

Veiligheidsfilosofie damwandconstructies

Uitgangspunten probabilistische analyses enkel- en meervoudig ondersteunde damwanden



Veiligheidsfilosofie damwandconstructies

Uitgangspunten probabilistische analyses enkel- en meervoudig ondersteunde damwanden

Auteur(s)

Hans Brinkman

Veiligheidsfilosofie damwandconstructies

Uitgangspunten probabilistische analyses enkel- en meervoudig ondersteunde damwanden

Opdrachtgever	TKI-consortium CROW, Havenbedrijf Rotterdam N.V., Fugro NL Land B.V., Deltares
Contactpersoon	-
Referenties	-
Trefwoorden	Damwand, verankerde damwand, gestempelde damwand damwandconstructie, diepwand veiligheidsfilosofie, probabilistische analyses, passieve weerstand, constructief bezwijken, Eurocode 7

Documentgegevens

Versie	2.0
Datum	07-11-2024
Projectnummer	11207130-008
Document ID	11207130-008-GEO-0002
Pagina's	84
Classificatie	
Status	definitief

Auteur(s)

Hans Brinkman		

Samenvatting

Achtergrond

De veiligheidsfilosofie voor het ontwerp van damwandconstructies in het handboek damwanden CUR166 [1] is aan vernieuwing en verbreding toe. Sinds het verschijnen van het handboek damwanden in 1993 hebben de ontwikkelingen niet stilgestaan. In 2005 is het handboek geheel herzien en is sindsdien inhoudelijk niet meer gewijzigd. Binnen het CROW-project N1498 wordt op dit moment door opdrachtgevers en marktpartijen gewerkt aan het up-to-date brengen van de praktische aspecten van het handboek op basis van huidige kennis. Echter voor het onderdeel veiligheidsfilosofie ontbreekt een deel van de benodigde kennis en dient fundamenteel onderzoek te worden uitgevoerd. Het Havenbedrijf Rotterdam, Fugro, CROW en Deltares voeren samen dit fundamentele TKI-onderzoek [2] uit om te komen tot een herziening en verbreding van de veiligheidsfilosofie voor damwandconstructies. Deze activiteit is mede gefinancierd door TKI Deltatechnologie uit de PPS-innovatie programmasubsidie van het Ministerie van Economische Zaken.

Op dit moment worden damwandconstructies in Nederland ontworpen volgens NEN 9997-1. De NEN 9997-1 is gebaseerd op de Eurocode. De veiligheidsfilosofie voor het ontwerpen van damwandconstructies is nog steeds gebaseerd op de 34-jaar oude veiligheidsfilosofie van CUR 166 [3]. De systematiek van de Eurocode is echter een andere dan die van de CUR166. Het ontwerpen van damwanden volgens CUR166 leidt daarom tot afstemmingsproblemen met de norm NEN-1990 (grondslagen voor constructief ontwerp) en de NEN 8700-serie voor het toetsen van de constructieve veiligheid van bestaande bouw en verbouw. De Eurocode zal in 2027 haar eerste grote herziening zal krijgen. Dit is daarom een goed moment om de veiligheidsfilosofie voor het ontwerp van damwanden in Nederland te updaten naar een veiligheidsformat dat aansluit op de Eurocode.

Fundamenteel onderzoek

Het doel van dit onderzoek is het opstellen van een semi-probabilistisch toetsvoorschrift dat:

- De laatste inzichten meeneemt en aansluit op volgende generatie van het Eurocodes.
- Geschikt is voor beoordeling van de betrouwbaarheid van onverankerde, verankerde en gestempelde damwandconstructies. De damwandconstructie kan op meerdere niveaus verankerd of gestempeld zijn.

In dit onderzoek zijn probabilistische analyses uitgevoerd. Realistische situaties zoals die in het veld in Nederland kunnen optreden dienen als basis van de te beschouwen situaties, zodat tot een goede, relevante veiligheidsfilosofie kan worden gekomen. Voor een goede aansluiting met de eerder in het kader van de CUR166 uitgevoerde probabilistische analyses alsmede ter beperking van de benodigde rekeninspanning zijn de berekeningen met D-Sheet Piling uitgevoerd. Voor de probabilistische analyses is gebruik gemaakt van de Deltares Probabilistic Toolkit.

Dit onderzoek is in 3 deelrapportages vastgelegd:

1. Uitgangspunten en opzet probabilistische analyses.
2. Resultaten probabilistische analyses [4].
3. Update van het semi-probabilistische toetsvoorschrift [5].

De voorliggende rapportage is deelrapportage (1) en gaat in op de uitgangspunten, opzet en uitgevoerde variaties van de probabilistische analyses.

Het doel van de probabilistische analyses is tweevoudig:

1. Creëren van een set up-to-date probabilistische analyses van een enkelvoudig verankerde case die gebruikt kunnen worden bij het opstellen van het semi-probabilistische toetsvoorschrift.
2. Creëren van een set up-to-date probabilistische analyses van meervoudig ondersteunde damwanden in meerdere type bodemopbouw en ondersteuning die gebruikt kunnen worden bij het opstellen van het semi-probabilistisch toetsvoorschrift.

Cases

Omdat voorzien werd dat de resultaten van deze analyses op diverse onderdelen vanwege nieuwe inzichten zullen afwijken van de analyses die in het verleden voor de CUR166 zijn uitgevoerd, is ook een bestaande case met een enkelvoudige ondersteuning onderzocht. De resultaten van deze analyse kunnen worden meegenomen bij het vernieuwen van de veiligheidsfilosofie voor damwandconstructies. De CUR166 kademuur case 1990 [6] welke in het vervolg wordt aangeduid met **CUR1990-case** dient als basis voor het opstellen van de referentiecasse. Deze referentie case zal in het vervolg worden aangeduid met **“CROW-case”**

De CUR1990-case is als eerste herberekend met de huidige softwaretools en de uitgangspunten van destijds. Hiervoor zijn 27 probabilistische analyses uitgevoerd.

Vervolgens is in 10 stappen de CUR1990 case getransformeerd naar de CROW-case. Door de transformatie stapsgewijs uit te voeren kan de invloed van ieder van deze veranderingen worden bepaald.

De CROW-case is dus gebaseerd op de CUR1990-case met:

- a) Update van de CUR1990 naar de CROW-case met de laatste inzichten:
 - Modelonzekerheid Door toevoeging van de modelonzekerheid als stochast wordt de onzekerheid van modeleren meegenomen. In de nieuwe generatie Eurocodes wordt de modelonzekerheid in principe expliciet meegenomen.
 - Degradatie (corrosie) Door toevoeging van degradatie conform de NEN 6766 [17] als stochast wordt de invloed van de onzekerheid hiervan meegenomen.
 - Correlatie tussen grondparameters en spreiding NEN9997-1 Tabel 2.a Door toevoeging van correlaties tussen grondparameters en de spreiding volgens NEN9997-1 Tabel 2.a [10] wordt de spreiding van de grondparameters beter beschreven.
 - Extreme waarde verdeling voor de belastingen Door toepassen van de extreme waarde verdeling voor belastingen worden deze beter beschreven dan met de in CUR1990-case toegepaste normale verdelingen.
 - Lognormale verdeling sterkte Door toepassen van de lognormale verdeling voor sterkte stochasten worden deze beter beschreven dan met de in CUR1990-case toegepaste normale verdelingen.
 - Multi-lineaire beddingconstante Door het toepassen van multi-lineaire beddingconstante wordt het gedrag van de grond beter benaderd.
- b) Uitbreiding met stochasten en bodemopbouw die bij een meervoudig ondersteunde damwand naar verwachting een significante invloed kunnen hebben:
 - Ankerstijfheid Het toevoegen van 3 spreidingen in ankerstijfheid.
 - Bodemopbouw Toevoegen van een bodemopbouw variant met een dunnere kleilaag tot bodemniveau met daaronder zand en een met alleen zand.

Vervolgens zijn de uitgangspunten voor de probabilistische analyses van een groot aantal varianten van de CROW-case opgesteld. Hierna zijn de uitgangspunten opgesteld voor de diverse varianten van de **“meervoudig ondersteunde case”**. Deze case heeft 8 bouwfasen en bestaat uit een 15 meter diepe bouwput met 2 ankerniveaus en een onderwaterbetonvloer. Als laatste zijn de uitgangspunten voor de **“Kruisplein diepwand**

case” opgesteld. Deze case betreft een diepwand met 13 grondlagen, 14 bouwfases, 9 tijdelijke stempels, 5 definitieve vloeren en een dak. Deze case is gebaseerd op een MSheet ontwerpberekening uit 2008 van Gemeentewerken Rotterdam [8].

De probabilistische analyses zijn uitgevoerd voor de grenstoestandsfuncties (Limit State Function /LSF) voor de volgende 3 type faalmechanismen:

- Bezwijken passieve wig = LSF-GROND.
- Bezwijken voorwand = LSF-WAND.
- Bezwijken steunpunt = LSF-ANKER en LSF-STEMPEL.

In het totaal zijn er uitgangspunten voor 5 series met probabilistische analyses opgesteld voor de drie faalmechanismen (LSF-GROND, -WAND en -ANKER/STEMPEL). De eerste drie series betreffen berekeningen met de enkelvoudig verankerde damwand:

1. Herberekening van de CUR1990-case voor een doelbetrouwbaarheid $\beta_T = 2, 3$ en 4 .
2. Actualisatie van de CUR1990-case voor $\beta_T = 4$ naar de CROW-case (2022).
3. Variaties van de CROW-case 3 type grondopbouw, 3 waarden van onzekerheid van de ankerstijfheid, 2 waarden van de onzekerheid in maaiveldbelasting, met en zonder modelonzekerheid en $\beta_T = 3,3$ en $4,3$ en de berekeningen zijn uitgevoerd voor levensduur van $T_{ref} = 50$ jaar.

De overige berekeningen betreffen de meervoudig ondersteunde damwanden:

4. Variaties van de meervoudig ondersteunde case voor 2 type grondopbouw, met en zonder modelonzekerheid. De berekeningen zijn uitgevoerd voor $\beta_T = 3,8$.
5. Kruisplein diepwand case met en zonder modelonzekerheid. De berekeningen zijn uitgevoerd voor $\beta_T = 3,8$.

Inhoud

	Samenvatting	4
1	Inleiding	11
1.1	Algemeen	11
1.2	Doel	11
1.2.1	Publiek-private samenwerkingsproject	11
1.2.2	Probabilistische analyses enkelvoudig en meervoudig ondersteunde damwanden	12
1.3	Aanpak probabilistische analyses	13
1.3.1	Enkelvoudig verankerde damwand	13
1.3.1.1	Algemeen	13
1.3.1.2	Opzet probabilistische analyses CROW-case	14
1.3.1.3	Variaties CROW-case	15
1.3.2	Meervoudig ondersteunde case	16
1.3.3	Kruisplein diepwand case	16
1.3.4	Gebruikte software en probabilistische methode	17
1.4	Leeswijzer	17
2	Uitgangspunten CUR166 herberekening	18
2.1	Grondopbouw en parameters	18
2.2	Ankersterkte, traagheidsmoment, damwandsterkte en damwandlengte	19
2.3	Korreldrukcoëfficiënten	20
2.4	Grenstoestandsfuncties	20
2.4.1	Toelichting op grenstoestand GROND (GEO)	20
2.4.2	Toelichting op grenstoestand WAND (STR)	20
2.4.3	Toelichting op grenstoestand ANKER (STR)	20
2.4.4	Grenstoestand formulering	21
3	Uitgangspunten CROW-case	22
3.1	Grondopbouw	22
3.2	Korreldrukcoëfficiënten	23
3.3	Belastingen	23
3.4	Damwand	23
3.5	Anker	23
3.6	Corrosie modellering	23
3.6.1	Corrosie aan land en waterzijde damwand	23
3.6.2	Corrosie op ankers	24
3.7	Stochasten	26
3.8	Correlaties tussen stochasten	28
3.9	Grenstoestandfuncties	28
3.10	Probabilistisch damwandontwerp procedure (probabilistisch ontwerppunt)	29

4	Uitgangspunten meervoudig ondersteunde case	31
4.1	Grondopbouw en fasering	31
4.2	Grondwaterstanden en waterstanden	32
4.3	Belastingen	32
4.4	Ondersteuningen	32
4.5	Korreldrukcoëfficiënten	32
4.6	Ontgravingsniveaus	33
4.7	Stochasten	33
4.8	Correlaties tussen stochasten	35
4.9	Berekeningsschema's	35
4.10	Grenstoestandsfuncties	36
5	Uitgangspunten Kruisplein diepwand case	39
5.1	Algemeen	39
5.2	Grondopbouw en fasering	39
5.3	Ontgravingsniveaus	43
5.4	Grondwaterstanden en stijghoogten	44
5.5	Korreldrukcoëfficiënten	44
5.6	Belastingen	44
5.6.1	Uniforme belastingen op het maaiveld en de bodem	44
5.6.2	Momentbelastingen op de diepwand	44
5.7	Diepwand	44
5.8	Ondersteuningen	45
5.8.1	Verende ondersteuning	45
5.8.2	Vaste steunpunten	45
5.9	Stochasten	45
5.10	Correlaties tussen stochasten	48
5.11	Berekeningsschema	49
5.12	Grenstoestandsfuncties	49
6	Uitgevoerde analyses	50
6.1	Herberekening van de CUR-1990 case	50
6.2	Actualisatie CUR1990-case naar CROW-case	50
6.3	CROW-case	50
6.3.1	Algemeen	50
6.3.2	CROW-case klei-zand exclusief variatie ankerstijfheid, corrosie en q-last variant	52
6.3.3	CROW-cases met modelonzekerheid exclusief q-last variant	52
6.3.4	CROW-cases zonder modelonzekerheid en zonder corrosie exclusief q-last variant	52
6.3.5	CROW-cases zonder modelonzekerheid exclusief q-last variant	52
6.3.6	CROW-case klei-zand q-last variant zonder variatie ankerstijfheid en zonder corrosie	53
6.3.7	CROW-cases met modelonzekerheid q-last variant	53

6.3.8	CROW-cases zonder modelonzekerheid, zonder corrosie q-last variant	53
6.3.9	CROW-cases zonder modelonzekerheid q-last variant	53
6.4	Meervoudig ondersteunde case	53
6.4.1	Algemeen	53
6.4.2	Meervoudig ondersteunde case schema B-gem met modelonzekerheid $\beta_T = 3,8$	54
6.4.3	Meervoudig ondersteunde case schema A zonder modelonzekerheid $\beta_T = 3,8$	54
6.4.4	Meervoudig ondersteunde case schema A met modelonzekerheid, kalibratiefase	54
6.4.5	Meervoudig ondersteunde case schema A zonder modelonzekerheid, kalibratiefase	55
6.4.6	Meervoudig ondersteunde case schema B-kar met modelonzekerheid $\beta_T = 3,8$	55
6.5	Kruisplein diepwand case	55
6.5.1	Algemeen	55
6.5.2	Kruisplein diepwand case schema A met modelonzekerheid $\beta_T = 3,8$	56
6.5.3	Kruisplein diepwand case schema A met modelonzekerheid, kalibratiefase	56
6.5.4	Kruisplein diepwand case schema A zonder modelonzekerheid, kalibratiefase	56
	Referenties	58
A	CUR166-1990 case	59
A.1	Fasering	59
A.2	Grondparameters en correlaties	59
A.3	Korreldrukcoëfficiënten	60
A.3.1	Neutrale korreldruk	60
A.3.2	Passieve en actieve korreldruk	60
A.4	Eigenschappen wand en ankers	62
A.5	Waterstanden en stijghoogten	64
A.6	Belastingen en belasting combinatie	64
A.7	Corrosie (maatregelen)	64
A.8	Waterbodem niveau	64
A.9	Toegepaste damwand ontwerprocedure	64
A.10	Berekeningsresultaten Grondmechanica Delft (1990)	65
B	Keuzes CROW-case	67
B.1	Fasering	67
B.2	Grondopbouw en parameters	67
B.3	Waterstanden en stijghoogten	68
B.4	Maaiveldbelasting	70
B.4.1	Basis case	70
B.4.2	Variant	70
B.5	Corrosie (maatregelen)	70
B.6	Waterbodem niveau	70
B.7	Anker	71
B.7.1	Stijfheid	71
B.7.2	Sterkte	71
B.8	Damwandeigenschappen	71

C	Uitgangspunten meervoudig ondersteunde wand	80
C.1	Ankersterkte	80
C.2	Damwandeigenschappen	80
D	Uitgangspunten Kruisplein diepwand case	82
D.1	Grondeigenschappen	82

1 Inleiding

1.1 Algemeen

De veiligheidsfilosofie voor het ontwerp van damwandconstructies in het handboek damwanden CUR166 [1] is aan vernieuwing en verbreding toe. Sinds het verschijnen van het handboek damwanden in 1993 hebben de ontwikkelingen niet stilgestaan. In 2005 is het handboek geheel herzien en is sindsdien inhoudelijk niet meer gewijzigd. Binnen het CROW-project N1498 wordt op dit moment door opdrachtgevers en marktpartijen gewerkt aan het up-to-date brengen van de praktische aspecten van het handboek op basis van huidige kennis. Voor het onderdeel veiligheidsfilosofie ontbreekt echter een deel van de benodigde kennis. Daarvoor dient fundamenteel onderzoek te worden uitgevoerd. Het Havenbedrijf Rotterdam, Fugro, CROW en Deltares voeren samen dit fundamentele TKI-onderzoek [2] uit om te komen tot een herziening en verbreding van de veiligheidsfilosofie voor damwandconstructies. Deze activiteit is mede gefinancierd door TKI Deltatechnologie uit de PPS-innovatie programmasubsidie van het Ministerie van Economische Zaken.

Op dit moment worden damwandconstructies nog steeds ontworpen met een 34-jaar oude veiligheidsfilosofie [3]. Bij de introductie van de Eurocode in 2012 heeft Nederland ervoor gekozen om volgens deze oude systematiek damwanden te blijven ontwerpen. De systematiek van de Eurocode is echter een andere dan die van de CUR166. Het ontwerpen van damwanden volgens CUR166 leidt daarom tot afstemmingsproblemen met de norm NEN-1990 (grondslagen voor constructief ontwerp) en de NEN 8700-serie voor het toetsen van de constructieve veiligheid van bestaande bouw en verbouw. In 2027 zal de Eurocode haar eerste grote herziening krijgen. Dit is een goed moment om de veiligheidsfilosofie voor het ontwerp van damwanden in Nederland te updaten naar een veiligheidsformat dat aansluit op de Eurocode.

Dit fundamentele onderzoek wordt in 3 deelrapportages vastgelegd:

1. Uitgangspunten en opzet probabilistische analyses.
2. Resultaten probabilistische analyses [4].
3. Update van het semi-probabilistische toetsvoorschrift [5].

De voorliggende rapportage is deelrapportage (1) en gaat in op de uitgangspunten, opzet en uitgevoerde variaties van de probabilistische analyses.

1.2 Doel

1.2.1 Publiek-private samenwerkingsproject

Het doel van dit Publiek-Private Samenwerkingsproject is om de kennis van fysische processen, relevant voor damwandconstructies, en probabilistische methoden via de veiligheidsfilosofie toepasbaar te maken voor het scherper ontwerpen en beoordelen van damwandconstructies. Daarmee loopt het voor op de volgende generatie Eurocodes die pas beschikbaar komt in de periode 2025-2030. Het doel van dit onderzoek is het opstellen van een semi-probabilistisch toetsvoorschrift dat:

- De laatste inzichten meeneemt en aansluit op volgende generatie van het Eurocode raamwerk.
- Geschikt is voor beoordeling van de betrouwbaarheid van onverankerde tot en met meervoudig ondersteunde damwandconstructies.

Het semi-probabilistische toetsvoorschrift bestaat uit een set keuzes van representatieve waarden en partiële veiligheidsfactoren die een semi-probabilistische toetsing mogelijk maken. Dit wordt hierna aangeduid met “het veiligheidsformat voorstel”. Het veiligheidsformat voorstel wordt opgesteld voor het ontwerp van nieuwe damwandconstructies en de beoordeling van bestaande damwandconstructies. De resultaten van dit onderzoek kunnen door de CROW-werkgroep N1498 worden gebruikt bij de update van het handboek damwanden [1].

1.2.2 Probabilistische analyses enkelvoudig en meervoudig ondersteunde damwanden

Om ook de veiligheidsfilosofie voor meervoudig ondersteunde damwanden te kunnen opstellen zijn probabilistische analyses uitgevoerd. Realistische situaties zoals die in het veld in Nederland kunnen optreden dienen als basis van de te beschouwen situaties, zodat tot een goede, relevante veiligheidsfilosofie kan worden gekomen. Alvorens te starten met analyses met meervoudig ondersteunde wanden worden probabilistische analyses van een enkelvoudig verankerde referentie case gemaakt. Voor een goede aansluiting met de eerder in het kader van de CUR166 uitgevoerde probabilistische analyses als mede ter beperking van de benodigde rekeninspanning¹ worden de berekeningen met D-Sheet Piling uitgevoerd. Voor de probabilistische analyses wordt gebruik gemaakt van de Probabilistic Toolkit.

Het doel van de probabilistische analyses is tweevoudig:

1. Up-to-date probabilistische analyses van een enkelvoudig verankerde case die gebruikt kunnen worden bij het opstellen van de veiligheidsfilosofie.
2. Up-to-date probabilistische analyses van meervoudig ondersteunde damwanden in voor meerdere typen bodemopbouw en ondersteuning (stempels en ankers). Deze kunnen gebruikt worden bij het opstellen van de veiligheidsfilosofie.

Omdat voorzien wordt dat de resultaten van deze analyses op diverse onderdelen vanwege nieuwe inzichten zullen afwijken van de analyses die in het verleden voor de CUR166 zijn uitgevoerd, wordt ook een bestaande case met een enkelvoudige ondersteuning onderzocht. De resultaten van deze analyse kunnen worden meegenomen bij het vernieuwen van de veiligheidsfilosofie voor de enkelvoudig ondersteunde damwanden. De CUR166 kademuur case 1990 [6] welke in het vervolg wordt aangeduid met **CUR1990-case** dient als basis voor het opstellen van de referentiecaser. Deze referentie case zal in het vervolg worden aangeduid met “**CROW-case**”. Deze referentie case is ook in een gelijktijdig lopend “Smartport-onderzoek” [7] gebruikt, zie toelichting in kader. Voor een groot aantal varianten van de CROW-case zijn berekeningen uitgevoerd. Hierna zijn diverse varianten berekend van de “**meervoudig ondersteunde case**” met 8 bouwfasen. Deze case bestaat uit een 15 meter diepe bouwput met 2 ankerniveaus en een onderwaterbetonvloer. Als laatste zijn berekeningen uitgevoerd voor de “**Kruisplein diepwand case**”. Deze case betreft een diepwand met 13 grondlagen, 14 bouwfasen, 9 tijdelijke stempels, 5 definitieve vloeren en een dak.

De probabilistische analyses worden uitgevoerd voor de grenstoestandsfuncties (Limit State Function /LSF) voor de volgende 3 type faalmechanismen:

- Bezwijken passieve wig = LSF-GROND.
- Bezwijken voorwand = LSF-WAND.
- Bezwijken steunpunt = LSF-ANKER en LSF-STEMPEL.

In het totaal zijn er uitgangspunten voor 5 series met probabilistische analyses opgesteld voor de drie faalmechanismen (LSF-GROND, -WAND en -ANKER/STEMPEL).

¹ Met een Eindige Elementen Model zouden de fysische processen beter benaderd kunnen worden, maar helaas zou de toepassing hiervan anno 2022 leiden tot een niet haalbare rekeninspanning voor een onderzoek van deze omvang.

De eerste drie series betreffen berekeningen met de enkelvoudig verankerde damwand:

1. Herberekening van de CUR1990-case voor een doelbetrouwbaarheid $\beta_T = 2, 3$ en 4 .
2. Actualisatie van de CUR1990-case voor $\beta_T = 4$ naar de CROW-case (2022).
3. Variaties van de CROW-case met 3 typen grondopbouw, 3 waarden van variatiecoëfficiënten van de ankerstijfheid en 2 waarden van de variatiecoëfficiënten van de maaiveldbelasting. De berekeningen worden met en zonder modelonzekerheid uitgevoerd. Voor de betrouwbaarheid worden 2 niveaus aangehouden van de doelbetrouwbaarheid aangehouden: $\beta_T = 3,3$ en $4,3$. De berekeningen zijn uitgevoerd voor levensduur van 50 jaar.

De overige berekeningen betreffen de cases met damwanden die op meerdere niveaus worden ondersteund door ankers of stempels:

4. Variaties van de meervoudig ondersteunde case voor 2 typen grondopbouw, met en zonder meenemen van modelonzekerheid. De berekeningen zijn uitgevoerd voor een doelbetrouwbaarheid $\beta_T = 3,8$.
5. Kruisplein diepwand case met en zonder mee name van modelonzekerheid. De berekeningen zijn uitgevoerd voor een doelbetrouwbaarheid $\beta_T = 3,8$.

Smartport-onderzoek met CROW-case

Binnen het Smartport project "Richtlijn bewezen sterkte damwanden en kademuren" [7] hebben TNO en Deltares gezamenlijk probabilistische berekeningen inclusief de tijdsafhankelijke effecten van bewezen sterkte en degradatie uitgevoerd om te komen tot een aanscherpte/onderbouwde praktische werkwijze voor de veiligheidsbeoordeling van bestaande kademuren en damwanden.

Deze berekeningen voorzien in het inzichtelijk maken van de effecten van bewezen sterkte en degradatie op de ontwerpwaarden, voornamelijk in termen van veranderende invloed van tijdsafhankelijke en niet-tijdsafhankelijke onzekerheden. Vervolgens zijn deze inzichten vertaald in aanbevelingen voor een werkwijze voor een veiligheidsbeoordeling van bestaande constructies, op basis van ontwerpwaarden.

Hiertoe is het verloop van de invloedfactoren en ontwerpwaarden (design points) in de tijd doorgerekend voor twee typische case studies:

1. Verankerde combiwand aan zout water (in havenomstandigheden).
2. Verankerde damwand aan zoet water ('CROW-case').

Evident verschil tussen het Smartport onderzoek en het onderzoek naar vernieuwing van de veiligheidsfilosofie voor damwandconstructies is dat het smartport onderzoek het effect van bewezen sterkte meeneemt uitgaande van een referentieperiode van 1 jaar (jaarkansen) en zich volledig richt op bestaande kadeconstructies in onveranderde omstandigheden. Het CROW-team focust zich op nieuwbouw en bestaande damwandconstructies met een referentieperiode van meerdere jaren, (rest)levensduurkansen (standaard 50 jaar bij nieuwbouw), zonder bewezen sterkte effecten. De opzet van de basisberekening kan echter voor beide projectteams worden gebruikt. In dit document wordt de opzet van deze basisberekening beschreven.

1.3 Aanpak probabilistische analyses

1.3.1 Enkelvoudig verankerde damwand

1.3.1.1 Algemeen

De eerste drie series met probabilistische analyses betreffen berekeningen met de enkelvoudig verankerde damwand:

1. Herberekening van de CUR1990-case.
2. Actualisatie van de CUR1990 naar de CROW-case.
3. Variaties van de CROW-case.

De CUR1990-case is als eerste herberekend met de huidige softwaretools en de uitgangspunten van destijds om te bepalen of de resultaten overeenkomen. Vervolgens is in 10 stappen de CUR1990 case getransformeerd naar de CROW-case. Door de transformatie stapsgewijs uit te voeren is de invloed van ieder van deze veranderingen worden bepaald.

De CROW-case is dus gebaseerd op de CUR1990-case met:

- a) Update van de CUR1990 naar de CROW-case met de laatste inzichten:
 - Modelonzekerheid Door toevoeging van de modelonzekerheid als stochast wordt de onzekerheid van modelleren meegenomen. In de nieuwe generatie Eurocodes wordt de modelonzekerheid in principe expliciet meegenomen.
 - Degradatie (corrosie) Door toevoeging van degradatie conform NEN6766 [9] als stochast wordt de invloed van de onzekerheid hiervan meegenomen.
 - Correlatie tussen grondparameters en spreiding NEN9997-1 Tabel 2.a [10] Door toevoeging van correlaties tussen grondparameters en de spreiding volgens NEN9997-1 Tabel 2.a wordt de spreiding van de grondparameters beter beschreven.
 - Extreme waarde verdeling voor de belastingen Door toepassen van de extreme waarde verdeling voor belastingen worden deze beter beschreven dan met de in CUR1990-case toegepaste normale verdelingen.
 - Lognormale verdeling sterkte Door toepassen van de lognormale verdeling voor sterkte stochasten worden deze beter beschreven dan met de in CUR1990-case toegepaste normale verdelingen.
 - Multi-lineaire beddingconstante Door het toepassen van multi-lineaire beddingconstante wordt het gedrag van de grond beter benaderd.
- b) Uitbreiding met stochasten en bodemopbouw die bij een meervoudig ondersteunde damwand naar verwachting een significante invloed kunnen hebben:
 - Ankerstijfheid Het toevoegen van 3 spreidingen in ankerstijfheid.
 - Bodemopbouw Het toevoegen van een bodemopbouw met een dunnere kleilaag tot bodemniveau met daaronder zand en een met alleen zand.

Bij de variaties van de CROW-case zullen er variaties in ankerstijfheid, bodemopbouw doelbetrouwbaarheid en modelonzekerheid worden uitgevoerd.

1.3.1.2 Opzet probabilistische analyses CROW-case

In Tabel 1.1 staat een overzicht welke aanvullende aspecten ten opzichte van de berekening van CUR1990-case in het CROW-onderzoek. Effectief betekent dit dat de oorspronkelijke CUR166 kademuurcase uit 1990 [6] is gebruikt als uitgangssituatie om de basissom voor het CROW-onderzoek op te stellen.

Toevoegingen aan de CUR1990-case voor de CROW-case:

- De stijfheid van de grond werd met 1 veertak gemodelleerd in 1990. In de CROW-case wordt gebruik gemaakt van drie veertakken zoals nu gebruikelijk is.
- Verder worden correlaties tussen stochasten meegenomen. Verderop in het document worden de keuzes toegelicht.
- In 1990 werd voor alle kansverdelingen een normale verdeling gehanteerd. In de CROW-case wordt voor de grondparameters overgegaan naar lognormale verdelingen. Voor de erosie, bovenbelasting en buiten- en grondwaterstand wordt overgestapt naar een extreme waarde (Gumbel) verdeling.
- Voor de CROW-case is voor de tijdsafhankelijke parameters (bovenbelasting en waterstanden) uitgegaan van een referentieperiode van 50 jaar.
- Verder is de corrosie als onzekerheid meegenomen, deze werd in 1990 niet expliciet beschouwd.

Voor de enkelvoudig verankerde damwandconstructie zijn er berekeningen voor drie grenstoestanden uitgevoerd:

- Bezwijken passieve wig = LSF-GROND.
- Bezwijken damwand = LSF-WAND.
- Bezwijken ankers = LSF-ANKER.

Tabel 1.1 Opzet basisberekening voor CROW-case.

Herberekening CUR166 – 1990 case	CROW-case
Oorspronkelijke berekening 1990 [2]	CROW-case = CUR166-1990 +: <ul style="list-style-type: none"> • Stijfheid grond en anker. • Correlaties grondeigenschappen. • Update kansverdelingen (lognormaal, Gumbel). • Corrosie stochast $T = 50$ jaar. • Modelonzekerheid. • kansverdelingen per referentie periode van 50 jaar.

