

Afstudeerrapport

Reststerkte en Restcapaciteit
legankerconstructies

Auteurs: Lenthe Leene en Simon Broekhuis
Studentnummers: 1093321 en 1094749
Datum: 3 juni 2019
Status: Definitief

Schoolbegeleiders: ir. Reginald Grendelman en ir. Floor van den Berg- Saporoea
Bedrijfsbegeleiders: ir. Simone Hellebrand en ir. Bart Noordman

Organisatie onderzoek

Naam	Afdeling	Functie	Bedrijf
Simon Broekhuis	PPO	Afstudeerder	Rijkswaterstaat/ Windesheim
Lenthe Leene	PPO	Afstudeerder	Rijkswaterstaat/ Windesheim
Simone Hellebrand	PPO	Afdelingshoofd RWS- Ontwerpt	Rijkswaterstaat
Bart Noordman	PPO	Technisch adviseur	Rijkswaterstaat
Reginald Grendelman	Bouw & Infra	Teamvoorzitter en docent civiele techniek	Windesheim
Floor van den Berg van Saparoea	School of Built Environment & Transport	Docent civiele techniek	Windesheim

Let op voordat u dit afstudeerrapport gaat printen! Grote hoeveelheid bijlages.

Colofon

Titel: Reststerkte en restcapaciteit van legankerconstructies
 Versie: D1.0
 Status: Definitief
 Publicatiedatum: 3 juni 2019

Bedrijfsgegevens
 Bedrijf: Rijkswaterstaat
 Adres: Griffioenlaan 2
 Website: <https://www.rijkswaterstaat.nl/>

Auteurs: Lenthe Leene en Simon Broekhuis

Deze publicatie valt onder een Creative Commons Naamsvermelding 4.0 – niet commercieel – Internationaal-licentie.

Dit betekent dat de kennis uit deze publicatie hergebruikt mag worden als basis voor de ontwikkeling van nieuwe kennis mits de namen van de auteurs hierbij vermeld worden en dit voor niet-commerciële doeleinden gebeurt. Bij twijfel, of commercieel hergebruik, kunt u contact opnemen met de auteurs via simonbroekhuis94@hotmail.com of lentheleene@gmail.com.

Voorwoord

Voor u ligt ons afstudeeronderzoek 'Reststerkte en restcapaciteit van legankerconstructies'. Dit onderzoek is geschreven in het kader van ons afstuderen aan de hogeschool Windesheim in opdracht van Rijkswaterstaat van januari 2019 tot en met juni 2019.

De Vervanging en Renovatie opgave (VenR-opgave) van Rijkswaterstaat geeft aanleiding tot veel nieuwe onderzoeken met betrekking tot de staat van constructies. De Roggebotsluis wordt in het plan, Ruimte voor de Rivier, geamoveerd. Dit biedt de unieke kans om destructief onderzoek uit te voeren. Onze bijdrage aan deze onderzoeken is gericht op het beter kunnen inschatten van de staat, en daarmee te verwachten restlevensduur, van legankers in grondkerende constructies zonder deze te hoeven opgraven. Hierdoor kan er met minder moeite een beter advies worden gegeven voor toekomstige renovaties.

Dit onderzoek is op ons pad gekomen door ir. I.H. (werknemer bij Rijkswaterstaat en deeltijd werknemer bij Windesheim). Hiervoor willen wij hem dan ook bedanken.

In het bijzonder willen we onze bedrijfsbegeleiders ir. Simone Hellebrand en ir. Bart Noordman bedanken. Zij hebben het meest gestuurd op ons onderzoek en hebben ons uitmuntend begeleid in de opzet van het onderzoek en de uitvoering en voortgang hiervan. Ook ir. Reginald Grendelman (medewerker Windesheim) en ir. Floor van den Berg van Saparoea (medewerker Windesheim) zijn van groot belang geweest op de voortgang van het onderzoek en daarvoor willen we hen bedanken.

Verder willen we iedereen bedanken die heeft bijgedragen aan dit onderzoek in de vorm van kennisdeling en validatie van verschillende onderwerpen uit dit onderzoek. Vanuit Rijkswaterstaat waren dit een heel aantal collega's, maar in het bijzonder ir. R.v.d.K. (geotechnisch specialist bij Rijkswaterstaat) en ir. M.R. (waterbouwkundig specialist bij Rijkswaterstaat).

Wij wensen u veel leesplezier toe.

Lenthe Leene en Simon Broekhuis

Utrecht, 3 juni 2019

Samenvatting

Inleiding

In het kader van het project Ruimte Voor De Rivier IJsseldelta wordt er een nieuwe bypass tussen de IJssel en het Drontermeer gerealiseerd. Hiervoor worden er enkele maatregelen getroffen om het gebied rond Kampen te beschermen tegen hoog water. Een van deze maatregelen is het verwijderen van de Roggebotsluis, omdat deze in het nieuwe plan een bottleneck vormt. In plaats van de Roggebotsluis wordt de Reevesluis gebouwd die zijn functie gaat vervangen. Het amoveren van deze sluis biedt de unieke kans om de daadwerkelijke degradatie van verschillende constructieonderdelen te beschouwen. De feitelijke staat van deze onderdelen kan vervolgens vergeleken worden met de theoretische staat om zo een uitspraak te kunnen doen over de reststerkte en restcapaciteit. Dit onderzoek richt zich op de legankers in zijn algemeenheid met als case de legankers van de Roggebotsluis.

Rijkswaterstaat staat de komende jaren voor de grootste Vervanging en Renovatie opgave ooit. Er moeten meer dan honderd bruggen, tunnels, sluizen en viaducten vervangen of gerenoveerd worden. Dit komt enerzijds doordat de belastingen op kunstwerken in de tijd groter zijn geworden door bijvoorbeeld zwaarder verkeer en anderzijds doordat ze tegen het eind van hun technische levensduur aanlopen. Veel kunstwerken zijn tussen de jaren '30 en '50 gebouwd en zijn nu al behoorlijk oud. De Roggebotsluis is opgeleverd in de jaren '50. Het is hierom noodzakelijk een correcte bepaling te kunnen maken van de onderhoudsstaat van een kunstwerk, met name van de technische levensduur. De kansen hierin liggen met name in onderzoek naar veroudering en restcapaciteit van verschillende constructieonderdelen. Er wordt al jaren gewerkt met ontwerpnormen voor legankerconstructies waarvan niet inzichtelijk is of deze wellicht te conservatief of juist te optimistisch zijn. Onderzoek hiernaar is namelijk lastig uit te voeren aangezien deze legankers in de grond liggen en onderzoek hiernaar alleen mogelijk is bij de sloop van een kunstwerk.

Het maatschappelijke doel van dit onderzoek draagt bij aan het correcter bepalen van de Vervanging en Renovatie opgave, voor een goede kosteninschatting. Dit kan gebeuren door een goede inschatting te kunnen maken van de technische staat van een kunstwerk. De maatschappelijke relevantie van het onderzoek volgt uit de gevolgtrekking dat doelgericht assetmanagement zorgt voor lagere onderhoudskosten en minder risico's op falen van een constructie. Het is efficiënt de onderhoudsopgave te kunnen inschatten op basis van de technische staat van een object. Daarmee is inzicht in deze staat van een constructie deel essentieel. Dit onderzoek levert hierin een bijdrage door de ontwerpnormen te toetsen aan de praktijk. Er moet bepaald worden of er reden is om aan de ontwerpnormen met betrekking tot de reststerkte en restcapaciteit van legankerconstructies, te twijfelen. Het hoofddoel van dit onderzoek is het toetsen of de theoretische degradatie overeenkomt met de praktijk door het schrijven van een toets- en testprotocol voor destructief onderzoek. Het uiteindelijke doel, en ook de vraag vanuit Rijkswaterstaat, is het beter kunnen inschatten van de degradatie en de restcapaciteit van de legankers, zonder opnieuw destructief onderzoek te hoeven doen middels het toetsprotocol. Het toetsprotocol geeft dus min of meer een voorspelling van de technische staat van legankers. Hoe meer input er in dit toetsprotocol is verwerkt, hoe beter deze voorspelling is bij andere kunstwerken.

Onderzoeksmethoden

Om de hoofdvraag te kunnen beantwoorden is het van belang om precies te weten wat een legankerconstructie is en wat voor varianten er in de onderdelen zijn. Ook is het van belang om de kenmerken en toepassingen van legankers inzichtelijk te krijgen, om zo te bepalen voor welke legankerconstructies dit onderzoek van toepassing is. Hiervoor zijn literatuurstudies gedaan en is informatie geverifieerd met professionals middels interviews. Daarnaast zijn alle ontwerpuitgangspunten bepaald aan de hand van oude tekeningen, literatuurstudies en interviews met meerdere professionals. De gevonden informatie is deels verwerkt op een verzameltekening die tijdens het onderzoek als basis gelde voor het ontwerp.

Het verschil in de ontwerpnormen van zeventig jaar geleden en nu is in deelvraag 2 inzichtelijk gemaakt. De oude ontwerpnormen zijn achterhaald door literatuurstudies en bevestigd door interviews met Rijkswaterstaat personeel. De nieuwe normen zijn ook achterhaald door literatuurstudies. De vergelijking van deze normen maakt inzichtelijk wat nou het verschil is in ontwerpinzicht. Werd er vroeger te optimistisch gerekend of juist niet? Ook is het verschil in veiligheidsniveau bepaald aan de hand van literatuurstudies.

Om een betrouwbaar antwoord te kunnen geven over de verwachte (rest)sterkte en (rest)capaciteit (prognose) van de legankers is een literatuuronderzoek gedaan naar materiaalstudies met betrekking tot het degradatiegedrag van staal, de ontwerpnormen uit deelvraag 2 en vergelijkbaar onderzoek zoals de corrosiesnelheid aan damwanden in de praktijk. Toen de oude en nieuwe ontwerpnormen inzichtelijk waren gemaakt, zijn ze gebruikt om de constructie door te rekenen. Nu kan de vergelijking worden gemaakt van de oude en nieuwe ontwerpnormen.

Het testprotocol in de praktijk vertaald zich in een veldtrekproef en een labtrekproef. De invulling hiervan volgt uit een literatuurstudie naar de mogelijkheden van deze proeven en een uitwerking van de werkzaamheden die gedaan moeten worden door een aannemer. Deze proeven zijn benodigd om input te leveren aan het toetsprotocol en om bepaalde aannames uit voorgaande deelvragen te verifiëren.

Het toetsprotocol bestaat uit alle relevantie informatie die uit deelvraag 1, 2 en 3 komt. In dit protocol wordt de vergelijking gemaakt tussen de theoretische en de feitelijke reststerkte en restcapaciteit van de legankers. De tool is dus gevuld met enerzijds theoretische waarden en anderzijds met in de praktijk (testprotocol) gevonden waarden.

Belangrijkste conclusies en aanbevelingen

Het blijkt dat de vergelijking van de inheidieptes berekend volgens de oude en nieuwe ontwerpnormen niet veel verschilt. Echter door een onvolkomenheid in methode Blum zijn de ankerkrachten bij de feitelijke inheidiepte niet te vergelijken met die van de nieuwe normen. Ook zijn er geen oude ontwerpnormen die toekomstige corrosie in rekening brengen. Derhalve is voor gekozen om de oude ontwerpnormen niet mee te nemen in de reststerkte en restcapaciteit berekeningen.

Over het algemeen bleek dat de grondkerende constructie, na een herberekening volgens de nieuwe ontwerpnormen, ruim voldoet aan de stabiliteitschecks. Echter, volgens de prognose van de reststerkte en restcapaciteit heeft de constructie wel een zwakke schakel. Dit blijkt de pen te zijn die waarschijnlijk als eerst op afschuiving zal bezwijken bij de veldtrekproef, nog voordat de ankerstang of andere onderdelen bezwijken. Echter, de voorgeschreven afmeting van deze pen (overgenomen van de oude ontwerptekeningen) lijkt niet logisch ten opzichte van de afmetingen van de andere onderdelen. Hierdoor is er reden om te twijfelen aan de correctheid van deze ontwerptekeningen en nader onderzoek in de praktijk nodig.

De belangrijkste conclusies van dit onderzoek laten helaas nog even op zich wachten, aangezien de Roggebotsluis pas over een aantal jaar gesloopt wordt en de daadwerkelijke degradatie van de legankers dan pas zichtbaar wordt. Eerder kan de vergelijking van de theoretische en feitelijke reststerkte en restcapaciteit niet gemaakt worden. De hoofdvraag is wel beantwoord door het maken van het toets- en testprotocol (met onderliggende theorie uit de voorgaande deelvragen). Hierdoor is het in de toekomst mogelijk om de vergelijking van de reststerkte en restcapaciteit te maken tussen de theoretische ontwerpnormen en de feitelijke staat van de legankers.

Er wordt aanbevolen om bepaalde aannames uit de eerste drie deelvragen nog beter te gronden door het doen van meer literatuuronderzoek en het verifiëren hiervan middels softwarepakketten. De belangrijkste aanbeveling is het meenemen van een ander beoogd veiligheidsniveau (bijvoorbeeld conform Richtlijn Beoordeling kunstwerken). De uitkomsten van de prognose veranderen hier niet door, maar wel het veiligheidsniveau waaraan de constructie moet voldoen. Dit kan verschil maken in of de constructie wel of niet voldoet aan het beoogde veiligheidsniveau. Ook is het belangrijk om de prognose opnieuw uit te voeren met de leeftijd van het kunstwerk net voordat het testprotocol uitgevoerd wordt. In de berekeningen is nu huidige leeftijd meegenomen. De opgetreden corrosie aan de damwand ten tijde van de uitvoering van het testprotocol hoort ook meegenomen te worden in de damwand berekeningen resulterend uit D-sheet Piling. Deze kan namelijk groter zijn wanneer de damwand dunner is ten gevolge van corrosie (hiermee verkleint de buigstijfheid van de damwand). Het onderdeel statistische betrouwbaarheid van de uitkomsten van de prognose en het testprotocol is niet uitgewerkt. Derhalve zou ook hier meer aandacht aan geschonken kunnen worden.

Abstract

Introduction

As part of the 'Ruimte Voor De Rivier IJsseldelta' project, a new bypass is being created between the IJssel and the Drontermeer. A number of measures are being taken to protect the area around Kampen against high water levels. One of these measures is the removal of the 'Roggebotsluis' (a sluice named Roggebotsluis), because it forms a bottleneck in the new plan. Instead of the 'Roggebotsluis', the 'Reevesluis' (a sluice named Reevesluis) will be built to replace its function. The removal of this sluice offers the unique opportunity to determine the actual degradation of various structural components. The actual state of these components can then be compared with the theoretical state in order to be able to make a statement about the residual strength and capacity. This research focuses on steel tie rods in general, with the steel tie rods of the 'Roggebotsluis' as the casestudy.

'Rijkswaterstaat' (the Directorate-General for Public Works and Water Management) is facing the largest 'Vervanging en Renovatie opgave' (Replacement and Renovation task) ever in the coming years. More than a hundred bridges, tunnels, locks and viaducts must be replaced or renovated. This is on the one hand because the loads on these constructions have increased over time due to, for example, heavier traffic and, on the other hand, because they are approaching the end of their technical lifetime. Many of these constructions were built between the 30s and 50s and are already quite old. The 'Roggebotsluis' was completed in the 1950s. It is therefore necessary to be able to make a correct determination of the state of maintenance of this construction, in particular the technical lifespan. The opportunities lie particularly in research into aging and residual capacity of various structural components. Design standards for steel tie rods constructions have been used for years and it is not clear whether they are perhaps too conservative or too optimistic. Research into this is difficult to carry out since these steel tie rods are in the ground and research into this is only possible during the demolition of a construction.

The social purpose of this research contributes to a more accurate determination of the 'Vervanging en Renovatie opgave', for a good cost estimation. This can be done by being able to make a good estimation of the technical state of a construction. The social relevance of the research follows from the conclusion that better asset management ensures lower maintenance costs and fewer risks of failure of a structure. It is efficient to estimate the maintenance statement based on the technical state of a construction. This makes insight into this state of a construction part essential. This research contributes to this by testing the design standards in practice. It must be determined whether there is reason to doubt the design standards with regard to the residual strength and capacity of steel tie rod constructions. The main objective of this research is to test whether the theoretical degradation corresponds to the practice by writing a 'toetsprotocol' (the tool from sub-question 5) and a testprotocol (the field trial from sub-question 4) for destructive testing. The ultimate goal, and also the demand from 'Rijkswaterstaat', is to be able to better estimate the degradation and the residual capacity of the steel tie rods, without having to do destructive testing again using the 'toetsprotocol'. The 'toetsprotocol' therefore provides more or less a prediction of the technical state of steel tie rods. The more input is processed in this 'toetsprotocol', the better this prediction is with other constructions.

Research methods

To be able to answer the main question, it is important to know exactly what a steel tie rod construction is and what variants there are in the parts. It is also important to gain insight into the characteristics and applications of steel tie rods, in order to determine for which steel tie rods constructions this research applies. Literature studies were conducted for this purpose and information was verified with professionals through interviews. In addition, all design principles were determined on the basis of old drawings, literature studies and interviews with several professionals. The information found was partly processed on a collective drawing that served as the basis for the design during the investigation.

The difference in the design standards of seventy years ago and now is made clear in sub-question 2. The old design standards have been determined by literature studies and confirmed by interviews with 'Rijkswaterstaat' staff. The new standards have also been determined by literature studies. The comparison of these standards make it clear what the difference is in design standards. Was it used to be over-optimistic or not? The difference in safety levels was also determined on the basis of literature studies.

In order to be able to provide a reliable answer about the expected (residual) strength and (residual) capacity (prognosis) of the steel tie rods, a literature study was carried out into material studies with regard to the degradation behaviour of steel, the design standards from sub-question 2 and comparable research such as the corrosion rate on sheet piling in practice. When the old and new design standards were made transparent, they were used to calculate the construction. Now the comparison can be made of the old and new design standards.

The testprotocol in practice translates into a field-pull test and a lab-pull test. The interpretation of this follows from a literature study into the possibilities of these tests and an elaboration of the work that must be done by a contractor. These tests are needed to provide input to the testprotocol and to verify certain assumptions from previous sub-questions.

The 'toetsprotocol' consists of all relevant information that comes from sub questions 1, 2 and 3. In this protocol a comparison is made between the theoretical and the actual residual strength and residual capacity of the steel tie rods. The tool is therefore filled with theoretical values on the one hand and values found in practice (testprotocol) on the other hand.

Main conclusions and recommendations

It appears that the comparison of the penetration-length calculated according to the old and new design standards does not differ much. However, due to an imperfection in Blum's method, the anchor forces at the actual penetration-length cannot be compared with those of the new standards. There are also no old design standards that charge for future corrosion. It was therefore decided not to include the old design standards in the residual strength and residual capacity calculations.

In general, after a recalculation according to the new design standards, the soil-retaining structure more than satisfies the stability checks. However, according to the prognosis of the residual strength and residual capacity, the structure does have a weak link. This appears to be the pin that will probably be the first to collapse on the shear test before the anchor rod or other components collapse. However, the prescribed size of this pin (taken from the old design drawings) does not seem logical with regard to the dimensions of the other parts. As a result, there is reason to doubt the correctness of these design drawings and further investigation is needed in practice.

Unfortunately, the most important conclusions of this investigation are still awaiting, as the 'Roggebotsluis' will only be demolished in a few years' time and the actual degradation of steel tie rods will then become visible. Rather, the comparison of the theoretical and actual residual strength and residual capacity cannot be made. The main question has been answered by making the 'toetsprotocol' and testprotocol (with underlying theory from the previous sub-questions). This makes it possible in the future to make a comparison of the residual strength and residual capacity between the theoretical design standards and the actual condition of the steel tie rods.

It is recommended to substantiate certain assumptions from the first three sub-questions even better by doing more literature research and verifying these through software packages. The most important recommendation is to include another intended safety level (for example, in accordance with the 'Richtlijn Beoordeling Kunstwerken' (Guideline for rating of existing constructions)). The outcomes of the prognosis do not change as a result, but the safety level that the construction must meet do. This can make a difference in whether or not the structure meets the intended safety level. It is also important to run the prognosis again with the age of the construction just before the testprotocol is executed. The current age is now included in the calculations. The corrosion that occurred on the sheet pile wall at the time of the execution of the testprotocol should also be included in the sheet pile calculations resulting from D-sheet Piling. This can be larger if the sheet pile wall is thinner as a result of corrosion (this reduces the bending rigidity of the sheet pile sheet). The statistical reliability part of the outcomes of the prognosis and the testprotocol has not been worked out. More attention could therefore also be paid to this.

Figurenlijst

Figuur 1.1: Luchtfoto van de Roggebotsluis. Overgenomen van (Kamper Nieuws, 2018).....	1
Figuur 1.2: Locatie nieuwe bypass bij Kampen. Aangepast overgenomen van (Ruimte voor de rivier IJsseldelta, z.d.).....	1
Figuur 1.3: Principe legankerconstructie aan vleugelwand.....	2
Figuur 1.4: Conceptueel model	4
Figuur 3.1: Principe legankerconstructie. Overgenomen van (Grand Piling, z.d.)	11
Figuur 3.2: Plain end tie rod's. Overgenomen van (ACE Marine Rigging & Supply, z.d.)	12
Figuur 3.3: Upset forged end tie rod's. Overgenomen van (ACE Marine Rigging & Supply, z.d.).....	12
Figuur 3.4: Gesmede oog- en bolvormige uiteinden trekstang. Overgenomen van (Anker Schroeder, z.d.).....	12
Figuur 3.5: Koppelingen en verbindingstukken. Aangepast overgenomen van (Anker Schroeder, z.d.)	13
Figuur 3.6: Ankerstang verbindingen aan damwanden. Aangepast overgenomen van (Jsteel, z.d.)...	14
Figuur 3.7: Ankerstang verbindingen aan combiwanden en HZ-M wanden. Aangepast overgenomen van (Anker Schroeder, z.d.).....	14
Figuur 3.8: Ankerstang verbinding ingestort in betonwand. Overgenomen van (Jsteel, z.d.)	15
Figuur 3.9: Ankerstang verbinding aan betonnen ankerschot. Overgenomen van (Jsteel, z.d.)	15
Figuur 3.10: Verduidelijking situatie. Aangepast overgenomen van (Google, 2019).....	16
Figuur 3.11: Principe verankering kerende wand-ankerwand (waterzijde links).....	17
Figuur 3.12: Exploded view verankering damwand-damwand.....	18
Figuur 3.13: Principe verankering damwand-betonnen muur 1 en 2 (waterzijde rechts)	18
Figuur 3.14: Exploded view verankering damwand-betonnen muur	18
Figuur 3.15: Principe verankering damwand-betonnen ankerschot (waterzijde rechts)	19
Figuur 3.16: Exploded view verankering damwand-betonnen ankerschot	19
Figuur 3.17: Belval BZ damwand. Overgenomen van (Trade Arbed, z.d.)	20
Figuur 3.18: Foto van de vleugelwandconstructie ter plaatse van het binnenhoofd westzijde van de RBS	20
Figuur 3.19: Gordingbevestigingen 1 en 2 (Gb1 en Gb2).....	21
Figuur 3.20: Gordingbevestigingen 3 en 4 (Gb3 en Gb4).....	21
Figuur 3.21: Buitenhoofd oostzijde met gordingbevestigingen. Aangepast overgenomen van (Rijkswaterstaat *2, z.d.).....	22
Figuur 3.22: Binnenhoofd oostzijde met gordingbevestigingen. Aangepast overgenomen van (Rijkswaterstaat *2, z.d.).....	22
Figuur 3.23: Maatgevende belastingsituatie.....	23
Figuur 3.24: MLW rondom de Reevesluis. Overgenomen van (Ramon de Groot, 2017)	23
Figuur 3.25: Ontwerpwaterstanden (in m t.o.v. NAP) rondom de Reevesluis. Aangepast overgenomen van (Lammeren, Bos, & Mies, 2012).....	24
Figuur 3.26: MLW noord van de RS en noord van de RBS	24
Figuur 3.27: MLW zuid van de RS	24
Figuur 3.28: Zandaanvulling. Overgenomen van (Rijkswaterstaat *4, z.d.).....	25
Figuur 3.29: Maatgevende situatie grondwaterpeil	26
Figuur 3.30: Verband tussen de faalkans en de betrouwbaarheidsindex. Aangepast overgenomen van (NEN-EN, 2011)	27
Figuur 3.31: Definitie van de gevolgklassen. Aangepast overgenomen van (NEN-EN, 2011).....	29
Figuur 3.32: Aanbevolen minimumwaarden voor de betrouwbaarheidsindex (UGT). Overgenomen van (NEN-EN, 2011)	30

Figuur 3.33: Beoordelingsmethodiek betrouwbaarheid. Overgenomen van (KIVI, 2014)	30
Figuur 3.34: Toelaatbare spanningen. Aangepast overgenomen van (Nederlands Normalisatie Instituut, 1949).....	32
Figuur 3.35 Toelaatbare spanningen en veiligheidscoëfficiënten. Overgenomen van (KIVI, 1938)	33
Figuur 3.36: Verankerde damwand volgens Blum. Overgenomen van (Kort, 2002)	34
Figuur 3.37: Gronddruk-verplaatsingsdiagram volgens Blum. Overgenomen van (CURNET, 2008)...	35
Figuur 3.38: K-waarden volgens Rankine. Aangepast overgenomen van (Blum, 1930)	36
Figuur 3.39: Actieve druk volgens Homberg. Overgenomen van (TAW, 2004).....	36
Figuur 3.40: Passieve druk volgens Homberg. Overgenomen van (TAW, 2004)	36
Figuur 3.41: Toepasbaarheid methode Blum en methode Homberg	37
Figuur 3.42: Corrosiesnelheid ingedeeld in zones van een damwand. Overgenomen van (NEN-EN, 2008).....	42
Figuur 3.43: Corrosiesnelheden zoals voorgesteld door ASDO. Overgenomen van (Anker Schroeder, 2015).....	42
Figuur 3.44: Horizontale water- en korreldrukken en bovenbelasting kerende wand t.b.v. berekening Blum.....	44
Figuur 3.45: Berekenende horizontale gronddrukken aan ankerwand volgens methode Homberg.....	45
Figuur 3.46: Maatgevende sondering met boring. Aangepast overgenomen van (Rijkswaterstaat *4, z.d.).....	47
Figuur 3.47: Karakteristieke waarden grondeigenschappen. Aangepast overgenomen van (NEN-EN, 2016).....	47
Figuur 3.48: Hydrostatisch drukverloop damwandconstructie. Aangepast overgenomen van (EAU 1990).....	48
Figuur 3.49: Dwarsdoorsnede talud t.p.v. legankerconstructies	49
Figuur 3.50: Bovenbelasting voor verschillende veiligheidsklassen. Aangepast overgenomen van (CURNET, 2008)	50
Figuur 3.51: Mechanische eigenschappen bij omgevingstemperatuur voor platte en lange producten van staalsoorten en kwaliteiten met kerfslagwaarden. Aangepast overgenomen van (NEN-EN, 2004)	50
Figuur 3.52: Corrosiesnelheid bij een bepaalde constructieleeftijd volgens de NEN-EN 1993-5	52
<i>Figuur 3.53: Samenvatting handberekening legankeronderdelen</i>	<i>54</i>
<i>Figuur 3.54: U.C. waarde voor bezwijkmechanismen van BUO6/ BUW3 gedurende ontwerplevensduur</i>	<i>60</i>
<i>Figuur 3.55: U.C. waarde voor bezwijkmechanismen van BIO8/ BIW1 gedurende ontwerplevensduur</i>	<i>61</i>
Figuur 3.56: Schematisatie van de beproevingsopstelling. Aangepast overgenomen van (NEN-EN, 2018).....	65
Figuur 3.57: Weergave van de treksterkte f_t . Overgenomen van (Welleman, z.d.)	65
Figuur 3.58: Veldtrekproef trekrichtingen buitenhoofd oostzijde	67
Figuur 3.59: Veldtrekproef trekrichtingen binnenhoofd oostzijde	68
Figuur 3.60: Voorbeeld van zandopvulling voor de kerende wand 1/2 (ter info: binnenhoofd).....	69
Figuur 3.61: Voorbeeld van zandopvulling voor de kerende wand 2/2 (ter info: buitenhoofd).....	69
Figuur 3.62: In het veld te verrichten damwanddikte metingen.....	71
Figuur 3.63: Impressie van de werkwijzer uit de 'tool'	77
Figuur 3.64: Impressie van invoerveld voor constructiegegevens uit de 'tool'	77
Figuur 3.65: Impressie van onderdeeltypes en in te voeren parameters uit de 'tool'	78
Figuur 3.66: Impressie van toetsing op (rest)sterkte en -capaciteit uit de 'tool'	79
<i>Figuur 3.67: Fictief voorbeeld toetsingsgrafiek uit toets de 'tool'</i>	<i>79</i>

Figuur 4.1: Veldtrekproef buitenhoofd goedkopere variant ten behoeve van de aanbevelingen.....	87
Figuur 4.2: Veldtrekproef binnenhoofd goedkopere variant ten behoeve van de aanbevelingen.....	87

Tabellenlijst

Tabel 1: MLW-peilen. Peilen t.o.v. NAP Reevesluis peilen overgenomen van (Ramon de Groot, 2017)	24
Tabel 2: Partiële belastingfactoren en fundamentele belastingcombinaties (UGT). Overgenomen van (NEN-EN, 2011)	30
Tabel 3: Toepassing van verschillende soorten corrosiebescherming voor damwanden en legankerconstructies	40
Tabel 4: Werkelijke en berekende kerende wandparameters	44
Tabel 5: Maximaal mobiliseerbare passieve kracht met damwandlengte=10,2m	46
Tabel 6: Samenvatting van de berekeningsresultaten per leganker	51
Tabel 7: Kerende wandparameters na verdubbeling bovenbelasting (methode Blum)	55
Tabel 8: Kerende wandparameters na verlaging MLW met één meter (methode Blum)	56
Tabel 9: Kerende wandparameters met berekende damwandlengte gelijk aan werkelijke damwandlengte (methode Blum)	56
Tabel 10: Berekende waarden bij verschillende lengtes damwand (methode Blum)	57
Tabel 11: Maximaal mobiliseerbare passieve kracht met damwandlengte=2,7m	57
Tabel 12: Vergelijkingstabel resultaten van zeventig jaar oude en huidige reken- en ontwerpnormen	58
Tabel 13: Door aannemer (incl. lab) te bepalen parameters, dimensies, opgetreden corrosie, corrosiebeschermingen en soorten corrosie	63
Tabel 14: Door aannemer in te vullen tabel t.b.v. in het lab te beproeven legankerconstructie onderdelen (afhankelijk van uitkomsten veldtrekproef)	74
Tabel 15: In het lab te beproeven overige onderdelen (onafhankelijk van uitkomsten veldtrekproef)	75
Tabel 16: In de tool geïmplementeerde (tijdsafhankelijke) constructieparameters	76

Inhoudsopgave

1	Inleiding	1
1.1	Aanleiding onderzoek	1
1.2	Probleemanalyse	2
1.3	Doelstelling	3
1.3.1	Conceptueel model	4
1.4	Hoofd en- deelvragen.....	5
1.5	Leeswijzer	6
2	Onderzoeksmethoden	7
2.1	Deelvraag 1: Het ontwerp van legankerconstructies aan vleugelwanden van de Roggebotsluis.....	7
2.2	Deelvraag 2: Ontwerpnormen voor een legankerconstructie, van zeventig jaar geleden en van nu	7
2.3	Deelvraag 3: Prognose reststerkte en restcapaciteit van de legankers	8
2.4	Deelvraag 4: Testprotocol voor bepaling reststerkte en restcapaciteit	8
2.5	Deelvraag 5: Toetsprotocol voor vergelijking tussen prognose en met behulp van testprotocol gevonden waarden	9
2.6	Onderzoeksafbakening.....	9
3	Onderzoeksuitwerking.....	11
3.1	Het ontwerp van legankerconstructies aan vleugelwanden van de Roggebotsluis	11
3.1.1	Algemene kenmerken van legankerconstructies	11
3.1.1.1	Functie en toepassingsgebied	11
3.1.1.2	Onderdelen	12
3.1.2	Materialen en dimensionering van legankers en vleugelwandconstructies van de Roggebotsluis.....	16
3.1.2.1	Legankers	17
3.1.2.2	Damwanden	19
3.1.2.3	Gordingen	21
3.1.3	Karakteristieken van de Roggebotsluis.....	23
3.1.3.1	Waterpeilen	23
3.1.3.2	Grondsamenstellingen	25
3.1.3.3	Grondwaterstanden.....	26
3.2	Ontwerpnormen voor een legankerconstructie, van zeventig jaar geleden en van nu	27
3.2.1	Veiligheidsniveau van de zeventig jaar oude en nieuwe normen	27
3.2.1.1	Huidige benadering veiligheidsniveau	27
3.2.1.2	Benadering veiligheidsniveau zeventig jaar geleden	32
3.2.2	De ontwerpnormen voor een legankerconstructie zeventig jaar geleden	34
3.2.2.1	Blum's methode	34
3.2.2.2	Gronddruktheorie gebruikt in Blum's methode	35
3.2.2.3	Homberg's methode.....	36
3.2.2.4	Gronddruktheorie gebruikt in Homberg's methode	37

3.2.3	De ontwerpnormen voor een legankerconstructie van deze tijd	38
3.3	Prognose reststerkte en restcapaciteit van de legankers en maatgevende bezwijkmechanisme per leganker	39
3.3.1	Invloeden die zorgen voor degradatie van de legankerconstructie	39
3.3.1.1	Algemeen	39
3.3.1.2	Zeventig jaar oude normen voor corrosiebescherming	40
3.3.1.3	Huidige normen voor corrosiebescherming	40
3.3.2	De belastingen die afdragen naar de legankers van de Roggebotsluis	43
3.3.3	Ontwerp van de grondkerende constructie met de daarbij behorende ankerkracht volgens de zeventig jaar oude ontwerpnormen	43
3.3.3.1	Resultaten methode Blum	43
3.3.3.2	Resultaten methode Homberg	45
3.3.4	Ontwerp van de grondkerende constructie met de daarbij behorende ankerkracht volgens de huidige ontwerpnormen	46
3.3.4.1	rekenmethode	46
3.3.4.2	Ontwerp uitgangspunten	46
3.3.4.3	Resultaten D-sheet piling	51
3.3.5	De theoretische reststerkte en restcapaciteit per onderdeel	52
3.3.5.1	Berekeningsaanpak	52
3.3.5.2	Uitgangspunten	52
3.3.5.3	Resultaten handmatige berekening van legankeronderdelen	54
3.3.6	Analyse rekenresultaten	55
3.3.6.1	Analyse methode Blum	55
3.3.6.2	Analyse methode Homberg	57
3.3.6.3	Vergelijking zeventig jaar oude rekenmethodes/ ontwerpnormen met huidige ontwerpnormen 57	
3.3.6.4	Analyse resultaten D-sheet berekening	59
3.3.6.5	Analyse resultaten handmatige berekening reststerkte en restcapaciteit per onderdeel	59
3.3.6.6	Bepaling zwakste onderdeel leganker RBS; prognose	62
3.4	Testprotocol voor bepaling reststerkte en restcapaciteit	63
3.4.1	Te verzamelen materiaalparameters en constructiegegevens	63
3.4.1.1	Veldwerkzaamheden	65
3.4.1.2	Laboratoriumwerkzaamheden	73
3.5	Toetsprotocol voor vergelijking tussen prognose en met behulp van testprotocol gevonden waarden	76
3.5.1	Parameters legankerconstructie	76
3.5.1.1	Constructieparameters onafhankelijk en afhankelijk van de tijd	76
3.5.2	Opzet tool	76
3.5.2.1	Rekensheet	77
3.5.2.2	Toetsingsgrafiek	79
4	Conclusies en aanbevelingen	81
4.1	Conclusies deelvragen	81
4.2	Conclusie hoofdvraag	84
4.2.1	Reflectie onderzoek	84
4.3	Aanbevelingen per deelvraag	84

5	Referentielijst	89
6	Bijlagen	92
	Bijlage A: Relatiediagram	93
	Bijlage B: Samenvattings-reconstructie tekening leganker- en vleugelwandconstructies	94
	Bijlage C: Tabel 1 Dimensies en parameters legankerconstructies/ Tabel 2 Dimensies en parameters vleugelwandconstructies	95
	Bijlage D: Technische tekening RWSMNN-1900-09300 Algemeen overzicht	96
	Bijlage E: Technische tekening RWSMNN-1900-09320 Overzicht stalen damwanden	97
	Bijlage F: Technische tekening RWSMNN-1900-09330 Stalen damwandschermen	98
	Bijlage G: Interview Havenbedrijf Rotterdam	99
	Bijlage H: Interview Bender International B.V.	100
	Bijlage I: Interview M.R.	101
	Bijlage J: Spreadsheet voor correctie MLW-peilen met afwaaiing	102
	Bijlage K: Technische tekening RWSMNN-1900-09290 Situatie schutsluis met omgeving en sonderingen	103
	Bijlage L: Corrosiesoorten	104
	Bijlage M: Resultaten berekening methode Blum	105
	Bijlage N: Resultaten berekening methode Homberg	106
	Bijlage O: Bepaling parameters D-sheet model	107
	Bijlage P: Berekeningsuitwerking reststerkte en restcapaciteit per onderdeel BUO6 en BIO8	108
	Bijlage Q: Resultaten berekening reststerkte en restcapaciteit per onderdeel	109
	Bijlage R: Resultaten berekening D-sheet (BUO6/ BUW3).....	110
	Bijlage S: Opzet tool (rekensheet en toetsingsgrafiek)	111
	Bijlage T: Resultaten D-sheet berekening	112

1 Inleiding

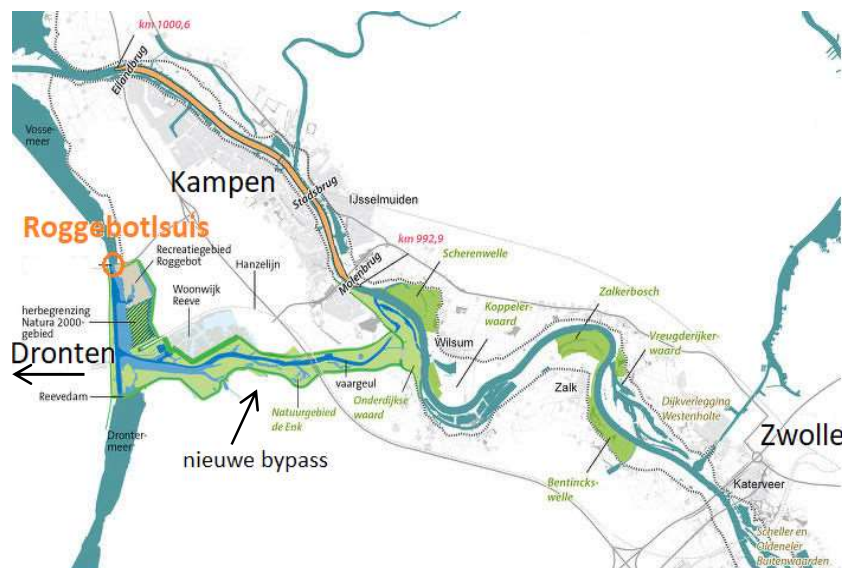
1.1 Aanleiding onderzoek

De aanleiding voor dit onderzoek is de interesse in de vraag, gesteld vanuit Rijkswaterstaat, om een onderzoeksplan op te stellen voor destructief onderzoek bij de Roggebotsluis, hierna te noemen: "RBS" (start bouw 1950, opgeleverd in 1957) te Kampen, weergegeven in Figuur 1.1. Door het doen van destructief onderzoek, wat uitgevoerd gaat worden over enkele jaren, kan er kennis opgedaan worden met betrekking tot de reststerkte en restcapaciteit van constructie-onderdelen in de praktijk.



Figuur 1.1: Luchtfoto van de Roggebotsluis. Overgenomen van (Kamper Nieuws, 2018)

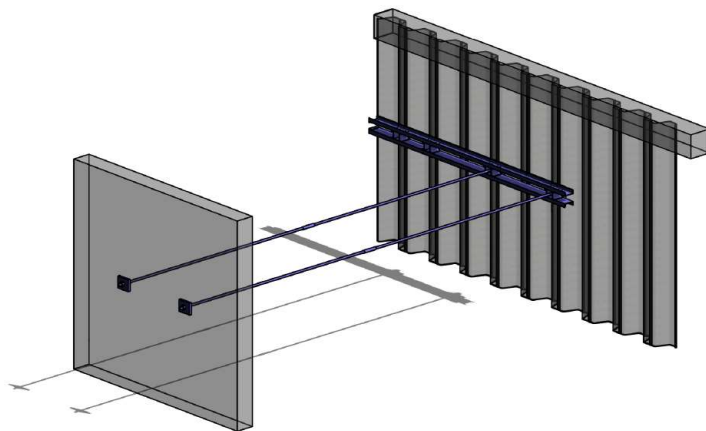
In het kader van het project Ruimte Voor De Rivier IJsseldelta wordt er een nieuwe bypass tussen de IJssel en het Drontermeer gerealiseerd. Hiervoor nemen het Rijk, de provincie Overijssel, de provincie Flevoland en Waterschap Zuiderzeeland de komende jaren enkele maatregelen om het gebied rond Kampen beter te beschermen tegen hoogwater. Eén van deze maatregelen is de bouw van de nieuwe Reevesluis die de functie van de RBS gaat vervangen. Omdat de huidige locatie van de RBS een bottleneck vormt in het watersysteem, wordt het sluiscomplex gesloopt. Op Figuur 1.2 is de locatie van de nieuwe bypass en de nieuwe Reevesluis weergegeven en de huidige locatie van de Roggebotsluis.



Figuur 1.2: Locatie nieuwe bypass bij Kampen. Aangepast overgenomen van (Ruimte voor de rivier IJsseldelta, z.d.)

Het amoveren van de RBS biedt een unieke kans om informatie te verkrijgen over de daadwerkelijke veroudering van de constructieonderdelen, omdat deze sluis ontworpen is voor een technische levensduur van honderd jaar en nu 62 jaar oud is (circa zestig jaar). Hierbij kan gedacht worden aan het overbelasten tot bezwijken, maar ook het beschouwen van schadebeelden en degradatie. Met deze informatie kan gekeken worden of de degradatie van bepaalde constructieonderdelen theoretisch gezien overeenkomt met de staat van de constructieonderdelen in de praktijk. “We zien het amoveren van de sluis als kans om meer kennis te vergaren met het vooruitzicht op de grote vervangingsopgave” (S. Hellebrand, 2018).

Het amoveren van deze sluis biedt de gelegenheid tot een groot scala aan onderzoeken ten behoeve van het degradatiegedrag van bepaalde constructiedelen. Eén van de mogelijkheden is een onderzoek naar de degradatie van de legankers aan de vleugelwanden van het sluiscomplex (weergegeven op Figuur 1.3). RWS heeft veel objecten in beheer waarbij dit type ankerconstructies is toegepast (M.R., 2018). Echter is er op dit moment een kennisgebrek over de conditie van legankers in de praktijk en de restcapaciteit, zowel bij RWS als bij andere beheer-en advies bureaus/instanties (S. Hellebrand, 2018). Daarom zal dit onderwerp de basis vormen voor het afstudeeronderzoek.



Figuur 1.3: Principe legankerconstructie aan vleugelwand

1.2 Probleemanalyse

“Samen aan de bak voor de grootste onderhoudsopgave ooit” (Rijkswaterstaat, 2018). Rijkswaterstaat staat de komende jaren voor de grootste onderhoudsopgave ooit. Volgens het programma Vervanging en Renovatie moeten er meer dan honderd bruggen, tunnels, sluizen en viaducten vervangen of gerenoveerd worden. De omvang van de VenR opgave is een gevolg van de aantrekkende economie, toename van de verkeersintensiteit en zwaarder geworden vrachtverkeer. Daarnaast zijn er vanaf de jaren '30 tot en met '50 veel bruggen en tunnels aangelegd die nu het einde van hun technische levensduur naderen en daarom onderhoud behoeven. Voor deze VenR opgaven wordt een budget toegekend van gemiddeld ca. 150 miljoen euro per jaar in de periode tot 2020 tot een verwacht volume van ruim 350 miljoen euro per jaar voor de periode vanaf 2020. Het is vanwege deze grote investeringsomvang noodzakelijk een correcte bepaling te kunnen maken van de onderhoudsstaat van een kunstwerk, met name van de technische restlevensduur. De kansen hiervoor liggen vooral in onderzoek naar de technische levensduur van een kunstwerk(deel), met betrekking tot de verwachte (theoretische) veroudering en restcapaciteit.

Een kunstwerk dient vervangen of gerenoveerd te worden wanneer het einde van de technische levensduur is bereikt (Klatter, 2018). Het begrip 'einde technische levensduur' kan breed opgevat worden:

- Technische staat; verouderd, versleten (daarmee onvoldoende capaciteit)
- Verouderde technologie; regelgeving onderhoudbaarheid
- Economisch; onderhoudskosten te hoog

De technische staat; waarbij een kunstwerk(onderdeel) wordt afgeschreven op basis van de technische staat, is een criterium dat deels theoretisch wordt bepaald aan de hand van verwacht gedrag van een constructiedeel. Een constructie(deel) kan worden afgeschreven op basis van zichtbare slijtage of ouderdom, echter zijn er veel constructieonderdelen waarbij het niet mogelijk is om de conditie vast te stellen door (visuele-)inspecties/onderzoeken. In dit soort gevallen wordt

bepaald dat een constructie(deel) verouderd is als het einde van de ontwerplevensduur wordt bereikt. Waarbij de ontwerplevensduur wordt bepaald op basis van theoretisch degradatiegedrag van een constructieonderdeel, aan de hand van ontwerpnormen voor het betreffende onderdeel.

