + 1272 = 1767 \text{ KN/m}$$

6.2.1.2 De neerwaartse kracht

De neerwaartse kracht wordt geleverd door het grondgewicht en de wrijving, waarbij:

$$G_{\text{grond}} = 1833 \text{ KN/m}$$

$$F_{\text{res}} = 281 \text{ KN/m}$$

$$T_v = 2 \cdot G \cdot \sin\phi = 409 \text{ KN /m}$$

$$\frac{G_{\text{grond}} - F_{\text{res}}}{1,05} + \frac{T_v}{1,3} \approx A_{\text{tot}}$$

$$1794 \text{ KN/m} \approx 1767 \text{ KN/m} \Rightarrow \text{voldoet}$$

6.2.2 Eindfase

De minimale dekking voor de eindfase bedraagt 9,5 m, hierbij is:

6.2.2.1 De oprijvende kracht

De oprijvende kracht $A_1 = 323 \text{ KN/m}$

A_2 ten gevolge van de normaalkracht = 1246 KN/m waarbij:

$$\text{horizontale gronddruk} = (5 \cdot 10 + 5 \cdot 9,3 + 5,12 \cdot 10) \cdot K_0 = 88,6 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{horizontale waterdruk} = 56,2 \text{ KN/m}^2$$

$$N_f = (88,6 + 56,2) \cdot 5,62 = 813 \text{ KN/m}$$

$$A_2 = 2 \cdot 813 \cdot \sin\phi = 1246 \text{ KN/m}$$

$$A_{\text{tot}} = A_1 + A_2 + \text{overdruk} = 323 + 1246 = 1569 \text{ kN/m}$$

6.2.2.2 De neerwaartse kracht

De neerwaartse kracht door het grondgewicht en de wrijving is:

$$G_{\text{grond}} = 1716 \text{ KN/m}$$

$$\tau_v = 2 \cdot G \cdot \sin\phi = 375 \text{ KN/m}$$

$$\frac{G_{\text{grond}} - F_{\text{res}}}{1,1} + \frac{\tau_v}{1,35} \approx A_{\text{tot}}$$

$$1582 \text{ KN/m} \approx 1569 \text{ KN/m} \quad \Rightarrow \text{voldoet}$$

Bijlage C: De bodembescherming

1 Inleiding

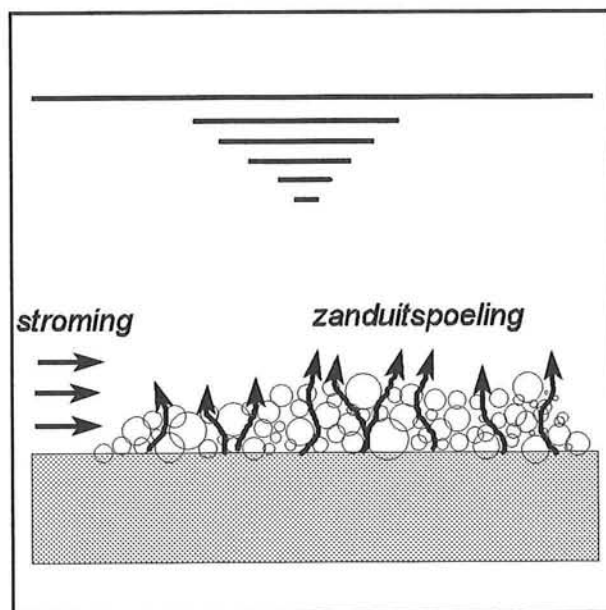
In hoofdstuk 2 is beschreven hoe de geulen ter plaatse van het tunneltracé bewegen. Ondanks dat de geulen vrij stabiel zijn, verplaats het diepste punt van de geul zich toch in hoogte en breedte. De bewegingsvrijheid van de geul kan beperkt worden door de aanleg van een bodembescherming.

Ter plaatse van de bodembescherming zal de bodem niet meer eroderen en hoeft men dus ook geen rekening te houden met een kleiner wordende dekkingslaag boven de tunnel. Om in een later stadium te kunnen bekijken of de extra kosten van de bodembescherming opwegen tegen de winst die gemaakt wordt bij het ondieper aanleggen van de tunnel, zal in deze bijlage een ontwerp en prijsopgave van een bodembescherming gemaakt worden.

2 Ontwerp bodembescherming

2.1 Soort bodembescherming en steengewicht

De taak van de bodembescherming is om ervoor te zorgen dat de ondergelegen grond niet erodeert. De bodembescherming kan bijvoorbeeld bestaan uit een geotextiel met een stenen dekkingslaag of alleen een stenen dekkingslaag. In het geval van een geotextiel zorgt het geotextiel ervoor dat de grond niet door de stenen weg kan spoelen, wanneer er alleen een stenen dekkingslaag aanwezig is moet de opbouw van de steengrootte zodanig zijn dat er geen uitspoeling van de ondergrond kan optreden.



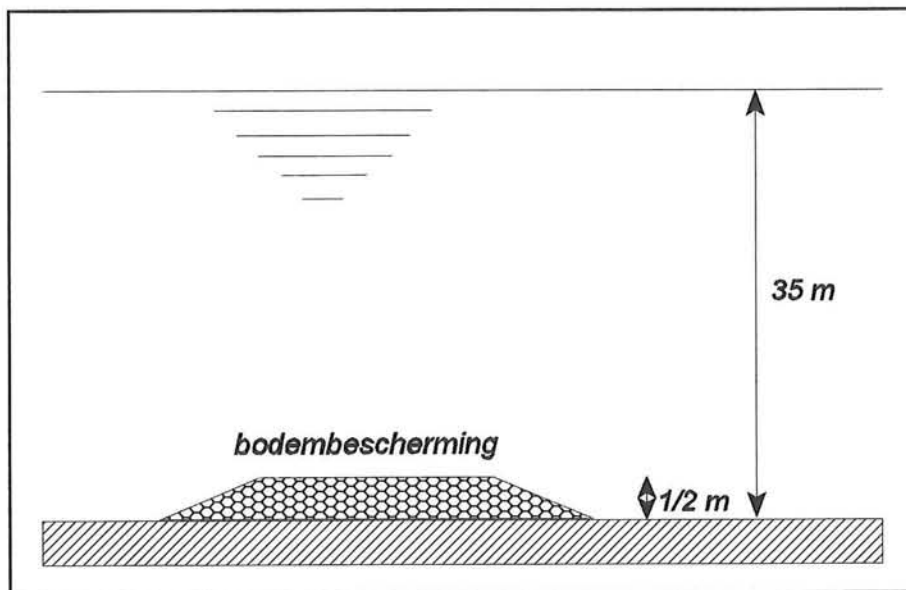
Figuur C1: Zanddoorspoeling bij steenlaag

Om kosten te besparen zal de bodembescherming alleen op het diepste gedeelte van de Pas van Terneuzen aangelegd worden. De bodem bestaat hier grotendeels uit Boomse klei. De klei is dusdanig hard en cohesief dat er geen gevaar voor uitspoeling is. De bodembescherming moet er dus alleen voor zorgen dat het met zand vermengde zeewater niet over de bodem kan schuren. Een dekkingslaag van stortsteen kan eenvoudig aan deze eis voldoen, het gebruik van een geotextiel zou in dit geval alleen de prijs onnodig opvoeren.

De opbouw van de steenlaag is niet van groot belang, wel worden er eisen gesteld aan het gewicht van de stenen. De stenen moeten een zodanig gewicht hebben dat ze niet door de waterstroom meegevoerd kunnen worden.

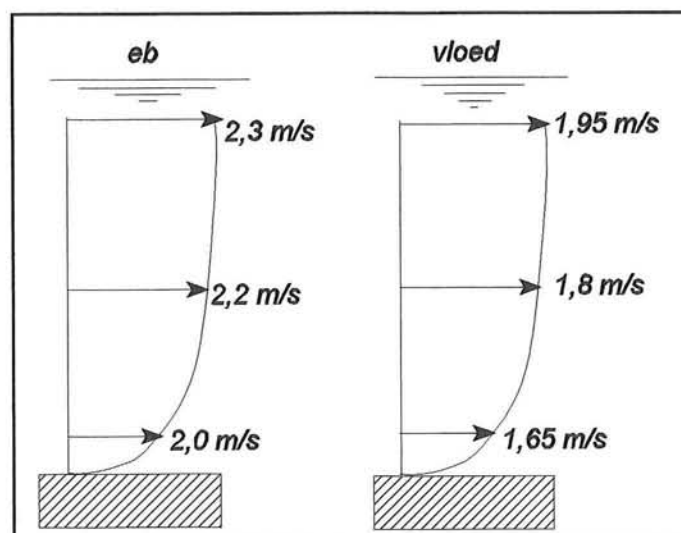
2.2 Bepaling van het steengewicht

De hoogte van de bodembescherming is klein ten opzichte van de waterdiepte, hierdoor zullen de stroomlijnen weinig vervormen en kan gesteld worden dat de stabiliteit van de stenen voornamelijk afhankelijk is van de stroomsnelheid. De relatie tussen het steengewicht, de stabiliteit en de stroomsnelheid kan afgeleid worden met behulp van het Shields diagram.



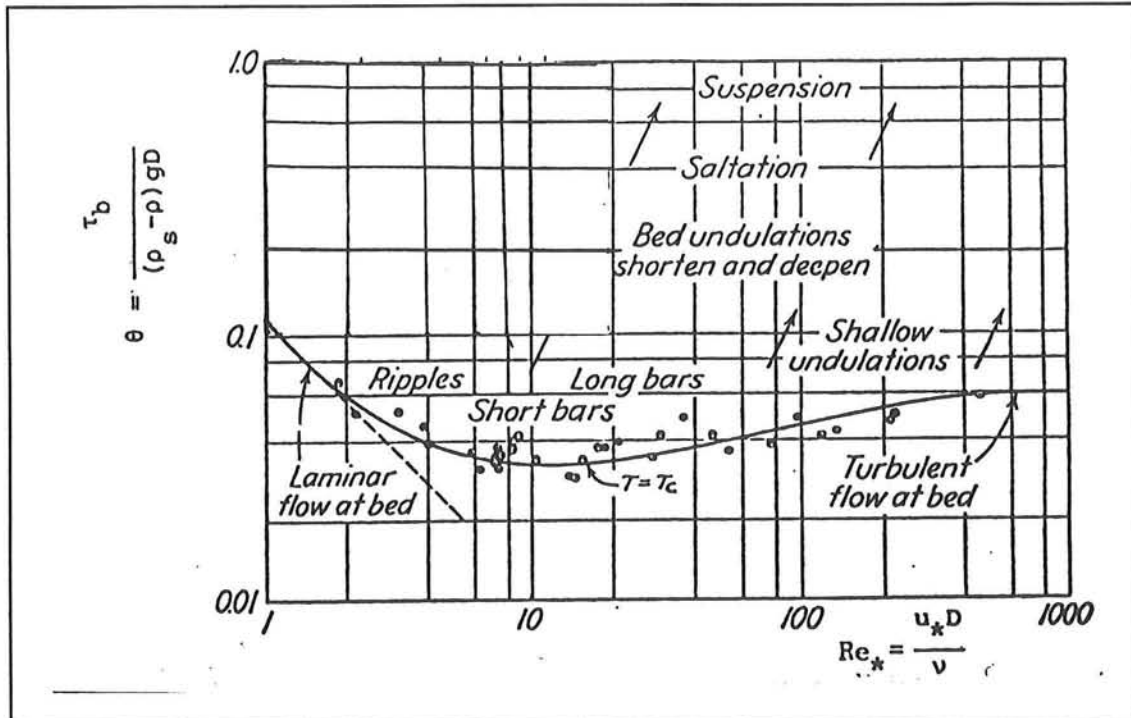
Figuur C2: Diepte verhouding bodembescherming

De stroomsnelheid is afhankelijk van de getijbeweging, de snelheid verandert dan ook voortdurend van grootte en richting. Omdat de stenen onder alle omstandigheden moeten blijven liggen, zal bij de bepaling van het steengewicht worden uitgegaan van de maximale stroomsnelheid. Doordat de ebstream sterker is dan de vloedstream zal deze maatgevend zijn (figuur C3).



Figuur C3: Snelheidsverdeling

Doordat de bodembescherming op vrij grote diepte wordt aangelegd, is de invloed van golven en de schroefstralen van schepen verwaarloosbaar.