1.3.1.3 Variaties CROW-case

De CROW-case is niet het einddoel van het onderzoek maar een stap naar analyses met meervoudig verankerde wanden. De resultaten van de variaties met de CROW-case worden gebruikt:

- Als up-to-date probabilistische analyses van een enkelvoudig verankerde case die worden meegenomen bij het opstellen van de veiligheidsformat, deze variaties geven tevens meer begrip over het CUR1990 onderzoek.
- Om de probabilistic toolkit structuur op te zetten die zal worden gebruikt voor de berekeningen van de meervoudig ondersteunde wanden.
- Als vergelijking cases bij de interpretatie van de resultaten de berekeningen van de meervoudig ondersteunde wanden.

De oorspronkelijke CUR166 berekening is uitgevoerd voor 3 doelbetrouwbaarheden β_T van 2, 3 en 4 over de referentieperiode van 50 jaar. De NEN1990 doelbetrouwbaarheid voor nieuwbouw ligt in de range van $\beta_T = 3,3$ t/m $4,3$. Gezien deze beperkte bandbreedte in doelbetrouwbaarheden is een berekening voor $\beta_T = 3,3$ en $4,3$ voldoende geacht voor nieuwbouw. In Tabel 1.2 zijn de variaties op hoofdlijnen van de berekeningen voor de enkelvoudige verankerde CROW-case weergegeven.

Tabel 1.2 Variaties op hoofdlijnen voor de berekeningen van de enkelvoudig verankerde CROW-case.

#	Aspect	Varianten		
1	Gevolgklasse	CC1	CC3	
2	Corrosiecurve	NEN6766 corrosie zoet water bodemtype I	Bij grondopbouw met alleen zand NEN6766 corrosie zoet water bodemtype II	
3	Faalmechanisme/grenstoestand	GROND (bezwijken passief)	WAND (bezwijken op moment)	ANKER (bezwijken op staalspanning)
4	Variatie in grondopbouw	Grondopbouw conform CUR166 case	Dunne kleilaag	Alleen zand
5	Modelonzekerheid	Met	Zonder	
6	Maaiveldbelasting	Conform Smartport analyse [16]: $\mu_{50} = 20$ kPa en $\sigma = 2,6$ kPa	Verlaagde spreiding: $\mu_{50} = 20$ kPa en $\sigma = 2$ kPa	

#	Aspect	Varianten		
7	Ankerstijfheid	CoV = 0,5 (ankerschot)	CoV = 0,3 (groutanker)	CoV = 0,15 (MV-paal)
8	Type berekening	Bepaling van de ontwerpwaarde voor gevolgklasse	Verificatie ontwerp gebaseerd op veiligheidsformat voorstel (=bepaling β)	

1.3.2 Meervoudig ondersteunde case

De meervoudig ondersteunde case met 8 bouwfasen bestaat uit een bouwput met 2 ankers en een onderwaterbetonvloer. Omdat de wand op meerdere punten horizontaal is ondersteund is het faalmechanisme van passief bezwijken niet relevant. Daarom zijn alleen analyses voor de grenstoestand LSF-WAND en LSF-ANKER uitgevoerd. In Tabel 1.3 zijn de variaties op hoofdlijnen van de berekeningen voor de meervoudig ondersteunde case weergegeven. Zie Hoofdstuk 4 voor de uitgangspunten en Paragraaf 6.4 voor de details over de uitgevoerde berekeningsvarianten.

Tabel 1.3 Variaties op hoofdlijnen voor de berekeningen van de meervoudig ondersteunde case.

#	Aspect	Varianten	
1	Berekeningschema	A	B
2	Faalmechanisme/ grenstoestand	WAND (bezwijken op staalspanning)	ANKER (bezwijken op staalspanning)
3	Variatie in grondopbouw	Kleilaag met daaronder zand	Alleen zand
4	Modelonzekerheid	Met	Zonder
5	Type berekening	$\beta_r = 3,8$ (CC2)	Verificatie CC2 ontwerp gebaseerd op veiligheidsformat voorstel (=bepaling β)

1.3.3 Kruisplein diepwand case

Deze case betreft een diepwand met 13 grondlagen, 14 bouwfasen, 9 tijdelijke stempels, 5 definitieve vloeren en een dak. Deze case is gebaseerd op een MSheet ontwerpberekening uit 2008 van Gemeentewerken Rotterdam [8]. Omdat het een op meerdere plaatsen horizontaal ondersteunde diepwand betreft is het faalmechanisme van passief bezwijken niet relevant. Daarom worden alleen analyses voor de grenstoestand LSF-WAND en LSF-ANKER uitgevoerd. In Tabel 1.4 zijn de variaties op hoofdlijnen van de berekeningen voor de Kruisplein diepwand case weergegeven. Zie Hoofdstuk 5 voor de uitgangspunten en Paragraaf 6.5 voor de details over de uitgevoerde berekeningsvarianten.

Tabel 1.4 Variaties op hoofdlijnen voor de berekeningen van de kruisplein diepwand case.

#	Aspect	Varianten	
1	Faalmechanisme/ grenstoestand	WAND (bezwijken op buigendmoment)	STEMPEL (bezwijken op stempelsterkte)
2	Modelonzekerheid	Met	Zonder
3	Type analyse	Bepaling van de ontwerpwaarde voor $\beta_r = 3,8$ (CC2)	Verificatie CC2 ontwerp gebaseerd op veiligheidsformat voorstel (=bepaling β)

1.3.4 Gebruikte software en probabilistische methode

De volgende software is voor de enkelvoudige verankerde damwand cases gebruikt:

- Probabilistic Toolkit (PTK) [11] versie 2.3.7.2309.
- D-Sheet Piling [12], versies 22.1.1 en 21.2.500.
- Python v3.8.8x.

De volgende software is voor de meervoudig ondersteunde en de Kruisplein diepwandcase gebruikt:

- Probabilistic Toolkit (PTK) versie 2.4.2.
- D-Sheet Piling, versie 22.2.2.
- Python v3.8.8.

Binnen de Probabilistic toolkit wordt de:

- Input opgesteld voor D-Sheet Piling.
- D-Sheet Piling berekening aangestuurd.
- Output van D-Sheet Piling verwerkt.

De analyses zijn uitgevoerd met de probabilistische methode FORM. Indien deze methode niet convergeert zijn de Directional Sampling (DS) en Monte Carlo (MC) methode toegepast.

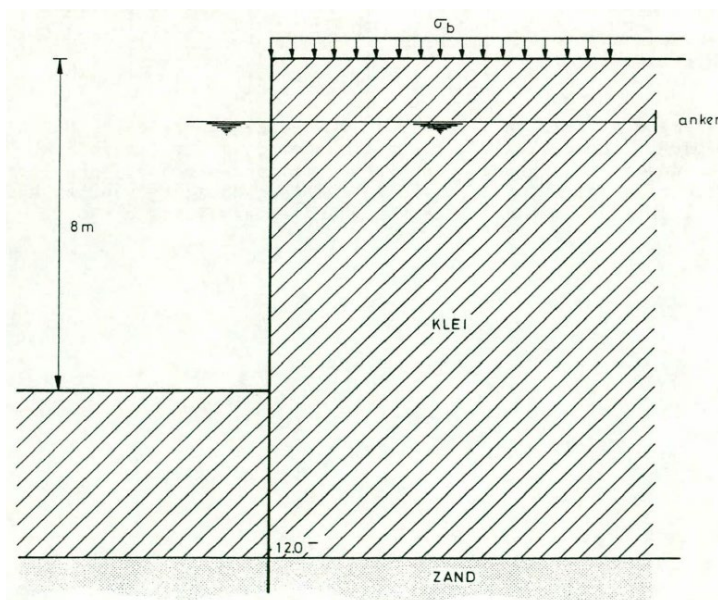
1.4 Leeswijzer

Hoofdstuk 2 gaat in op de uitgangspunten van de herberekening van de enkelvoudig verankerde CUR1990 case en de actualisatie daarvan naar de enkelvoudig verankerde CROW-case. Hoofdstuk 3 gaat in op de uitgangspunten van de variatieberekeningen met de enkelvoudig verankerde CROW-case. In Hoofdstuk 4 ingegaan op de uitgangspunten voor de variatieberekeningen meervoudig ondersteunde case en in Hoofdstuk 5 die voor de Kruisplein diepwand case. In Hoofdstuk 6 wordt ingegaan op de uit te voeren berekeningen.

2 Uitgangspunten CUR166 herberekening

2.1 Grondopbouw en parameters

In 1990 is ten behoeve van het CUR166 damwand handboek de kademuurcase in een kanaal berekend, zie Figuur 2.1. Het betreft een geïdealiseerde situatie met een verankerd damwand profiel. De grond bestaat uit klei op zand. In Tabel 4 staan de parameters voor de CUR166 herberekening. Alle stochasten zijn normaal verdeeld.



Figuur 2.1 Beschouwde kademuur case voor CUR166 handboek in 1993

Tabel 2.1 Parameters CUR166 herberekening. Grondlaag 1 is klei, grondlaag 2 is zand.

Parameter	Symbol	μ	σ	Eenheid	
Cohesie	c_1	3	0,5	kN/m ²	
Hoek van inwendige wrijving	ϕ_1	22,5	1,25	°	
	ϕ_2	32,5	1,25	°	
Wandwrijvingshoek	δ_1	$0,5\phi_1$	$0,083\phi_1$	°	
	δ_2	$0,667\phi_2$	$0,083\phi_2$	°	
Volumiek gewicht	γ_1	18	0,5	kN/m ³	
	γ_2	20	0,5	kN/m ³	
Beddingsconstante	LSF-GROND	k_1	$1,0 \cdot 10^3$	-	kN/m ³ /m
		k_2	$1,0 \cdot 10^4$	-	kN/m ³ /m
	LSF-WAND LSF-ANKER	k_1	$1,0 \cdot 10^3$	$0,1 \cdot 10^3$	kN/m ³ /m
		k_2	$1,0 \cdot 10^4$	$0,1 \cdot 10^4$	kN/m ³ /m
Bovenbelasting	q	20	2	kN/m ³	
Bodemdiepte	h	-8	0,25	m	
Laagscheiding	s	-12	0,2	m	
(Grond)waterniveau passieve zijde	w_l	-1,5	0,2	m	
Grondwater actieve zijde	w_r	-1,5	0,2	m	

2.2 Ankersterkte, traagheidsmoment, damwandsterkte en damwandlengte

De damwandlengte is overgenomen uit de CUR166-herberekeningen. Deze verschilt per doel betrouwbaarheid β_T . De damwandlengte is wel gelijk voor alle drie de grenstoestandsfuncties (Limit State Functions, LSF), Zie Tabel 2.2 t/m Tabel 2.4.

Het traagheidsmoment in de CUR166-herberekeningen varieert zowel per doelbetrouwbaarheid β_T en verschilt tussen LSF-GROND zie Tabel 2.2 en de overige twee LSF, zie Tabel 2.3 en Tabel 2.4.

De ankersterkte en het weerstandsmoment varieert per doel betrouwbaarheid β_T , zie respectievelijk Tabel 2.3 en Tabel 2.4. Deze waarden worden in de berekeningen alleen gehanteerd bij het berekenen van de desbetreffende LSF.

Tabel 2.2 CUR166 kademuurcase 1990 gegevens berekening LSF-GROND.

LSF-GROND β_T	L [m]	I [m ⁴ /m]	EI [kN/m ² /m]
2	12,5	2,330·10 ⁻⁴	4,893·10 ⁴
3	12,65	2,600·10 ⁻⁴	5,461·10 ⁴
4	13,0	3,251·10 ⁻⁴	6,826·10 ⁴

Tabel 2.3 CUR166 kademuurcase 1990 gegevens berekening LSF-WAND.

LSF-WAND β_T	L [m]	W [m ³ /m]	I [m ⁴ /m]	EI [kN/m ² /m]
2	12,5	1,44·10 ⁻³	2,600·10 ⁻⁴	5,460·10 ⁴
3	12,65	1,60·10 ⁻³	3,000·10 ⁻⁴	6,300·10 ⁴
4	13,0	2,04·10 ⁻³	4,100·10 ⁻⁴	8,610·10 ⁴

Tabel 2.4 CUR166 kademuurcase 1990 gegevens berekening LSF-ANKER.

LSF-ANKER β_T	L [m]	F _{Ar} [kN/m]	I [m ⁴ /m]	EI [kN/m ² /m]
2	12,5	178	2,600·10 ⁻⁴	5,460·10 ⁴
3	12,65	188	3,000·10 ⁻⁴	6,300·10 ⁴
4	13,0	210	4,100·10 ⁻⁴	8,610·10 ⁴

2.3 Korreldrukcoëfficiënten

In 1990 zijn de actieve en passieve korreldrukcoëfficiënten in DAMWAND/3 [13] bepaald volgens gekromde glijvlakken gebruikmakend van de vergelijkingen van Brinch Hansen, zie Bijlage A.3.

In D-Sheet Piling kunnen de actieve en passieve korreldrukcoëfficiënten voor gekromde glijvlakken niet op dezelfde wijze zoals in 1990 DAMWAND/3 worden bepaald. In D-Sheet Piling wordt voor de gekromde glijvlakken de vergelijkingen van Kötter gehanteerd. Omdat bekend is dat actieve en passieve korreldrukcoëfficiënten volgens Kötter lager zijn dan de waarden volgens de modellering in 1990 zijn gebruikt is ervoor gekozen om de herberekeningen in D-Sheet Piling met alle drie beschikbare methoden uit te voeren:

- Gekromde glijvlakken (Kötter).
- Rechte glijvlakken (Müller-Breslau).
- Culmann².

2.4 Grenstoestandsfuncties

Er worden grenstoestandsfuncties (limit state function, LSF) gedefinieerd voor de volgende faalmechanismen:

- LSF-GROND = Bezwijken passieve wig (GEO).
- LSF-WAND = Bezwijken voorwand (STR).
- LSF-ANKER = Bezwijken ankers (STR).

In Tabel 2.5 in Paragraaf 2.4.4 staan de gehanteerde formuleringen van de grenstoestand gegeven. Voorafgaand hieraan worden in Paragrafen 2.4.1 t/m 2.4.3 eerst de gemaakte keuzes en aannames toegelicht.

2.4.1 Toelichting op grenstoestand GROND (GEO)

Er is gekozen om de 'maximale sterkte' te formuleren als 99% in plaats van 100%. Ervaring leert dat hiermee de betrouwbaarheidsberekening numeriek iets stabielier wordt.

2.4.2 Toelichting op grenstoestand WAND (STR)

Voor de voorwand wordt effectief één limit state gehanteerd, namelijk vloeien. Als gevolg van het hanteren van een horizontale verankering en het ontbreken van externe significante verticale belasting op de wand speelt de drukspanning naar verwachting geen significante rol in de sterkte van de damwand en zijn de normaalspanningen verwaarloosd.

In D-Sheet Piling wordt de maximale waarde van het buigend moment berekend.

2.4.3 Toelichting op grenstoestand ANKER (STR)

In D-Sheet Piling wordt de maximale waarde van de ankerkracht berekend. De berekend ankerkracht wordt getoetst aan de bij de doelbetrouwbaarheid behorende ankersterkte.

² In D-Sheet Piling wordt bij de bepaling van de passieve korreldrukcoëfficiënten volgens de methode Culmann bij een hoek van inwendige wrijving $> 30^\circ$ de wandwrijvingshoek automatisch gereduceerd conform de CUR166 [12].

2.4.4 Grenstoestand formulering

De daadwerkelijke grenstoestand formulering staat gegeven in Tabel 2.5.

Tabel 2.5 Grenstoestandsfuncties (LSF) CUR1990-case.

LSF-naam	Limit state
GROND	$Z_{GEO;passive} = 99 - MobPassive$
WAND	$Z_{STR;yield} = f_y - \frac{abs(M_{max})}{W_{wall}}$
ANKER	$Z_{STR;anchor} = F_{Ar} - F_{anchor}$

Waarin:

rood	Stochastische variabelen.
oranje	Doorsnede eigenschappen afhankelijk van stochasten.
groen	Deterministische waarden.
blauw	Uitvoerwaarden van D-SheetPiling.
$Z_{STR;yield}$	Grenstoestandsfunctie maximum vloeit uiterste vezel damwandprofiel [kN/m ²].
$Z_{STR;anchor}$	Grenstoestandsfunctie maximum ankerkracht [kN/m ²].
$Z_{GEO;passive}$	Grenstoestandsfunctie maximum gemobiliseerde passieve weerstand [%].
f_y	Vloeisterkte damwand staal [kN/m ²].
F_{Ar}	Sterkte van het anker [kN/m ²].
M_{max}	Maximum (absoluut) buigend moment berekend in D-Sheet Pile [kNm/m ¹].
F_{anchor}	Ankerkracht uit D-Sheet Pile berekening [kN/m ¹].
W_{wall}	Weerstandsmoment van de damwand, al dan niet gecorrodeerd [m ³ /m ¹].
$MobPassive$	Gemobiliseerde passieve weerstand als percentage van de maximaal te mobiliseren passieve weerstand in D-Sheet Pile berekening [%].

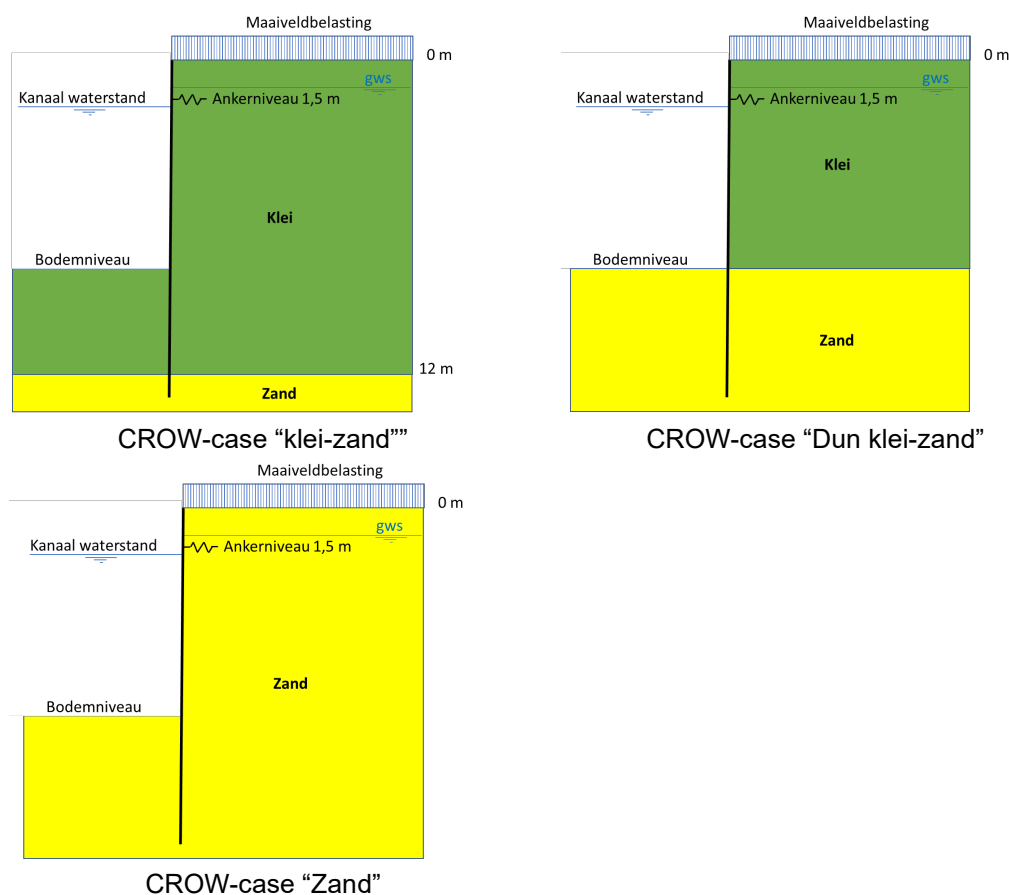
3 Uitgangspunten CROW-case

3.1 Grondopbouw

Ten opzichte van de 1990 case wordt in de D-Sheet Piling modelering in de D-Sheet Piling invoerfile een extra laagscheiding aangebracht ter hoogte van het bodemniveau. In totaal zijn er dan dus drie grondlagen. Deze extra laagscheiding is aangebracht voor de variant berekeningen van de CROW basisbase met een andere grondopbouw. Merk op dat dit slechts een schematiserings-keuze in de software is, en niet noodzakelijk betekent dat er ook meer onafhankelijke grondlagen worden gemodelleerd.

Naast de CROW-case “klei-zand” conform CUR166-1990 zijn nog 2 andere grond opbouwen onderzocht. In

Figuur 3.1 is een overzicht met alle grond opbouwen gegeven. In de D-Sheet Piling berekening is ten opzichte van de CUR166-1990 op 8 m beneden bovenzijde damwand een extra laagscheiding aangebracht zodat op eenvoudige wijze door de grondeigenschappen van de grondlaag (2) tussen -8 en -12 te wijzigen in ZAND. Hiermee kan de CROW-case “Dun klei-zand” met een 8 meter dunne kleilaag worden verkregen en door tevens de daarboven liggende grondlaag (1) te wijzigen wordt de CROW-case “Zand” met allen zand verkregen. In de CROW-case “klei-zand” berekeningen met de 12 meter dikke kleilaag zijn de zijn de eigenschappen van de 2 kleilagen in het D-Sheet-Pilingmodel volledig gecorreleerd dus zijn effectief gemodelleerd als 1 grondlaag.



Figuur 3.1 Grondopbouw varianten.

3.2 Korreldrukcoëfficiënten

De actieve en passieve korreldrukcoëfficiënten zijn in D-Sheet Piling bepaald met de methode Culmann. In D-Sheet Piling wordt bij de bepaling van de passieve korreldrukcoëfficiënten bij een hoek van inwendige wrijving $> 30^\circ$ de wandwrijvingshoek automatisch gereduceerd conform de CUR166 zie [12].

3.3 Belastingen

In CUR166 case waren de stochasten maaiveldbelasting (grond)waterstanden en het bodemniveau normaal verdeeld. Voor de CROW-case wordt uitgegaan van een Gumbel verdeling van deze stochasten. In Bijlage B voor de afleiding van deze Gumbel verdelingen gegeven.

3.4 Damwand

In de CUR166 berekeningen is uitgegaan van een vaste relatie tussen traagheidsmoment en weerstandsmoment, zie bijlage A. Voor de probabilistische berekening van CROW-case is door de extra stochasten de situatie complexer dan in 1990. Voor de range van damwand weerstandsmomenten waarbinnen de berekeningen worden uitgevoerd is een linearisatie opgesteld op basis van een reeks ArcelorMittal Z-profielen die wordt toegepast in de berekeningen, zie Bijlage B.

3.5 Anker

In de CROW-case wordt het anker binnen de D-Sheet Piling berekeningen als oplegging met een stochastische veerconstante gemodelleerd. In de LSF-ANKER wordt uitgegaan van een ankerstaaf met een stochastische diameter en stochastische vloeisterkte, deze waarden zijn in de CROW-case niet gecorreleerd aan de stochastische veerconstante.

3.6 Corrosie modellering

3.6.1 Corrosie aan land en waterzijde damwand

De damwand is gelegen aan een kanaal met zoetwater. In de NEN 6766 corrosie [9] zijn verwachtingswaarden en de variatiecoëfficiënt gegeven voor de land en water zijde gesommeerde dikteafname door corrosie van stalen damwanden aan open zoet water (Saliniteit $< 2,5$ ppt), zie Tabel 2.5.

Voor de grondopbouw "klei-zand" en "Dun klei-zand" waarbij met klei aanwezig is boven het bodemniveau, wordt uitgegaan van grondconditie I. Voor de situatie met een volledige zand opbouw wordt uit te worden gegaan van grondconditie II omdat dat er verversing van het grondwater optreedt in het zand doordat er sprake is van grondwaterstroming naar het kanaal toe. Samengevat de uitgangspunten conform de NEN6766:

- Als verdelingsfunctie wordt van een normale verdeling uitgegaan met $CoV = 0,5$.
- Voor grondconditie type I is de verwachtingswaarde van de dikteafname na 50 jaar 1,5 mm.
- Voor grondconditie type I is de verwachtingswaarde van de dikteafname na 50 jaar 2,1 mm.

Tabel 5 — Staaldikte afname van damwanden grenzend aan open water met aan de achterzijde schone grond^a

Saliniteit ^d [ppt] (Chloridegehalte [g/l])	Corrosie zone conform tabel 2	Grondconditie type conform tabel 1	Rekenwaarde van de staaldikte afname ^b (mm)					Variatie-coëfficiënt 3 (-)
			T=5 jaar	T=10 jaar	T=25 jaar	T=50 jaar	T=100 jaar	
< 2,5 (< 1,5)	alle	I	0,3	0,4	0,9	1,5	2,6	0,5
		II	0,4	0,6	1,3	2,1	3,6	
2,5 tot 10 (1,5 tot 6)	1	I en II	0,4	0,7	1,1	1,7	2,4	
	2		0,5	0,7	1,2	1,8	2,5	
	3		0,6	1,3	2,1	3,1	4,5	
	4		0,6	0,9	1,5	2,2	3,2	
≥10 (≥ 6)	1	I en II	0,6	1,0	1,7	2,5	3,6	
	2		0,6	0,9	1,4	2,1	3,1	
	3		0,9	1,3	2,2	3,3	4,8	
	4		0,6	1,0	1,7	2,5	3,6	

^a Zie voor de definitie van schone grond 3.17.
^b Voor tussenliggende periodes mag lineair worden geïnterpoleerd.
^c De variatiecoëfficiënt van het horizontale gemiddelde dikteafname. Deze waarde is ten behoeve van de bepaling van de rekenwaarde van de constructieve weerstand niet van de grondichtheid.
^d De in de tabel genoemde waarden voor saliniteit ≥ 2,5 ppt zijn gebaseerd op een grote meetdatabase van het Havenbedrijf Rotterdam.

Figuur 3.2 Staaldikte afname van damwanden grenzend aan open zoet water [9].

3.6.2 Corrosie op ankers

In tegenstelling tot corrosie aan waterzijde is voor de corrosie aan landzijde vrijwel geen data beschikbaar. In de NEN6766 [9] is op basis van de weinige data gekomen tot rekenwaarden van de corrosie voor ankerstaven. In NEN 6766 tabellen 3 en 4, wordt verdere informatie gegeven, zie Figuur 3.3 en Figuur 3.4. Op basis van deze tabellen worden de volgende uitgangspunten en aannames gesteld voor de CROW-case:

- Ankers van niet-hoogwaardig staal, geen dubbele corrosiebescherming.
- Ankers zijn slanke stangen (relatief kleine doorsnede en lange lengte) en vallen dus in 'groep 4' conform NEN 6766.
- Schone grond.

Verder is de leeftijd 50 jaar in probabilistische analyses voor CROW-case met dikteafname.

Tabel 3 — Groepsindeling funderingselementen of delen van funderingselementen die volledig door schone grond 1) zijn omsloten

Funderingselement type	Omstandigheden	Voorbeelden
groep 1	Enige herverdeling van spanningen is mogelijk; element grenst aan één zijde aan de grond en aan de andere zijde aan afgesloten grond	Afgesloten ^a buizen die deel uitmaken van een kerende combi-wand
groep 2	Enige herverdeling van spanningen is mogelijk; element grenst aan 2 zijden aan niet afgesloten grond	Damwanden; Niet afgesloten buizen die deel uitmaken van een kerende combi-wand; Gordingen
groep 3	Geen herverdeling van spanningen is mogelijk; element grenst aan één zijde aan de grond en aan de andere zijde aan afgesloten grond	Afgesloten ^b buizen met een andere dan uitsluitend kerende functie
groep 4	Geen herverdeling van spanningen is mogelijk; element grenst aan 2 zijden aan niet afgesloten grond	Individuele op trek belaste funderingselementen zoals ankerstaven

^a Zie voor de definitie van schone grond 3.17

^b Er is sprake van afgesloten buizen indien aantoonbaar is dat er geen verversing van corroderende stoffen zoals water of lucht binnen de holle buis of paal kan optreden omdat in dat geval het corrosieproces eindig is. Indien echter bijvoorbeeld water- of luchttransport door de buis of paal zou kunnen optreden, moet wel degelijk rekening worden gehouden met corrosie van binnenuit.

Figuur 3.3 Groepsindeling NEN 6766 [9].

Tabel 4 — Staal dikte ^c afname van funderingselementen of delen van funderingselementen die volledig door schone grond^a zijn omsloten

Funderingselement type volg. tabel 3	Grondconditie type conform tabel 1	Rekenwaarde van de staal dikte afname ^{b,c} (mm)				
		T=5 jaar	T=10 jaar	T=25 jaar	T=50 jaar	T=100 jaar
groep 1	I	0,2	0,3	0,5	0,8	1,4
	II	0,3	0,5	0,9	1,4	2,4
groep 2	I	0,2	0,3	0,6	1,2	2,4
	II	0,4	0,7	1,4	2,4	4,4
groep 3	I	0,5	0,8	1,3	2,0	3,5
	II	0,8	1,3	2,3	3,5	6,0
groep 4	I	0,5	0,8	1,5	3,0	6,0
	II	1,0	1,8	3,5	6,0	11,0

^a Zie voor de definitie van schone grond 3.17.

^b Voor tussenliggende periodes mag lineair worden geïnterpoleerd.

^c In geval van massieve stalen staven of afgesloten holle ankerstaven lees 'afname diameter', in geval van afgesloten buizen uit combi-wanden lees 'afname wanddikte', zie ook figuur 2.

Figuur 3.4 Staal dikte afname doorgrond omsloten stalen elementen NEN 6766 [9].

Bij gebrek aan meetdata van corroderende ankerstangen is voor dit onderzoek dezelfde arbitraire aanpak als in [7] gehanteerd om te komen tot verwachtingswaarden en de variatiecoëfficiënt in Tabel 3.1 van de diameterafname door corrosie op de ankerstangen:

- Grondconditie II is in alle gevallen van toepassing omdat de ankerstang in de CROW-case voor een deel zich boven de laagste grondwaterstand bevindt.
- De trend van verwachtingswaarden voor grondconditie II loopt parallel aan trend uit NEN 6766 van de rekenwaarden.
- Verwachtingswaarde is 75% van rekenwaarde³.
- Als verdelingsfunctie wordt een normale verdeling uitgegaan.
- De variatiecoëfficiënt wordt zo gekozen dat de genoemde rekenwaarde uit de NEN 6766 ongeveer een 1% kans van overschrijding heeft, dit resulteert in een CoV = 0,15³.

Tabel 3.1 Diameterafname ankerstang na 50 jaar.

Diameterafname van de ankerstang in grondconditie type II na 50 jaar	
Gemiddelde ³	Variatiecoëfficiënt ³
4,5 mm	0,15 mm

3.7 Stochasten

In Tabel 3.2 zijn de stochasten getoond welke in de analyse worden meegenomen. Hierbij de volgende opmerkingen:

- Variatiecoëfficiënten van de grondparameters zijn conform NEN9997-1 Tabel2.b [10].
- Variatiecoëfficiënt van de vloeisterkte van 8% is inclusief CoV de initiële dikte [14].
- Vloeisterkte en grondeigenschappen zijn lognormaal verdeeld.

Tabel 3.2 Stochasten CROW-case.

#	Symbol	Unit	Verdeling	Gemiddelde	Standaardafwijking	CoV	Toelichting
1	Δt_{wall}	mm	Normaal			0,30	Diktereductie dikte damwand door corrosie conform NEN 6766, zie nadere toelichting.
2	Δt_{anchor}	mm	Normaal			0,15	Diktereductie diameter ankerstaaf door corrosie conform NEN 6766, zie nadere toelichting.
3	D_{anchor}	m	Determinist	- ⁴			Initiële diameter ankerstaaf.
4	K_{anchor}	kN/m/m	Lognormaal			0,5	Stijfheid van het anker, gedefinieerd met $k=E\Delta/L$ te kunnen variëren in de som. CoV = 0.5-ankerschot; CoV = 0.3 grout anker; CoV = 0.15 -MV-palen
5	f_y	kN/m ²	Lognormaal	276000		0,08	Vloeispanning damwand, gemiddeld conform CUR166-1990 [6]. In CoV zit ook onzekerheid initiële dikte verwerkt [14]

³ Zoals gesteld is de aanpak volledig arbitrair en niet gebaseerd op metingen. Aan de gekozen waarden kan geen elke waarde worden ontleend in de adviespraktijk.