Al jaren worden er kunstwerken ontworpen aan de hand van ontwerpnormen waarvan niet inzichtelijk is of deze wellicht te conservatief zijn of juist te optimistisch. Hetzelfde geldt voor de nauwkeurigheid van de ontwerpnormen voor legankers (aan betonnen/stalen wanden), ook hiervoor is niet duidelijk of de theoretische sterkte van een anker overeenkomt met de praktijk (B. Noordman, 2018). Omdat de ontwerpnormen zelden getoetst zijn aan de praktijk op lange termijn. Ook ontbreekt het inzicht of/hoe de ontwerpnormen voor legankers door de jaren heen concreet zijn veranderd en welke verschillen er tussen de ontwerpnormen onderling zijn. Kort gezegd is er gebrek aan praktijkervaring over het daadwerkelijke degradatiegedrag van een legankerconstructie en de restcapaciteit, gedurende een bepaalde levensduur van een constructie. Oorzaak is dat hier geen gegevens of onderzoeken van te vinden zijn, omdat legankerconstructies na het opleveren van een constructie eigenlijk niet onderzocht kunnen worden, zonder destructief onderzoek te doen aan de (sluis)constructie.

1.3 Doelstelling

Maatschappelijk doel

Het maatschappelijk doel, waaraan dit onderzoek bijdraagt, is het correct(er) bepalen van de VenR-opgave (voor een goede kosteninschatting). Door middel van het maken van een betrouwbare inschatting of de actuele staat van een kunstwerk, en het oorspronkelijke ontwerp, aanleiding geeft tot risico's met betrekking tot renovatie of vervanging van een kunstwerk. De maatschappelijke relevantie van het onderzoek volgt uit de gevolgtrekking dat doelgerichter assetmanagement zorgt voor lagere onderhoudskosten en minder risico's op falen van een constructie. Het is efficiënt de onderhoudsopgave te kunnen inschatten op basis van de staat van een object. Daarmee is inzicht in de staat van een constructie deel essentieel.

Een bijdrage hierin kan worden geleverd door het toetsen van de ontwerpnormen op nauwkeurigheid aan de praktijk. Dit onderzoek spitst zich toe op de ontwerpnormen voor legankerconstructies. Om een uitspraak te kunnen doen met betrekking tot de nauwkeurigheid van de ontwerpnormen voor legankers (in grondkerende constructies), moet er bepaald worden of er reden is om aan de ontwerpnormen met betrekking tot de reststerkte en restcapaciteit, te twijfelen.

Hoofddoel

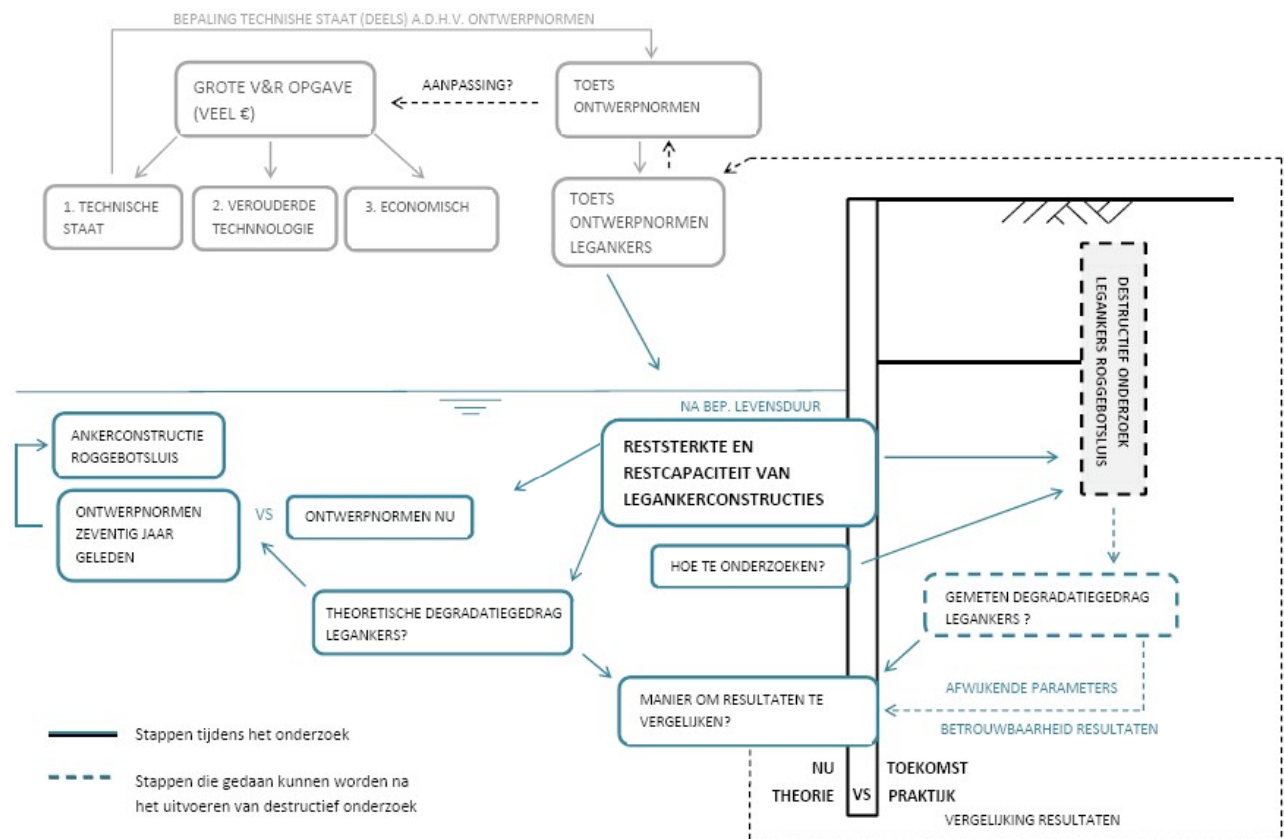
Dit leidt tot het eigenlijke doel van het onderzoek: toetsen of het degradatiegedrag van de legankers volgens de huidige theoretische ontwerpnormen overeenkomt met het degradatiegedrag in de praktijk. Daarnaast bepalen of de legankers nog voldoende capaciteit hebben volgens de huidige ontwerpnormen. Dit wordt gedaan door het maken van een test- en toetsprotocol.

1. Een plan van aanpak voor het testprotocol in het veld; het destructieve onderzoek, wat over enkele jaren uitgevoerd gaat worden, bij de RBS;
2. De tool (toetsprotocol) voor de vergelijking van de theoretische resultaten met de uitkomsten van het praktijkonderzoek.

De tool heeft als doel om uiteindelijk zonder het doen van destructief onderzoek een inschatting te kunnen maken van het degradatiegedrag en de restcapaciteit van legankerconstructies.

1.3.1 Conceptueel model

Op Figuur 1.4 is het conceptueel model van het onderzoek weergegeven.



Figuur 1.4: Conceptueel model

Toelichting conceptueel model

De probleemanalyse en de doelstelling liggen ten grondslag aan het bovenstaande conceptuele model. Op basis van dit conceptueel model zijn de hoofd- en deelvragen vormgegeven, uiteengezet in paragraaf 1.4 Hoofd en- deelvragen.

Het conceptueel model begint met het maatschappelijke doel van dit onderzoek; het grijskleurige relatiediagram. Dit is het correcter bepalen van de VenR opgaven, op basis van het toetsen van de ontwerpnormen voor legankers. Vervolgens wordt de stap gemaakt naar het hoofddoel van het onderzoek (weergegeven in het blauw), het bepalen of het degradatiegedrag van een legankerconstructie in de praktijk overeenkomt met het theoretische degradatiegedrag en het bepalen van de restcapaciteit van de legankerconstructie. Om hier een uitspraak over te kunnen doen moet de theorie (linker deel diagram) vergeleken worden met de praktijk (rechter deel diagram). Waarbij al het theoretische onderzoek binnen het tijdsbestek van dit onderzoek valt en het testprotocol naderhand uitgevoerd gaat worden.

1.4 Hoofd en- deelvragen

De hoofdvraag:

Hoe ziet het ontwerp, van een toets- en testprotocol voor destructief onderzoek, eruit om te bepalen wat de reststerkte en restcapaciteit is van een legankerconstructie?

Deelvraag 1:

Het ontwerp van legankerconstructies aan vleugelwanden van de Roggebotsluis

Subonderdeel(en):

1. Algemene kenmerken van legankerconstructies
2. Materialen en dimensionering van legankers en vleugelwandconstructies van de Roggebotsluis
3. Karakteristieken van de Roggebotsluis

Deelvraag 2:

Ontwerpnormen voor een legankerconstructie, van zeventig jaar geleden en van nu

Subonderdeel(en):

1. Veiligheidsniveau van de zeventig jaar oude en nieuwe normen
2. De ontwerpnormen voor een legankerconstructie van deze tijd
3. De ontwerpnormen voor een legankerconstructie zeventig jaar geleden

Deelvraag 3:

Prognose reststerkte en restcapaciteit van de legankers en maatgevende bezwijkmechanisme per leganker

Subonderdeel(en):

1. Invloeden die zorgen voor degradatie van de legankerconstructie
2. De belastingen die afdragen naar de legankers van de Roggebotsluis
3. Ontwerp van de grondkerende constructie met de daarbij behorende ankerkracht volgens de zeventig jaar oude ontwerpnormen
4. Ontwerp van de grondkerende constructie met de daarbij behorende ankerkracht volgens de huidige ontwerpnormen
5. De theoretische reststerkte en restcapaciteit per onderdeel
6. Analyse rekenresultaten

Deelvraag 4:

Testprotocol voor bepaling reststerkte en restcapaciteit

Subonderdeel(en):

1. Te verzamelen materiaalparameters en constructiegegevens

Deelvraag 5:

Toetsprotocol voor vergelijking tussen prognose en met behulp van testprotocol gevonden waarden

Subonderdeel(en):

1. Parameters legankerconstructie
2. Opzet tool

In bijlage A is het relatiediagram opgenomen van de deelvragen. Hierin is visueel weergegeven welke deelvragen en sub-deelvragen een onderling verband hebben.

1.5 Leeswijzer

Hoofdstuk 2: Onderzoeksmethoden

In dit hoofdstuk wordt ingegaan op de gebruikte onderzoeksmethoden per deelvraag.

Hoofdstuk 3: Onderzoeksuitwerking

Paragraaf 3.1: Het ontwerp van legankerconstructies aan vleugelwanden van de Roggebotsluis

Deze paragraaf gaat over de kenmerken van legankerconstructies in zijn algemeenheid. Ook worden de gebruikte materialen en de dimensionering van de legankerconstructies van de Roggebotsluis weergegeven. Tot slot worden de karakteristieken van de situatie bij de Roggebotsluis weergegeven.

Paragraaf 3.2: Ontwerpnormen voor een legankerconstructie, van zeventig jaar geleden en van nu

In deze paragraaf wordt ingegaan op het beoogde veiligheidsniveau van een kunstwerk zoals men die zeventig jaar geleden en nu toepast. Daarnaast wordt er een opsomming gegeven van de huidige en de zeventig jaar oude ontwerpnormen en rekenmethodes.

Paragraaf 3.3: Prognose reststerkte en restcapaciteit van de legankers en maatgevende bezwijkmechanisme per leganker

Allereerst wordt er ingegaan op wat degradatie van een leganker precies inhoudt met daarbij de invloeden die daar voor zorgen. Vervolgens worden de opgesomde ontwerpnormen en rekenmethodes uit de vorige paragraaf toegepast en uitgewerkt. Daarna worden de reststerktes en restcapaciteiten bepaald. Tot slot worden alle rekenresultaten geanalyseerd.

Paragraaf 3.4: Testprotocol voor bepaling reststerkte en restcapaciteit

Deze deelvraag gaat in op de methodes die gebruikt moeten worden om de degradatie van de legankers, de dimensieverificatie, de toegepaste corrosiebeschermingen en de arbeidsveiligheid aan te tonen. Dit alles in de vorm van een werkomschrijving voor een aannemer. Concreter gaat dit over een veldtrekproef met hulpconstructie en een labtrekproef.

Paragraaf 3.5: Toetsprotocol voor vergelijking tussen prognose en met behulp van testprotocol gevonden waarden

De laatste paragraaf omvat een beschrijving van het toetsprotocol (de tool) die nodig is om vergelijkingen te kunnen maken tussen de prognose en de gevonden waarden van het testprotocol. De opzet van de tool wordt beschreven samen met alle onderdelen ervan.

Hoofdstuk 4: Conclusies en aanbevelingen

Dit hoofdstuk gaat in op de conclusies per deelvraag en de beantwoording van de hoofdvraag. Daarnaast worden er, ook per deelvraag, aanbevelingen gedaan, advies gegeven en wordt mogelijk vervolgonderzoek kort toegelicht.

2 Onderzoeksmethoden

Het onderzoek is inductief van aard, omdat het gebaseerd is op algemene feiten en verschijnselen. Hiermee wordt een theorie gecreëerd met betrekking tot het degradatiegedrag van de legankerconstructie, echter de uitkomst van het onderzoek zal bijdragen aan het trekken van deductieve conclusies en aanbevelingen, omdat het eindproduct van het onderzoek, en het destructief onderzoek van de legankerconstructies, bijdraagt aan het testen van de gecreëerde theorie. Het combineren van een inductieve en deductieve aanpak zorgt voor het verifiëren van de resultaten en geeft daarmee vernieuwende inzichten over het degradatiegedrag van legankerconstructies.

De beantwoording van de hoofdvraag wordt gedaan met behulp van een mixed methodes-onderzoek. Dit houdt in dat het onderzoek uit verschillende onderzoeksmethoden bestaat; zowel kwalitatieve als kwantitatieve methoden. Per deelvraag worden er meerdere onderzoeksmethoden toegepast om de juiste informatie te verkrijgen. De onderzoeksmethoden worden per deelvraag toegelicht.

2.1 Deelvraag 1: Het ontwerp van legankerconstructies aan vleugelwanden van de Roggebotsluis

Om de hoofdvraag te kunnen beantwoorden is het van belang te weten wat een legankerconstructie precies is. Bij deze deelvraag zijn de algemene kenmerken en toepassingen van een legankerconstructie toegelicht. Daarnaast is er inzicht verkregen van een specifieke legankerconstructie, zoals deze is toegepast bij de RBS. Bij het bestuderen van de legankerconstructie van de RBS is het van belang een goed beeld te krijgen van de ankerconstructie, zoals deze zeventig jaar geleden ontworpen is, met de daarbij behorende belastingen en sterktes.

- Verkennend en vergelijkend literatuuronderzoek/ mondeling interview (kwalitatieve onderzoeksmethoden):

De eerste stap die gedaan is in de beantwoording van deze deelvraag is het bepalen van de kenmerken en het toepassingsgebied van een legankerconstructie door een literatuurstudie. Er is online voldoende informatie beschikbaar, wat dit een geschikte methode maakt. Door de literatuur naast elkaar te leggen en onderling te vergelijken en te analyseren is het mogelijk een eerste verkenning te doen met betrekking tot het toepassingsgebied en de kenmerken. Door gebruik te maken van bronnentriangulatie wordt er gecontroleerd of de informatie verkregen door literatuuronderzoek overeenkomt met de daadwerkelijke toepassingen en kenmerken van legankerconstructies in de praktijk. Deze informatie is van belang om uiteindelijk te kunnen bepalen voor welke (typen) legankerconstructies het onderzoekresultaat relevant is.

- Verkennende casestudy (kwalitatieve onderzoeksmethode):

Het bestuderen van de legankerconstructie bij de RBS gebeurt aan de hand van een casestudy, omdat we specifiek voor deze sluis willen weten hoe de ankerconstructie is ontworpen. Er wordt een casestudy gedaan van de ontwerpdocumenten van de RBS van zeventig jaar geleden; in de vorm van tekeningen, documenten met metingen en beschrijvingen van de bodemopbouw, RWS-database peilgegevens etc. Op inzichtelijk te maken hoe de constructie is opgebouwd, wordt de informatie verkregen uit deze casestudy verwerkt in een 3D Revit-model. En daarbij een spreadsheet met parameters waarmee gerekend wordt in de komende deelvragen.

2.2 Deelvraag 2: Ontwerpnormen voor een legankerconstructie, van zeventig jaar geleden en van nu

Het doel van deze deelvraag is het bepalen van het verschil in de ontwerpnormen van zeventig jaar geleden en nu, waarbij uiteengezet wordt welke ontwerpnormen nu gebruikt worden voor het ontwerpen van legankerconstructies, en hoe dit vroeger gebeurde. Het is van belang te weten wat het verschil is tussen de ontwerpnormen, maar vooral ook hoe dit zich heeft vertaald in waarden van de parameters uit de normen. De informatie die verzameld wordt is dus zowel kwalitatief als kwantitatief van aard.

- verklarend literatuuronderzoek (kwalitatieve onderzoeksmethode):

Als uitgangspunt voor het ontwerp van de constructie wordt een veiligheidsniveau bepaald. Dit veiligheidsniveau bepaalt de gevolgklasse van de kunstwerken en heeft daarmee invloed op de sterkte- en belastingeigenschappen en belastingcombinaties. Om te bepalen welke invloed het veiligheidsniveau heeft op de parameters uit de ontwerpnormen wordt de literatuur geraadpleegd waarin dit beschreven staat; de NEN-EN 1990+NB voor de tegenwoordige tijd en de TGB1949 plus de N1008 voor de verleden tijd.

- Verkennend literatuuronderzoek/ mondeling interview (kwalitatieve onderzoeksmethode):

Het achterhalen van de ontwerpnormen van legankers van zeventig jaar geleden en nu wordt gedaan met behulp van literatuuronderzoek in de NEN-EN1990/1997+NB en de CUR 166. Aanvullend wordt er een interview gehouden met M.R. om te achterhalen welke ontwerpnormen zeventig jaar geleden gebruikt werden voor het ontwerp van legankerconstructies en om geschikte personen te vinden voor een vervolginterview t.b.v. de betrouwbaarheid van de verkregen informatie. M. is expert op het gebied van constructieve waterbouw, en heeft kennis van oude rekenmethodieken/normen voor grondkerende constructies t.b.v. natte kunstwerken. Door het raadplegen van meerdere bronnen en het gebruik van meerdere onderzoeksmethoden wordt de betrouwbaarheid van de informatie vergroot.

2.3 Deelvraag 3: Prognose reststerkte en restcapaciteit van de legankers

De uitkomst van deze deelvraag is een prognose over de (rest)sterkte en (rest)capaciteit van de legankers bij de RBS, op basis van de theoretische degradeerverwachting van de verschillende onderdelen. Deze prognose in de vorm van een berekening wordt gedaan op basis van de gegevens verzameld in deelvraag 1 en 2. Het maken van een sterkteprognose helpt om de hoofdvraag te kunnen beantwoorden door te bepalen wat de theoretische degradatieverwachting is voor een legankerconstructie van zestig jaar oud.

-beschrijvend literatuuronderzoek/ mondeling interview (kwalitatieve en kwantitatieve onderzoeksmethoden):

Om een betrouwbaar antwoord te kunnen geven over de verwachte (rest)sterkte en (rest)capaciteit wordt allereerst literatuuronderzoek gedaan; bronnen hiervoor zijn materiaalstudies met betrekking tot degradatiegedrag van staal, de ontwerpnormen (uit deelvraag 2) en vergelijkbaar onderzoek zoals de corrosiesnelheid aan damwanden in de praktijk. Het degradatiegedrag van de legankerconstructie kan optreden voor verschillende onderdelen. Om inzichtelijk te maken wat de zwakke plekken en de productspecificaties zijn van de legankerconstructie wordt een interview gehouden met leganker-leverancier ASDO en het Havenbedrijf Rotterdam. Op deze manier worden de resultaten uit het literatuuronderzoek aangevuld en geverifieerd met informatie van een gekwalificeerde partij.

- exploratief onderzoek (kwantitatieve onderzoeksmethode):

Vervolgens wordt er exploratief onderzoek gedaan met behulp van het rekenmodel D-sheet om te bepalen wat de sterkte is van de legankers van RBS, zoals deze nu ontworpen zouden worden. De uitkomsten uit het rekenmodel (de ankerkracht) worden gecorrigeerd op basis van de degradeerverwachting volgens het literatuuronderzoek, wat uiteindelijk de theoretische reststerkte geeft. Voor het bepalen van de ankerkracht (de sterkte) zoals deze zeventig jaar geleden ontworpen werd, worden handmatige rekenmethodes gebruikt, op basis van de methodes Blum (1931) en Homberg (1938). Hierbij wordt het degradatiegedrag verrekend zoals dit vroeger beschouwd werd.

2.4 Deelvraag 4: Testprotocol voor bepaling reststerkte en restcapaciteit

In feite wordt bij deze deelvraag een PVA PP vormgegeven voor het testprotocol van de legankers bij de RBS. Het PVA PP wat gecreëerd wordt helpt de hoofdvraag te beantwoorden, omdat met het uitvoeren van dit PVA PP het degradatiegedrag van de legankerconstructie in de praktijk bepaald kan worden.

- mondeling interview/verkennend literatuuronderzoek (kwalitatieve onderzoeksmethode):

Allereerst moet er bepaald worden hoe de constructie belast kan worden, zodat er bepaald kan worden wat de sterkte is van de legankers. Hiervoor moet er een stappenplan worden gemaakt welke uitgevoerd kan worden door een aannemer. Dit stappenplan legt uit wat en hoe er getest moet worden om zo gegevens over het degradatiegedrag te kunnen verkrijgen, waarbij gedacht kan worden aan de treksterkte van de ankers, opgetreden corrosie (opmeten na uitgraven of bepalen met tool na labtrekproeven), vloeitrekspanningen van verschillende onderdelen en de conditie van de verschillende constructiedelen. Om tot een goed PVA PP met de juiste testmethoden te komen wordt er literatuuronderzoek gedaan naar voorgeschreven praktijkproeven, hierbij valt te denken aan de Eurocode en de ISO-norm die het testen van ankers hebben gestandaardiseerd in de NEN-EN 1537 en de NEN-EN-ISO 22477-5. Ook wordt er een bespreking ingepland met aannemer De Vries Titan, zij hebben veel ervaring in dit vakgebied.

2.5 Deelvraag 5: Toetsprotocol voor vergelijking tussen prognose en met behulp van testprotocol gevonden waarden

Bij deze deelvraag wordt inzichtelijk hoe de tool vormgegeven gaat worden. De tool draagt bij aan het vergelijken van de in de praktijk gevonden waarden met de prognose bepaald in deelvraag 3.

- *Verkennd literatuuronderzoek/ (kwalitatieve onderzoeksmethode uitgedrukt in kwantitatieve parameters):*

Om de tool breed inzetbaar te maken, toepasbaar voor alle legankerconstructies die voldoen aan de beschrijving onder het kopje 'algemene randvoorwaarden' uit het hoofdstuk 'afbakening', is het noodzakelijk te bepalen welke parameters veranderlijk zijn per constructie. Hierbij kan gedacht worden aan de leeftijd van een legankerconstructie, het beoogde veiligheidsniveau, de vloeigrens(staalkwaliteit) en de diameter van de trekstang etc. Voor het literatuuronderzoek zijn de bronnen gebruik voor het opstellen van deelvraag 1, 2 en 3 en worden de uitkomsten van deelvraag 1, 2 en 3 geanalyseerd.

2.6 Onderzoeksafbakening

De afbakening van dit onderzoek is vormgegeven door het vaststellen van een aantal algemene randvoorwaarden die gelden voor het gehele onderzoek, en daarmee van toepassing zijn op de hoofdvraag. Daarnaast zijn er enkele specifieke randvoorwaarden die gelden voor één bepaalde deelvraag.

Algemene randvoorwaarden

Dit onderzoek zal zich richten op één bepaald ankertype, namelijk legankers. Waarbij de horizontale legankerconstructie dient als verankering tussen de constructie en een ankerwand. De ankerwand fungeert als grondkerende constructie, waarbij de stabiliteit van de wand wordt gewaarborgd door middel van de horizontale legankerconstructie (belast op trek). De uiteindelijke conclusies en/of aanbevelingen zullen daarmee alleen relevant zijn voor dit type anker in een grondkerende constructie. Het is hierbij niet relevant of dit een grondkerende constructie van een sluis of een damwand langs een kanaal is, omdat het principe van de verankeringsconstructie overeenkomt.

Deelvraag specifieke randvoorwaarden

Deelvraag 1: Het ontwerp van legankerconstructies aan vleugelwanden van de Roggebotsluis

De beantwoording van deelvraag 1 wordt gedaan aan de hand van literatuuronderzoek en een casestudy voor de RBS. Aan de hand van de ontwerptekeningen en documenten van zestig/zeventig jaar geleden, wordt de casestudy uitgevoerd. Hierbij wordt ervan uitgegaan dat de niet te inspecteren delen van de constructie, zoals deze oorspronkelijk zijn ontworpen (en op tekening staan), ook daadwerkelijk zo zijn uitgevoerd. Kortom dat de constructie er in de praktijk net zo uitziet als op de ontwerptekeningen wordt aangegeven. Er wordt in deze deelvraag geen veldonderzoek gedaan om de ontwerpdocumenten te verifiëren, tenzij blijkt dat er onvoldoende informatie te verkrijgen is over de RBS.

Op vier verschillende locaties van de RBS bevindt zich een legankerconstructie. Dit betreft de legankerconstructie aan de oost- en westzijde van het binnen-en het buitenhoofd van de sluis. De ankerconstructies aan de oost- en west kant zijn aan het binnen-en buitenhoofd identiek aan elkaar.

Deelvraag 2: Ontwerpnormen voor een legankerconstructie, van zeventig jaar geleden en van nu

Deze deelvraag richt zich op de relevante ontwerpnormen die in Nederland gebruikt werden, of nog steeds gebruikt worden, voor het ontwerpen van (civiele) kunstwerken. Dit zullen veelal normen zijn die ook in het buitenland gehanteerd worden, echter tegenwoordig vaak met een nationale bijlage.

Deelvraag 3: Prognose reststerkte en restcapaciteit van de legankers en maatgevende bezwijkmechanisme per leganker

Als uitgangspunt voor de berekeningen wordt informatie gebruikt, verkregen door de beantwoording van deelvraag 1. Veranderingen van de constructie (of omgevingsfactoren), die invloed hebben op de sterkte of de belasting van de ankerconstructie, worden alleen meegenomen wanneer deze gerapporteerd of bekend zijn bij RWS of wanneer dit is aangetoond door materiaalstudies. Het uitvoeren van extra (visuele) inspecties of veldonderzoek, om te bepalen of de situatie in het veld gelijk is met het ontwerp, valt buiten de scope van deze deelvraag.

Deelvraag 4: Testprotocol voor bepaling reststerkte en restcapaciteit

Bij het bepalen van de uitvoeringsmethode voor het testprotocol van de ankerconstructie, wordt er onderzocht welke methode de meest betrouwbare uitkomst geeft met betrekking tot het degradatiegedrag. Hierbij wordt de haalbaarheid beschouwd en wordt er globaal rekening gehouden met de uitvoeringskosten.

Deelvraag 5: Toetsprotocol voor vergelijking tussen prognose en met behulp van testprotocol gevonden waarden

Gezien de daadwerkelijke beproevingsdatum van de praktijksituatie, over enkele jaren, valt het vergelijken van de praktijkresultaten met de theoretische resultaten buiten het tijdsbestek van dit onderzoek. Om toch een handvat te geven voor het trekken van conclusies, over het degradatiegedrag van de legankerconstructies van de RBS volgens de oude en nieuwe ontwerpnormen, wordt in deze deelvraag een tool vormgegeven. Daarnaast dient de tool zo ontworpen te worden dat deze breed toepasbaar is voor alle legankerconstructies die voldoen aan de beschrijving onder 'algemene randvoorwaarden' in paragraaf 2.6.

3 Onderzoeksuitwerking

3.1 Het ontwerp van legankerconstructies aan vleugelwanden van de Roggebotsluis

In deze deelvraag is toegelicht wat een leganker nou precies is en uit welke onderdelen deze doorgaans bestaan, deze gegevens worden later gebruikt in deelvraag 3, 4 en 5. Ook is er beschreven wat de functie en toepassingsgebied is van legankers.

De tweede paragraaf spitst zich toe op de casestudy van de RBS. De toegepaste constructiematerialen met zijn dimensies en parameters worden behandeld en eventuele aannames hierin.

De derde paragraaf beschrijft de karakteristieken van de RBS, zoals de waterpeilen, de grondsamenstelling en de grondwaterstanden rondom de RBS en eventuele aannames.

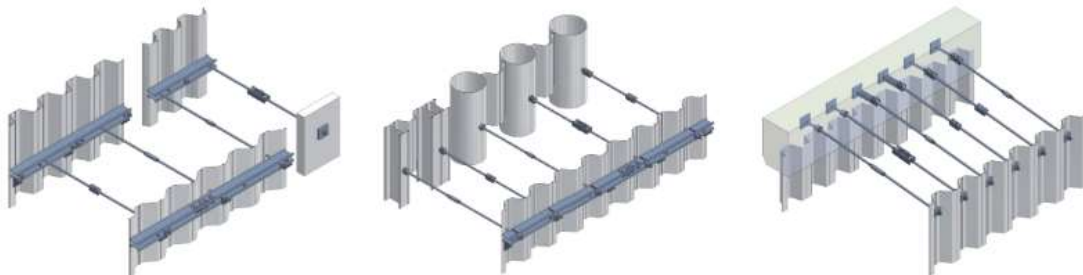
3.1.1 Algemene kenmerken van legankerconstructies

3.1.1.1 Functie en toepassingsgebied

Bij verticale grondkerende constructies met een grote kerende hoogtes zijn vaak ankers benodigd om de stabiliteit van de constructie te waarborgen. Legankers worden gebruikt voor zowel maritieme als geotechnische toepassingen, voor het realiseren van bijvoorbeeld:

- Kademuren
- Landhoofdconstructies
- Dammen
- (Tijdelijke) bouwkuipconstructies
- Vleugelwandconstructies
- Stabiliteitsconstructie in dijken

Een leganker is een horizontale verankering tussen de constructie (ankerwand/ankerschot) en een grondkerende wand. De kerende wand kan uitgevoerd worden in zowel hout, beton en staal. Bij staal wordt dit gedaan door gebruikt te maken van damwandprofielen (Centrum Ondergronds Bouwen, 2000).



Figuur 3.1: Principe legankerconstructie. Overgenomen van (Grand Piling, z.d.)

De krachten op de kerende wand worden via de verbinding met het anker, in de vorm van trekspanning in de ankerstang, overgedragen naar het anker. Het anker kan een tegenoverliggende wand of constructie zijn of een ankerschot, zoals te zien in Figuur 3.1. Ankerschotten zijn platen of wanden waaraan een ankerstaaf is bevestigd, het ankerschot bestaat doorgaans uit hout, beton of staal. Ankerschotten leveren een horizontale weerstand door een passieve korreldruk op te bouwen (Centrum Ondergronds Bouwen, 2000). Door integratie van een ankersysteem wordt de belasting op de kerende wand verminderd, waardoor de constructie haalbaar(der) en economisch voordeliger wordt (DYWIDAG Systems International, z.d.).

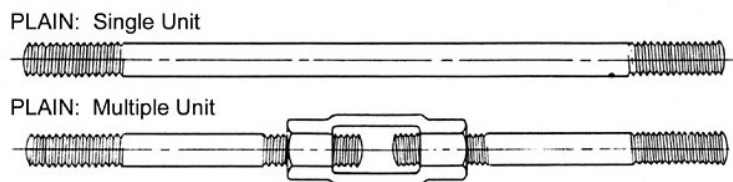
3.1.1.2 Onderdelen

Legankerconstructies komen voor in vele maten en er bestaat een grote variatie aan onderdelen om een ankersysteem te realiseren. In dit hoofdstuk wordt een algemene toelichting gegeven over verschillende onderdelen kenmerkend zijn voor een leganker, die zowel in Nederland als in andere landen worden toegepast.

Ankerstang

Trekstaven worden in twee vormen vervaardigd; rechte ronde stalen staven ('plain end tie rod's'), zie Figuur 3.2, en stalen staven met gesmede uiteinden ('upset end tie rod's'), zie Figuur 3.3, met over het algemeen een diameter van M36 tot M170 en een staalkwaliteit van S355 tot S700. (Jsteel, z.d.; Anker Schroeder, z.d.; DYWIDAG Systems International, z.d.; Anker Schroeder, 2015; ESCpile, z.d.). Om degradatie van de ankerstang te voorkomen (verminderen) kan deze voorzien worden van een corrosiebescherming.

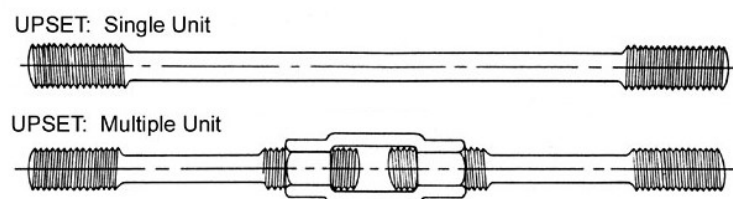
Trekstang zonder gesmede uiteinden (plain end tie rod's); zijn eenvoudige ankers die geschikt zijn voor kleine belastingen waarbij het (schroef)draad, op de uiteinden van de staaf, door middel van 'snijden' of 'rollen' wordt aangebracht. De gereduceerde kerndiameter van de draad in combinatie met het kerfeffect maakt dit het zwakste deel van het systeem.



Figuur 3.2: Plain end tie rod's. Overgenomen van (ACE Marine Rigging & Supply, z.d.)

Trekstang met gesmede uiteinden (upset forged end tie rods); anders dan bij traditioneel smeden waarbij het oorspronkelijke materiaal wordt verhit en gesmeed tot een kleinere afmeting, is 'upset forging' een proces waarbij het oorspronkelijke materiaal wordt vergroot in doorsnede, door de lengte van de staaf te verkorten.

Het uiteinde van de staaf, vergroot in doorsnede, wordt vervolgens gesneden of gerold voor het creëren van een schroefdraad. Dit zorgt ervoor dat de staaf-as (het onbewerkte deel van de staaf) de zwakste schakel is van de trekstang. Het voordeel hiervan is dat, in het ongelukkige geval van constructief falen, de as van de trekstang verlengt tot de maximale verlengingscapaciteit. Door het vloeien van de staaf wordt een 'waarschuwing' afgegeven alvorens het anker, en uiteindelijk de constructie, zal bezwijken.



Figuur 3.3: Upset forged end tie rod's. Overgenomen van (ACE Marine Rigging & Supply, z.d.)

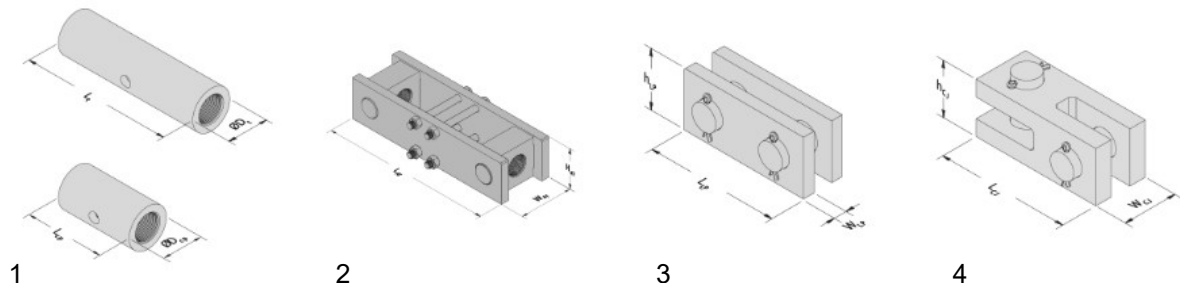
Hetzelfde smeedproces kan ook gebruikt worden om de uiteinden van de trekstang te vervormen tot een oog- of bolvorm, zie Figuur 3.4. De gesmede uiteindes van de staaf kunnen zowel gebruikt worden voor de verbinding van staven met de constructie/ankerwand als voor de verbinding van staven onderling.



Figuur 3.4: Gesmede oog- en bolvormige uiteinden trekstang. Overgenomen van (Anker Schroeder, z.d.)

Koppelingen en verbindingstukken

Trekstaven kunnen op elke transporteerbare lengte worden vervaardigd. Met behulp van koppelstukken, waarmee ankerstangen aan elkaar verbonden kunnen worden, kan de totale lengte van een leganker gevarieerd en/of vergroot worden. Daarnaast kunnen eventuele installatieafwijkingen gecorrigeerd worden met behulp van een koppeling. Er is een groot aantal mogelijkheden om koppelingen te maken tussen meerdere trekstangen. De meest voorkomende koppelingen en verbindingstukken worden kort toegelicht.



Figuur 3.5: Koppelingen en verbindingstukken. Aangepast overgenomen van (Anker Schroeder, z.d.)

Spanschroeven of koppelingen (zie afbeelding 1 op Figuur 3.5): zijn de meest gebruikte verbinding om de lengte van het legankersysteem te vergroten. Met een spanschroef kunnen ook lengteaanpassingen gerealiseerd worden.

(Verstelbare) scharnierende spannschroef (zie afbeelding 2 op Figuur 3.5): een scharnierende spanschroef kan zowel verstelbaar als niet verstelbaar worden uitgevoerd. Scharnierende spanschroeven worden gebruikt als mogelijk zetting op kan treden. Een verstelbare scharnierende spanschroef maakt het mogelijk om lengteaanpassingen van de trekstang aan één zijde te realiseren.

Koppelplaten (zie afbeelding 3 op Figuur 3.5): scharnierverbindingen in de vorm van koppelplaten worden vaak toegepast bij legankers met een grote totale lengte of bij mogelijke zetting van de ondergrond. Het standaard ontwerp bestaat uit twee trekstangen met oogvormige uiteinden, verbonden door middel van scharnierplaten en -pinnen, welke kunnen scharnieren in het verticale vlak. Het maken van een verbinding door middel van koppelplaten is het meest eenvoudige te realiseren in het werk (ESCpile, z.d.).

Kruiskoppeling (zie afbeelding 4 op Figuur 3.5): deze verbinding maakt het mogelijk om trekstangen met gesmede oog-vormige uiteinden te laten scharnieren in zowel het horizontale als het verticale vlak (Anker Schroeder, z.d.).

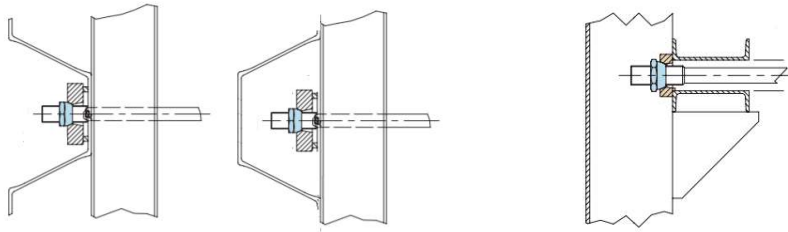
Verbindingen met constructie of ankerwand:

De legankerstangen kunnen op veel manieren verbonden zijn met de grondkerendeconstructie; afhankelijk van de gebruikte materialen en de condities 'in het werk'. Hieronder worden de meest voorkomende verbindingstypen toegelicht. In hoofdlijnen zijn er drie verbindingsgroepen te onderscheiden:

1. Verbindingen aan damwanden
2. Verbinding aan hoge modules wanden en betonwanden
3. Verbinding aan ankerschotten

1. Verbindingen aan damwanden: de meest voorkomende verbinding van een leganker aan een damwand is met behulp van een gording-systeem. De belastingen op de damwand worden overgebracht naar de trekstang door middel van de gordingen die over de hele lengte van de wand lopen (op de locaties waar de ankers bevestigd worden). Bij de kerende wand worden deze normaal aan de achterzijde van de wand geplaatst (dat wil zeggen de aardzijde) en bij de ankerwand de niet-dragende zijde. Voor het gordingsysteem worden meestal twee stalen U-profielen gebruikt. Het uiteinde van de ankerstang, uitgevoerd als schroefdraad, wordt met behulp van een moer op een lagerplaat bevestigd aan de gording (en damwand). Waarbij de verbinding zowel aan de binnen- als de buitenzijde van de damwand geplaatst kan worden.

In Figuur 3.6 is het principe weergegeven, met aan de rechterzijde een zijaanzicht- en aan de linkerzijde een bovenaanzicht-van de verbinding (Jsteel, z.d.).



Figuur 3.6: Ankerstang verbindingen aan damwanden. Aangepast overgenomen van (Jsteel, z.d.)

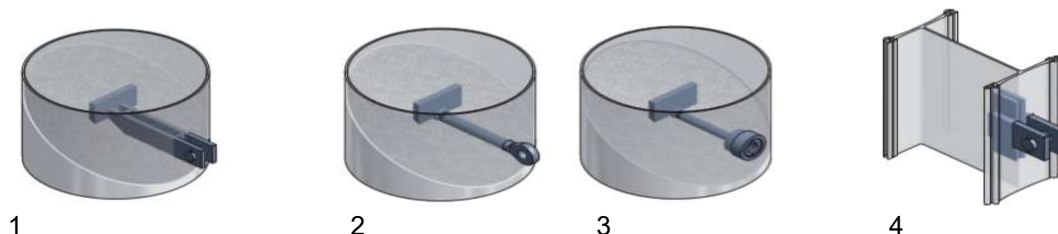
Het toepassen van een gording-systeem zorgt voor een verdeelde belastingoverdracht en extra verstijving en uitlijning van de damwandenrij, ten opzicht van een directe verbinding van de trekstangen met de damwand (DYWIDAG Systems International, z.d.).

2. Verbindingen aan hoge modules wanden en betonwanden: in tegenstelling tot een leganker verbonden aan een damwand, wordt bij de verbinding met hoge modules wanden of betonwanden geen gording-systeem gebruikt. De legankers worden direct aan de wand bevestigd door middel van de verschillende verbindingen. Afhankelijk van het type keerwand/ankerwand wat is toegepast, en de condities in het werk, kunnen globaal de volgende verbindingen worden gerealiseerd.

Afbeelding 1 van Figuur 3.7 toont een verbinding met een combiwand door middel van een ingestorte T-plaat. Een gefabriceerde T-plaat wordt in de buis geplaatst (omringd door beton of een ander opvulmiddel) om de krachten ter plaatse van de verbinding met de trekstang, als gevolg van de belasting op de wand, over te brengen naar het hart van de buis. Gesmede oog-vormige trekstangen worden via een pen bevestigd aan de T-verbinding, waardoor scharnieren van het leganker in het verticale richting mogelijk is.

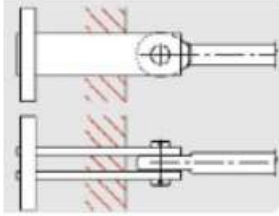
De verbinding van een leganker met een combi-wand met behulp van een gesmeed oog-vormig verbinding weergegeven op afbeelding 2 van Figuur 3.7. Een korte trekstang met een gesmeed oog-vormig uiteinde wordt in de buis ingegoten ten behoeve van de krachtsoverdracht zoals genoemd bij voorgaande verbinding. De trekstangen worden via verbindingsschakels aan het verbindingsschakel bevestigd, ook hierbij is het mogelijk om het leganker in het verticale vlak te laten scharnieren. Een variant op het oog-vormige verbindingsschakel is een korte trekstang met een 'bolvormig'-verbindingsschakel, weergegeven op afbeelding 3 van Figuur 3.7. Trekstangen met een gesmeed bolvormige uiteinde kunnen in het 'bolvormige'-verbindingsschakel worden geplaatst om zo scharnieren in zowel horizontale als verticale richting te realiseren.

Om een leganker te verbinden met een HZ-M-wand wordt gebruikt gemaakt van een in de fabriek gelaste trekplaat. De trekplaten worden aan weerszijden van de HZ-M-lijven geplaatst en door een uitgebrande sparing in de flens geplaatst. De krachten op de wand worden overgedragen van het overgangsstaal (in het HZ-M-profiel) naar de gesmede oog-vormige trekstangen via een penverbinding, waarbij scharnieren in het verticale vlak mogelijk is. Het principe van de verbinding is weergegeven op afbeelding 4 van Figuur 3.7.



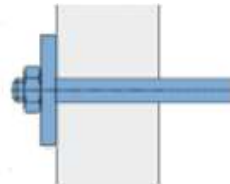
Figuur 3.7: Ankerstang verbindingen aan combiwanden en HZ-M wanden. Aangepast overgenomen van (Anker Schroeder, z.d.)

De verbinding van legankers met een betonnen wand gaat volgens hetzelfde principe als de verbinding met een hoge modules wand. Een T-plaat wordt ingestort in de betonnen wand, met voldoende inbedding om te voorkomen dat deze uit de betonnen wand wordt getrokken, zie Figuur 3.8. Het zichtbare uiteinde van de verbinding buiten de betonnen wand kan uitgevoerd worden volgens eerdergenoemde principes; oog-vorming, 'bol'-vormig of een penverbinding met een T-plaat (Jsteel, z.d.).



Figuur 3.8: Ankerstang verbinding ingestort in betonnen wand. Overgenomen van (Jsteel, z.d.)

3. Verbinding aan ankerschotten: ankerschotten worden vaak prefab aangeleverd op het werk, vanuit uitvoeringstechnisch oogpunt. Daarmee is het niet meer mogelijk de verbinding in te storten in het beton, maar moet deze op een andere manier bevestigd worden aan het ankerschot. Vaak wordt het uiteinde van de trekstang, voorzien van schroefdraad, aan de achterzijde van het schot vastgezet op een lagerplaat door middel van een moerverbinding (Jsteel, z.d.).



Figuur 3.9: Ankerstang verbinding aan betonnen ankerschot. Overgenomen van (Jsteel, z.d.)

3.1.2 Materialen en dimensionering van legankers en vleugelwandconstructies van de Roggebotsluis

Deze paragraaf omvat een deel van de casestudy van de RBS. In deze paragraaf zijn de materialen en dimensies van de legankerconstructies en vleugelwandconstructies beschouwd, bestaande uit de legankers aan de kerende wanden en ankerwanden. Deze zijn benodigd voor deelvraag 3 en 5.