Figuur C4: Shields diagram

Met behulp van het Shields diagram kan men bekijken of een steen wel of niet gaat bewegen bij een bepaalde stroomsnelheid (zie hoofdstuk 9 van F4 diktaat). De volgende formules kunnen worden afgeleid:

$$d = \frac{u_c^2}{\Delta \cdot g \cdot \psi} = 9,63 \text{ mm}$$

d = steendiameter

u_c = kritieke stroomsnelheid

Δ = relatieve dichtheid = 1,7

ψ = 0,06

$$u_c = \frac{u_0 \cdot \sqrt{g}}{C} = 0,098 \text{ m/s}$$

u_0 = stroomsnelheid = 2,0 m/s (zie figuur C4)

C = Chezy coefficient

$$C = 18 \cdot \log \frac{12 \cdot R}{k} = 63,8 \text{ m}^{0,5}/\text{s}$$

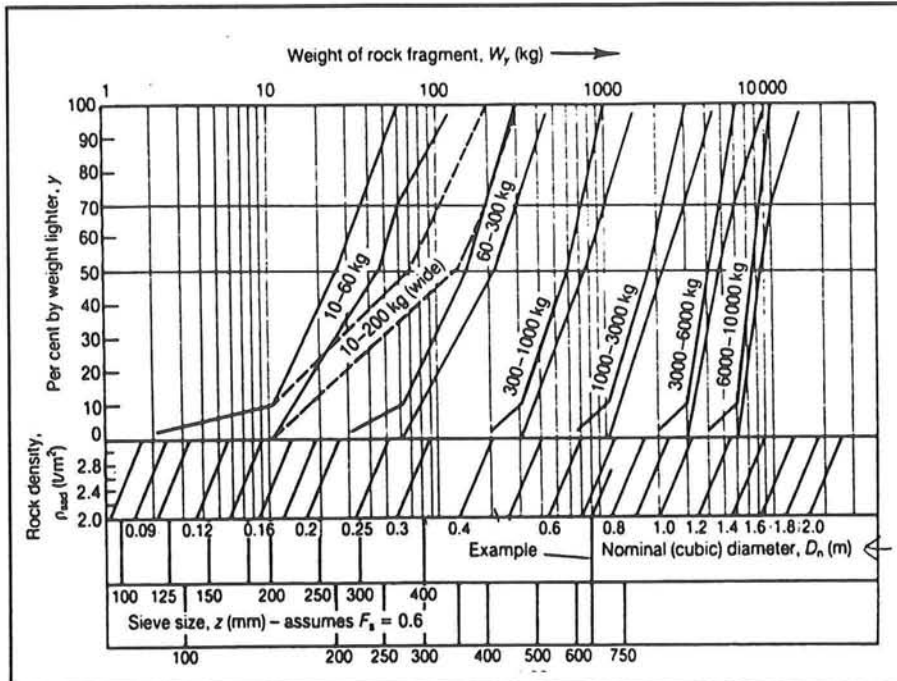
R = hydraulische straal = 35 m

k = ruwheids factor = 0,12 m

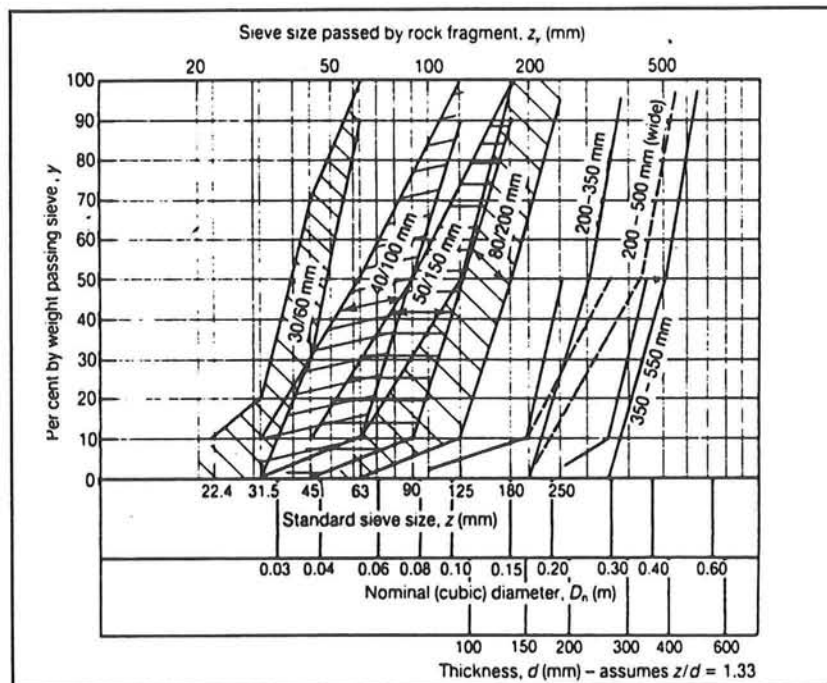
Wanneer de breedte van de geul zeer groot is kan de hydraulische straal R bij benadering vervangen worden door de waterdiepte, deze benadering is voor de Pas van Terneuzen toegepast. De waarde k is voor een stabiel bed ongeveer gelijk aan $3 d_{50}$.

De exacte ruwheid van de bodem is moeilijk te bepalen daarom is er een redelijke schatting voor C gemaakt. Om de gevoeligheid van veranderingen van de C waarde te bepalen zijn meerdere berekening met andere C waarden gemaakt. Bij veranderingen van de C waarde van 10 blijft de hieronder bepaalde steenklasse voldoen.

In tabel C5 zijn de steenklassen te zien die standaard door de steengroeve geleverd kunnen worden. Te zien is dat stenen van de steenklasse 30 tot 60 mm aan alle eisen voldoen. De bijbehorende gewichtsverdeling loopt van 10 -60 kg.



Tabel C5: Gewichtsverdeling steenklassen



Tabel C6: Grootteverdeling steenklassen

2.3 Dimensionering bodembescherming

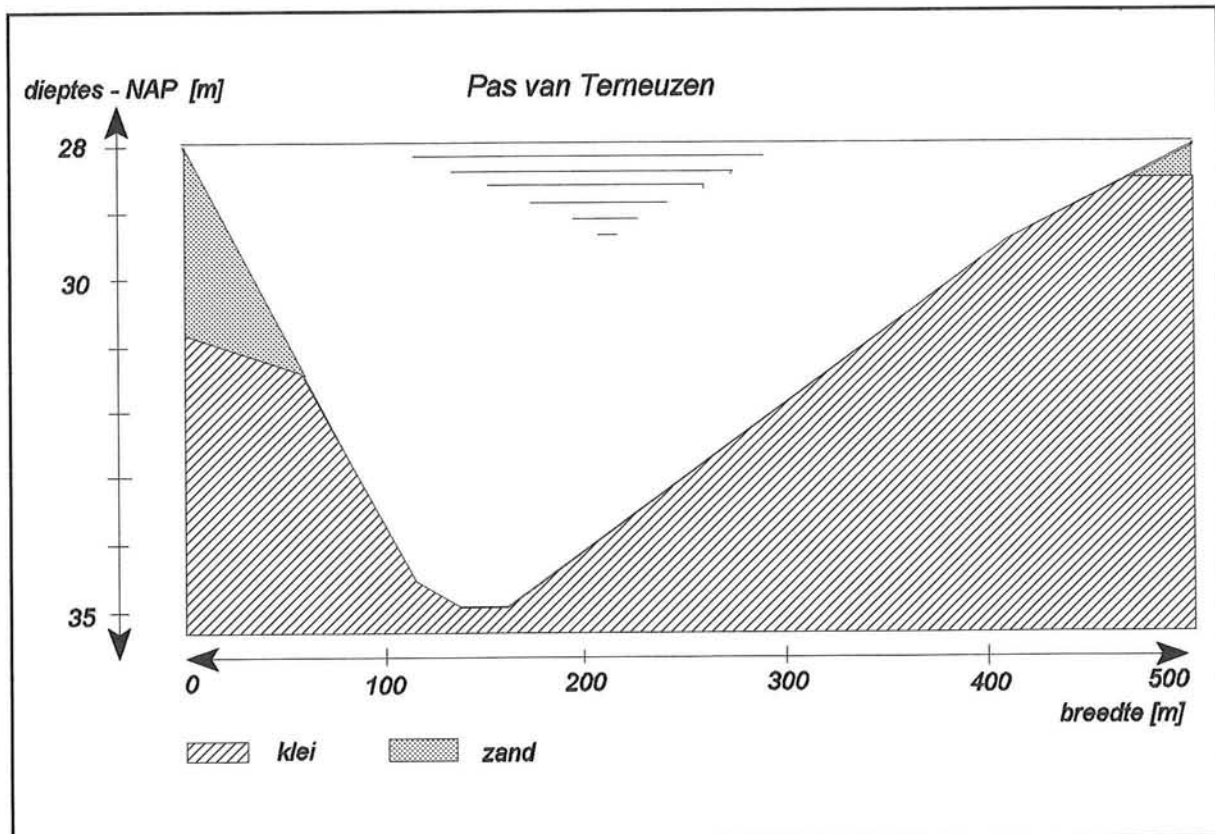
2.3.1 Lengte (in de tunnelrichting)

De lengte van de bodembescherming is afhankelijk van de ligging x van het diepste punt. De lengte moet zodanig zijn dat de kans dat het diepste punt gedurende de levensduur buiten de bodembescherming komt te liggen klein is. De faalkans van de bodembescherming kan kleiner zijn dan de faalkans van de tunnel. Dit is mogelijk omdat men eventuele problemen tijdig ziet aankomen⁶ en maatregelen, zoals verdere bestorting van de bodem, kan treffen.

Bij een grote lengte van de bodembescherming (± 400 m) komen de uiteinden op een diepte van circa 30 m -NAP te liggen (zie figuur ..). De extra vijf meter grond bestaat aan de ene kant uit anderhalve meter zand en driehalve meter klei en aan de andere kant geheel uit klei. Aangezien de Boomse klei niet zo snel erodeert ten opzichte van zand is het onwaarschijnlijk dat er buiten de bodembescherming om verdiepingen ontstaan die dieper zijn dan - 35 m NAP. Hierdoor is er voldoende speling om eventuele ontgronding naast de bodembescherming op te merken voordat deze gevaarlijk kunnen worden.

Gesteld wordt dat de ligging van de bodembescherming zodanig moet zijn dat de kans dat het diepste punt buiten de bodembescherming komt te liggen kleiner is dan een honderste. De lengte van de bodembescherming is afhankelijk van de kans dat het diepste punt van de geul buiten de bodembescherming komt te liggen. Bij de berekening van de benodigde lengte is uitgegaan van een faalkans van een honderdste gedurende de levensduur van de tunnel. Bij de berekening moet men er wel aan denken dat het diepste punt zich naar twee kanten kan verplaatsen. In paragraaf 3.3 van bijlage D2 is de benodigde lengte voor de bodembescherming berekend. Bij een ligging van de bodembescherming van 424 m tot -125 m ten opzichte van punt P, wordt aan de gestelde eis voldaan. De lengte van de bodembescherming bedraagt hierbij 550 m.

⁶ Om problemen tijdig te signaleren zal de bodemligging regelmatig gecontroleerd moeten worden, bijvoorbeeld ieder heel of half jaar.

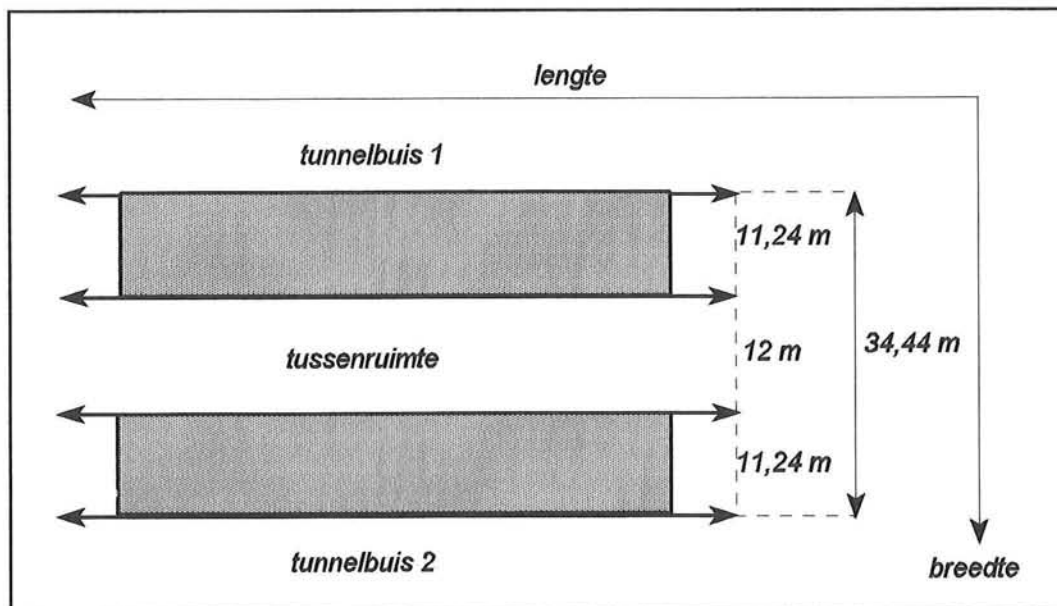


Figuur C7: Bodemprofiel bij diepste punt

2.3.2 Breedte

De breedte van de bodembescherming wordt voornamelijk bepaald door de breedte van de tunnel en de ontgrondingskuilen die aan de voor en achterkant zullen ontstaan.