⁴ Betreft te bepalen ontwerpwaarde voor een doelbetrouwbaarheid $\beta_T = 3,3$ of $4,3$ of bij verificatieberekening de ontwerpwaarde uit het ontwerp volgens het semi-probabilistische veiligheidsformat voorstel.

#	Symbol	Unit	Verdeling	Gemiddelde	Standaardafwijking	CoV	Toelichting
6	$f_{y;a}$	kN/m ²	Lognormaal	276000		0,08	Vloei spanning ankerstaal gemiddelde en CoV gelijk aan damwandstaal.
7	$\gamma_{sat, KLEI}$	kN/m ³	Lognormaal	18		0,05	Verzadigd volumiek gewicht KLEI, Volledig gecorreleerd met onverzadigd gewicht.
8	φ'_{KLEI}	°	Lognormaal	22,5		0,08*	Wrijvingshoek KLEI.
9	c'_{KLEI}	kN/m ²	Lognormaal	3,0		0,2	Cohesie KLEI
10	$k_{1,KLEI}$	kN/m ³	Lognormaal	3250		0,3	Stijfheid tak 1 KLEI. Vaste verhouding voor taken 2 en 3: $k_1/k_2/k_3 = 4/2/1$. Gelijk over gehele laag.
11	R_{KLEI}	-	Lognormaal	0,5	0,083		Ratio tussen phi en delta voor KLEI. Conform [5]
7	$\gamma_{sat, ZAND}$	kN/m ³	Lognormaal	20		0,05	Verzadigd volumiek gewicht ZAND, Volledig gecorreleerd met onverzadigd gewicht.
13	φ'_{ZAND}	°	Lognormaal	32,5		0,08	Wrijvingshoek ZAND.
14	$k_{1,ZAND}$	kN/m ³	Lognormaal	32500		0,3	Stijfheid tak 1 ZAND. Vaste verhouding voor taken 2 en 3: $k_1/k_2/k_3 = 4/2/1$. Gelijk over gehele laag.
15	R_{ZAND}	-	Lognormaal	0,667	0,083		Ratio tussen phi en delta voor KLEI. Conform [5]
16	$\theta_{m;MN}$	-	Lognormaal	1	0,1		Modelonzekerheid gerelateerd aan snedekrachten voorwand, conform ISO aanbevelingen
17	$\theta_{m;F}$	-	Lognormaal	1	0,1		Modelonzekerheid gerelateerd aan ankerkracht, conform ISO aanbevelingen
18	$\theta_{m;MobP}$	-	Lognormaal	1	0,1		Modelonzekerheid gerelateerd aan mobilisatie passieve wig, conform ISO aanbevelingen
19	$Q_{surface}$	kPa	Gumbel	20	2,6		Karakteristieke waarde terreinbelasting = het 50-jaarmaximum, zie Bijlage B
20	Z_{bottom}	m NAP	Gumbel inv	(shift) - 8,08 ($T_{ref}=50$)	0,139	(scale) 0,1086	50-jaars minimum niveau waterbodembodem, afgeleid van normale verdeling (-8,0.25) voor $T_{ref} = 50$ jaar
21	H_{soil}	m NAP	Lognormaal	(shift) - 1,211 ($T_{ref}=50$)	0,039	(scale) 0,0304	50-Jaars maximum freatisch niveau binnenzijde. Inverse van buitenwaterstandverdeling
22	$H_{outside}$	m NAP	Gumbel inv	(shift) - 1,789 ($T_{ref}=50$)	0,039	(scale) 0,0304	50-Jaars minimum buitenwaterstand. Decimeringshoogte 0,07 m op basis van metingen Amsterdam-Rijnkanaal
23	$Z_{layer1-2}$	m NAP	Determinist	-8			Niveau laagscheiding laag 1 en 2 t.b.v. variant

#	Symbol	Unit	Verdeling	Gemiddelde	Standaardafwijking	CoV	Toelichting
							laagindeling met een 8 meter dunne kleilaag
24	$Z_{\text{layer}2-3}$	m NAP	Normaal	-12	0,20		Niveau laagscheiding laag 2 en 3 conform GeoDelft 1990

3.8 Correlaties tussen stochasten

In onderstaande Tabel 3.3 zijn de correlaties tussen de relevante parameters gegeven.

Tabel 3.3 Correlaties tussen random variabele grondeigenschappen.

#	Symbol	#7	#8	#9	#10	#11	#12	#13	#14	#15
7	γ_{satKLEI}	1								
8	$\phi_a^*_{\text{KLEI}}$	0,5	1							
9	$c_a^*_{\text{KLEI}}$	-0,1	-0,65	1						
10	$K_{1,\text{KLEI}}$	0,5	0,25	0,12	1					
11	R_{layer_1}	0	0	0	0	1				
12	γ_{satZAND}	0	0	0	0	0	1			
13	$\phi_a^*_{\text{ZAND}}$	0	0	0	0	0	0,5	1		
14	$K_{1,\text{ZAND}}$	0	0	0	0	0	0,5	0,25	1	
15	R_{ZAND}	0	0	0	0	0	0	0	0	1

Hierbij wordt opgemerkt:

- De corrosie op de wand (aan landzijde) en het anker zijn mogelijk gecorreleerd via de grond. Echter doordat het grootste deel van de corrosie aan waterzijde zal optreden (en hier het gecombineerde effect van land + water wordt beschouwd) is de eerste aanname dat deze ongecorreleerd zijn.
- Voor de correlatie waterstanden dient in feite per grond per grondopbouwscenario een keus te worden gemaakt. Voor situaties waarin nog klei aanwezig lijkt een redelijke keuze om deze volledig ongecorreleerd te maken. Al hoewel voor een geheel zandig profiel een onderlinge beïnvloeding logisch lijkt voor deze studie van uit het oogpunt de verandering van de beperken toch gekozen geen correlatie mee te nemen omdat anders ook het niet hydrostatische verloop diende te worden gemodelleerd.
- De correlatie tussen ϕ' en δ wordt verkregen door hanteren van een stochast R . De stochast R is verder niet gecorreleerd aan andere parameters.
- Voor alle overige niet genoemde stochastische variabelen geldt dat er geen correlaties bestaan met andere variabelen.

3.9 Grenstoestandfuncties

Er zijn grenstoestandfuncties (limit state function, LSF) gedefinieerd voor de volgende faalmechanismen:

- LSF-GROND = Bezwijken passieve wig (GEO).
- LSF-WAND = Bezwijken voorwand (STR).
- LSF-ANKER = Bezwijken ankers (STR).

Voor de CROW-case zijn alle drie de grenstoestand functies van de CUR1990-case uit Paragraaf 2.4.4 uitgebreid met de factor voor de modelonzekerheid.

Verder wordt bij de grenstoestand functie LSF-ANKER de berekende staalspanning in de ankerstand getoetst aan de vloeisterkte van het ankerstaal. Waarbij de staalspanning wordt berekend door de in D-Sheet Piling berekende ankerkracht te vermenigvuldigen met de factor voor de modelonzekerheid en te delen door het oppervlak van de ankerstang doorsnede. De grenstoestandfuncties staan gegeven in Tabel 3.4.

Tabel 3.4 Grenstoestandfuncties (LSF) CROW-case.

LSF-naam	Limit state
GROND	$Z_{GEO;passive} = 99 - \theta_{m;MobP} MobPassive$
WAND	$Z_{STR;yield} = f_y - \theta_{m;MN} \times \frac{abs(M'_{max})}{W'_{wall;corr}}$
ANKER	$Z_{STR;anchor} = f_{y;a} - \theta_{m;F} F_{anchor} / A'_{anchor;corr}$

Waarin:

rood	Stochastische variabelen.
oranje	Doorsnede eigenschappen afhankelijk van stochasten.
groen	Deterministische waarden.
blauw	Uitvoerwaarden van D-SheetPiling.
$Z_{STR;yield}$	Grenstoestandfunctie maximum vloeit uiterste vezel damwandprofiel bij volplastisch moment [kN/m ²].
$Z_{STR;anchor}$	Grenstoestandfunctie maximum ankerkracht [kN/m ²].
$Z_{GEO;passive}$	Grenstoestandfunctie maximum gemobiliseerde passieve weerstand [%].
f_y	Vloeisterkte damwand staal [kN/m ²].
$f_{y;a}$	Vloeisterkte ankerstaal [kN/m ²].
M_{max}	Maximum (absoluut) buigend moment berekend in D-Sheet Pile [kNm/m ¹].
F_{anchor}	Ankerkracht uit D-Sheet Pile berekening [kN/m ¹].
$W_{wall;corr}$	Weerstandsmoment van de al dan niet gecorrodeerde damwand [m ³ /m ¹].
$A_{anchor;corr}$	Dwarsdoorsnede van al dan niet gecorrodeerde ankerstang [m ² /m ¹].
$\theta_{m;MN/F/MobP}$	Factor voor het in rekening brengen van modelonzekerheid bij gebruik DSheetPiling [-].
$MobPassive$	Gemobiliseerde passieve weerstand als percentage van de maximaal te mobiliseren passieve weerstand in D-Sheet Pile berekening [%].

3.10 Probabilistisch damwandontwerp procedure (probabilistisch ontwerp punt)

Het ontwerp van de damwand voor CROW-case wordt geoptimaliseerd door de deterministische grootheden zodanig te wijzigen dat de betrouwbaarheidsindex voor de drie faalmechanismen even groot is en overeenkomt met de doelbetrouwbaarheid β_T . Hierbij geldt dat:

- LSF-GROND (passieve weerstand) voornamelijk bepaald wordt door de lengte van de damwand.
- LSF-WAND (vloeit van de damwandplank) wordt bepaald door de initiële weerstandsmoment van het profiel.
- LSF-ANKER (vloeit van de ankerstaaf) wordt bepaald door de initiële diameter van het anker.

De procedure die hierbij gevolgd wordt is iteratief:

1. De lengte van de damwand bepaald aan de hand van de LSF-GROND. Hierbij is een schatting gedaan voor de stijfheid van de damwand.
2. Vervolgens wordt aan de hand van LSF-WAND de benodigde initiële stijfheid (en impliciet weerstandsmoment, zie bijlage B) bepaald.

Stappen 1 en 2 worden herhaald tot dat beide LSF de doelbetrouwbaarheid wordt behaald.

Vervolgens wordt:

3. De benodigde initiële diameter van de ankerstaaf aan de hand van LSF-ANKER bepaald.

Omdat de initiële diameter van de ankerstaaf geen parameter is in LSF-GROND en LSF-WAND staat stap 3 buiten de iteratie van stappen 1 en 2.

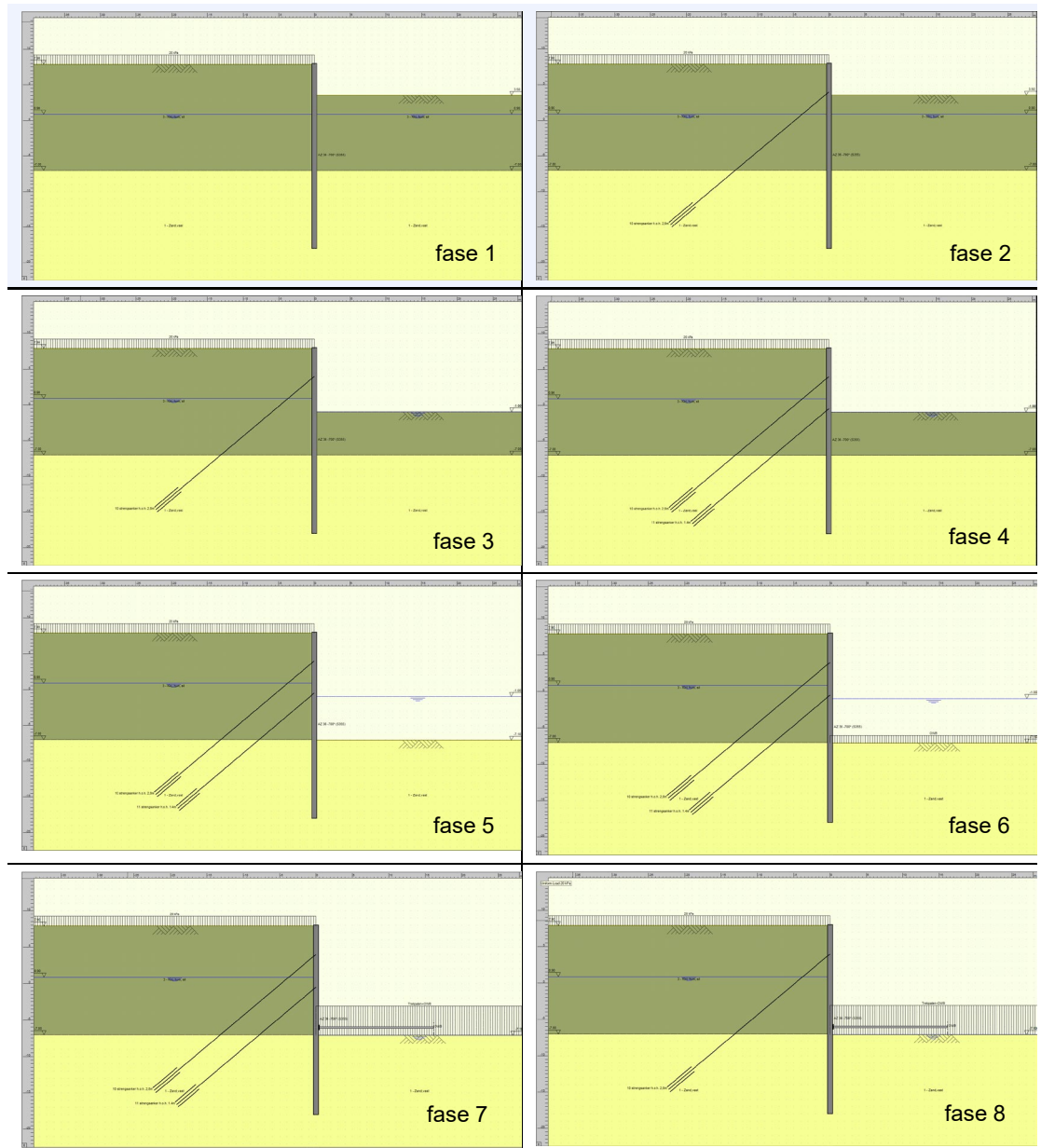
Deze gehele iteratieve procedure wordt gevolgd tot dat de doel betrouwbaarheid voor alle drie de LSF tot op 2 decimalen nauwkeurig wordt bereikt.

4 Uitgangspunten meervoudig ondersteunde case

4.1 Grondopbouw en fasering

De meervoudige case betreft een 2-voudig verankerde damwand met een onderwaterbetonvloer. De damwand is 25,9 m lang en de bovenzijde van de damwand ligt op NAP +7,90 m. De meervoudig ondersteunde case wordt geanalyseerd voor 2 grondopbouwen:

- **KLEI-ZAND.** De ondergrond bij meervoudig ondersteunde basis case bestaat uit 2 grondlagen. De bovenste grondlaag bestaat uit een humeuze siltige klei met de onderzijde op -7,1 m en de onderste grondlaag bestaat uit zand.
- **ZAND.** de gehele ondergrond bestaat uit zand. De eigenschappen van het zand zijn gelijk van die van het zand in "KLEI-ZAND".



Figuur 4.1 D-Sheet Piling fasering meervoudig ondersteunde case met klei en zand.

In de D-Sheet Piling berekening is deze case opgebouwd uit de 8 fasen, zie: Figuur 2.1:

1. Ontgraven tot +3,5 m ten behoeve de installatie van anker 1.
2. Installeren + voorspannen anker 1 op +4,0 m.
3. Ontgraven tot -1,0 m ten behoeve de installatie anker 2.
4. Installeren + voorspannen anker 2 op -0,5 m.
5. Maximale ontgravingsdiepte in den natte -7,1 m.
6. Onderwaterbeton storten.
7. Onderwaterbeton droogzetten.
8. Verwijderen anker 2.

4.2 Grondwaterstanden en waterstanden

De (grond)waterspanning is aan weerszijden van de damwand hydrostatisch verdeeld over de hoogte. De grondwaterstanden en waterstanden zijn deterministisch. De grondwaterstand aan de linkerzijde ligt in alle fasen op NAP +0,9 m. Aan de rechterzijde ligt de (grond)waterstanden in:

- Fase 1 en 2 op NAP +0,9 m.
- Fase 3 t/m 6 op NAP -1,0 m.
- Fase 7 en 8 op NAP -7,1 m.

4.3 Belastingen

De maaiveldbelasting heeft een gumbelverdeling met gemiddelde van 20 kPa en een standaardafwijking van 2 kPa. Het effectieve gewicht van de onderwaterbeton + grindlaag daar onder is in fase 6 gemodelleerd als een belasting op maximaal ontgravingsniveau van 16 kPa, deze belasting is een deterministisch. Het verticale effect van de met trekpalen verankerde onderwaterbetonvloer is in fase 7 en 8 gemodelleerd als een belasting op maximaal ontgravingsniveau van 61 kPa, deze belasting is een deterministisch.

4.4 Ondersteuning

Er zijn 3 ondersteuning in deze case:

- Anker 1 het hart op NAP +4,0 m staat onder een hoek van 40° met het horizontale vlak. Het anker is in D-Sheet Piling gemodelleerd als een verende ondersteuning. De (horizontale) veerstijfheid is lognormaal verdeeld met een gemiddelde van 3000 kN/m/m en een variatiecoëfficiënt van 0,2. De ankersterkte is lognormaal verdeeld met een gemiddelde van 767 kN/m en een variatiecoëfficiënt van 8%, zie Bijlage C.
- Anker 2 op NAP -0,5 m staat onder een hoek van 40° met het horizontale vlak. Het anker is in D-Sheet Piling gemodelleerd als een verende ondersteuning. De (horizontale) veerstijfheid is lognormaal verdeeld met een gemiddelde van 6000 kN/m/m en een variatiecoëfficiënt van 0,2. De ankersterkte is lognormaal verdeeld met een gemiddelde van 1691 kN/m en een variatiecoëfficiënt van 8%, zie Bijlage C.
- Onderwaterbetonvloer met het hart op NAP -6,05 m is in D-Sheet Piling gemodelleerd als 18,5 m lang stempel met een doorsnede van 1 m²/m en een elasticiteitsmodulus van 3,2E+07 kN/m². Deze ondersteuning is een deterministisch.

4.5 Korreldrukcoëfficiënten

De actieve en passieve korreldrukcoëfficiënten zijn in D-Sheet Piling bepaald met de methode Culmann. In D-Sheet Piling wordt bij de bepaling van de passieve korreldrukcoëfficiënten bij een hoek van inwendige wrijving > 30° de wandwrijvingshoek automatisch gereduceerd conform de CUR166 zie [12].

4.6 Ontgravingsniveaus

De ontgraving in den droge in fase 1 is normaal verdeeld met een gemiddelde van NAP +3,5 m en een standaardafwijking van 0,05 m. De ontgraving in den droge in fase 3 is normaal verdeeld met een gemiddelde van NAP -1,0 m en een standaardafwijking van 0,05 m. De ontgraving in den droge in fase 5 is normaal verdeeld met een gemiddelde van NAP -7,1 m en een standaardafwijking van 0,1 m.

4.7 Stochasten

In Tabel 4.1 zijn de stochasten weergegeven welke in de probabilistische berekeningen worden meegenomen, zie Tabel 4.2 voor de toelichting.

Tabel 4.1 Stochasten meervoudig ondersteunde case.

#	Symbol	Kansverdeling	Eenheid	Autocorrelatie tussen fasen bij schema A (1 = volledig, 0 = geen)	Gemiddelde	Standaardafwijking	Variatiecoëfficiënt
1	$K_{anker,1}$	Lognormaal	kN/m/m	1	3000 ⁵		0,2
2	$K_{anker,2}$	Lognormaal	kN/m/m	1	6000 ⁵		0,2
3	f_y	Lognormaal	kN/m ²	1	-		0,08
4	$R_{anker,1}$	Lognormaal	kN/m	1	-		0,08
5	$R_{anker,2}$	Lognormaal	kN/m	1	-		0,08
6	$\gamma_{sat, klei}$	Lognormaal	kN/m ³	1	16		0,05
7	φ'_{klei}	Lognormaal	°	1	25		0,08 ⁶
8	c'_{klei}	Lognormaal	kN/m ²	1	3		0,2
9	$k'_{1,klei}$	Lognormaal	kN/m ³	1	3384		0,3
10	$\gamma_{sat, zand}$	Lognormaal	kN/m ³	1	22		0,05
11	φ'_{zand}	Lognormaal	°	1	40		0,08 ⁶
12	$k'_{1,zand}$	Lognormaal	kN/m ³	1	67673		0,3
13	$\theta_{m,MN}$	Lognormaal	-	1	1	0,1	
14	$\theta_{m,F}$	Lognormaal	-	1	1	0,1	
15	EI	Normaal	kNm ² /m	1	188454		0,08
16	$Q_{surface}$	Gumbel	kPa	0	20	2	
17	$Z_{ontg, fase 1}$	Normaal	m NAP	1	+3,5	0,05	
18	$Z_{ontg, fase 3}$	Normaal	m NAP	1	-1,0	0,05	
19	$Z_{ontg, fase 5}$	Normaal	m NAP	1	-7,1	0,1	

⁵ De hier weergegeven horizontale stijfheid is in D-Sheet Piling gemodelleerd als een ankers met een vaste lengte die onder een hoek van 40° met het horizontale vlak staan waarvan de doorsnede van de ankerstang en de variatie daarvan zodanig is gekozen dat de verdeling van de horizontale stijfheid overeenkomt met de waarde in de tabel.

⁶ CoV 10% op $\tan(\varphi')$ komt overeen met CoV 8% op de hoek in graden.

Tabel 4.2 Toelichting op de stochasten meervoudig ondersteunde case.

#	Toelichting
1	Stijfheid van de verankering bovenste ankerrij (Anker 1). De hier weergegeven horizontale stijfheid is in D-Sheet Piling gemodelleerd als een anker met een deterministische lengte van 29 m en een $E = 2,1 \times 10^8 \text{ kN/m}^2$ die onder een deterministische hoek van 40° met het horizontale vlak staat waarvan de doorsnede van de ankerstang lognormaalverdeeld is met een gemiddelde van $5,408 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{m}$ en de variatiecoëfficiënt 20% is. Dit is zodanig is gekozen dat de verdeling van de horizontale stijfheid overeenkomt met de waarde in de tabel. $K_{\text{anchor},1}$ is fase invariant voor beide berekeningsschema's.
2	Stijfheid van de verankering bovenste ankerrij (Anker 2). De hier weergegeven horizontale stijfheid is in D-Sheet Piling gemodelleerd als een anker met een deterministische lengte van 25 m en een $E = 2,1 \times 10^8 \text{ kN/m}^2$ die onder een deterministische hoek van 40° met het horizontale vlak staat waarvan de doorsnede van de ankerstang lognormaalverdeeld is met een gemiddelde van $9,324 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{m}$ en de variatiecoëfficiënt 20% is. Dit is zodanig is gekozen dat de verdeling van de horizontale stijfheid overeenkomt met de waarde in de tabel. $K_{\text{anchor},2}$ is fase invariant voor beide berekeningsschema's.
3	Vloeispanning damwand, lognormaal verdeeld In CoV zit ook onzekerheid initiële dikte verwerkt [14] gemiddelden wordt bepaald probabilistische ontwerpberekening voor $\beta_T = 3,8$ of bij verificatieberekeningen de met D-Sheet Piling berekende ontwerpwaarde van het ontwerp volgens het semi-probabilistische veiligheidsformat voorstel.
4	Sterkte van anker 1, lognormaal verdeeld In CoV zit ook onzekerheid initiële dikte verwerkt [14] gemiddelden wordt bepaald probabilistische ontwerpberekening voor $\beta_T = 3,8$ of bij verificatieberekeningen de met D-Sheet Piling berekende ontwerpwaarde van het ontwerp volgens het semi-probabilistische veiligheidsformat voorstel
5	Sterkte van anker 2, lognormaal verdeeld In CoV zit ook onzekerheid initiële dikte verwerkt [14] gemiddelden wordt bepaald probabilistische ontwerpberekening voor $\beta_T = 3,8$ of bij verificatieberekeningen de met D-Sheet Piling berekende ontwerpwaarde van het ontwerp volgens het semi-probabilistische veiligheidsformat voorstel.
6	Verzadigd volumiek gewicht klei, volledig gecorreleerd met onverzadigd volumiek gewicht: $\gamma_{\text{klei}} = \gamma_{\text{sat, Klei}}$. De variatiecoëfficiënt is gebaseerd op NEN-EN 1997-1 Tabel 2.b. [10]
7	Hoek van inwendige wrijving klei. De variatiecoëfficiënt is gebaseerd op NEN 9997-1 Tabel 2.b [10]. ϕ'_{klei} is volledig gecorreleerd met wandwrijvingshoek: $\delta'_{\text{klei}} = 0,5 \times \phi'_{\text{klei}}$.
8	Cohesie van de klei. De variatiecoëfficiënt is gebaseerd op NEN 9997-1 Tabel 2.b [10]
9	Beddingsconstante - Secant tak 1 klei. Vaste verhouding voor takken 2 en 3: $k_1/k_2/k_3 = 20/8/5$. Gelijk over gehele laag.
10	Verzadigd volumiek gewicht zand, Volledig gecorreleerd met onverzadigd gewicht: $\gamma_{\text{zand}} = \gamma_{\text{sat, zand}} - 2$. De variatiecoëfficiënt is gebaseerd op NEN 9997-1 Tabel 2.b [10]
11	Hoek van inwendige wrijving zand. De variatiecoëfficiënt is gebaseerd op NEN 9997-1 Tabel 2.b [10]. ϕ'_{klei} is volledig gecorreleerd met wandwrijvingshoek: $\delta'_{\text{zand}} = 2/3 \times \phi'_{\text{zand}}$.
12	Beddingsconstante - Secant tak 1 zand. Vaste verhouding voor takken 2 en 3: $k_1/k_2/k_3 = 4/2/1$. Gelijk over gehele laag.
13	Modelonzekerheid gerelateerd aan damwandsnedekrachten, minimale waarde conform ISO aanbevelingen
14	Modelonzekerheid gerelateerd aan ankerkracht, minimale waarde conform ISO aanbevelingen
15	Modelonzekerheid gerelateerd aan mobilisatie passieve wig, minimale waarde conform ISO aanbevelingen
16	Buigstijfheid van de damwand deze is fase invariant voor beide berekeningsschema's
17	Terreinbelasting hoge zijde
18	Otgravingsniveau NAP+3,5 m
19	Otgravingsniveau NAP-1,0 m
20	Otgravingsniveau NAP+7,1 m

4.8 Correlaties tussen stochasten

In Tabel 3.3 zijn de correlaties tussen stochasten in laag i die uit klei of zand kan bestaan.

Tabel 4.3 Correlaties tussen random variabele, grondeigenschappen van grondlaag i meervoudig ondersteunde case.

Symbol	$\gamma_{\text{sat,grondlaag},i}$	$\varphi_{\text{grondlaag},i}$	$c_{\text{grondlaag},i}$	$K_{1,\text{grondlaag},i}$
$\gamma_{\text{sat,grondlaag},i}$	1			
$\varphi_{\text{grondlaag},i}$	0.5	1		
$c_{\text{grondlaag},i}$	-0.1	-0.65	1	
$K_{1,\text{grondlaag},i}$	0.5	0.25	0.12	1

Hierbij wordt opgemerkt:

- De wandwrijvingshoek δ is geen stochast maar is volledig gecorreleerd aan stochast φ' zie toelichting in Tabel 4.2.
- De waarde van de tweede K_2 en derde K_3 secant van de multi-lineaire beddingsconstante geen stochast maar zijn volledig gecorreleerd aan de stochast K_1 . Zie toelichting in Tabel 4.2.
- Voor alle overige niet genoemde stochastische variabelen geldt dat er geen correlaties bestaan met andere variabelen.
- De grondeigenschappen in de grondlaag aan weerszijde van de damwand zijn volledig aan elkaar gecorreleerd (het is dezelfde grondlaag).

4.9 Berekeningsschema's

De gefaseerde probabilistische berekeningen worden in lijn met de CUR166 volgens 2 berekeningsschema's uitgevoerd schema A en B. voor het verkrijgen van inzicht wordt schema B op 2 wijzen berekend:

- **Schema A** waar alle stochasten behalve de maaiveldbelasting op het oorspronkelijke maaiveld fase-invariant⁷ zijn. Om dit te bereiken in de D-Sheet Piling heeft iedere fase een eigen maaiveldbelasting dus maaiveldbelasting_fase_1 t/m 8. Per grenstoestandsfunctie hoeft bij schema A er 1 probabilistische analyse te worden uitgevoerd. Het resultaat van deze analyse is de betrouwbaarheid van anker 1, anker 2 de wand en de passieve weerstand over alle fasen heen.
- **Schema B-kar** waar de stochasten met uitzondering van $K_{\text{anchor},1}$, $K_{\text{anchor},1}$ en EI^8 hun karakteristieke waarde (zoals in de CUR166) hebben in de fase voorafgaand aan de fase waarin grenstoestandsfunctie wordt getoetst. De stochasten $K_{\text{anchor},1}$, $K_{\text{anchor},1}$ en EI zijn fase-invariant.
- **Schema B-gem** waar de stochasten met uitzondering van $K_{\text{anchor},1}$, $K_{\text{anchor},1}$ en EI^8 hun gemiddelde waarde hebben in de fase voorafgaand aan de fase waarin grenstoestandsfunctie wordt getoetst. De stochasten $K_{\text{anchor},1}$, $K_{\text{anchor},1}$ en EI zijn fase-invariant.

Per grenstoestandsfunctie dienen er bij schema B-kar en B-gem voor ieder fase waarin deze van toepassing is een probabilistische analyse te worden uitgevoerd. Het resultaat van deze analyse is de betrouwbaarheid van anker 1, anker 2 de wand en de passieve weerstand per fase.

⁷ fase -invariant betekent dat de waarde gelijk is voor alle fasen.

⁸ Het is binnen D-Sheet Piling niet mogelijk de $K_{\text{anchor},1}$, $K_{\text{anchor},1}$ en EI per fase te wijzigen.

Schema A kan worden gezien als een “simulatie” van de werkelijke situatie aangezien omdat alleen de maaiveldbelasting fase invariant is en de overige stochasten zoals sterkten en stijfheden niet wijzigen. Schema B is een afspiegeling van de praktische ‘engineering’s’ methode hoe op een pragmatische wijze kan worden omgegaan het een gefaseerd ontwerp waarbij de effecten van iedere fase zich opstapelen. Bij deze methode wordt dus in de niet te beoordelen fasen met bij schema B-kar conform de CUR166 gerekend met karakteristieke waarde voor grondeigenschappen. Bij schema B-gem wordt in de niet te beoordelen fasen de gemiddelde grondeigenschappen toegepast resulterend in een situatie die bij aanvang van de te beoordelen fase dicht bij de “verwachtingssituatie” ligt dan bij Schema B-kar zodat inzicht kan worden verkregen van de effecten daarvan.