Figuur 3.10 toont een verduidelijking van de situatie met veel voorkomende begrippen.



Figuur 3.10: Verduidelijking situatie. Aangepast overgenomen van (Google, 2019)

De werk lengtes en hoeken van de legankers, en de dimensies van de vleugelwandconstructie, zijn bepaald aan de hand van oude tekeningen die verwerkt zijn in een nieuwe tekening (zie bijlage B). Nadat dit gedaan was konden de exacte maten worden bepaald, deze zijn op de tabellen 1 en 2 in bijlage C te zien.

De dimensies zijn bepaald aan de hand van de volgende tekeningen (zie bijlage D, E en F), deze zijn afkomstig uit het archief van RWS:

- RWSMNN-1900-09300 Algemeen overzicht
- RWSMNN-1900-09320 Overzicht stalen damwanden
- RWSMNN-1900-09330 Stalen damwandschermen

3.1.2.1 Legankers

Het type leganker dat is toegepast bij de RBS bestaat uit een stalen trekstang met waarschijnlijk gerolde uiteinden of een oog-vormig uiteinde (upset-forged bij bevestiging aan betonwanden). C.J. heeft in het interview, zie bijlage H, bevestigd dat deze uiteinden vroeger veelvuldig zijn toegepast en deze naar alle waarschijnlijkheid ook zijn toegepast bij de RBS. De staalkwaliteit van de legankers staat niet vermeld op de beschikbare tekeningen in het RWS-archief, hiervoor moet een aanname gedaan worden. Na aanleiding van hetzelfde interview en de bespreking met het HBR wordt de aanname gedaan dat de staalkwaliteit St. 37-2 (nu S235) is, zie bijlage H en G. Het zou ook nog St.52-3 kunnen zijn (nu S355), maar dit werd vroeger minder toegepast. Welke staalkwaliteit is toegepast blijkt uit de proeven omschreven in deelvraag vier.

De ankers zijn naar alle waarschijnlijkheid voorzien van teer als corrosiebescherming, omdat zestig jaar geleden teer het gebruikelijke middel was voor deze toepassing (KIVI, 1938). Echter, er zijn geen ontwerpdocumenten die bevestigen dat er een teercoating bij de RBS is gebruikt. Zaak is dus om dit in het veld te controleren tijdens het testprotocol. Daarnaast werd er niet structureel een corrosietoeslag meegenomen in het ontwerp van de ankers, maar werd er een conservering toegepast om de levensduur te garanderen. Deze aannames zijn gedaan na aanleiding van een interview met M.R., zie bijlage I.

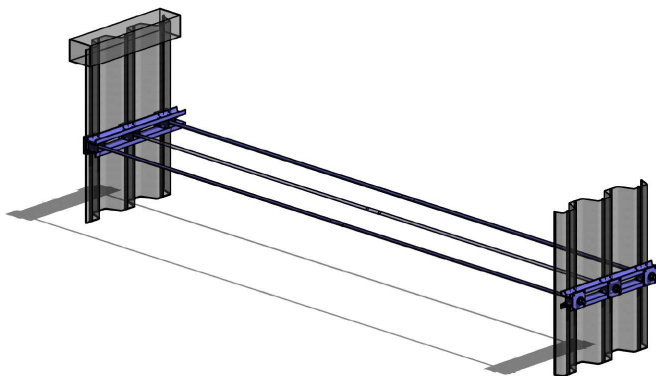
De toegepaste koppelingen/verbindingstukken, waarmee de ankerstangen aan elkaar kunnen worden verbonden, zijn eveneens niet te vinden op de tekeningen van RWS. Toch wordt er verondersteld dat er wel koppelstukken zijn gebruikt omdat eventuele afwijkingen in plaatsing van de damwanden tijdens de uitvoering te kunnen corrigeren. Er wordt verondersteld dat er koppelstukken zijn gebruikt, omdat de lengte van de legankers dusdanig groot is, dat montage en vervoer vaak niet mogelijk zonder gebruik te maken van koppel/verbindingstukken werd gewerkt met koppelstukken.

Er zijn drie verschillende verankeringsmethoden gebruikt bij de RBS, deze worden verder uitgewerkt in deze paragraaf. Hieronder zijn de principes opgesomd:

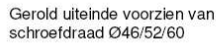
- Principe verankering kerende wand-ankerwand
- Principe verankering damwand-betonnen muur
- Principe verankering damwand-betonnen ankerschot

Principe verankering kerende wand-ankerwand

Het meest voorkomende principe is de kerende wand-ankerwand verankering, deze is te zien in Figuur 3.11 en Figuur 3.12. De kerende wand keert een bepaalde hoogte grond en de ankerwand is aan weerszijden ingebed in een zandpakket. Hiertussen bevindt zich het leganker.



Figuur 3.11: Principe verankering kerende wand-ankerwand (waterzijde links)



Principe verankering damwand-betonnen muur

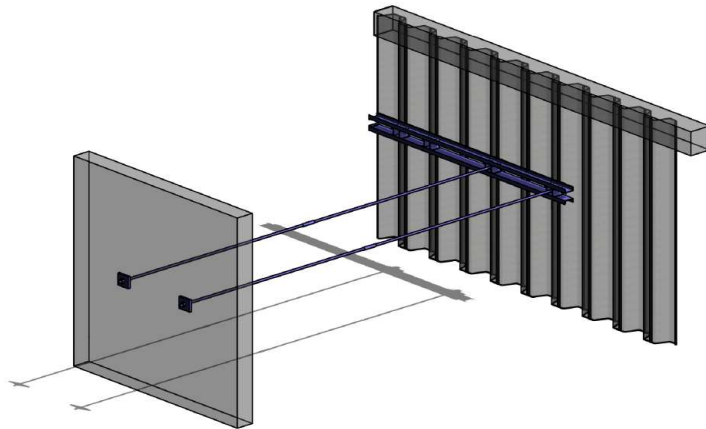
Deuvel tbv stalen platen 100/19
 Ankerplaat 500/500 t=30mm
 Stalen platen 100/350 t=19mm
 Gesmeed oogvormig uiteinde t=34mm
 Deuvel tbv scharnier
 Splitpennen
 Trekstang Ø44/50/57
 Verbindingsstuk
 Trekstang Ø44/50/57
 Gerolde uiteinde voorzien van schroefdraad Ø46/52/60
 Lagerplaat 310/310 t=35mm. Voetjes t=27mm
 Bolvormige moer M46/52/60
 Moer M46/52/60

Gerolde uiteinden diameters
 Ø44 -> Ø46
 Ø50 -> Ø52
 Ø57 -> Ø60
 Trekstang diameters

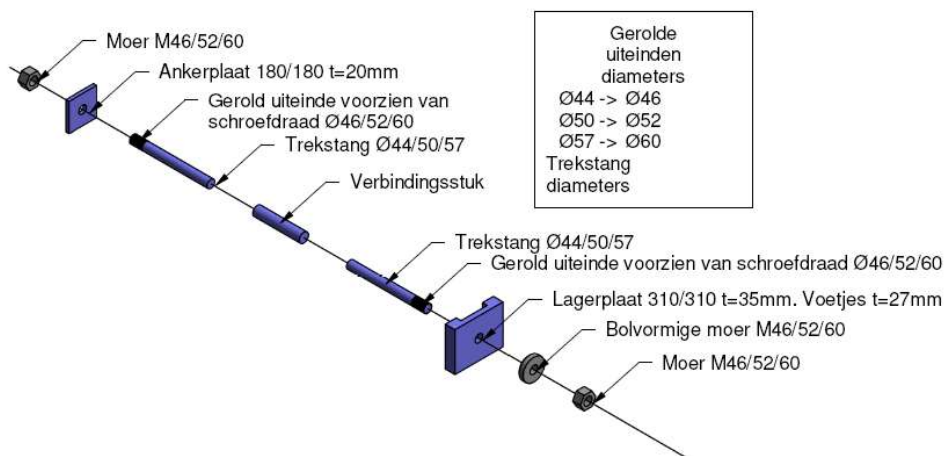
Afstudeerrapport | Simon Broekhuis & Lenthe Leene

Principe verankering damwand-betonnen ankerschot

Op Figuur 3.15 en Figuur 3.16 is het principe van de verankering damwand-betonnen ankerschot te zien. Dit principe heeft geen bolvormige moer (ook wel cilindrische moer) achter de ankerplaat maar enkel een gewone moer. Het verankeringsplaatje achter het schot is 180/180 t=20mm. De exacte maten van het ankerschot zelf staan niet vermeld op de beschikbare tekeningen in het archief van RWS.



Figuur 3.15: Principe verankering damwand-betonnen ankerschot (waterzijde rechts)

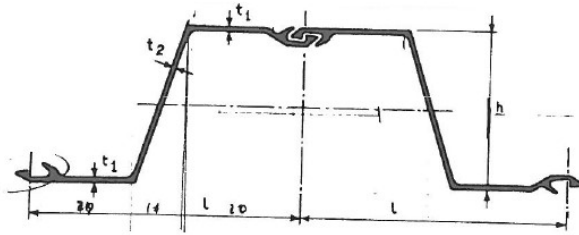


Figuur 3.16: Exploded view verankering damwand-betonnen ankerschot

3.1.2.2 Damwanden

De damwandschermen bestaan allemaal uit de types Belval BZ I.R & Belval BZ II.R, te zien op Figuur 3.17. De staalkwaliteit van de damwandplanken is niet bekend. Een aanname hiervoor wordt gedaan op basis van interviews met C.J. en het interview met HBR. Hierin werd aangegeven dat de staalkwaliteit waarschijnlijk ST37-2 is. In deelvraag 4 wordt deze aanname geverifieerd.

Alleen de damwandschermen waar ankers in bevestigd zijn worden beschouwd en zijn weergegeven op de tekening in bijlage B. De dimensionering van het damwandsysteem op het horizontale en verticale vlak en de inpassing van de ankers en gordingen zijn te zien op tekening in bijlagen D, E, F en K. De productspecificaties van de damwanden zijn te zien in bijlage C, tabel 1.



Figuur 3.17: Belval BZ damwand. Overgenomen van (Trade Arbed, z.d.)

De damwanden van de RBS zijn, volgens de verkregen tekeningen, niet voorzien van een actieve- en/of passieve kathodische bescherming. Wel is er destijds een bepaalde coating aangebracht, wat voor coating is niet te herleiden van de verkregen tekeningen. Ook is niet te herleiden hoe vaak de verschillende constructieonderdelen opnieuw gecoat zijn. Op Figuur 3.18 is de vleugelwandconstructie ter plaatse van het binnenhoofd te zien. Op dit figuur zijn duidelijk corrosie en een witte coating zichtbaar.

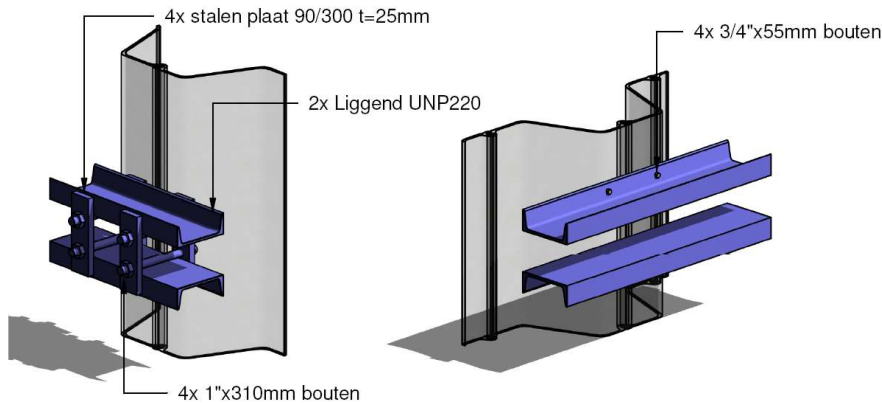


Figuur 3.18: Foto van de vleugelwandconstructie ter plaatse van het binnenhoofd westzijde van de RBS

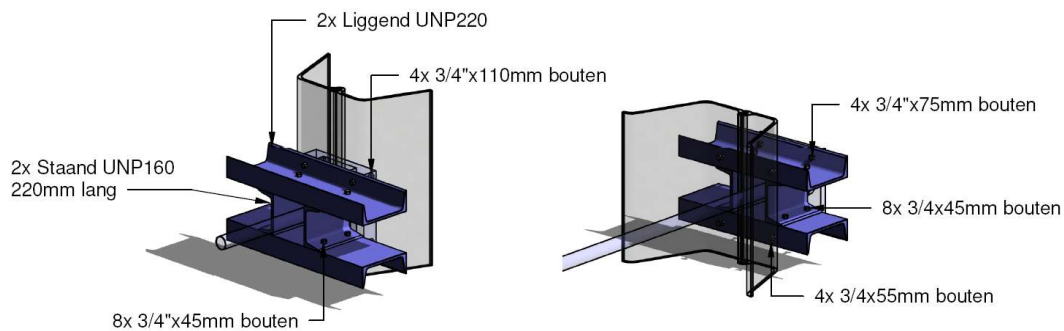
3.1.2.3 Gordingen

De stalen gordingen bestaan uit UNP220's verbonden met UNP160's t.b.v. het ophangen van de UNP220's. Hierbij wordt de aanname gedaan dat de staalkwaliteit van de gordingen overeenkomt met de staalkwaliteit van de damwanden. Bij het binnenhoofd ligt de as van de gordingconstructie op +0.200 NAP, bij het buitenhoofd op +0.100 NAP

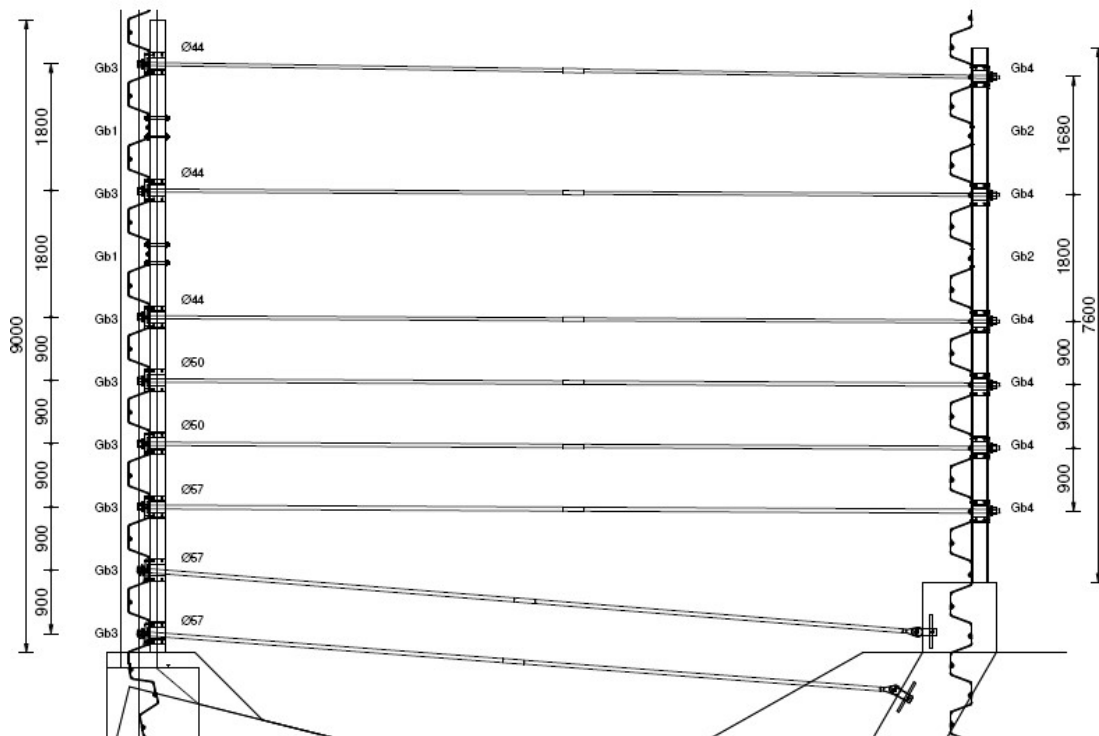
De gordingbevestigingen bestaan uit kleine boutverbindingen (Gb2, 3 en 4) en grote boutverbindingen van platen en staven (Gb1). Op Figuur 3.19 en Figuur 3.20 zijn de verschillende typen verbindingen te zien. Na aanleiding van het interview met C.J. wordt ook voor deze bevestigingen aangenomen dat ze bestaan uit de staalkwaliteit St.37-2. Op Figuur 3.21 en Figuur 3.22 zijn de gordingbevestigingen per locatie te zien.



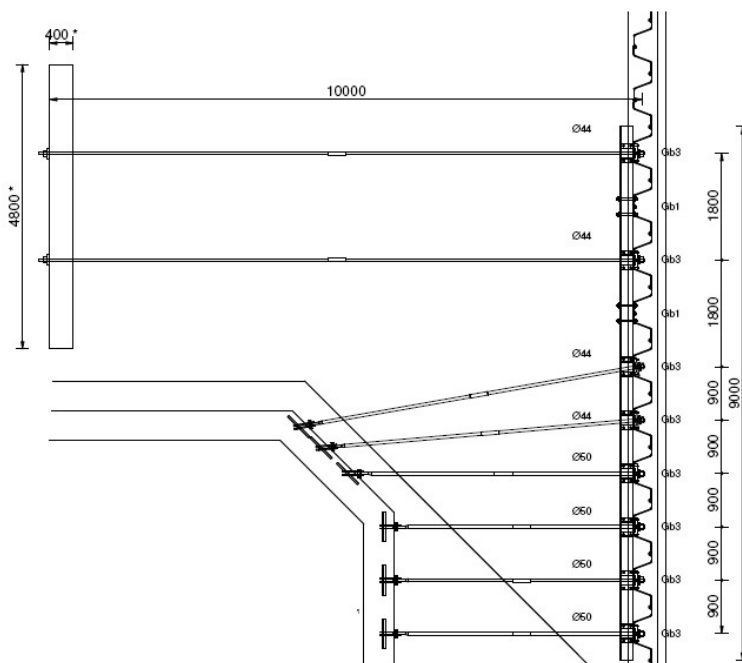
Figuur 3.19: Gordingbevestigingen 1 en 2 (Gb1 en Gb2)



Figuur 3.20: Gordingbevestigingen 3 en 4 (Gb3 en Gb4)



Figuur 3.21: Buitenhoofd oostzijde met gordingbevestigingen. Aangepast overgenomen van (Rijkswaterstaat *2, z.d.)



Figuur 3.22: Binnenhoofd oostzijde met gordingbevestigingen. Aangepast overgenomen van (Rijkswaterstaat *2, z.d.)

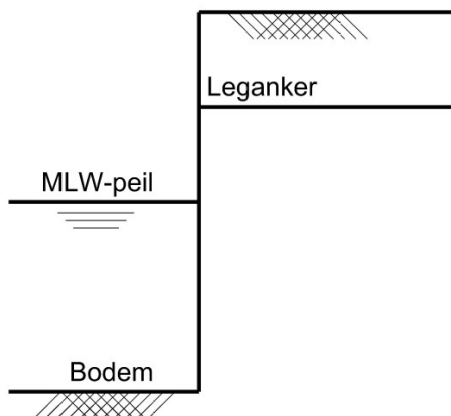
3.1.3 Karakteristieken van de Roggebotsluis

In deze paragraaf zijn de karakteristieken van de situatie rondom de RBS uiteengezet. Eerst zijn de maatgevende waterpeilen bepaald, vervolgens de grondsamenstellingen en daarna de grondwaterstanden. Deze informatie is nodig voor de berekeningen van deelvraag 3.

3.1.3.1 Waterpeilen

De ontwerpwaterstanden van de RBS zijn niet terug te vinden in het RWS archief. Hiervoor worden aannamen gedaan, deze worden gebaseerd op het hydraulische randvoorwaarden document van de Reevesluis (Ramon de Groot, 2017), zie Figuur 3.24. Deze peilen zijn op hun beurt gebaseerd op peilen van fase 2 uit het technisch ontwerp document van de planstudie IJsseldelta-Zuid (Lammeren, Bos, & Mies, 2012) zie Figuur 3.25. In deze fase is de RBS verwijderd en de Reevesluis gebouwd. In de MLW-peilbepalingen is afwaaiing door storm de maatgevende factor. De Reevesluis vervangt de RBS die geamoveerd gaat worden, dat maakt het hydraulisch rapport representatief voor de MLW-peilen. De locatie van de nieuwe te bouwen Reevesluis is op een andere plek dan de RBS, daarom dienen de MLW-peilen aangepast overgenomen te worden. De gevonden MLW-peilen zullen, na correctie met een grotere of kleinere afwaaiing, ongeveer hetzelfde zijn als die van zeventig jaar geleden, omdat de wateroppervlakken naar alle waarschijnlijkheid even groot zijn en ongeveer gelijk van vorm zijn, zie Tabel 1. Er zit wel een verschil in de overschrijdingskansen. De gevonden MLW-peilen kennen, door toepassing van de huidige normering, een overschrijdingskans per jaar van 1/2000 jaar en 1/4000 jaar. Naar alle waarschijnlijkheid zijn de ontwerppeilen van de RBS bepaald aan de hand van MLW-peilen met een overschrijdingskans van 1/100 jaar. De aangenomen Reevesluis MLW-peilen zijn dus conservatief, m.b.t. het ontwerp van de legankerconstructies, t.o.v. de 1/100 jaar RBS peilen die vroeger zijn gebruikt. Omdat de exact gebruikte ontwerppeilen van de RBS niet te vinden zijn in het archief van RWS zijn en de gevonden waarden van de Reevesluis naar alle waarschijnlijkheid niet substantieel zullen verschillen van de RBS peilen (ook al is de overschrijdingskans per jaar anders) worden deze peilen aangenomen voor de RBS.

Het ontwerp van de legankerconstructies kent een maatgevende belastings-situatie. Logischerwijs kan er beredeneerd worden dat de ankers het zwaarst worden belast wanneer er een hoge mogelijke druk aan de achterkant (grondzijde) van de damwand drukt en een zo laag mogelijke tegendruk aan de voorkant (waterzijde) van de damwand, zie ook Figuur 3.23.



Figuur 3.23: Maatgevende belastingsituatie

Deelproduct 2 tabel 6.2 : Maatgevende waterstanden				
(m NAP)	Vossemeer	Drontermeer		(m NAP)
MHW (1/4000)	3,64	-1,87	MLW (1/4000)	
MLW (1/2000)	-0,94	2,15	MHW (1/2000)	

In deze waterstanden is (conform Deelproduct 9 tabel 6.5) 0,1 m peilstijging op het Vossemeer (IJsselmeer) meegenomen.

Figuur 3.24: MLW rondom de Reevesluis. Overgenomen van (Ramon de Groot, 2017)

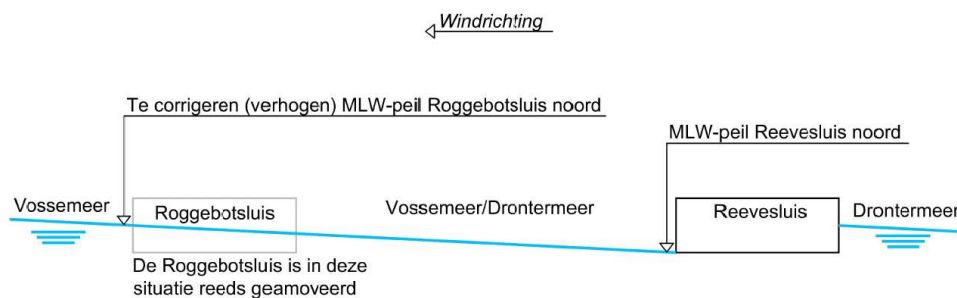
Reeve	fase 1 (2025)			fase 2 (2050)		
	Noord: Vossemeer/ Bypass	Zuid: Drontermeer	verval	Noord: Vossemeer/ bypass	Zuid: Drontermeer	verval
dagelijks / schutpeilen	-0,40	0,55	-0,95	-0,90	0,55	-1,45
	0,35	-0,50	0,85	1,50	-0,50	2,00
storm zuid hoog	-1,65	2,15	-3,80	-0,94	2,15	-3,09
storm noord hoog	-0,06	-1,87	1,81	3,64	-1,87	5,51
inzet bypass	1,85	-0,50	2,35	3,62	-0,50	4,12

Figuur 3.25: Ontwerpwaterstanden (in m t.o.v. NAP) rondom de Reevesluis. Aangepast overgenomen van (Lammeren, Bos, & Mies, 2012)

Vergelijking en correctie van MLW-peilen RS naar MLW-peilen RBS

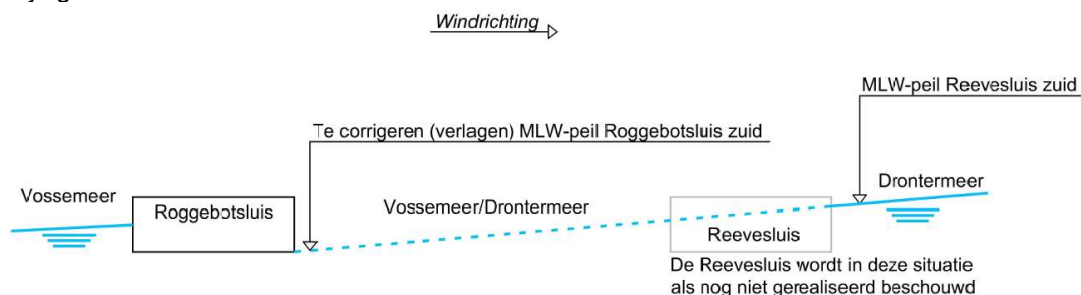
Voordat de gevonden MLW-peilen overgenomen kunnen worden moet er beschouwd worden in hoeverre deze representatief zijn voor de RBS-peilen.

Het MLW-peil rond het buitenhoofd aan de kant van het Vossemeer is gesteld op -0,940 NAP 1/2000 jaar. Dit is echter met 10 cm pijlofzet van het IJsselmeer, voor de ankerberekeningen wordt deze peilopzet niet meegenomen wat zorgt voor een conservatieve aanname. Figuur 3.26 laat de situatie zien bij optreden van het MLW-peil wanneer de RBS is verwijderd en het nieuw berekende MLW-peil na correctie met de afwaaiing door een kortere strijklengte, zie bijlage J.



Figuur 3.26: MLW noord van de RS en noord van de RBS

Het MLW-peil rond het binnenhoofd aan de kant van het Drontermeer is gesteld op -1,870 NAP 1/4000 jaar. Het optredende MLW-peil doet zich voor wanneer de strijklengte verkort is, d.w.z. de sluis is zuidelijk geamoveerd wat zorgt voor een grotere strijklengte op het Vossemeer en een kleinere strijklengte op het Drontermeer. De kortere strijklengte op het Drontermeer zorgt voor minder peilverlaging door afwaaiing op het Drontermeer. Het MLW-peil van -1,870 NAP is dus progressief t.o.v. de RBS en wordt gecorrigeerd met de afwaaiing door een langere strijklengte, zie Figuur 3.27 en bijlage J.



Figuur 3.27: MLW zuid van de RS

	Noord (m t.o.v. NAP)	Zuid (m t.o.v. NAP)
Reevesluis (gevonden MLW-peilen)	-1,040	-1,870
Roggebotsluis (met afwaaiing gecorrigeerde MLW-peilen)	-0,995	-2,131

Tabel 1: MLW-peilen. Peilen t.o.v. NAP Reevesluis peilen overgenomen van (Ramon de Groot, 2017)

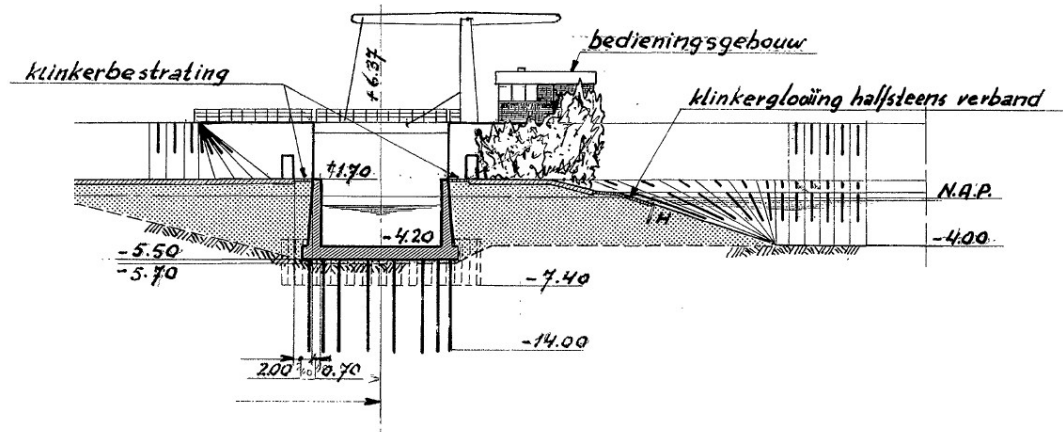
3.1.3.2 Grondsamenstellingen

Voor het onderzoek is het van belang om te weten hoe de bodem opbouw eruitziet. De vleugelwanden halen hun stabiliteit namelijk uit het grondlichaam waarin ze geplaatst zijn.

De natuurlijke grondsamenstelling bij de RBS bestaat voornamelijk uit zand van de categorie zeer fijn zand tot grof zand met grind. In totaal zijn er drie sonderingen/boringen terug gevonden in het archief van RWS, waarop de grondsamenstelling gebaseerd wordt. Voor de bodemopbouw, sonderingen en boringen zie bijlage K.

De waterbodemoogte voor en na de vleugelwandconstructie is vermeld op tekening RWSMNN-1900-09300, zie bijlage D.

De bouw van de sluis is in den droge uitgevoerd (op de bodem van de toenmalige Zuiderzee). Rondom de bouwplaats was een ringdijk gerealiseerd en vervolgens was de bouwplaats droog gezet. Na de bouw van de sluis is het omliggende terrein opgevuld met grond. De grondaanvulling, bestaand uit zand, aan weerszijden van de doorsnede van de sluis begint op -4,000 NAP, zoals op Figuur 3.28 te zien is, tot aan bovenkant maaiveld. Er is geen classificatie van het aanvulzand gegeven, de aanname hiervoor is dat het gaat om los tot matig gepakt zand.



VERKLARING

Bij de profielen

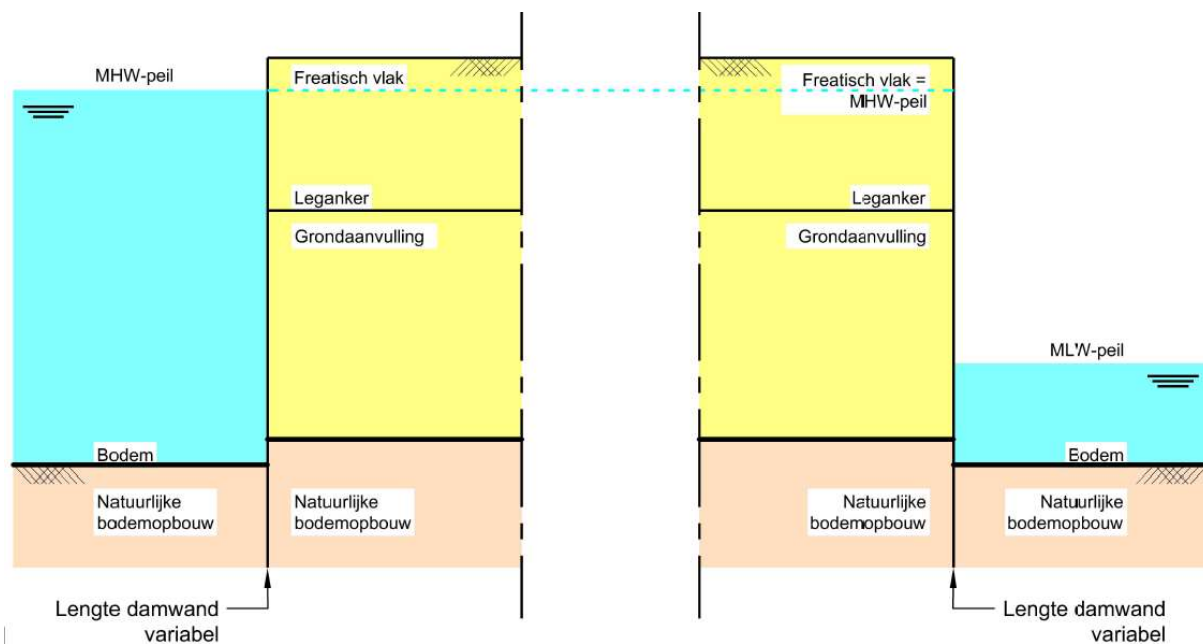
-  Betonwerk
-  Klinkerbestrating en glooïng
-  Basaltbezetting
-  Keibekleding dik 30cm
-  Keileem
-  Zand

Figuur 3.28: Zandaanvulling. Overgenomen van (Rijkswaterstaat *4, z.d.)

3.1.3.3 Grondwaterstanden

Het ontbreken van de ontwerpberekening van de RBS zorgt ervoor dat er aannames gedaan moeten worden voor de maatgevende grondwaterstanden (voor het ontwerp van de ankerconstructie). Het is niet meer mogelijk de precieze ontwerpgedachtengangen, met betrekking tot de grondwaterstanden rond 1950, te achterhalen. Dit komt veelal doordat ontwerpuitgangspunten niet landelijk waren vastgelegd en per project konden verschillen (CURNET, 2008). Daarnaast is veel ontwerpdocumentatie in de loop van de tijd verloren gegaan. Om toch aannames te kunnen doen is een interview gehouden met M.R. (zie bijlage I), vanwege zijn ervaring in de waterbouw is hij in staat om een benadering te geven over de meest waarschijnlijke ontwerpgedachtengangen van vroeger.

De 1^e aanname is dat het freatisch vlak min of meer gelijk is aan het MHW-peil. Vervolgens wordt er een 2^e aanname gedaan die stelt dat het freatische vlak horizontaal blijft lopen tot aan de laagwaterzijde van de sluis. Hierbij wordt er vanuit gegaan dat aan de laagwaterzijde een MLW-peil optreedt als gevolg van afwaaiing. Het principe is zien in Figuur 3.29, waarop de vleugelwandconstructie van beide sluishoofden is geschematiseerd met daartussen het grondwaterverloop (weergegeven als stippellijn).



Figuur 3.29: Maatgevende situatie grondwaterpeil

Deze aanname geeft de maatgevende situatie weer van een MLW-peil voor de damwand in combinatie met een hoog freatisch vlak, net zo hoog als het MHW-peil, achter de damwand. Dit zorgt voor de grootste belasting van de damwanden en de legankers.

Deze aanname is conservatief omdat de kans van optreden van de ondergenoemde verschijnselen klein is:

- Snelle verandering van de windrichting waardoor na ontstaan van MHW-peil aan de ene zijde, een MLW-peil optreedt aan de andere zijde;
- Het niet dalen van het freatische vlak, door infiltratie in de grond;
- Het niet dalen van het freatische vlak door het doorsijpelen van water door de damwand;
- Horizontaal verloop van het freatische vlak tot aan de laagwaterzijde;

Toch wordt deze aanname als gegrond beschouwd worden, omdat er vroeger meer onzekerheid was met betrekking tot grond mechanische gedragingen en de impact van belastingen op sterkte-eigenschappen van de constructie. Aannames werden vroeger gedaan op basis van schematisaties van de optredende belastingssituaties waarbij men de neiging had aan de 'veilige kant' te gaan zitten, vanwege de onzekerheden in het ontwerp; het materiaal en de beschikbare statische informatie, om zo de constructieve veiligheid van een constructie(deel) toch te kunnen waarborgen.

3.2 Ontwerpnormen voor een legankerconstructie, van zeventig jaar geleden en van nu

Deze deelvraag gaat in op de ontwerpnormen van zeventig jaar geleden en de huidige normen voor het ontwerp van legankerconstructies. In feite is deze deelvraag een voorbereiding voor deelvraag 3 waarin de gevonden ontwerpnormen van deze deelvraag uitgewerkt worden.

De eerste paragraaf gaat over de invloed van het veiligheidsniveau. Hoe ging men daar vroeger mee om en hoe nu? De tweede en derde paragraaf gaan over de ontwerpnormen en rekenmethodes zoals men die vroeger toepaste en nu.

3.2.1 Veiligheidsniveau van de zeventig jaar oude en nieuwe normen

Van een constructie wordt verlangd dat deze gedurende de ontwerplevensduur bestand is tegen de (maximale) belastingen die op erop kunnen werken. Hierbij moet rekening gehouden worden met periodiek onderhoud zonder ingrijpende herstelwerkzaamheden. De constructie dient voldoende sterk, stijf en stabiel te zijn om weerstand te bieden tegen de belasting die erop uitgeoefend kan worden, zodat falen van de constructie (of een constructie deel) niet optreedt of de kans hierop aanvaardbaar klein is. Het veiligheidsniveau van een kunstwerk bepaalt de mate van constructieve 'betrouwbaarheid' (CURNET, 2008). In deze paragraaf is het veiligheidsniveau volgens de huidige normen worden toegelicht en daarnaast het veiligheidsniveau zoals dit zeventig jaar geleden werd toegepast. Ook is beschreven wat de invloed hiervan is op het constructieve ontwerp (van een legankerconstructie).

3.2.1.1 Huidige benadering veiligheidsniveau

Achtergrond huidige veiligheidsfilosofie

Het beoordelen van de constructieve veiligheid van een kunstwerk (nieuw of bestaand) gebeurt op basis van een vergelijking tussen de belastingen op en de sterkte van een constructie(deel). Hierbij geldt dat de faalkans voldoende klein moet zijn gedurende de (rest)levensduur van de constructie. Het veiligheidsniveau van een constructie(deel) kan theoretisch bepaald worden door vaststellen van de kans op falen gedurende een bepaalde tijdsduur. Voor de kans op bezwijken wordt tegenwoordig gebruik gemaakt van de betrouwbaarheidsindex β , welke direct gerelateerd is aan een bepaalde kans op bezwijken P_f van een constructie of een deel van de constructie. De betrouwbaarheidsindex correspondeert met het minimale veiligheidsniveau zoals wettelijk voorgeschreven in de Waterwet en het Bouwbesluit. De mate van veiligheid (de grote van β) hangt af van de gevolgen bij overschrijding van de kans op falen van de constructie (Bles, Breedevelde, & Peelen, 2015) (TNO, 2012).

Het verband tussen β en P_f is weergegeven in Figuur 3.30.

P_f	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}
β	1,28	2,32	3,09	3,72	4,27	4,75	5,20

Figuur 3.30: Verband tussen de faalkans en de betrouwbaarheidsindex. Aangepast overgenomen van (NEN-EN, 2011)

De relatie tussen β_{nodig} en $P_{f,\text{levensduur}}$ is:

$$P_{f,\text{levensduur}} = \Phi(-\beta_{\text{nodig}})$$

waarin:

Φ = kansverdelingsfunctie voor de standaard normale verdeling (TAW, 2004).

Faalkans

De NEN-EN 1990 eist dat elke constructie wordt getoetst aan grenstoestanden. Om te toetsen of een constructie een grenstoestand zal overschrijden wordt de faalkans (P_f), uitgedrukt in β , van een constructie beschouwd. De faalkans is de kans dat een constructie faalt ofwel een bepaalde grenstoestand overschrijdt, waardoor een bepaald faalmechanisme optreedt. Een faalmechanisme kan zowel een bezwijk- als een vervormingsmechanisme zijn.

Tegengesteld aan de faalkans P_f is de overlevingskans P_s ; het niet vervormen of bezwijken van de constructie of een constructie deel. Volgens de kansberekening is de som van de constructieve overlevings- en de faalkans gelijk aan één. De overlevingskans van een constructie, ook wel de 'betrouwbaarheid' genoemd, is (KIVI, 2014):

$$P_s = 1 - P_f$$

Om de constructieve betrouwbaarheid te behalen dient de berekende faalkans voor een constructie(deel) kleiner of gelijk te zijn dan de van te voren vastgestelde streefwaarde van de faalkans P_0 .

Methoden voor toepassing huidige veiligheidsbenadering

Gebruikelijk voor het constructieve vakgebied is het onderscheid in vier niveaus waarop de betrouwbaarheidsanalyse van een constructief ontwerp kan worden uitgevoerd. Met de betrouwbaarheidsanalyse wordt de kans op overschrijding van de grenstoestand(en) ofwel falen gecontroleerd. De volgende vier niveaus kunnen onderscheiden worden (CURNET, 2008):

Niveau 0: aanpak vroeger (tot circa 1985)

Een deterministische aanpak waarbij een bepaalde vaste waarde werd gehanteerd voor de belasting en sterkte en een 'overall' veiligheidsfactor werd toegepast. De waarde van de 'overall' factor ontstond over het algemeen per deelsector (dijken, weg- en waterbouw, bouwconstructies etc.) gebaseerd op de ervaringen uit de praktijk, en werd in meer of mindere mate overeengekomen en vastgelegd binnen de sector.

Niveau I: huidige ontwerpmethode

Een semi-probabilistische aanpak op basis van representatieve (veelal karakteristieke) waarden voor de belasting en sterkte. Om te voldoen aan de benodigde betrouwbaarheidsindex β wordt gebruik gemaakt van partiële veiligheidsfactoren, waarvan de groottes deels op uitkomsten van een niveau II analyse zijn gebaseerd. De constructie (of het constructiedeel) geldt als voldoende veilig als er geen falen optreedt op basis van de gestelde rekenwaarden (karakteristieke waarden gecorrigeerd met de partiële factoren).

Niveau II: eerste orde- betrouwbaarheidsmethode

Een probabilistische benadering waarin bepaalde vereenvoudigingen zijn aangebracht, zoals aannames over de kansverdeling van de verschillende relevante grootheden (sterkte, belasting). Vanwege de complexiteit van deze methode is het vaak te omslachtig deze toe te passen op alle ontwerpen. Hoewel er tegenwoordig voor een aantal constructies manieren zijn om een berekening volgens deze methode relatief snel uit te voeren, is het aan te raden 'eenvoudige' constructies te toetsen op basis van niveau I.

Niveau III:

Een volledig probabilistische analyse op basis van de wiskundige modellen van de werkelijkheid, waarin de kansdichtheidsfuncties van de relevante grootheden worden beschouwd (sterkte, belasting), om zo de faalkans van een constructie(deel) te bepalen (voor een bepaalde grenstoestand). Bij een probabilistische analyse wordt expliciet rekening gehouden met de onzekerheden in de belastingen, materiaal eigenschappen en de schematisering volgens de gebruikte rekenmodellen. Voor een constructie met een groot aantal variabelen is deze wiskundige manier van berekenen een erg complexe en rekenintensieve methode.

De huidige ontwerpnormen (Eurocodes) zijn grotendeels gebaseerd op de semi-probabilistische aanpak volgens de methode van niveau I. De Eurocode biedt ook de mogelijkheid tot een aanpak volgens de probabilistische methode, toch ziet men vaak dat deze aanpak in de praktijk niet direct gebruikt wordt vanwege de bewerkelijkheid en de hiervoor benodigde kennis. Omdat het ontwerpen van een legankerconstructie relatief eenvoudig is volstaat het om de betrouwbaarheidsanalyse uit te voeren op niveau I.

Aanpak veiligheidsbenadering

De aanpak, volgens methode I, om het gewenste veiligheidsniveau voor een constructie te bepalen wordt gedaan door het vaststellen van de juiste keuze van de volgende grootheden:

- de gevolgklasse waarbinnen de constructie valt;
- de voorgeschreven karakteristieke belasting;
- de voorgeschreven belastingfactoren γ_F en combinatiefactoren ψ ;
- de voorgeschreven materiaalfactoren γ_M ;
- de genormeerde rekenregels en materiaaleigenschappen.

De belasting- en materiaalfactoren worden voorafgaand aan het ontwerp zo gekozen dat daarmee het beoogde veiligheidsniveau wordt gehaald (uitgedrukt in β) dat hoort bij een bepaalde gevolgklasse (TNO, 2012). De waarde van β is in het geval van een aanpak volgens methode I geen fysieke waarde welke verwerkt is in de berekeningen, maar een vereiste waaraan voldaan wordt door bovenstaande aanpak te volgen. Enkele van de bovenstaande grootheden en de uitwerking hiervan voor legankerconstructies worden hieronder verder toegelicht.

Betrouwbaarheids- (Reliability Class RC) en gevolgklassen (Consequence Class CC)

Voor het ontwerp van een (geotechnische constructie) moet worden vastgesteld welke mate van veiligheid van toepassing is. Volgens de norm NEN-EN 1990 dient de constructie ingedeeld te worden in een bepaalde veiligheidsklasse of betrouwbaarheidsklasse. Hierin wordt de mate van de vereiste veiligheid (de betrouwbaarheidsindex β) aangegeven, afhankelijk van het risico en de gevolgschade bij falen van de constructie, zie Figuur 3.31. De betrouwbaarheidsklassen RC1, RC2 en RC3 zijn direct gerelateerd aan de gevolgklassen CC1, CC2 en CC3.

Gevolgklasse CC	Omschrijving
CC3	Grote gevolgen ten aanzien van het verlies van mensenlevens, of zeer grote economische gevolgen, sociale gevolgen of gevolgen voor de omgeving.
CC2	Middelmatige gevolgen ten aanzien van het verlies van mensenlevens, aanzienlijke economische gevolgen, sociale gevolgen of gevolgen voor de omgeving.
CC1	Geringe gevolgen ten aanzien van het verlies van mensenlevens, of kleine of verwaarloosbare economische gevolgen, sociale gevolgen of gevolgen voor de omgeving.