De tunnel bestaat uit twee buizen met een diameter van 11,24 m en een tussenafstand van 12 m. Hierdoor wordt de totale tunnelbreedte 34,44 m. Doordat de uiteinden van de bodembescherming niet beschermd zijn en daar turbulentie is, worden er meestal ontgrondingskuilen gevormd. Als de taluds van de ontgrondingskuil te steil worden, kunnen ze gaan afschuiven. Wanneer een afschuiving plaats vindt zal een gedeelte van de bodembescherming in de kuil terecht komen en wordt de beschermende functie verminderd. Om ervoor te zorgen dat het gedeelte boven de tunnel niet z'n functie verliest, zal de bodembescherming breder uitgevoerd moeten worden.



Figuur C8: Breedteprofiel tunnel

De extra benodigde breedte wordt onder andere bepaald door de diepte van de ontgrondingskuil en de gepaktheid van de grondsoort. Naarmate de samenhang tussen de grond groter is, kan het talud steiler worden voordat er afschuiving optreedt. Als vuistregel wordt gesteld dat de extra breedte x maal de diepte van de ontgrondingskuil moet zijn. Hierbij heeft x een waarde van zes voor sterk samenhangende grond en een waarde van vijftien voor los gepakte grond. Daar de Boomse klei zeer stijf en cohesief is zal voor x een waarde van zeven worden genomen.

Het is lastig om de juiste diepte van de ontgrondingskuil te voorspellen. Enig inzicht hierin kan men verkrijgen door het doen van modelproeven. Omdat op dit moment alleen nog maar onderzocht wordt of de aanleg van een bodembescherming kostenbesparend kan werken, zal er nog geen aandacht geschonken worden aan de "exacte" bepaling van de ontgrondingsdiepte. Als in een later stadium de aanleg van een bodembescherming nuttig blijkt te zijn, dan kan op dat moment altijd bekeken worden of nauwkeurige informatie over de ontwikkeling van de ontgrondingskuil gewenst is. Bij de eerste bepaling van de kosten zal er gebruik gemaakt worden van een globale schatting van de ontgrondingsdiepte.

Relatief gezien vormt de bodembescherming maar een kleine hindernis voor de waterstroom, wanneer deze ook nog enigszins gestroomlijnd aangelegd wordt, zal

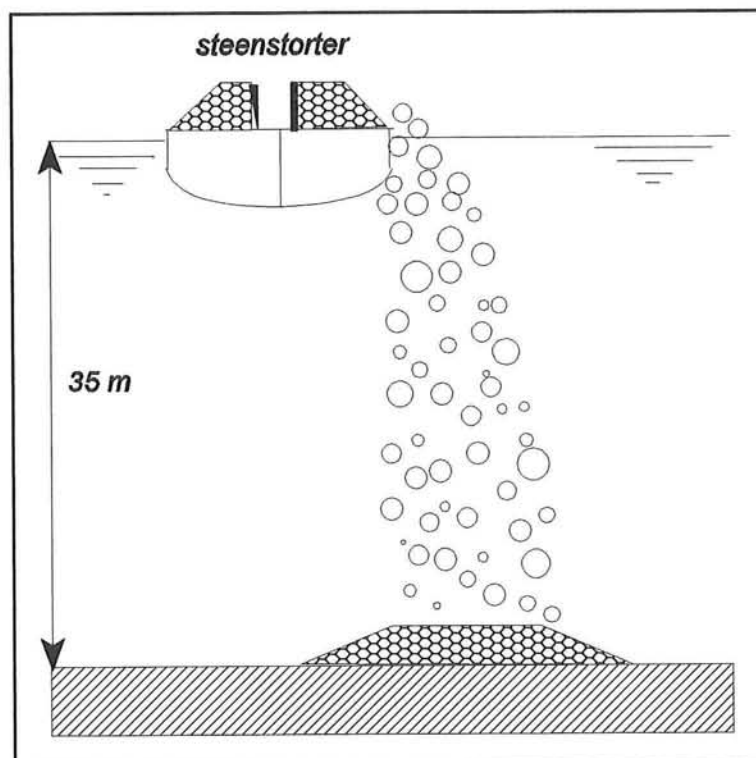
de turbulentie aan de voor en achterkant niet al te groot zijn. Door de geringe turbulentie en de goede erosiebestendigheid van de klei, is het onwaarschijnlijk dat de ontgrondingskuilen dieper dan drie tot vijf meter worden.

De benodigde breedte wordt hierdoor:

$$2 \cdot (x \cdot \text{diepte kuil}) + \text{breedte tunnel} = 2 \cdot (7 \cdot 5) + 34,44 = 104,44 \text{ m}$$

2.3.3 Hoogte

Omdat de stenen per schip gelost worden is de hoogte van de dekkingslaag niet al te nauwkeurig te maken. Om ervoor te zorgen dat de stroomsnelheid binnen de steenlaag klein is en overal een redelijke dekking aanwezig is, krijgt de bodembescherming een minimale hoogte van een halve meter.



Figuur C9: Aanbrengen stenen m.b.v. een steensterter

2.3.4 Totale steenvolume

De prijzen van het materiaal zijn per ton steen opgegeven. Bij een steenvolume van 75 % en een soortelijk gewicht van 2700 kg/ m^3 wordt het aantal benodigde ton steen:

$$V_{\text{steen}} = h \cdot b \cdot l = 0,5 \cdot 105 \cdot 550 = 28875 \text{ m}^3$$

$$\text{steengewicht} = 28875 \cdot 0,75 \cdot 2700 = 58471875 \text{ kg} = 58471 \text{ ton}$$

3 Kostprijs bodembescherming

3.1 Inleiding

Bij de bepaling van de gunstigste diepteligging is enig inzicht in de meerkosten die ontstaan door de aanleg van een bodembescherming noodzakelijk. De kostprijs wordt onder andere bepaald door het soort bodembescherming, de afmetingen, de prijs van de materialen en de uitvoeringskosten. Doordat er voor de bodembescherming geen aanbieding is gemaakt, is exacte prijs niet te bepalen. In dit rapport zal een globale prijs berekend worden die gebaseerd is op richtlijnen van de Hoofdafdeling Waterbouw en Bedrijfszaken van de Rijkswaterstaat.

3.2 Materiaalkosten

Het materiaal van de bodembescherming bestaat uit 58471 ton breuksteen van de klasse 5 - 60 kg. De prijs voor deze steensoort bedraagt f 25,22⁷ per ton steen. De stenen zullen ook op de bodem aangebracht moeten worden. Een eenvoudige methode is om de stenen vanaf een schip te storten. De prijs voor het storten van stenen bedraagt f 8,63 per ton steen.

De totalel materiaal en materieel kosten zijn:

1) materiaal	f 25,22	.	58471	=	f 1474660,-	
2) materieel	f 8,63	.	58471	=	<u>f 504612,-</u>	+

totaal: f 1979272,-

⁷ In deze prijs zijn transportkosten en dergelijke verrekend.

3.3 Staartkosten

Naast de materiaal en materieel kosten zal de aannemer nog andere kosten in rekening moeten brengen. Deze kosten onder andere bestaan uit:

- a) Eenmalige kosten, dit zijn kosten die gemaakt worden voor: aan- en afvoer van materieel; aan- en afsluiten van gas, water, elektra en telefoon; plaatsen van keten en loodsen; en de aanleg van hulpconstructies. Een richtlijn voor de eenmalige kosten is 1% van de plaatsings en materiaal kosten.
- b) Uitvoeringskosten, hieronder worden de kosten samengebracht die gemaakt moeten worden voor, het personeel, huurkosten van verblijven en materieel, en kosten voor veiligheidsvoorzieningen. Voor de uitvoeringskosten zal een marge van 10% worden aangehouden.
- c) Algemene kosten, deze kosten bestaan uit: kosten gemaakt door de directie en bedrijfsingenieurs; calculatiekosten van wel en niet verkregen opdrachten; algemene onderzoeks- en ontwikkelingskosten; reclame kosten; lidmaatschappen en contributies en dergelijke. De algemene kosten bedragen ongeveer 6%.
- d) Winst en risico, risico wordt onder andere bepaald door: de wijze van aanbesteding; ontwikkeling van de kapitaalmarkt en belastingstelsel; planning, organisatie en controle van het bouwproces; risico dat niet gedekt wordt door verzekeringen. Het winst en risico percentage zal rond de 8% liggen.
- e) Diversen, wordt veroorzaakt door een breed scala van bijkomende kosten, een percentage van 10% zal deze kosten dekken.
- f) Voorbereiding en begeleiding, deze kosten bestaan onder andere uit: personeelskosten van het personeel dat zich zowel voor als tijdens de bouw bezig houdt met de organisatie van het werk; kosten van vergunningen en dergelijke. De voorbereiding en begeleidingskosten bedragen 9%.
- g) Onvoorzien, kosten die gemaakt zullen worden, maar die bij de voorbereiding van het project nog niet bekend of te overzien waren. Een marge van 10% zal hiervoor in rekening gebracht worden.

De totale kosten worden nu:

Materiaal kosten		f 1979272,-
Eenmalige kosten	1% . f 1979272,- = f	19792,72
Uitvoeringskosten	10% . f 1979272,- = f	197927,20
Algemene kosten	6% . f 1979272,- = f	118756,33
Winst & risico	8% . f 1979272,- = f	158341,78
Diversen	10% . f 1979272,- = f	197927,20
Vorbereiding & begeleiding	9% . f 1979272,- = f	178134,50
Onvoorzien	10% . f 1979272,- = <u>f 197927,20</u> +	
		f 3048078,-

De totale kosten inclusief BTW zijn:

$$\begin{aligned}
 17,5 \% \cdot f 3048078,- &= f 533414,- \\
 &\underline{f 3048078,-} + \\
 &f 3581491,-
 \end{aligned}$$

Bijlage D: Kansmodel ontwerp punt

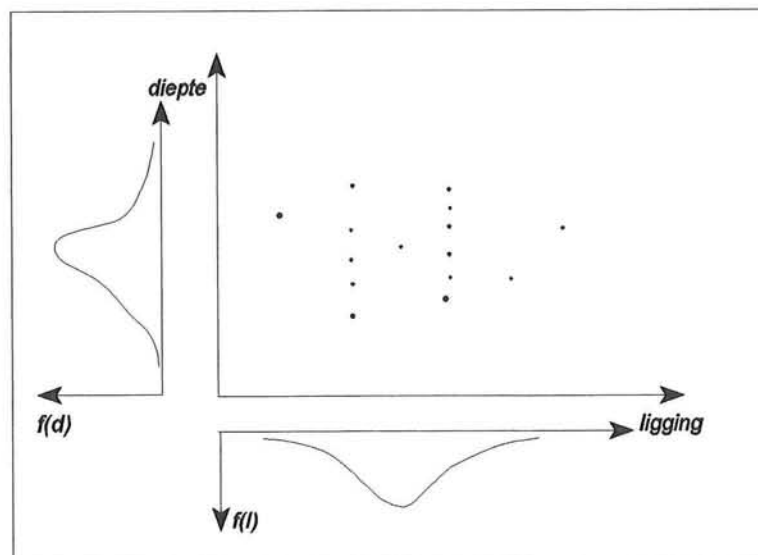
Bijlage D1: Variatie van diepte en ligging

1 Inleiding

De ligging van de tunnel moet zodanig zijn dat het veilig is. Voor het gedeelte onder de Pas van Terneuzen betekent dit dat de gronddekking boven de tunnel zo groot moet zijn dat de kans op beschadigen van de tunnel klein is. De kans op beschadigen (faalkans) zal bepaald worden aan de hand van een kansmodel. De gronddekking boven de tunnel kan veranderen door een andere en/of diepere ligging van de geul. Deze twee aspecten zullen in het kansmodel worden opgenomen.

In figuur D1 is de ligging van de diepste punten tegen de diepte uitgezet. Doordat zowel de diepte als de liggingpunten variëren, zal voor beide een kansverdeling gemaakt worden. Bij deze situatie verkrijgt men een twee-dimensionale kansdichtheidsfunctie.

Het uiteindelijke doel is om een kansmodel te krijgen waarmee de kans bepaald kan worden dat een bepaalde ligging en diepte niet wordt overschreden.