4.10 Grenstoestandsfuncties

Bij deze diep ingebedde damwand is de kans op passief bezwijken extreem klein. Daarom wordt de grenstoestand GEO niet getoetst. Er zijn 2 typen grenstoestandsfuncties WAND en ANKER opgesteld. Binnen de Eurocode wordt, anders dan bij de CUR166, naar de betrouwbaarheid op elementniveau gekeken. Dat betekent dat indien er in een fase 2 ankers aanwezig zijn er een probabilistische analyse voor ieder van ankers dient te worden uitgevoerd. Voor ankers 1 en 2 zijn respectievelijk de grenstoestandsfuncties ANKER-1 en ANKER-2 opgesteld, zie Tabel 4.4. Voor de damwand zijn 3 grenstoestandsfuncties opgesteld WAND-1 t/m 3, zie Tabel 4.4 voor respectievelijk de situatie zonder ankers, alleen met anker 1 en met beide ankers zie Tabel 4.5 en Tabel 4.6.

Tabel 4.4 Grenstoestandsfuncties (LSF) voor de meervoudig ondersteunde case.

LSF-naam	Grenstoestandsfunctie
WAND-1	$Z_{STR,wand-1} = f_y - \theta_{m;MN} \cdot \left(\frac{\text{abs}(M'_{\max})}{W'_{wall}} \right)$
WAND-2	$Z_{STR,wand-2} = f_y - \theta_{m;MN} \cdot \left(\frac{\text{abs}(M'_{\max})}{W'_{wall}} + \frac{N_{actief} + N_{anchor;1}}{A'_{wall}} \right)$
WAND-3	$Z_{STR,wand-3} = f_y - \theta_{m;MN} \cdot \left(\frac{\text{abs}(M'_{\max})}{W'_{wall}} + \frac{N_{actief} + N_{anchor;1} + N_{anchor;2}}{A'_{wall}} \right)$
ANKER-1	$Z_{STR,anker-1} = R_{a;1} - \theta_{m;F} \cdot F_{anchor;1}$
ANKER-2	$Z_{STR,anker-2} = R_{a;2} - \theta_{m;F} \cdot F_{anchor;2}$

Tabel 4.5 Toelichting grenstoestandsfuncties (LSF) voor de WAND voor meervoudig ondersteunde case.

LSF-naam	Toelichting
WAND-1	Dit is de grenstoestandsfunctie voor de damwand voor fase 1 wanneer er geen ankers zijn en het aandeel van de normaalkracht te verwaarlozen is.
WAND-2	Dit is de grenstoestandsfunctie voor de damwand voor fasen waarbij alleen anker 1 aanwezig is. LSF-WAND-2 betreft een vereenvoudiging van de werkelijke situatie omdat de D-Sheet Piling uitvoer waarde voor de maximale staalspanning geeft. Bij deze benadering wordt de normaalkracht in de damwand op ontgravingniveau gecombineerd met het maximaal optredende moment. Deze aanpak dit is over het algemeen een bovengrensbenadering
WAND-3	Dit is de grenstoestandsfunctie voor de damwand voor fasen waarbij anker 1 en 2 aanwezig zijn. LSF-WAND-2 betreft een vereenvoudiging van de werkelijke situatie omdat de D-Sheet Piling uitvoer waarde voor de maximale staalspanning geeft.

Tabel 4.6 Symbolenlijst voor de grenstoestandsfuncties van meervoudig ondersteunde case.

Symbol	Eenheid	Toelichting
Rood		Stochastische variabelen
Groen		Deterministische waarden
Blauw		Uitvoerwaarden van D-Sheet Piling
$Z_{STR,yield}$	[kN/m ²]	Grenstoestandsfunctie maximum vloeit uiterste vezel damwandprofiel bij volplastisch moment bij Class 1 of ingeval van een Class 1 t/m 3 damwandprofiel bij het maximaal mogelijke moment
$Z_{STR,anchor;\#}$	[kN/m ²]	Grenstoestandsfuncties maximum ankerkracht van anker 1 of 2
f_y	[kN/m ²]	Vloeisterkte damwandstaal
$R_{anker;\#}$	[kN/m]	Sterkte anker 1 of 2
M_{max}	[kNm]	Maximum (absoluut) buigend moment berekend in D-Sheet Piling per meter wand
$F_{anchor;\#}$	[kN]	Ankerkracht uit D-Sheet Piling berekening per meter wand van anker 1 of 2
$N_{anchor;\#}$	[kN]	Normaalkracht in de damwand van anker 1 of 2 uit D-Sheet Piling berekening per meter wand
N_{active}	[kN]	Verticale component actieve kracht boven ontgravingsniveau uit D-Sheet Piling berekening per meter wand ⁹
W_{wall}	[m ³]	Weerstandsmoment van de damwand per meter wand
$A_{anchor;\#}$	[m ²]	Dwarsdoorsnede van de ankerstang per meter wand van anker 1 en 2
$\theta_m;MN/F/MobP$	[-]	Factor voor het in rekening brengen van modelonzekerheid bij gebruik D-Sheet Piling

In Tabel 4.7 staan per fase de grenstoestandsfuncties (LSF) gegeven. Bij berekeningsschema B dient voor iedere LSF in iedere fase een probabilistische berekening worden gemaakt dit komt bij schema B neer op 19 probabilistische berekeningen voor grondopbouw “klei op zand” en 19 voor de grondopbouw “zand”.

Tabel 4.7 Grenstoestandsfuncties (LSF) meervoudig ondersteunde case berekeningsschema B.

	WAND	Verankering	Toelichting
1	GTF-WAND-1	nvt	Geen verankering
2	GTF-WAND-2	LSF-ANKER-1	Anker 1 aanwezig
3	GTF-WAND-2	LSF-ANKER-1	
4	GTF-WAND-3	LSF-ANKER-1 & LSF-ANKER-2	Anker 1 en 2 aanwezig
5	GTF-WAND-3	LSF-ANKER-1 & LSF-ANKER-2	
6	GTF-WAND-3	LSF-ANKER-1 & LSF-ANKER-2	
7	GTF-WAND-3	LSF-ANKER-1 & LSF-ANKER-2	
8	GTF-WAND-2	LSF-ANKER-1	Anker 2 verwijderd

Bij berekeningsschema A worden de grenstoestandsfuncties uit Tabel 4.7 per element gecombineerd voor van anker 1, anker 2 en de wand voor de diverse fasen. De 3 gecombineerde grenstoestandsfuncties staan gegeven in Tabel 4.8, dit komt bij schema A neer op 3 probabilistische berekeningen voor grondopbouw “klei op zand” en 3 voor grondopbouw “zand”.

⁹ Om deze waarde te kunnen bepalen wordt is in de D-Sheet Piling berekening een (hulp)laagscheiding aangebracht op ontgravingsniveau in fase 1 t/m 4 de grondeigenschappen boven en onder deze (hulp)laagscheiding zijn volledig gecorreleerd aan elkaar. Deze (hulp)laagscheiding is niet zichtbaar in Figuur 4.1.

Tabel 4.8 Grenstoestandsfuncties (LSF) meervoudig ondersteunde case voor berekeningsschema A.

LSF-naam	Grenstoestandsfunctie
WAND-schema-A	$Z_{STR;wand;schema A} = \min \left(Z_{STR;wand-1\ fase\ 1}; Z_{STR;wand-2\ fase\ 2\&3}; Z_{STR;wand-3\ fase\ 4-8} \right)$
ANKER-1-schema-A	$Z_{STR;anker;schema A} = \min \left(Z_{STR;anker-1\ fase\ 2-8} \right)$
ANKER-2-schema-A	$Z_{STR;anker;schema A} = \min \left(Z_{STR;anker-2\ fase\ 4-7} \right)$

5 Uitgangspunten Kruisplein diepwand case

5.1 Algemeen

Deze case betreft een diepwand met 13 grondlagen, 14 bouwfasen, 9 tijdelijke stempels, 5 definitieve vloeren en een dak. Deze case is gebaseerd op een MSheet ontwerpberekening uit 2008 van Gemeentewerken Rotterdam [8] voor een van de doorsnedes van de diepwand van de Kruispleingarage. Waarbij voor het uit kunnen voeren van de probabilistische analyses aannamen zijn gedaan over de constructieve sterkte en de verdelingsfuncties en variatiecoëfficiënten van de toegepaste variabelen. Voor de sterkte van de constructie onderdelen wordt in de verificatie berekeningen uitgegaan van de gemiddelde waarde behorend bij de rekenwaarden uit een CC2 ontwerpberekening met D-Sheet Piling op basis van het veiligheidsformat voorstel.

5.2 Grondopbouw en fasering

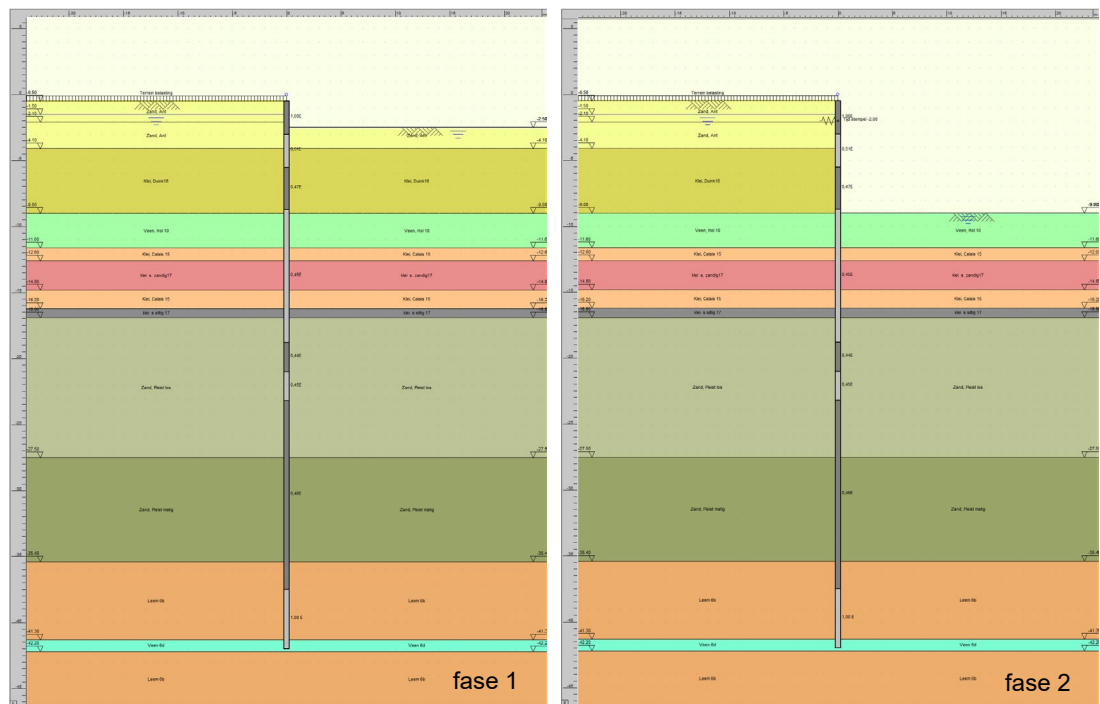
De Kruisplein diepwand case betreft een meervoudig gestempelde diepwand. De diepwand is 41,5 m lang en de bovenzijde van de damwand ligt op NAP -0,50 m. De meervoudig ondersteunde case wordt geanalyseerd voor 1 grondopbouw bestaande uit 13 grondlagen, Tabel 5.1. De gemiddelde waarden van de grondeigenschappen van de grondsoorten staan in Bijlage D gegeven.

Tabel 5.1 Grondopbouw Kruisplein diepwand case.

Laag	Grondsoort	Bovenzijde [m NAP]
1	Zand, Ant	-0,5
2	Zand, Ant	-2,1
3	Klei, Duink 16	-4,1
4	Veen, Hol 10	-9,0
5	Klei, Calais 15	-11,6
6	Klei s. zandig 17	-12,6
7	Klei, Calais 15	-14,8
8	Klei s siltig 17	-16,2
9	Zand, Pleist los	-16,9
10	Zand, Pleist matig	-27,5
11	Leem 6b	-35,4
12	Veen 6d	-41,3
13	Leem 6b	-42,2

Tijdens het maken van de bouwput wordt aan de bouwputzijde gebruikgemaakt van een bemaling (zie Paragraaf 5.3) welke bij gereedkomen van de bouwput wordt uitgezet. In de D-Sheet Piling berekening is deze case opgebouwd uit de 14 fasen, zie Figuur 4.1 t/m Figuur 5.4:

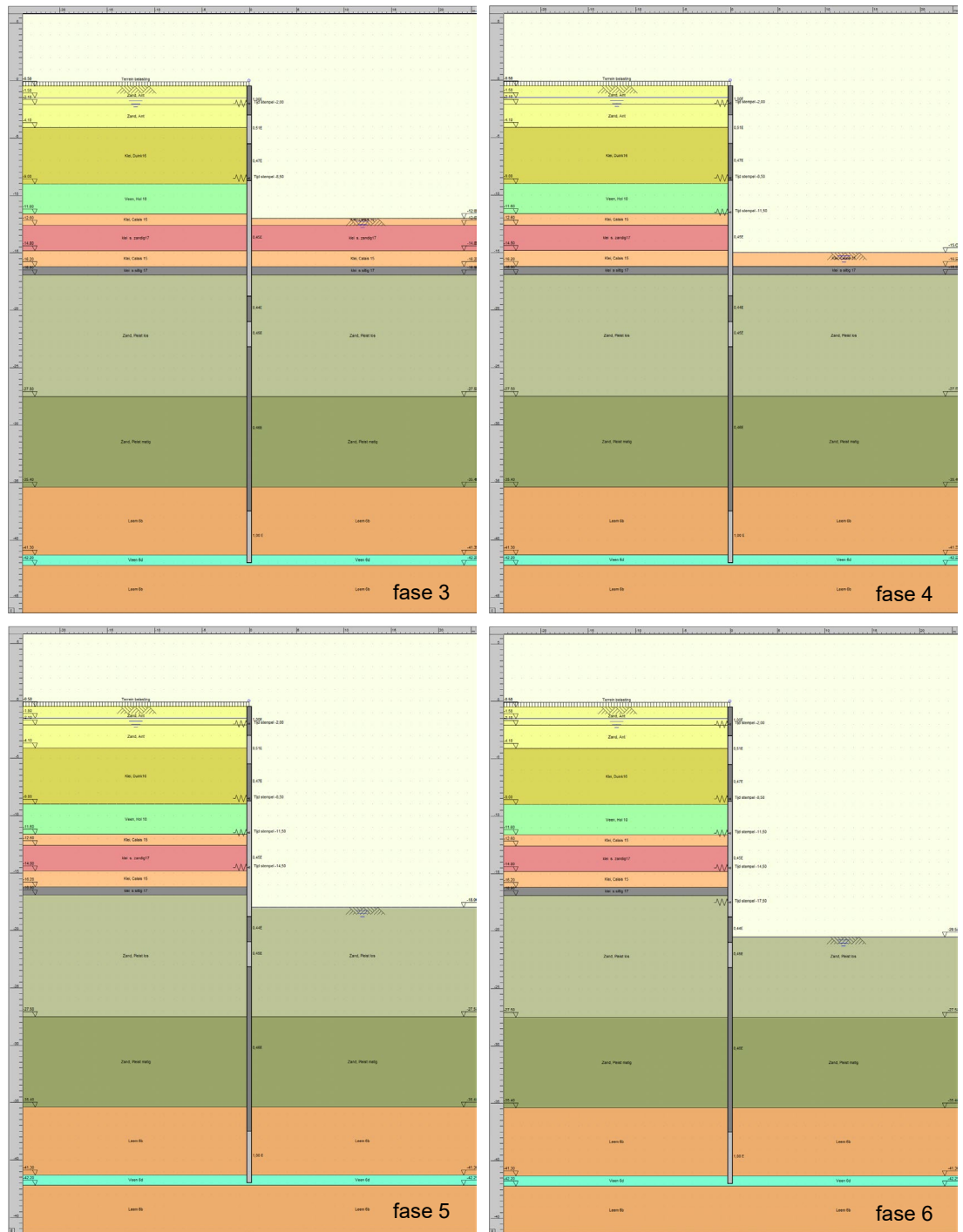
1. Ontgraven tot NAP -2,5 m.
2. Installatie van tijdelijk stempel 1¹⁰ op NAP -2,0 m en ontgraven tot NAP -9,0 m.
3. Installatie van tijdelijk stempel 2 op NAP -8,5 m en ontgraven tot NAP -12,0 m.
4. Installatie van tijdelijk stempel 3 op NAP -11,5 m en ontgraven tot NAP -12,0 m.
5. Installatie van tijdelijk stempel 4 op NAP -14,5 m en ontgraven tot NAP -18,0 m.
6. Installatie van tijdelijk stempel 5 op NAP -17,5 m en ontgraven tot NAP -20,3 m.
7. Installatie onderste constructievloer op NAP -19,25 m, verwijderen tijdelijk stempel 4.
8. Installatie van tijdelijk stempel 6 op NAP -15,68 m en verwijderen tijdelijk stempel 5.
9. Installatie van tijdelijk stempel 7 op NAP -12,68 m en verwijderen tijdelijk stempel 3.
10. Installatie constructie tussenvloeren 3¹¹ en 4 op respectievelijk NAP -14,13 m en NAP -17,13 m en van stempel 8 op NAP -9,68 m en verwijderen stempels 2, 6 en 7.
11. Installatie constructie 2 tussenvloer op NAP -11,13 m en van stempel 9 op NAP -6,68 m en verwijderen stempel 8.
12. Installatie constructie tussenvloer 1 op NAP -8,13 m en verwijderen stempel 9.
13. Installatie dak op NAP -3 m en verwijderen stempel 1.
14. Aanbrengen constructie-belastingen.



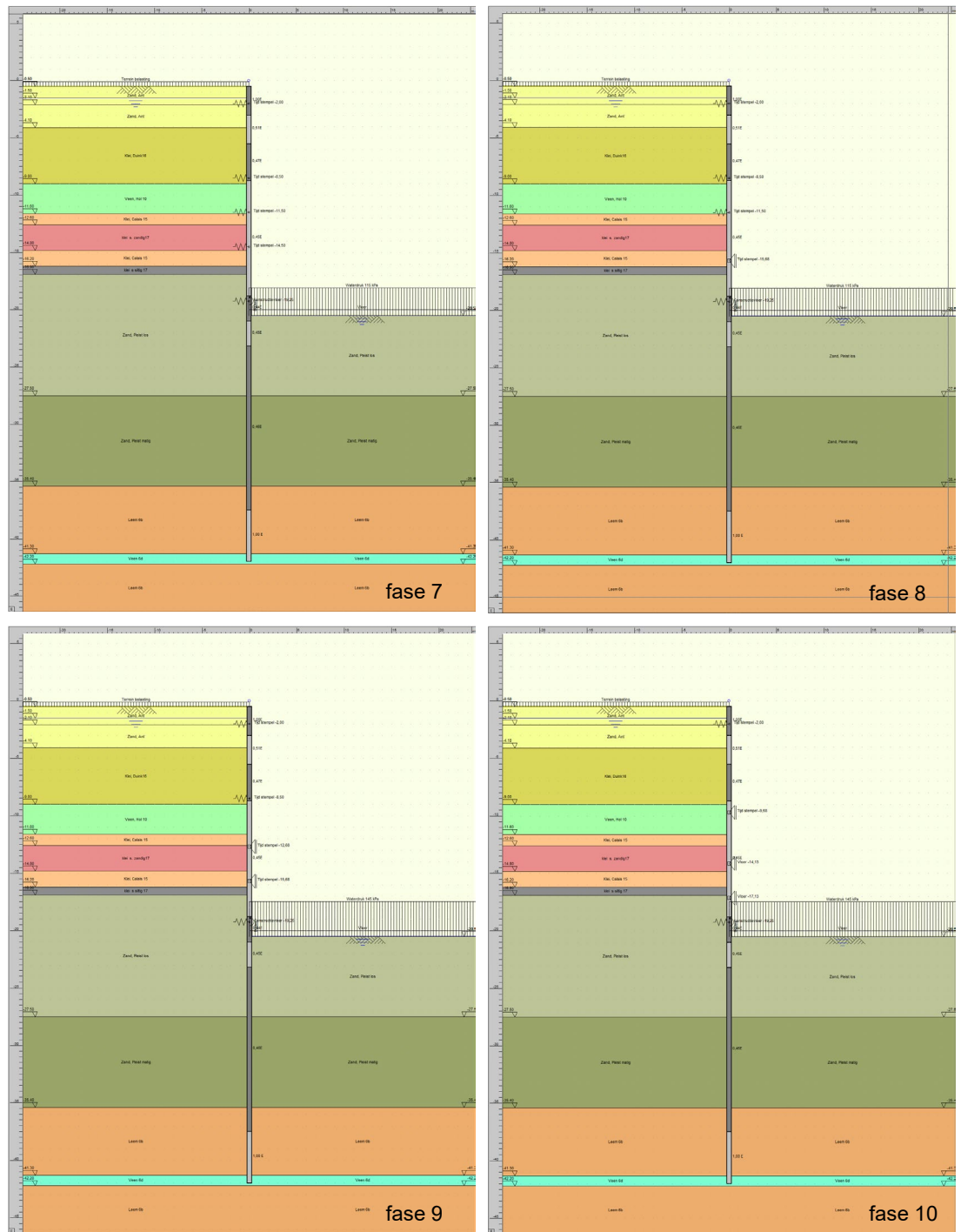
Figuur 5.1 D-Sheet Piling fasering Kruisplein diepwand case fase 1 en 2.

¹⁰ De nummering van de tijdelijke stempels is in volgorde waarop ze zijn aangebracht.

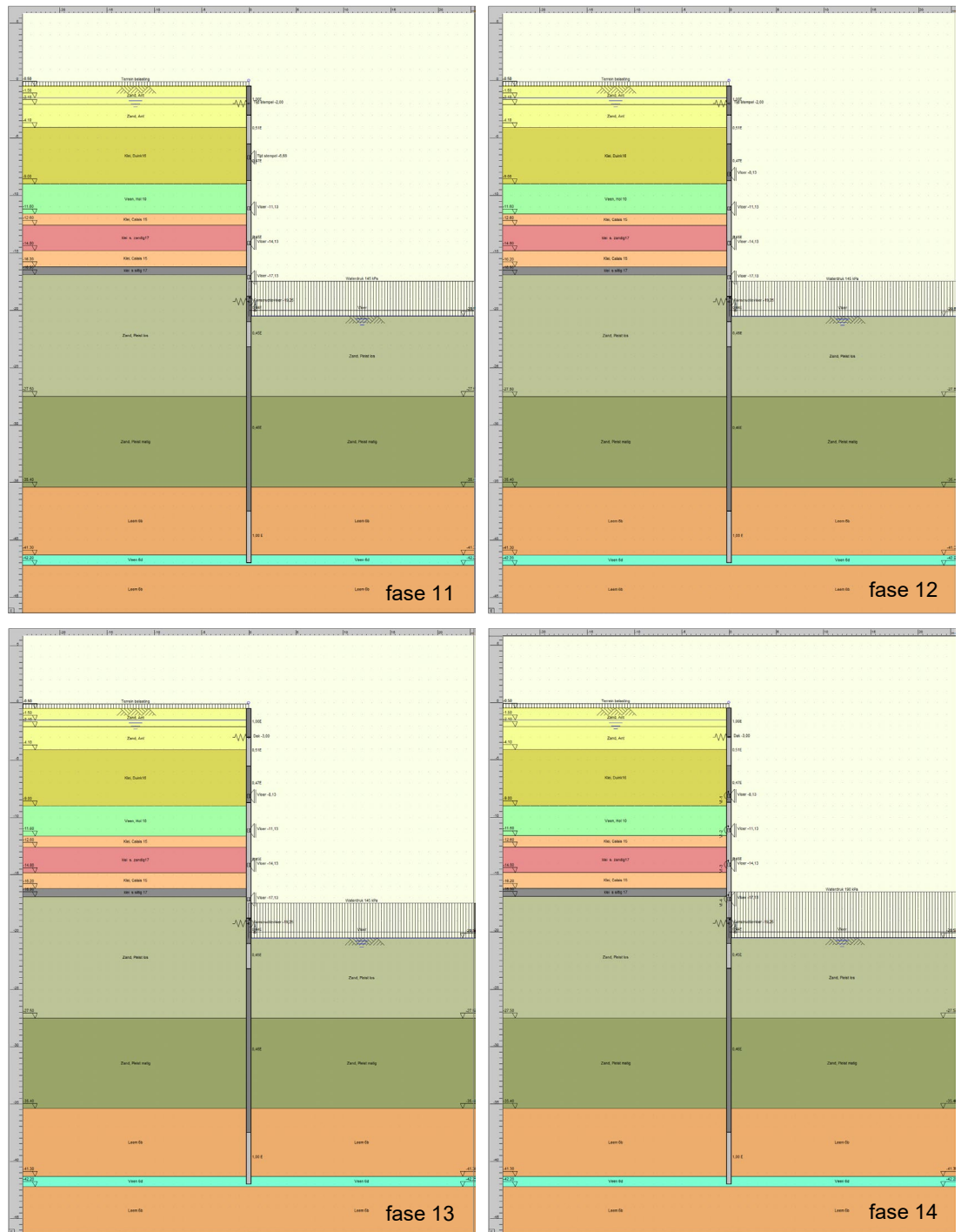
¹¹ De nummering van de constructie tussenvloeren is van boven naar beneden (4 = onderste).



Figur 5.2 D-Sheet Piling fasering Kruisplein diepwand case fase 3 t/m 6.



Figur 5.3 D-Sheet Piling fasering Kruisplein diepwand case fase 7 t/m 10.



Figur 5.4 D-Sheet Piling fasering kruisplein diepwand case 11 fase 1 t/m 14.

5.3 Ontgravingsniveaus

De ontgravingen worden in de droge uitgevoerd en de ontgravingsniveaus zijn deterministen.

5.4 Grondwaterstanden en stijghoogten

De grondwaterspanning is aan weerszijde van de damwand hydrostatisch verdeeld over de hoogte. De grondwaterstanden en stijghoogten zijn deterministisch. De grondwaterstand aan de linkerzijde ligt in alle fasen op NAP -1,5 m. Aan de rechterzijde wordt tijdens het maken van de bouwput een bemaling toegepast en varieert de grondwaterstand en stijghoogte over de fasen heen, in:

- Fase 1 ligt de grondwaterstand op NAP -2,5 m.
- Fase 2 ligt de grondwaterstand op NAP -9,0 m.
- Fase 3 ligt de grondwaterstand NAP -12 m.
- Fase 4 ligt de grondwaterstand NAP -15 m.
- Fase 5 ligt de grondwaterstand NAP -18 m.
- Fase 6 ligt de grondwaterstand NAP -20,5 m.
- Fase 7+8 droge bouwput en de stijghoogte in de grond is NAP -9,0 m.
- Fase 9 t/m 13 droge bouwput en de stijghoogte in de grond is NAP -6,0 m.
- Fase 14 droge bouwput en stijghoogte in de grond is NAP -1,5 m.

5.5 Korreldrukcoëfficiënten

De actieve en passieve korreldrukcoëfficiënten zijn in D-Sheet Piling overeenkomstig met de ontwerpberoeeningen [8] bepaald met de methode Muller-Breslau (rechte glijvlakken).

5.6 Belastingen

5.6.1 Uniforme belastingen op het maaiveld en de bodem

De variabele maaiveldbelasting heeft een gumbelverdeling met gemiddelde van 20 kPa en een variatiecoëfficiënt van 0,1. Het gewicht van de onderste vloer op NAP -20,5 m die in fase 7 wordt geïnstalleerd is gemodelleerd als een uniforme belasting van 25 kPa op de bodem, deze belasting is een determinist.

5.6.2 Momentbelastingen op de diepwand

Het moment dat de onderste vloer aan de diepwand overdraagt is gemodelleerd als een momentbelasting op de diepwand die op NAP -19,25 m. Deze belasting is lognormaal verdeeld met een gemiddelde van 500 kNm/m en een variatiecoëfficiënt van 0,05. Deze momentbelasting is vanaf fase 7 aanwezig.

Het moment dat de overige 4 vloeren aan de diepwand overdragen zijn gemodelleerd als een momentbelasting op de diepwand die op respectievelijk NAP -8,13 m, NAP -11,13 m, NAP -14,13 m en NAP -17,13 m aangrijpen. Deze belastingen zijn lognormaal verdeeld met een gemiddelde van -280 kNm/m en een variatiecoëfficiënt van 0,05. Deze 4 momentbelastingen zijn alleen in fase 14 aanwezig.

5.7 Diepwand

Over de hoogte is de diepwand is opgedeeld in 8 secties met ieder een eigen buigstijfheid, zie Tabel 5.2. De buigstijfheden van de 8 secties zijn volledig gecorreleerd. De buigstijfheden zijn lognormaal verdeeld met een variatiecoëfficiënt van 0,08 en een gemiddelde waarden staan in Tabel 5.2 weergegeven.

De momentcapaciteit van de diepwand is over de gehele hoogte gelijk. De momentcapaciteit van de diepwand is lognormaal verdeeld met een variatiecoëfficiënt van 0,2 met een gemiddelde van 6282 kNm/m. Het gemiddelde is afgeleid van de rekenwaarde van het maximale moment uit CC2-berekening, zie Bijlage D.

Tabel 5.2 Buigstijfheid van de diepwand.

Sectie [#]	Onderzijde [m NAP]	Gemiddelde buigstijfheid [kNm ² /m]
1	-3,0	4,014 · 10 ⁶
2	-5,5	2,093 · 10 ⁶
3	-8,7	1,929 · 10 ⁶
4	-18,8	1,847 · 10 ⁶
5	-21,0	1,806 · 10 ⁶
6	-23,2	1,747 · 10 ⁶
7	-37,5	1,888 · 10 ⁶
8	-42	4,014 · 10 ⁶

5.8 Ondersteuning

5.8.1 Verende ondersteuning

Stempels 1 t/m 5, het betonnen dak en de onderste constructie vloer zijn gemodelleerd als verende ondersteuning.

De stijfheid van de verende ondersteuning van stempels 1 t/m 5 is lognormaal verdeeld met een gemiddelde stijfheid van $1 \cdot 10^5$ kN/m/m en een variatiecoëfficiënt van 0,1.

De sterkte van stempel 1 t/m 5 is lognormaal verdeeld met een variatiecoëfficiënt van 0,08 en het gemiddelde is op de rekenwaarde van de stempelkracht uit D-Sheet Piling CC2 berekening, zie Bijlage D.

De stijfheid van de verende ondersteuning van de het betonnen dak en de onderste constructie vloer zijn deterministisch met een stijfheid van $3 \cdot 10^6$ kN/m/m.

5.8.2 Vaste steunpunten

Stempels 6 t/m 9 en de 4 constructieve tussenvloeren zijn gemodelleerd als horizontaal translatie vaste steunpunten.

5.9 Stochasten

Het is vanwege het grote aantal variabelen en fasen onmogelijk om deze als stochasten in de probabilistische analyses mee te nemen. In Tabel 4.1 zijn de 39 stochasten weergegeven welke in de probabilistische berekeningen worden meegenomen, zie Tabel 4.2 voor de toelichting.

Omdat de bijdrage de volgende variabelen zijn niet meegenomen:

- Cohesie.
- Eigenschappen van Holland veen.
- Volumiek gewicht en de hoek van inwendige wrijving van de diepste lagen.
- Grondwaterstanden, stijghoogte en ontgravingsniveaus.
- Variatie tussen de stijfheden van de individuele vloeren en stempels.
- Variatie van de maaiveld en bodembelasting per fase.
- Variatie tussen de buigstijfheden van individuele diepwand verticale secties.
- Laagscheidingsniveau's.
- Variatie tussen de momentbelasting van de tussenvloeren op de diepwand.

Tabel 5.3 Stochasten Kruisplein diepwand case.