Figuur 3.31: Definitie van de gevolgklassen. Aangepast overgenomen van (NEN-EN, 2011)

Voor de beschouwing van de legankerconstructies, waarvoor dit rapport van toepassing is, wordt CC2 aangehouden, omdat de meeste (leg)ankerconstructies in beheer van RWS in deze gevolgklasse vallen. Een voorbeeld hiervan zijn de legankers van de RBS, beschouwd in deelvraag 1. Vanwege de locatie van de RBS in een primaire waterkering (Rijkswaterstaat, 2009) dient het kunstwerk volgens de Richtlijn Ontwerp Kunstwerken (ROK) geclassificeerd te zijn als CC3. Echter bij falen van de legankers, en daarmee de grondkerende constructie, zal de functie van de sluis als 'primaire kering' niet verloren gaan, omdat de betonconstructie (met daarin de keermiddelen) zal blijven functioneren. Daarnaast heeft het dijklichaam naast de sluis voldoende breedte, bij het bezwijken van een deel ervan (als gevolg van het falen van de grondkerende constructie), om zijn functie te blijven vervullen. Volgens de NEN-EN 1990 mag de betrouwbaarheid van een bepaalde constructie zijn vastgelegd op één of beide van de onderstaande manieren:

- classificatie van de constructie als geheel
- classificatie van haar onderdelen

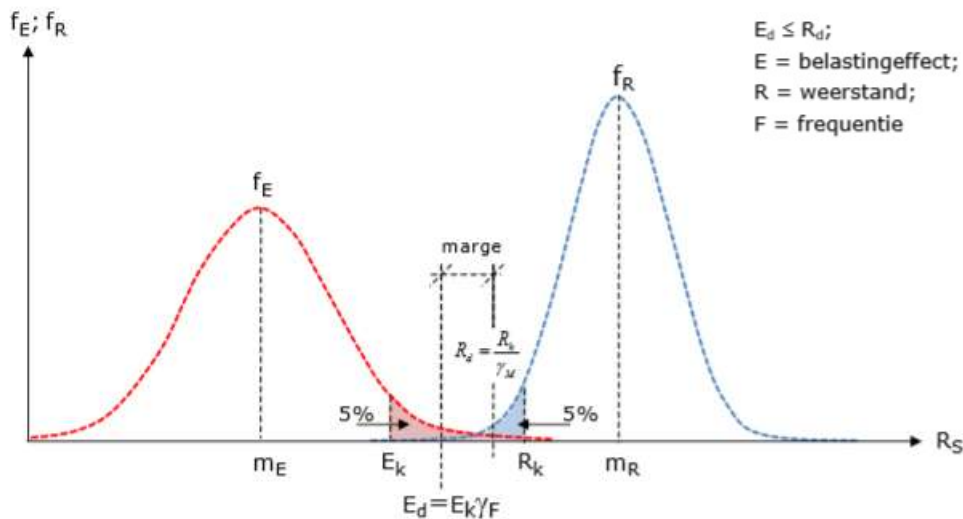
Voor de RBS is dus onderstaande regel van de NEN-EN 1990 van toepassing. Vanwege de niet primaire functie van de legankerconstructie is het voldoende om een veiligheidsniveau volgens CC2 te hanteren. De betrouwbaarheidsindex β heeft voor een constructie(deel) in RC2 een waarde van 3,8, bij een referentieperiode van vijftig jaar, zie Figuur 3.32.

Betrouwbaarheids- klasse RC	Minimumwaarden voor β	
	1 jaar referentieperiode	50 jaar referentieperiode
RC3	5,2	4,3
RC2	4,7	3,8
RC1	4,2	3,3

Figuur 3.32: Aanbevolen minimumwaarden voor de betrouwbaarheidsindex (UGT). Overgenomen van (NEN-EN, 2011)

Materiaalfactoren γ_M , belastingsfactoren γ_F en combinatiefactoren ψ

De betrouwbaarheidsfilosofie, volgens de aanpak van methode II, beschouwt de uiterste grenstoestand op basis van de karakteristieke waarden van het belastingeffect en de weerstand (tegen het belastingeffect). Voor zowel het belastingeffect als de weerstand geldt dat dit een waarde is waarbij de kans dat grotere belastingen of kleinere weerstanden voorkomen een bepaald percentage is. Voor de karakteristieke waarden bedraagt dit percentage meestal 5%, zie Figuur 3.33.



Figuur 3.33: Beoordelingsmethodiek betrouwbaarheid. Overgenomen van (KIVI, 2014)

Door de karakteristieke waarde van het belastingeffect E_k te vermenigvuldigen met een partiële factor van de belastingkant γ_F wordt de rekenwaarde van het belastingeffect E_d verkregen. De rekenwaarde van de weerstand R_d wordt verkregen door de karakteristieke waarde van de weerstand R_k te delen door de partiële factor aan de weerstandkant γ_M . De partiële factor aan de belastingzijde γ_F is afhankelijk van het type belasting en de beschouwde grenstoestand. In deze factor worden de onzekerheden van het belastingeffect, de modellering van de belastingen en de onnauwkeurigheden met betrekking tot de belastingcombinaties meegenomen. Voor de partiële factor aan de weerstandszijde γ_M worden de afwijkingen van materiaaleigenschappen meegenomen en daarnaast de onzekerheden van het mechanica-model in rekening gebracht (KIVI, 2014).

Voor een constructiedeel ontworpen met een veiligheidsniveau behorende bij CC2 kunnen de volgende partiële belastingfactoren en fundamentele belastingcombinaties onderscheiden worden, zie Tabel 2.

Blijvende belasting G	Extreme (overheersende) veranderlijke belasting Q	Gelijktijdig optredende veranderlijke belastingen Q
1,35 G/ 0,9 G	+	$+ 1,5 \sum_{(i>1)} \psi_0 Q$
1,2 G/ 0,9 G	$+ 1,5 Q_1$	$+ 1,5 \sum_{(i>1)} \psi_0 Q$

Tabel 2: Partiële belastingfactoren en fundamentele belastingcombinaties (UGT). Overgenomen van (NEN-EN, 2011)

Om de betrouwbaarheid van een constructie(deel) te kunnen toetsen wordt in de Eurocode veelal de eenheidstoets (Unity Check of UC) gebruikt:

$$E_d / R_d \leq 1$$

Waarin:

E_d	Rekenwaarde van het belastingeffect ($E_d = \gamma_F \cdot E_k$)
R_d	Rekenwaarde van de overeenkomstige weerstand ($R_d = R_k / \gamma_M$)
E_k	Karakteristieke waarde van het belastingeffect
R_k	Karakteristieke waarde van de weerstand
γ_F	Partiële factor (belastingzijde $\gamma_F \geq 1$)
γ_M	Partiële factor (weerstandszijde $\gamma_M \geq 1$)

Als uit de UC een waarde van 1,0 volgt wordt aan de van te voren beoogde veiligheid (β waarde) nog niet voldaan. Wanneer er een hogere waarde uit de UC volgt, is de constructie betrouwbaarder dan vereist. Een lagere waarde geeft aan dat de vereiste betrouwbaarheid niet gehaald wordt (KIVI, 2014).

3.2.1.2 Benadering veiligheidsniveau zeventig jaar geleden

Achtergrond veiligheidsfilosofie zeventig jaar geleden

De benadering van de constructieve veiligheid van zeventig jaar geleden is gericht op het ontwerpen van een constructie die bestand is tegen de belastingen die erop werken, zodat deze niet faalt. Dit is in tegenstelling tot de huidige veiligheidsbenadering, waarbij een constructie wordt ontworpen met een bepaalde faalkans. Echter, dit betekent niet dat men vroeger niet dacht in faalkansen of betrouwbaarheid van een constructie. Ook bij de vroegere aanpak was inzicht in grootte en de invloed van relevante onzekerheden belangrijk, om zo tot een voldoende veilige/betrouwbare constructie te komen. In beperkte mate werd vroeger (voor 1950) ook al onderscheid gemaakt in het type constructie, het belang van een bepaalde constructie en de mate van complexiteit, om zo de vereiste grootte van de zogenoemde 'overall' veiligheidsfactor vast te stellen. Tot ca. 1980 werd over het algemeen gewerkt met deze veiligheidsfactoren, zonder dat de basis hiervoor altijd landelijke was vastgelegd. Er bestonden gemeentelijke voorschriften in een aantal gemeenten en daarnaast waren er regionale afspraken over de overall factoren voor de stabiliteit van boezemkaden en dijken (CURNET, 2008). Zoals eerder kort toegelicht in de paragraaf 'methoden voor toepassing huidige veiligheidsbenadering' was de waarde van de overall factor over het algemeen bepaald per deelsector. Waar er voor de bouw- en waterbouwsector al wel landelijke voorschriften bestonden, in de vorm van de TGB 1949 (bouwconstructies) en de N1008 voor bruggen (1938) (voorlopers van de huidige Eurocode normen), zijn er voor het vakgebied van de geotechniek geen bindende normen of voorschriften te achterhalen, als deze toen al bestonden.

Aanpak veiligheidsbenadering zeventig jaar geleden

De destijds toegepast veiligheidsmarge in de vorm van de overall factor kan als volgt worden geformuleerd:

$$\frac{\text{sterkte}}{\text{belasting}} > \text{ca. } 1,5$$

De waarde van de overall factor is gedefinieerd als 1,5, echter deze waarde kan ook hoger of lager zijn geweest, afhankelijk van de deelsector. In dit onderzoek wordt de deelsector voor stalen bruggen meegenomen, de bepaling van deze overall factor wordt hieronder omschreven. Voor de sterkte en de belasting werden destijds representatieve waardes toegepast, zie bijlage I waarin M.R. dit bevestigt.

In de bouw- en waterbouwsector werd de veiligheidsmarge in de vorm van de overall factor veelal verwerkt in de representatieve waardes van materiaaleigenschappen (de sterktezijde), door het voorschrijven van toelaatbare spanningen (TNO, 2012). Voor het ontwerp van een legankerconstructie is destijds naar verwachting ook deze ontwerpmethodiek toegepast. Voorbeelden hiervan zijn te vinden in de TGB 1949 (zie Figuur 3.34) en de N1008 (zie Figuur 3.35).

	materiaal	basis-spanning kg/cm ²	toelaatbare spanningen in kg/cm ² ^{a)}					toelichting
			trek $\bar{\sigma}_t$	druk $\bar{\sigma}_d$	buiging $\bar{\sigma}_b$	afschui- ving $\bar{\tau}$	stuik- druk $\bar{\sigma}_s$	
1	staal St. 37 volgens N 702 ^{b)} en St. 00, dat voldoet aan de beproevings-eisen voor St. 37	$\sigma = 1400$	$1,00 \sigma$	$1,00 \sigma^a$	$1,00 \sigma^a$	$0,6 \sigma^a$	$2,0 \sigma$	geldig voor belastingcombinaties A en B (zie artikel 2)
2	idem	$\sigma = 1400$	$1,15 \sigma$	$1,15 \sigma^a$	$1,15 \sigma^a$	$0,7 \sigma^a$	$2,3 \sigma$	geldig voor belastingcombinatie C (zie artikel 2)
3	klinknagelstaal K St.34 volgens N 718 a) randafstand tot hart klinknagel in de richting van de kracht = 2 d. b) idem = $1\frac{1}{2} d$	$\bar{\sigma}_t$ volgens alinea 1 of 2 van deze tabel	$0,8 \bar{\sigma}_t$ $0,8 \bar{\sigma}_t$			$0,8 \bar{\sigma}_t$ $0,8 \bar{\sigma}_t$	$2,0 \bar{\sigma}_t$ $1,6 \bar{\sigma}_t$	
4	schroefbouts en dergelijke a) randafstand tot hart bout in de richting van de kracht = 2 d b) idem = $1\frac{1}{2} d$	$\bar{\sigma}_t$ volgens alinea 1 of 2 van deze tabel	$0,7 \bar{\sigma}_t$ $0,7 \bar{\sigma}_t$			$0,6 \bar{\sigma}_t$ $0,6 \bar{\sigma}_t$	$1,5 \bar{\sigma}_t$ $1,2 \bar{\sigma}_t$	bij getrokken bouten wordt de kerndoorsnede in rekening gebracht.
5	staalsoorten van andere sterkte	$\sigma' = \frac{\sigma_v}{2400} \cdot 1400^a$	$1,00 \sigma'$	$1,00 \sigma'^a$	$1,00 \sigma'^a$	$0,6 \sigma'^a$	$2,0 \sigma'$	geldig voor belastingcombinaties A en B (zie artikel 2)
6	idem	$\sigma' = \frac{\sigma_v}{2400} \cdot 1400^a$	$1,15 \sigma'$	$1,15 \sigma'^a$	$1,15 \sigma'^a$	$0,7 \sigma'^a$	$2,3 \sigma'$	geldig voor belastingcombinatie C (zie artikel 2)

Figuur 3.34: Toelaatbare spanningen. Aangepast overgenomen van (Nederlands Normalisatie Instituut, 1949)

TOELAATBARE SPANNINGEN EN VEILIGHEIDSCOEFFICIËNTEN ¹⁾.

A. Constructies in gewalst staal.

Artikel 42. *Toelaatbare spanning voor trek en buiging voor St. 37.*

De toelaatbare spanning voor trek en buiging in St. 37 bedraagt 1400 kg/cm².

Artikel 43. *Toelaatbare spanning voor trek en buiging voor staalsoorten van hogere vastheid.*

Aanbevolen wordt voor de staalsoorten van hogere vastheid een trek- en buigspanning toe te laten gelijk aan $\frac{S}{2400} \times 1400$ kg/cm², waarin S gelijk is aan de voorgeschreven minimum vloeigrens in kg/cm² met dien verstande, dat voor S niet meer dan 70 % van de voorgeschreven minimum vastheid in rekening mag worden gebracht.

Voor L. St. 52 bedraagt de toelaatbare spanning voor trek en buiging 2100 kg/cm².

De toelaatbare spanningen voor knikkoppelingen en windverbanden, met inbegrip van de verbindingen van gedrukte staven, bedoeld in artikel 22, zijn voor alle staalsoorten gelijk aan de toelaatbare spanningen voor St. 37.

Artikel 44. *Toelaatbare schuifspanning.*

De toelaatbare schuifspanning bedraagt 58 % van de toelaatbare spanning voor trek en buiging, behoudens hetgeen voor klinknagels en schroefbouten is voorgeschreven.

Figuur 3.35 Toelaatbare spanningen en veiligheidscoëfficiënten. Overgenomen van (KIVI, 1938)

Als voorbeeld kan staalsoort St. 37-2 (equivalent aan de huidige staalkwaliteit S235 (Van Leeuwen Buizen, z.d.)) genomen worden. De voorgeschreven toelaatbare spanning ten gevolge van een trekbelasting bedraagt, volgens de TGB1949 en de N1008, 1400 kg/cm². De waarde van S (voorgeschreven minimum vloeigrens) zal vrijwel bijna overeenkomen met de vloeigrens van S235; 2350 Kg/cm².

$$\frac{S}{2400} * 1400 = \frac{2350}{2400} * 1400 = 1370 \approx 1400 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \frac{\text{vloeigrens}}{\text{toelaatbare spanning}} = \frac{2350}{1400} = 1,68$$

Uit bovenstaande berekening blijkt dat de vloeigrens gedeeld dient te worden door een factor van ca. 1,7 om de toelaatbare spanning te verkrijgen. Ook bij een staalkwaliteit van St. 52-3 (equivalent aan de huidige staalkwaliteit S355) geldt een factor van ca. 1,7:

$$\frac{S}{2400} * 1400 = \frac{3550}{2400} * 1400 = 2071 \approx 2100 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \frac{\text{vloeigrens}}{\text{toelaatbare spanning}} = \frac{3550}{2100} = 1,69$$

$$\frac{\text{sterkte}_{1,66}}{\text{belasting}} > 1 \rightarrow \frac{\text{sterkte}}{\text{belasting}} > \text{ca. } 1,7$$

Hieruit blijkt dat er een overall veiligheidsfactor van ca. 1,7 gehanteerd werd.

3.2.2 De ontwerpnormen voor een legankerconstructie zeventig jaar geleden

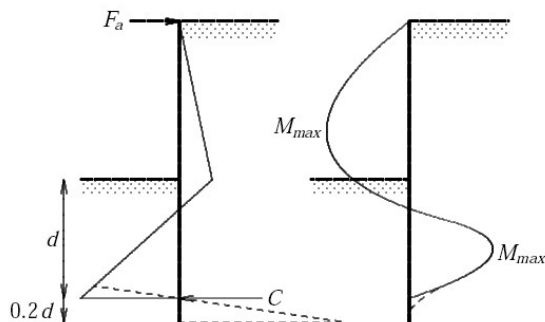
Vroeger was er minder kennis over belastingen, sterktes van materialen en gedragingen van grond. De huidige meest gebruikelijke methodes om te rekenen aan damwanden en ankers bestonden tijdens de engineering van de RBS-bouwkuip nog niet, dit was rond 1950. In deze paragraaf is ingegaan op de rekenmethodes die er toen die tijd al wel waren. Dit is ter voorbereiding op deelvraag 3 waarin de rekenmethodes, komende uit deze paragraaf, worden toegepast en uitgewerkt.

3.2.2.1 Blum's methode

De meest gebruikte methode voor het berekenen van (verankerde) damwanden was de methode van Hermann Blum (1930), zie Figuur 3.36 (KIVI, 2014). In deze methode wordt het statisch onbepaalde systeem, van de damwand en de grond eromheen, geschematiseerd tot een statisch bepaald rekenmodel. Hierin speelt alleen de sterkte van de grond een rol. Vervormingsgedrag van de grond en de damwandstijfheid hebben geen invloed op de uitkomst van de berekeningen, omdat de grond als niet elastisch materiaal wordt beschouwd en de damwand in Blum's geval oneindig stijf is. Dit houdt in dat wanneer de damwand ook maar iets verplaatst dit automatisch betekent dat er een moot grond "plastisch vloeit", in het passieve vlak of in het actieve vlak. Nog concreter betekent dit een K_a van 0,33 en een K_p van 3 voor schoon zand los gepakt met een $\phi=30^\circ$. Er is geen elastisch overgangsgebied wat inhoudt dat de K waarde niet tussen de 0,333 en 3 zal liggen maar juist 0,333 en 3 zal zijn, zie ook Figuur 3.37 en 3.2.2.2 (CURNET, 2008).

Met Blum's methode kan, voor enkel de kerende wand, het volgende worden bepaald (dr. H den Adel, prof.dr.ir. F.B.J. Barends, ir. M.B. de Groot, ir. J. Heemstra, 1994):

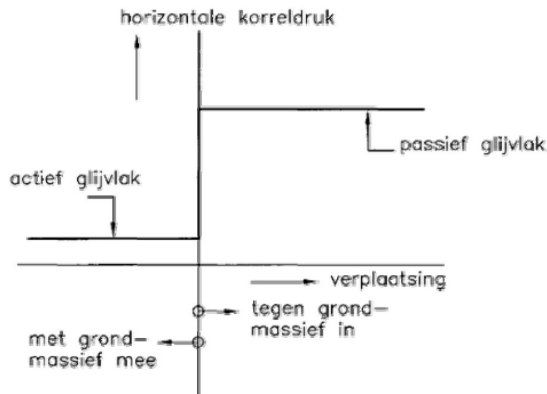
- De inheidiepte van de damwand
- Het damwandprofiel (middels het optredende maximale moment en de maximale dwarskracht)
- De ankerkracht



Anchored sheet pile wall according to Blum

Figuur 3.36: Verankerde damwand volgens Blum. Overgenomen van (Kort, 2002)

De inheidiepte volgt uit de vergelijking $\sum M_{anker}=0$. De damwand kan in de bodem vrij opgelegd of ingeklemd zijn (KIVI, 2014). Blum stelt op empirische gronden dat de werkelijke inheidiepte een factor 1,26 groter moet zijn dan de theoretische inheidiepte. Over het algemeen wordt hierbij volledige inklemming van de damwand aan de onderzijde bereikt. Deze factor moet zo nodig nog worden aangepast indien er nog een volledige inklemming is bereikt (Blum, 1930).



Figuur 3.37: Grondruk-verplaatsingsdiagram volgens Blum. Overgenomen van (CURNET, 2008)

De ankerkracht volgt uit het horizontaal evenwicht van de grond en de damwand $\Sigma H=0$.

3.2.2.2 Grondruktheorie gebruikt in Blum's methode

Er zijn veel verschillende theorieën over het bepalen van gronddrukcoëfficiënten. De gronddruktheorie, in de methode van Blum, is gebaseerd op de gronddruktheorie van Rankine (Kort, 2002).

Mohr-Coulomb & Rankine

De wet van Mohr-Coulomb (1776) is een natuurkundig verband wat aangeeft onder welke mechanische spanningstoestand een materiaal brosse deformatie vertoont ofwel zijn cohesie verliest (kritische schuifspanning). Deze wet geeft grenzen aan voor het bezwijkcriterium van grond. Uit de cirkels van Mohr-Coulomb kan eenvoudig een verband worden gevonden tussen de verticale- en horizontale hoofdgronddrukken als functie van ϕ (hoek van inwendige wrijving) en de c (cohesie) (KIVI, 2014).

In 1856 kwam Rankine met zijn methode over mogelijke gronddrukcoëfficiënten die uit Mohr-Coulomb's bezwijkcriterium zijn afgeleid.

De minimumwaarde voor de horizontale korrelspanning wordt geassocieerd met horizontale extensie van de grond (actieve gronddruk) (Rankine, 1856):

$$\sigma'_{h,min} = K_a * \sigma'_v \text{ met } K_a = \tan^2(45 - \frac{\phi}{2})$$

De maximumwaarde voor de horizontale korrelspanning wordt geassocieerd met horizontale compressie van de grond (passieve gronddruk) (Rankine, 1856):

$$\sigma'_{h,max} = K_p * \sigma'_v \text{ met } K_p = \tan^2(45 + \frac{\phi}{2})$$

Zie Figuur 3.38. voor de gronddrukcoëfficiënten, f_d en f_w zijn op dit figuur K_a en K_p . Op het figuur is te zien dat bij een $\phi=30^\circ$ de $K_a=0,333$ en de $K_p=3$.

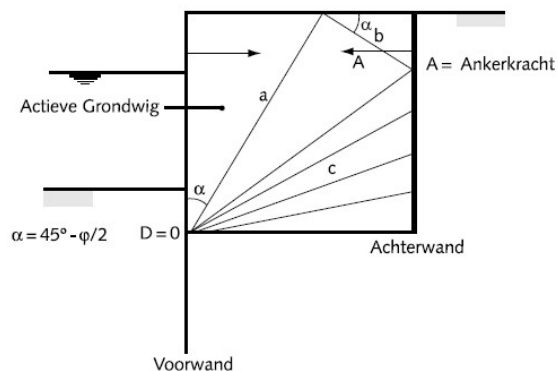
Tabelle 1: Werte f_d und f_w in $\text{ton} \cdot \text{m}^{-3}$
für den Rankineschen Sonderfall.

γ	1,0	1,1	1,2	1,6	1,8	2,0
$\rho = 15^\circ$	0,589 1,698	0,648 1,868	0,707 2,038	0,942 2,717	1,060 3,056	1,178 3,396
20	0,490 2,040	0,539 2,244	0,588 2,448	0,784 3,264	0,882 3,672	0,980 4,080
22,5	0,446 2,240	0,491 2,454	0,535 2,688	0,714 3,584	0,803 4,032	0,892 4,480
25	0,406 2,464	0,447 2,710	0,487 3,157	0,650 3,942	0,731 4,435	0,812 4,928
27,5	0,368 2,717	0,405 2,989	0,442 3,260	0,589 4,347	0,662 4,891	0,736 5,434
30	0,333 3,000	0,366 3,300	0,400 3,600	0,533 4,800	0,599 5,400	0,666 6,000
32,5	0,301 3,323	0,331 3,655	0,361 3,988	0,482 5,317	0,542 5,981	0,602 6,646
35	0,271 3,690	0,298 4,059	0,325 4,428	0,434 5,904	0,488 6,642	0,542 7,380

Figuur 3.38: K-waarden volgens Rankine. Aangepast overgenomen van (Blum, 1930)

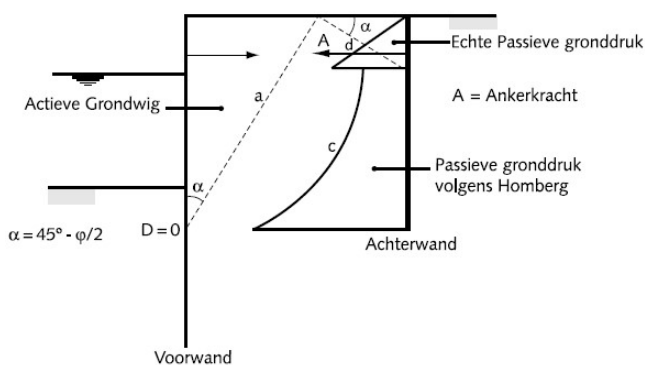
3.2.2.3 Homberg's methode

Homberg kwam in 1938 met een methode om het maximaal door het inwendige grondmassief te mobiliseren passieve druk op de ankerwand te bepalen, zie Figuur 3.40. Deze methode gaat in de bezwijktoestand uit van rechte glijvlakken, zie Figuur 3.39 (Ven, z.d.).



a) Actieve druk en rechte glijvlakken

Figuur 3.39: Actieve druk volgens Homberg. Overgenomen van (TAW, 2004)



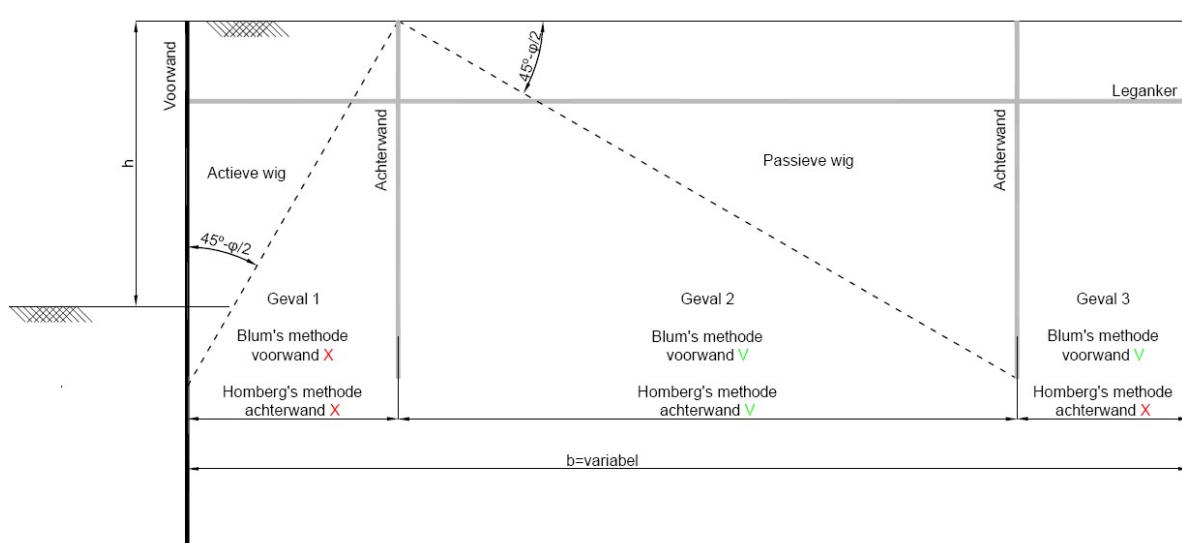
b) Passieve druk volgens Homberg

Figuur 3.40: Passieve druk volgens Homberg. Overgenomen van (TAW, 2004)

De actieve wig, aangegeven door lijn a op Figuur 3.39, snijdt de ankerwand niet en de passieve wig, aangegeven door lijn b op Figuur 3.39, snijdt de ankerwand wel. De ankerwand ligt dus ver genoeg van de kerende wand af om Blum's methode en Homberg's methode te kunnen gebruiken, zie ook Figuur 3.41, de situatie is dan gelijk aan "geval 2".

Dit betekent ook dat de actieve druk op de kerende wand net zo groot is als bij een damwand waarvan de afstand tot de ankerwand oneindig groot is. Dit houdt in dat de actieve druk op de kerende wand niet beïnvloed wordt door de passieve druk van de ankerwand, wanneer dit wel zo is, zoals in "geval 1", kan er niet meer worden gerekend met Homberg's methode en is de kistdamconstructie geen kistdamconstructie meer te noemen. De constructie kan in zo'n geval worden beschouwd als zijnde één "massieve" grondkering. Een ankerwand met anker is dan overbodig. In het geval dat de ankerwand niet wordt gesneden door de passieve wig, zoals in "geval 3" is Homberg's methode niet meer van toepassing.

In de casestudie van de RBS geldt: de ankerwand zorgt voor een maximaal te mobiliseren passieve gronddruk waarmee, via het anker, de kerende wand stabiel wordt gehouden (CURNET, 2008). Daarom is een berekening volgens Homberg voor de RBS situatie toegestaan.



Figuur 3.41: Toepasbaarheid methode Blum en methode Homberg

3.2.2.4 Gronddruktheorie gebruikt in Homberg's methode

De hoek die de actieve wig maakt t.o.v. de damwand is gebaseerd op Coulomb's gronddruktheorie (Ven, z.d.). Voor de toegepaste gronddruktheorie, wat betreft de gronddrukcoëfficiënten K_a en K_p voor de ankerwand, is in de literatuur niets te vinden, daarom wordt er gemakshalve vanuit gegaan dat de bepaling van K_a en K_p gelijk is aan die in Blum's methode (Rankine). Hoewel niet expliciet vermeld, wordt Rankine's methode waarschijnlijk wel toegepast bij Homberg's methode.

3.2.3 De ontwerpnormen voor een legankerconstructie van deze tijd

De CUR en de NEN zijn de belangrijkste handvatten voor het ontwerpen van geotechnische constructies, en daarmee ook voor legankerconstructies. De NEN-EN en de CUR geven geen ontwerpnormen specifiek voor het ontwerp van een legankerconstructie, maar delen van deze normen kunnen wel gebruikt worden hiervoor. De volgende NEN-EN- en CUR-rapporten, met eventueel nationale bijlagen, zijn van toepassing:

- NEN-EN 1990 + NB (EC 0 basiseisen)
- NEN-EN 1991-1-1+C1 (gedeelte uit EC 1 Belastingen)
- NEN-EN 1993 (delen uit EC 3 ontwerp en berekening van staalconstructies):
 - NEN-EN 1993-1-1+C2+A1 (algemene regels en regels voor gebouwen)
 - NEN-EN 1993-1-8 (ontwerp en berekening van verbindingen)
 - NEN-EN 1993-5 (palen en damwanden)
- NEN-EN 9997-1 + C2 (gedeelte uit EC 7 geotechnische ontwerp)
- NEN-EN 10025-2 (technische leveringsvoorwaarden voor ongelegeerd constructiestaal)

- CUR 166 deel 1 (damwandconstructies)
- CUR 166 deel 2 (damwandconstructies, uitgebreide toelichting op deel 1)

In EC 7 wordt o.a. het geotechnisch ontwerp van grondkerende constructies beschreven. In combinatie met de uitgangspunten van EC 0 en EC 1 kan een constructieve berekening worden uitgevoerd om de krachtsverdeling van een grondkerende wand te bepalen. De benodigde constructieafmetingen worden vervolgens bepaald, voor zowel de damwand als de legankerconstructie, met behulp van de materiaal gebonden ontwerpnormen. Voor de materiaal technische toetsing van stalen damwanden dient bijvoorbeeld EC 3 deel 5 te worden gebruikt, en het anker (de ankerstang en de verbindingstukken) kan ontworpen worden aan de hand van EC 3 deel 1 en 8. De NEN-EN 10025-2 geeft de maximale vloeigrens van een bepaalde staalkwaliteit bij bepaalde plaatdikten. De beide delen van de CUR 166 geven aanvullingen op de bovengenoemde Eurocodes. De CUR wordt gebruikt in het programma D-sheet piling. Welke specifieke onderdelen er van de CUR (deel 1 en 2) worden gebruikt is te vinden in 3.3.4.1.

3.3 Prognose reststerkte en restcapaciteit van de legankers en maatgevende bezwijkmechanisme per leganker

Deze deelvraag gaat in op de invloeden die kunnen zorgen voor degradatie van een legankerconstructie en de zeventig jaar oude en huidige ontwerpnormen die hier voor bestaan. Ook is de manier waarop degradatie voorkomen kan worden toegelicht. De constructie is, aan de hand van de gevonden rekenmethoden en ontwerpnormen van deelvraag 2, getoetst. Ook zijn de bijbehorende ankerkracht per leganker bepaald. In paragraaf 3.3.3 en 3.3.4 zijn de berekeningen volgens de oude en huidige ontwerpnormen gemaakt. Op basis van deze informatie zijn de theoretische reststerktes en restcapaciteiten van verschillende legankeronderdelen bepaald in paragraaf 3.3.5. In paragraaf 3.3.6 is de analyse te vinden van alle berekende resultaten en is een prognose gemaakt van de reststerkte en restcapaciteit per leganker.

3.3.1 Invloeden die zorgen voor degradatie van de legankerconstructie

Deze paragraaf gaat in op de invloeden die zorgen voor degradatie van de legankers, de mogelijkheden om dit te voorkomen en de oude en nieuwe ontwerpnormen die hier regels voor voorschrijven.

3.3.1.1 Algemeen

Voor het onderzoek is het van belang om te weten welke invloeden zorgen voor degradatie van de legankerconstructie. Voor staal beperkt dit zich tot degradatie door corrosie. In deze paragraaf wordt ingegaan op wat corrosie inhoudt en welke vormen er bestaan die betrekking hebben op grondkerende constructies.

Om een legitieme vergelijking te creëren tussen de prognose van de legankerconstructie, komende uit de ontwerpmethoden (afhankelijk van voorspelling corrosiesnelheid/ ontwerpnormen), en de sterkte in de praktijk (daadwerkelijke corrosiesnelheid/ trekproef), is kennis van de toegepaste corrosiebescherming benodigd. De exacte aangehouden ontwerpcorrosiesnelheden hebben invloed op de sterkteprognoses en worden daarmee verder behandeld in de komende paragrafen van deze deelvraag.

Soorten corrosie

Er bestaan verschillende vormen van corrosie, in dit onderzoek worden alleen de soorten toegelicht waarvan wordt gedacht dat ze mogelijk voorkomen bij een legankerconstructies, andere vormen van corrosie wordt derhalve achterwege gelaten (CURNET, 2008) (Gellings, 2006):

- Algemene corrosie
- Putcorrosie (lokale corrosie)
- Corrosie door zwerfstromen
- Galvanische corrosie
- Bio corrosie
- Spanningscorrosie

De soorten corrosie worden verder toegelicht in bijlage L.

Corrosiebescherming

Er bestaan verschillende manieren van bescherming tegen corrosie. De volgende anticorrosie maatregelen kunnen onderscheiden worden (CURNET, 2008):

- Opofferingsanode van aluminium (zout water)/ zink (zoet water)/ magnesium (zoet water), dit wordt ook wel een passieve kathodische bescherming genoemd.
- Bescherming met opgedrukte stroom, dit wordt ook wel een actieve kathodische bescherming genoemd. Corrosiepotentiaalverschillen van bepaalde staalsoorten veranderen hierdoor wat zorgt voor het uitblijven van corrosie daar waar men dat wil
- Anti-corrosiecoatings
- Epoxy-teercoatings en koolteer (KIVI, 1938), dit werd vroeger veelvuldig gebruikt Tegenwoordig is de toepassing hiervan verboden (A. Vrijburcht, 2000)
- Mantelbuizen met eventueel een grout opvulling
- Wikkelsystemen (bijvoorbeeld petrolatum tape) (Anker Schroeder, 2015)

En, vanwege de hoge kosten, alleen in bijzondere omstandigheden:

- Zinklaag (zout water)
- Aluminiumdeklaag (zeer kostbaar)
- Overdikte (echter bij legankerconstructies wel vaak toegepast, dit zorgt dan niet voor relatief hoge kosten (Anker Schroeder, 2015)

Tabel 3 geeft de toepassingen van verschillende corrosiebeschermingen. Er is onderscheid gemaakt in damwanden en legankerconstructies.

	Damwanden	Legankerconstructies
Opofferingsanode's	Ja	Nee
Opgedrukte stroom	Ja	Nee
Anti-corrosiecoatings	Ja	Ja
Epoxy- en kool teercoatings (vroeger)	Ja	Ja
Mantelbuizen (met grout)	Nee	Ja
Zinklaag (galvaniseren)	Ja	Ja
Aluminiumdeklaag	Ja	Nee
Wikkelsystemen	Nee	Ja
Overdikte	Ja	Ja

Tabel 3: Toepassing van verschillende soorten corrosiebescherming voor damwanden en legankerconstructies

3.3.1.2 Zeventig jaar oude normen voor corrosiebescherming

Zeventig jaar geleden was er minder behoefte aan diepgaande kennis over degradatie door corrosie dan nu. Volgens C.J. zie bijlage H, werd er vroeger weinig tot geen rekening gehouden met toekomstige corrosie. Dit kwam enerzijds door de geringe kennis over dit onderwerp, en anderzijds door de kleinere behoefte aan deze kennis, omdat er vroeger veel veiligheid in de staalspanning (toelaatbare staalspanning, tegenwoordig rekenwaarde genoemd) werd verwerkt (zie paragraaf 3.2.1.2) waardoor het in rekening brengen van deze corrosie minder relevant was. Een andere factor die mee speelt in de kleinere behoefte aan deze kennis dat er vroeger vermeld, veelvuldig gebruik werd gemaakt van epoxy- en koolteer coatings (zie 3.3.1.1 gedeelte: Corrosiebescherming).

3.3.1.3 Huidige normen voor corrosiebescherming

Tegenwoordig is er veel meer kennis op het gebied van wat corrosie nou precies is, hoe het ontstaat en hoe men er in het ontwerp al rekening mee dient te houden.

In tegenstelling tot vroeger wordt er tegenwoordig slanker gedimensioneerd door de wens om minder materiaal te gebruiken in constructies (optimalisering zorgt voor kleinere ankerdiameters). Samen met het feit dat de toepassing van de vroeger gebruikelijke epoxy- en koolteercoatings verboden* is, maakt het in rekening brengen van de toekomstige corrosie veel relevanter.

**Koolteer behoort tot de kankerverwekkende stoffen. In Nederland is het gebruik van PAK-houdende coatings niet meer toegestaan sinds 1 juli 1997 (Joostdevree, z.d.).*

Er zijn verscheidene ontwerpnormen die worden gebruikt om toekomstige corrosie in rekening te brengen. De volgende ontwerpnormen m.b.t. corrosie worden in Nederland gebruikt:

- CUR166, deel 1 & 2
- NEN-EN 1993, deel 5

Er zijn meer normen die aanbevelingen geven voor het in rekening brengen van toekomstige corrosie, zoals de TAW en de ROK, maar deze geven of geen aanvullende informatie (er wordt verwezen naar de CUR en de NEN-EN) of het zijn enkel aanbevelingen en tips om rekening mee te houden tijdens het ontwerp. Derhalve worden deze normen niet meegenomen in dit onderzoek.

Voor dit onderzoek wordt de aanname gedaan dat de geldende normen voor het in rekening brengen van toekomstige corrosie, komende uit de bovenstaande normen, ook van toepassing zijn op de legankerstangen en de bevestigingsonderdelen. Er is namelijk nog veel onduidelijkheid over de toepasbaarheid van deze normen voor ankers, ter info: er loopt op dit moment een verkennende studie naar een eenduidigere norm voor het in rekening brengen van toekomstige corrosie per constructieonderdeel, per corrosiesoort, maar ook naar wat men definieert als een ankerpaal en wat als een grondanker, etc. (Dalen, 2018). Voor dit onderzoek lijkt dit een goede aanname, aangezien de normen corrosieprognoses geven over staal in on- en verdicht zand, onder en boven de waterlijn en in milieus die ook bij de RBS voorkomen. De keuze voor deze aanname is gevalideerd door C.J., zie bijlage H.

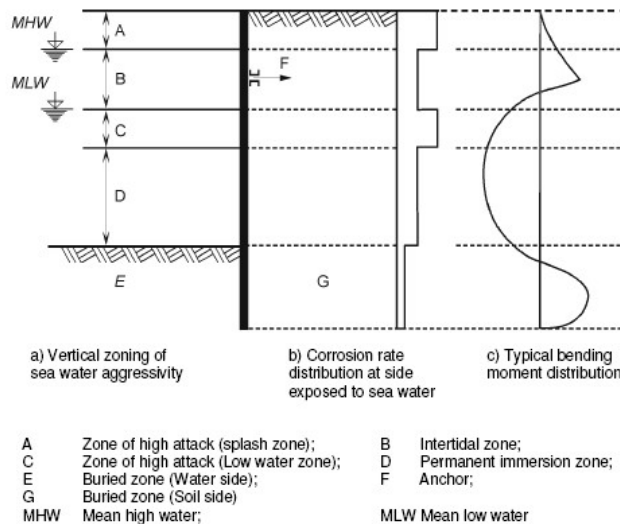
Corrosienormen volgens CUR deel 1 en 2

De CUR schrijft voor dat bij permanente stalen damwanden, zoals bij de RBS, er in de gebruiksperiode rekening gehouden dient te worden met dikte verlies door corrosie, d.w.z. het toepassen van een corrosiebescherming. Dit kan zowel een ontwerpaspect zijn of een beheersaspect. Bij de bepaling van de benodigde weerstand (W) en de stijfheid (I) van de damwanden dienen deze aan het eind van hun levensduur de belastingen nog net te kunnen keren. De CUR schrijft ook voor dat er rekening gehouden dient te worden met toekomstige corrosie aan de legankers.

De corrosiesnelheden, die worden toegepast tijdens het ontwerp van een grondkerende constructie, voorgeschreven door de CUR komen oorspronkelijk uit de NEN-EN 1993-5.

Corrosienormen volgens NEN-EN 1993-5

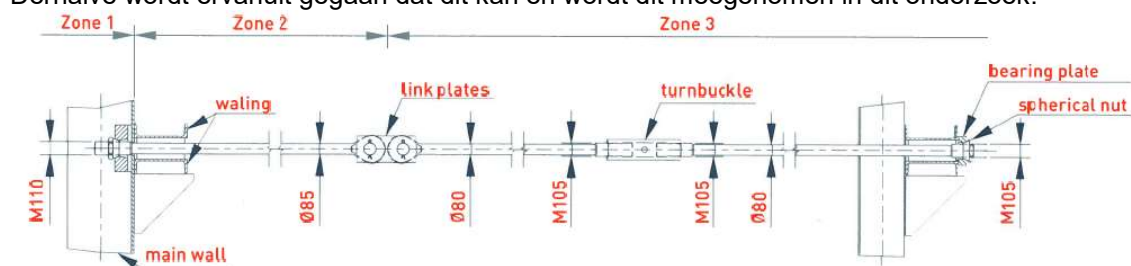
De NEN-EN 1993-5 schrijft voor dat voor beide de UGT en de BGT de constructie getoetst moet worden (alle onderdelen) op het nog net zijn functie kunnen vervullen na een bepaalde levensduur m.b.t. staalafname door corrosie. Er dient in het ontwerp van nieuwe kunstwerken rekening gehouden te worden met staaldiktetoeslagen per zone, volgens de NEN-EN 1993-5 tabel 4.1 en 4.2, zie Figuur 3.42 voor zones. Zoals eerder in dit hoofdstuk benoemd wordt er niet specifiek verwezen naar corrosiesnelheden toepasbaar voor ankers. Er is dus nog ruimte voor verschillende interpretaties. In dit onderzoek wordt er dus vanuit gegaan dat deze eisen voor alle onderdelen gelden. De NEN-EN schrijft ook voor dat wanneer de mediums aan beide zijden van de damwand verschillen, er twee verschillende corrosiesnelheden dienen te worden toegepast.



Figuur 3.42: Corrosiesnelheid ingedeeld in zones van een damwand. Overgenomen van (NEN-EN, 2008)

Interpretatie corrosienormen volgens Anker Schroeder (ASDO)

Anker Schroeder (Duitsland) is één van de grootste leganker leveranciers in West-Europa. Dit maakt het voor dit onderzoek interessant om aan hen een interview af te leggen met vragen over informatie voor dit rapport en om aannames te verifiëren. Naar aanleiding van een interview met C.J. is er veel verduidelijkt wat betreft interpretatie van de NEN-EN 1993-5 over de keuzen voor bepaalde corrosiesnelheden, zie Figuur 3.43. De huidige voorgestelde methode geeft aan dat de corrosiesnelheden voor damwanden, komende uit de NEN-EN 1993-5, ook toegepast kunnen worden voor legankers en dat dit een algemeen geaccepteerde aanname is (Anker Schroeder, 2015). Derhalve wordt ervanuit gegaan dat dit kan en wordt dit meegenomen in dit onderzoek.



Zone	Description	Environment	Corrosion allowance	Min. size including corrosion allowance		Nearest standard size	
				Thread	shaft	Thread	shaft
1	Anchor head	Splash zone, aggressive	3.75 mm (from table 4.2 EN1993-5)	107.5	83.5 mm	M110	85 mm
2	Immediately behind wall	Non-aggressive compacted fill, possibility of seawater entering through connection to front wall	2.0 mm (assumed)	-	80 mm	-	85 mm (same bar as zone 1)
3	Remainder of tie bar	Non-aggressive compacted fill	1.2 mm (from table 4.1 EN1993-5, compaction reduction ignored for conservatism)	102.4	78.4 mm	M105	80 mm

Figuur 3.43: Corrosiesnelheden zoals voorgesteld door ASDO. Overgenomen van (Anker Schroeder, 2015)

3.3.2 De belastingen die afdragen naar de legankers van de Roggebotsluis

Allereerst is het belangrijk om helder te krijgen welke belastingen afdragen naar het anker, de waarden van deze belastingen zijn reeds bepaald in deelvraag 1.