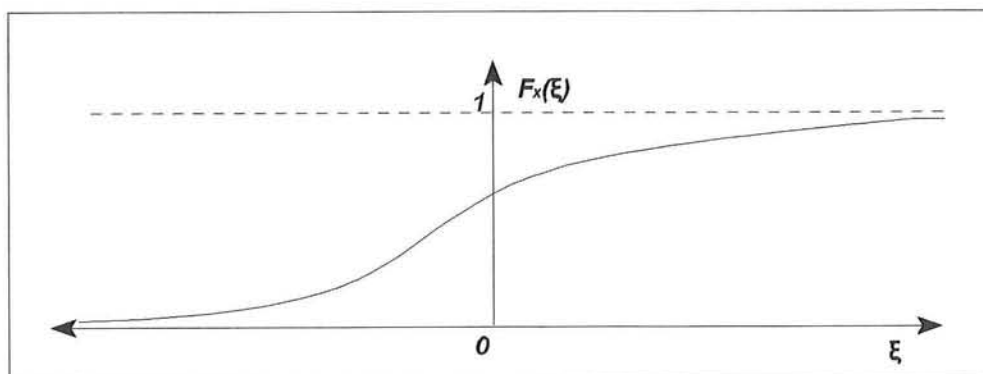
Figuur D1: Kansdichtheidsfunctie diepte/ligging

2 Verdelingsfunctie

2.1 Algemeen

Bij het kansmodel moeten de verdelingsfuncties van de diepte en ligginspunten bekend zijn. De verdelingsfunctie geeft de kans aan dat een stochastische variabele een bepaalde waarde onderschrijft.

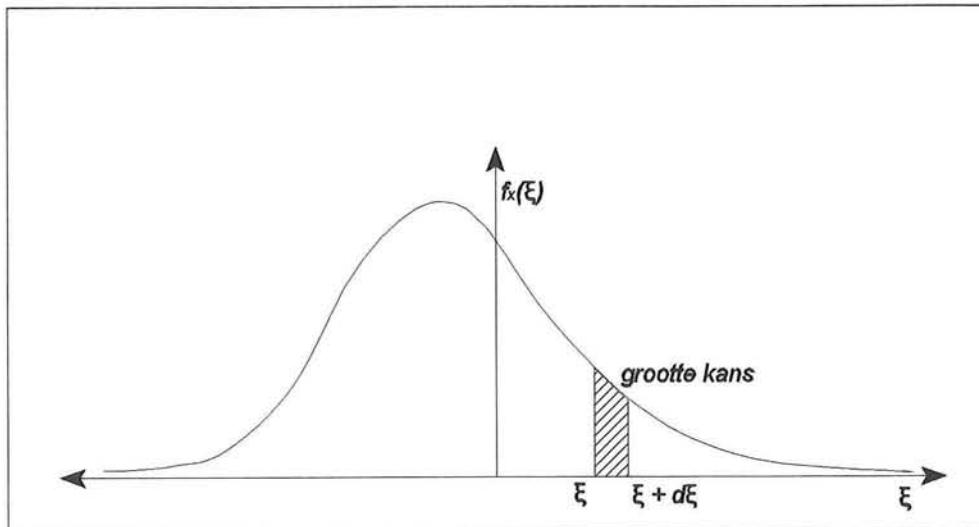
$$F_x(\xi) = P (x \leq \xi)$$



Figuur D2: Verdelingsfunctie

Doordat bij grotere waarden van x de kans alleen maar groter wordt, zal de verdelingsfunctie niet dalen. Hierbij zal F_x de waarde nul aannemen bij $\xi = -\infty$ en de waarde 1 bij $\xi = \infty$.

De kansdichtheidsfunctie ($f_x(\xi)$) wordt verkregen door de verdelingsfunctie te differentiëren. Wanneer de kansdichtheidsfunctie vermenigvuldigd wordt met een klein breedte interval, verkrijgt men de kans dat een stochastische variabele een waarde aanneemt die binnen het interval ligt (figuur D3).



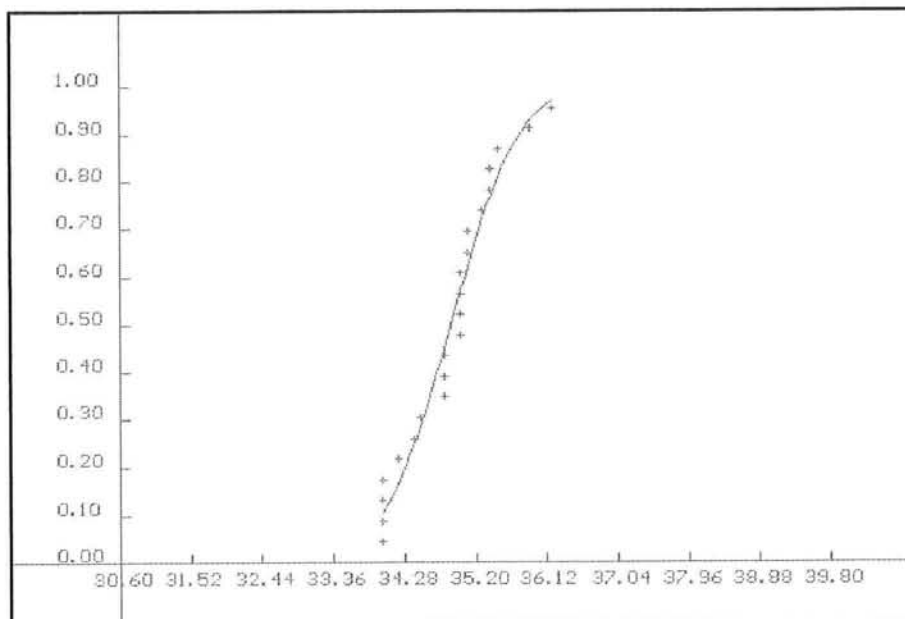
Figuur D3: Kansdichtheidsfunctie

Er zijn verschillende type verdelingsfuncties. De verdeling van de dieptepunten zal benaderd worden door een van deze verdelingsfuncties. De gekozen verdelingsfunctie moet een redelijke weergave zijn van de verdelingsfunctie van de diepste punten. Met behulp van een fittings-programma zullen verschillende verdelingsfuncties bestudeerd worden. Het fittings-programma biedt de mogelijkheid om verschillende verdelingsfuncties door de verdeling van de meetpunten te tekenen. Naast dit fysische aspect bepaald het programma ook de bijbehorende absolute en standaarddeviatie. Deze waarden zijn een maat voor de spreiding van de gemeten waarden om de gekozen verdelingsfunctie. In principe moet deze spreiding minimaal zijn. Toch kan men niet altijd stellen dat de verdelingsfunctie waarbij de standaarddeviatie het kleinst is, de beste keuze is.

Van te voren moet men zich afvragen welke kans men wil bepalen. In de meeste gevallen worden of zeer kleine of grote kansen bepaald. In het gebied van deze kansen bevinden zich geen of weinig meetpunten. Wanneer een verdelingsfunctie goed door de meetpunten in het middengebied fit en minder in het randgebied, is de standaard deviatie klein maar geeft de verdelingsfunctie geen goed beeld weer bij het bepalen van kleine kansen. Men moet er dan ook aan denken dat het programma z'n beperkingen heeft en de gekozen verdelingsfunctie hoeft niet bij voorbaar de beste resultaten op te leveren.

2.2 Verdelingsfunctie diepte

De waarde van de ontwerpdiepte zal aan de hand van een verdelingsfunctie bepaald worden. De verdelingsfunctie is gebaseerd op gegevens van de diepte gedurende de periode 1955 - 1993. In figuur D4 is een normale verdeling door de verdeling van de diepste punten gefit. De normale verdeling fit redelijk door de meetpunten en geeft de kleinste standaarddeviatie. De verdelingsfunctie van de diepste waarden zal weergegeven worden als een normale verdeling.



Figuur D4: Fitting normale verdeling door verdeling diepste punten

De dichtheidsfunctie die bij de normale verdeling hoort, wordt weergegeven door:

$$f_x(\xi) = \frac{1}{\sigma \cdot \sqrt{2 \cdot \pi}} \cdot \exp \left[\frac{-(\xi - \mu)}{2 \cdot \sigma^2} \right]$$

met μ = gemiddelde waarde
 σ = standaardafwijking

De normale verdeling van de dieptes wordt weergegeven door de gemiddelde waarde en de standaardafwijking. De gemiddelde waarde wordt bepaald door de sommatie van alle waarden (x_i) te delen door het aantal waarden (n).

$$\mu = \frac{\sum x_i}{n}$$

De standaardafwijking is een maat voor de spreiding van de waarden x_i en is gelijk aan de wortel van de variantie. Voor de variantie geldt:

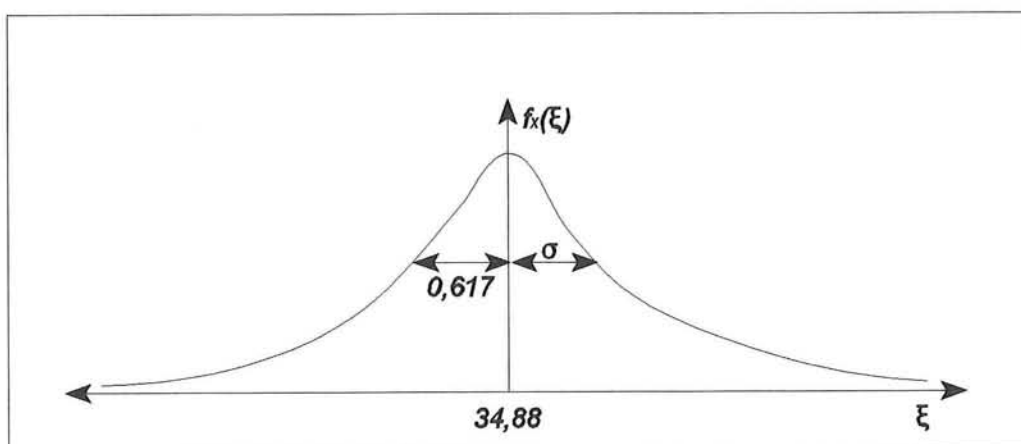
$$\sigma^2 = \frac{\sum [(x_i - \mu(x))^2]}{n}$$

In tabel A26 zijn alle dieptepunten weergegeven. Na toepassing van de bovengenoemde vergelijkingen wordt voor μ en σ de volgende waarden gevonden:

$$\begin{aligned}\mu &= 34,88 \text{ m} \\ \sigma &= 0,617\end{aligned}$$

Bij de mediaan liggen evenveel punten links als rechts. Bij de dieptepunten bedraagt de waarde van de mediaan 35,0 m. Daar de waarde van de mediaan nagenoeg gelijk is aan de gemiddelde waarde, kan worden uitgegaan van een verdeling die nagenoeg symmetrisch verdeeld is om de gemiddelde waarde.

Voor de dieptepunten is nu de volgende kansdichtheidsverdeling bepaald.



Figuur D5: Kansdichtheidsverdeling dieptepunten

2.3 Verdelingsfunctie ligging

Op dezelfde manier wordt ook voor de ligging van het diepste punt een kansdichtheidsverdeling bepaald. Na het fitten van verdelingsfuncties door de verdeling van de liggingspunten blijkt de verdeling goed benadert te worden dooreen normale verdelingsfunctie. Voor de verdeling geldt:

$$f_x(\xi) = \frac{1}{\sigma \cdot \sqrt{2 \cdot \pi}} \cdot \exp \left[\frac{-(\xi - \mu)}{2 \cdot \sigma^2} \right]$$

$$\begin{aligned} \text{met } \mu &= 287,5 \text{ m} \\ \sigma &= 40,64 \end{aligned}$$

2.4 Tijdseffect

2.4.1 Inleiding

Aan de hand van de hiervoor bepaalde kansdichtheidsverdeling kan de kans berekend worden dat een bepaalde diepte wordt overschreden. Het nadeel van de verkregen kansdichtheidsverdeling is dat sommige effecten niet in de kansdichtheidsverdeling verwerkt zijn.

In paragraaf 3.2.2.1 is al aangetoond dat de diepte geleidelijk in de tijd toeneemt. Dit tijdseffect is in het begin niet meegenomen. Omdat deze toename van de diepte gedurende de levensduur van de tunnel (honderd jaar) toch van belang kan zijn, zal getracht worden om een kansmodel op te zetten waarbij met dit tijdseffect rekening wordt gehouden.