#	Symbol	Kansverdeling	Eenheid	Gemiddelde	Variatiecoëfficiënt
1	$K_{stempel}$	Lognormaal	kN/m/m	100000	0,1
2	$R_{diepwand}$	Lognormaal	kNm/m	$\cdot 10^{-12}$	0,2
3	$R_{stempel;1}$	Lognormaal	kN/m	$\cdot 10^{-12}$	0,08
4	$R_{stempel;2}$	Lognormaal	kN/m	$\cdot 10^{-12}$	0,08
5	$R_{stempel;3}$	Lognormaal	kN/m	$\cdot 10^{-12}$	0,08
6	$R_{stempel;4}$	Lognormaal	kN/m	$\cdot 10^{-12}$	0,08
7	$R_{stempel;5}$	Lognormaal	kN/m	$\cdot 10^{-12}$	0,08
8	$R_{stempel;6}$	Lognormaal	kN/m	$\cdot 10^{-12}$	0,08
9	$R_{stempel;7}$	Lognormaal	kN/m	$\cdot 10^{-12}$	0,08
10	$R_{stempel;8}$	Lognormaal	kN/m	$\cdot 10^{-12}$	0,08
11	$R_{stempel;9}$	Lognormaal	kN/m	$\cdot 10^{-12}$	0,08
12	$\gamma_{sat,Zand, Ant}$	Lognormaal	kN/m ³	21,74	0,05
13	$\varphi'_{Zand, Ant}$	Lognormaal	°	34,32	0,08 ¹³
14	$k1_{Zand, Ant}$	Lognormaal	kN/m ³	4230	0,3
15	$\gamma_{sat,Klei, Duink}$	Lognormaal	kN/m ³	17,39	0,05
16	$\varphi'_{Klei, Duink}$	Lognormaal	°	28,60	0,08 ¹³
17	$k1_{Klei, Duink}$	Lognormaal	kN/m ³	3384	0,3
18	$\gamma_{sat,Klei, Calais}$	Lognormaal	kN/m ³	16,31	0,05
19	$\varphi'_{Klei, Calais}$	Lognormaal	°	25,74	0,08 ¹³
20	$k1_{Klei, Calais}$	Lognormaal	kN/m ³	3384	0,3
21	$\gamma_{sat,Klei s. zandig}$	Lognormaal	kN/m ³	18,48	0,05
22	$\varphi'_{Klei s. zandig}$	Lognormaal	°	28,60	0,08 ¹³
23	$k1_{Klei s. zandig}$	Lognormaal	kN/m ³	6345	0,3
24	$\gamma_{sat,Klei s. siltig}$	Lognormaal	kN/m ³	18,48	0,05
25	$\varphi'_{Klei s. siltig}$	Lognormaal	°	28,60	0,08 ¹³
26	$k1_{Klei s. siltig}$	Lognormaal	kN/m ³	5076	0,3
27	$\gamma_{sat,Zand, Pleist los}$	Lognormaal	kN/m ³	21,74	0,05
28	$\varphi'_{Zand, Pleist los}$	Lognormaal	°	34,32	0,08 ¹³
29	$k1_{Zand, Pleist los}$	Lognormaal	kN/m ³	16921	0,3
30	$k1_{Zand, Pleist matig}$	Lognormaal	kN/m ³	25381	0,3
31	$k1_{Leem 6b}$	Lognormaal	kN/m ³	16921	0,3
32	$\theta_{m,MN}$	Lognormaal	-	1	0,1
33	$\theta_{m,F}$	Lognormaal	-	1	0,1
34	$Q_{surface;i}$	Gumbel	kPa	20	0,1
35	$M_{tussenvloer;i}$	Lognormaal inv	kNm/m	-280	0,05
36	$M_{onderste vloer}$	Lognormaal	kNm/m	500	0,05
37	$EI_{sectie 1}$	Normaal	kNm ² /m	4014000	0,08

¹² Betreft te bepalen ontwerp punt waarde voor een doelbetrouwbaarheid $\beta_T = 3,8$ of bij een verificatieberekening de ontwerpwaarde uit het ontwerp volgens het semi-probabilistische veiligheidsformaat voorstel.

¹³ CoV 10% op $\tan(\varphi')$ komt overeen met CoV = 8% op de hoek van inwendige wrijving in graden.

Tabel 5.4 Toelichting op de stochasten Kruisplein diepwand case.

#	Toelichting
1	Stijfheid van stempels 1 t/m 5, lognormaal verdeeld met een variatiecoëfficiënt van 0,1 en gemiddelde overgenomen uit CC2-berekening. De stijfheid van de 5 stempels zijn volledig met elkaar gecorreleerd.
2	Momentcapaciteit diepwand, lognormaal verdeeld met een variatiecoëfficiënt van 0,2 gemiddelden wordt bepaald probabilistische ontwerpberkening voor $\beta_T = 3,8$ of bij verificatieberekeningen de met D-Sheet Piling berekende ontwerpwaarde van het ontwerp volgens het semi-probabilistische veiligheidsformat voorstel.
3-11	Sterkte van tijdelijke stempels 1 t/m 9, lognormaal verdeeld met een variatiecoëfficiënt voor staal van 0,08 [14] en de gemiddelden wordt bepaald probabilistische ontwerpberkening voor $\beta_T = 3,8$ of bij verificatieberekeningen de met D-Sheet Piling berekende ontwerpwaarde van het ontwerp volgens het semi-probabilistische veiligheidsformat voorstel.
12	Verzadigd volumiek gewicht "Zand, Ant", volledig gecorreleerd met onverzadigd volumiek gewicht: $\gamma = \gamma_{sat} - 2$. De variatiecoëfficiënt is gebaseerd op NEN 9997-1 Tabel 2.b [10].
13	Hoek van inwendige wrijving "Zand, Ant". De variatiecoëfficiënt is gebaseerd op NEN 9997-1 Tabel 2.b [10]. ϕ' is volledig gecorreleerd met wandwrijvingshoek: $\delta' = 2/3 \times \phi'$
14	Lineaire beddingsconstante - Secant tak 1 "Zand, Ant" aan de bovenzijde van de laag, volledig gecorreleerd met die aan de onderzijde van de laag in de verhouding boven en onder van 1:2.
15	Verzadigd volumiek gewicht "Klei, Duink", volledig gecorreleerd met onverzadigd volumiek gewicht: $\gamma = \gamma_{sat}$. De variatiecoëfficiënt is gebaseerd op NEN 9997-1 Tabel 2.b [10].
16	Hoek van inwendige wrijving "Klei, Duink". De variatiecoëfficiënt is gebaseerd op NEN 9997-1 Tabel 2.b [10]. ϕ' is volledig gecorreleerd met wandwrijvingshoek: $\delta' = 2/3 \times \phi'$
17	Lineaire beddingsconstante - Secant tak 1 "Klei, Duink", lognormaal verdeeld met een variatiecoëfficiënt van 0,3 en gemiddelde op basis van CC2-berekening, zie Bijlage D.
18	Verzadigd volumiek gewicht "Klei, Calais", volledig gecorreleerd met onverzadigd volumiek gewicht: $\gamma = \gamma_{sat}$. De variatiecoëfficiënt is gebaseerd op NEN 9997-1 Tabel 2.b [10].
19	Hoek van inwendige wrijving "Klei, Calais". De variatiecoëfficiënt is gebaseerd op NEN 9997-1 Tabel 2.b [10]. ϕ' is volledig gecorreleerd met wandwrijvingshoek: $\delta' = 2/3 \times \phi'$
20	Lineaire beddingsconstante - Secant tak 1 "Klei, Calais", lognormaal verdeeld met een variatiecoëfficiënt van 0,3 en gemiddelde op basis van CC2-berekening, zie Bijlage D.
21	Verzadigd volumiek gewicht "Klei s. zandig", volledig gecorreleerd met onverzadigd volumiek gewicht: $\gamma = \gamma_{sat}$. De variatiecoëfficiënt is gebaseerd op NEN 9997-1 Tabel 2.b [10].
22	Hoek van inwendige wrijving "Klei s. zandig". De variatiecoëfficiënt is gebaseerd op NEN 9997-1] Tabel 2.b [10]. ϕ' is volledig gecorreleerd met wandwrijvingshoek: $\delta' = 2/3 \times \phi'$
23	Lineaire beddingsconstante - Secant tak 1 "Klei s. zandig", lognormaal verdeeld met een variatiecoëfficiënt van 0,3 en gemiddelde op basis van CC2-berekening, zie Bijlage D.
24	Verzadigd volumiek gewicht "Klei s siltig", volledig gecorreleerd (om het aantal stochasten te beperken) met verzadigd volumiek gewicht "Klei s. zandig" (#21) en aan het onverzadigd volumiek gewicht: $\gamma = \gamma_{sat}$. De variatiecoëfficiënt is gebaseerd op NEN 9997-1 Tabel 2.b [10].
25	Hoek van inwendige wrijving "Klei s siltig", volledig gecorreleerd (om het aantal stochasten te beperken) met de hoek van inwendige wrijving "Klei s. zandig" (#22). De variatiecoëfficiënt is gebaseerd op NEN 9997-1 Tabel 2.b [10]. ϕ' is volledig gecorreleerd met wandwrijvingshoek: $\delta' = 2/3 \times \phi'$
26	Lineaire beddingsconstante - Secant tak 1 "Klei s siltig", volledig gecorreleerd (om het aantal stochasten te beperken) met de lineaire beddingsconstante - Secant tak 1 "Klei s. zandig" (#23).
27	Verzadigd volumiek gewicht "Zand, Pleist los", volledig gecorreleerd met onverzadigd volumiek gewicht: $\gamma = \gamma_{sat} - 2$. De variatiecoëfficiënt is gebaseerd op NEN 9997-1 Tabel 2.b [10].
28	Hoek van inwendige wrijving "Zand, Pleist los". De variatiecoëfficiënt is gebaseerd op [NEN-EN 1997-1] Tabel 2.b. ϕ' is volledig gecorreleerd met wandwrijvingshoek: $\delta' = 2/3 \times \phi'$
29	Lineaire beddingsconstante - Secant tak 1 "Zand, Pleist los", lognormaal verdeeld met een variatiecoëfficiënt van 0,3 en gemiddelde op basis van CC2-berekening, zie Bijlage D.
30	Lineaire beddingsconstante - Secant tak 1 "Zand, Pleist matig", lognormaal verdeeld met een variatiecoëfficiënt van 0,3 en gemiddelde op basis van CC2-berekening, zie Bijlage D.

#	Toelichting
31	Lineaire beddingsconstante - Secant tak 1 "Leem 6b", lognormaal verdeeld met een variatiecoëfficiënt van 0,3 en gemiddelde op basis van CC2-berekening, zie Bijlage D.
32	Modelonzekerheid gerelateerd aan snedekrachten diepwand, conform ISO aanbevelingen
33	Modelonzekerheid gerelateerd aan stempelkrachten, conform ISO aanbevelingen
34	Variabele terreinbelasting hoge zijde lognormaal verdeeld met een variatiecoëfficiënt van 0,1 omdat het een variabele belasting betreft. Gemiddelde conform CC2 berekening.
35	Momentbelasting op de diepwand vanuit de tussenvloeren, lognormaal verdeeld met een variatiecoëfficiënt van 0,05 omdat het voornamelijk een permanente belasting betreft. Gemiddelde conform CC2 berekening.
36	Momentbelasting op de diepwand vanuit de onderste vloer, lognormaal verdeeld, lognormaal verdeeld met een variatiecoëfficiënt van 0,05 omdat het voornamelijk een permanente belasting betreft. Gemiddelde conform CC2 berekening.
37	Buigstijfheid van de diepwand sectie 1, normaal verdeeld met een variatiecoëfficiënt van 0,08 (gelijk aan de meervoud ondersteunde case) en gemiddelde conform CC2 berekening. Vaste verhouding tussen sectie 1 en secties 2 t/m 8 van 4014(1 ^e sectie) /2093 /1929 /1847 /1806 /1847 /1888 /4014(8 ^e sectie).

5.10 Correlaties tussen stochasten

In Tabel 5.5 zijn de correlaties tussen stochasten van de grond.

Tabel 5.5 Correlaties tussen random variabele grondeigenschappen, Kruisplein diepwand case.

#	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29
12	1																	
13	0.5	1																
14	0.5	0.25	1															
15				1														
16				0.5	1													
17				0.5	0.25	1												
18							1											
19							0.5	1										
20							0.5	0.25	1									
21										1								
22										0.5	1							
23										0.5	0.25	1						
24										1			1					
25											1			1				
26												1			1			
27																1		
28																0.5	1	
29																0.5	0.25	1

Hierbij wordt opgemerkt:

- De wandwrijvingshoek δ is geen stochast maar is volledig gecorreleerd aan stochast φ' zie toelichting in Tabel 4.2.
- Voor alle overige niet genoemde stochastische variabelen geldt dat er geen correlaties bestaan met andere stochastische variabelen.
- De grondeigenschappen in grondlagen aan weerszijde van de diepwand zijn volledig aan elkaar gecorreleerd (het is dezelfde grondlaag).

5.11 Berekeningsschema

De gefaseerde probabilistische berekeningen worden, in lijn met de CUR166, berekeningsschema A uitgevoerd¹⁴ waarbij alle stochasten fase-invariant¹⁵ zijn.

Per grenstoestandsfunctie (LSF) hoeft er bij schema A er 1 probabilistische analyse te worden uitgevoerd. Het resultaat van deze analyse is de betrouwbaarheid en de ontwerppunten van stempel 1 t/m 9 en de diepwand.

5.12 Grenstoestandsfuncties

Bij deze diep ingebedde diepwand is de kans passief bezwijken extreem klein dat voor de grenstoestand GEO niet zal worden getoetst. Er zijn 2 type grenstoestandsfuncties WAND en STEMPEL opgesteld, zie Tabel 5.6.

Voor de Kruisplein case worden berekeningsschema A gehanteerd. Per element, de diepwand en stempel 1 t/m 9, zal een probabilistische berekening worden uitgevoerd.

Tabel 5.6 Grenstoestandsfuncties (LSF) voor de Kruisplein diepwand case.

LSF-naam	Grenstoestandsfunctie
WAND	$Z_{STR;wand} = R_{wand} - \theta_{m;M} \cdot \text{abs}(M'_{\text{max;alle fasen}})$
STEMPEL-i	$Z_{STR;anker-i} = R_{Stempel;i} - \theta_{m;F} \cdot \text{abs}(F_{\text{max;alle fasen;stempel;i}})$

Tabel 5.7 Symbolenlijst voor de grenstoestandsfuncties.

Symbool	Eenheid	Toelichting
Rood		Stochastische variabelen
Blauw		Uitvoerwaarden van D-Sheet Piling
$Z_{STR;wand}$	[kN/m ²]	Grenstoestandsfunctie buigsterkte grootste moment van de diepwand
$Z_{STR;stempel;i}$	[kN/m ²]	Grenstoestandsfuncties grootste stempelkracht van stempel i
R_{wand}	[kNm]	Buigsterkte van de diepwand per meter wand
$R_{Stempel;i}$	[kN/m]	Sterkte stempel i per meter wand
$M_{\text{max;alle fasen}}$	[kNm]	Maximum (absoluut) buigend moment berekend in D-Sheet Piling per meter wand over alle fasen
$F_{\text{max;alle fasen;stempel;i}}$	[kN]	Maximum (absoluut) stempelkracht berekend in D-Sheet Piling per meter wand van stempel i over alle fasen
$\theta_{m;M}$	[-]	Factor voor het in rekening brengen van modelonzekerheid van de buigend moment bij gebruik D-Sheet Piling
$\theta_{m;F}$	[-]	Factor voor het in rekening brengen van modelonzekerheid van de stempelkracht bij gebruik D-Sheet Piling

¹⁴ Het was vanwege de veelheid aan fasen en grenstoestandsfuncties niet haalbaar om de stochastische maaiveldbelasting als fase-variant toe te passen. Om dezelfde reden was het niet mogelijk de berekeningen volgens schema B uit te voeren.

¹⁵ Fase-invariant betekend dat de waarde van stochasten in alle berekeningsfasen gelijk is.

6 Uitgevoerde analyses

6.1 Herberekening van de CUR-1990 case

De CUR1990-case zal als eerste worden herberekend met de huidige softwaretools om te bepalen of de resultaten overeenkomen. In 1990 zijn 3 series met probabilistische analyses uitgevoerd voor de drie faalmechanismen:

- LSF-GROND, Passieve weerstand wordt overschreden.
- LSF -WAND, Maximale moment wordt overschreden.
- LSF-ANKER, Sterkte van het anker wordt overschreden.

Deze berekeningen 1990 zijn uitgevoerd voor een target $\beta_T = 2, 3$ en 4. De berekeningen worden met dezelfde parameters als in 1990 her-berekend met alle drie in D-Sheet-Piling beschikbare methoden om de korreldrukcoëfficiënten te bepalen:

- Gekromde glijvlakken.
- Rechte glijvlakken.
- Culmann.

6.2 Actualisatie CUR1990-case naar CROW-case

Door de transformatie stapsgewijs uit te voeren kan het invloed van iedere verandering worden bepaald. In de volgende 10 stappen is de CUR1990-case getransformeerd naar de CROW-case:

1. 2022-herberekening met gekromde glijvlakken.
2. Cullman.
3. Multi-lineaire veer karakteristiek lognormaal met CoV = 0,3.
4. Lognormale vloeisterkte en grondeigenschappen.
5. Gumbel maaiveldbelasting.
6. Gumbel (grond)waterstanden.
7. Gumbel bodemniveau.
8. Variatiecoëfficiënten grond conform NEN9997-1 Tabel 2.b en vloeisterkte lognormale verdeling met CoV = 8%.
9. Correlatie tussen grondeigenschappen.
10. Modelonzekerheid.

6.3 CROW-case

6.3.1 Algemeen

De CROW-cases bestaan uit een groot aantal variant berekeningen. De variaties in laagopbouw, variatiecoëfficiënt van de ankerstijfheid, corrosie, modelonzekerheid, q-last en doelbetrouwbaarheden die zijn uitgevoerd staan in Tabel 6.1. In de eerste kolom staat het nummer van de berekeningsserie gegeven in elke serie worden probabilistische berekeningen uitgevoerd voor alle drie de grenstoestandsfuncties (LSF-GROND, -WAND en LSF-ANKER) in de laatste kolom staat vermeldt voor welke doelbetrouwbaarheden deze drie berekeningen zijn uitgevoerd. In Tabel 6.1 staat de kleur blauw, groen en geel voor respectievelijk laagopbouw “klei-zand”, “dun-klei-zand” en “zand” en mate van de kleurintensiteit staat voor de grote van de CoV van de ankerstijfheid, deze kleurcodering wordt ook aangehouden in de bijlage van de rapportage van de berekeningsresultaten. Daarnaast zijn er voor de kalibratie en verificatie van het veiligheidsformat voorstel aanvullend 5 series berekeningen met de CROW-case uitgevoerd, zie [5] voor de uitgangspunten en resultaten van deze 90 probabilistische analyses.

In Paragrafen 6.3.2 t/m 6.3.9 wordt nader ingegaan op de diverse series van berekeningen die achtereenvolgens zijn gemaakt. Voor de CROW-case zijn er in het totaal 234 probabilistische analyses uitgevoerd in de fase voorafgaand aan de kalibratie en verificatie fase.

Tabel 6.1 CROW-case variant berekeningsseries, voorafgaand aan kalibratie fase [5].

#	CoV ankerstijfheid [-]	Laagopbouw	Δt_{wall} [mm]	Δt_{anchor} [mm]	variant q-last [ja/nee]	Model-onzekerheid [ja/nee]	β_T [-]
1	0	klei-zand	0	0	nee	ja	3,3/4,3
2	0,15	klei-zand	1,5	4,5	nee	ja	3,3/4,3
3	0,3	klei-zand	1,5	4,5	nee	ja	3,3/4,3
4	0,5	klei-zand	1,5	4,5	nee	ja	3,3/3,8/4,3
5	0,15	dun-klei-zand	1,5	4,5	nee	ja	3,3/4,3
6	0,3	dun-klei-zand	1,5	4,5	nee	ja	3,3/4,3
7	0,5	dun-klei-zand	1,5	4,5	nee	ja	3,3/3,8/4,3
8	0,15	zand	2,1	4,5	nee	ja	3,3/4,3
9	0,3	zand	2,1	4,5	nee	ja	3,3/4,3
10	0,5	zand	2,1	4,5	nee	ja	3,3/3,8/4,3
11	0,5	klei-zand	0	0	nee	nee	3,3/4,3
12	0,5	klei-zand	1,5	4,5	nee	nee	3,3/3,6/4,3/4,54
13	0,5	dun-klei-zand	1,5	4,5	nee	nee	3,3/3,6/4,3/4,54
14	0,5	zand	2,1	4,5	nee	nee	3,3/3,6/4,3/4,54
15	0,5	klei-zand	1,5	4,5	nee	nee	n.v.t. ¹⁶
16	0,5	dun-klei-zand	1,5	4,5	nee	nee	n.v.t. ¹⁶
17	0,5	zand	2,1	4,5	nee	nee	n.v.t. ¹⁶
18	0	klei-zand	0	0	ja	ja	3,3/4,3
19	0,15	klei-zand	1,5	4,5	ja	ja	3,3/4,3
20	0,3	klei-zand	1,5	4,5	ja	ja	3,3/4,3
21	0,5	klei-zand	1,5	4,5	ja	ja	3,3/4,3
22	0,15	dun-klei-zand	1,5	4,5	ja	ja	3,3/4,3
23	0,3	dun-klei-zand	1,5	4,5	ja	ja	3,3/4,3
24	0,5	dun-klei-zand	1,5	4,5	ja	ja	3,3/4,3
25	0,15	zand	2,1	4,5	ja	ja	3,3/4,3
26	0,3	zand	2,1	4,5	ja	ja	3,3/4,3
27	0,5	zand	2,1	4,5	ja	ja	3,3/4,3
28	0,15	klei-zand	0	0	ja	nee	3,3/4,3
29	0,5	klei-zand	0	0	ja	nee	4,3
30	0,15	klei-zand	1,5	4,5	ja	nee	3,3/4,3
31	0,5	klei-zand	1,5	4,5	ja	nee	3,3/4,3
32	0,15	dun-klei-zand	1,5	4,5	ja	nee	3,3/4,3
33	0,5	dun-klei-zand	1,5	4,5	ja	nee	3,3/4,3
34	0,15	zand	2,1	4,5	ja	nee	3,3/4,3
35	0,5	zand	2,1	4,5	ja	nee	3,3/4,3

¹⁶ In series 15 t/m 17 zijn lengte, weerstandsmoment en ankerstangdiameter uit de analyses voor $\beta_T = 3,3$ en $4,3$ series 12 t/m 14 als uitgangspunt gehanteerd en is de betrouwbaarheid bepaald.

6.3.2 CROW-case klei-zand exclusief variatie ankerstijfheid, corrosie en q-last variant
Dit betreft de berekeningsserie 1 in Tabel 6.1. In de actualisatie van de CUR1990-case naar CROW-case, zie Paragraaf 4.2 zijn wel de diverse uitgangspunten aangepast maar is nog geen probabilistische ontwerppunt berekening gemaakt om de benodigde damwandlengte, weerstandsmoment en ankerstaafdiameter voor de target β_T te bepalen. In deze berekeningsserie worden de damwandlengte, weerstandsmoment en ankerstaafdiameter gevarieerd om het probabilistische ontwerppunt voor een target $\beta_T = 3,3$ en $4,3$ (=CC1 en CC3 [15]) te bepalen. In de resultaten rapportage [4] omvat deze berekeningsserie berekeningen #1, 11, 21, 31, 41 en 51.

6.3.3 CROW-cases met modelonzekerheid exclusief q-last variant
Dit betreft de berekeningsseries 2 t/m 10 in Tabel 6.1. In deze series zijn voor de 3 laagindelingen voor 3 variaties van ankerstijfheid berekeningen uitgevoerd met corrosie van zowel de damwand als de ankerstang voor een target $\beta_T = 3,3$ en $4,3$ (CC1 en CC3 [15]). Om voor de drie grondopbouwen inzicht te krijgen in de trend tussen β_T en respectievelijk de benodigde probabilistische ontwerpwaarden van de damwandlengte, weerstandsmoment en ankerdiameter is voor een CoV van de ankerstijfheid van 0,5 ook een berekening uitgevoerd $\beta_T = 3,8$ (CC2). In de resultaten rapportage [4] omvat deze berekeningsserie berekeningen #2 t/m 10, 12 t/m 20, 22 t/m 30, 32 t/m 40, 42 t/m 50 en 52 t/m 60.

6.3.4 CROW-cases zonder modelonzekerheid en zonder corrosie exclusief q-last variant
Dit betreft de berekeningsserie 11 in Tabel 6.1. Uit de resultaten van de berekeningsseries 1 t/m 10 volgde een forse invloed van de modelonzekerheid. In de CUR1990 analyses was de modelonzekerheid niet meegenomen. Voor de aansluiting met de aanpak tot nu toe zonder modelonzekerheid is besloten ook analyses zonder modelonzekerheid te maken. Als eerste is een berekeningsserie voor een laagopbouw "klei-zand" en een CoV van de ankerstijfheid van 0,5 zonder modelonzekerheid gemaakt voor een $\beta_T = 3,3$ en $4,3$ in deze berekeningen is geen corrosie is meegenomen. In de resultaten rapportage [4] omvat deze berekeningsserie berekeningen #2 t/m 10, 12 t/m 20, 22 t/m 30, 32 t/m 40, 42 t/m 50 en 52 t/m 60.

6.3.5 CROW-cases zonder modelonzekerheid exclusief q-last variant
Dit betreft de berekeningsseries 12 t/m 17 in Tabel 6.1. In deze berekeningsseries zijn berekeningen gemaakt voor een CoV van de ankerstijfheid van 0,5 zonder modelonzekerheid.
De berekeningsseries 12 t/m 14 zijn volgens de normale aanpak gemaakt voor een doelbetrouwbaarheid. In de resultaten rapportage [4] omvat deze berekeningsserie berekeningen #71 t/m 73, 75 t/m 77, 79 t/m 81, 83 t/m 85, 87 t/m 89 en 91 t/m 93.

De aanpak van berekeningsseries 15 t/m 17 is afwijkend in deze berekeningsseries zijn lengte, weerstandsmoment en ankerstangdiameter uit de analyses voor $\beta_T = 3,3$ en $4,3$ in berekeningsseries 4, 7 en 5 (met modelonzekerheid) als uitgangspunt gehanteerd en is de betrouwbaarheid bepaald (zonder modelonzekerheid). In de resultaten rapportage [4] omvat deze berekeningsserie berekeningen #112 t/m 129.

De berekeningsseries 12 t/m 14 zijn gemaakt een $\beta_T = 3,3; 3,6; 4,3$ en $4,54$. De $\beta_T = 3,6$ en $4,54$ waren gekozen dat deze overeen komen met $1/3$ van de faalkans van $\beta_T = 3,3$ en $4,3$ waarbij gedacht was dat dit in lijn zou zijn met de aanpak van de grote van de faalkansruimte per deelmechanisme bij de CUR166. Achteraf blijkt dit onjuist en was de faalkansruimte per hoofdmechanisme in de CUR166 [1] feitelijk minder voor:

- CUR-klasse II is $P(\text{hoofdmechanisme}) = 1/3,81 \cdot P(\text{damwandconstructie})$
de waarde van 3,81 is de ratio tussen $\Phi(3,4)$ en $\Phi(3,75)$ in de CUR166 [1].
- CUR-klasse III is $P(\text{hoofdmechanisme}) = 1/3,93 \cdot P(\text{damwandconstructie})$
de waarde van 3,93 is de ratio tussen $\Phi(4,2)$ en $\Phi(4,5)$ in de CUR166 [1].

Dus in feite is in de CUR166 gemiddeld voor de twee hoogste klassen ongeveer $P(f_{\text{hoofdmechanisme}}) = 1/3,85 \cdot P(f_{\text{damwandconstructie}})$ toegepast. In dien deze 1/3,85 ratio op de doelbetrouwbaarheden van de NEN1990 zou worden toegepast zou dat voor CC1, CC2 en CC3 leiden tot respectievelijk $\beta_T = 3,66; 4,12$ en $4,59$.

- 6.3.6 CROW-case klei-zand q-last variant zonder variatie ankerstijfheid en zonder corrosie**
Dit betreft de berekeningsserie 18 in Tabel 6.1. In de actualisatie van de CUR1990-case naar CROW-case, zie Paragraaf 4.2 zijn wel de diverse uitgangspunten aangepast maar is nog geen probabilistische ontwerppunt berekening gemaakt om de benodigde damwandlengte, weerstandsmoment en ankerstaafdiameter voor de target β_T te bepalen voor q-last met een verlaagde spreiding. In deze berekeningsserie worden de damwandlengte, weerstandsmoment en ankerstaafdiameter gevarieerd om het probabilistische ontwerppunt voor een target $\beta_T = 3,3$ en $4,3$ te bepalen. In de resultaten rapportage [4] omvat deze berekeningsserie berekeningen #157, 167, 177, 187, 197 en 207.
- 6.3.7 CROW-cases met modelonzekerheid q-last variant**
Dit betreft de berekeningsseries 19 t/m 27 in Tabel 6.1. Voor alle laagopbouw varianten zijn met mee name van corrosie voor een CoV van de ankerstijfheid van 0,15; 0,3 en 0,5 berekeningen met een verlaagde spreiding ($\text{CoV}_{Q_{\text{surface}}} = 0,10$) van de q-last uitgevoerd voor een $\beta_T = 3,3$ en $4,3$. In de resultaten rapportage [4] omvat deze berekeningsserie berekeningen #158 t/m 166, 168 t/m 176, 178 t/m 186, 188 t/m 196, 198 t/m 206 en 208 t/m 216.
- 6.3.8 CROW-cases zonder modelonzekerheid, zonder corrosie q-last variant**
Dit betreft de berekeningsseries 28 en 29 in Tabel 6.1 zonder corrosie, zonder modelonzekerheid met een verlaagde spreiding van de maaiveldbelasting. Berekeningsserie 28 voor een CoV van de ankerstijfheid van 0,15 berekeningen met een verlaagde spreiding uitgevoerd voor een $\beta_T = 3,3$. In de resultaten rapportage [4] omvat deze berekeningsserie berekeningen #133, 141 en 149.

Berekeningsserie 29 voor een CoV van de ankerstijfheid van 0,5 berekeningen met een verlaagde spreiding uitgevoerd voor een $\beta_T = 3,3$ en $4,3$. In de resultaten rapportage [4] omvat deze berekeningsserie berekeningen #130 t/m 132, 134, 142 en 150.
- 6.3.9 CROW-cases zonder modelonzekerheid q-last variant**
Dit betreft de berekeningsseries 30 t/m 35 in Tabel 6.1. Voor alle laagopbouw varianten zijn met mee name van corrosie voor een CoV van de ankerstijfheid van 0,15 en 0,5 berekeningen met een verlaagde spreiding ($\text{CoV}_{Q_{\text{surface}}} = 0,10$) van de q-last uitgevoerd voor een $\beta_T = 3,3$ en $4,3$. In de resultaten rapportage [4] omvat deze berekeningsserie berekeningen #135 t/m 140, 143 t/m 148 en 151 t/m 234.

6.4 Meervoudig ondersteunde case

6.4.1 Algemeen

Bij de Meervoudig ondersteunde case worden de berekeningen voor 2 grondopbouwen uitgevoerd: "klei op zand" en "zand". De probabilistische berekeningen worden volgens 2 berekeningsschema's uitgevoerd: A en B (zie Paragraaf 4.7) en er worden berekeningen met en zonder modelonzekerheid uitgevoerd. In Tabel 6.2 staat de kleur groen en blauw voor respectievelijk laagopbouw "klei-zand" en "zand", deze kleurcodering wordt ook aangehouden in de bijlage van de rapportage van de berekeningsresultaten. In paragrafen

6.4.2 t/m 6.4.4 wordt nader ingegaan op de diverse series van berekeningen die achtereenvolgens zijn gemaakt.