De damwand, en daarmee het anker, wordt belast door onderstaande belastingen (CURNET, 2008):

Achter de damwand

- Korreldruk van de grondaanvulling (zand)
- Korreldruk van de natuurlijke grondopbouw
- Waterdruk t.g.v. grondwater (freatisch vlak=MHW-peil)
- Bovenbelasting

Voor de damwand

- Korreldruk van de natuurlijke grondopbouw
- Waterdruk t.g.v. MLW-peil

Daarnaast word het anker (de ankerstang) belast door het grondpakket erbovenop (verzadigd met grondwater). Het effect hiervan is niet te bepalen met de zeventig jaar oude en huidige rekenmethodes/ ontwerpnormen.

Volgens de Eurocode dient er ook rekening gehouden te worden met ijsbelasting, echter wordt deze belasting als niet van toepassing beschouwd. Wanneer er overmatige ijsvorming plaatsvindt rond de sluis wordt de sluis gestremd en is er geen gevaar voor opstuwing van ijs tegen de vleugelwanden door schepen.

Door de remmingswerken is het ook niet mogelijk dat schepen tegen de vleugelwanden aanvaren. Daarom worden er geen scheepsbelastingen in rekening gebracht.

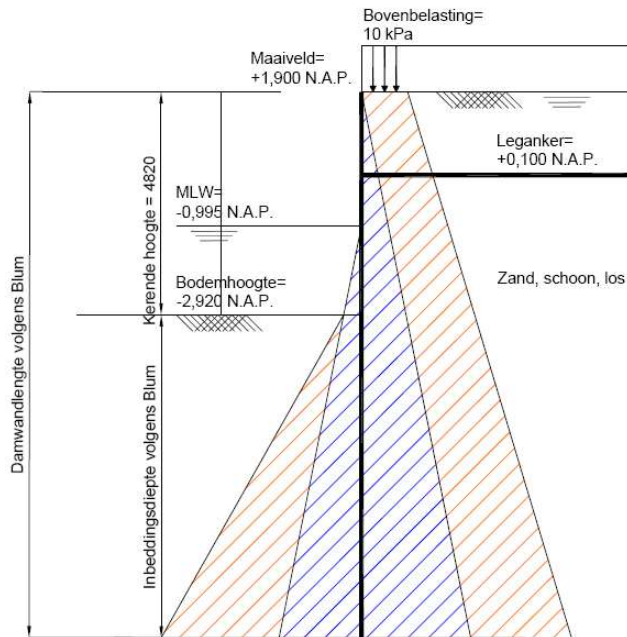
3.3.3 Ontwerp van de grondkerende constructie met de daarbij behorende ankerkracht volgens de zeventig jaar oude ontwerpnormen

Deze paragraaf gaat verder met de gevonden ontwerpnormen van deelvraag 2. Het leganker wordt volgens de oude ontwerpnormen doorgerekend. In het geval van een grondkerende constructie die ontworpen is voor 1950, zijn de ontwerpnormen gebaseerd op methode Blum en methode Homberg (dus van toepassing op de engineering van de RBS). De berekeningen worden gedaan om met name de ankerkracht te bepalen (deze hangt samen met de inheidiepte).

3.3.3.1 Resultaten methode Blum

Zoals bekend uit deelvraag 2 worden de kerende wand en het leganker berekend met de methode Blum, de volledige berekening is te vinden in bijlage M. Voor de berekening is de situatie meegenomen met de grootste kerende hoogte i.c.m. een damwand als ankerwand, dit is ter plaatse van de legankers BUO6 en BUW3, te zien op tekening in bijlage B. Er wordt aangenomen dat het hoger gelegen maaiveld horizontaal is, dit is in de werkelijkheid niet zo, echter is de methode Blum anders niet bruikbaar, omdat deze uitgaat van een horizontaal maaiveld.

De bovenbelasting die vroeger is aangenomen is niet meer te herleiden. Hier moet dus een aanname voor worden gedaan. Naar aanleiding van een interview met M.R., zie bijlage I, is er voor gekozen om een reële waarde voor de bovenbelasting mee te nemen. Het maaiveld nabij de grondkeringen is niet vrij toegankelijk, er hoeft dus geen rekening worden gehouden met verkeer. Wel is het waarschijnlijk dat er materieel op moet kunnen rijden wanneer er bijvoorbeeld onderhoud gepleegd moet worden of er calamiteiten zijn. Wanneer er uit wordt gegaan van de aanwezigheid van een 750-tons mobiele kraan is de gemiddelde bovenbelasting (niet rekening houdend met concentraties van de last als gevolg van stempeling) $98 \text{ ton} / (22,5\text{m lang} * 2,5\text{m breed}) = 1,75 \text{ ton/m}^2 = 18 \text{ kPa}$. Dit is echter een zeer grote kraan die zijn gewicht ook achter en op de ankerwand plaatst. Dit zorgt voor een gunstige krachtwerking in de grond. De berekeningen volgens die nieuwe norm houdt 10 kPa aan. Met deze twee uitgangspunten in gedachten wordt er een bovenbelasting van 10 kPa aangenomen. Zie Figuur 3.44 voor de belastingen.



Figuur 3.44: Horizontale water- en korreldrukken en bovenbelasting kerende wand t.b.v. berekening Blum

De essentie van deze berekening is het kunnen vergelijken van de werkelijke damwandinfo met de berekende damwandinfo, zie Tabel 4, en het vergelijken van de oude ontwerpnormen met de nieuwe ontwerpnormen, zie 3.3.6.

De inbeddingsdiepte wordt gevonden door het momentenevenwicht om het anker op 0 te stellen $\Sigma M_A = 0$. De ankerkracht wordt gevonden door, na het bepalen van de inbeddingsdiepte, het horizontaal evenwicht van de constructie op 0 te stellen $\Sigma H = 0$.

Werkelijke damwandinfo (BUO6/BUW3)		
BK damwand	1,90	m t.o.v. N.A.P.
OK damwand	-13,10	m t.o.v. N.A.P.
Inbeddingsdiepte (waarschijnlijk incl. *1,26)	10,18	m
Damwandlengte	15,00	m
Kerende hoogte (h1)	2,90	m
Kerende hoogte (h2)	4,82	m
Bovenbelasting	10	kN/m ² (of kPa)
Ankerhoogte	0,1	m t.o.v. N.A.P.
Bodemhoogte	-2,92	m t.o.v. N.A.P.
Berekende damwandinfo (BUO6/BUW3)		
OK damwand	-6,42	m t.o.v. N.A.P.
Inbeddingsdiepte	3,50	m
Damwandlengte	8,32	m
Ankerkracht	184	kN
OK damwand Blum	-7,3	m t.o.v. N.A.P.
Inbeddingsdiepte Blum (incl. *1,26)	4,41	m
Damwandlengte Blum	9,23	m
Ankerkracht Blum	84	kN
Procent ingebed	48%	%

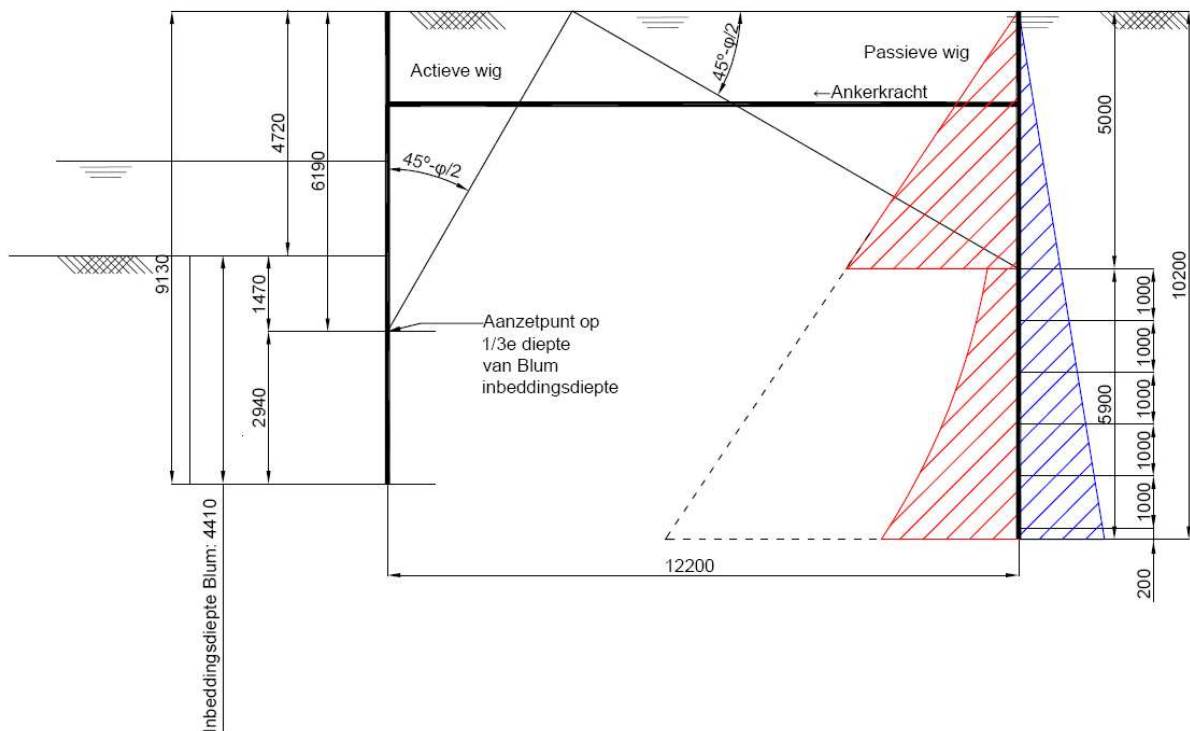
Tabel 4: Werkelijke en berekende kerende wandparameters

3.3.3.2 Resultaten methode Homberg

Nadat de theoretische inbeddingsdiepte van de kerende wand en de ankerkracht zijn berekend volgens methode Blum is de methode Homberg toegepast voor de lengte van de ankerwand. Zoals in deelvraag 2 al benoemd, is het van belang om de maximaal mobiliseerbare passieve gronddruk van de ankerwand te bepalen, omdat deze weerstand biedt tegen de ankerkracht. Mocht deze passieve gronddruk lager zijn dan de ankerkracht, dan wordt de ankerwand door de grond getrokken en bezwijkt de constructie (Ven, z.d.).

Allereerst worden de parameters bepaald die nodig zijn voor de berekening. In principe worden dezelfde parameters aangehouden als in methode Blum, echter wordt in de methode Homberg de hele kistdam beschouwd en niet enkel de kerende wand waardoor nu de breedte ook in rekening wordt gebracht. De inbeddingsdiepte, na vermenigvuldiging met Blum's empirisch bepaalde factor (1,26), wordt meegenomen in deze berekening (inbeddingsdiepte=4,4m). De ankerkracht die wordt meegenomen in de berekening (ankerkracht=184kN) is de kracht vóór vermenigvuldiging met deze factor, omdat er niet met zekerheid gezegd kan worden dat de damwand volledig is ingeklemd met als gevolg dat de ankerkracht hoger zou kunnen uitvallen dan bij een volledige inklemming, zie Tabel 4. Gemakshalve is er aangenomen dat de top van de ankerwand 20cm onder maaiveld ligt, in de werkelijkheid is dit niet zo en ligt hier een dikkere laag grond op. Deze aanname leidt tot een hogere mobiliseerbare passieve gronddruk (en daarmee een hogere resulterende passieve kracht), wat in dit geval een conservatievere uitkomst geeft. Mocht deze kracht de ankerkracht benaderen dan wordt de bovenliggende laag grond alsnog meegenomen in de berekening wat dan zou zorgen voor een lagere resulterende passieve kracht.

De hoogte van het door Homberg beschreven "Ansatzpunkt" (aanzetpunt) wordt bepaald door de inheidiepte van methode Blum, voor de hoogte van dit punt zie Figuur 3.45. Indien de grondmechanische eigenschappen en de ongunstigste belastingsgevallen bekend zijn, mag het aanzetpunt op 1/3^e hoogte van de inheidiepte worden gekozen (Ven, z.d.).



Figuur 3.45: Berekende horizontale gronddrukken aan ankerwand volgens methode Homberg

Bij de eerste berekening, zie bijlage N, wordt er vanuit gegaan dat de ankerwand net zo lang is als de kortste ankerwand aangegeven op de gekregen tekeningen, dit is 10,2m (incl. 20cm grond boven de ankerwand), zie Figuur 3.45. Deze lengte is gekozen om een eerste inschatting te geven van de maximaal mobiliseerbare passieve kracht. De berekende waarden, zie Tabel 5, laten zien dat de ankerwand behoorlijk te lang is. De maximaal mobiliseerbare passieve kracht, na aftrek van de actieve kracht en de ankerkracht, is nog steeds erg hoog. Wanneer de ankerwand berekend zou worden met de lengte van de naastgelegen damwanden, 11,5m of 12,8m, dan zou de maximaal

mobiliseerbare passieve kracht nog hoger komen te liggen en daarmee nog verder van de benodigde ankerwandlengte. Daarom zijn deze berekeningen achterwege gelaten.

Lengte ankerwand	10,2	m
Totaal mobiliseerbare passieve kracht	1717	kN
Totaal actieve kracht	846	kN
Totaal mobiliseerbare passieve kracht min totaal actieve kracht	871	kN
Ankerkracht uit methode Blum	184	kN
Totaal mobiliseerbare passieve kracht min totaal actieve kracht min ankerkracht	687	kN

Tabel 5: Maximaal mobiliseerbare passieve kracht met damwandlengte=10,2m

3.3.4 Ontwerp van de grondkerende constructie met de daarbij behorende ankerkracht volgens de huidige ontwerpnormen

In deze paragraaf is de grondkerende constructie van de RBS met daarin de legankers getoetst op sterkte, stijfheid en stabiliteit. Daarnaast is voor de verschillende ankers de ankerkracht bepaald, opgenomen door een enkel leganker. Het bepalen van de ankerkracht en de toetsing van de constructie gebeurt op basis van de huidige ontwerpnormen en dient als uitgangspunt voor de bepaling van de reststerkte en restcapaciteit van de verschillende onderdelen van een leganker in paragraaf 3.3.5.

3.3.4.1 rekenmethode

Voor het bepalen van de ankerkracht in de verschillende ankers van de RBS wordt gebruikt gemaakt van het softwarepakket D-sheet Piling van Deltares. Vanwege de verschillende ontwerpnaamnames die gedaan zijn in deelvraag 1 paragraaf 3.1.2 en 3.1.3, met betrekking tot de karakteristieken en materiaaleigenschappen van de legankerconstructie van de RBS, is gekozen voor een (vrij) eenvoudige rekenmethode. De uitkomsten van een D-sheet model zijn, in tegenstelling tot een eindige elementen rekenmethode (EEM), minder nauwkeurig. Echter vanwege de onzekerheden in de belastingen en sterktes, als gevolg van de vele aannames, is een hoge nauwkeurigheid van het rekenmodel niet noodzakelijk.

Met behulp van D-sheet worden de volgende toetsingen uitgevoerd voor de legankerconstructies (Deltares, 2016):

- Standaard veiligheidscheck: het controleren van de damwand, volgens ontwerpnormen van de CUR 166 en de Eurocode met partiële veiligheidsfactoren
- Lengte optimalisatie: bepaling van de minimale benodigde damwandlengte, volgens EC 7
- Uitgebreide veiligheidscheck: het controleren van de damwand aan de hand van toetsingsnormen, volgens EC7
- Controle anker stabiliteit, volgens de EC7
- Controle overall stabiliteit, volgens EC7

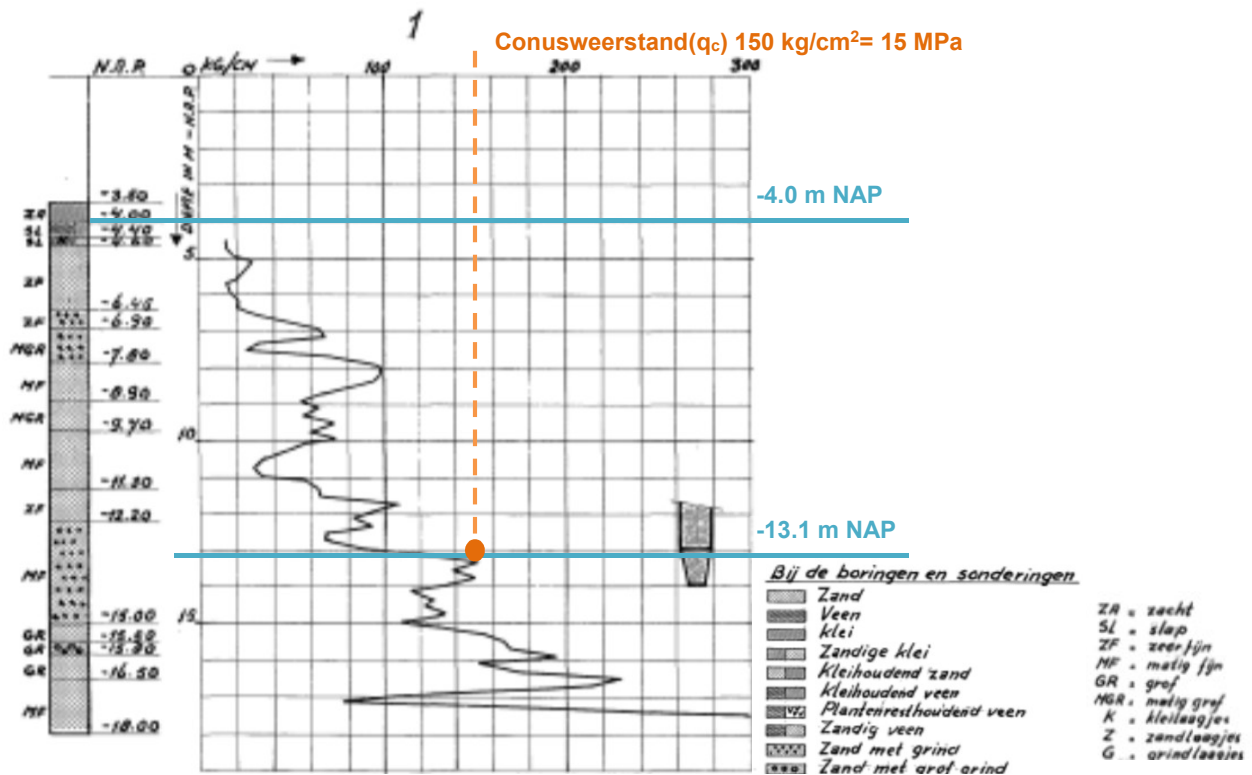
3.3.4.2 Ontwerp uitgangspunten

Voor de opbouw van het D-sheet model zijn de dimensies en parameters gebruik zoals vermeld in deelvraag 3.1.2 en 3.1.3. In bijlage O is een overzicht gegeven van de bepaling van de ingevoerde parameters, indien hiervoor geen standaard is voorgeschreven in de CUR, de eurocode 7 (EC7), of deze niet vermeldt staan in deelvraag 1 paragraaf 3.1.2 en 3.1.3. De ontwerpuitgangspunten die gebruikt worden voor de opbouw van het D-sheet model worden hieronder kort toegelicht.

Schematisering

Bodemopbouw/grondsamenstelling

Zoals aangegeven in deelvraag 1 paragraaf 3.1.3.2 zijn er voor de bodemopbouw van de RBS drie sonderingen beschikbaar. Voor de bepaling van de bodemopbouw/ grondsamenstelling in de D-sheet modellen wordt uitgegaan van de maatgevende sondering; de sondering met de minst draagkrachtige grondlagen (laagste conusweerstand). Op Figuur 3.46 is de maatgevende sondering met boring weergegeven.



Figuur 3.46: Maatgevende sondering met boring. Aangepast overgenomen van (Rijkswaterstaat *4, z.d.)

Voor de classificatie van de grondsoort is uitgegaan van de conusweerstand gemeten tot een diepte van -13,1 m, omdat dit het punt is waarop de onderkant van de diepste damwand zich bevindt. De conusweerstand bedraagt hier ongeveer 15 MPa en is daarmee de hoogst gemeten waarde over het traject tussen -4,0 m t.o.v. NAP (begin natuurlijke bodemopbouw) en -13,1 m t.o.v. NAP (onderkant damwand). Uit de boring blijkt dat hier vrijwel alleen zand aanwezig is. Gezien de waarde van de gemeten conusweerstand over het traject en de aanduiding van de grondsoort als zand is er geen sprake van overconsolidatie waarmee rekening gehouden dient te worden. Als classificatie van de grondsoort voor de opbouw van het D-sheet model is dan ook uitgegaan van schoon, los gepakt, zand, volgens NEN 1997-1 (zie Figuur 3.47), met een conusweerstand van 5 MPa tot 15 MPa.

Grondsoort						
Hoofd-naam	Bijmengsel	Consistentie ^b	γ^c kN/m ³	γ_{sat} kN/m ³	$q_c^{d,g}$ MPa	
Grind	Zwak siltig	Los	17	19	15	
		Matig	18	20	25	
		Vast	19 20	21 22	30	
	Sterk siltig	Los	18	20	10	
		Matig	19	21	15	
		Vast	20 21	22 22,5	25	
Zand	Schoon	Los	17	19	5	
		Matig	18	20	15	
		Vast	19 20	21 22	25	
	Zwak siltig, kleilig		18 19	20 21	12	
			18 19	20 21	8	
			18 19	20 21	8	

Figuur 3.47: Karakteristieke waarden grondeigenschappen. Aangepast overgenomen van (NEN-EN, 2016)

Voor de classificatie van het de grondaanvulling, van -4,0 m t.o.v. NAP tot aan bovenkant maaiveld, is aangenomen dat het ook gaat om schoon, los gepakt, zand, zoals beschreven in 3.1.3.2. In het D-sheet model is voor de duidelijkheid onderscheidt gemaakt in de verschillende grondlagen; de natuurlijke bodemopbouw, de grondaanvulling (aan de grondzijde van de damwand) en de

grondaanvulling in de vorm van een taludhelling aan de waterzijde van de damwand. Deze lagen hebben wel dezelfde classificatie met de daarbij behorende grondparameters volgens de NEN 1997-1 tabel 2b.

Grondwaterstand

Voor de hoogte van de grondwaterlijn in het D-sheet model, aan de grondzijde van de damwand, is uitgegaan van het grondwaterpeil bij maatgevend hoogwater zoals beschreven in paragraaf 3.1.3.3. Echter ter plaatse van het buitenhoofd ligt het maaiveld en daarmee de hoogte van de bovenzijde van de damwand lager en is de hoogte van grondwaterlijn gelijkgesteld met de bovenkant van de damwand en het maaiveld.

Het waterpeil (en daarmee het grondwaterpeil) aan de waterzijde van de damwand is gelijk aan het peil vermeldt in paragraaf 3.1.3.1. Uitzondering hierop zijn de situaties waarbij het maaiveld (taludhoogte) hoger ligt dan het maatgevende waterpeil. Bij deze situaties is er vanuit gegaan dat het talud nog verzadigd is met water, na de snelle peildaling zoals beschreven in paragraaf 3.1.3.3, en is het grondwaterpeil gelijk gesteld met de bovenzijde van het talud.

Waterdrukverloop

In het D-sheet model met daarin de modelering van de grondlagen (bestaande uit dezelfde grondparameters) wordt de waterdruk lineair opgebouwd, indien dit niet handmatig wordt aangepast. Deze lineaire drukopbouw komt niet overeen met de werkelijkheid. De hydrostatische waterdruk aan de onderzijde van de damwand zal zich namelijk, in de loop van de tijd, herverdelen zodat aan de rechter en de linkerzijde een gelijke druk ontstaat, zie Figuur 3.48. De grootte van dit drukverschil, voor de ankerlocatie waar dit verschijnsel het grootste effect heeft (aan de laagwaterzijde); situatie 13, is bepaald met onderstaande berekening.

Hoge zijde (grondzijde damwand):

$$afname \Delta w = \frac{0,7 * \Delta p}{d_2 + \sqrt{d_1 * d_2}} \gamma_2$$

Lage zijde (waterzijde damwand):

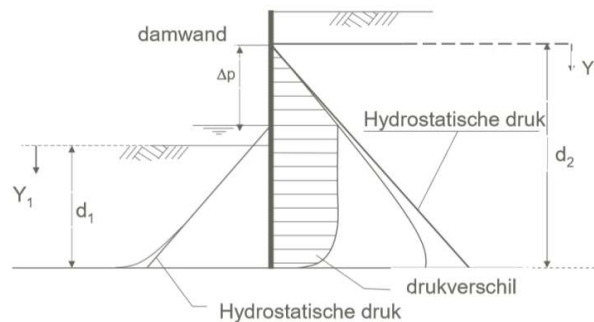
$$toename \Delta w = \frac{0,7 * \Delta p}{d_1 + \sqrt{d_1 * d_2}} \gamma_1$$

Invullen geeft;

$$\frac{0,7 * 4,28}{13,25 + \sqrt{8,97 * 13,25}} * 10 = 1,6 \text{ kPa}$$

Hoge zijde $\Delta w = 1,6 \text{ kPa}$

Lage zijde $\Delta w = 2,2 \text{ kPa}$



Figuur 3.48: Hydrostatisch drukverloop damwandconstructie. Aangepast overgenomen van (EAU 1990)

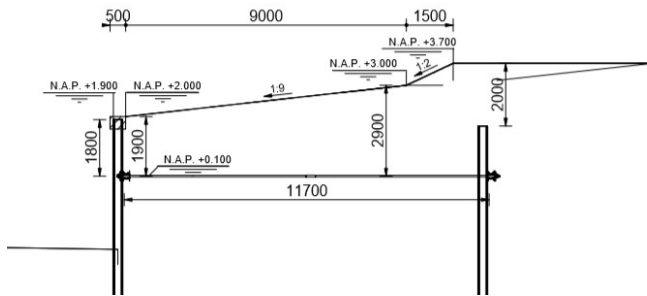
De totale hydrostatische druk aan de waterzijde bedraagt:

$$p = \rho * g * h = 1000 * 9,81 * 8,79 = 86,2 \text{ kPa}$$

Een afname in hydrostatische druk van 2,2 kPa ten opzichte van een totale druk van 86,2 kPa is te verwaarlozen. Ook vanwege de vele aannames die gedaan zijn, toegelicht in deelvraag 1, is ervoor gekozen dit verschijnsel niet mee te nemen in de berekeningen.

Talud

Boven de legankerconstructies aan de buitenhoofdzijde loopt een talud zoals weergegeven op Figuur 3.49. In D-sheet is het echter niet mogelijk een niet-horizontaal maaiveld te modeleren. Daarom is de belasting van het talud geschematiseerd als een bovenbelasting met het gewicht van onverzadigd schoon, los gepakt, zand.



Figuur 3.49: Dwarsdoorsnede talud t.p.v. legankerconstructies

Ankerwand en kerende wand

De legankers die hun stabiliteit ontleenen aan de betonwand waaraan ze bevestigd zijn (de betonconstructie van het binnen- of buitenhoofd) zijn geschematiseerd met een willekeurige wandhoogte. Voor deze ankers is het niet nodig de stabiliteit te toetsen vanwege de bevestiging aan de betonwand. Echter, om de maximaal optredende ankerkracht te kunnen bepalen dient een stabiliteitstoets uitgevoerd te worden in D-sheet. De waarde van de wandhoogte (volgens Kranz) die hiervoor ingevuld moet worden heeft geen invloed op de maximaal optredende ankerkracht, maar beïnvloedt alleen de stabiliteit van het anker, en is daarom aangenomen op 100m.

Voor de modelering van zowel de ankerwand als de kerende wand is uitgegaan van het 'zwakste' damwandtype (laagste buigstijfheid) bij de situaties waar een anker, of wél of bijna, op de scheiding van twee types damwandplanken bevestigd is. De keuze hiervoor is gebaseerd op het feit dat een lagere buigstijfheid een hogere ankerkracht oplevert, en daarmee als de meest maatgevende situatie wordt beschouwd. In het geval van een anker ter plaatse van een scheiding van twee damwandplanken (van de kerende wand) met verschillende inheidieptes, zijn beide inheidieptes getoetst op sterkte en stabiliteit. De maatgevende ankerkracht (bij de kleinste inheidiepte) dient als uitgangspunt voor verdere berekeningen in paragraaf 3.3.5. Voor de stabiliteitsberekening van het anker, bij situaties waarbij het anker, of wél of bijna, op de scheiding van twee damwandplanken is gepositioneerd, geldt dat er wordt uitgegaan van de kleinste inheidiepte voor de kerende wand.

Lengte legankers

Bij enkele situaties waarbij het anker bevestigd is aan de betonconstructie van het binnenhoofd, is de ankerlengte niet voldoende lang voor een stabiliteitstoetsing in D-sheet. De geringe ankerlengte heeft tot gevolg dat de stabiliteit van het anker niet getoetst kan worden omdat de ankerwand begint in het actieve glijvlak van de damwand. Om toch de stabiliteitstoets uit te kunnen voeren en daarmee de ankerkracht te bepalen is gekozen voor een langere ankerlengte van 20m. De ankerlengte heeft geen invloed op de te bepalen ankerkracht, maar enkel op de stabiliteit. Echter is de uitkomst van de stabiliteitstoets niet van belang vanwege het feit dat het anker is bevestigd in een betonwand.

Belastingen

Bovenbelasting

De grootte van de bovenbelasting is bepaald volgens de CUR 166, zie Figuur 3.50. Hierin wordt gesteld dat voor een constructie in de veiligheidsklasse II een bovenbelasting van 10-20 kPa aangehouden dient te worden. Voor de legankerconstructies bij de RBS zal de eventuele bovenbelasting naar alle waarschijnlijkheid bestaan uit (zwaar) materieel/ materiaal in het geval dat er onderhoud gepleegd dient te worden aan de sluisconstructie. In paragraaf 3.1.3.3 is beschreven dat voor de maatgevende waterpeilen uit wordt gegaan van MHW gevolgd door een snelle peildaling naar MLW. Dit heeft tot gevolg dat het grondpakket boven de ankers verzadigd zal zijn met water en, aangezien t.p.v. de ankers het maaiveld veelal is bedekt met gras, het niet waarschijnlijk is dat hier zwaar materieel op kan rijden. Daarnaast is het niet aannemelijk dat er onderhoud gepleegd gaat worden bij extreme weersomstandigheden. Met dit in gedachten is er gekozen voor een bovenbelasting van 10 kPa. Deze waarde van de bovenbelasting is inclusief eventuele bestrating gesitueerd bovenop de legankerconstructie en het gewicht van de deksloof.

Tabel 3.6. Belastingen voor de verschillende veiligheidsklassen.			
Klasse	β	Type constructie	Representatieve waarde van de terreinbelasting in kPa
I	2,5	oeverbescherming	5 - 10
II	3,4	sluiskolk, kade, bouwput	10 - 20
III	4,2	kaden voor zeehavens, dijkversterkingen	> 20

Figuur 3.50: Bovenbelasting voor verschillende veiligheidsklassen. Aangepast overgenomen van (CURNET, 2008)

Sterktes

Vloei grens

De sterktebepaling van de damwanden en het anker is gedaan met behulp van een elastische berekening. Hierbij is uitgegaan van de staalkwaliteit beschreven in paragraaf 3.1.2.1 en 3.1.2.2. De waarde van de vloei grens is bepaald aan de hand van Figuur 3.51. Vanwege het productieproces en de lengte van het leganker wordt er van uitgegaan dat de mechanische eigenschappen zoals hieronder beschreven van toepassing zijn.

Aanduiding		Minimumvloei grens R_{eH}^a MPa ^b							
Volgens EN 10027-1 en CR 10260	Volgens EN 10027-2	Nominale dikte mm							
		≤ 16	> 16 ≤ 40	> 40 ≤ 63	> 63 ≤ 80	> 80 ≤ 100	> 100 ≤ 150	> 150 ≤ 200	> 200 ≤ 250
		Damwanden		legankers					
S235JR	1.0038	235	225	215	215	215	195	185	175
S235J0	1.0114	235	225	215	215	215	195	185	175
S235J2	1.0117	235	225	215	215	215	195	185	175

Figuur 3.51: Mechanische eigenschappen bij omgevingstemperatuur voor platte en lange producten van staalsoorten en kwaliteiten met kerfslagwaarden. Aangepast overgenomen van (NEN-EN, 2004)

3.3.4.3 Resultaten D-sheet piling

Tabel 6 geeft een samenvatting weer van de resultaten van de D-sheet berekening voor de verschillende ankers. Het volledige overzicht van de resultaten is te vinden in Bijlage T. Omdat de west- en oostzijde van zowel het binnen- en buitenhoofd qua legankerconstructies identiek zijn, is hiervoor één berekening gemaakt. Voor de verschillende toetsingen, benoemd in paragraaf 3.3.4.1, wordt per situatie aangegeven of de constructie hieraan voldoet of niet. Daarnaast is de ankerkracht per anker berekend, aan de hand van de optredende ankerkracht per strekkende meter welke voortkomt uit de D-sheet berekening voor elke situatie.

Modelnaam	Leganker aanduiding	Sterkte/stijfheid damwand	Overall stabiliteit	Ankerkracht per anker [kN]	Stabiliteit anker*	Min. benodigde diepte ankershot [m NAP]
Situatie 1	BUO1/ BUW8	Voldoet	Voldoet	139,0	voldoet	
Situatie 2	BUO2/ BUW7	Voldoet	Voldoet	200,7	voldoet	
Situatie 3	BUO3/ BUW6	Voldoet	Voldoet	155,8	voldoet	
Situatie 4	BUO4/ BUW5	Voldoet	Voldoet	192,5	voldoet	
Situatie 5	BUO5/ BUW4	Voldoet	Voldoet	223,3	voldoet	
Situatie 6	BUO6/ BUW3	Voldoet	Voldoet	266,0	voldoet	
Situatie 7	BUO7/ BUW2	Voldoet	Voldoet	303,5		
Situatie 8	BUO8/ BUW1	Voldoet	Voldoet	345,9		
Situatie 9	BIO1/ BIW8	Voldoet	Voldoet	189,1	Voldoet als →	-0,80
Situatie 10	BIO2/ BIW7	Voldoet	Voldoet	202,0/ 202,3	Voldoet als →	-1,0/+0,05
Situatie 11	BIO3/ BIW6	Voldoet	Voldoet	165,8/ 165,5		
Situatie 12	BIO4/ BIW5	Voldoet	Voldoet	211,5		
Situatie 13	BIO5/ BIW4	Voldoet	Voldoet	218,0		
Situatie 14	BIO6/ BIW3	Voldoet	Voldoet	273,8		
Situatie 15	BIO7/ BIW2	Voldoet	Voldoet	331,0		
Situatie 16	BIO8/ BIW1	Voldoet net niet	Voldoet	396,0		

Tabel 6: Samenvatting van de berekeningsresultaten per leganker

3.3.5 De theoretische reststerkte en restcapaciteit per onderdeel

In deze paragraaf is de reststerkte en restcapaciteit bepaald van de verschillende onderdelen van de legankers zoals toegepast bij de RBS. Globaal gezien zijn de volgende onderdelen beschouwd:

- ankerstang; de schacht en het gesmede oog-vormige uiteinde
- verbinding van het leganker aan de ankerwand (damwand); de ankerplaat
- verbinding van het leganker aan de kerende wand (damwand of betonwand); de ankerplaat, de strip verbonden aan de betonwand, pen voor verbinding oogvormig-uiteinde aan strip

Afhankelijk van het anker, met de daarbij behorende verbinding aan de kerende wand of ankerwand, is een selectie van de bovengenoemde onderdelen berekend. De legankeronderdelen waarvan niet bekend is welk type is gebruikt, aangegeven in paragraaf 3.1.2.1, zijn niet meegenomen in de toetsing.

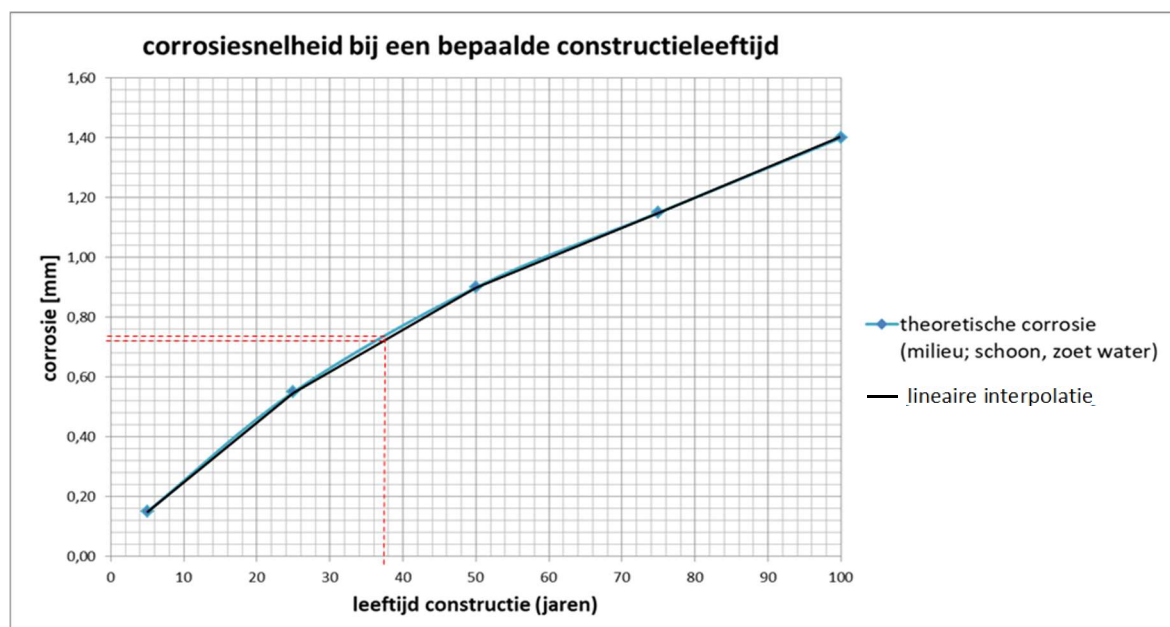
3.3.5.1 Berekeningsaanpak

De bepaling van de theoretische reststerkte en restcapaciteit van de verschillende leganker onderdelen is gedaan op basis van de berekende ankerkracht per leganker, in paragraaf 3.3.4.3. De verschillende onderdelen van elk leganker zijn getoetst op (rest)sterkte(weerstand) en -capaciteit, met behulp van handmatige berekening volgens de NEN-EN 1993-1-1 en NEN-EN 1993-1-8. Voor de toetsing is voor elke onderdeel de relevante bezwijkmechanismen bepaald. De toetsing aan de hand van de verschillende bezwijkmechanismen is een keer uitgevoerd zonder het meenemen van degradatie en vervolgens is de toetsing opnieuw gedaan maar dan met reductie van de spanningsdoorsnede als gevolg van de theoretische corrosie na 62 jaar. Eventuele uitzonderingen op de rekenregels volgens de Eurocode, onderdelen die buiten beschouwing zijn gelaten of aannames die zijn gedaan voor de berekening, worden toelicht in paragraaf 3.3.5.2.

3.3.5.2 Uitgangspunten

Algemene uitgangspunten

Voor de corrosiesnelheid op de verschillende onderdelen is uitgegaan van de norm vermeldt in paragraaf 3.3.1.3; NEN-EN 1993-5. Omdat het effect op de corrosiesnelheid van de (eventuele) corrosiebescherming op onderdelen van het leganker niet bekend is wordt verondersteld dat de maximale corrosie optreedt volgens de norm. Hierin is de corrosie bepaald voor een staalconstructie met een ontwerplevensduur van 5, 25, 50, 75 en 100 jaar. Voor het bepalen van de theoretische opgetreden corrosie op een willekeurige constructieleeftijd is lineaire interpolatie gebruikt tussen de punten (5, 25, 50, 75 en 100 jaar) waarvan de corrosie voorgeschreven is volgens de norm. Als de corrosiewaarden (voor een milieu van schoon zoet water) op een bepaald leeftijd van de constructie worden uitgezet in een grafiek is dit geen lineair verband, zie Figuur 3.52.



Figuur 3.52: Corrosiesnelheid bij een bepaalde constructieleeftijd volgens de NEN-EN 1993-5

Door gebruik te maken van lineaire interpolatie, tussen de door de norm voorgeschreven bekende corrosiewaarden op een bepaalde leeftijd, is een afwijking te zien van ongeveer 0,03 mm ten opzichte van de daadwerkelijke corrosie volgens de norm. Echter in paragraaf 3.4.1.1 wordt vermeldt dat de corrosie gemeten kan worden met een nauwkeurigheid van 0,05 mm en daarmee is een afwijking van 0,03 mm acceptabel. De afwijking, als gevolg van lineaire interpolatie, ten opzichte van de norm is het grootst bij een milieu van schoon zoet water ten opzichte van de andere milieus beschreven in de norm. De waarde voor de theoretische opgetreden corrosie na 62 jaar wordt voor alle zijden van een staaloppervlak meegenomen, ook als deze dicht tegen een ander staaloppervlak zit geklemd.

Het bepalen van de reststerkte en restcapaciteit van de legankers na 62 jaar is gedaan op basis van de rekenwaarde van de ankerkracht per anker bepaald in paragraaf 3.3.4.3. Hierbij is het effect van eventuele corrosie van de damwanden niet meegenomen, wat kan zorgen voor een hogere ankerkracht als gevolg van afnemende buigstijfheid van de damwandplanken.

Voor het berekenen van de onderdelen wordt er uitgegaan van een centrische trekkracht in de lengterichting van het leganker. Eventuele doorbuiging van het anker als gevolg van zettingen van de ondergrond wordt buiten beschouwing gelaten.

De vloeigrens van verbindingstukken die voldoen aan de omschrijving 'gewalste lange of platte producten' is bepaald volgens NEN-EN 10025-2 (tabel 7), zoals beschreven is in paragraaf 3.3.4.2.

Onderdeel specifieke uitgangspunten

Betonnen ankerschot

Een mogelijk bezwijkmechanisme, bij de verbinding van de legankers aan het betonnen ankerschot, is pons door de betonplaat. Echter vanwege het ontbreken van informatie over de afmetingen en de betonkwaliteit van het schot wordt dit mechanisme niet meegenomen in de toetsing. Ook is het niet mogelijk te toetsen of de grond zal 'bezwijken' alvorens het bezwijken van een ankeronderdeel.

Bouten gordingsysteem

De bouten die zijn gebruikt voor het maken van de gordingconstructie, voor de bevestiging van de legankers aan de damwand, worden eveneens niet getoetst. De reden hiervoor is dat deze geen constructieve functie hebben wanneer het anker op trek wordt belast. Daarnaast blijft de ankerconstructie functioneren bij eventuele bezwijken van deze bouten. De bouten die het gordingsysteem bevestigen aan de damwand, indien de damwand functioneert als ankerwand, worden wel belast op trek als gevolg van doorbuigen van de ankerplaat. Echter, ook hier geldt dat mochten deze bouten bezwijken de ankerconstructie kan blijven functioneren. Voor het bepalen van de weerstand van de ankerplaat is de sterkte van deze bouten wel meegenomen, omdat de bouten effect hebben op de weerstand van de plaat, maar de bouten worden niet apart getoetst.

Ankerplaat

Het bepalen van de weerstand van de ankerplaat is gedaan op basis van de vloeilijnen theorie (met gronde vloeilijnen), een toetsing volgens de eurocode niet mogelijk is zonder gebruikmaking van een EEM-softwarepakket.

Ankerstang

Vanwege het feit dat de ankerstang doorloopt van de waterzijde van de damwand naar de grondzijde geldt volgens de ontwerpnorm hiervoor in theorie twee verschillende waarden voor de optredende corrosie. Echter, de corrosiewaarde voor de waterzijde is hoger dan voor de grondzijde; het zwakste punt van de stang ontstaat naar alle waarschijnlijkheid ter plaatse van de waterzijde. En daarom zal de corrosiewaarde aan de waterzijde van de damwand in rekening gebracht worden voor de ankerstang.

3.3.5.3 Resultaten handmatige berekening van legankeronderdelen

Een berekeningsuitwerking van de twee typen toegepaste legankers bij de RBS; verankering aan een 'betonwand-damwand'- en een 'damwand-damwand'-verankering is bijgevoegd in bijlage P. Voor beide types is het anker gekozen wat het zwaarst wordt belast, en waarvan de meeste onderdelen bekend zijn. De toetsingsmethode en bezwijkmechanismen van de overige ankers is hieraan gelijk (ook die van de verankering tussen een damwand en ankerschot), echter met andere parameters voor de dimensionering en de rekenwaarde van de ankerkracht. De resultaten van de berekening van alle legankeronderdelen is te vinden in bijlage Q. In Figuur 3.53 is een korte samenvatting weergegeven van de resultaten uit bijlage Q voor de twee typen legankers van de RBS.

Leganker BUO6/ BUW 3; 'damwand-damwand'-verbinding								
Onderdeel	Type	Toetsing op	Weerstand [kN] (t=0 j.)	U.C (t=0 j.)	Weerstand [kN] (t=62 j.) = reststerkte	U.C. (t=62 j.)	extra capaciteit (op t=0) [%]	restcapaciteit (op t=62) [%]
Ankerstang	gesneden (As<Ag)	Trek (vloeien netto doorsnede)	422,15	0,63	388,41	0,68	37%	32%
Koppel-/verbindingstuk	onbekend		-	-	-	-	-	-
Verbinding aan kerende wand/ankerwand	bevestiging aan damwand	Dwarskracht (vloeien plaat)	237,93	1,12	216,84	1,23	-12%	-23%
		Pons (door ankerplaat damwand grondzijde)	2660,05	0,1	2524,37	0,11	90%	89%
		Pons (door ankerplaat damwand waterzijde)	2660,05	0,1	2468,5	0,11	90%	89%
Leganker BIO8/ BIW 1; 'betonwand-damwand'-verbinding								
Onderdeel	Type	Toetsing op	Weerstand [kN] (t=0 j.)	U.C (t=0 j.)	Weerstand [kN] (t=62 j.) = reststerkte	U.C. (t=62 j.)	extra capaciteit (op t=0) [%]	restcapaciteit (op t=62) [%]
Ankerstang	gesneden (As<Ag)	trek (vloeien netto doorsnede)	326,91	0,94	297,30	1,02	6%	-2%
Koppel-/verbindingstuk	onbekend		-	-	-	-	-	-
Verbinding aan kerende wand/ankerwand	bevestiging aan betonwand/ combiwand	trek (vloeien bruto doorsnede)	427,50	0,46	389,41	0,51	54%	49%
		trek (breuk netto doorsnede)	270,86	0,73	237,23	0,83	27%	17%
		afschuiven pen	262,75	1,51	245,83	1,61	-51%	-61%
		stuik pengat/ uitschuiven plaatdeel (gesmeed oog)	454,08	0,87	419,45	0,94	13%	6%
		stuik pengat/ uitschuiven plaatdeel	282,15	0,70	252,23	0,78	30%	22%
	bevestiging aan damwand	pons (door plaat)	2660,05	0,15	2468,50	0,16	85%	84%

Figuur 3.53: Samenvatting handberekening legankeronderdelen

3.3.6 Analyse rekenresultaten

In deze paragraaf worden de resultaten van de verschillende berekeningen geanalyseerd. De zeventig jaar oude rekenmethodes worden vergeleken met de huidige rekenmethode (volgens D-sheet).