2.4.2 Aanbrengen tijdseffect in verdelingsfunctie

In bijlage A3 is de lijn bepaald die de toename van de diepte in de tijd weergeeft. De vergelijking van deze lijn is:

$$y_{(x)} = -34,50 - 0,020 \cdot x \quad \text{voor } x \geq 1955$$

Omdat de interesse uitgaat naar voorspelling van de dieptes van na 1995, wordt de vergelijking omgeschreven naar:

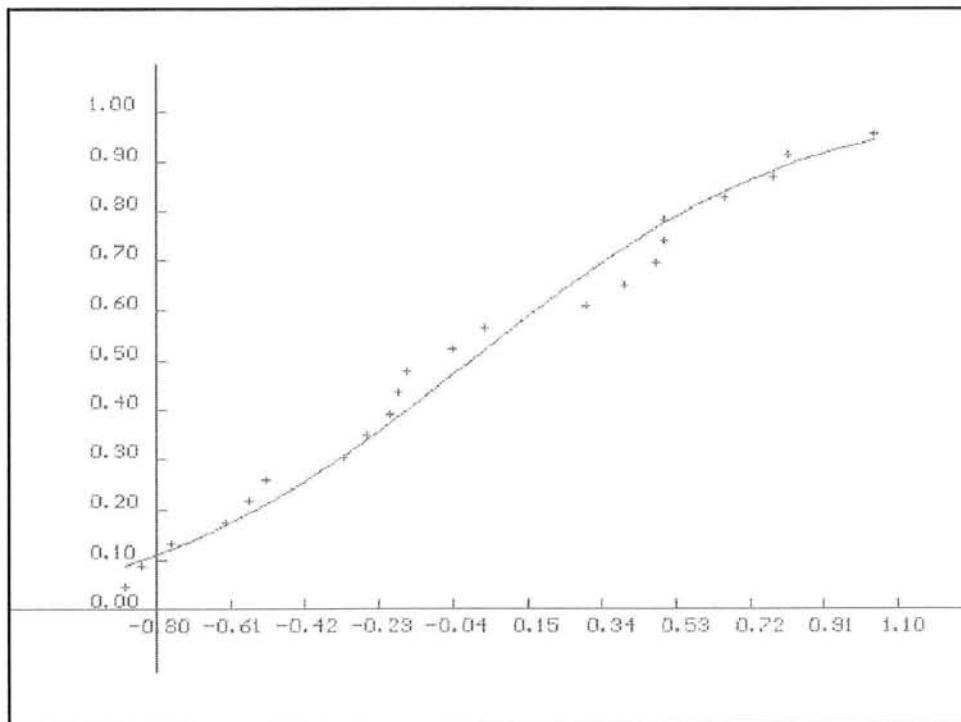
$$y_{(x)} = -35,3 - 0,020 \cdot x \quad \text{voor } x \geq 1995$$

In principe geeft deze lijn aan dat de gemiddelde diepte toeneemt met twee centimeter per jaar. Het tijdseffect kan nu in het kansmodel gebracht worden door de gemiddelde diepte μ te vervangen door $\mu(t)$.

$$\mu(t) = -35,3 - 0,020 \cdot t$$

Naast dit tijdseffect is ook inzicht nodig in de kans dat een bepaalde diepte groter is dan x . Wanneer voor deze kansafschatting gebruikt gemaakt wordt van de gevonden kansdichtheidsfunctie van paragraaf 2.3, ontstaat een afwijking. Een beter resultaat wordt verkregen als gerekend wordt met een kansverdeling die gebaseerd is op de afstanden van de lijn $\mu(t)$ tot de dieptepunten.

In bijlage A3 zijn afstanden van de lijn $\mu(t)$ tot de diepste punten berekend. Het vinden van een verdelingsfunctie zal volgens dezelfde stappen als in paragraaf 2.3 gedaan worden. Allereerst wordt bekeken welke verdelingsfunctie de verdeling van de waarden goed benaderd.



Figuur D6: Fitting normale verdeling door afstandspunten

De normale verdeling levert weer de kleinste standaarddeviatie op. De verdeling van de punten die de afstand tussen $\mu(t)$ en de diepste punten aangeven, zal weergegeven worden door een normale verdeling. De bijbehorende waarden voor μ en σ worden berekend met behulp van de in paragraaf 2.3 vermelde formules en het computerprogramma excel.

Voor de verdeling van de afstanden van $\mu(t)$ tot de dieptepunten geldt:

$$f_x(\xi) = \frac{1}{\sigma \cdot \sqrt{2 \cdot \pi}} \cdot \exp \left[\frac{-(\xi - \mu)}{2 \cdot \sigma^2} \right]$$

$$\mu = 0,008$$

$$\sigma = 0,580$$

De verdelingsfunctie die de kans weergeeft dat een bepaalde diepte in de loop van de tijd wordt overschreden wordt verkregen door bij gemiddelde μ de waarde van $\mu(t)$ op te tellen. Daar μ nagenoeg gelijk aan nul is, kan de verdelingsfunctie van de

diepte worden weergegeven door een normale verdeling, waarbij de waarden van μ en σ gelijk zijn aan:

$$\begin{aligned}\mu &= \mu(t) = -35,3 - 0,020 \cdot t && \text{met } t \geq 1995 \\ \sigma &= 0,580\end{aligned}$$

2.4.3 Tijdsafhankelijke verdelingsfunctie ligging

Nu de verdelingsfunctie van de diepste punten bekend is, is alleen nog de verdelingfunctie van de ligging nodig. In paragraaf 3.2.2.2 is te zien dat ook bij de ligging van de diepste punten een tijdseffect aanwezig is, dit tijdseffect zal op dezelfde manier als bij de dieptepunten in rekening worden gebracht.

Het tijdseffect wordt weergegeven door:

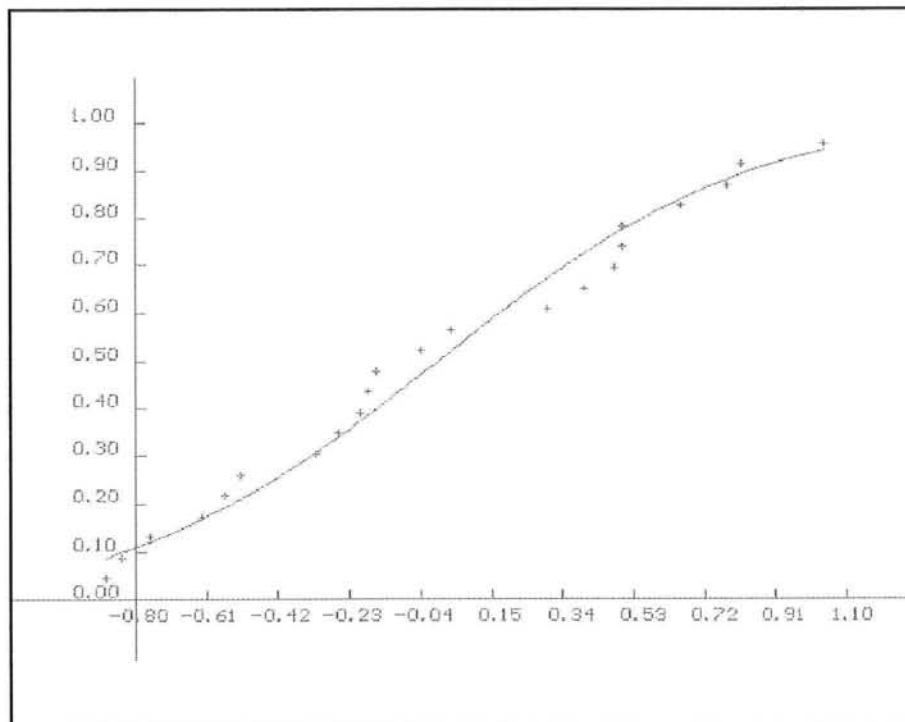
$$y(x) = 322,8 - 1,89 \cdot x \quad \text{voor } x \geq 1955$$

$$y(x) = 247,2 - 1,89 \cdot x \quad \text{voor } x \geq 1995$$

Het effect dat het diepste punt gemiddeld ongeveer twee meter per jaar richting de Middelploot verplaatst, kan in de verdelingsfunctie worden meegenomen door:

$$\mu(t) = 247,2 - 1,89 \cdot t \quad \text{voor } t \geq 1995$$

De verdelingsfunctie van de afstanden van de liggingspunten tot de gemiddelde lijn, wordt wederom bepaald door te kijken welke verdelingsfunctie de verdeling van de punten goed benadert.



Figuur D7: Fitting normale verdeling door liggingspunten

Ook in dit geval verkrijgt men met een normale verdeling een goede benadering. De bij de verdeling behorende waarden voor μ en σ zijn:

$$\mu = 0,010$$

$$\sigma = 34,34$$

Daar de gemiddelde waarde weer ongeveer gelijk aan nul is, kan de verdelingsfunctie van de ligging van de diepste punten beschreven worden als:

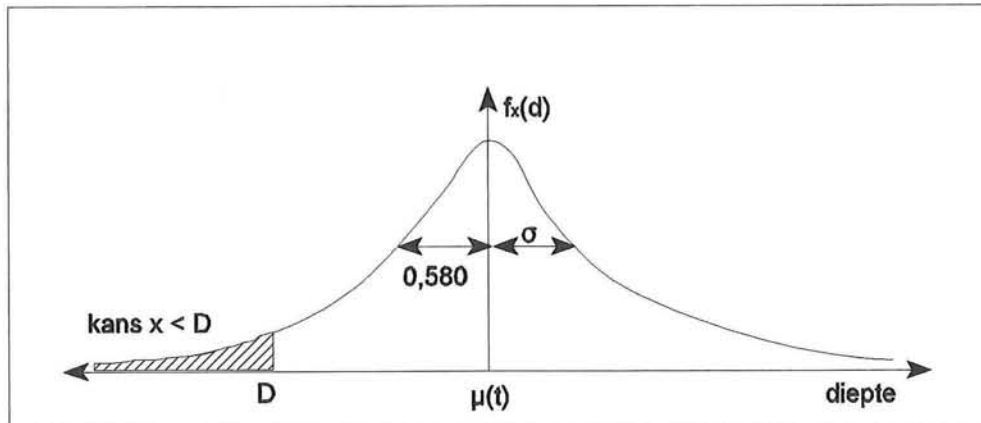
$$f_x(\xi, t) = \frac{1}{\sigma \cdot \sqrt{2 \cdot \pi}} \cdot \exp \left[\frac{-(\xi - \mu(t))}{2 \cdot \sigma^2} \right]$$

$$\mu(t) = 247,2 - 1,89 \cdot t \quad \text{voor } t \geq 1995$$

$$\sigma = 34,34$$

3 Bepaling kans

Nu de verdelingsfuncties van de ligging en de diepte bekend zijn, kan de overschrijdingskans van een bepaalde ligging of diepte berekend worden. De kans ($P(A)$) dat een variabele x dieper komt te liggen dan een diepte D , is gelijk aan het gearceerde gedeelte van figuur D8.



Figuur D8: Kansoverschrijding diepte

$$P(x < D)$$

$$x = \mu_{(x,t)} + u \cdot \sigma$$

u = standaard normale variabele

D = constante

$$P(x < D) = P(\mu_{(x,t)} + u \cdot \sigma < D) = P(u < (D - \mu_{(x,t)})/\sigma) = P(u < v) \quad (3.1)$$

Bij normale verdelingen kan de waarde van $P(u < v)$ met behulp van tabellen bepaald worden. In tabel D9 zijn enkele waarden van een standaard normale verdelingsfunctie te zien.

Met behulp van vergelijking 3.1 wordt de overschrijdingskans per jaar berekend. De overschrijdingskans voor een aantal jaren, wordt verkregen door de kans van ieder afzonderlijk jaar met de overschrijdingskans van de andere jaren te vermenigvuldigen. Wanneer de overschrijdingskans voor ieder jaar gelijk is, is de totale overschrijdingskans te schrijven als:

$$P_n(u < v) = 1 - \{1 - P(u < v)\}^n \quad \text{met } n = \text{aantal jaren} \quad (3.2)$$

Doordat bij de Pas van Terneuzen de overschrijdingskans van de diepte en ligging tijdsafhankelijk is, zal de overschrijdingskans per jaar verschillen en kan vergelijking 3.2 niet worden toegepast.