In Tabel 4.7 staan per fase de grenstoestandsfuncties (LSF) gegeven voor de ankers en de wand. Bij berekeningsschema B dient voor iedere LSF in iedere fase een probabilistische berekening worden gemaakt dit komt bij schema B neer op 18 probabilistische berekeningen per berekeningsserie. Bij berekeningsschema A wordt er een probabilistische berekening gemaakt met alle fasen voor respectievelijk anker 1, anker 2 en de wand. Dit komt bij schema A neer op 3 probabilistische berekeningen per berekeningsserie. Voor de meervoudig ondersteunde case zijn er in het totaal 56 probabilistische analyses uitgevoerd tot aan het begin van de kalibratiefase. Daarnaast zijn er voor de kalibratie en verificatie van het veiligheidsformat voorstel aanvullend nog 2 series berekeningen uitgevoerd, zie [5] voor de uitgangspunten en resultaten van deze 7 probabilistische analyses.

Tabel 6.2 Meervoudig ondersteunde case variant berekeningsseries.

Berekeningsserie [#]	Laagopbouw	Berekeningsschema [A/B-gem/B-kar]	Modelonzekerheid [ja/nee]	β_T [-]
1	Klei-zand	B-gem	ja	3,8
2	Zand	B-gem	ja	3,8
3	Klei-zand	A	ja	3,8
4	Zand	A	ja	3,8
5	Klei-zand	A	ja	n.v.t. ¹⁷
6	Zand	A	ja	n.v.t. ¹⁷
7	Klei-zand	A	nee	n.v.t. ¹⁷
8	Zand	A	nee	n.v.t. ¹⁷
9	WAND-2	B-kar	ja	3,8
10	ANKER-1	B-kar	ja	3,8

6.4.2 Meervoudig ondersteunde case schema B-gem met modelonzekerheid $\beta_T = 3,8$

Dit betreft de berekeningsseries 1 en 2 in Tabel 6.2. In deze series zijn voor de 2 laagindelingen voor berekeningsschema B-gem met modelonzekerheid berekeningen uitgevoerd een doelbetrouwbaarheid $\beta_T = 3,8$. (CC2) hiervoor worden de ankersterkte en staalsterkte van de wand gevarieerd. In de resultaten rapportage [4] omvat deze berekeningsserie berekeningen #1 t/m 18 en 22 t/m 39.

6.4.3 Meervoudig ondersteunde case schema A zonder modelonzekerheid $\beta_T = 3,8$

Dit betreft de berekeningsseries 3 en 4 in Tabel 6.2. In deze series zijn voor de 2 laagindelingen voor berekeningsschema A met modelonzekerheid berekeningen uitgevoerd een doelbetrouwbaarheid $\beta_T = 3,8$. (CC2) hiervoor worden de ankersterkte en staalsterkte van de wand gevarieerd. In de resultaten rapportage [4] omvat deze berekeningsserie berekeningen #19 t/m 21 en 40 t/m 42.

6.4.4 Meervoudig ondersteunde case schema A met modelonzekerheid, kalibratiefase

Dit betreft de berekeningsseries 5 en 6 in Tabel 6.2. Dit zijn de berekeningsseries met modelonzekerheid waarin de betrouwbaarheid van ontwerpen gemaakt in de kalibratiefase op basis van een eerste opzet van het semi-probabilistische veiligheidsformat voorstel met probabilistische analyses worden bepaald. In deze series zijn voor de 2 laagindelingen voor berekeningsschema A met modelonzekerheid berekeningen gemaakt uitgaande van de ankersterkte en staalsterkte van de wand uit het ontwerp dat is bepaald met een eerste opzet

¹⁷ Betreft de bepaling van de betrouwbaarheid van ontwerp dat volgens een eerste opzet veiligheidsconcept voorstel is ontworpen voor CC2.

van het semi-probabilistische veiligheidsformat voorstel. In de resultaten rapportage [4] omvat deze berekeningsserie berekeningen #43 t/m 48 en 55.

Met uitzondering van de ontwerpwaarde van de staalsterkte van de wand bij de grondopbouw “klei-zand” zijn alle ontwerpwaarde volgens berekeningsschema A en B die voor de kalibratie zijn gemaakt gelijk. Voor ontwerpwaarde van de staalsterkte van de wand bij de grondopbouw “klei-zand” zijn daarom 2 berekeningen gemaakt berekening #45 is met de ontwerpwaarde voor tijdelijk stempel #5 volgens schema A en berekening #55 met de ontwerpwaarde bepaald volgens berekeningsschema B.

6.4.5 Meervoudig ondersteunde case schema A zonder modelonzekerheid, kalibratiefase

Dit betreft de berekeningsseries 5 en 6 in Tabel 6.2. Dit zijn de berekeningsseries zonder modelonzekerheid waarin de betrouwbaarheid van ontwerpen, gemaakt in de kalibratiefase op basis van een eerste opzet van het semi-probabilistische veiligheidsformat voorstel, met probabilistische analyses worden bepaald. In deze series zijn voor de 2 laagindelingen voor berekeningsschema A met modelonzekerheid berekeningen gemaakt uitgaande van de ankersterkte en staalsterkte van de wand uit het ontwerp dat is bepaald met een eerste opzet van het semi-probabilistische veiligheidsformat voorstel. In de resultaten rapportage [4] omvat deze berekeningsserie berekeningen #49 t/m 54 en 56.

Met uitzondering van de ontwerpwaarde van de staalsterkte van de wand bij de grondopbouw “klei-zand” zijn alle ontwerpwaarde volgens berekeningsschema A en B die voor de kalibratie zijn gemaakt gelijk. Voor ontwerpwaarde van de staalsterkte van de wand bij de grondopbouw “klei-zand” zijn daarom 2 berekeningen gemaakt berekening #51 is met de ontwerpwaarde voor tijdelijk stempel #5 volgens schema A en berekening #56 met de ontwerpwaarde bepaald volgens berekeningsschema B.

6.4.6 Meervoudig ondersteunde case schema B-kar met modelonzekerheid $\beta_T = 3,8$

Dit betreft de berekeningsseries 9 en 10 in Tabel 6.2. In deze series zijn voor de 2 laagindelingen voor berekeningsschema B-kar met modelonzekerheid berekeningen uitgevoerd een doelbetrouwbaarheid $\beta_T = 3,8$. (CC2) hiervoor worden de ankersterkte en staalsterkte van de wand gevarieerd. In de resultaten rapportage [4] omvat deze berekeningsserie berekeningen #57 t/m 92.

6.5 Kruisplein diepwand case

6.5.1 Algemeen

Bij de Kruisplein diepwand case worden de berekeningen gemaakt voor 1 grondopbouw. De probabilistische berekeningen worden uitgevoerd volgens berekeningsschema A en de stochasten zijn fase-invariant.

Voor ieder van de 10 grenstoestandsfunctie (stempel 1 t/m 9 en de diepwand) hoeft er bij schema A er maar 1 probabilistische analyse te worden uitgevoerd. De analyses worden tweemaal uitgevoerd:

1. De wand en stempelsterkte wordt bepaald voor betrouwbaarheidsindex $\beta_T=3,8$ (CC2). Voor de overige stochasten worden de waarden uit Tabel 5.3 gehanteerd.
2. De betrouwbaarheidsindex wordt bepaald van het ontwerp op basis van het veiligheidsformat voorstel voor de diepwand- en ankersterkte. Voor de overige stochasten worden de waarden uit Tabel 5.3 gehanteerd.

In Tabel 6.3 staat een overzicht van de berekeningsseries gegeven, waarbij de kleur groen en blauw voor respectievelijk constructieonderdeel “stempel” en “diepwand” staat, deze kleurcodering wordt ook aangehouden in de bijlage van de rapportage van de

berekeningsresultaten. In paragrafen 6.5.2 t/m 6.4.4 wordt nader ingegaan op de diverse series van berekeningen die achtereenvolgens zijn gemaakt.

Daarnaast zijn er voor de kalibratie en verificatie van het veiligheidsformat voorstel aanvullend nog 2 series berekeningen uitgevoerd, zie [5] voor de uitgangspunten en resultaten van deze 11 probabilistische analyses.

Tabel 6.3 *Kruisplein diepwandcase berekeningsseries.*

Berekeningsserie [#]	Constructieonderdeel [Stempel/ Diepwand]	Berekeningsschema [A/B]	Modelonzekerheid [ja/nee]	β_T [-]
1	Stempel	A	ja	3,8
2	Diepwand	A	ja	3,8
3	Stempel	A	ja	n.v.t. ¹⁷
4	Diepwand	A	ja	n.v.t. ¹⁷
5	Stempel	A	nee	n.v.t. ¹⁷
6	Diepwand	A	nee	n.v.t. ¹⁷

In Tabel 4.7 staan per fase de grenstoestandsfuncties (LSF) gegeven voor de ankers en de wand. Bij berekeningsschema B dient voor iedere LSF in iedere fase een probabilistische berekening worden gemaakt dit komt bij schema B neer op 18 probabilistische berekeningen per berekeningsserie. Bij berekeningsschema A wordt er een probabilistische berekening gemaakt met alle fasen voor respectievelijk anker 1, anker 2 en de wand. Dit komt bij schema A neer op 3 probabilistische berekeningen per berekeningsserie. Voor de Kruisplein diepwand case zijn er in het totaal 32 probabilistische analyses uitgevoerd.

6.5.2 **Kruisplein diepwand case schema A met modelonzekerheid $\beta_T = 3,8$**

Dit betreft de berekeningsseries 1 en 2 in Tabel 6.2. In deze series zijn voor de stempels en diepwand volgens berekeningsschema A met modelonzekerheid berekeningen uitgevoerd voor een doelbetrouwbaarheid $\beta_T = 3,8$. (CC2). Hierbij worden de stempel- en diepwandsterkte aangepast tot doelbetrouwbaarheid $\beta_T = 3,8$. In de resultaten rapportage [4] omvat deze berekeningsserie berekeningen #1 t/m 10.

6.5.3 **Kruisplein diepwand case schema A met modelonzekerheid, kalibratiefase**

Dit betreft de berekeningsseries 3 en 4 in Tabel 6.3. Dit zijn de berekeningsseries met modelonzekerheid waarin de betrouwbaarheid van ontwerpen, gemaakt in de kalibratiefase [5] op basis van een eerste opzet van het semi-probabilistische veiligheidsformat voorstel, met probabilistische analyses worden bepaald. In deze series zijn voor de tijdelijke stempels en wand voor berekeningsschema A met modelonzekerheid probabilistische berekeningen gemaakt uitgaande van de stempel- en diepwandsterkte uit het ontwerp dat is bepaald met een eerste opzet van het semi-probabilistische veiligheidsformat voorstel.

In de resultaten rapportage [4] omvat deze berekeningsserie berekeningen #11 t/m 20 en 31. Met uitzondering van tijdelijk stempel #5 zijn alle ontwerpwaarde volgens berekeningsschema A en B die voor de verificatie zijn gemaakt gelijk, zie [5]. Voor tijdelijk stempel #5 zijn daarom 2 berekeningen gemaakt berekening #15 is met de ontwerpwaarde voor tijdelijk stempel #5 volgens schema A en berekening #31 met de ontwerpwaarde bepaald volgens berekeningsschema B.

6.5.4 **Kruisplein diepwand case schema A zonder modelonzekerheid, kalibratiefase**

Dit betreft de berekeningsseries 5 en 6 in Tabel 6.3. Dit zijn de berekeningsseries zonder modelonzekerheid waarin de betrouwbaarheid van ontwerpen, gemaakt in de kalibratiefase

op basis van een eerste opzet van het semi-probabilistische veiligheidsformat voorstel, met probabilistische analyses worden bepaald. In deze series zijn voor de tijdelijke stempels en wand voor berekeningsschema A met modelonzekerheid probabilistische berekeningen gemaakt uitgaande van de stempel- en diepwandsterkte uit het ontwerp dat is bepaald met een eerste opzet van het semi-probabilistische veiligheidsformat voorstel.

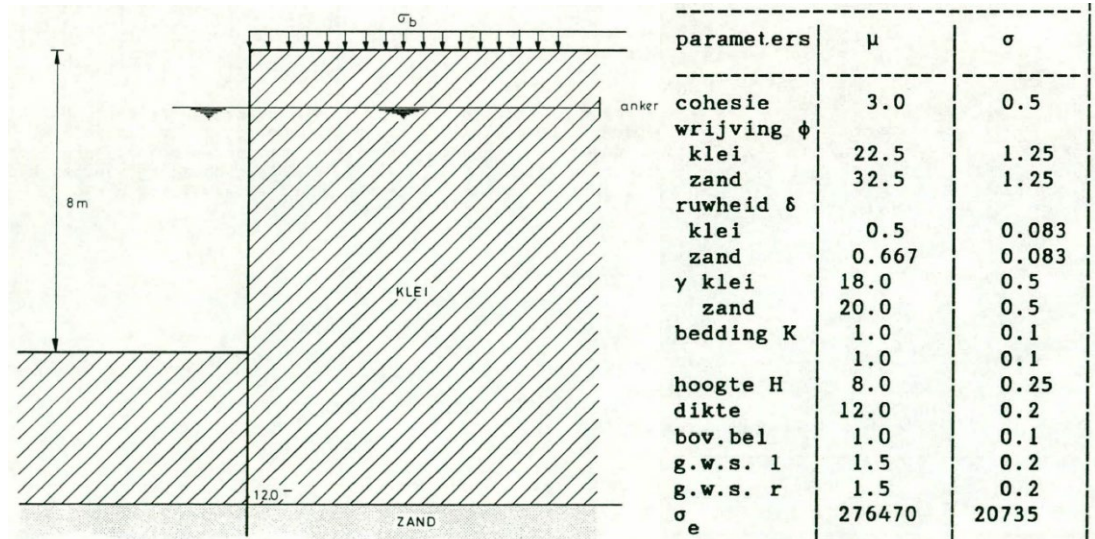
In de resultaten rapportage [4] omvat deze berekeningsserie berekeningen #21 t/m 30 en 32. Met uitzondering van tijdelijk stempel #5 zijn alle ontwerpwaarde volgens berekeningsschema A en B die voor de kalibratie zijn gemaakt gelijk, zie [5]. Voor tijdelijk stempel #5 zijn daarom 2 berekeningen gemaakt berekening #25 is met de ontwerpwaarde voor tijdelijk stempel #5 volgens schema A en berekening #32 met de ontwerpwaarde bepaald volgens berekeningsschema B.

Referenties

- [1] CUR166 Damwandconstructies, 6^e herziene druk, CUR bouw & Infra, Gouda 2012.
- [2] Vernieuwing veiligheidsfilosofie van damwandconstructies, TKI Deltatechnologie Del142, <https://publicwiki.deltares.nl/display/TKIP/DEL142+-+Vernieuwing+veiligheidsfilosofie+van+damwandconstructies>, Deltares, 2024.
- [3] Veiligheid van damwandconstructies Voorstel ontwerpcode, referentie CO-305740-17, Grondmechanica Delft, augustus 1990.
- [4] Veiligheidsfilosofie damwandconstructies - Resultaat probabilistische analyses van enkel- en meervoudig ondersteunde damwanden 11207130-008-GEO-0003 versie 1.0, Deltares oktober 2024.
- [5] Veiligheidsfilosofie damwandconstructies – Update semi-probabilistisch toetsvoorschrift voor onverankerde, verankerde en gestempelde damwanden 11207130-008-GEO-0004 versie 1.0, Deltares oktober 2024.
- [6] Veiligheid van damwandconstructies (een probabilistische methode gebruikmakend van DAMWAND/3) -Enkelvoudig verankerde damwanden, CO-247348/35, Grondmechanica Delft, augustus 1990.
- [7] Richtlijn bewezen sterkte damwanden en kademuren – Eindrapport , TNO referentie TNO 2022-R11621 // Deltares referentie 11206387-002-GEO-0002 Smartport, 2023.
- [8] MSheet invoerfile "Oost As 10 v01.shi" Gemeentewerken Rotterdam, 8:36 op 26-11-2008
- [9] NEN 6766 Corrosie stalen elementen in de ondergrond, Nederlands Normalisatie Instituut, februari 2023.
- [10] NEN 9997-1 NEN 9997-1+C1:2017 Geotechnisch ontwerp van constructies - Deel 1: Algemene regels, Nederlands Normalisatie Instituut, Delft, november 2017.
- [11] Probabilistic Toolkit software, Deltares, versie 2.3.7.2309 van 2022 en versie 2023.0.2973.0 van 2023.
- [12] D-Sheet Piling software, Deltares, versie 22.1.1.35825 en 21.2.500.34522 van 2021 en versie en 22.2.2.38813 van 2022.
- [13] Gebruikershandleiding voor het GENESYS subsysteem DAMWAND/3, derde editie, H.J. Everts, GENESYS Nederland, Rijkswaterstaat en Laboratorium voor grondmechanica, 1980.
- [14] NEN-EN 1990 NEN-EN 1990+A1+A1/C2:2019 Eurocode - Grondslagen van het constructief ontwerp, inclusief nationale bijlage NB:2019, Nederlands Normalisatie Instituut.
- [15] Durability_3.5.2.145.exe, version July 2017, ArcelorMittal 2017.
- [16] NEN-EN 1993-5 Eurocode 3 Ontwerp en berekening van staalconstructies Deel 5 Palen en damwanden C1:2009 en NB2012, Nederlands Normalisatie Instituut, 2008/2009/2012.
- [17] Ontwerp NEN-EN 1990:2021 Basis of structural and geotechnical design, Nederlands Normalisatie Instituut, september 2021.
- [18] AZ 36-700 <https://sheetpiling.arcelormittal.com/products/az-36-700n/> Arcelormittal, 2022.
- [19] Partial safety factors for resistance of steel elements to EC3 and EC4 —Calibration for various steel products and failure criteria's, ISBN 92-894-3696-4, European Commission, 2002.

A CUR166-1990 case

In deze bijlage zijn de specifieke uitgangspunten benoemd welke zijn gehanteerd door GeoDelft voor de 1990 berekeningen. Op basis van deze uitgangspunten is getracht de resultaten van GD te reproduceren. De basisgegevens staan in Figuur bijlage A.1 weergegeven.



Figuur bijlage A.1 Uitgangspunten Grondmechanica Delft "kademuur" berekening.

A.1 Fasering

Er is slechts 1 fase toegepast, te weten de maatgevende fase met een (grond)waterstand en maaiveldbelasting.

A.2 Grondparameters en correlaties

De grondopbouw betreft een kleilaag op een zandlaag. Grondparameters conform Grondmechanica Delft [6] staan in Tabel bijlage A.1 voor LSF-GROND in Tabel bijlage A.1 en voor LSF-WAND en LSF-ANKER in Tabel bijlage A.2. In de herberekening hebben de stochasten in Tabel bijlage A.1 en Tabel bijlage A.2 een normale verdeling. Echter achteraf (nadat de 2022 probabilistische berekening waren uitgevoerd) is gebleken dat in de berekeningen van 1990 voor de cohesie een op -nul- getrunceerde normale verdeling was toegepast.

De grondeigenschappen zijn horizontaal (links en recht van de damwand) volledig gecorreleerd.

Tabel bijlage A.1 Grondparameters Grondmechanica Delft "kademuurcase" berekening LSF-GROND.

Parameter	Symbol	μ	σ	Eenheid
Cohesie	c_1	3	0.5	kN/m ²
Hoek van inwendige wrijving	ϕ_1 ϕ_2	22,5 32,5	1,25 1,25	° °
Wandwrijvingshoek	δ_1 δ_2	0,5 ϕ_1 0,667 ϕ_2	0,083 ϕ_1 0,083 ϕ_2	° °
Volumiek gewicht	γ_1 γ_2	18 20	0,5 0,5	kN/m ³ kN/m ²
Beddingsconstante	K_1 K_2	1,0·10 ³ 1,0·10 ⁴	- -	kN/m ² /m kN/m ² /m
Bovenbelasting	q	20	2	kN/m ²
Bodemdiepte	h	-8	0,25	m
Laagscheiding	s	-12	0,2	m
(grond)waterniveau passieve zijde	w_i	-1,5	0,2	m
Grondwater actieve zijde	w_r	-1,5	0,2	m

Tabel bijlage A.2 Grondparameters Grondmechanica Delft "kademuur" berekening LSF-WAND en -ANKER.

Parameter	Symbol	μ	σ	Eenheid
Cohesie	c_1	3	0.5	kN/m ²
Hoek van inwendige wrijving	ϕ_1 ϕ_2	22,5 32,5	1,25 1,25	° °
Wandwrijvingshoek	δ_1 δ_2	0,5 ϕ_1 0,667 ϕ_2	0,083 ϕ_1 0,083 ϕ_2	° °
Volumiek gewicht	γ_1 γ_2	18 20	0,5 0,5	kN/m ³ kN/m ²
Beddingsconstante	K_1 K_2	1,0·10 ³ 1,0·10 ⁴	0,1·10 ³ 0,1·10 ⁴	kN/m ² /m kN/m ² /m
Bovenbelasting	q	20	2	kN/m ²
Bodemdiepte	h	-8	0,25	m
Laagscheiding	s	-12	0,2	m
(grond)waterniveau passieve zijde	w_i	-1,5	0,2	m
Grondwater actieve zijde	w_r	-1,5	0,2	m

A.3 Korreldrukcoëfficiënten

De berekeningen in 1990 zijn uitgevoerd met het GENESYS subsysteem DAMWAND/3 [13] en de herberekeningen in 2022 worden met D-Sheet Piling [12] uitgevoerd.

A.3.1 Neutrale korreldruk

In het GENESYS subsysteem DAMWAND/3 [13] is in 1990 de korreldrukcoëfficiënt volgens de relatie van Jacky bepaald en in D-Sheet Piling [12] wordt deze relatie ook toegepast:

$$\lambda_n = 1 - \sin \phi \quad (1)$$

A.3.2 Passieve en actieve korreldruk

De berekeningen in 1990 zijn uitgevoerd uitgaande van gekromde glijvlakken. In Figuur bijlage A.2 is de beschrijving voor gekromde glijvlakken afkomstig van de handleiding van DAMWAND/3 weergegeven.

Uit de beschrijving blijkt dat als $\gamma \neq 0$ voor passieve en actieve gronddrukken de vergelijking van Brinch Hansen wordt gebruikt. In de beschrijving van Brinch Hansen wordt de vergelijking van Kötter uitgebreid met de term:

$$(\gamma \cdot d - w_p) \cdot K^\gamma \quad (2)$$

In D-Sheet Piling wordt bij de optie gekromde glijvlakken ook in het geval $\gamma \neq 0$ wordt uitgegaan van de vergelijking van Kötter, zoals weergegeven in Figuur bijlage A.3. Dit betekent dat de passieve gronddrukken bij gekromde glijvlakken in D-Sheet Piling lager zullen zijn en de actieve drukken hoger dan in DAMWAND/3.

3e Wanneer $\gamma = 0$ gesteld wordt kan worden afgeleid dat de glijvlakken gekromd zijn, d.w.z. bestaan uit een logaritmische spiraal en rechte gedeelten. Uit de vergelijkingen van Kötter volgt dan dat

$$\sigma'_h = q \cdot K^q + c \cdot K^c$$

met

$$K^q = \frac{1 \mp \sin\phi \cdot \sin(2\alpha \pm \phi)}{1 \pm \sin\phi} \exp \left\{ \left(\mp \frac{\pi}{2} + \phi \pm 2\alpha \right) \tan\phi \right\}$$

waarbij α volgt uit

$$\cos(2\alpha \pm \phi \mp \delta) = \frac{\sin\delta}{\sin\phi}$$

$$K^c = (K^q - 1) \cotan\phi$$

Het bovenste van twee tekens geldt voor de actieve situatie, met $\sigma'_h = \sigma'_a$, het onderste voor de passieve situatie, met $\sigma'_h = \sigma'_p$.

q is hierin een gelijkmatig verdeelde bovenbelasting op het maaiveld.

Als benadering, wanneer $\gamma \neq 0$ is, kan de invloed van γ meegenomen worden zoals door Brinch Hansen is voorgesteld:

$$\sigma'_h = q \cdot K^q + c \cdot K^c + (\gamma \cdot d - w_p) K^\gamma$$

met

$$K^\gamma = K^q + 0.007(e^{\mp 9\sin\delta} - 1)$$

Dit geeft uitgeschreven

$$\begin{aligned} \sigma'_h &= (\gamma \cdot d - w_p + q) K^q + c \cdot K^c + (\gamma \cdot d - w_p) \cdot 0.007(e^{\mp 9\sin\delta} - 1) \\ &= \sigma'_v \cdot K^q + c \cdot K^c + (\sigma'_v - q) \cdot 0.007(e^{\mp 9\sin\delta} - 1) \end{aligned} \quad (2.5)$$

Figuur bijlage A.2 Beschrijving van de methode Brinch Hansen in de handleiding van DAMWAND/3.

32.2.3 Kötter (curved slip surfaces)

For calculations based on curved slip surfaces, D-SHEET PILING uses formulas based on Kötter's equations (Kötter, 1903). These equations assume the following:

- ◇ an unloaded horizontal soil surface
- ◇ homogeneous soil with a volumetric weight of zero
- ◇ a slip plane consisting of a logarithmic spiral and a straight part.

$$K_a = \frac{1 - \sin \varphi \sin (2\alpha + \varphi)}{(1 + \sin \varphi)} \exp \left\{ \left(-\frac{\pi}{2} + \varphi + 2\alpha \right) \tan \varphi \right\} \quad (32.14)$$

with α : $\cos (2\alpha + \varphi - \delta) = \frac{\sin \delta}{\sin \varphi}$

$$K_p = \frac{1 + \sin \varphi \sin (2\alpha' - \varphi)}{(1 - \sin \varphi)} \exp \left\{ \left(\frac{\pi}{2} + \varphi - 2\alpha' \right) \tan \varphi \right\} \quad (32.15)$$

with α' : $\cos (2\alpha' - \varphi + \delta) = \frac{\sin \delta}{\sin \varphi}$

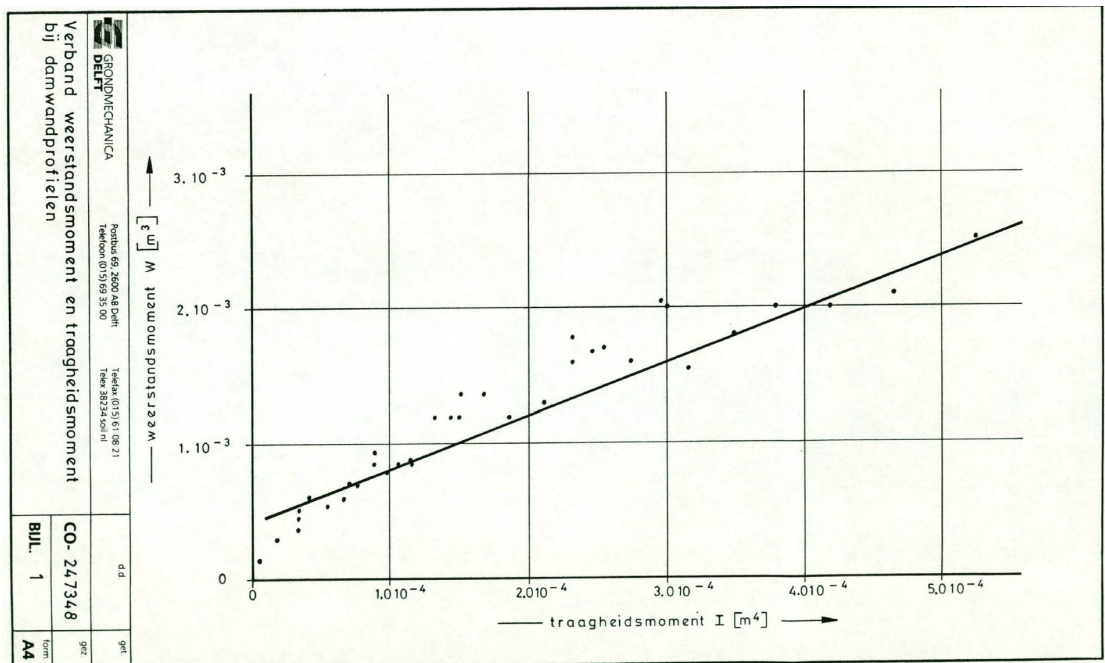
Figuur bijlage A.3 Beschrijving van gekromde glijvlakken volgens Kötter in de handleiding van D-Sheet Piling.

A.4 Eigenschappen wand en ankers

De lengte van de wand c.q. de inbedding van de wand is in 1990 gevarieerd afhankelijk van de gewenste doelbetrouwbaarheid. De lengte van de wand varieert van 12,5 m (target $\beta_T = 2$) tot 13 m (target $\beta_T = 4$), zie Tabel bijlage A.3.

Het anker is gemodelleerd als een translatie veer met een waarde van $1 \cdot 10^4$ kN/m/m.

In de berekeningen van 1990 is uitgegaan van een vaste relatie tussen traagheidsmoment en weerstandsmoment.



Figuur bijlage A.4 CUR166 kademuurcase 1990 aangehouden relatie tussen traagheidsmoment en weerstandsmoment.

In de berekeningen in 1990 is gebruik gemaakt van de trendformule op basis van Figuur bijlage A.4:

$$W = 4 \cdot 10^{-4} \cdot m^3 + l \cdot 4 \cdot m^{-1} \quad (3)$$

In Tabel bijlage A.3 zijn de gegevens uit 1990 van de kademuur case [6] gegeven van de berekeningen voor de LSF grondbreuk waarbij de waarden van M_e en W zijn bepaald met:

$$M_e = M_r \cdot \gamma_M \quad (4)$$

$$W = \frac{M_e}{\sigma_e} \quad (5)$$

De traagheidsmomenten die 1990 in de berekeningen zijn toegepast staan in Tabel bijlage A.3 t/m Tabel bijlage A.5.

Tabel bijlage A.3 CUR166 kademuurcase 1990 gegevens berekening LSF-GROND.

β_T	L [m]	β [-]	M_r [kNm/m]	γ_M [-]	M_e [kNm/m]	σ_e [kN/m ²]	W [m ³ /m]	I [m ⁴ /m]	EI [kNm ² /m]
2	12,5	2,128	350,74	1,05	368,277	276470	$1,332 \cdot 10^{-3}$	$2,330 \cdot 10^{-4}$	$4,893 \cdot 10^4$
3	12,65	2,70	381,74	1,043	398,155	276470	$1,440 \cdot 10^{-3}$	$2,600 \cdot 10^{-4}$	$5,461 \cdot 10^4$
4	13,0	3,934	458,6	1,026	470,065	276470	$1,700 \cdot 10^{-3}$	$3,251 \cdot 10^{-4}$	$6,826 \cdot 10^4$

In Tabel bijlage A.4 zijn de gegevens uit 1990 van de kademuur case [6] gegeven van de berekening van de LSF-WAND (vloei damwand).

Tabel bijlage A.4 CUR166 kademuurcase 1990 gegevens berekening LSF-WAND.

WAND β_T	L [m]	β [-]	W [m ³ /m]	I [m ⁴ /m]	EI [kNm ² /m]
2	12,5	2,128	$1,44 \cdot 10^{-3}$	$2,600 \cdot 10^{-4}$	$5,460 \cdot 10^4$
3	12,65	2,639	$1,60 \cdot 10^{-3}$	$3,000 \cdot 10^{-4}$	$6,300 \cdot 10^4$
4	13,0	3,934	$2,04 \cdot 10^{-3}$	$4,100 \cdot 10^{-4}$	$8,610 \cdot 10^4$

In Tabel bijlage A.5 zijn de gegevens uit 1990 van de kademuur case [6] gegeven van de berekening van de LSF-ANKER (vloei anker).