Vervolgens wordt er toegelicht wat opvalt bij de resultaten van de toetsing van de legankerconstructies, met inbegrip van de legankeronderdelen, aan de huidige ontwerpnormen. Met als door het opstellen van een prognose welke getoetst kan worden met behulp van het testprotocol.

3.3.6.1 Analyse methode Blum

Wanneer de werkelijke inbeddingsdiepte (directe link met de inheidiepte en de damwandlengte) en ankerkracht vergeleken wordt met de berekende inbeddingsdiepte en ankerkracht, wordt merkbaar dat de berekende waarden niet in de buurt komen van de werkelijke waarden. De berekende waarden liggen een stuk lager. Dit kan meerdere redenen hebben zoals:

- Te laag aangenomen bovenbelasting
- Het niet meenemen van een niet horizontaal maaiveld (niet mogelijk met methode Blum)
- Te hoog aangenomen MLW-peil
- Verkeerde interpretatie van de maatgevende sondering

Het grondwaterpeil is al gelijk met het bovengelegen maaiveld, hier kan het dus niet aan liggen.

Een gevoeligheidsanalyse van methode Blum is gewenst en hieronder uitgewerkt.

Gevoeligheidsanalyse methode Blum

Omdat een berekening met een uitkomst, grenzend aan de werkelijkheid, gewenst is, is er een korte gevoeligheidsanalyse van de berekening gedaan. Allereerst is de bovenbelasting verdubbeld, zie Tabel 7 voor de resultaten.

Werkelijke damwandinfo (BUO6/BUW3)		
BK damwand	1,90	m t.o.v. N.A.P.
OK damwand	-13,10	m t.o.v. N.A.P.
Inbeddingsdiepte (waarschijnlijk incl. *1,26)	10,18	m
Damwandlengte	15,00	m
Kerende hoogte (h1)	2,90	m
Kerende hoogte (h2)	4,82	m
Bovenbelasting	20	kN/m2 (of kPa)
Ankerhoogte	0,1	m t.o.v. N.A.P.
Bodemhoogte	-2,92	m t.o.v. N.A.P.
Berekende damwandinfo (BUO6/BUW3)		
OK damwand	-7,22	m t.o.v. N.A.P.
Inbeddingsdiepte	4,30	m
Damwandlengte	9,12	m
Ankerkracht	235	kN
OK damwand Blum	-8,3	m t.o.v. N.A.P.
Inbeddingsdiepte Blum (incl. *1,26)	5,42	m
Damwandlengte Blum	10,24	m
Ankerkracht Blum	101	kN
Procent ingebed	53%	%

Tabel 7: Kerende wandparameters na verdubbeling bovenbelasting (methode Blum)

De volgende analyse bestaat uit het verlagen van het MLW-peil met één meter. Zie Tabel 8 voor de resultaten.

Werkelijke damwandinfo (BUO6/BUW3)		
BK damwand	1,90	m t.o.v. N.A.P.
OK damwand	-13,10	m t.o.v. N.A.P.
Inbeddingsdiepte (waarschijnlijk incl. *1,26)	10,18	m
Damwandlengte	15,00	m
Kerende hoogte (h1)	3,90	m
Kerende hoogte (h2)	4,82	m
Bovenbelasting	10	kN/m2 (of kPa)
Ankerhoogte	0,1	m t.o.v. N.A.P.

Bodemhoogte	-2,92	m t.o.v. N.A.P.
Berekende damwandinfo (BUO6/BUW3)		
OK damwand	-6,82	m t.o.v. N.A.P.
Inbeddingsdiepte	3,90	m
Damwandlengte	8,72	m
Ankerkracht	197	kN
Berekende damwandinfo (BUO6/BUW3) Blum		
OK damwand Blum	-7,8	m t.o.v. N.A.P.
Inbeddingsdiepte Blum (incl. *1,26)	4,91	m
Damwandlengte Blum	9,73	m
Ankerkracht Blum	75	kN
Procent ingebed	50%	%

Tabel 8: Kerende wandparameters na verlaging MLW met één meter (methode Blum)

De werkelijke inbeddingsdiepte ter plaatse van BUO6&BUW3 is 10,2 meter en de werkelijke damwandlengte is 15 meter. De resultaten van de gevoeligheidsanalyses, te zien op Tabel 7 en Tabel 8, laten beide zien dat de berekende inbeddingsdiepte, ankerkracht en damwandlengte nog steeds ver van de werkelijkheid liggen. Omdat deze verschillen, bij een aannemelijke belasting situatie, nog steeds significant zijn kan er gesteld worden dat deze kerende wand niet is berekend volgens de methode Blum, althans niet voor de inbeddingsdiepte (mogelijk wel voor de ankerkracht).

Voordat er conclusies getrokken kunnen worden is het interessant om te kijken wanneer de werkelijke inbeddingsdiepte, ankerkracht en damwandlengte wel worden benaderd. Wanneer het MLW-peil op de bodem wordt gelegd (-2,920 NAP i.p.v. -0,995 NAP) en de bovenbelasting wordt verhoogd (48,5 kPa i.p.v. 10 kPa), naderen de uitkomsten de praktijk wel (damwandlengte 15m). Zie Tabel 9 voor de resultaten.

Werkelijke damwandinfo (BUO6/BUW3)		
BK damwand	1,90	m t.o.v. N.A.P.
OK damwand	-13,10	m t.o.v. N.A.P.
Inbeddingsdiepte (waarschijnlijk incl. *1,26)	10,18	m
Damwandlengte	15,00	m
Kerende hoogte (h1)	4,82	m
Kerende hoogte (h2)	4,82	m
Bovenbelasting	48,5	kN/m ² (of kPa)
Ankerhoogte	0,1	m t.o.v. N.A.P.
Bodemhoogte	-2,92	m t.o.v. N.A.P.
Berekende damwandinfo (BUO6/BUW3)		
OK damwand	-11,02	m t.o.v. N.A.P.
Inbeddingsdiepte	8,10	m
Damwandlengte	12,92	m
Ankerkracht	513	kN
Berekende damwandinfo (BUO6/BUW3) Blum		
OK damwand Blum	-13,1	m t.o.v. N.A.P.
Inbeddingsdiepte Blum (incl. *1,26)	10,21	m
Damwandlengte Blum	15,03	m
Ankerkracht Blum	217	kN
Procent ingebed	68%	%

Tabel 9: Kerende wandparameters met berekende damwandlengte gelijk aan werkelijke damwandlengte (methode Blum)

Het blijkt dat de werkelijke inbeddingsdiepte, inheidiepte en damwandlengte van de kerende wand sterk afwijken van de resultaten uit methode Blum. Zowel de verdubbeling van de bovenbelasting als de verlaging het MLW-peil geven beide significant lagere resultaten dan de werkelijke waarden. Wanneer de werkelijke waarden wel worden benaderd, zoals in de laatste analyse, is de invoer van de karakteristieken dusdanig onrealistisch dat ook hieruit blijkt dat er waarschijnlijk een andere methode is gebruikt om de inbeddingsdiepte, inheidiepte en de damwandlengte te bepalen. Wat de gevolgen hiervan zijn op dit onderzoek wordt uitgelegd in paragraaf 3.3.6.3.

Verschillende ankerkrachten en inheidiepten bij verschillende damwandlengtes

Om een vergelijking van de ankerkracht en de inheidiepte volgens methode Blum en volgens de huidige ontwerpnormen te kunnen maken (zie 3.3.6.3) is een motivatie voor de te vergelijken Blum

ankerkracht en inheidiepte nodig. Op Tabel 10 zijn de inheidieptes en ankerkrachten bij verschillende lengtes damwand te zien. De theoretische inheidiepte en ankerkracht volgen uit een handmatige berekening. De Blum inbeddingsdiepte is de inbeddingsdiepte vermenigvuldigd met 1,26, hierbij hoort een nieuwe ankerkracht en een nieuwe inheidiepte. Echter, de ankerkracht behorende bij de theoretische inbeddingsdiepte is waarschijnlijk meegenomen in het ontwerp van vroeger, omdat bij de Blum inbeddingsdiepte er van uit wordt gegaan dat, na deze vermenigvuldiging, de damwand volledig in de bodem ingeklemd zou zijn. Bij kleine grondverplaatsingen aan de passieve zijde van de wand nadert de ankerkracht al snel de ankerkracht komende uit de theoretische inbeddingsdiepte, daarom is het correcter om een ankerkracht van 184kN aan te houden (waarschijnlijk werd er vroeger ook zo geredeneerd). Bij een inbeddingsdiepte van groter dan 5,0m wordt de gevonden ankerkracht 0kN. Dit is in de werkelijkheid niet zo, dit is een onvolkomenheid van de methode Blum aangezien deze uitgaat van volledige ontwikkeling van passieve en actieve druk en de damwand als oneindig stijf wordt beschouwd. Voor de vergelijking van de ankerkrachten wordt dus 184kN aangehouden.

Berekening methode Blum BUO6&BUW3	Inheidiepte (m t.o.v. NAP)	Lengte damwand (m)	Inbeddingsdi epte (m)	Ankerkracht (kN/0,9m)	Procent ingebed (%)
Theoretische inbeddingsdiepte	-6,4	8,3	3,5	184	42%
Blum inbeddingsdiepte	-7,3	9,2	4,4	84	48%
Ankerkracht=0	-7,9	9,8	5	0	51%
Werkelijke inbeddingsdiepte	-13,1	15	10,2	0	68%

Tabel 10: Berekende waarden bij verschillende lengtes damwand (methode Blum)

3.3.6.2 Analyse methode Homberg

In paragraaf 3.3.3.2 bleek dat de toegepaste ankerwand behoorlijk te lang is. Welke lengte de ankerwand dan wel zou moeten hebben om net te voldoen volgt uit een iteratieslag met de spreadsheet. Deze zou ongeveer 2,7m moeten (werkelijke lengte = 10,2m) zijn om de ankerkracht te kunnen weerstaan (totaal mobiliseerbare passieve kracht min totaal actieve kracht min ankerkracht = 0 kN), zie Tabel 11.

Lengte ankerwand	2,7	m
Totaal mobiliseerbare passieve kracht	243	kN
Totaal actieve kracht	59	kN
Totaal mobiliseerbare passieve kracht min totaal actieve kracht	184	kN
Ankerkracht uit methode Blum	184	kN
Totaal mobiliseerbare passieve kracht min totaal actieve kracht min ankerkracht	0	kN

Tabel 11: Maximaal mobiliseerbare passieve kracht met damwandlengte=2,7m

Normaliter zouden voor de optimalisatie van de kistdamconstructie nog vervolgberekeningen moeten plaatsvinden, namelijk het meenemen van de rek en de verplaatsing van het leganker en de ankerwand naar de kerende wand. Dit leidt tot een groter moment in de kerende wand. Echter, de voor- en ankerwand zijn dusdanig overgedimensioneerd dat er, in dit onderzoek, wordt afgezien van een optimalisatieslag. Daarnaast neemt door deze optimalisatieslag de ankerkracht af, terwijl de werkelijke ankerkracht naar alle waarschijnlijkheid al veel groter is dan de berekende ankerkracht uit methode Blum (Ven, z.d.). Het vergelijken van een nog groter verschil heeft daarom geen zin.

3.3.6.3 Vergelijking zeventig jaar oude rekenmethodes/ ontwerpnormen met huidige ontwerpnormen

Om de resultaten van de zeventig jaar oude en huidige rekenmethoden/ ontwerpnormen te kunnen vergelijken, zijn de resultaten uit paragraaf 3.3.3 en bijlage R opgesomd in Tabel 12. De representatieve ankerkracht uit kolom Blum is de ankerkracht resulterend uit de handmatige berekening (zonder vermenigvuldiging Blum-factor van 1,26). De inbeddingsdiepte, met bijbehorende damwandlengte en inheidiepte, uit kolom Blum is de inbeddingsdiepte resulterend uit methode Blum (met vermenigvuldiging Blum-factor van 1,26). Zie 3.3.6 voor de motivatie van de keuze wel of niet inclusief Blum-factor.

De rekenwaarde ankerstangdiameter in de D-sheet kolom volgt uit de rekenwaarde van de ankerkracht gedeeld door de vloeispanning gereduceerd volgens NEN-EN 10025-2 (215 N/mm²). De rekenwaarde ankerstangdiameter uit de Blum kolom volgt uit representatieve ankerkracht gedeeld

door de vloeispanning gereduceerd volgens de TGB1949 (137 N/mm², zoals vermeld in paragraaf 3.2.1.2), hiermee wordt de diameter een toe te passen rekenwaarde-diameter.

De rekenwaarde van de ankerkracht uit kolom D-sheet is de representatieve ankerkracht vermenigvuldigd met 1,5 (volgens CUR 166). De rekenwaarde van de ankerkracht uit kolom Blum volgt uit de rekenwaarde diameter, gedeeld door een vloeispanning van 235 N/mm², omdat de NEN-EN 10025-2 hier niet van toepassing is (hiervoor is wel de toelaatbare spanning van 137 N/mm² in rekening gebracht). De rekenwaarde van de theoretische ankerkracht is een fictieve waarde, omdat deze vroeger niet zo bepaald werd. Om toch de vergelijking te kunnen maken is deze fictieve waarde berekend.

De huidige norm neemt als toetsing van de constructie andere situatiekarakteristieken mee. De bodem- en MLW-peilen worden verlaagd met dertig cm. Voor de vergelijking van de inheidiepte en de ankerkracht maakt dit niet uit, omdat deze vergelijking op normniveau is, dus inclusief deze veranderingen in situatiekarakteristieken.

Situatie 6 (BUO6&BUW3)	D-sheet	Blum		Opmerkingen
Representatieve ankerkracht	212	204	kN/m	<i>D-sheet met bodem -3,220 NAP en waterpeil op -1,240 NAP (volgens EC7 stap 6.3) Blum met bodem -2,920 NAP en waterpeil op -0,995 NAP Beide waarden omgerekend van per 0,9m naar per 1m</i>
Rekenwaarde ankerkracht	318	351	kN/m	<i>Directe bepaling van de rekenwaarde theoretische ankerkracht bestond vroeger niet. De genoemde waarde is een fictieve waarde t.b.v. de vergelijking met de D-sheet rekenwaarde ankerkracht. Deze fictieve waarde is verkregen door de rekenwaarde diameter te delen door de vloeispanning van 235 N/mm²</i>
Damwandlengte	9,0	9,2	m	<i>Blum damwandlengte volgt uit maaiveld + kerende hoogte + Blum inbeddingsdiepte</i>
Inbeddingsdiepte	3,9	4,4	m	<i>Blum damwandlengte (incl. vermenigvuldiging met Blum-factor van 1,26)</i>
Inheidiepte	-7,1	-7,3	m t.o.v. NAP	<i>Blum inheidiepte volgt uit maaiveld - damwandlengte</i>
Toe te passen diameter volgens rekenwaarde ankerkracht	43	44	mm	<i>D-sheet met f_t 215 N/mm² (volgens NEN-EN 10025-2) Blum met f_t (toelaatbare trekspanning) 137 N/mm² (volgens TGB1949)</i>
Toe te passen diameter volgens rekenwaarde ankerkracht (incl. corrosietoeslag)	46	44	mm	<i>D-sheet inclusief staaldiktetoeslag t.b.v. toekomstige corrosie conform EC3 deel 5 tabel 4.1 Blum exclusief staaldiktetoeslag t.b.v. toekomstige corrosie (geen ontwerpnormen voor)</i>
Werkelijk toegepaste diameter	57	57	mm	<i>Volgens tekening RWSMNN-1900-09320 (zie bijlage E)</i>

Tabel 12: Vergelijkingstabel resultaten van zeventig jaar oude en huidige reken- en ontwerpnormen

Vergelijking van inheidiepte (Blum) en ankerkracht (theoretische handberekening) met resultaten uit D-sheet

De inheidiepte, volgens de zeventig jaar oude rekenmethodes (methode Blum), geeft een grotere waarde ten opzichte van huidige normen. Er zit echter niet veel verschil in. Aan de hand van deze informatie kan er geconcludeerd worden dat men vroeger voor de inbeddingsdiepte, de inheidiepte en de damwandlengte iets conservatiever rekende. Ook de 'fictieve' rekenwaarde van de ankerkracht, volgens de zeventig jaar oude normen, blijkt hoger te zijn ten opzichte van de huidige normen en ook deze is niet erg groot. Aan de hand van deze informatie kan er ook geconcludeerd worden dat men vroeger iets conservatiever rekende voor de rekenwaarde van de ankerkracht.

Vergelijking van inheidiepte resulterend uit D-sheet en methode Blum/methode Homberg met werkelijke inheidiepte (onderloopsheid)

De inheidieptes resulterend uit de D-sheet berekening, de methode Blum berekening en de methode Homberg berekening laten allemaal zien dat deze significant lager zijn dan de werkelijke inheidiepte. Naar alle waarschijnlijkheid heeft dit te maken met de manier van berekenen. Het lijkt erop dat men vroeger de inheidieptes met een onderloopsheidberekening heeft bepaald.

Dit heeft gevolgen voor de vergelijking van de zeventig jaar oude- en huidige ontwerpnormen. Aangezien de ankerkracht onder andere samenhangt met de damwandlengte. In werkelijkheid is deze veel langer ten opzichte van de resultaten uit de berekeningen. Tabel 10 laat zien dat, volgens methode Blum, de ankerkracht 0 kN is wanneer de werkelijke inheidiepte wordt meegenomen in de berekening (zie 3.2.2.1 voor motivatie). Daarom is er voor gekozen om de zeventig jaar oude rekenmethodes/ ontwerpnormen niet mee te nemen in het bepalen van de reststerkte en restcapaciteit van de verschillende legankeronderdelen. Het ontbreken van een goede zeventig jaar oude ontwerpnorm om toekomstige corrosie in rekening te brengen werkt hier ook aan mee.

Vergelijking van ankerstangdiameter resulterend uit D-sheet en methode Blum met werkelijke diameter

De werkelijke ankerstang diameter van BUO6&BUW3 is 57mm volgens de verkregen tekeningen. Het resultaat van de zeventig jaar oude rekenmethode/ ontwerp is 44mm (exclusief corrosietoeslag) en van de huidige ontwerpnormen 46mm (inclusief corrosietoeslag). De werkelijke ankerstang diameter is significant groter dan de andere diameters. Er kan geconcludeerd worden dat het verschil helaas niet verklaarbaar is. Wellicht is men vroeger uitgegaan van een conservatievere aanpak wat betreft het toepassen van een corrosietoeslag, al dan niet met een koolteer-conservering. Het kan ook zijn dat men vroeger, ten behoeve van de toekomstige robuustheid van het kunstwerk, bewust een grote toeslag heeft toegepast op de ankerstangdiameter.

3.3.6.4 Analyse resultaten D-sheet berekening

De opvallendheden en algemene bevindingen van de ontwerptoetsing van de grondkerende constructie volgens D-sheet worden hieronder toegelicht. De interpretatie van de ankerkracht per anker, volgens de D-sheet berekening, en het effect hiervan op de toetsing van de verschillende onderdelen wordt toegelicht in 3.3.6.5.

Opvallendheden uit resultaten van de ontwerptoetsing

In paragraaf 3.3.4.3 is te zien dat het ontwerp van de grondkerende constructie ter plaatse van de verschillende legankers vrijwel op alle toetsingen voldoet. De enige toetsing waaraan de damwand ter plaatse van leganker BIO8/ BIW1 niet voldoet, is de toetsing op sterkte/stijfheid. Het maximale moment in de damwand bedraagt 203,79 kNm terwijl een toelaatbare maximaal moment van 202,1 kNm toegestaan is. Echter is nog niet met zekerheid te zeggen of de constructie iets te optimistisch gedimensioneerd is vanwege het feit dat de voor de werkelijke staalkwaliteit een aanname is gedaan, en er ook onzekerheden zitten in de aannames voor de karakteristieken van de RBS.

Algemene indruk van de resultaten van de ontwerptoetsing

Het algehele beeld van de toetsingen van de grondkerende constructies (op de locaties waar legankers bevestigd zijn) is dat de toetsingen vrijwel allemaal (ruim) voldoen. Er van uitgaande dat de aannames gedaan in paragraaf 3.1.2 en 3.1.3 in werkelijkheid niet (veel) ongunstiger uitpakken. Hoewel bij het doen van de aannames eerder is gekozen voor een conservatieve veronderstelling dan een te optimistische aanname. De werkelijke inheidiepte is meer dan voldoende ten opzichte van de inheidiepte benodigd volgens D-sheet. Juist vanwege de relatief diepe inheidiepte is het moment in de damwand groter dan wanneer een korte inheidiepte toegepast zou zijn. De keuze voor een diepere inheidiepte is dus constructief niet nodig, maar zoals benoemd in paragraaf 3.3.6.3 kan gekozen zijn voor langere damwandplanken om te dienen als kwelscherm. Echter zorgt deze relatief diepe inheidiepte er wel voor dat de overall stabiliteit van de grondkerende constructies ruim voldoende is; vaak een factor 2 tot bijna 3 hoger dan daadwerkelijk benodigd. Over de stabiliteit van de legankers verbonden aan een ankerschot is nog geen uitspraak te doen omdat hiervan de afmetingen ontbreken. Er is wel toegelicht wat de afmetingen van het ankerschot behoren te zijn om de stabiliteit te waarborgen. Hierbij kan de kanttekening geplaatst worden dat mocht het anker langer zijn dan nu aangegeven op de tekeningen de benodigde ankerschotafmetingen opnieuw bepaald dienen te worden. Dit geldt ook in geval van een korter anker dan nu weergegeven op de tekeningen. Omdat bij een grotere ankerlengte voldaan kan worden aan de stabiliteitseis met kleinere afmetingen van het schot dan nu bepaald en bij een kortere ankerlengte vice versa.

3.3.6.5 Analyse resultaten handmatige berekening reststerkte en restcapaciteit per onderdeel

De resultaten van de handmatige berekening van alle onderdelen zoals beschreven in paragraaf 3.3.5.3 worden in deze paragraaf geanalyseerd. Met het uiteindelijke doel het opstellen van een

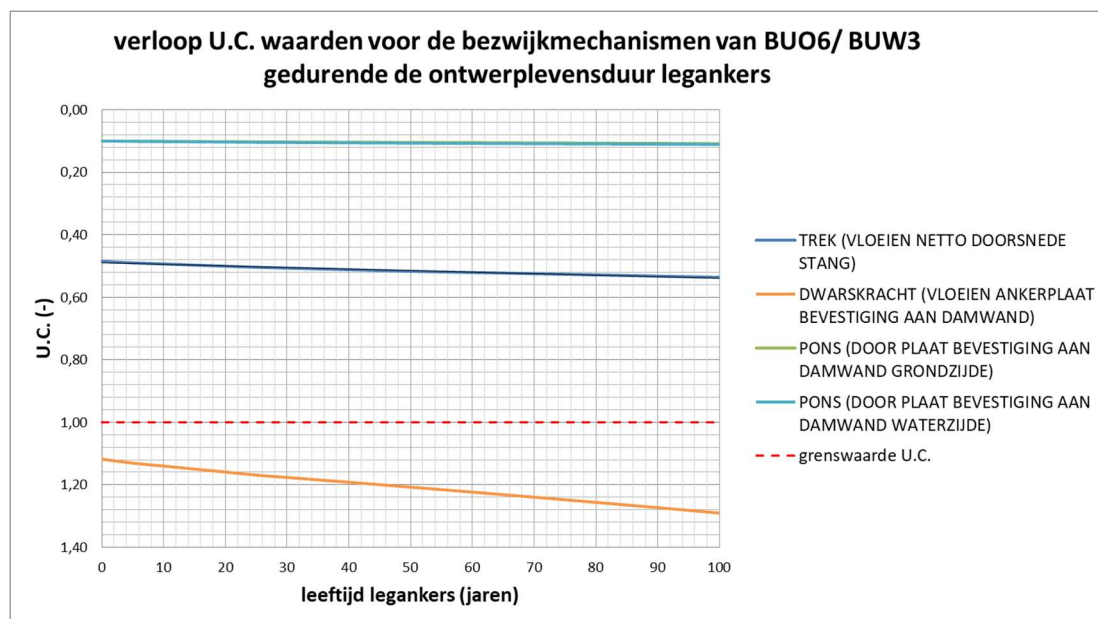
prognose; een bepaling van het zwakste onderdeel/ of zwakste onderdelen van de legankers van de RBS, welke getoetst kan worden met behulp van het testprotocol.

Opvallendheden uit resultaten van de berekening per onderdeel

Er zijn een aantal opvallendheden te constateren bij de toetsing van de verschillende onderdelen op (rest)sterkte en (rest)capaciteit. Om dit te demonstreren is, van de twee typen ankers van de RBS (3.3.5.3), een grafiek gemaakt met de U.C. waarde voor beide legankers over de volledige ontwerplevensduur van 100 jaar.

Leganker BUO6/ BUW3; 'damwand-damwand'-verbinding

In Figuur 3.54 is het verloop van de U.C. over de ontwerplevensduur van het anker weergegeven, voor alle relevante bezwijkmechanismen. Opvallend is dat de ankerplaat al bij het ontwerp (op $t=0$) niet voldoet volgens de toetsing. Daarnaast is het interessant om te zien dat het effect van corrosie veel meer invloed heeft op de sterkte van de ankerplaat, dan bijvoorbeeld op het bezwijkmechanisme als gevolg van pons door de ankerplaat. En er kan geconstateerd worden dat voor de alle legankers van de RBS, gelijk aan dit type, het zwakste onderdeel altijd hetzelfde type onderdeel blijft gedurende de ontwerplevensduur. De verlooplijnen van de U.C.'s voor de verschillende bezwijkmechanismen liggen zo ver uit elkaar dat ook al mocht de reststerkte bij een bepaald onderdeel sneller afnemen ten opzicht van een ander onderdeel, het theoretisch niet mogelijk is dat er twee verschillende onderdelen maatgevend zijn tijdens de ontwerplevensduur. Ook is het niet zo dat door de theoretische afname in sterkte als gevolg van corrosie, de bezwijkmechanismen die nu nog voldoen aan de ontwerpnormen onder de grenswaarde komen van de U.C.



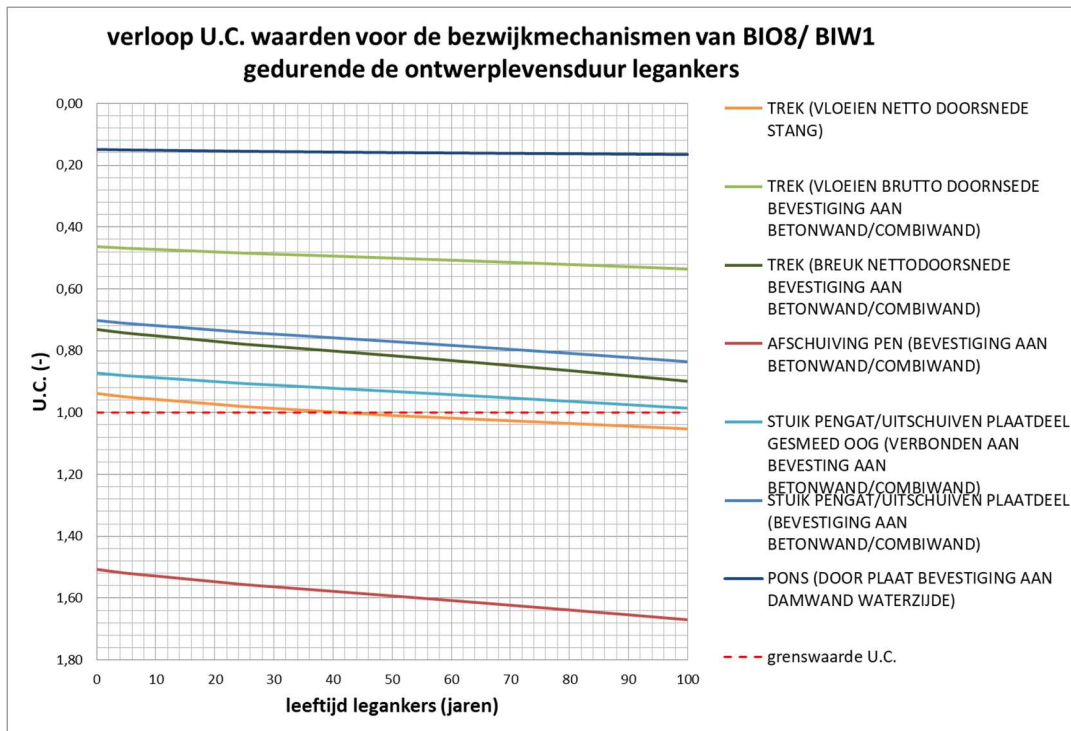
Figuur 3.54: U.C. waarde voor bezwijkmechanismen van BUO6/ BUW3 gedurende ontwerplevensduur

Leganker BIO8/ BIW1; 'betonwand-damwand'-verbinding

Op Figuur 3.55 zijn de verlooplijnen van de U.C.'s voor de verschillende bezwijkmechanismen weergegeven, van het maatgevende anker met een 'betonwand-damwand'-verbinding. Daarin is te zien dat de pen (voor de verbinding van het gesmeed oog-vormige uiteinde, aan de stalen strippen van de betonwandbevestiging) niet voldoet aan de toetsing volgens de ontwerpnormen. Opvallend is dat bij alle legankers van de RBS, met een stangdiameter van 44, 50 en 57 mm, een pendiameter van 44 mm wordt voorgeschreven op de tekeningen. En in het geval van BIO8/ BIW1, met een stangdiameter van 50 mm dus ook een pendiameter van 44 mm is toegepast volgens de tekening. Terwijl, zoals ook blijkt uit onderstaande figuur, afschuiving (van de pen) een maatgevender bezwijkmechanisme is dan trek (van de ankerstang) en verondersteld wordt dat dit inzicht bij het ontwerp van de RBS ook al bestond. Dit wekt de twijfel of er daadwerkelijk een pen, met een diameter van 44 mm is toegepast bij een ankerstang met een diameter van 50 of 57 mm. Het is ook opvallend dat leganker BIO8/BIW 1 het zwaarst wordt belast; de grootste ankerkracht opneemt volgens de berekeningen uit D-sheet, terwijl hier een ankerstang diameter van 50 mm wordt toegepast en niet 57 mm. Met de beschikbare tekeningen is niet te achterhalen wat de reden hiervoor is geweest, of de

reden om eventueel een diameter van 57 mm toe te passen bij een ankerlocatie die minder zwaar lijkt te worden belast. Wel is te zien op onderstaande toetsing dat de ankerstang (op trek) na circa veertig jaar niet meer voldoet aan de ontwerpnormen.

Ook bij dit leganker geldt dat het zwakste onderdeel hetzelfde is over de gehele ontwerplevensduur. Daarnaast is te zien dat het effect van corrosie het grootst is voor de toetsing van de pen op afschuiving omdat de sterkte en daarmee de reststerke het hardst afneemt. Het effect van corrosie en daarmee de daling van de sterkte is het kleinst voor pons door de ankerplaat.



Figuur 3.55: U.C. waarde voor bezwijkmechanismen van BIO8/ BIW1 gedurende ontwerplevensduur

Algemene indruk resultaten van de berekening per onderdeel

In bijlage Q is te zien dat een aantal ankers van de RBS, ongeveer 2/3^e, na 62 jaar nog voldoende restcapaciteit hebben volgens de huidige ontwerpnormen. Dit betekent dat ongeveer 1/3^e van de ankers, vrijwel altijd ook al op t=0 jaar, niet voldoende capaciteit hebben na 62 jaar volgens de ontwerpnormen. De afname van de sterkte als het gevolg van corrosie is in een enkel geval maar bepalend voor het niet meer toereikend zijn van de capaciteit op t=62 jaar ten opzichte van de ontwerpnormen.

In eerste instantie is het dus interessant dat een aantal ankers niet ontworpen is met voldoende capaciteit volgens de huidige normen. Het effect hiervan op het wel of niet voldoen volgens de ontwerpnormen is daarmee bepalender dan de degradatie door de jaren heen. Opvallend is dat de toetsing van de grondkerende constructie als geheel over het algemeen (ruim) voldoet, zoals vermeldt in paragraaf 3.3.6.4. Maar dat tijdens de toetsing van het ontwerp van de verschillende onderdelen van de legankers de (rest)sterkte en (rest)capaciteit niet toereikend is volgens de huidige ontwerpnormen.

Bij de resultaten uit bijlage Q dient de kanttekening gemaakt te worden dat het voldoen of niet voldoen van de constructie gaat over de toetsing aan de ontwerpnormen. De ontwerpnormen zijn gebruikt om een inschatting te kunnen maken van de afname in sterkte en daarmee in capaciteit van de legankers van de RBS. Echter geeft dit niet aan of de constructie ook afgekeurd zou worden volgens de toetsingsnormen van de NEN-EN 8700-serie (na 62 jaar); waarbij een lager veiligheidsniveau gehanteerd wordt. Wel kan het signaal afgegeven worden dat als je puur kijkt naar het ontwerp van de constructie (op t=0) deze voor de onderdelen voor een deel niet meer toereikend is volgens de huidige ontwerpnormen. Er vanuit gaande dat de onzekerheden in de aannames en uitgangspunten volgens

paragraaf 3.3.4.2 en 3.3.5.2 niet dusdanig veel invloed zullen hebben dat de resultaten van de toetsing van de onderdelen compleet veranderd.

3.3.6.6 Bepaling zwakste onderdeel leganker RBS; prognose

Aan de hand van bovenstaande analyse is een prognose opgesteld die getoetst kan worden met behulp van het testprotocol. De prognose is opgedeeld per type anker omdat het maatgevende (zwakste) onderdeel afhankelijk is van de bevestigingsmethode aan de ankerwand.

Leganker met 'damwand-damwand'-verbinding:

Het maatgevende onderdeel is de lagerplaat, bevestigd aan de damwand (die dient als ankerwand) waartegen de moer op het uiteinde van de ankerstang rust. De verwachting is dat de lagerplaat zal bezwijken op dwarskracht (vloeien van de plaat), als gevolg van de puntlast die de moer erop uitoefent.

Leganker met 'betonwand-damwand'-verbinding:

Het maatgevende onderdeel is de pen, voor de verbinding van het gesmeed oog-vormige uiteinde, aan de stalen strippen van de betonwandbevestiging. De verwachting is dat deze pen zal bezwijken op afschuiving.

Leganker met 'damwand-ankerschot'-verbinding:

Het maatgevende onderdeel is de ankerstang of het grondpakket of het ankerschot; de betonplaat. In geval van de ankerstang zal deze gaan vloeien bij overmatige belasting. Waarschijnlijk is de ankerstang het zwakst tussen de lagerplaat en de damwand (aan de waterzijde), omdat hier theoretisch gezien de meeste corrosie optreedt. Het kan ook zijn dat grond 'bezwijkt' voordat de ankerstang gaat vloeien en het ankerschot door de grond wordt getrokken. Hier is echter geen uitspraak over te doen omdat de afmetingen van het ankerschot niet bekend zijn. Vanwege het ontbreken van de afmetingen en de betonkwaliteit van het schot is ook niet te bepalen of pons door de plaat eerder op zal treden dan het bezwijken van de stang of het grondpakket.

Van de koppel-/en verbindingstukken is niet bekend of deze maatgevender zullen zijn dan bovengenoemde onderdelen. Ook de onderdelen van de bevestiging van een leganker haaks op de betonwand zouden maatgevender kunnen zijn. Dit is echter niet te bepalen voordat er praktijkonderzoek is uitgevoerd.

Toetsing prognose aan inzichten van en Havenbedrijf Rotterdam(HBR) en Bender International B.V.

Het is interessant bovenstaande prognose te toetsen aan de bevindingen van bedrijven die ervaring hebben op het gebied van legankers, zowel in het ontwerp, het productieproces als op het gebied van beheer van legankers in eigen areaal. De interviews zijn te vinden in bijlage G (HBR) en H (Bender International B.V.).

Bevindingen HBR

Vaak blijkt bij onderzoek naar oude legconstructies dat het koppelstuk voor de verbinding van de ankerstangen onderling, of de bevestiging aan de kerende wand of ankerwand het zwakst is. Ook zijn er gevallen bekend van falende legankers met een ankerschot als ankerwand. Door onderschatting van de grondparameters bij het ontwerp destijds.

Bevindingen Bender International B.V.

Als een anker goed ontworpen is zou de ankerstang altijd het maatgevende onderdeel moeten zijn. De ankerstang moet dus het eerste gaan vloeien bij overbelasting van de constructie.

De prognose voor de legankers van de RBS klopt met de bevindingen van HBR. Als er afgegaan wordt op hun inzichten, is het te verwachten dat de legankers bevestigd aan een ankerschot door de grond getrokken zullen worden. Volgens Bender International B.V. is het waarschijnlijke zwakste onderdeel de ankerstang, mits het ontwerp goed is gedaan. Er blijkt nu uit de berekeningen dat de ankerstang niet het zwakste deel is, en daarmee voldoet het ontwerp van de RBS dus niet aan de ontwerpstandaard zoals tegenwoordig toegepast zou worden bij bedrijven als Bender International B.V. (het zou kunnen dat het maatgevende onderdeel wel een grotere diameter kent dan op tekening aangegeven. Dan is deze conclusie niet meer geldig).

3.4 Testprotocol voor bepaling reststerkte en restcapaciteit

Wanneer de RBS gesloopt wordt, wordt parallel hieraan de veldtrekproef en laboratoriumonderzoek, zoals verder omschreven in deze deelvraag, uitgevoerd. De sloop van de RBS vindt plaats over enkele jaren, daarmee is er genoeg tijd om van te voren een goede omschrijving van de nodige werkzaamheden te maken. Het is de bedoeling dat de aannemer de werkzaamheden beschreven in deze deelvraag kan overnemen en afprijzen wanneer het tijd is voor de sloop.

De benodigde gegevens/ parameters zijn opgesomd die in het veld of in het lab bepaald dienen te worden. Deze zijn nodig als input voor de tool uit deelvraag 5 en als validatie van de aangenomen waarden van de parameters uit deelvraag 1, 2 en 3. Ook zijn de manieren van bepalen van de waarden van de benodigde gegevens/ parameters omschreven.

3.4.1 Te verzamelen materiaalparameters en constructiegegevens

De aannemer dient de gegevens van de in Tabel 13 genoemde onderdelen te bepalen. Een aantal parameters dienen in het veld bepaald te worden, een aantal in een lab en sommige in beide (afhankelijk van de uitkomsten van de veldtrekproef). De motivatie van de te bepalen gegevens volgt uit de rest van deze paragraaf.

	Parameters/gegevens Constructie onderdelen	Vloei- spanning	Trekkracht (trekproef in het veld)	Dimensies	Opgetreden corrosie	Corrosie bescherming	Soort corrosie
Legankerconstructie onderdelen	Ankerstaaf	Lab	Veld	Veld	Lab	Veld	X
	Bolvormige moeren	Lab	Veld	Veld	Veld	Veld	X
	Moeren	Lab	Veld	Veld	Veld	Veld	X
	Lagerplaten	Lab	Veld	Veld	Lab	Veld	X
	Ankerplaten	Lab	Veld	Veld	Lab	Veld	X
	Verbindingsstukken	Lab	Veld	Veld	Lab	Veld	X
	Gesmede oogvormige uiteinden	Lab	Veld	Veld	Lab	Veld	X
	Deuvels	Lab	Veld	Veld	Lab	Veld	X
	Stalen platen	Lab	Veld	Veld	Lab	Veld	X
	Bolvormige verbindingsstuk	Lab	Veld	Veld	Lab	Veld	X
	Niet voorziene onderdelen	Lab	Veld	Veld	Lab	Veld	X
Overige onderdel	Bouten	Lab	Veld	Veld	Lab	Veld	X
	Damwanden	Lab	N.v.t.	Veld	Veld	Veld	X
	Gordingconstructies	Lab	N.v.t.	Veld	Lab	Veld	X
	Betonnen ankerschot	N.v.t.	N.v.t.	Veld	N.v.t.	N.v.t.	N.v.t.
X = alleen wanneer sprake van extreme corrosie (zie aanbevelingen deelvraag 4)							

Tabel 13: Door aannemer (incl. lab) te bepalen parameters, dimensies, opgetreden corrosie, corrosiebeschermingen en soorten corrosie

De trekkracht van de legankerconstructies dient middels een veldtrekproef bepaald te worden. In paragraaf 3.4.1.1 wordt hier verder op ingegaan. De veldtrekproef wordt alleen uitgevoerd aan de oostzijde van het binnen- en buitenhoofd. Deze proef wordt uitgevoerd om het maatgevende onderdeel (het onderdeel dat als eerst bezwijkt) te bepalen.

De vloeispanningen van bepaalde onderdelen van de legankerconstructie, de damwanden, de bouten en de gordingconstructies dienen in het lab bepaald te worden. In paragraaf 3.4.1.2 wordt hier verder op ingegaan. De lab proef wordt alleen uitgevoerd op de constructieonderdelen komende van de westzijde van het binnen- en buitenhoofd. Deze proef wordt uitgevoerd om de opgetreden corrosie en de staalkwaliteiten te bepalen.

De dimensies van de bovengenoemde onderdelen dienen in het veld geverifieerd te worden. In paragraaf 3.4.1.1 wordt hier verder op ingegaan. Deze verificatie is nodig om de verkregen dimensies,

komende uit bijlage D, E en F te verifiëren met als doel kloppende parameters over te houden ten behoeve van de theoretische reststerkte en restcapaciteit bepaling uit deelvraag 3, als verificatie van de aangenomen parameters uit deelvraag 1 en 2 en als input voor de tool uit deelvraag 5.

De opgetreden corrosie, de corrosiebeschermingen en de soorten corrosie (wanneer sprake van extreme corrosie) van de bovengenoemde onderdelen dienen in het veld/lab bepaald te worden. In paragraaf 3.4.1.1 wordt hier verder op ingegaan.

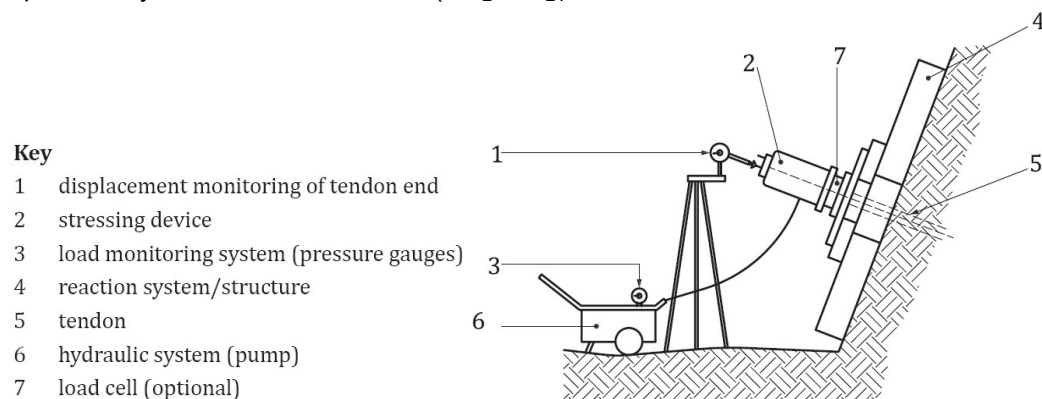
3.4.1.1 Veldwerkzaamheden

Hoe moeten de trekproeven ingevuld worden?

De CUR166 en de NEN-EN-ISO 22477-5 geven beide voorwaarden en richtlijnen voor het beproeven van grout-verankeringen van geotechnische constructies. Deze normen geven voor dit onderzoek dus enkel richtlijnen wat betreft het beproeven en de aan te tonen eisen, aangezien dit onderzoek zich richt op legankerconstructies die geen grout bevatten. De proef heeft als doel de grootte van de proefbelasting te bepalen bij een bepaalde trekkracht die leidt tot breuk (bezwijken) van één van de onderdelen van de legankerconstructie. De eisen uit de NEN-EN-ISO 22477-5 wat betreft de kalibratie en de nauwkeurigheid van de meetapparatuur gelden wel op dit onderzoek.

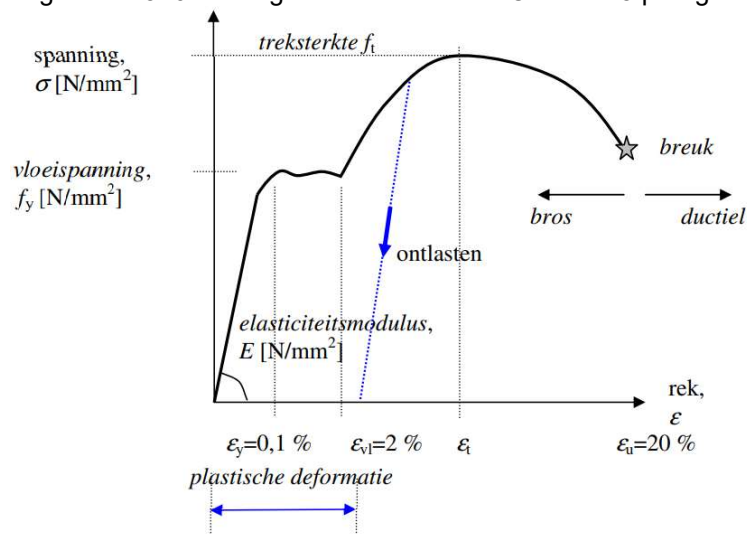
De NEN-EN-ISO 22477-5 geeft een typische schematisatie van een methode voor het beproeven van een groutanker, zie Figuur 3.56. Voor dit onderzoek worden de legankers op een soortgelijke manier beproefd.