De overschrijdingskans van een bepaalde ligging en diepte kan berekend worden door:

$$P_{j=100}(z < S_z) = 1 - \{ [1 - P_{j=1}(z < S_z)] \cdot [1 - P_{j=2}(z < S_z)] \cdot \dots \cdot [1 - P_{j=100}(z < S_z)] \}$$

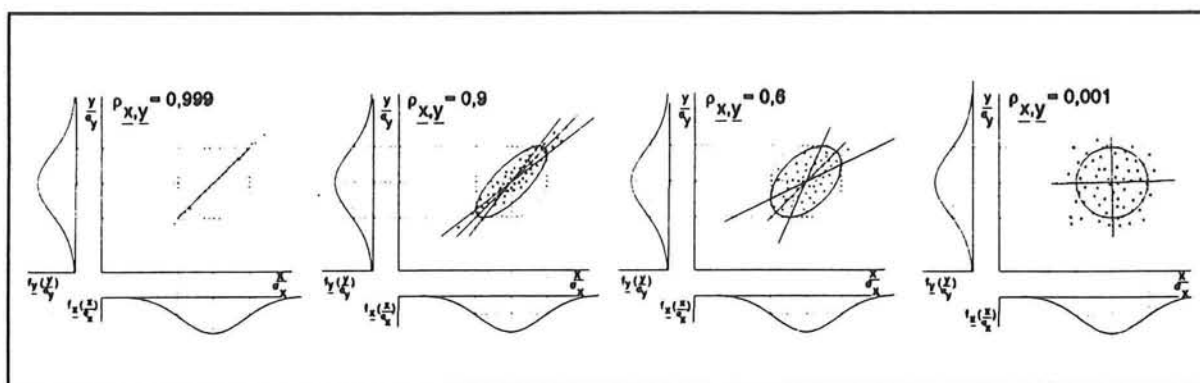
(3.3)

v	$\Phi_N(v)$	v	$\Phi_N(v)$	v	$\Phi_N(v)$
0,0	0,50				
- 0,1	0,46	- 1,1	0,14	- 2,1	$0,18 \cdot 10^{-1}$
- 0,2	0,42	- 1,2	0,12	- 2,2	0,14
- 0,3	0,38	- 1,3	0,10	- 2,3	0,11
- 0,4	0,34	- 1,4	$0,81 \cdot 10^{-1}$	- 2,4	$0,82 \cdot 10^{-1}$
- 0,5	0,31	- 1,5	$0,67 \cdot 10^{-1}$	- 2,5	0,62
- 0,6	0,27	- 1,6	$0,55 \cdot 10^{-1}$	- 2,6	0,47
- 0,7	0,24	- 1,7	$0,45 \cdot 10^{-1}$	- 2,7	0,35
- 0,8	0,21	- 1,8	$0,36 \cdot 10^{-1}$	- 2,8	0,26
- 0,9	0,18	- 1,9	$0,29 \cdot 10^{-1}$	- 2,9	0,19
- 1,0	0,16	- 2,0	$0,23 \cdot 10^{-1}$	- 3,0	0,13
v	$\Phi_N(v)$	v	$\Phi_N(v)$	v	$\Phi_N(v)$
- 3,1	$0,97 \cdot 10^{-3}$	- 4,1	$0,21 \cdot 10^{-4}$	- 5,1	$0,17 \cdot 10^{-6}$
- 3,2	0,69	- 4,2	0,13	- 5,2	0,10
- 3,3	0,48	- 4,3	$0,85 \cdot 10^{-5}$	- 5,3	$0,58 \cdot 10^{-7}$
- 3,4	0,34	- 4,4	0,54	- 5,4	0,33
- 3,5	0,23	- 4,5	0,34	- 5,5	0,19
- 3,6	0,16	- 4,6	0,21	- 5,6	0,11
- 3,7	0,11	- 4,7	0,13	- 5,7	$0,60 \cdot 10^{-8}$
- 3,8	$0,72 \cdot 10^{-4}$	- 4,8	$0,79 \cdot 10^{-6}$	- 5,8	0,33
- 3,9	0,48	- 4,9	0,48	- 5,9	0,18
- 4	0,32	- 5,0	0,29	- 6,0	$0,99 \cdot 10^{-9}$

Tabel D9: Waarden van standaard normale verdelingsfunctie
(overgenomen uit B3-diktaat)

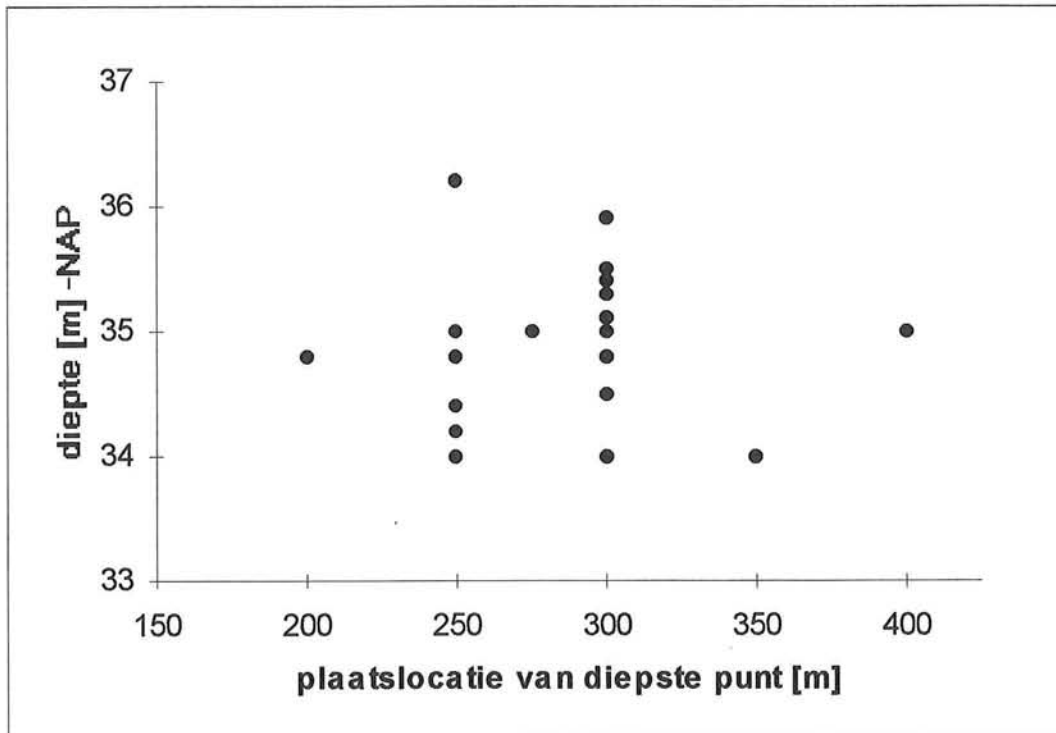
4 Afhankelijkheid

Bij het bepalen van overschrijdingkansen van een bepaalde diepte en ligging is het belangrijk om te weten of de kans van een bepaalde diepte de kans op een bepaalde ligging beïnvloed. In principe moet de mate van afhankelijkheid bepaald worden. In figuur D10 zijn verschillende verdelingen te zien, de verdelingen lopen op van afhankelijk tot een geheel onafhankelijk verband. Wanneer twee variabelen afhankelijk zijn kan aan de hand van de ene variabele de andere bepaald worden. Bij onafhankelijkheid heeft de kans van voorkomen op een variabele geen enkele invloed op het voorkomen van de andere variabele.



Figuur D10: Verband tussen variabele (figuur uit f-30 diktaat)

Als de verdeling van de diepte/ligging punten bestudeerd wordt (figuur D11), is te zien dat er nagenoeg geen verband is tussen de diepte- en liggingpunten. In het vervolg van dit rapport wordt er van uit gegaan dat de kansverdeling van de diepte- en liggingpunten onafhankelijk is.



Figuur D11: Verdeling liggings/diepte punten

Bij onafhankelijke kansverdelingen geldt voor de kans dat zowel gebeurtenis A als B optreedt:

$$P(A \cap B) = P(A) \cdot P(B)$$

Voor de kans dat gebeurtenis A of B optreedt geldt:

$$P(A \cup B) = P(A) + P(B) - P(A) \cdot P(B)$$

Bijlage D2: Opzetten kansmodel

1 Inleiding

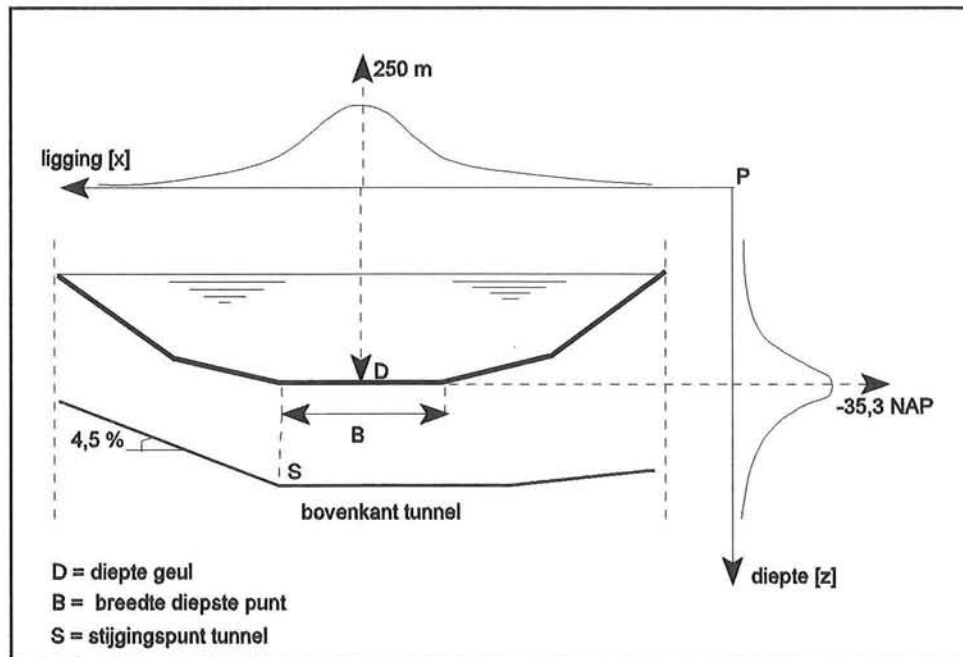
Zolang geen bodembescherming wordt aangebracht, zal het bodemprofiel blijven veranderen. Ten gevolge van verdiepingen en/of verplaatsing van het dieptste punt, kan de gronddekking boven de tunnel afnemen. Wanneer de gronddekking kleiner wordt dan de minimale gronddekking kunnen beschadigingen aan de tunnel ontstaan (zie hoofdstuk 6). De ligging van de tunnel moet zodanig zijn dat de kans op deze beschadigingen minimaal is. In deze bijlage zal beschreven worden hoe de faalkans (overschrijdingskans) bij een gegeven breedte- en diepteligging van de tunnel berekend kan worden.

2 De betrouwbaarheidsfunctie

2.1 Schematisatie

Bij het bepalen van de overschrijdingskans zal uitgegaan worden van een geschematiseerd bodemprofiel. In figuur D11 is de schematisatie van het bodemprofiel weergegeven. De x-as geeft de ligging van punt D ten opzichte van het vaste punt P aan en de z-as geeft de diepte van punt D weer. Vanaf nu zullen alle waarden ten opzichte van P bekeken worden. In P zijn de waarden van de ligging x en diepte z gelijk aan nul.

Voor 1995 zijn de waarden van de diepte en ligging aangegeven, schattingen van waarden na 1995 kunnen gemaakt worden aan de hand van de kansverdelingsfuncties.



Figuur D12: Schematisatie bodemprofiel

2.2 Betrouwbaarheidsfunctie tunnel

Aan de hand van de betrouwbaarheidsfunctie kan gecontroleerd worden of een bepaalde ligging van de tunnel voldoet aan de veiligheidseisen. Als veiligheidseis wordt gesteld dat de gronddekking boven de tunnel niet kleiner mag worden dan de voor evenwicht minimaal benodigde gronddekking (tien meter).

De dekkingslaag wordt bepaald door de ligging van de tunnel en de bodem van de geul. De coördinaten van de bodem zijn tijdsafhankelijk, de coördinaten van de tunnel zijn constant gedurende de levensduur van de tunnel. Omdat de diepteligging van de tunnel links van de Pas van Terneuzen constant blijft, is aan deze kant de dekkingslaag alleen afhankelijk van de dieptecoördinaten z . Aan de rechterkant vermindert de diepteligging van de tunnel met een verhouding 1:22. Door deze vermindering van diepte speelt aan deze kant ook de ligging van punt D een rol. Voor de minimale dekkingslaag kunnen de volgende vergelijkingen afgeleid worden:

$$\text{minimale dekkingslaag } (h_{\min}) = f(x_{(D,t)}, z_{(D,t)}, x_s, z_s)$$

$$x_{(D,t)} \leq 250 \Rightarrow h_{\text{dek}} = z_s - z_{(D,t)}$$

$$x_{(D,t)} \geq 250 \Rightarrow h_{\text{dek}} = (z_s - z_{(D,t)}) - 4,5\% \cdot ((x_{(D,t)} + 0,5 \cdot B) - x_s)$$

De betrouwbaarheidsfunctie Z die aangeeft of een ontwerp voldoet, kan worden beschreven door:

$$x_s \geq [x_{(d,t)} + 0,5 \cdot B] \Rightarrow Z = (z_s - z_{(d,t)}) - h_{\min}$$

$$x_s \leq [x_{(d,t)} + 0,5 \cdot B] \Rightarrow Z = \{(z_s - z_{(d,t)}) - 4,5\% \cdot ((x_{(d,t)} + 0,5 \cdot B) - x_s)\} - h_{\min}$$