Tabel bijlage A.5 CUR166 kademuurcase 1990 gegevens berekening LSF-ANKER.

ANKER β_T	L [m]	β [-]	F_{Ar} [kN/m]	I [m ⁴ /m]	EI [kNm ² /m]
2	12,5	2,074	178	$2,600 \cdot 10^{-4}$	$5,460 \cdot 10^4$
3	12,65	2,667	188	$3,000 \cdot 10^{-4}$	$6,300 \cdot 10^4$
4	13,0	3,965	210	$4,100 \cdot 10^{-4}$	$8,610 \cdot 10^4$

Tabel bijlage A.6 Opmerking LSF-ANKER.

Opgemerkt wordt dat bij LSF-WAND (vloei van de damwandplank) de vloei sterkte van het staal als een stochast is meegenomen en LSF-ANKER is de anker sterkte een determinist.

A.5 Waterstanden en stijghoogten

Waterstand lage zijde en grondwaterstand hoge zijde zijn ongecorrleerd aangenomen en verder zijn de (grond)waterdrukverdelingen aan de lage en hoge zijde hydrostatisch geschematiseerd.

Tabel bijlage A.7 Toelichting geohydraulische conditie.

Opgemerkt worden dat deze hydraulische uitgangspunten geen fysisch correcte weergave zijn van een "echte" situatie zoals weergeven **Figuur bijlage A.1**. Dit uitgangspunt leiden ertoe dat er op het niveau van de onderzijde van de damwand in de zandlaag een verschillende grondwaterdruk kan heersen als ware het dat de onderzijde van de damwand zich in een sterkwater remmende laag bevindt. Dus in werkelijkheid is de situatie complexer en zal er bij een links en rechts verschillende grondwaterstand geen sprake zijn van hydrostatische verlopen over de volledige hoogte.

A.6 Belastingen en belasting combinatie

In CUR166 model is een uniforme bovenbelasting met een verwachtingswaarde van 20 kPa en een standaardafwijking van 2 kPa, normaal verdeeld toegepast.

A.7 Corrosie (maatregelen)

Er is geen rekening gehouden met corrosie in het CUR166 berekening.

A.8 Waterbodembodem niveau

De kerende hoogte is normaal verdeeld met een verwachtingswaarde van 8 m en een standaardafwijking van 0,25 meter. Dit betekent dat de verwachtingswaarde van bodemniveau zich 8 m beneden bovenzijde damwand bevindt.

A.9 Toegepaste damwand ontwerpprocedure

Het ontwerp van de damwand voor CUR166-1990 werd in 1990 geoptimaliseerd door de deterministische grootheden zodanig te wijzigen dat de betrouwbaarheidsindex voor de drie faalmechanismen even groot werd. Hierbij gold dat:

- LFS-GROND (het mechanisme grondbreuk) voornamelijk bepaald wordt door de lengte van de damwand.
- LSF-WAND (vloei van de damwandplank) wordt bepaald door de sterkte van het profiel.
- LSF-ANKER (vloei van het anker) wordt bepaald door de sterkte van het anker.

De procedure die hierbij gevolgd wordt is stapsgewijs:

1. Eerst wordt iteratief de lengte van de damwand bepaald op basis van LSF-GROND (mechanisme grondbreuk). Hierbij is een schatting gedaan voor de stijfheid van de damwand.
2. Als tweede wordt voor de in stap1 bepaalde damwandlengte op basis van LSF-WAND (mechanisme vloei van de damwandplank) iteratief een profielkeuze gemaakt Opgemerkt wordt dat omdat de faalkans voor grondbreuk slechts beperkt afhangt van de stijfheid van het profiel is in 1990 ervoor gekozen om de berekening van LSF-GROND niet te updaten met het op basis van LSF-WAND gekozen profiel.
3. Als laatste is iteratief voor LSF-ANKER de benodigde ankersterkte bepaald voor de in stap 1 bepaalde damwandlengte en het in stap 2 bepaalde damwandprofiel.

A.10 Berekeningsresultaten Grondmechanica Delft (1990)

De berekeningsresultaten van de door Grondmechanica Delft in 1990 uitgevoerde berekeningen voor de kademuurcase staan in Tabel bijlage A.8 t/m Tabel bijlage A.10.

Tabel bijlage A.8 Tabel met berekeningsresultaten uit 1990 voor LSF-GROND.

			$\beta = 2$			$\beta = 3$			$\beta = 4$		
grondbreuk			$\beta = 2.128 \quad L = 12.50$			$\beta = 2.70 \quad L = 12.65$			$\beta = 3.934 \quad L = 13.0$		
parameters	μ	σ	$\% \beta_{gr}$	x	y	$\% \beta_{gr}$	x	y	$\% \beta_{gr}$	x	y
cohesie c	3.0	0.5	6	2.73	1.10	5.5	2.68	1.12	5.5	2.54	1.18
wrijving ϕ											
klei	22.5	1.25	27	21.12	1.07	25	20.81	1.08	22.6	20.16	1.12
zand	32.5	1.25	1.5	32.17	1.01	2	31.99	1.02	6.2	31.27	1.04
wrijving ϕ											
klei	0.5	0.083	5	0.46	1.09	4.3	0.45	1.10	4	0.43	1.15
zand	0.667	0.083	0.46	0.65	1.02	0.6	0.65	1.03	1.9	0.62	1.07
y klei	18.0	0.5	0.2	17.95		0.24			0.1	17.87	
zand	20.0	0.5	0.0	19.996		0			6	19.97	
bedding k	1.0	0.1	0				1				
hoogte H	8.0	0.25	26.6	8.27		28	8.36		31.2	8.55	
dikte	12.0	0.2	22	12.20		23	12.26		16.5	12.32	
bov.bel	1	0.1	1.2	1.023		1.1	1.029		1.3	1.045	
g.w.s. l	1.5	0.2	7.1	1.614		6.7	1.64		7.6	1.72	
g.w.s. r	1.5	0.2	2.5	1.433		2.2	1.42		2.6	1.37	
M reken			350.74			381.74			458.6		
$y_M = \frac{M_e}{M_r}$			1.05			1.043			1.026		
F reken			-169.96			-176.6			-191.65		
$y_F = \frac{F_e}{F_r}$			1.05			1.06			1.10		

Tabel 3A Kademuur, grondbreuk

Tabel bijlage A.9 Tabel met berekeningsresultaten uit 1990 voor LSF-WAND.

			$\beta = 2$			$\beta = 3$			$\beta = 4$		
vloei v.d. plank			$\beta_m = 2.096 \quad W = 1.44 \cdot 10^{-3}$			$\beta_m = 2.639 \quad W = 1.6 \cdot 10^{-3}$			$\beta_m = 3.943 \quad W = 2.04 \cdot 10^{-3}$		
parameters	μ	σ	$\% \beta_m$	x	y	$\% \beta_m$	x	y	$\% \beta_m$	x	y
cohesie	3.0	0.5	6.5	2.73		5.8	2.68		5.1	2.55	
wrijving ϕ											
klei	22.5	1.25	21.8	21.28		20.5	21.0		19.3	20.33	
zand	32.5	1.25	0.02	32.54		0.0	32.51		0.0	32.46	
ruwheid δ											
klei	0.5	0.083	3.2	0.47		3.0	0.46		2.6	0.45	
zand	0.667	0.083	0.007	0.668		0.0	0.667		0.0	0.665	
y klei	18.0	0.5	5.5	18.25		5.2	18.30		4.9	18.44	
zand	20.0	0.5	0.0	20.0		0.0	20.0		0.0	20.0	
bedding K	1.0	0.1	0.1	0.99		0.1	0.99		0.1	0.985	
	1.0	0.1	0.01	1.00		0.01	1.0		0.0	1.0	
hoogte H	8.0	0.25	11.3	8.18		15.0	8.26		14.8	8.38	
dikte	12.0	0.2	0.3	12.02		0.0	11.99		0.1	12.03	
bov.bel	1.0	0.1	2.9	1.04		2.8	1.04		2.6	1.06	
g.w.s. l	1.5	0.2	17.9	1.68		16.5	1.71		14.3	1.80	
g.w.s. r	1.5	0.2	6.1	1.40		5.5	1.38		4.5	1.33	
σ_e	276470	20735	24.2	255075		15.6	248765		31.5	230600	

Tabel 3B Kademuur, vloei van de plank



Tabel bijlage A.10 Tabel met berekeningsresultaten uit 1990 voor LSF-ANKER.

grondbreuk	$\beta = 2$					$\beta = 3$			$\beta = 4$		
			$\beta_a = 2.074$	$F_A = -178$		$\beta_a = 2.667$	$F_A = 188$		$\beta_a = 3.965$	$F_A = -210$	
parameters	μ	σ	$\% \beta_a$	x	y	$\% \beta_a$	x	y	$\% \beta_a$	x	y
cohesie	3.0	0.5	7.7	2.71		7.9	2.63		7.4	2.46	
wrijving ϕ											
klei	22.5	1.25	28.9	21.11		29.9	20.68		30.2	19.78	
zand	32.5	1.25	0.0	32.51		0.0	32.49		0.02	32.43	
ruwheid δ											
klei	0.5	0.083	3.4	0.47		3.5	0.46		3.3	0.44	
zand	0.667	0.083	0.0	0.6669		0.0	0.666		0.0	0.664	
y klei	18.0	0.5	6.4	18.26		6.6	18.34		6.9	18.52	
zand	20.0	1.5	0.0	20.0		0.0	20.0		0.0	20.0	
bedding K	1.0	0.1	0.02	0.997		0.05	0.994		0.15	0.98	
	1.0	0.1	0.0	1.0		0.0	1.0		0.0	1.0	
hoogte H	8.0	0.25	6.9	8.14		6.9	8.18		10.4	8.32	
dikte	12.0	0.2	0.2	12.02		0.5	12.04		0.08	12.02	
bov.bel	1.0	0.1	9.4	1.06		9.7	1.08		9.8	1.12	
g.w.s. l	1.5	0.2	26.9	1.72		25.5	1.77		22.9	1.88	
g.w.s. r	1.5	0.2	10.0	1.37		9.6	1.34		8.7	1.27	

Tabel 3C Kademuur, vloeit van het anker

B Keuzes CROW-case

B.1 Fasering

Er is slechts 1 fase toegepast, te weten de maatgevende fase met (grond)waterstand en maaiveldbelasting.

B.2 Grondopbouw en parameters

De grondopbouw betreft een kleilaag op een zandlaag of alleen zand. Grondparameters conform Grondmechanica Delft [6] echter met een lognormale verdeling in plaats van normaal verdeeld.

Voor de gehanteerde beddingen wordt een afwijkende aanpak gehanteerd, gebaseerd op de multi-lineaire beddingconstanten uit de CUR166, zie Tabel bijlage B.1. De beddingconstanten zijn opgedeeld in drie takken (afhankelijk van de $p_{ea;h;p;rep}$). Kolom 1 geeft de laag representatieve waarde en kolom 2 de hoog karakteristieke waarde. Te zien valt dat de verhouding tussen de drie veertakken gelijk is aan 4/2/1. Voor de verwachtingswaarde is het gemiddelde tussen hoog en laag karakteristiek gepakt van de eerste veertak voor slappe klei en matig zand. Voor de slappe klei volgt $k_1 = 3250 \text{ kN/m}^3$ en voor matig zand volgt $k_1 = 32500 \text{ kN/m}^3$.

Tabel bijlage B.1 Karakteristieke waarden voor het laag- en hooggemiddelde van de horizontale beddingconstante bij een spanningsverhoging.

		secans-waarde k_h (kN/m ³)							
		$P_0 < p_h < 0,5 p_{ea;h;p;rep}$		$0,5 p_{ea;h;p;rep} \leq p_h \leq 0,8 p_{ea;h;p;rep}$		$0,8 p_{ea;h;p;rep} < p_h \leq p_{ea;h;p;rep}$			
		1	2	1	2	1	2		
zand	q_c (MPa)	$k_{h;1}$		$k_{h;2}$		$k_{h;3}$			
		los	5	12000	27000	6000	13500	3000	6750
		matig	15	20000	45000	10000	22500	5000	11250
vast	25	40000	90000	20000	45000	10000	22500		
klei	c_u (kPa)	slap	25	2000	4500	800	1800	500	1125
		matig	50	4000	9000	2000	4500	800	1800
		vast	200	6000	13500	4000	9000	2000	4500
veen	c_u (kPa)	slap	10	1000	2250	500	1125	250	560
		matig	30	2000	4500	800	1800	500	1125

Voor de wandwrijvingshoek wordt uitgegaan van dezelfde methodiek als de CUR166-1990 case.

Verder is gekozen om de voor de bepaling van de korreldrukfactoren in D-Sheet Piling de c , ϕ , δ methode toe te passen (default methode in D-Sheet Piling).

B.3 Waterstanden en stijghoogten

Gekozen wordt om de buitenwaterstand naar een Gumbel verdeling (extreme minima) om te zetten. Er is echter geen laagwater statistiek voorhanden voor deze fictieve case.

De Gumbel verdeling is afgestemd op de range die voor de 1990 relevant was de partiele factor voor de waterstand aan de lage zijde is voor CC1 $\gamma = 1,7$ en voor CC3 $\gamma = 2,1$ dus gemiddeld $\gamma=1,9$. Deze case betreft een damwand in een kanaal gekozen is om uit te gaan van realistische waarden gebaseerd op waarnemingen in het Amsterdam-Rijnkanaal bij Maarsen met een over de periode 2008-2020 waargenomen decimeringswaarde van $-0,07$ m en een waterstand met een herhaaltijd van 1 jaar van KP $-0,17$ m.

Tabel bijlage B.2 Toelichting gekozen waarden Gumbel verdeling van de waterstand.

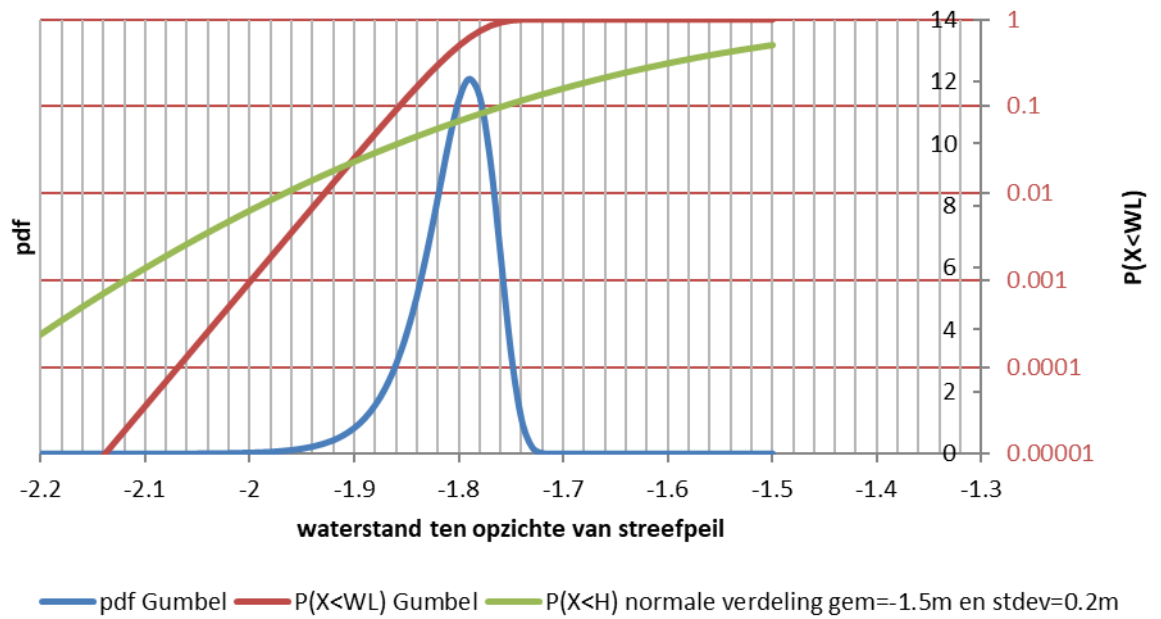
De normale verdeling van de waterstand in de 1990 berekening is de verdeling van waterstand over de referentieperiode en de CUR is in feite altijd uitgegaan van 50 jaar. In de case was standaardafwijking $0,2$ m de waarde bij $\gamma=1,9$ standaardafwijkingen is $0,38$ m en de kans op onderschrijden $P_r = 2,9\%$. De vraag is hoe dat er in een praktijksituatie uit ziet. Bij Maarsen in het Amsterdam-Rijnkanaal is de over de periode 2008-2020 waargenomen decimeringswaarde van het laagwater $-0,07$ m en de laagwaterstand met een herhaaltijd van 1 jaar is KP $-0,17$ (KP is streefpeil van het Amsterdam-Rijnkanaal = NAP $-0,4$ m. Bij een referentietijd van 50 jaar wordt de rekenwaarde van de herhaaltijd = $50 \cdot 1/0,029/2 = 862$ jaar en de bijbehorende waterstand is KP $-0,38$ m. Opgemerkt moet worden dat de waarde bij Maarsen toevallig overeenkomt de waarde bij Weesp is lager en bij Wijk bij Duurstede is weer hoger.

Op basis van voorgaande is een Gumbel fit gemaakt met de volgende aannames:

- Maatgevende jaarlijkse waterstand is $0,17$ beneden streefpeil van $-1,5$ m, oftewel $-1,67$ m.
- De decimeringshoogte is $0,07$ m.
- Uit voorgaande volgt voor de waterstand Gumbel (inverted) distribution $a = -1,789$ en $b = 0,0304$.
- Voor de grondwaterstand aan de hoge zijde wordt dezelfde verdeling gehanteerd zij het gespiegeld om het streefpeil van $-1,5$ m hieruit volgt Gumbel distribution $a = -1,211$ en $b = 0,0304$.

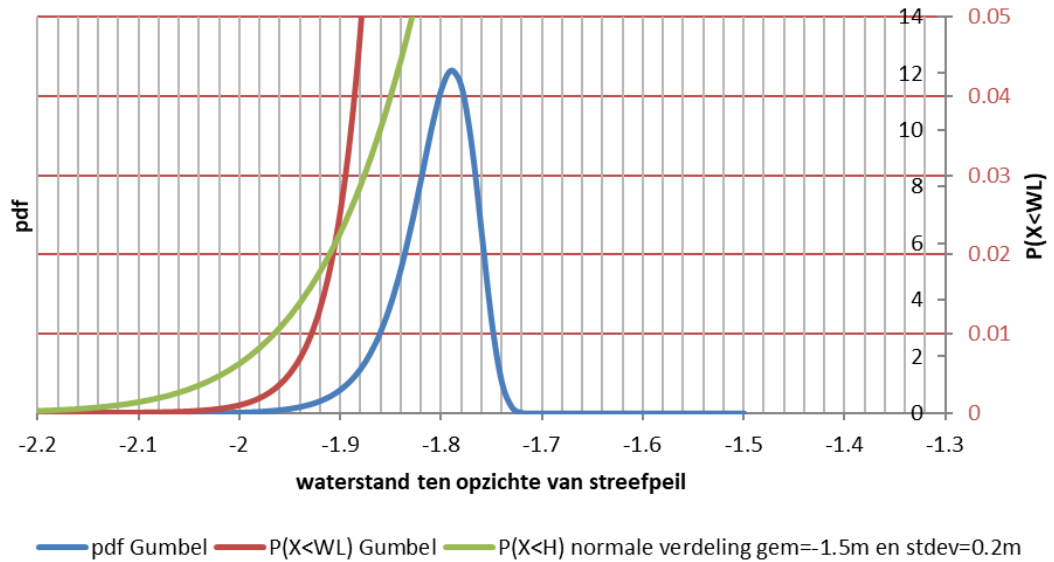
De kansdichtheidsverdeling en de overschrijdingskansverdeling voor 50 jaarkansen van de gekozen Gumbel verdeling staan in blauwe en respectievelijk rood weergegeven Figuur bijlage B.1. Verder staan in Figuur bijlage B.1 in groen tevens de in de CUR166-1990 toegepaste overschrijdingskansverdeling gegeven. Hieruit blijkt dat de in de CUR166-1990 case toegepaste spreiding significant groter wat dan in de praktijk blijkt optreden. In Figuur bijlage B.2 staat een detail van figuur echter nu zijn de overschrijdingskansen lineaire schaal uitgezet.

Gumbel distribution, $a=-1.789$, $b=0.0304$ Inverted



Figuur bijlage B.1 Gumbelverdeling voor de lage waterstand met verticale as op logaritmische schaal.

Gumbel distribution, $a=-1.789$, $b=0.0304$ Inverted



Figuur bijlage B.2 Gumbelverdeling voor de lage waterstand met verticale as op lineaire schaal.

B.4 Maaiveldbelasting

In CUR166 model is een maaiveldbelasting van 20 kPa aangenomen, normaal verdeeld. Ten behoeve van het omzetten naar een Gumbel verdeling wordt het volgende aangenomen:

- 20 kPa is de karakteristieke waarde over 50 jr ref periode.
- Karakteristieke waarde heeft 2% overschrijdingskans (1/50) op jaarbasis.

B.4.1 Basis case

Voor de basis case is deze belasting is terugvertaalt naar een Gumbel verdeling met een:

- 50-jaarsgemiddelde van 20 kPa (bij levensduur van 50 jaar).
- Standaardafwijking van 2,6 kPa.

B.4.2 Variant

Bij analyse van de resultaten van de basis case viel de significant grotere invloed had dan in 1990. Er zijn toen nog aantal analyses gemaakt uitgaande van een lagere standaardafwijking van 2kPa resulterend:

- 50-jaarsgemiddelde van 20 kPa (bij levensduur van 50 jaar).
- Standaardafwijking van 2 kPa.

B.5 Corrosie (maatregelen)

Er zijn geen specifieke corrosie maatregelen zoals kathodische bescherming voorzien bij deze constructie. Voor de variaties qua corrosie wordt verwezen naar de hoofdtekst.

B.6 Waterbodembodem niveau

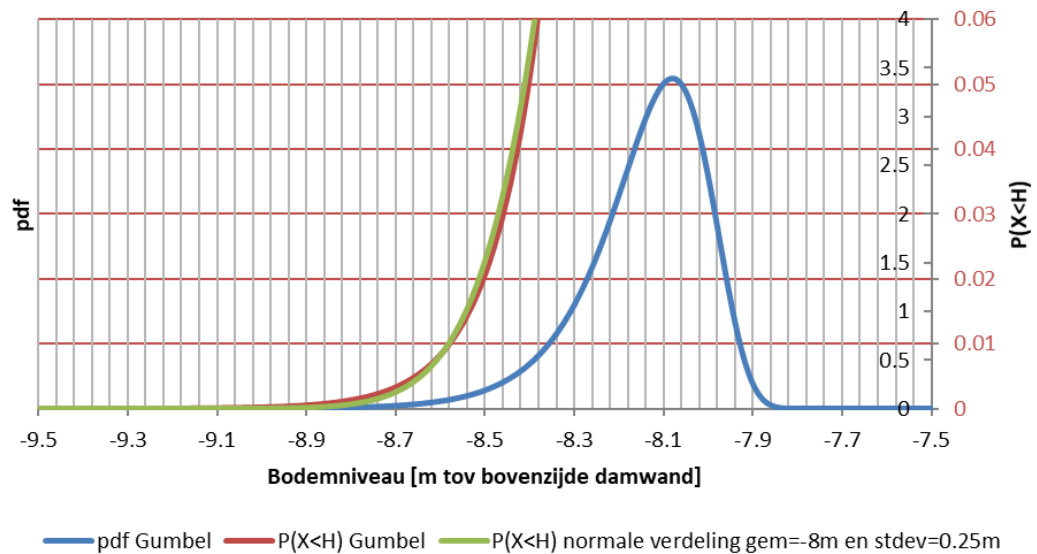
In de CUR166-1990 berekening wordt uitgegaan van een normaal verdeelde bodemdiepte met een gemiddelde van 8 m en een standaardafwijking van 0,25 m. Voor de CROW-case wordt uitgegaan dat de in 1990 aangehouden verdeling bedoeld is om kans op een extreme ontgroning over de levensduur van 50 jaar te beschrijven in het traject. In de CUR166-1990 berekeningen was de maximale $\alpha = 0,56$. Dus uitgaande van een CC1 - CC3 range van 3,3 t/m 4,3 komt dat neer op relevante range $Z = 1,8u - 2,4u$ met een gemiddelde $Z = 2,1u$ ($P=1,8 \cdot 10^{-2}$).

De bodemligging is terugvertaald naar een Gumbel verdeling met een:

- Maatgevende jaarlijks bodemniveau is 7,66 beneden bovenzijde damwand, oftewel -7.66 m.
- Maatgevende 50-jaarlijkse is 8,08 beneden bovenzijde damwand, oftewel -8,08 m.
- De decimeringshoogte is 0,25 m.
- Uit voorgaande volgt voor de Gumbel (inverted) verdeling voor 50 jaar $a = -8.08$ en $b = 0.1086$.

In Figuur bijlage B.3 is de fit grafisch weergegeven.

Gumbel distribution, $a=-8.08$, $b=0.1086$ Inverted



Figuur bijlage B.3 Gumbelverdeling voor lage waterbodenniveau met verticale as op lineaire schaal.

B.7 Anker

De basiscase betreft in principe een met een ankerschot verankerde damwand. Voor de CROW-case wordt uitgegaan van een massieve ronde stalen ankerstang die (voor de eenvoud) een hart op hartafstand heeft van 1 meter.

B.7.1 Stijfheid

In tegenstelling met de berekeningen CUR-1990 is de ankerstijfheid een stochast waarvan de verwachtingswaarde overeenkomt met de deterministische waarde CUR166-case $1 \cdot 10^4$ kN/m/m. Om de invloed van de variatie in ankerstijfheid te kunnen bepalen worden er berekeningen met 3 verschillende variatiecoëfficiënten van de ankerstijfheid worden uitgevoerd: $CoV = 0,5$ (ankerschot), $CoV = 0,3$ (groutankers) en $CoV = 0,15$ (MV-palen). De beschrijving tussenhaakjes betreft het ankersysteem waarop de waarden zijn gebaseerd. De waarden zijn in het kader van dit onderzoek door het ingenieursbureau Rotterdam afgeleid uit de in Rotterdam (inclusief de proeven van het havenbedrijf Rotterdam) beschikbare proefbelastingen.

B.7.2 Sterkte

In tegenstelling met de berekeningen CUR-1990 is de ankersterkte geen determinist. De ankersterkte is afhankelijk van 2 stochasten: de vloeisterkte van ankerstaal en de dikte afname door corrosie. Voor de sterkte van het ankerstaal wordt uitgegaan van een, lognormaal verdeelde sterkte met een $CoV = 0,08$. In CoV zit ook onzekerheid initiële dikte verwerkt [14]. De dikteafname door corrosie wordt afgeleid uit de waarden in de NEN 6766 [9].

B.8 Damwandeigenschappen

Voor de probabilistische berekening van CROW is door de extra stochasten de situatie complexer dan in 1990.

Voor de range van damwand weerstandsmomenten waarbinnen de berekeningen worden uitgevoerd is een linearisatie opgesteld op basis van een reeks ArcelorMittal Z-profielen. Het effect van de dikteafname op de diverse damwandeigenschappen is bepaald met het

programma Durability [16]. In Tabel bijlage B.4 staan de gegevens van 7 profielen weergegeven voor een gecorrodeerde en niet gecorrodeerde situatie. In de tabel staat ook aangegeven uitgaande van een staalkwaliteit S 240 GP tot hoeveel corrosie het profiel nog in Class 2 en 3 valt. Omdat de beschrijving van de damwandeigenschappen eveneens in het NPR-onderzoek van bestaande kadeconstructies zal worden gebruikt is gekozen om uit te gaan van de AZ-profielen die reeds lang op de markt zijn.

Tabel bijlage B.3 Symbolen.

Symbol	Unit	Parameter
A_0	m ²	Initiële oppervlak dwarsdoorsnede damwandprofiel
$A_{\Delta t_{wall}}$	m ²	Oppervlak dwarsdoorsnede damwandprofiel bij Δt_{wall} dikteafname
t_0	m	Initiële flensdikte
Δt_{wall}	m	Afname flensdikte
f_y	MPa	Vloeispanning
I_0	m ⁴	Initieel traagheidsmoment
$I_{\Delta t_{wall}}$	m ⁴	Traagheidsmoment bij Δt_{wall} dikteafname
$\Delta t_{wall;class2}$	mm	Dikteafname tot waar damwandprofiel nog net in Class 2 valt (grens Class 2 en 3)
$\Delta t_{wall;class3}$	mm	Dikteafname tot waar damwandprofiel nog net in Class 3 valt (grens Class 3 en 4)
$\Delta t_{wall;class2;S240GP}$	mm	Dikteafname tot waar damwandprofiel met een staalkwaliteit S 240 GP nog net in Class 2 valt (grens Class 2 en 3)
$\Delta t_{wall;class3;S240GP}$	mm	Dikteafname tot waar damwandprofiel met een staalkwaliteit S 240 GP nog net in Class 3 valt (grens Class 3 en 4)
W_E	m ³	Elastisch weerstandsmoment
W_P	m ³	Plastisch weerstandsmoment
$W_{P;0}$	m ³	Initieel plastisch weerstandsmoment
$W_{P\Delta t_{wall}}$	m ³	Plastisch weerstandsmoment bij Δt_{wall} dikteafname
$W_{P\Delta t_{wall;class2}}$	m ³	Plastische weerstandsmoment bij een dikteafname $\Delta t_{wall;class2}$
$W_{E\Delta t_{wall;class3}}$	m ³	Elastische weerstandsmoment bij een dikteafname $\Delta t_{wall;class3}$
$W_{P class4;\Delta t_{wall}}$	m ³	Weerstandmoment voor dikteafname die groter is dan $\Delta t_{wall;class2}$

Tabel bijlage B.4 Gegevens gehanteerde AZ-profielen.