Aannemer De Vries Titan B.V. (gespecialiseerd in verankeringen en funderingstechnieken) geeft aan dat deze manier van beproeven ook toepasbaar is voor legankers in zijn algemeenheid en ook specifiek bij de situatie van de RBS (omgeving).



Figuur 3.56: Schematisatie van de beproevingsopstelling. Aangepast overgenomen van (NEN-EN, 2018)

De grootte van de proefbelasting moet zo groot zijn dat de ankerstang (of andere onderdelen) bezwijkt, dat wil zeggen het passeren van een maximale inwendige spanning van 360-510 N/mm² (of lager wanneer onderdelen bezwijken op bijvoorbeeld afschuiving) en daarmee het passeren van de treksterkte uit Figuur 3.57. De trekspanning zal nooit hoger worden dan 510 N/mm² (maximale trekspanning) (NEN-EN, 2004). Hierbij wordt er in eerste instantie vanuit gegaan de staalkwaliteit S235 is (of zoals vroeger St. 37-2). Om dit te verifiëren worden er labtrekproeven uitgevoerd, omschreven in 3.4.1.2. Als de ankerstang maatgevend zou zijn, dan zou de capaciteit van de vijzel 110% van de kracht van beproefkracht moeten zijn en dat is bij een ankerstangdiameter van 57mm ongeveer 1320 kN volgens de NEN-EN-ISO 22477-5 paragraaf 4.2.



Figuur 3.57: Weergave van de treksterkte f_t . Overgenomen van (Welleman, z.d.)

Wanneer deze trekspanningsgrens is gepasseerd is een stalen onderdeel reeds sterk gevloeid en is de verankeringsconstructie bezwaken, met een terugval in de trekkracht tot gevolg (bijvoorbeeld ten gevolge van insnoering, breuk of afschuiving van één van de onderdelen).

In de praktijk zal het ankerscherm iets doorbuigen. Hierdoor is met deze proef niet met volledige zekerheid te bepalen wat de staalkwaliteit is van de verschillende onderdelen. De kracht waarbij het staal gaat vloeien wordt iets overschat. Om deze reden is de trekproef in het laboratorium benodigd, zie paragraaf 3.4.1.2.

Er is bewust gekozen om alleen de legankers tot bezwijken te beproeven aan de oostzijde van de sluis bij het binnen- en buitenhoofd. De reden hiervoor is dat bij een veldtrekproef die doorgaat tot bezwijken van de constructie, bepaalde onderdelen niet meer in een lab beproeft kunnen worden door verharding van het staal, de vloeispanning kan dan niet meer bepaald worden. De beide zijden per sluishoofd zijn qua dimensies en grondslag identiek aan elkaar, wat het qua corrosie en belasting representatief voor elkaar maakt. Dit snijdt aanzienlijk in de uitvoeringskosten van beide de veldtrekproef en de labtrekproef.

Er zijn meerdere bezwijkscenario's mogelijk voor de veldtrekproef, afhankelijk van de bezwaken onderdelen dienen er labtrekproeven uitgevoerd te worden. Alleen de legankerconstructie onderdelen die bezwijken in het veld (zichtbaar na het opgraven van de constructie na de veldtrekproef), en de bouten/gordingen/damwanden dienen in het lab nader onderzocht te worden. De onderdelen die in het lab onderzocht dienen te worden mogen echter niet de bezwaken onderdelen zelf zijn, maar de onderdelen van de westzijde (de gespiegelde zijde). Dit wordt verder toegelicht in 3.4.1.2.

Mogelijke bezwijkscenario's zijn:

Bij verankering aan damwandscherm en betonmuur

- De ankerstang zal door overbelasting een bepaalde verlenging ondergaan zijn, afhankelijk van de lengte van de stang.
- Een bout of deuvel bezwijkt eerst, bijvoorbeeld op afschuiving van de dwarsdoorsnede.
- Een anker- of lagerplaat bezwijkt eerst, bijvoorbeeld op afschuiving of ponsen van een moer door deze plaat.
- Een (mogelijk) verbindingsstuk bezwijkt eerst, bijvoorbeeld op passeren maximale trekspanning.
- Een gesmeed oogvormig uiteinde bezwijkt eerst, bijvoorbeeld op stuikdruk.

Bij verankering aan ankerschot

- De trekstang, moer of bolvormige moer of lager- of ankerplaat bezwijkt eerst.
- De grondmoot bezwijkt alvorens de legankerconstructie bezwijkt, bijvoorbeeld op afschuiving.

Voordat een anker getrokken kan worden moet net daarvoor de moer en de bolvormige moer gedemonteerd worden. De initiële spanning in het leganker verdwijnt hiermee grotendeels, wat gunstig werkt op de te vinden trekkracht, omdat deze zo minder wordt beïnvloed door uitwendige krachten. Er kan vervolgens een kleine hulpconstructie aan de ankerstang bevestigd worden t.b.v. de minimale lengte die de vijzel nodig heeft om de stang vast te pakken. Na het monteren van de afzetconstructie kan het anker getrokken worden.

De gevonden parameters dienen in grafiek vorm als volgt aan RWS aangeleverd te worden:

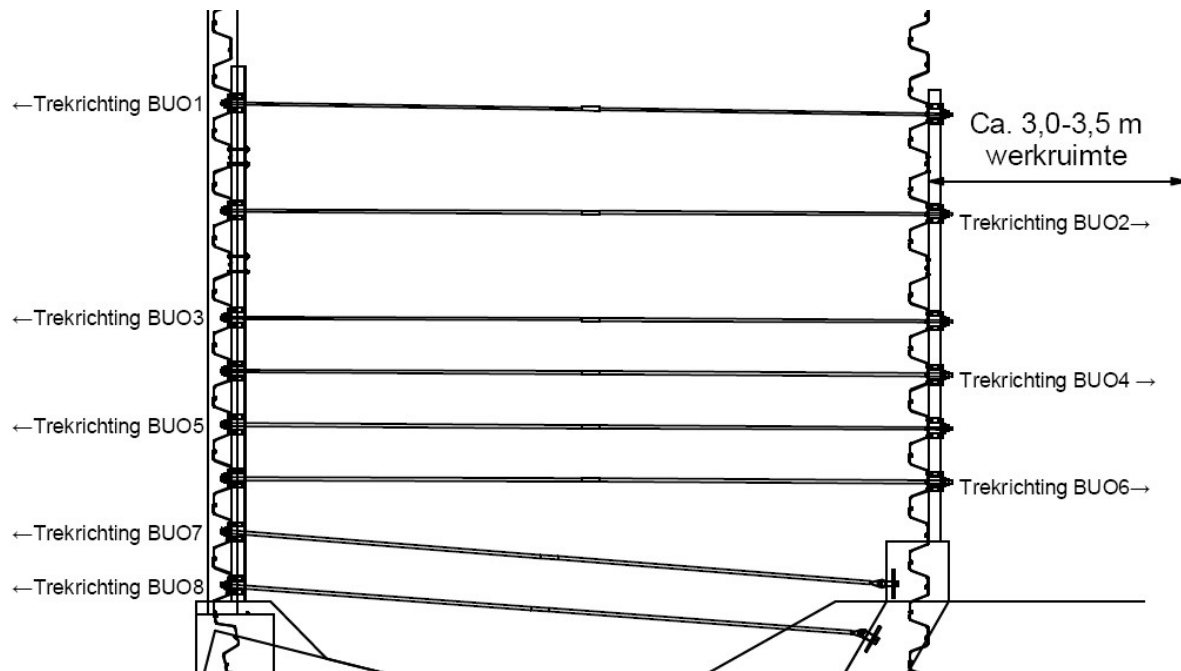
- x-as de uitwijking van de kop van het leganker (mm)
- y-as de uitgeoefende trekkracht (kN)

Deze grafieken dienen genummerd te zijn volgens de leganker nummering zoals op Figuur 3.58 en Figuur 3.59. Ook dient de aannemer foto's te maken van het bezwaken onderdeel met hierop het nummer van het bezwaken onderdeel (voor de nummering per onderdeel zie gedeelte; Verifiëren van de dimensies van de legankerconstructie onderdelen en overige onderdelen) en het nummer van het leganker.

Trekproef buitenhoofd

Ondanks dat er een hulpconstructie aanwezig is die de stabiliteit van de kerende wand waarborgt (zie gedeelte; Hoe wordt de arbeidsveiligheid gewaarborgd bij de trekproef?) is het veiligheidshalve wel raadzaam om eerst BIO1, BIO3, BIO5, BIO7 en BIO8 te trekken (vanaf de kerende wand-noordzijde), omdat de kerende wand dan nog wel verankerd is aan BUO2, BUO4 en BUO6. Wanneer de eerste legankers getrokken zijn kan de tweede set ankers, vanaf de ankerwand-zuidzijde, getrokken worden. Alvorens het trekken van deze tweede set ankers moet er ruim drie meter grond ontgraven worden voordat de ankerkop bereikt kan worden. Tussen de ankerwand en de betonnen muur erachter zit ongeveer drie á drieënhalf meter afstand. Dit is genoeg om een vijzelconstructie te plaatsen.

Zie Figuur 3.58 voor de leganker nummering bij het buitenhoofd, de trekrichtingen van de legankers en de te ontgraven werkruimte.



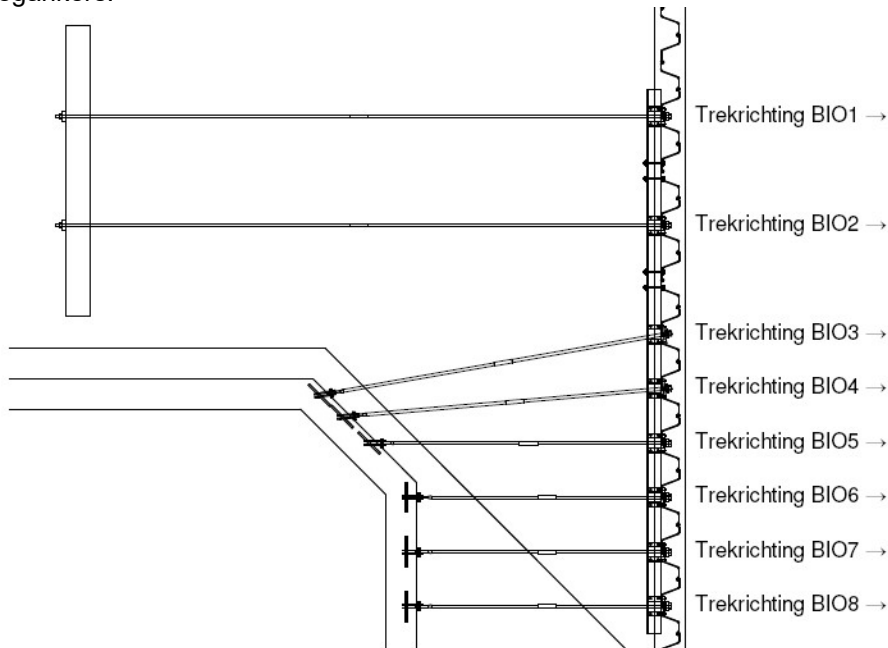
Figuur 3.58: Veldtrekproef trekrichtingen buitenhoofd oostzijde

Trekproef binnenhoofd

Allereerst dient de leganker combinatie BIO1+BIO2, vanaf de kerende wand-zuidzijde, gelijktijdig getrokken te worden tot bezwijken van of één van de legankerconstructie onderdelen of de moot grond, omdat deze legankers aan een betonschot gemonteerd zijn en het trekken van één anker een ongelijkmatige belasting tot gevolg heeft welke leidt tot een ongeldige veldtrekproef. De twee vijzels die gebruikt worden in deze situatie dienen hun trekkracht gelijktijdig en met dezelfde opvoersnelheid te behalen.

Vervolgens dienen de rest van de legankers vanaf de kerende wand-zuidzijde, apart van elkaar getrokken te worden.

Zie Figuur 3.59 voor de leganker nummering bij het binnenhoofd en de trekrichtingen van de legankers.



Figuur 3.59: Veldtrekproef trekrichtingen binnenhoofd oostzijde

Hoe wordt de arbeidsveiligheid gewaarborgd bij de trekproef?

Wanneer de trekproef plaats vindt en de moeren en bolvormige moeren verwijderd worden, wordt de damwandconstructie onstabiel. Het is daarom van belang om de arbeidsveiligheid te waarborgen in een plan, deze dient gemaakt te worden door de aannemer en ter goedkeuring bij RWS ingeleverd te worden. Er dient rekening gehouden te worden met de zogenoemde “arbeidshygiënische strategie” komende uit de Arbowet (Ministerie van Sociale Zaken en Werkgelegenheid, z.d.). Het op te leveren plan dient volgens de veiligheidshiërarchie uit deze strategie uitgewerkt te zijn.

Ook dient de aannemer zelf (of door een 3^e partij) een hulpconstructie te ontwerpen. De veiligheid van dit ontwerp dient aangetoond te worden middels berekeningen en ook ter goedkeuring bij RWS ingeleverd te worden, geruime tijd voor de veldtrekproef. De dimensies van de grondkerende constructies kunnen gevonden worden in bijlage B (deze kunnen van de werkelijkheid verschillen, dit wordt duidelijk na de verificatie van de dimensies omschreven hieronder). De parameters waar rekening mee gehouden kan worden zijn te vinden in deelvraag 1 en 2, deze zijn echter ter info en hoeven niet verplicht over genomen te worden (een en ander naar eigen expertise en in overleg met RWS).

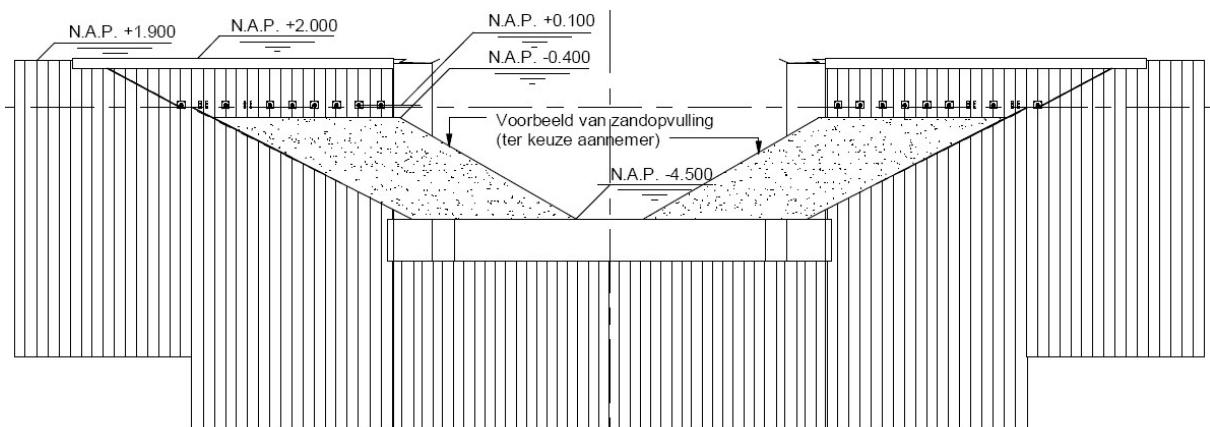
Deze hulpconstructie heeft twee functies:

- Het waarborgen van de arbeidsveiligheid
- Het tegengaan van uitwijkingen van de damwand ter plaatse van de leganker-koppen wanneer de leganker-koppen ontkoppeld worden van één van de damwanden (een en ander volgens vorige koppen).

In verband met de bereikbaarheid van de ankerkoppen, ter stabilisatie van de kerende wand en ter verkleining van de hulpconstructie zou de aannemer bijvoorbeeld een zandopvulling voor de kerende wand kunnen realiseren. Zie Figuur 3.60 en Figuur 3.61 voor een voorbeeld van deze zandopvulling. Er zou ook getrokken kunnen worden vanaf een ponton, dit is ter keuze aan de aannemer. Wel wordt opgemerkt dat de damwandconstructie, na zandopvulling en zonder legankers, nog steeds niet stabiel is. Er dient dus alsnog een extra hulpconstructie geplaatst te worden.



Figuur 3.60: Voorbeeld van zandopvulling voor de kerende wand 1/2 (ter info: binnenhoofd)



Figuur 3.61: Voorbeeld van zandopvulling voor de kerende wand 2/2 (ter info: buitenhoofd)

Verifiëren van de dimensies van de onderdelen van één legankerconstructie en overige onderdelen

Volgens de verkregen tekeningen is de constructie t.o.v. de aslijn over de sluis symmetrisch. Het heeft daarom geen zin om dimensies van de onderdelen van beide de oost- en westzijde van de sluis te verifiëren. Daarom dienen, alleen de dimensies van alle legankeronderdelen en sommige overige onderdelen bij het binnen- en buitenhoofd aan enkel de westzijde, geverifieerd te worden. Echter, als na opgraven blijkt dat de constructie toch niet symmetrisch is, dienen de verschillen ook gedocumenteerd en aangeleverd te worden, inclusief foto's van de verschillen en verschillen in dimensies met de nummering per onderdeel. Deze werkzaamheden dienen (voor zover mogelijk) op de kant, buiten het werkvak, te gebeuren in verband met het gelijktijdig slopen van de sluis.

De te verifiëren dimensies dienen, per constructieonderdeel, per zijde en per binnen- of buitenhoofd, in een tabel vorm als volgt aan RWS aangeleverd te worden:

- De dimensies van de in bijlage S (oranje invulvlakken) genoemde onderdelen inclusief voorgeschreven gebruikte meeteenheid
- Onderdeelnummering zoals hieronder aangegeven
- Foto per onderdeel (op de foto moet de nummering ook te zien zijn)

De meeste te bepalen dimensies zijn te vinden in bijlage S (oranje invulvlakken), deze zijn inclusief een figuur van het onderdeel met daarop aangegeven de te bepalen dimensies. Dit zijn onderdeelafhankelijke dimensies die bepaald dienen te worden ten behoeve van de verificatie van de dimensies zoals aangegeven op bijlage B. De aan te houden nummering van deze onderdelen is per onderdeel:

- *Lagerplaten (genummerd volgens leganker nummering bijlage B)*
- *Ankerplaten (genummerd volgens leganker nummering bijlage B)*
- *Bouten komende uit anker- en lagerplaten (genummerd volgens leganker nummering bijlage B plus noord- of zuidzijde)*
- *Verbindingsstukken (genummerd volgens leganker nummering bijlage B)*
- *Gesmede oogvormige uiteinden (genummerd volgens leganker nummering bijlage B)*
- *Deuvels (pen) (genummerd volgens leganker nummering bijlage B)*
- *Stalen platen (bij verankering in een betonwand) (genummerd volgens leganker nummering bijlage B)*
- *Bolvormig verbindingsstuk (genummerd volgens leganker nummering bijlage B)*
- *Eventuele niet voorziene onderdelen (hiervoor dient de aannemer zelf een logische nummering te verzinnen)*

Daarnaast zijn er nog inpassingsdimensies die geverifieerd dienen te worden ten behoeve van de verificatie van de input voor het D-sheet model uit deelvraag 3. Deze zijn hieronder opgesomd (inclusief de voorgeschreven nummering voor alle onderdelen):

Ankerstaaf (genummerd volgens leganker nummering bijlage B plus noord- of zuidzijde wanneer verbindingsstuk aanwezig)

- Totale lengte (cm)
- Hart leganker hoogte bij het binnen- en buitenhoofd (mm t.o.v. NAP)
- H.o.h. maat van de legankers bij het binnen- en buitenhoofd (cm)

Damwanden (genummerd volgens constructie>binnen- of buiten hoofd>oost- of westzijde>voor- of ankerwand. Voorbeeld nummering van damwand komende van het buitenhoofd aan de westzijde van de kerende wand: DAMBUWEVO) (alleen dimensies van individuele damwanden verifiëren die binnen 50cm van een hart van een leganker staan)

- De h.o.h. maat van damwandrij 1 en 2 (cm)
- Afstand hart damwandrij 6 tot voorkant betonnen ankerschot (cm)
- Damwanddiktes t.b.v. opgetreden corrosie, zie volgende kop (mm)
- Damwandlengtes (pas na de trekproef) (cm)
- Damwandbreedtes (ter confirmatie van de toegepaste damwandtypes Belval BZ 1R of Belval BZ 2R) (mm)

Gordingconstructies (genummerd volgens constructie>binnen- of buiten hoofd>oost- of westzijde>voor- of ankerwand. Voorbeeld nummering van gording komende van het buitenhoofd aan de westzijde van de kerende wand: GORBUWEVO)

- Verticale afstand tussen de twee UNP profielen (mm)
- Hart UNP constructie hoogte (mm t.o.v. NAP)

Betonnen ankerschot (genummerd volgens leganker nummering bijlage B)

- Lengte (cm)
- Breedte (cm)
- Dikte (cm)
- Dikte grondpakket op schot (cm)
- Hoogte bovenkant schot (mm t.o.v. NAP)

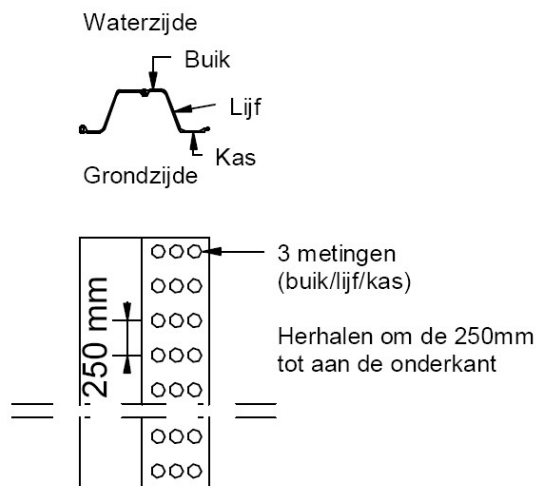
In het plan is aangenomen dat de zandvulling achter de damwand schoon, los gepakt zand is. De aannemer dient dit, voor zover mogelijk, visueel te verifiëren.

Meten van de opgetreden corrosie van enkel de damwanden, de moeren en de bolvormige moeren

Meten van de opgetreden corrosie

De opgetreden corrosie van enkel de damwanden, de moeren en de bolvormige moeren dienen in het veld bepaald te worden. De opgetreden corrosie van alle andere onderdelen wordt, middels de tool bepaald, na de labtrekproeven. Wel dient de aannemer van ook de niet maatgevende onderdelen foto's te maken en te nummeren, zoals genoemd hierboven genoemd. De corrosiebeschermingen van alle legankerconstructie onderdelen en overige onderdelen dienen wel in het veld bepaald te worden (een en ander volgens de volgende koppen). Deze werkzaamheden dienen (voor zover mogelijk) op de kant, buiten het werkvak, te gebeuren in verband met het gelijktijdig slopen van de sluis.

Het in-situ meten van de damwanddiktes dient gedaan te worden met behulp van een ultrasoonmeter, bijvoorbeeld de PosiTector model UTG (of gelijkwaardig). De nauwkeurigheid dient 0,05mm te bedragen. Het is van belang om alvorens de meting de damwandplank goed schoon te maken met bijvoorbeeld een staalborstel, anders kunnen metingen negatief beïnvloed worden (Deltares, 2013). Per damwandplank dienen er om de 250mm, gezien vanaf de bovenkant, drie metingen (buik/lijf/kas) te worden verricht. Een damwandplank van tien meter kent dus $\frac{10000 \text{ mm}}{250 \text{ mm}} * 3 = 120$ metingen, zie Figuur 3.62 ter verduidelijking. Alleen de opgetreden corrosie van de damwanden die binnen vijftig cm van een hart van een leganker staan dient bepaald te worden.



Figuur 3.62: In het veld te verrichten damwanddikte metingen

De opgetreden corrosie van de moeren en bolvormige moeren dient ook in het veld bepaald te worden, omdat dit niet te bepalen is middels een labtrekproef, doordat de vloeispanning niet in een lab bepaald kan worden (te weinig materiaal om vast te pakken bij een labtrekproef).

Hieronder zijn de te bepalen dimensies t.b.v. de opgetreden corrosie weergegeven (nummering moet te zien zijn op aan te leveren foto per onderdeel):

Bolvormige moeren (genummerd volgens leganker nummering bijlage B plus noord- of zuidzijde)

- Dikte (mm)

- Binnendiameter (mm)
- Buitendiameter (mm)

Moeren (genummerd volgens leganker nummering bijlage B plus noord- of zuidzijde)

- Dikte (mm)
- Binnendiameter (mm)
- Buitendiameter (mm)

Bepalen van de toegepaste corrosiebescherming van alle leganker onderdelen en overige onderdelen

Bepalen van de toegepaste corrosiebescherming

De aannemer dient per constructieonderdeel te bepalen welke soort corrosiebescherming er is toegepast. Dit mag visueel te gebeuren. Er dienen foto's aangeleverd te worden van de corrosiebescherming met daarbij aangegeven op welk onderdeel de bescherming is toegepast inclusief nummering volgens gedeelte: Verifiëren van de dimensies van de legankerconstructie onderdelen en overige onderdelen.

Er is een vermoeden dat er teer verwerkt is in de corrosiebescherming, daarom dient dit te worden gecontroleerd met bijvoorbeeld een PAK-Marker of gelijkwaardig. Het is niet nodig om te bepalen wat het PAK-gehalte is, enkel of het er überhaupt in verwerkt is of niet. Ter referentie is in deelvraag 3 uitgebreid ingegaan op de mogelijk toegepaste corrosiebeschermingen.

Deze werkzaamheden dienen (voor zover mogelijk) op de kant, buiten het werkvak, te gebeuren in verband met het gelijktijdig slopen van de sluis.

3.4.1.2 Laboratoriumwerkzaamheden

Hoe moeten de laboratoriumproeven ingevuld worden om zo de constructieonderdelen te beproeven en te bepalen bij welke kracht deze gaan vloeien en bezwijken?

Zoals in de paragraaf hiervoor al kort toegelicht dienen alleen onderdelen naar het lab opgestuurd te worden die komen van de westzijde. Het zijn onderdelen van dezelfde locatie als die zijn bezwiken tijdens de veldtrekproef, maar dan komende van de gespiegelde zijde van de sluis. Ter verduidelijking: als bijvoorbeeld de ankerstang van BUO1 tijdens de veldtrekproef bezwijkt dan dient de ankerstang van BUW8 opgestuurd te worden naar het lab voor beproeving. Alle andere onderdelen dus niet, ook de bouten die constructief niets doen in dit onderzoek worden niet meegenomen (alleen 3/4x75mm en 3/4x110mm worden meegenomen). Op deze manier wordt enkel het maatgevende onderdeel per leganker en de overige onderdelen nader in een lab onderzocht.

Tabel 14 en Tabel 15 geven tabellen weer die de aannemer in dient te vullen na de veldtrekproef. De tabellen zijn in feite een samenvatting, ingevuld door de aannemer, van werkzaamheden te verrichten in het laboratorium.

Volledig onderdeel trekken tot vloeispanning-proef (met corrosie) (proef A)

Afhankelijk van de veldtrekproef, zoals hierboven omschreven, dienen de maatgevende onderdelen naar het lab opgestuurd te worden voor proef A (in Tabel 14 en Tabel 15 weergegeven met "A"). Deze proef dient gedaan te worden met onderdelen zoals ze uit de grond komen, dus inclusief de opgetreden corrosie ("vieze onderdelen").

Monster van onderdeel trekken tot vloeispanning-proef (zonder corrosie) (proef B)

Er dient in ieder geval één monster per constructieonderdeel volgens proef B gedaan te worden (in Tabel 14 en Tabel 15 weergegeven met "B"). De proef moet gedaan worden met "schone monsters" van onderdelen (zonder corrosie). Waarschijnlijk komt dit neer op lange, rechthoekige monsters, waarvan de doorsnedeoppervlakte bekend moet zijn. In principe maakt het niets uit hoe de vorm van deze proefstukken eruit ziet, zolang de exacte doorsnedeoppervlakte maar bekend is. Deze kunnen uit het betreffende onderdeel worden gezaagd/gesneden (dit is geen vereiste, een en ander naar expertise van de laborant en in overleg met RWS). Deze monsters dienen tot vloeispanning beproefd te worden. Deze proef levert geen sterk variërende uitkomsten op, aangezien de monsters niet gecorrodeerd zijn.

Enkele voorbeelden van mogelijke scenario's tijdens de veldtrekproef met bijbehorende acties voor de aannemer met betrekking tot het invullen van Tabel 14 en Tabel 15 (voorbeeld betreft het buitenhoofd):

1. Scenario:
 - Ankerstangen van BUO1 t/m BUO8 bezwijken.
 Actie:
 - Ankerstangen van BUW1 t/m BUW8 opsturen naar lab voor proef "A" waarvan één willekeurig gekozen stang voor proef "B"
2. Scenario:
 - Bolvormige moer van BUO1 bezwijkt.
 - Lagerplaten van BUO2 t/m BUO8 bezwijken.
 Actie:
 - Bolvormige moer van BUW8 opsturen naar lab voor proef "A" plus een willekeurige, tussen BUW1 t/m BUW7 gekozen bolvormige moer voor proef "B".
 - Lagerplaten BUW1 t/m BUW7 opsturen naar lab voor proef "A" waarvan één willekeurig gekozen lagerplaat voor proef "B".
3. Scenario:
 - Ankerstangen BUO1 t/m BUO4 bezwijken.
 - Lagerplaten BUO5 t/m BUO8 bezwijken.
 Actie:
 - Ankerstangen BUW5 t/m BUW8 opsturen naar lab voor proef "A" waarvan één willekeurig gekozen ankerstang voor proef "B".
 - Lagerplaten BUW1 t/m BUW4 opsturen naar lab voor proef "A" waarvan één willekeurig gekozen lagerplaat voor proef "B"

De gevonden parameters dienen in grafiek vorm als volgt aan RWS aangeleverd te worden:

- x-as de rek (ϵ) van het onderdeel (-)
- y-as de uitgeoefende trekkracht (kN)

		Onderzoektype		Ankerstang aan kerende wand		Ankerstang aan ankerwand/ankerschot/beton		Moeren & cilindrische moeren kerende wand		Moeren & cilindrische moeren ankerwand/ankerschot/beton		Lagerplaten		Ankerplaten		(mogelijke) Verbindingsstukken		Gesmede oogvormige uiteinden		Deuvels		Stalen platen		(mogelijk) Bolvormig verbindingstuk		(mogelijke) overige onderdelen	
		Legankers		A	B	A	B	B	B	A	B	A	B	A	B	A	B	A	B	A	B	A	B	A	B	A	B
Buitenhoofd	Westzijde	BUW1							-	-	-	-	-														
		BUW2							-	-	-	-	-														
		BUW3							-	-	-	-	-					-	-	-	-	-	-	-	-		
		BUW4							-	-	-	-	-					-	-	-	-	-	-	-	-		
		BUW5							-	-	-	-	-					-	-	-	-	-	-	-	-		
		BUW6							-	-	-	-	-					-	-	-	-	-	-	-	-		
		BUW7							-	-	-	-	-					-	-	-	-	-	-	-	-		
		BUW8							-	-	-	-	-					-	-	-	-	-	-	-	-		
Binnenhoofd	Westzijde	BIW1							-	-	-	-	-											-	-		
		BIW2							-	-	-	-	-											-	-		
		BIW3							-	-	-	-	-											-	-		
		BIW4							-	-	-	-	-														
		BIW5							-	-	-	-	-														
		BIW6							-	-	-	-	-														
		BIW7							-	-	-	-	-					-	-	-	-	-	-	-	-		
		BIW8							-	-	-	-	-					-	-	-	-	-	-	-	-		

Tabel 14: Door aannemer in te vullen tabel t.b.v. in het lab te beproeven legankerconstructie onderdelen (afhankelijk van uitkomsten veldtrekproef)

		Onderzoektype	A	B
Buitenhoofd	Westzijde	Overige onderdelen		
		1x Damwand Belval BZ 1R		X
		1x Damwand Belval BZ 2R		X
		5x Bouten 3/4"x75mm (zuidzijde)	X	
		1x Bouten 3/4"x75mm		X
		5x Bouten 3/4"x110mm (noordzijde)	X	
		1x Bouten 3/4"x110mm		X
Binnenhoofd	Westzijde		X	
		5x Bouten 3/4"x110mm		

Legenda	
A = Volledige onderdeel tot vloeispanning (t.b.v. bepaling opgetreden corrosie)	
B = Monster van onderdeel tot vloeispanning (t.b.v. bepaling staalkwaliteit)	
X = In het lab te beproeven	
- = Niet van toepassing	
In te vullen door aannemer (afhankelijk van uitkomsten veldtrekproef)	
Vooraf ingevuld (onafhankelijk van uitkomsten veldtrekproef)	

Tabel 15: In het lab te beproeven overige onderdelen (onafhankelijk van uitkomsten veldtrekproef)

Bijkomende informatie m.b.t. de lab proeven

Er dienen van vijf bouten, van de in Tabel 15 genoemde bouten, afmeting per buiten- en binnenhoofd volgens proef "A" beproeft te worden en één bout van elke afmeting per buiten- en binnenhoofd volgens proef "B". Dit maximum is gesteld, omdat er grote verschillen kunnen zitten in de te vinden vloeispanningen per bout (meer of minder corrosie). De tool, die gevuld wordt met deze informatie, wordt ook gevuld met gegevens komende van andere sluizen. Er is dus (nog) geen noodzaak om zoveel mogelijk bouten te beproeven tijdens dit onderzoek. Er wordt op deze manier gewerkt aan de statistische validiteit van de tool.

3.5 Toetsprotocol voor vergelijking tussen prognose en met behulp van testprotocol gevonden waarden

In deze deelvraag is beschreven hoe de 'tool' is vormgegeven, voor de vergelijking van de prognose met de praktijkwaarden gevonden door het uitvoeren van het testprotocol. Er wordt uitgelegd welke parameters kunnen verschillen voor legankerconstructies in het algemeen om zo de 'tool' breed inzetbaar te maken. Er wordt ook beschreven hoe de tool is opgebouwd en hoe deze gebruikt kan worden voor een vergelijking van de prognose met de praktijkwaarden. In bijlage S is de volledige opzet van de tool weergegeven; omvattende de rekensheet voor het opstellen van de prognose en de toetsing van de in de praktijk gevonden waarden. De rekensheet is gevuld met fictieve waarden voor de demonstratie van de berekeningen. En daarnaast de toetsingsgrafiek welke gevuld kan worden met de informatie uit de rekensheet over de reststerkte en restcapaciteit van legankerconstructies. De toetsingsgrafiek is gevuld met de prognoselijnen van de maatgevende onderdelen van de legankers van de RBS.

3.5.1 Parameters legankerconstructie

Om de tool breed toepasbaar te maken is het van belang te weten welke parameters veranderlijk zijn voor legankerconstructies. Om zo de reststerkte en restcapaciteit van de legankers zoals deze toegepast zijn bij de RBS te kunnen vergelijken met de reststerkte en restcapaciteit van andere legankerconstructies. Hiervoor zijn legankerconstructies in het algemeen beschouwd, dit houdt in de standaard opbouw van een leganker zoals beschreven in paragraaf 3.1.1. In paragraaf 3.5.1.1 is weergegeven welke constructieparameters van belang zijn voor het bepalen van de reststerkte en de restcapaciteit van een legankerconstructie.

3.5.1.1 Constructieparameters onafhankelijk en afhankelijk van de tijd

De parameters weergegeven in Tabel 16 zijn direct of indirect geïmplementeerd in de 'tool'.

Constructiealgemene parameters				
Onafhankelijk van de tijd			Tijdsafhankelijk	
Ontwerplevensduur legankerconstructie			Leeftijd legankerconstructie (op moment van praktijkonderzoek)	
Legankerspecifieke parameters				
Onafhankelijk van de tijd			Tijdsafhankelijk	
Ontwerp leganker	Onderdelen leganker	dimensionering	Corrosieafname afhankelijk van milieu t.p.v. onderdeel (verandering oorspronkelijke dimensionering)	
		staalkwaliteit		
		Milieu ter plaatse van onderdeel		
Ontwerp ankerkracht (afhankelijk van parameters en karakteristieken van de grondkerende constructie)			Maximaal gemeten ankerkracht (aan de hand van testprotocol)	
Grondslag t.p.v. ankerlocatie			Opgetreden type corrosie (in een bepaalde grondslag)	

Tabel 16: In de tool geïmplementeerde (tijdsafhankelijke) constructieparameters

3.5.2 Opzet tool

De opzet van de tool is zo gemaakt dat er een bepaling gedaan kan worden van de reststerkte en de restcapaciteit van een standaard leganker. Dit gebeurt met behulp van de berekening van de (rest)sterkte en (rest)capaciteit van alle onderdelen van een bepaalde type anker, aan de hand van de rekensheet toegelicht in paragraaf 3.5.2.1. In deze paragraaf zijn ook de uitgangspunten vermeldt voor de berekeningen. In paragraaf 3.5.2.2 is de toetsingsgrafiek weergegeven voor het vergelijken van de reststerkte en de restcapaciteit van verschillende legankerconstructies.

3.5.2.1 Rekensheet

Uitgangspunten

De tool is zo opgezet dat dat alle onderdelen van een standaard leganker berekend kunnen worden. Indien de berekening van bepaalde onderdeel in essentie hetzelfde is, is hiervoor één toetsing gebruikt. Voor de toetsing van de verschillende onderdelen zijn dezelfde ontwerpnormen gebruikt als vermeldt in paragraaf 3.3.5.2. Echter is de toetsing van een gesmeed bolvormig-uiteinde van een akerstang niet mogelijk op basis van een handmatige berekening. Daarom is een toetsing van dit onderdeel buiten beschouwing gelaten (in de aanbevelingen wordt het meenemen hiervan wel aanbevolen).

Lay-out rekensheet

In bijlage S is de rekensheet weergegeven, enkele onderdelen uit de sheet worden hieronder kort toegelicht.

werkwijzer

Bij de rekensheet is een werkwijzer toegevoegd waarin staat aangegeven welke acties vereist zijn voor het correct invullen van de tool met de juiste constructie parameters en voor het kiezen van de juiste rekenmethode, te zien op Figuur 3.63.

Werkwijzer

DE TOOL DIENT **PER ANKER (BESTAAND UIT VERSCHILLENDE ONDERDELEN)** INGEVULD TE WORDEN

keuze maken uit type (in dropdownmenu) onder deze cel

keuze maken uit type van een bepaald onderdeel

deze cel dient ingevuld te worden

uitkomst

theoretische waarden (na X jaar)

praktijk waarden (na X jaar)

partiële veiligheidsfactoren voor verbindingen



Figuur 3.63: Impressie van de werkwijzer uit de 'tool'

Invoerveld voor algemene gegevens van de legankerconstructie

De constructiegegevens benodigd voor de berekeningen, en gegevensbeheer van de toetsing van een leganker zijn te zien in Figuur 3.64. Onder de rode balk worden de algemene gegevens ingevuld van de constructie. Hiermee worden de (rest)sterkte en (rest)capaciteit volgens de theoretische normen bepaald. Onder de blauwe balk worden de in het veld gemeten waarden (gevonden aan de hand van het testprotocol) ingevoerd. Echter, alleen voor het maatgevende onderdeel van het leganker, omdat dit het werkelijke zwakste punt vormt en het daarmee niet meer van belang is de reststerkte en restcapaciteit van de overige onderdelen te bepalen.

ALGEMENE GEGEVENS VAN LEGANKERCONSTRUCTIE			VERZAMELDE PRAKTIJKGEGEVENS VAN LEGANKERCONSTRUCTIE	
CONSTRUCTIE/LEGANKERSPECIFIEKE GEGEVENS				
Naam/nummer leganker		ANKER 1		
Grondslag (t.p.v. legankerlocatie) ↓				
zand; schoon; los				
Leeftijd constructie(deel) (5-100 jaar)		62,00	[jaar]	
Rekenwaarde ankerkracht per anker		Fed/Ned	300,00	[kN]
CORROSIE VOLGENS HUIDIGE NORMEN				
Corrosie afhankelijk van milieu grondzijde damwand ↓				
Verdichte en niet agressieve ophogingen/vullingen (klei, schist, zand, s		0,72	[mm]	
Corrosie afhankelijk van milieu waterzijde damwand ↓				
Schoon zoet water, rond de waterlijn (rivier, kanaal)		1,02	[mm]	
		Maximaal gemeten ankerkracht per anker		
		350,00	[kN]	
		Gemeten corrosie maatgevende onderdeel		
		1,00	[mm]	
		opgetreden soorten corrosie op maatgevende onderdeel (indien dit is vastgesteld)		
		putcorrosie		

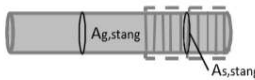
Figuur 3.64: Impressie van invoerveld voor constructiegegevens uit de 'tool'

Keuze uit onderdeel types en invoer van de benodigde parameters per onderdeel

Per leganker kan de samenstelling van onderdelen variëren het is daarom benodigd een keuze te maken uit de onderdelen die van toepassing zijn op het betreffende leganker. De rekensheet is in hoofdlijnen ingedeeld in de volgende onderdelen met daarbij behorende types:

- de ankerstang
 - type: gerold
 - type: gesneden
 - 'upset forged' (verdikt uiteinde)
- koppel-/ verbindingsstuk
 - spanschroef-/koppeling
 - (verstelbare) scharnierende spanschroef
 - koppelplaten of kruiskoppeling
- verbinding aan kerende wand/ankerwand.
 - bevestiging aan betonwand/combiwand
 - bevestiging aan damwand

Op de afbeeldingen in Figuur 3.65 is te zien, voor het onderdeel ankerstang, welke parameters ingevuld kunnen worden en uit welke types er gekozen kan worden.

ANKER ONDERDELEN	TYPE	DIMENSIONERING/BEREKENING	STAALKWALITEIT (PER ONDERDEEL)
ANKERSTANG  	→ gerold ($A_s=A_g$)	f_y ,gerolde ankerstang	215,00 [N/mm ²]
	dstang	50,00 [mm]	
	$A_{s,stang}=A_{g,stang}$	1963,50 [mm ²]	
	Nt,Rd	422,15 [kN]	
	→ gesneden ($A_s<A_g$)	f_y ,gesneden ankerstang	215,00 [N/mm ²]
	dstang	48,00 [mm]	
	$A_{s,stang}$	1809,56 [mm ²]	
	Nt,Rd	389,05 [kN]	
	→ upset forged (verdikt uiteinde)	f_y ,upset forged ankerstang	215,00 [N/mm ²]
	dstang	50,00 [mm]	
	$A_{g,stang}$	1963,50 [mm ²]	
	Nt,Rd	422,15 [kN]	
	→ gesmeed oog-vormig uiteinde	ga naar toetsing 'bevestiging aan betonwand/combiwand'	

Figuur 3.65: Impressie van onderdeeltypes en in te voeren parameters uit de 'tool'

Toetsing van de bezwijkmechanismen van de verschillende onderdelen van het leganker

In Figuur 3.66 is een weergave van de bezwijkmechanismen waarop de verschillende typen ankerstangen getoetst kunnen worden. Onder de grijze balk is de U.C waarde gegeven van het ontwerp (op t=0 jaar.) en in bovenstaande figuur is de weerstand van het onderdeel op t=0 jaar weergegeven. De bepaling van de restweerstand en de restcapaciteit na een aantal jaar volgens het theoretische degradatiegedrag (aan de hand van de leeftijd ingevoerd onder de algemene constructiegegevens), is te zien onder de rode balk. De uitkomsten onder de blauwe balk komen tot stand door de invoer van de in de praktijk gemeten waarden. Ook kan bij het maatgevende onderdeel de corrosiebescherming worden aangegeven, met de keuze uit de corrosiebeschermingen omschreven in paragraaf 3.3.1.1.