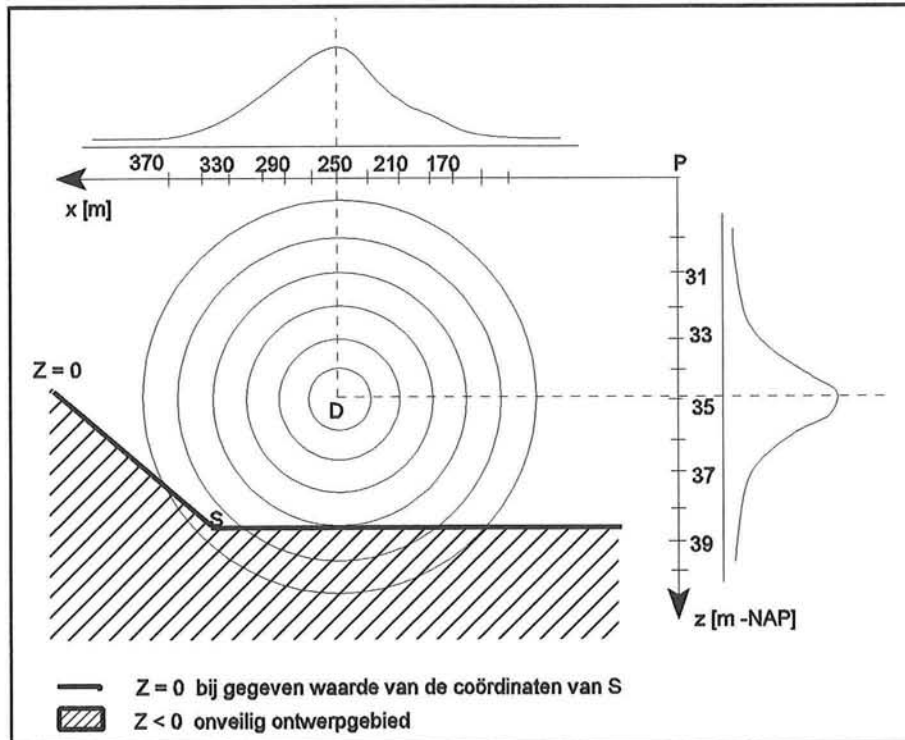
Voor de veiligheid geldt:

- $Z > 0 \Rightarrow$ veilig gebied
- $Z = 0 \Rightarrow$ bezwijkgrens
- $Z < 0 \Rightarrow$ onveilig gebied

De coördinaten van $S (x_s, z_s)$ moeten zodanig zijn dat de faalkans van $Z (P(Z < 0))$ gedurende de levensduur van de tunnel kleiner is dan 0,001 (zie ..).

2.3 Faalkans ontwerp

De tweedimensionale kansverdeling kan worden weergegeven door middel van hoogtelijnen. Door de betrouwbaarheidsfunctie weer te geven in de tweedimensionale kansverdeling, verkrijgt men een beeld van de faalkans van een bepaald ontwerp.



Figuur D13: Faalkans bij gegeven ligging tunnel

De faalkans van de tunnel wordt weergegeven door het gearceerde gedeelte in figuur D13. De kans die het gearceerde gedeelte weergeeft, kan exact (niveau 3) of bij benadering (niveau 2) berekend worden.

Bij de niveau 2 berekening wordt de exacte bezwijkgrens vervangen door een gelinealiseerde bezwijkgrens, door het toepassen van de gelinealiseerde bezwijkgrens ontstaat een afwijking. Voor niveau 2 en 3 berekeningen zijn programma's als de Monte Carlo simulatie en Afda beschikbaar. De programma's kunnen een designpoint en faalkans kunnen bepalen.

Door de geknikte vorm van de betrouwbaarheidsfunctie en de tijdsafhankelijke kansverdelingen ontstaat een complex probleem. Daar de hiervoor beschreven programma's in dit geval niet eenvoudig toepasbaar zijn, zal bekeken worden of de faalkans op een andere manier bij benadering te bepalen is. Wanneer in een later stadium blijkt dat enkele ontwerpen elkaar qua kosten nauwelijks ontlopen, kan alsnog de exacte overschrijdingskans bepaald worden.

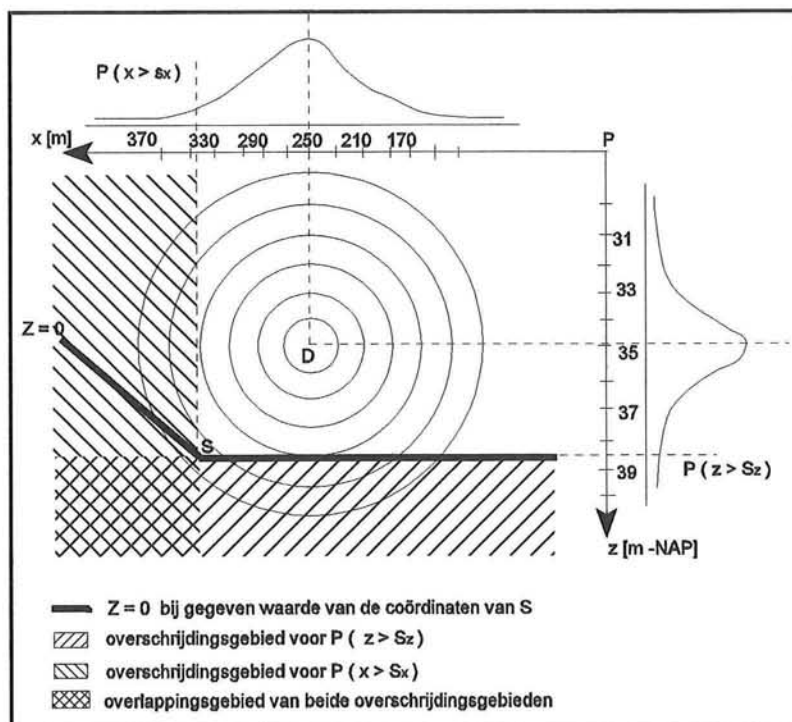
2.4 Benadering faalkans

Doordat het programma Afda niet met tijdsafhankelijke kansfuncties werkt en alleen de kans bij benadering bepaald, zal allereerst bekeken worden of een andere benadering van de overschrijdingskans mogelijk is. Over een levensduur van honderd jaar spelen de tijdseffecten ten aanzien van de diepte en ligging een aanzienlijke rol (zie hoofdstuk 3). Er zal dan ook geprobeerd worden om deze effecten in rekening te brengen.

In paragraaf 2.3 van bijlage D1 is verondersteld dat de verdeling van de liggings- en diepte punten benaderd kunnen worden door een normale verdeling. Bij een normale verdeling is de overschrijdingskans van een bepaalde waarde, met behulp van tabellen vrij eenvoudig te bepalen. Zo kan men ook de kans bepalen dat een bepaalde waarde S_x of S_z wordt overschreden. Wanneer men op deze manier berekend of het tunnelontwerp veilig is, wordt een fout gemaakt.

$$P(z < 0) \neq P(x < S_x) + P(z > S_z)$$

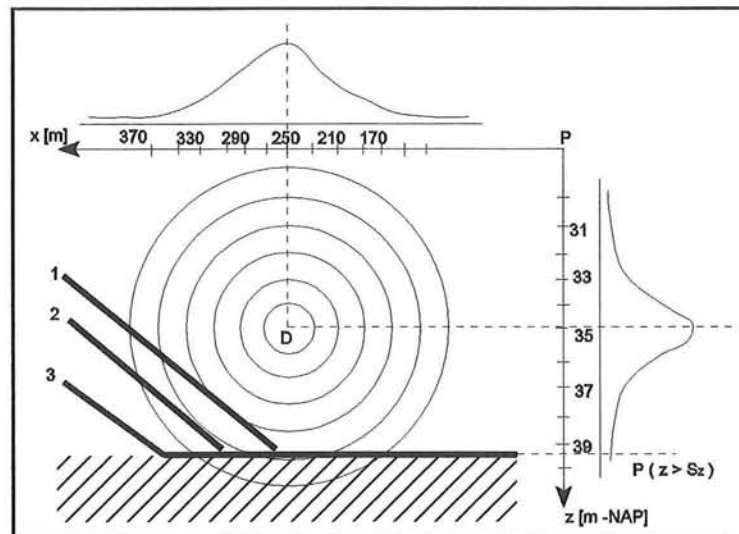
De grootte van de fout bestaat uit het kansgedeelte dat dubbel wordt berekend en het gedeelte boven de schuine lijn van de betrouwbaarheidsfunctie (zie figuur D14). Omdat de kans op een gebeurtenis vanaf het middelpunt D afneemt, zal bij kleinere overschrijdingskansen de gemaakte fout ook kleiner zijn.



Figuur D14: Kansgebieden voor overschrijding van een bepaalde waarde

Bij het bekijken van de gevoeligheid van ligging x en diepte z , blijkt dat de diepte grotere invloed heeft op de faalkans dan de ligging. De overschrijdingskans van S_z wordt geheel in rekening gebracht terwijl van de overschrijdingskans van S_x maar een gedeelte in rekening wordt gebracht. Daarnaast veranderingen van een meter bij de diepte beter merkbaar dan bij de ligging. Bij dit laatste aspect moet men zich wel realiseren dat een toename van S_z met een meter gelijk staat aan een vergroting van S_x met 22 m⁸.

⁸ Voor de kosten van de tunnel is de tunnallengte maatgevend. Wanneer S_z één meter dieper komt te liggen, neemt de tunnallengte met 22 m toe. Dit aspect moet bij het bepalen van de gevoeligheid mee genomen worden.



Figuur D15: Invloed ligging s_x

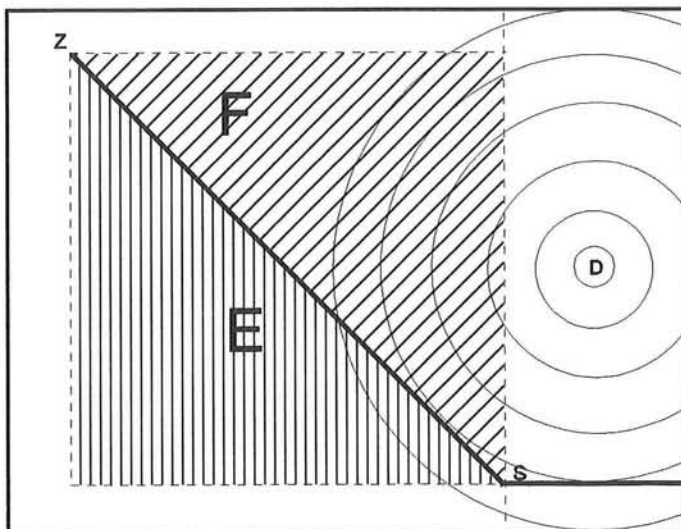
Gesteld wordt dat de overschrijdingskans van Z is gelijk aan de overschrijdingskans van S_z plus een gedeelte van de overschrijdingskans van S_x .

$$P(Z < 0) = P(z < (S_z - h_{\min})) + a \cdot P(x > (S_x - 0,5 \cdot B))$$

De waarde a geeft de verhouding weer tussen het wel en niet in rekening te brengen kansgebied. a moet zodanig worden gekozen dat de geschatte overschrijdingskans bij benadering gelijk is aan de werkelijke overschrijdingskans. De waarde van a is afhankelijk van de ligging van punt S . Verder moet er op gelet worden dat de grootte van het oppervlak niet in verhouding staat tot de grootte van de kansen. In figuur D16 zijn twee even grote oppervlaktes E en F getekend. Omdat een groot gedeelte van oppervlak F en een klein gedeelte van oppervlak E in een gebied met een grote kansdichtheid ligt, zijn de bijbehorende kansen niet aan elkaar gelijk.

Doordat de $P(z < S_z)$ klein moet zijn, ontstaat een situatie als in figuur D14. Hierbij is de kans dat een punt in E ligt vele malen kleiner dan dat een punt in F ligt. Zolang S_x groter is dan D_x zal de waarde van a klein zijn. Voor een eerste benadering wordt uitgegaan van:

$$a \approx 1/20 - 1/100 \quad \text{voor } S_x > D_x$$



Figuur D16: Grootte kansgebieden

2.5 Tijdseffect

In paragraaf 2.5 is een vergelijking gemaakt waarmee de faalkans bij benadering is te berekenen. Het tijdseffect kan aangebracht worden door gebruik te maken van de tijdsafhankelijke verdelingsfuncties die in paragraaf 2.4 van bijlage D1 berekend zijn. Voor de overschrijdingskans geldt bij benadering:

$$P(Z < 0) = P(z < (S_z - h_{\min})) + a \cdot P(x > (S_x - 0,5 \cdot B))$$

$$a \approx 1/20 - 1/100 \quad \text{voor } S_x > D_x$$

waarbij;

$$P_{j=100}(z < S_z - h_{\min}) = 1 - \{ [1 - P_{j=1}(z < (S_z - h_{\min}))] \cdot [1 - P_{j=2}(z < (S_z - h_{\min}))] \cdot \dots \cdot [1 - P_{j=100}(z < (S_z - h_{\min}))] \}$$

Omdat de overschrijdingskansen voor verschillende dieptes en liggingen uitgerekend moet worden, is het ondoenlijk om over een periode van honderd jaar voor ieder jaar de overschrijdingskans uit te rekenen. Daarom zullen de overschrijdingskansen met tussen liggende periodes van een, twee of tien jaar berekend worden. Bij een periode van tien jaar zal voor alle tien de jaren met dezelfde waarde gerekend worden. Door van een periode de middelste waarde uit te rekenen houdt men de afwijking klein. Bij de eerste vijf jaar wordt er met een te grote waarde gerekend en bij de laatste vier jaar met een te kleine waarde.