	Initiele dikte		Maximale corrosie		corrosie [mm]	I [m ⁴]	A [m ²]	W _p [m ³]	W _E [m ³]	corrosie [mm]	I [m ⁴]	A [m ²]	W _p [m ³]	W _E [m ³]
	Flens [mm]	Lijf [mm]	class 2 [mm]	class 3 [mm]										
AZ17	8.5	8.5	0.59	3.09	0	3.158E-04	1.380E-02	1.944E-03	1.665E-03	1	2.872E-04	1.250E-02	1.765E-03	1.515E-03
AZ18	9.5	9.5	1.59	4.09	0	3.420E-04	1.500E-02	2.104E-03	1.800E-03	2	2.846E-04	1.240E-02	1.740E-03	1.500E-03
AZ18-10/10	10	10	2.09	4.59	0	3.554E-04	1.570E-02	2.189E-03	1.870E-03	3	2.696E-04	1.170E-02	1.650E-03	1.420E-03
AZ19	10.5	10.5	2.59	5.09	0	3.698E-04	1.640E-02	2.275E-03	1.940E-03	3	2.837E-04	1.240E-02	1.735E-03	1.490E-03
AZ25	12	11.2	4.09	6.59	0	5.225E-04	1.850E-02	2.873E-03	2.455E-03	5	3.389E-04	1.150E-02	1.840E-03	1.600E-03
AZ26	13	12.2	5.09	7.59	0	5.551E-04	1.980E-02	3.059E-03	2.600E-03	5	3.712E-04	1.280E-02	2.025E-03	1.750E-03
AZ28	14	13.2	6.09	8.59	0	5.894E-04	2.110E-02	3.252E-03	2.755E-03	7	3.321E-04	1.140E-02	1.805E-03	1.570E-03

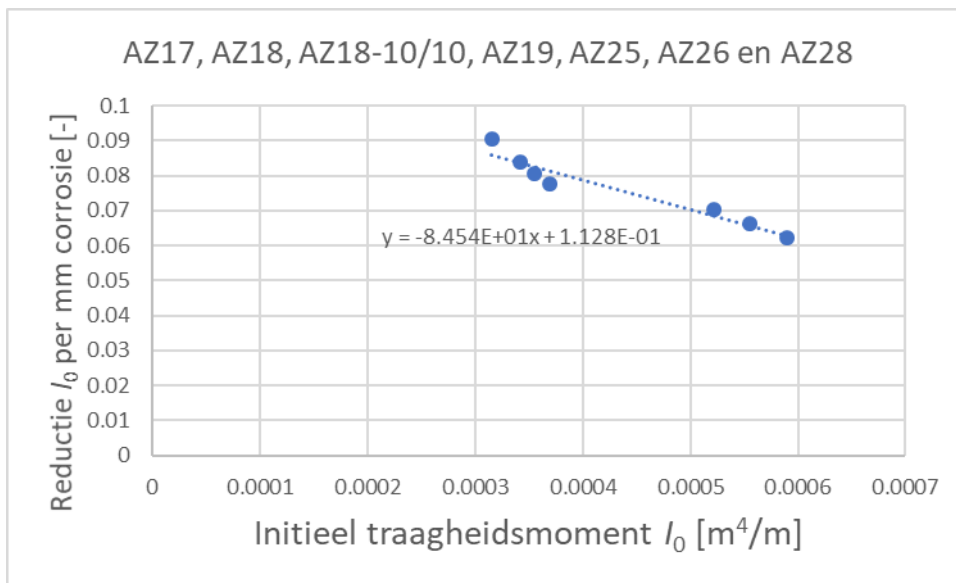
Uit de waarden in de Tabel bijlage B.4 blijkt dat de ratio tussen het elastisch en plastisch weerstand moment 0,85 is overeenkomstig die in de NEN1993-5 [17]:

$$\frac{W_E}{W_P} = 0,85 \quad (6)$$

In Figuur bijlage B.4 is de lineaire trend bepaald van de reductie van het traagheidsmoment per millimeter dikteafname als functie van het initiële traagheidsmoment. De benadering van traagheidsmoment in formulevorm:

$$I_{\Delta t_{wall}} = I_0 \cdot \left(1 - \left(-84.54 \cdot I_0 \cdot m^{-4} + 0.1128 \right) \cdot \Delta t_{wall} \cdot mm^{-1} \right) \quad (7)$$

$$\left\{ 3 \cdot 10^{-4} m^4 \leq I_0 \leq 6 \cdot 10^{-4} m^4 \right\}$$

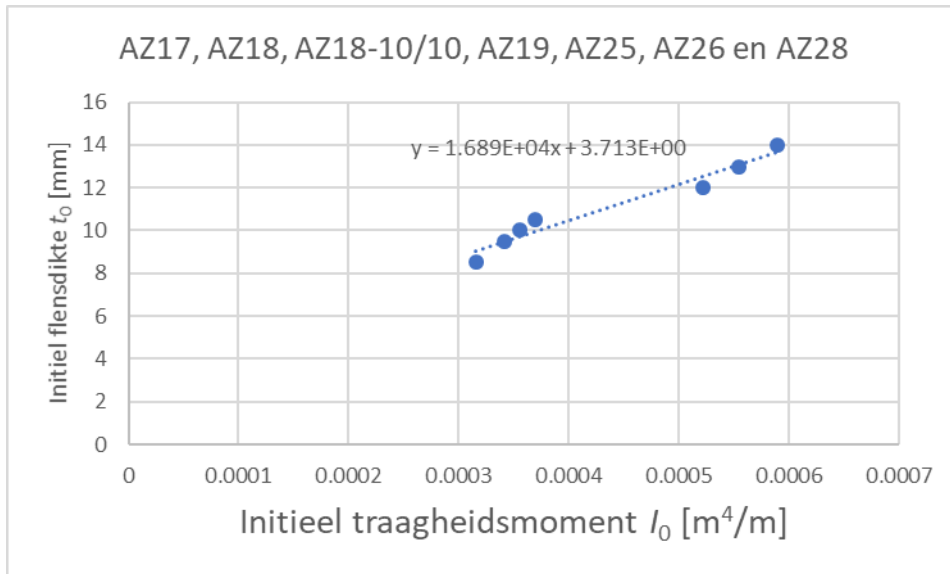


Figuur bijlage B.4 AZ-profielen reductie I_0 per millimeter corrosie als functie van I_0 .

In Figuur bijlage B.5 is de lineaire trend bepaald van de initiële flensdikte en het initiële traagheidsmoment. De benaderingen van Figuur bijlage B.5 in formulevorm geeft:

$$t_0 = \left(16.89 \cdot 10^3 \cdot I_0 \cdot m^{-4} + 3.713 \right) \cdot mm \quad (8)$$

$$\left\{ 3 \cdot 10^{-4} m^4 \leq I_0 \leq 6 \cdot 10^{-4} m^4 \right\}$$

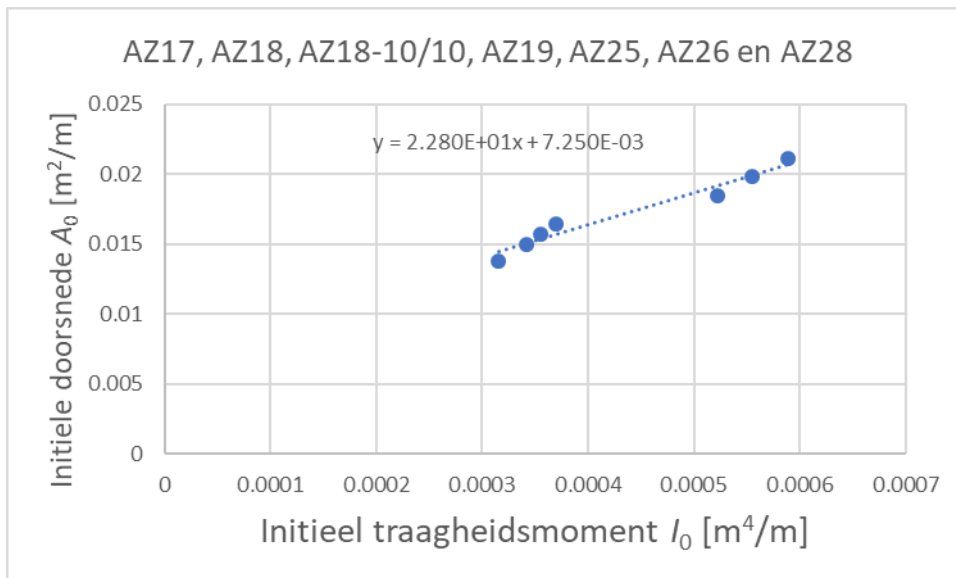


Figuur bijlage B.5 AZ-profielen reductie Flensdikte per millimeter corrosie als functie van I_0 .

In Figuur bijlage B.6 is de lineaire trend bepaald van de initiële doorsnede als functie van het initiële traagheidsmoment. De benaderingen van Figuur bijlage B.6 in formulevorm geeft:

$$A_0 = (22.8 \cdot I_0 \cdot m^{-4} + 7.25 \cdot 10^{-3}) \cdot m^2 \quad (9)$$

$$\{3 \cdot 10^{-4} m^4 \leq I_0 \leq 6 \cdot 10^{-4} m^4\}$$

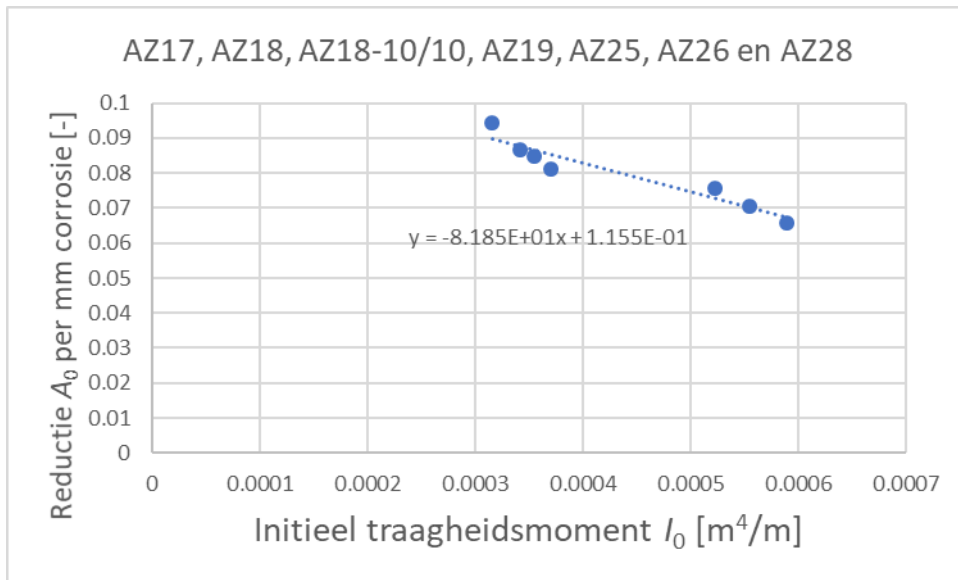


Figuur bijlage B.6 AZ-profielen A_0 als functie van I_0 .

In Figuur bijlage B.7 is de lineaire trend bepaald van de reductie van de initiële doorsnede per millimeter dikteafname als functie van het initiële traagheidsmoment. De benaderingen van Figuur bijlage B.7 in formulevorm geeft:

$$A_{\Delta t_{wall}} = A_0 \cdot \left(1 - (-81.85 \cdot I_0 \cdot m^{-4} + 0.1155)\right) \cdot \Delta t_{wall} \cdot mm^{-1}$$

$$\{3 \cdot 10^{-4} m^4 \leq I_0 \leq 6 \cdot 10^{-4} m^4\}$$
(10)

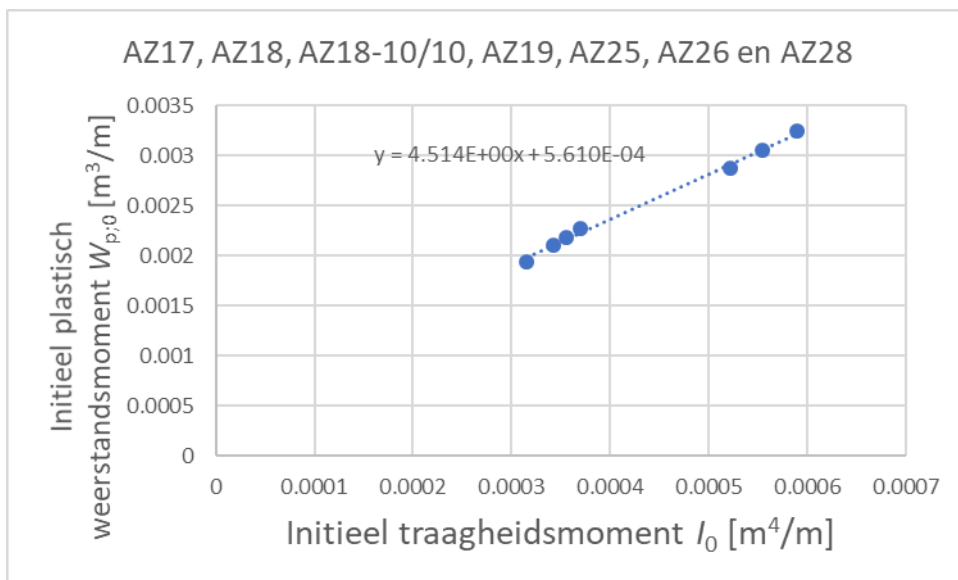


Figuur bijlage B.7 AZ-profielen reductie A_0 per millimeter corrosie als functie van I_0 .

In Figuur bijlage B.8 is de lineaire trend bepaald van de initiële plastische weerstandsmoment als functie van het initiële traagheidsmoment. De benaderingen van Figuur bijlage B.8 in formulevorm geeft:

$$W_{P,0} = (4.514 \cdot I_0 \cdot m^{-4} + 5.61 \cdot 10^{-4}) \cdot m^3$$

$$\{3 \cdot 10^{-4} m^4 \leq I_0 \leq 6 \cdot 10^{-4} m^4\}$$
(11)

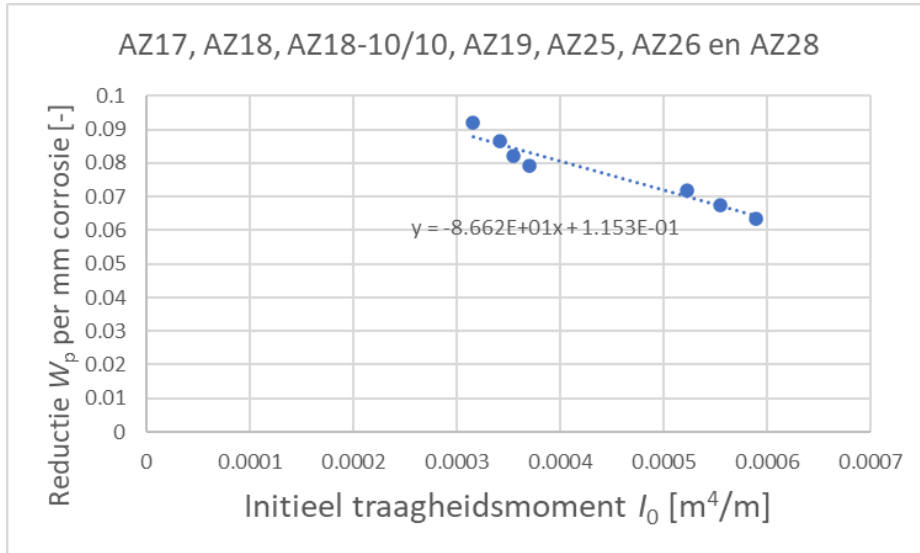


Figuur bijlage B.8 AZ-profielen $W_{P,0}$ als functie van I_0 .

In Figuur bijlage B.9 is de lineaire trend bepaald van de reductie van het initiële plastische weerstandsmoment per millimeter dikteafname als functie van het initiële traagheidsmoment. De benaderingen van Figuur bijlage B.9 in formulevorm geeft:

$$W_{P,\Delta t_{wall}} = W_{P,0} \cdot \left(1 - \left(-86.62 \cdot I_0 \cdot m^{-4} + 0.1153\right) \cdot \Delta t_{wall} \cdot mm^{-1}\right) \quad (12)$$

$$\left\{3 \cdot 10^{-4} m^4 \leq I_0 \leq 6 \cdot 10^{-4} m^4 \quad \& \quad 0 \leq \Delta t_{wall} \leq \Delta t_{wall,class2}\right\}$$

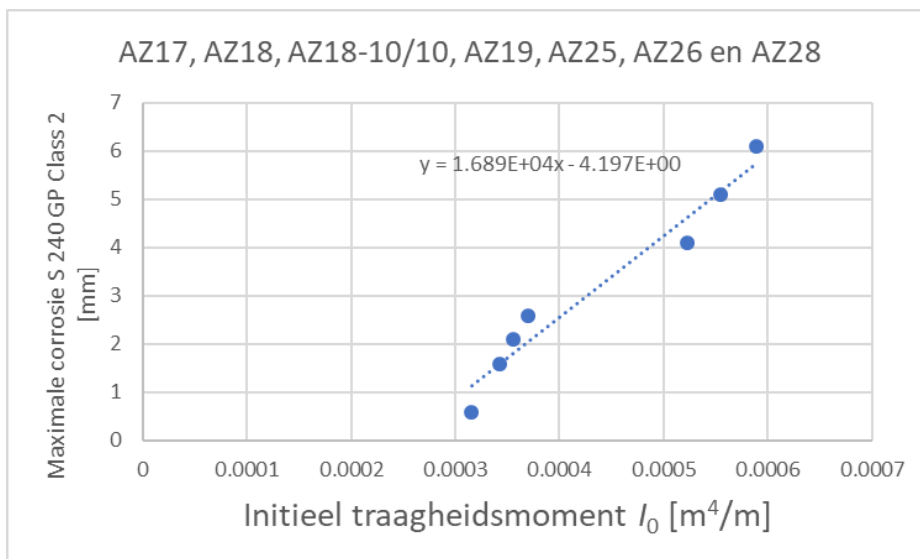


Figuur bijlage B.9 AZ-profielen reductie W_p per millimeter corrosie als functie van I_0 .

In Figuur bijlage B.10 is de lineaire trend bepaald van de maximale corrosie tot waar het profiel nog in Class 2 valt als functie van het initiële traagheidsmoment. De benadering van maximale corrosie tot waar het profiel nog in Class 2 valt in formulevorm:

$$\Delta t_{wall,class2,S240GP} = \left(1.689 \cdot 10^4 \cdot I_0 \cdot m^{-4} - 4.197\right) \cdot mm \quad (13)$$

$$\left\{3 \cdot 10^{-4} m^4 \leq I_0 \leq 6 \cdot 10^{-4} m^4\right\}$$

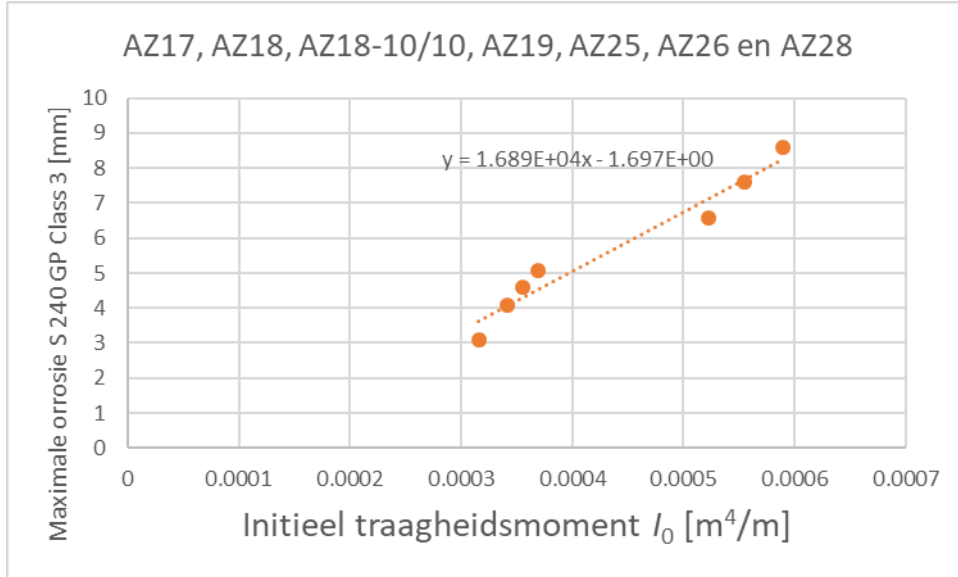


Figuur bijlage B.10 Maximale corrosie AZ-profielen S 240GP Class 2 als functie van I_0 .

In Figuur bijlage B.11 is de lineaire trend bepaald van de corrosie tot waar het profiel Class 3 is als functie van het initiële traagheidsmoment. De benadering van maximale corrosie tot waar het profiel nog in Class 3 valt in formulevorm:

$$\Delta t_{\text{wall};\text{class 3};\text{S240GP}} = (-1.689 \cdot 10^{-4} \cdot I_0 \cdot m^{-4} - 1.697) \cdot mm \quad (14)$$

$$\{3 \cdot 10^{-4} m^4 \leq I_0 \leq 6 \cdot 10^{-4} m^4\}$$



Figuur bijlage B.11 Maximale corrosie AZ-profielen S 240GP Class 3 als functie van I_0 .

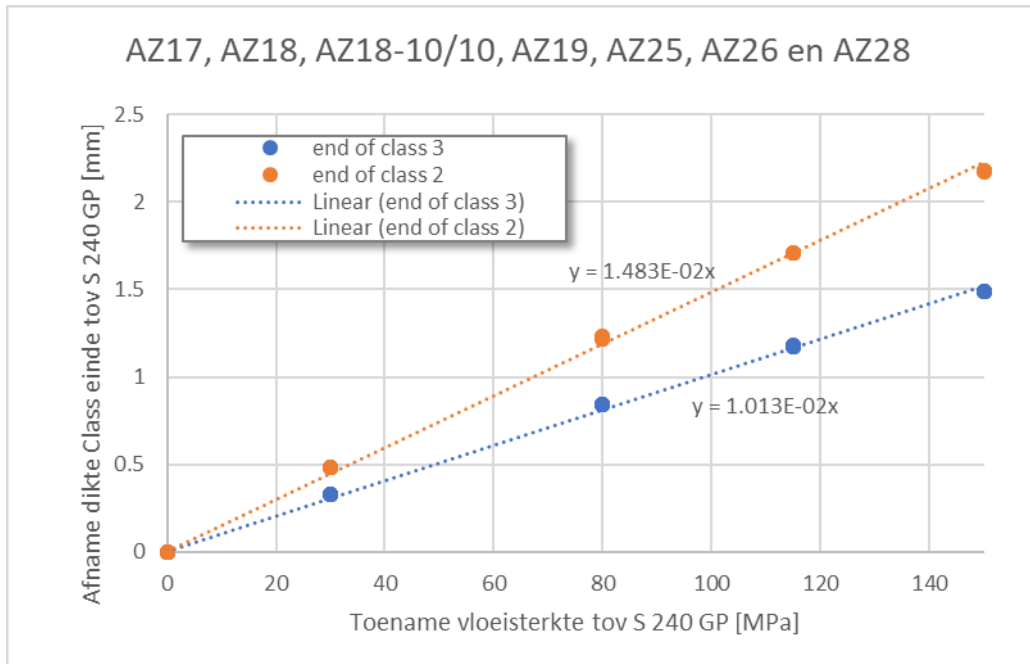
In Figuur bijlage B.12 zijn de trends voor Class 2 en 3 bepaald tussen de afname dikte op het Class-einde als functie van de toename vloeisterkte ten opzichte van die van staalkwaliteit S 240 GP. De benadering van deze twee trends in formulevorm:

$$\Delta t_{\text{wal};\text{class 2}} = \Delta t_{\text{class 2};\text{S240GP}} - (f_y \cdot mm^2 \cdot N^{-1} - 240) \cdot 1.013 \cdot 10^{-2} \cdot mm \quad (15)$$

$$\{3 \cdot 10^{-4} m^4 \leq I_0 \leq 6 \cdot 10^{-4} m^4 \ \& \ 240MPa \leq f_y \leq 390MPa\}$$

$$\Delta t_{\text{wal};\text{class 3}} = \Delta t_{\text{class 3};\text{S240GP}} - (f_y \cdot mm^2 \cdot N^{-1} - 240) \cdot 1.483 \cdot 10^{-2} \cdot mm \quad (16)$$

$$\{3 \cdot 10^{-4} m^4 \leq I_0 \leq 6 \cdot 10^{-4} m^4 \ \& \ 240MPa \leq f_y \leq 390MPa\}$$



Figuur bijlage B.12 AZ-profielen afname dikte Class-einde als functie van de toename vloeisterkte.

Vervolgens kan het plastische weerstandsmoment worden bepaald bij $\Delta t_{wall;class 2}$ met:

$$W_{P;\Delta t_{wall;class 2}} = W_{P;0} \cdot \left(1 - (-86.62 \cdot I_0 \cdot m^{-4} + 0.1153) \cdot \Delta t_{wall;class 2} \cdot mm^{-1}\right) \quad (17)$$

$$\left\{ 3 \cdot 10^{-4} m^4 \leq I_0 \leq 6 \cdot 10^{-4} m^4 \right\}$$

Vervolgens kan het elastische weerstandsmoment worden bepaald bij $\Delta t_{wall;class 3}$ met:

$$W_{E;\Delta t_{wall;class 3}} = 0.85 \cdot W_{P;0} \cdot \left(1 - (-86.62 \cdot I_0 \cdot m^{-4} + 0.1153) \cdot \Delta t_{wall;class 3} \cdot mm^{-1}\right) \quad (18)$$

$$\left\{ 3 \cdot 10^{-4} m^4 \leq I_0 \leq 6 \cdot 10^{-4} m^4 \right\}$$

Voor dit project wordt voor dikteafname die groter is dan $\Delta t_{wall;class 2}$ van een lineaire afname uitgegaan van het maximale weerstandsmoment:

$$W_{P/class 4; \Delta t_{wall}} = W_{P;class 2} + \frac{\Delta t_{wall} - \Delta t_{wall;class 2}}{\Delta t_{wall;class 3} - \Delta t_{wall;class 2}} \cdot (W_{E;class 3} - W_{P;class 2}) \quad (19)$$

$$\left\{ 3 \cdot 10^{-4} m^4 \leq I_0 \leq 6 \cdot 10^{-4} m^4 \quad \& \quad \Delta t_{wall} \geq \Delta t_{wall;class 2} \right\}$$

C Uitgangspunten meervoudig ondersteunde wand

C.1 Ankersterkte

De sterkte van Anker 1 en 2 is gebaseerd op de rekenwaarde van de ankerkrachten uit de ontwerpberoeeningen met.

De invloedfactor, α_R en doelbetrouwbaarheid, β_T van de sterkte in de Eurocode zijn respectievelijk $\alpha_R = 0,8$ en $\beta_T = 3,8$. Uitgaande van de voor sterkte gebruikelijke lognormale verdeling van parameter Y met een gemiddelde waarde m_Y en een variatiecoëfficiënt v_Y is de rekenwaarde [18]:

$$Y_d = m_Y \cdot e^{\left(-0,5 \cdot \ln(1+V_Y^2) - \alpha \cdot \beta \cdot \sqrt{\ln(1+v_Y^2)}\right)} \quad (20)$$

Vergelijking (20) kan worden herschreven tot:

$$m_Y = \frac{Y_d}{e^{\left(-0,5 \cdot \ln(1+V_Y^2) - \alpha \cdot \beta \cdot \sqrt{\ln(1+v_Y^2)}\right)}} \quad (21)$$

De ankersterkte is lognormaal verdeeld met een variatiecoëfficiënt van 0,08. Met vergelijking (21) kan nu voor $V_Y = 0,08$; $\alpha_R = 0,8$ en $\beta_T = 3,8$ de gemiddelde waarde van de ankersterkte worden bepaald die in de probabilistische analyse voor de kalibratie en verificatie wordt toegepast.

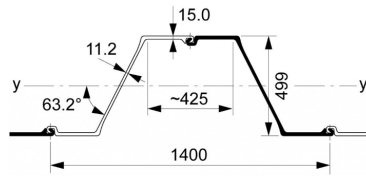
C.2 Damwandeigenschappen

Voor het plastische weerstandmoment, doorsnede oppervlak en de buigstijfheid wordt uitgegaan van een AZ36-700N, zie Figuur bijlage C.1.

Het plastische weerstandmoment $W_p = W_{el,y} / 0,85 = 4235 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{m}$ en doorsnede oppervlak $A_a = 215,9 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{m}$ beide zijn deterministen in de probabilistische analyses.

De buigstijfheid, EI is lognormaal verdeeld met een gemiddelde van 188454 kNm²/m en een variatiecoëfficiënt van 8%.

Voor de vloeisterkte, f_y wordt uitgegaan van de rekenwaarde van de optredende staalspanning uit de ontwerpberoeeningen in de kalibratie en verificatie fase. De vloeisterkte is lognormaal verdeeld met een variatiecoëfficiënt van 8%. De invloedfactor, α_R en doelbetrouwbaarheid, β_T van de sterkte in de Eurocode zijn respectievelijk $\alpha_R = 0,8$ en $\beta_T = 3,8$. Uit vergelijking (21) volgt dat de gemiddelde waarde van de vloeisterkte $f_{y,gem}$ die in de probabilistische analyse voor de kalibratie en verificatie wordt toegepast.



Metric units Imperial units

AZ 36-700N

	A cm ²	G kg/m	I _y cm ⁴	W _{el,y} cm ³	r _g cm	A _L m ² /m
Per S	151.1	118.6	62 730	2 510	20.37	1.03
Per D	302.2	237.3	125 450	5 030	20.37	2.05
Per m of wall	215.9	169.5	89 610	3 590	20.37	1.47

A	Sectional area
G	Mass per m
I _y	Moment of inertia about the main neutral axis y-y
W _{el,y}	Elastic section modulus
r _g	Radius of gyration about the y-y axis
A _L	Coating area. One side, excludes inside of interlocks
S	Single pile
D	Double pile

Figuur bijlage C.1 Eigenschappen AZ36-700N [19].

D Uitgangspunten Kruisplein diepwand case

D.1 Grondeigenschappen

De grondeigenschappen zijn lognormaal verdeeld met de in Tabel bijlage D.1 weergegeven variatiecoëfficiënten per grondeigenschap en de in Tabel bijlage D.2 en Tabel bijlage D.3 per grondsoort weergegeven gemiddelde waarde. Deze gemiddelde waarden van de grondeigenschappen zijn afgeleid van de in de D-Sheet Piling berekening voor CC2 toegepaste karakteristieke waarden van deze grondeigenschappen, uitgaande van de lognormale verdeling en de in Tabel bijlage D.1 weergegeven variatiecoëfficiënten.

Tabel bijlage D.1 Variatiecoëfficiënten grondeigenschappen in de Kruisplein diepwand case.

Grondeigenschap	Variatiecoëfficiënt [-]
Verzadigd volumiek gewicht	0,05
Cohesie	0,2
Hoek van inwendige wrijving	0,08 ¹⁸
Beddingsconstante - Secant tak 1	0,3

Tabel bijlage D.2 Gemiddelde waarde van de grondeigenschappen in de Kruisplein diepwand case.

#	Grondsoort	Onverzadigd volumiek gewicht [kN/m ³]	Verzadigd volumiek gewicht [kN/m ³]	Cohesie [kPa]	Hoek van inwendige wrijving [°]	Wand wrijvingshoek [°]
1	Zand, Ant	19,74	21,74	-	34,32	22,88
2	Klei, Duink 16	17,39	17,39	2,82	28,60	19,07
3	Veen, Hol 10	11,41	11,41	2,82	20,02	-
4	Klei, Calais 15	16,31	16,31	5,65	25,74	17,16
5	Klei s. zandig 17	18,48	18,48	2,82	28,60	19,07
6	Klei s siltig 17	18,48	18,48	2,82	28,60	19,07
7	Zand, Pleist los	19,74	21,74	-	34,32	22,88
8	Zand, Pleist matig	19,74	21,74	-	34,32	22,88
9	Leem 6b	19,78	22,28	5,65	25,74	17,16
10	Veen 6d	13,37	13,37	4,94	14,87	-

¹⁸ CoV 10% op $\tan(\varphi)$ komt overeen met CoV 8% op de hoek in graden.

Tabel bijlage D.3 Gemiddelde waarde van de beddingsconstante in de Kruisplein diepwand case.

#	Grondsoort	Beddingsconstante - Secant tak 1 bovenzijde v/d laag [kN/m ³]	Beddingsconstante - Secant tak 1 onderzijde v/d laag [kN/m ³]
1	Zand, Ant	4230	8460
2	Klei, Duink 16	3384	3384
3	Veen, Hol 10	2538	2538
4	Klei, Calais 15	3384	3384
5	Klei s. zandig 17	6345	6345
6	Klei s siltig 17	5076	5076
7	Zand, Pleist los	16921	16921
8	Zand, Pleist matig	25381	25381
9	Leem 6b	16921	16921
10	Veen 6d	5076	5076

Deltares is een onafhankelijk kennisinstituut voor toegepast onderzoek op het gebied van water en ondergrond. Wereldwijd werken we aan slimme oplossingen voor mens, milieu en maatschappij.

Deltares

www.deltares.nl