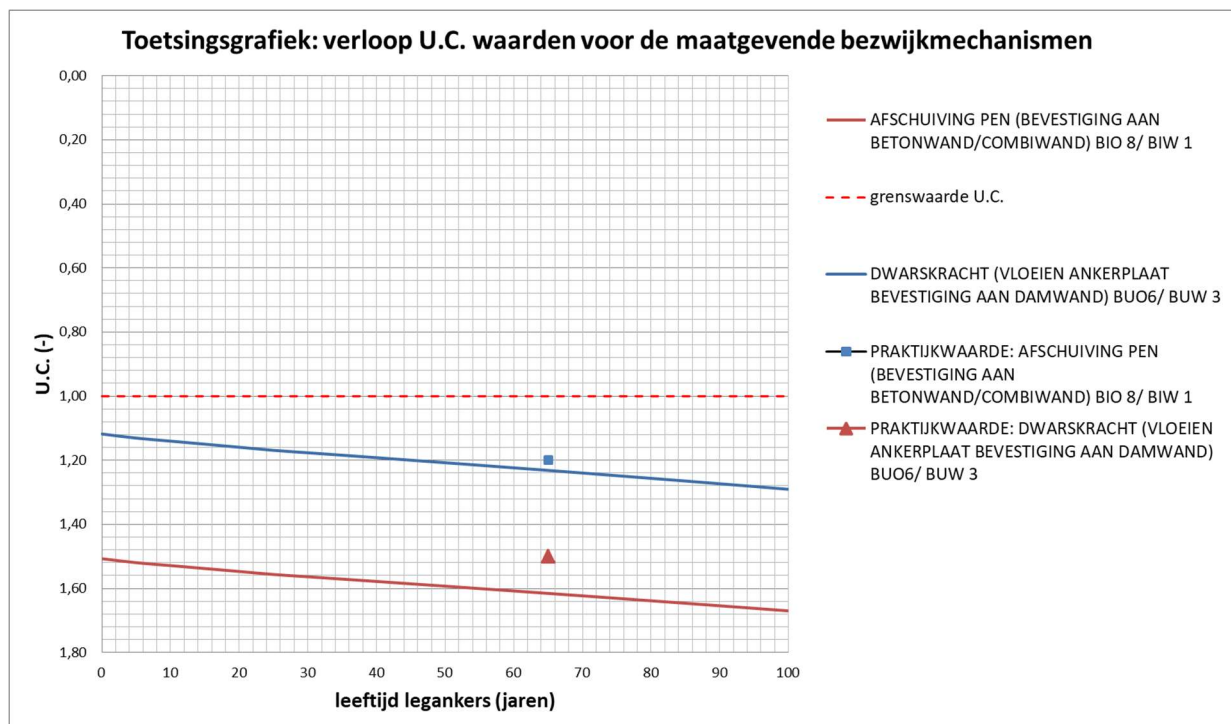
TOETSING DOORSNEDE OP	WAARDE U.C. ONTWERP	THEORETISCHE WAARDE U.C. NA X JAAR	PRAKTIJK WAARDE U.C. NA X JAAR	CORROSIEBESCHERMING
				type corrosiebescherming ↓ geen
TREK (VLOEIEN NETTO DOORSNEDE STANG)	0,71	$A_s=A_g$ 1806,54 [mm ²] $N_{t,Rd}$ 388,41 [kN] 0,77	$A_s=A_g$ 1809,56 [mm ²] $N_{t,Rd}$ 389,05 [kN] 0,90	
TREK (VLOEIEN NETTO DOORSNEDE STANG)	0,77	A_s 1659,01 [mm ²] $N_{t,Rd}$ 356,69 [kN] 0,84	A_s 1661,90 [mm ²] $N_{t,Rd}$ 357,31 [kN] 0,98	
TREK (VLOEIEN NETTO DOORSNEDE STANG)	0,71	A_g 1806,54 [mm ²] $N_{t,Rd}$ 388,41 [kN] 0,77	A_g 1809,56 [mm ²] $N_{t,Rd}$ 389,05 [kN] 0,90	

Figuur 3.66: Impressie van toetsing op (rest)sterkte en -capaciteit uit de 'tool'

Na het uitvoeren van het praktijkonderzoek is het van belang de dimensionering (zoals op tekening gevonden) en de staalkwaliteit, indien de werkelijkheid niet klopt met de van te voren bepaalde waarden, opnieuw in te voeren. Op deze manier wordt de prognose bijgewerkt en kan geanalyseerd worden of deze klopt met het werkelijke bezwijkgedrag van het leganker tijdens de praktijkproef. Ook is het van belang de verzamelde gegevens van eventuele ontbrekende onderdelen toe te voegen en een toetsing uit te voeren. Ook is het van belang de ankerkracht (de basis voor de toetsing van de verschillende ankeronderdelen) opnieuw te bepalen met D-sheet indien de grondkerende constructie afwijkende dimensionering vertoont ten opzicht van de tekeningen.

3.5.2.2 Toetsingsgrafiek

De toetsingsgrafiek wordt gevuld met de gegevens van de maatgevende onderdelen van alle legankers die beproefd zijn. Dit is een prognoselijijn (volgens de theoretische ontwerpnormen) en een punt; representatief voor de toetsing van een bepaald onderdeel met in de praktijk gemeten waarden op een bepaalde leeftijd van de constructie. Het is van belang alle ankers die beproefd zijn in de praktijk in de grafiek te zetten, om de statistische betrouwbaarheid zo groot mogelijk te maken. Een voorbeeld opzet van de toetsingsgrafiek gevuld met de twee typen legankers, zoals deze zijn toegepast bij de RBS, is weergegeven op Figuur 3.67. Hierbij zijn fictieve waarden ingevuld voor de praktijkgegevens die gevonden gaan worden over enkele jaren. De volledige toetsingsgrafiek gevuld met alle prognoselijnen van de maatgevende onderdelen van de leganker van de RBS is te vinden in bijlage S.



Figuur 3.67: Fictief voorbeeld toetsingsgrafiek uit toets de 'tool'

Interpretatie toetsingsgrafiek

Als de toetsingsgrafiek en de daaraan gekoppelde informatiedatabase na verloop van tijd voldoende gevuld is, kan deze geïnterpreteerd worden door bijvoorbeeld een statistisch analyse te maken van:

- het aantal legankers (ofwel het zwakste onderdeel van dit leganker) wat onder de U.C. grenswaarde ligt op $t=0$. Kortom de ankers waarbij het ontwerp van het leganker(onderdeel) op capaciteit niet meer toereikend is volgens de huidige ontwerpnormen.
- de corrosie afname in de praktijk ten opzichte van de theoretische corrosie volgens de ontwerpnormen.
- de invloed van een bepaald milieu op de corrosiesnelheid en de invloed van een bepaalde corrosiebescherming op de corrosiesnelheid.

4 Conclusies en aanbevelingen

4.1 Conclusies deelvragen

Deelvraag 1: Het ontwerp van legankerconstructies aan vleugelwanden van de Roggebotsluis

Aan de hand van de verkregen tekeningen is, in paragraaf 3.1.2 en 3.1.3, een analyse gedaan van de materialen en dimensies van de leganker- en vleugelwandconstructies zoals deze zijn toegepast bij de RBS. Ook zijn de karakteristieken van de situatie bij de RBS bepaald. De uitwerkingen hiervan zijn te zien op bijlage B (de nieuwe tekening), bijlage C (de tabellen), bijlage J (MLW-peilen).

In paragraaf 3.1.1 is er onderzoek gedaan naar hoe een leganker er in zijn algemeenheid uit ziet, inclusief een uiteenzetting van de constructieonderdelen en de verbindingen om zo beter begrip te krijgen wat een leganker nou precies is.

Er zijn een aantal aannames gedaan in de bepaling van het bovenstaande, deze zijn in deze deelvraag gegrond en toegelicht. Deze deelvraag draagt bij aan de beantwoording van de hoofdvraag doordat nu bekend is wat legankers zijn, uit wat voor materialen ze bestaan, hoe ze eruit zien in zijn algemeenheid en specifiek bij de RBS en wat de situatiekenmerken bij de RBS zijn. Dit zijn in feite allemaal uitgangspunten voor de berekeningen van deelvraag 3 en 5.

Deelvraag 2: Ontwerpnormen voor een legankerconstructie, van zeventig jaar geleden en van nu

In paragraaf 3.2.2 is een literatuuronderzoek gedaan naar alle rekenmethodes/ ontwerpnormen die vroeger werden gebruikt. De methodes/ normen zoals men die vroeger kende waren lastig te achterhalen, echter na veel gesprekken met professionals en een uitgebreid literatuuronderzoek zijn er twee rekenmethodes gevonden, namelijk methode Blum en methode Homberg. Naast deze rekenmethodes is ook de veiligheidsbenadering achterhaald in paragraaf 3.2.1, hiervoor werd vroeger de TGB1949 toegepast.

Voor de huidige ontwerpnormen is er in paragraaf 3.2.3 uitgebreid literatuuronderzoek gedaan in de huidige literatuur. De meest, in Nederland, gebruikte ontwerpnormen voor geotechnische constructies bleken allemaal uit de NEN-EN (EC0, 1, 3 en 7) en de CUR 166 te komen, deze ontwerpnormen gelden dan ook als basis voor de berekeningen in deelvraag 3 en 5. Naast deze ontwerpnormen is ook de huidige veiligheidsbenadering achterhaald in paragraaf 3.2.1, hiervoor zijn meerder bronnen geraadpleegd.

De zeventig jaar oude en huidige ontwerpnormen en veiligheidsbenadering zijn uiteengezet, om ze vervolgens in deelvraag 3 uit te kunnen werken. Het verschil hier tussen zal blijken uit deelvraag 3. De huidige ontwerpnormen worden ook verwerkt in de tool uit deelvraag 5.

Deelvraag 3: Prognose reststerkte en restcapaciteit van de legankers

In paragraaf 3.3.1 zijn de factoren uiteengezet die corrosie veroorzaken en beïnvloeden. Hierbij is ook ingegaan op de mogelijk aanwezige fysieke corrosiebeschermingen. Daarnaast is er ingegaan op de voormalige en huidige normen omtrent het rekening houden met toekomstige corrosie. Het bleek dat men hier vroeger geen normen voor had. Wel werd er bescherming in de vorm van koolteercoatings voorgeschreven. Tegenwoordig wordt er wel rekening gehouden met toekomstige corrosie volgens voorgeschreven normen. EC 3 en de CUR166 geven hierin de belangrijkste handvatten. Helaas was er geen vergelijking te maken tussen corrosienormen, omdat deze vroeger nog niet bestonden.

In paragraaf 3.3.3 is de theoretische ankerkracht berekend bij alleen de maatgevende situatie volgens de zeventig jaar oude normen komende uit deelvraag 2. Het bleek dat de inheidiepte volgens de oude normen niet met de methode Blum is berekend. Wel is de ankerkracht bepaald met deze methode. Vervolgens is methode Homberg toegepast om de lengte van de ankerwand te bepalen. Ook deze methode bleek niet gebruikt te zijn hiervoor. Waarschijnlijk is de ankerkracht bepaald met methode Blum, maar dan met een minder diepe inheidiepte. De lengte van de damwanden is waarschijnlijk bepaald met een onderloopsheidberekening.

In paragraaf 3.3.4 is de theoretische ankerkracht berekend volgens de huidige ontwerpnormen komende uit deelvraag 2. Hierbij zijn meerdere aannames en randvoorwaarden uiteengezet die nodig waren voor de D-sheet piling berekeningen. Er zijn er meerdere stabiliteitsberekeningen uitgevoerd

aan de constructie. Daarnaast zijn de ankerkrachten bepaald. Deze berekeningen zijn allemaal per leganker uitgevoerd.

Paragraaf 3.3.5 gaat in op de reststerkte en restcapaciteit van de verschillende constructieonderdelen. Aan de hand van alle gegevens en ontwerpnormen uit deelvraag 1, 2 en paragraaf 3.3.1 zijn deze berekeningen gedaan. Hierbij is slim gebruik gemaakt van de tool uit deelvraag 5. Omdat deze toch al gemaakt moest worden is hij ook gebruikt om de reststerkte en restcapaciteit berekeningen uit te voeren ten behoeve van de prognose in 3.3.5. Het blijkt dat afschuiving van de deuvel in een gesmeed oogvormig uiteinde vaak maatgevend is, in andere gevallen blijkt dwarskracht in de ankerplaat vaak maatgevend. Dit zijn natuurlijk wel maar prognoses, welke nog getoetst worden met de werkelijkheid.

In paragraaf 3.3.6 zijn alle rekenresultaten van deze deelvraag opgesomd en geanalyseerd. Eerst zijn de inheidiepte en de ankerkracht van de maatgevende situatie, komende van beide de oude en de nieuwe ontwerpnormen, vergeleken. Hierbij viel op dat er helemaal niet veel verschil zit in de resultaten. Over het algemeen lijkt het dat men vroeger iets conservatiever rekende. De vergelijking van de toe te passen ankerstang diameters resulterend uit beide de oude en nieuwe ontwerpnormen met de werkelijke diameters liet grote verschillen zien. Helaas is het niet gelukt om te achterhalen hoe deze diameters tot stand zijn gekomen. Opvallend is het contrast tussen de resultaten van de toetsing van de grondkerende constructie en de toetsing van de verschillende ankeronderdelen volgens de huidige ontwerpnormen. Over het algemeen kan gesteld worden (als er vanuit gegaan wordt dat de aannames voor ontbrekende informatie niet veel verschillen van de werkelijkheid) dat de grondkerende constructie voldoet tot ruim voldoende op de verschillende toetsingen; (overall) stabiliteit, sterkte/stijfheid. Terwijl een derde van de legankers van de RBS vaak op één onderdeel niet voldoende ontwerpcapaciteit heeft. Vaak is het maatgevende onderdeel, welke nu niet voldoet op capaciteit, de deuvel in de verbinding met de betonwand. De voorgeschreven afmetingen van de toegepaste pen is vanuit constructief oogpunt niet logisch en wekt twijfel of dit ook daadwerkelijk is toegepast bij de constructie.

Deelvraag 4: Testprotocol voor bepaling reststerkte en restcapaciteit

Deze deelvraag geeft een handvat voor een aannemer om praktijkproeven mee uit te voeren. De aannemer kan aan de hand van deze deelvraag een werkplan en een veiligheidsplan schrijven, om zo de onbekende gegevens* van de legankerconstructies en vleugelwandconstructies te kunnen bepalen en de bekende gegevens* te kunnen verifiëren. Deze gegevens* kunnen wanneer bekend/geverifieerd ingevuld worden in de tool van deelvraag 5. Allereerst gaat deze deelvraag in op de veldwerkzaamheden, hoe moet dit gedaan worden en wat moet er mee bepaald worden? Hierbij wordt het maken van een veiligheidsplan met een hulpconstructie voorgeschreven. Deze hulpconstructie dient ter voorkoming van instorting van de grondkerende constructie en als verstijving van de kerende wand ten behoeve van de technische haalbaarheid van de veldtrekproef. Daarna komen de labwerkzaamheden aan bod. Hierin wordt onderscheid gemaakt tussen het beproeven van volledige constructieonderdelen ten behoeven van het bepalen van de opgetreden corrosie en het beproeven van monsters van constructieonderdelen ten behoeve van het bepalen van de staalkwaliteiten.

** Parameters, karakteristieken, dimensies, opgetreden corrosie, corrosiebeschermingen en soorten corrosie*

Deelvraag 5: Toetsprotocol voor vergelijking tussen prognose en met behulp van testprotocol gevonden waarden

Paragraaf 3.5.1 gaat in op de vormgeving van de tool als geheel. Hierin zijn alle constructieonderdelen opgesomd met bijbehorende bezwijkmechanismen rekening houdend met toekomstige corrosie. De resultaten van het testprotocol uit deelvraag 4 kunnen later in deze tool ingevuld worden. Wanneer dit gebeurd genereert de tool automatisch unitychecks per constructieonderdeel, weergegeven in tabellen en figuren.

De tussenresultaten van de tool zijn gebruikt om de restcapaciteit en de reststerkte van bepaalde onderdelen te bepalen in een prognose (alleen van de onderdelen waarvan zeker is dat ze zijn toegepast). Dit is zoals eerder vermeld uitgewerkt in paragraaf 3.3.5.

Met de tool kan een vergelijking worden gemaakt tussen de unitychecks gevoed met parameters van de prognose en de unitychecks gevoed met parameters van het testprotocol. Deze vergelijking wordt

opgeslagen in de tool. Wanneer er andere legankerconstructies op dezelfde manier worden beproefd, kunnen deze testresultaten ook ingevuld worden in de tool. Op deze manier wordt de output van de tool steeds betrouwbaarder.

Paragraaf 3.5.2 geeft een handleiding voor het gebruik van de tool. Hoe moet deze ingevuld, gebruikt en geïnterpreteerd worden. Het testprotocol wordt pas over een paar jaar uitgevoerd.

4.2 Conclusie hoofdvraag

Hoofdvraag: Hoe ziet het ontwerp, van een toets- en testprotocol voor destructief onderzoek, eruit om te bepalen wat de reststerkte en restcapaciteit is van een legankerconstructie?

Er zijn korte conclusies te trekken wat betreft de vergelijking oude- en nieuwe ontwerpnormen. In de toekomst, na de uitvoering van deelvraag 4, zijn er meer conclusies te trekken, namelijk over de vergelijking van de reststerkte en restcapaciteit met als input deelvraag 1, 2 en 3 (prognose) en de reststerkte en restcapaciteit met als input het testprotocol.

In feite beantwoorden deelvraag 4 en 5 de hoofdvraag volledig. Het testprotocol is de uitwerking van deelvraag 4 en het toetsprotocol de tool van deelvraag 5. Echter, om erachter te komen wat nou precies de input moet zijn voor de tool waren deelvraag 1, 2 en 3 nodig. Alle deelvragen zijn dus nodig om de hoofdvraag te beantwoorden, maar 4 en 5 geven concreet antwoord op de hoofdvraag.

De input voor verschillende berekeningen in deelvraag 3 en 5 is veelal gebaseerd op gegronde aannames. Ze zijn gebruikt als input, om een vergelijking te kunnen maken tussen de inheidiepte en de ankerkracht, komende uit de oude en nieuwe ontwerpnormen. Ook worden ze gebruikt voor de vergelijking van de prognose reststerkte en restcapaciteit met de in de praktijk gevonden resultaten (tool) van de reststerkte en restcapaciteiten. Voordat deze laatste vergelijking gedaan kan worden, moet de input geverifieerd en aangevuld worden aan de hand van deelvraag 4 (over een aantal jaar na de uitvoering van het testprotocol).

4.2.1 Reflectie onderzoek

Tijdens dit onderzoek zijn er herhaaldelijk aannames gedaan vanwege het ontbreken van informatie met betrekking tot de constructieonderdelen, en ontwerpberoeeningen van de legankerconstructies van de RBS. Voor de betreffende aannames is geprobeerd een zo betrouwbaar en realistisch mogelijke invulling te geven in beperkt tijdsbestek. Echter was dit vaak lastig omdat de ontwerp- en berekensystematiek van zeventig jaar geleden lastig, tot haast niet, terug te vinden is in literatuur of door het doen van mondelinge interviews. Het effect van de verschillende aannames op de uitkomsten van de berekeningen had wellicht beter bekeken kunnen worden. Zodat er meer waarde te hechten aan de betekenis van de uitkomsten. Al zitten er ook veel onzekerheden in de aannames die echt alleen geverifieerd kunnen worden aan de hand van praktijkwaarden die gevonden worden met behulp van het testprotocol.

4.3 Aanbevelingen per deelvraag

Deelvraag 1: Het ontwerp van legankerconstructies aan vleugelwanden van de Roggebotsluis?

Veel informatie* is bewaard en verwerkt in allerlei software die goed toegankelijk is. Echter, wanneer er wordt gezocht naar informatie* van meer dan zestig jaar oud blijkt het niet te vinden. Derhalve wordt er aanbevolen dat nieuwe informatie* (nieuwe projecten) goed bewaard moet blijven in het archief.

**as-buit tekeningen, ontwerpnotities, Inspectierapporten (t.b.v. prognose), productspecificaties, bestekken*

De ontwerpwaterstanden zijn bepaald aan de hand van een referentie naar ontwerpwaterstanden van een nabijgelegen sluis, gecorrigeerd met een handberekening voor op- en afwaaiing. Dit zou beter met een softwarepakket gedaan kunnen worden, omdat hierin minder aannames gedaan worden en zo nauwkeurigere ontwerpwaterstanden bepaald kunnen worden.

Een exactere bepaling van de grondslag rondom de RBS is aan te raden, omdat de grondslag sterk bepalend is voor de stabiliteitsberekeningen van de damwand- en ankerconstructie. De sonderingen die zijn verkregen bevatten geen wrijvingsgetallen door het gebrek van de meting van de plaatselijke mantelwrijving van de conus. Een nauwkeurigere bodemopbouw interpretatie met dezelfde gegevens is waarschijnlijk niet mogelijk, met meer gegevens wel. Daarom wordt de uitvoering van meer sonderingen aanbevolen. Aannames die in dit rapport zijn gedaan kunnen op deze manier gevalideerd en aangepast worden.

De grondwaterpeilen zoals aangenomen in dit rapport berusten op grove aannames. Het exacter bepalen van deze peilen is daarom aan te raden. Dit zou gedaan kunnen worden met peilbuizen.

Deelvraag 2: Ontwerpnormen voor een legankerconstructie, van zeventig jaar geleden en van nu

De aangenomen gronddruktheorie in de methode van Homberg is Rankine's gronddruktheorie. De geraadpleegde literatuur bevatte namelijk geen info over de toegepaste gronddruktheorie. Aanbevolen wordt om toch nog te proberen om te achterhalen wat de toegepaste gronddruktheorie wel is, echter blijkt dit wel lastig.

De EAU1949 is niet meegenomen in de bepaling van de oude normen. Het bleek dat de commissie die deze norm samen stelde, pas in 1949 bij elkaar kwam (precies tijdens de engineering van de RBS). Deze norm is na wat zoekwerk niet gevonden, dit bleek behoorlijk lastig. Er is derhalve aangenomen dat deze norm toen nog niet bestond of in ieder geval nog niet wettelijk verplicht was. Dit is niet zeker te zeggen, daarom wordt nader literatuuronderzoek aanbevolen naar deze norm. In tegenstelling tot de EAU1949 is de TGB1949 wel gevonden, deze was toen wel zeker al van toepassing.

Om een uitspraak te kunnen doen over het wel of niet voldoen van de legankerconstructies van de RBS wordt aanbevolen de constructie te toetsen volgens de NEN-EN 8700-serie (Beoordeling van de constructieve veiligheid van een bestaand bouwwerk bij verbouw en afkeuren). Deze is niet meegenomen in dit onderzoek, omdat het onderzoek zich richt op het bepalen van de reststerkte en restcapaciteit ten opzicht van het ontwerp. Een toetsing van de bestaande constructie volgens de NEN-En 8700 is zeker verstandig. En zo kan ook een interessant vergelijking worden gemaakt over het verschil in berekende restlevensduur volgens de ontwerpnormen ten opzichte van de toetsingsnormen.

Deelvraag 3: Prognose reststerkte en restcapaciteit van de legankers en maatgevende bezwijkmechanisme per leganker

Aanbevolen wordt om de gevolgen van een ander beoogd veiligheidsniveau (wanneer de RBK wordt gebruikt zoals hierboven omschreven) inzichtelijk te maken. Niet alleen de gevolgen voor de resultaten van D-Sheet Piling, maar ook de gevolgen op de tool uit deelvraag 5

De lengte van de damwanden bleken met de oude rekenmethodes/ontwerpnormen niet bepaald te kunnen worden. Waarschijnlijk zijn deze bepaald met een onderloopsheidberekening. Aanbevolen wordt om deze dan ook uit te voeren en te checken of dit ook inderdaad zo is.

Het effect op de initiële spanning van een leganker door zakkende grond kan nader onderzocht worden. Dit onderzoek neemt aan dat het geen effect heeft op deze spanning (mede door afdraaien moeren van ankers waardoor initiële spanning bijna helemaal verdwijnt). Het is echter wel een bestaand effect, ook al is hier weinig over bekend (de CUR166 is hier niet erg duidelijk over). Dit effect zou nader onderzocht kunnen worden in een ander onderzoek bij een andere grondkerende constructie.

Als vervolg op bovenstaande zijn er meer invloeden die initiële spanningen in een leganker kunnen beïnvloeden. Er is aangenomen dat deze geen invloed hebben op de veldtrekproeven. In kleine mate is er natuurlijk wel een initiële spanning door o.a. de zakking van de grond onder stang (zoals hierboven benoemd), maar ook door andere factoren. Aanbevolen wordt om deze andere factoren scherp te krijgen en hier vervolgonderzoek naar te doen in een ander onderzoek bij een andere grondkerende constructie.

De gesmeed bol-vormige verbinding uit Figuur 3.7 zou ook toegepast kunnen zijn bij de RBS. Daarom zou hij meegenomen moeten worden in de tool. Echter, is het niet duidelijk wat voor bezwijkmechanismen kunnen optreden bij dit soort verbindingen, daarom is dit niet meegenomen in de tool. Aanbevolen wordt om nader onderzoek te verrichten naar de mogelijke bezwijkmechanismen bij dit soort verbindingen, zodat deze ook in de tool meegenomen kan worden.

Hetzelfde geldt voor de verificatie van het bezwijkmechanisme van de ankerplaten in de tool met een EEM-pakket. Hier zou bijvoorbeeld SCIA Engineer voor gebruikt kunnen worden, derhalve wordt dit aanbevolen.

Het effect van herverdeling van waterdruk aan de damwandvoet is niet meegenomen in de berekeningen, omdat er verwacht wordt dat het weinig effect op de resultaten heeft. Echter, het in rekening brengen van dit effect zorgt wel voor nauwkeurigere resultaten, derhalve wordt aanbevolen om het effect toch mee te nemen.

De berekeningen van de verschillende onderdelen zijn gemaakt voor een constructieleeftijd van 62 jaar; de leeftijd van de constructie tijdens schrijven van dit rapport. Omdat niet precies bekend is wanneer de constructie gesloopt gaat worden is het aan te bevelen voor het uitvoeren van het testprotocol nieuwe berekeningen te maken met de daadwerkelijke leeftijd op het moment dat er praktijkonderzoek gedaan gaat worden. Omdat hiermee de theoretische corrosie ten opzicht van de werkelijke corrosie zuiverder vergeleken kan worden.

Ook is het aan te bevelen na het vaststellen van de eventuele corrosie met behulp van het testprotocol een herberekening te maken van de constructie in D-sheet en de daarbij behorende ankerkracht opnieuw te bepalen. De buigstijfheid van de damwand zal afnemen bij eventuele corrosie waardoor de ankerkracht vergroot en wellicht nu te laag is aangenomen.

Het meenemen van het effect van de gording op de buigstijfheid van de damwand is gering. Echter is deze wel aanwezig, daarom wordt aanbevolen deze mee te nemen in vervolgberekeningen.

Deelvraag 4: Testprotocol voor bepaling reststerkte en restcapaciteit

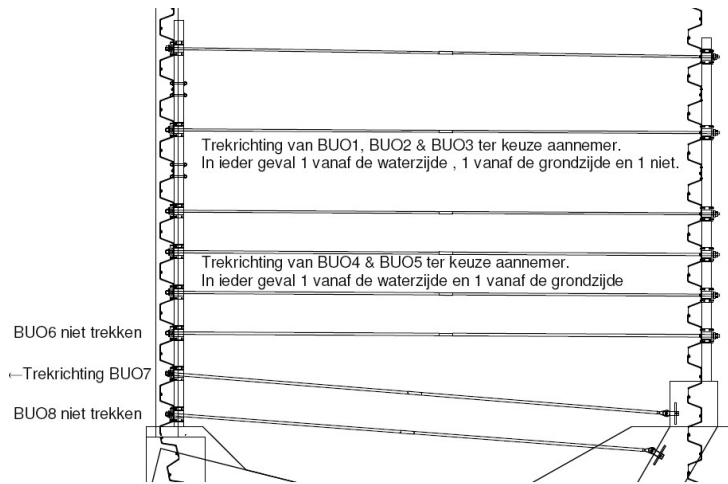
Parallel aan de veldtrekproef uit deelvraag 4 zou er ook nog ander onderzoek verricht kunnen worden, denkende aan de onderzoeksmatrix met onderzoeksvarianten verkregen aan het begin van dit onderzoek. Er kunnen wellicht nog onderzoeken uit de matrix gecombineerd worden.

Rijkswaterstaat zou zelf nog een kostenraming kunnen maken alvorens een aannemer in de arm wordt genomen voor de uitwerking van deelvraag 4. Dit zou kunnen zorgen voor een optimalisatieslag van deelvraag 4 met de kosten in gedachte. Hier is nu weinig rekening mee gehouden, derhalve wordt aanbevolen om een grove kosteninschatting te maken per taak.

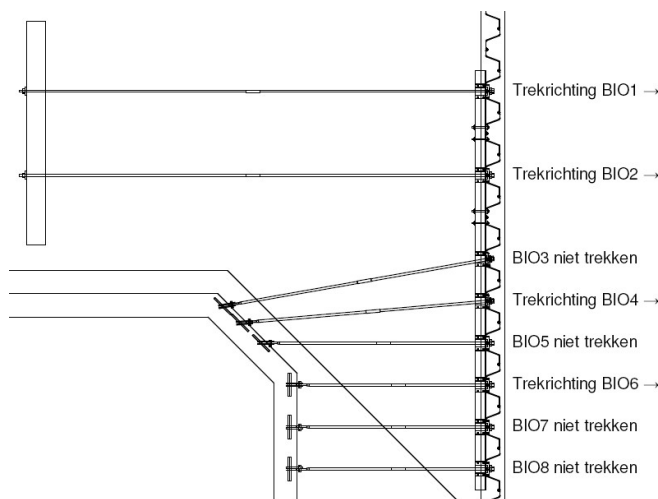
Mocht er een gesmeed bolvormige verbinding maatgevend blijken tijdens de veldtrekproef, als deze al is toegepast bij de RBS, dan is het maken van een goede weerstandsberekening in de tool hiervoor aan te bevelen. Er zijn geen relatief makkelijk toepasbare ontwerpnormen gevonden voor dit soort verbinding in dit onderzoek. Waarschijnlijk moet dit dan ook gebeuren met een EEM-pakket.

Het bepalen van de soort opgetreden corrosie is waarschijnlijk een te complexe taak voor een aannemer. Hier moeten specialisten zich over buigen. Waarschijnlijk is dit te duur voor wat het oplevert. Daarom is ervoor gekozen om het bepalen hiervan in de aanbevelingen te zetten. Het maakt het onderzoek wel beter, maar het beantwoordt de hoofdvraag niet direct. Het bepalen van de soort opgetreden corrosie kan van belang zijn. Wanneer er duidelijk sprake is van extreme corrosie dient de aannemer het soort corrosie te bepalen. Ter referentie is er in bijlage L uitgebreid ingegaan op de mogelijk opgetreden soorten corrosie. Er dienen foto's aangeleverd te worden van de soort opgetreden corrosie met daarbij aangegeven op welk onderdeel de corrosie is ontstaan, waar het is ontstaan, welke soort corrosie het is en inclusief nummering volgens gedeelte: Verifiëren van de dimensies van de legankerconstructie onderdelen en overige onderdelen.

Deelvraag 4 is zo opgezet, dat er zoveel mogelijk nuttige informatie uit voortkomt. Dit zou wel veel kunnen kosten en zou ook een lange uitvoeringstijd kunnen hebben. Als aanbeveling op deze deelvraag is er nagedacht over een goedkopere variant. Figuur 4.1 en Figuur 4.2 geven de goedkopere variant op de veldtrekproef weer. Wanneer deze wordt uitgevoerd, worden in principe dezelfde te beproeven onderdelen beproefd, maar verliest het plan wel wat statistische validiteit.



Figuur 4.1: Veldtrekproef buitenhoofd goedkopere variant ten behoeve van de aanbevelingen



Figuur 4.2: Veldtrekproef binnenhoofd goedkopere variant ten behoeve van de aanbevelingen

Als aanvulling op de vorige aanbeveling zou er ook gekozen kunnen worden om de dimensies van maar één legankerconstructie-onderdeel te verifiëren, per verschillend onderdeel. Dit scheelt in uitvoeringstijd en geld. Bijvoorbeeld: van de 32 lagerplaten dient er dan maar één opgemeten te worden. Hierbij wordt ervanuit gegaan deze ene lagerplaat qua dimensies overeenkomt met alle andere lagerplaten. Op deze manier wordt geverifieerd in hoeverre de as-built situatie overeenkomt met de ontwerp-situatie. Wanneer er wordt gekozen voor deze aanpak dient de aannemer wel de leganker constructieonderdelen een tijd te bewaren, in overleg met RWS, om vervolgonderzoek mogelijk te maken wanneer dit gewenst is.

Op dezelfde manier kan ook de opgetreden corrosie als representatief voor elkaar worden beschouwd. In deelvraag 4 wordt nu omschreven dat van sommige onderdelen de corrosie in het veld opgemeten dient te worden en van sommige onderdelen dit uit de tool volgt na labtrekproef 'A'. Ook hier wordt aanbevolen om de opgetreden corrosie van maar één legankerconstructie-onderdeel te bepalen, per verschillend onderdeel. Als het blijkt dat er sprake is van extreme corrosie of onverklaarbare staaldikte afname dan is vervolgonderzoek altijd nog mogelijk, de constructieonderdelen zijn immers bewaard zoals in de tekst hierboven omschreven.

Extra grondonderzoek wordt ook aanbevolen, zie aanbevelingen deelvraag 1.

Deelvraag 5: Toetsprotocol voor vergelijking tussen prognose en met behulp van testprotocol gevonden waarden

Er zou onderzocht kunnen worden in hoeverre dit onderzoek toepasbaar is voor andere types ankerconstructies. Dit onderzoek zou dan als template gebruikt kunnen worden. In hoeverre het nu al van toepassing is, is onbekend, derhalve wordt aanbevolen om dit te onderzoeken.

Het meenemen van het bolvormig gesmede verbindingsstuk in de tool wordt aanbevolen, ongeacht of deze ook echt in het werk is toegepast, omwille van de brede toepasbaarheid van de tool.

Het nog beter en meer automatiseren van de tool wordt ook aanbevolen. Sommige handelingen worden nu nog handmatig gedaan, terwijl dit hoogstwaarschijnlijk geautomatiseerd kan worden. Derhalve wordt dit dan ook aanbevolen.

Er zou meer aandacht geschonken kunnen worden aan de statistiek t.b.v. de steekproefgrootte om met een bepaald percentage zekerheid te kunnen zeggen dat een anker een bepaalde afname of sterkte etc. kent. Om zo uiteindelijk op een statistisch onderbouwde manier de restcapaciteit en reststerkte te kunnen bepalen van de legankers (voorspellen) zonder deze te hoeven opgraven. Hiermee kan er met minder moeite een beter advies worden gegeven voor toekomstige renovaties (met het ook op de toekomstige VenR-opgave).

De grond zou kunnen bezwijken ter plaatse van de betonnen ankerschotten tijdens de veldtrekproef, er is geen berekening gemaakt over wat nou eerder gebeurt; de ankerconstructie bezwijkt of de moot grond bezwijkt. Dit was niet mogelijk aangezien de maten van de ankerschotten niet bekend waren. Aanbevolen wordt om de tool aan te passen, waarin deze maten wel worden meegenomen. Dit is momenteel niet in te vullen in de tool, na de veldtrekproef, omdat de tool geen rekening houdt met grondmechanische eigenschappen. Aanbevolen wordt om de tool aan te vullen met deze informatie.

5 Referentielijst

- A. Vrijburcht. (2000). *Ontwerpen van schutsluizen, deel 1*. Rijkswaterstaat, Bouwdienst.
- ACE Marine Rigging & Supply. (z.d.). *Tie Rods*. Opgehaald van Website over Tie Rods:
http://www.acemarinerrigging.com/assets/products/hdwr_tie_rods.htm
- Anker Schroeder. (2015). *Anchors for marine structures*. Dortmund, Duitsland: Anker Schroeder ASDO GmbH.
- Anker Schroeder. (z.d.). *Horizontal Tie Rods*. Opgehaald van Website van Anker Schroeder:
<https://www.anker.de/en/horizontal-tie-rods.html>
- Bles, T., Bredeveld, J., & Peelen, W. (2015). *Natte kunstwerken van de toekomst*.
- Blok, I. R. (2015). *Tabellen voor bouw- en waterbouwkundigen*. Amersfoort: ThiemeMeulenhoff.
- Blum, D.-i. H. (1930). *Einspannungsverhältnisse bei Bohlwerken*. Höringhausen: Technischen Hochschule Carolo-Wilhelmina.
- Centrum Ondergronds Bouwen. (2000). Handboek ondergronds bouwen. In *Deel 2-Bouwen vanaf maaiveld*. Rotterdam: A.A. Balkema.
- CURNET. (2008). *Cur 166 deel 1, 6e druk*. Gouda: BrisWarenhuis.
- CURNET. (2008). *Cur 166 deel 2, 6e druk*. Gouda: BrisWarenhuis.
- CURNET. (2008). *Van onzekerheid naar betrouwbaarheid*. Gouda: CURNET.
- Dalen, I. J. (2018). *Corrosie van geotechnische constructies (voorbereiding Nederlandse praktijkrichtlijn, rapportage fase 1, inventarisatie)*. Delft: DAED Ingenieurs.
- Deltares. (2013). *Praktijkonderzoek naar corrosie bij damwanden*. z.p.: Deltares.
- Deltares. (2016). *D-sheet Piling*. Delft: Deltares.
- dr. H den Adel, prof.dr.ir. F.B.J. Barends, ir. M.B. de Groot, ir. J. Heemstra. (1994). *Onderzoek en berekening naar het constructief ontwerp van de dijkversterking, bijlage 2*. Delft: Technische adviescommissie voor de waterkeringen.
- DYWIDAG Systems International. (z.d.). *DYWIDAG Marine Tie Rods – Smooth Bars & Walings*. Opgehaald van Website van DYWIDAG-systems: <https://www.dywidag-systems.com/fileadmin/downloads/dywidag-emea/dsi-dywidag-marine-tie-rods-en.pdf>
- ESCPile. (z.d.). *ESC Tie Rod Systems*. Opgehaald van Website van ESCPile:
<https://www.escpile.com/tie-rod-systems>
- Gellings, P. J. (2006). *Inleiding tot Corrosie en Corrosiebestrijding*. Enschede: Nederlands Corrosie Centrum.
- Google. (2019). *Satelliet weergave van de Roggebotsluis*. Opgehaald van Website van Google:
<https://www.google.com/maps/place/8251+PN+Roggebotsluis/@52.5457088,5.8464825,2369m/data=!3m1!1e3!4m5!3m4!1s0x47c7d5f22e2536df:0x8b2cc619805d664f!8m2!3d52.55!4d5.85>
- Grand Piling. (z.d.). *Info over producten/legankers*. Opgehaald van Website van Grand Piling:
<http://www.stalen-damwand.nl/product/steel-tie-rod-11.html>

- Joostdevree. (z.d.). *Informatie over koolteer*. Opgehaald van joostdevree:
<http://www.joostdevree.nl/shtmls/koolteer.shtml>
- Jsteel. (z.d.). *Marine Tie Rods*. Opgehaald van Website van Jsteel:
<https://jsteel.com.au/products/anchor-systems/marine-tie-rods/>
- Kamper Nieuws. (2018, oktober 15). *Regionaal Nieuws*. Opgehaald van Kamper Nieuws:
<https://kampernieuws.nl/roggebotsluis-n307-n306/>
- KIVI. (1938). *N 1008 (V.O.S.B./V.V.S.B. 1938), vervaardigen en opstellen van stalen bruggen*. z.p.:
 Hoofdkommissie voor de normalisatie in Nederland.
- KIVI. (2014). *Reader geotechniek*. Den Haag: KIVI.
- Klatter, L. (2018, Mei 31). Vervanging en Renovatie. *Workshop corrosie bestaande damwanden in zoet water*. Rijkswaterstaat.
- Kort, D. A. (2002). *Steel sheet pile walls in soft soil*. Delft: DUP Science.
- Lammeren, S. v., Bos, M., & Mies, M. (2012). *Deelproduct 2, Technisch ontwerp, planstudie IJsseldelta-Zuid*. Nijmegen: Tauw, Witteveen+Bos, Royal Haskoning.
- Maarschalkerwaart, I. H. (1996). *Slaan, trekken en vloeien*. Bouwen met staal.
- Ministerie van Sociale Zaken en Werkgelegenheid. (z.d.). *Arbeidshygiënische strategie*. Opgehaald van ARBO portaal: <https://www.arboportaal.nl/onderwerpen/arbeidshygiënische-strategie>
- Nederlands Normalisatie Instituut. (1949). *Technische Grondslagen voor Bouwconstructies T.G.B. 1949*. Nederlands Normalisatie Instituut.
- NEN-EN. (2004). *NEN-EN 10025-2 Warmgewalste producten van constructiestaal - Deel 2: Technische leveringsvoorwaarden voor ongelegeerd constructiestaal*. Delft: Nederlands Normalisatie-instituut.
- NEN-EN. (2008). *NEN-EN 1993-5 Ontwerp en berekening van staalconstructies - Deel 5: Palen en damwanden*. Delft: Nederlands Normalisatie-Instituut.
- NEN-EN. (2011). *NEN-EN 1990, Grondslagen van het constructief ontwerp*. Nederlands Normalisatie-instituut.
- NEN-EN. (2016). *NEN-EN 1997-1*. Nederlands Normalisatie-instituut.
- NEN-EN. (2018). *NEN-EN-ISO 22477-5 Geotechnisch onderzoek en beproeving - Beproeving van geotechnische constructies - Deel 5: Beproeving van verankeringen (ISO 22477-5:2018,IDT)*. Delft: Nederlands Normalisatie-instituut.
- Oranjewoud. (2010). *Derde toetsronde 2006-2011: toetsing van de Roggebotsluis*. Oosterhout: Oranjewoud.
- Ramon de Groot. (2017). *IJD-RSC-RAP-0102 Hydraulische randvoorwaarden Reevesluiscomplex*. Kampen: Isala Delta.
- Rankine, W. M. (1856). *Mr. Macquorn Rankine on the stability of loose earth*. Edinburgh.
- Rijkswaterstaat *1. (z.d.). Gekregen tekeningenset Roggebotsluis. *RWSMNN-1900-09300 - Algemeen overzicht*. Dienst der Zuiderzeewerken.

- Rijkswaterstaat *2. (z.d.). Gekregen tekeningenset Roggebotsluis. *RWSMNN-1900-09320 - Overzicht stalen damwanden*. Dienst der Zuiderzeewerken.
- Rijkswaterstaat *3. (z.d.). Gekregen tekeningenset Roggebotsluis. *RWSMNN-1900-09330 - Stalen damwandschermen*. Dienst der Zuiderzeewerken.
- Rijkswaterstaat *4. (z.d.). Gekregen tekeningenset Roggebotsluis. *RWSMNN-1900-09290 - Situatie schutsluis met omgeving*. Dienst der Zuiderzeewerken.
- Rijkswaterstaat. (2009). *Legger Waterkering Roggebotsluis*. Ministerie van Verkeer en Waterstaat.
- Ruimte voor de rivier IJsseldelta. (z.d.). *Algemene informatie over het project*. Opgehaald van Ruimte voor de rivier IJsseldelta: <http://www.ruimtevoorderivierijsseldelta.nl/nl/project-ruimte-voor-de-rivier-ijsseldelta/>
- TAW. (2004). *Technisch Rapport Kistdammen en Diepwanden in Waterkeringen*. Den Haag: Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen.
- TNO. (2012). *Veiligheidsbeoordeling bestaande bouw Achtergrondrapport bij NEN 8700*. Delft: TNO.
- Trade Arbed. (z.d.). Productspecificaties. *Profielen tabellen*. Esch-Belval, Luxemburg: Trade Arbed.
- Van Leeuwen Buizen. (z.d.). Vergelijkingstabellen voor staalsoorten. Zwijndrecht.
- Ven, W. v. (z.d.). *Programma kistdam*. Utrecht: Bibliotheek Bouwdienst Rijkswaterstaat.
- Vereniging FME-CWM. (2008). *Constructiestaalsoorten met hoge sterkte*. Zoetermeer: Vereniging FME-CWM.
- Welleman, I. J. (z.d.). *CTB3330: Plasticiteitsleer les 1-2*. Delft: TU Delft.

6 Bijlagen

Bijlage A: Relatiediagram

Bijlage B: Samenvattings-reconstructie tekening leganker- en vleugelwandconstructies

Bijlage C: Tabel 1 Dimensies en parameters legankerconstructies/ Tabel 2 Dimensies en parameters vleugelwandconstructies

Bijlage D: Technische tekening RWSMNN-1900-09300 Algemeen overzicht

Bijlage E: Technische tekening RWSMNN-1900-09320 Overzicht stalen damwanden

Bijlage F: Technische tekening RWSMNN-1900-09330 Stalen damwandschermen

Bijlage G: Interview Havenbedrijf Rotterdam

Bijlage H: Interview Bender International B.V.

Bijlage I: Interview

Bijlage J: Spreadsheet voor correctie MLW-peilen met afwaaiing

Bijlage K: Technische tekening RWSMNN-1900-09290 Situatie schutsluis met omgeving en sonderingen

Bijlage L: Corrosiesoorten

Bijlage M: Resultaten berekening methode Blum

Bijlage N: Resultaten berekening methode Homberg

Bijlage O: Bepaling parameters D-sheet model

Bijlage P: Berekeningsuitwerking reststerkte en restcapaciteit per onderdeel BUO6 en BIO8

Bijlage Q: Resultaten berekening reststerkte en restcapaciteit per onderdeel

Bijlage R: Resultaten berekening D-sheet (BUO6/ BUW3)

Bijlage S: Opzet tool (rekensheet en toetsingsgrafiek)

Bijlage T: Resultaten D-sheet berekening

Bijlage A: Relatiediagram

Bijlage B: Samenvattings-reconstructie tekening leganker- en vleugelwandconstructies

Bijlage C: Tabel 1 Dimensies en parameters legankerconstructies/ Tabel 2
Dimensies en parameters vleugelwandconstructies

Bijlage D: Technische tekening RWSMNN-1900-09300 Algemeen overzicht

Bijlage E: Technische tekening RWSMNN-1900-09320 Overzicht stalen damwanden

Bijlage F: Technische tekening RWSMNN-1900-09330 Stalen damwandschermen

Bijlage G: Interview Havenbedrijf Rotterdam

Bijlage H: Interview Bender International B.V.

Bijlage I: Interview M.R.

Bijlage J: Spreadsheet voor correctie MLW-peilen met afwaaiing

Bijlage K: Technische tekening RWSMNN-1900-09290 Situatie schutsluis met
omgeving en sonderingen

Bijlage L: Corrosiesoorten

Bijlage M: Resultaten berekening methode Blum

Bijlage N: Resultaten berekening methode Homberg

Bijlage O: Bepaling parameters D-sheet model

Bijlage P: Berekeningsuitwerking reststerkte en restcapaciteit per onderdeel BUO6
en BIO8

Bijlage Q: Resultaten berekening reststerkte en restcapaciteit per onderdeel

Bijlage R: Resultaten berekening D-sheet (BUO6/ BUW3)

Bijlage S: Opzet tool (rekensheet en toetsingsgrafiek)

Bijlage T: Resultaten D-sheet berekening