3 Bepaling optimaal ontwerp

3.1 Inleiding

In hoofdstuk 9 van het hoofdrapport is aan de hand van het economisch optimale risiconiveau, een keuze tussen de verschillende ontwerpen gemaakt. Hierbij zijn alle maatregelen die het ontwerp veiliger maken (investeringskosten) en het risico (contante waarde) in geld uitgedrukt.

De tot stand koming van de investeringskosten is duidelijk in hoofdstuk 9 beschreven. Omdat de bepaling van de contante waarde van het risico iets gecompliceerder is, zal in dit hoofdstuk de bepaling van deze waarde stap voor stap beschreven worden.

3.2 Contante waarde

In paragraaf 9.2.1.3 is te zien dat de contante waarde van het risico berekend kan worden aan de hand van:

$$C = \sum_{n=1} \frac{P_f \cdot S \cdot (1 + (i + g))^n}{(1 + r)^n} = \sum_{n=1} \frac{P_f \cdot S}{(1 + (r - i - g))^n} \quad (3.1)$$

P_f = faalkans van het ontwerp
 S = schade die ontstaat t.g.v. het falen
 i = waarde van inflatie = 2,5%
 g = economische groeifactor 1%
 r = rentevoet = 5%
 n = aantal jaren

Wanneer de waarde van n groot is en de faalkans ieder jaar gelijk is, kan de vergelijking omgeschreven worden naar:

$$C = \frac{P_f \cdot S}{(r - i - g)} \quad (3.2)$$

Bij de meeste ontwerpen moet een extra gronddekking (al of niet in combinatie met een gronddekking) voor een grotere veiligheid zorgen. De faalkans is dus afhankelijk van de grootte van de extra gronddekking. Als er geen bodembescherming aanwezig is, is de faalkans in principe gelijk aan de kans dat de bodem van de geul dieper komt te liggen dan de aanlegdiepte van de tunnel min de minimale gronddekking van tien meter. Deze overschrijdingskansen kunnen met behulp van de in bijlage D1 berekende verdelingsfunctie van de dieptepunten bepaald worden.

In bijlage D1 is te zien dat de verdelingsfuncties tijdsafhankelijk zijn. Dit betekent dat de overschrijdingskans per jaar anders zal zijn en in dit geval kan geen gebruik gemaakt worden van vergelijking 3.2.

Omdat het ondoenlijk is om voor ieder jaar de overschrijdingskans te bepalen, zal voor de verschillende dieptes een gemiddelde waarde van de overschrijdingskansen berekend worden. Deze gemiddelde waarde maakt het mogelijk om toch vergelijking 3.2 toe te passen.

jaar	gem. diepte	P(z<35,3)	P(z<35,8)	P(z<36,3)	P(z<36,8)	P(z<37,3)
1	35,32	0,51	0,18	0,046	0,0055	0,00035
10	35,5	0,64	0,3	0,092	0,013	0,00097
20	35,7	0,76	0,44	0,15	0,028	0,003
30	35,9	0,85	0,56	0,24	0,061	0,0079
40	36,1	0,92	0,7	0,36	0,12	0,023
50	36,3	0,956	0,81	0,5	0,19	0,043
60	36,5	0,977	0,88	0,64	0,3	0,092
70	36,7	0,987	0,931	0,76	0,44	0,15
80	36,9	0,997	0,972	0,85	0,56	0,24
90	37,1	0,9991	0,987	0,92	0,7	0,36
100	37,3	0,9999	0,9951	0,956	0,81	0,5

Tabel D17: Overschrijdingskans diepte

P(z<37,8)	P(z<38,3)	P(z<38,8)	P(z<39,3)	P(z<39,8)	Pgem
0,000063	0,0000014	9,9E-10			0,872
0,000038	0,0000007	5E-09			0,705
0,00015	0,0000038	4,8E-08			0,50123
0,00054	0,000019	0,00000029	2,4E-09		0,2934
0,0017	0,000071	0,0000016	0,000000018		0,1291
0,0049	0,00029	0,0000082	0,00000012	9,9E-10	0,0381
0,013	0,00097	0,000038	0,0000007	5E-09	0,007114
0,028	0,003	0,00015	0,0000038	4,8E-08	0,000663
0,061	0,0079	0,0005	0,000019	2,9E-07	0,000035
0,12	0,023	0,0017	0,000071	0,0000016	9,22E-07
0,19	0,043	0,0049	0,00029	0,0000082	

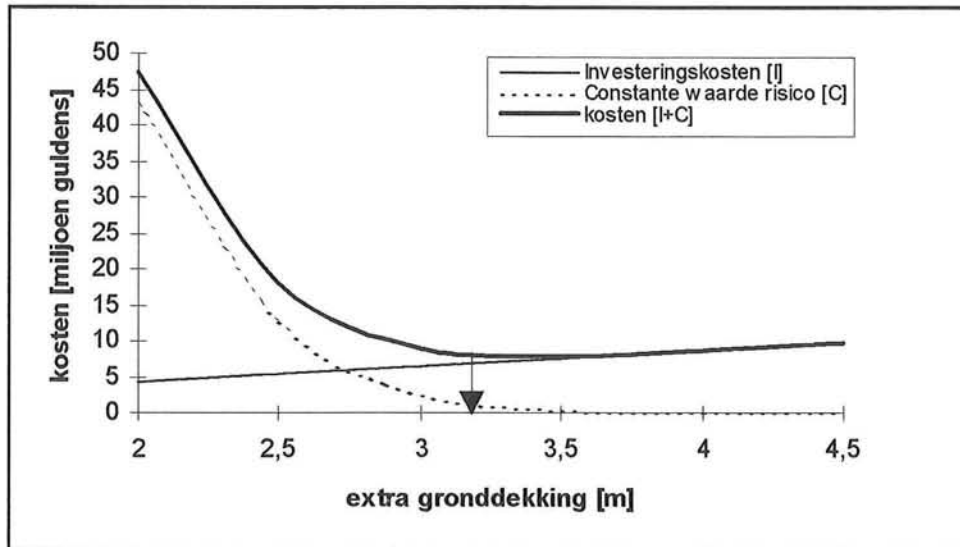
Vervolg tabel

De gemiddelde overschrijdingskans is berekend door om de tien jaar de overschrijdingskans te bepalen. Voor een extra gronddekking van vijf meter is om de halve meter de overschrijdingskans berekend. In tabel D18 zijn alle berekende waarden te vinden.

gronddekking	I	C1	C1 + I	C2	C2 + I	C3	C3 + I
0	0	290,66667	290,66667	1337,0667	1337,0667	6976	6976
0,5	1,07	235	236,07	1081	1082,07	5640	5641,07
1	2,14	167,09091	169,23091	768,61818	770,75818	4010,1818	4012,3218
1,5	3,21	97,80303	101,01303	449,89394	453,10394	2347,2727	2350,4827
2	4,28	43,03697	47,31697	197,97006	202,25006	1032,8873	1037,1673
2,5	5,35	12,708818	18,058818	58,460564	63,810564	305,01164	310,36164
3	6,42	2,3713527	8,7913527	10,908223	17,328223	56,912465	63,332465
3,5	7,49	0,2211559	7,7111559	1,017317	8,507317	5,3077411	12,797741
4	8,56	0,0116558	8,5716558	0,0536165	8,6136165	0,2797385	8,8397385
4,5	9,63	0,0029891	9,6329891	0,01375	9,64375	0,0717392	9,7017392

Tabel D18: Contante waarde + kosten bij verschillende gronddekkingen

Wanneer de gemiddelde overschrijdingskans van een diepte en het betreffende schadegeval in vergelijking 3.2 ingevuld worden, verkrijgt men de contante waarde. In tabel D18 zijn voor verschillende schadegevallen en gronddekkingen de contante waarden berekend. De kosten bij een bepaalde extra gronddekking worden bepaald door de contante waarde bij de investeringskosten op te tellen. Door voor verschillende gronddekking de waarden uit te zetten in een grafiek kan men het optimale punt bepalen.



Figuur D19: Bepaling optimale ontwerp punt

Als het ontwerp bestaat uit een bodembescherming en een extra gronddekking, is de grootte van de faalkans afhankelijk van de faalkans van de bodembescherming en de dikte van de extra grondlaag. Voor de overschrijdingskansen van bepaalde gronddekkingen kunnen dezelfde waarde gebruikt worden als in tabel D18. De totale kans wordt gevormd door een "en" kans, het ontwerp faalt als de bodembescherming en de gronddekking falen. Dit betekent dat de totale faalkans een vermenigvuldiging is van beide faalkansen.

Voor de rest gaat alles volgens dezelfde methode als bij het ontwerp met alleen een gronddekking.

3.3 Lengtebepaling bodembescherming

De bodembescherming moet bescherming bieden aan de ondergelegen tunnel. Dit betekent dat de bodembescherming niet mag wegspoelen en dat aan het uiteinde van de bodembescherming geen al te diepe ontgrondingskuilen mogen ontstaan. Door de bodembescherming langer te maken wordt de kans op ontgrondingskuilen kleiner. Aan de hand van een kansberekening wordt een lengte van de bodembescherming bepaald waarbij de kans op ontgrondingskuilen aanvaardbaar is.

Doordat controle en reparatie eenvoudig en snel kan plaatsvinden is in paragraaf 2.3.1 van bijlage C is gesteld dat de faalkans van de bodembescherming groter mag zijn dan van de tunnel. Voor de faalkans zal een waarde van 0,01 [1/levensduur] aangehouden worden. Ten aanzien van de lengte faalt de bodembescherming als het diepste punt van de geul buiten de bodembescherming komt te liggen.

In tabel D18 zijn de overschrijdingskansen van een bepaalde ligging x berekend. De kans dat x buiten het gebied van -50 m tot 349 m ten opzichte van P ligt, is:

$$P_{j=100}(x \notin [-50, 349]) = P_{j=100}(x < -50) + P_{j=100}(x > 349) = 0,004 + 0,0093 = 0,005$$

met

$$P_{j=n}(x < -50) = 1 - \{[1 - P_{j=1}(<(-50))] \cdot [1 - P_{j=2}(x < (-50))], \dots, [1 - P_{j=n}(x < (-50))]\}$$

en

$$P_{j=1}(x > (S_x - 0,5 \cdot B)) = P_{j=1}(\mu_{(x,t)} + u \cdot \sigma > -50)$$

$$\mu_{(x,t)} = 247,2 - 1,89 \cdot t$$

$$\sigma = 34,34$$

Bij de gegeven punten van x wordt aan de faalkans voldaan. Wanneer de breedte B in rekening wordt gebracht, betekent dit dat de bodembescherming van het punt $x = 425$ m tot het punt $x = -125$ m komt te liggen. De totale lengte van de bodembescherming bedraagt hierbij 550 m.

u(349)	P(x(t) > 349)	u(360)	P(x(t) >360)	u(382)	P(x(t) > 382	u(-50)	P(x(t)<-50)
2,880419	0,0025	3,200466	0,000069	3,840559	0,000063	-1,45603	9,9E-10
2,9357	0,0017	3,255746	0,00059	3,895839	0,00005	-1,45603	
2,990399	0,0013	3,310445	0,00046	3,950538	0,000039	-1,45603	
3,045388	0,001	3,365435	0,00039	4,005528	0,000032	-1,45603	
3,100378	0,00097	3,420425	0,00032	4,060518	0,000026	-1,45603	
3,155368	0,00085	3,475415	0,00027	4,115508	0,000019	-1,45603	
3,430317	0,00031	3,750364	0,000088	4,390457	0,0000057	-1,45603	
3,705266	0,00011	4,025313	0,000032	4,665406	0,0000015	-1,45603	
3,980215	0,000034	4,300262	0,0000085	4,940355	0,00000036	-1,45603	
4,255164	0,0000098	4,575211	0,0000023	5,215304	0,00000008	-1,45603	
4,530113	0,0000029	4,85016	0,00000065	5,490253	1,8E-08	-1,45603	
5,080012	0,00000019	5,400058	0,00000003	6,040151	9,9E-10	-1,45603	
5,62991	9,9E-10	5,949956	9,9E-10	6,590049		-1,45603	9,9E-10
6,179808		6,499855		7,139948		-1,45603	3E-08
6,729706		7,049753		7,689846		-1,45603	5,4E-07
7,279604		7,599651		8,239744		-1,45603	7,2E-06
7,829502		8,149549		8,789642		-1,45603	0,000079
8,379401	9,9E-10	8,699447	9,9E-10	9,33954	9,9E-10	-1,45603	0,0006
	na 100 jaar		na 100 jaar		na 100 jaar		na 100 jaar
	0,0093		0,003		0,000204		0,004

Tabel D20: overschrijdingskansen bij een bepaalde lengteligging van het diepste punt