



# **Toetskader Amsterdamse Kademuren**

Van toepassing op kademuren op houten palen in beheer bij  
gemeente Amsterdam

## **Auteurs**

L. Neijzing, A. Cherkaoui, R. Pijpers en R. Wesstein

## **Opdrachtgever**

Programma Bruggen en Kademuren (PBK)  
Verkeer & Openbare Ruimte (V&OR)

## **Contactpersoon Opdrachtgever**

R. Damstra  
Ingenieursbureau Amsterdam

## **Kenmerk**

PBK-TAK3.2

<b>Opsteller</b>	<b>Paraaf</b>	<b>Datum</b>
Lester Neijzing		20 april 2023
<b>Goedgekeurd</b>	<b>Paraaf</b>	<b>Datum</b>
Remco Kleinlugtenbelt		20 april 2023
<b>Vrijgegeven</b>	<b>Paraaf</b>	<b>Datum</b>
Ronald Damstra		20 april 2023

# Voorwoord

In de gemeente Amsterdam is een groot aantal kademuren aanwezig langs de (binnenstedelijke) grachten en andere waterlopen. Het gaat hierbij om constructies van soms meer dan 100 jaar oud waarvan een groot deel cultureel erfgoed zijn van de stad. De gemeente wil de kans op bezwijken van deze kademuurconstructies op adequate en eenduidige wijze in kaart brengen.

De gemeente heeft voor de categorie kademuren op houten palen een integrale kwantitatieve werkwijze opgesteld: het Toetskader Amsterdamse Kademuren (TAK). Het TAK betreft een toetskader voor de specifieke Amsterdamse omstandigheden, ten behoeve van de technische constructieve beoordeling (de verificatie berekening). Hierbij heeft de serie NEN 8700 'Beoordeling van de constructieve veiligheid van een bestaand bouwwerk bij verbouw en afkeuren' [6] [7] [8] een belangrijke rol gespeeld.

Deze TAK-werkwijze is ontwikkeld met de drie ingenieurbureaus uit de Samenwerkingsovereenkomst (SOK) ingenieursdiensten en gereviewd door de TU Delft en Deltares. Deze resulterende TAK-werkwijze is het resultaat van die samenwerking en is bedoeld om de gemeentelijke kademuren van Amsterdam op houten palen in beeld te brengen en te beoordelen als input voor toekomstig beheer en onderhoud. Bij de uitvraag voor een verificatieberekening zal de dan geldende en aan te houden TAK-versie worden verstrekt.

Deze TAK-werkwijze is tot stand gekomen in samenwerking met de volgende mensen:

**Gemeente Amsterdam**

Ing. Lester Neijzing

Ing. Timothy Augustuszoon

Ing. Aziz Cherkaoui

Ir. Remco Kleinlugtenbelt

Mr. Rick Janssen

Dr. Geeralt van den Ham

Ing. Herman Best

Ing. Willem de Feijter

Ir. Jan Hilbert

**Technische Universiteit Delft**

Ir. Mart-Jan Hemel

Dr. ir. Dirk Jan Peters

**Deltares**

Dr. ir. Timo Schweckendiek

Dr. Ir. Mandy Korff

Dr. ir. Cor Zwanenburg

**Arcadis - Fugro**

Ir. Ad Verweij

Ir. Rick Pijpers

Ir. Robbin Wesstein

**Antea Group**

Ing. Jack Post

Joeri Prins M.Sc.

Ir. Trevor Spanenburg

**Witteveen+Bos**

Drs. ir. Richard de Nijs

Ir. Stan Joosten

Ir. Ivanka van Berkom

De redactie van voorliggend rapport is verzorgd door Robbin Wesstein en Rick Pijpers.

Gemeente Amsterdam wil Deltares, de TU Delft en alle partners in de SOK-ingenieursdiensten bedanken voor hun inzet alsmede alle medewerkers van de gemeente die met veel inzet en enthousiasme hebben samengewerkt aan de totstandkoming van deze TAK-werkwijze.

Ronald Damstra

Taakveldtrekker CB&A

De TAK-werkwijze zoals omschreven in dit rapport is op 20 april 2023 vastgesteld door de directie van het PBK van Amsterdam. Gedurende het gebruik zullen er nieuwe inzichten worden opgedaan die zullen worden opgenomen in volgende versies.



Figuur 1-1 Groepsfoto met de mensen die hebben meegewerkt aan de TAK-werkwijze

# Inhoudsopgave

<b>Toetskader Amsterdamse Kademuren</b>	<b>1</b>
<b>Voorwoord</b>	<b>3</b>
Versiebeheer	9
Afkortingen en definities	9
<b>1 Inleiding</b>	<b>11</b>
1.1 Algemeen	11
1.2 Doelstelling TAK	11
1.3 Toetsingsproces	11
1.4 Doel van dit document	11
1.5 Toepassingsgebied	12
<b>2 Beoordelingskader</b>	<b>13</b>
2.1 Toetsmethode	13
2.2 Gevolgklasse	13
2.3 Partiële factoren	14
2.4 Maatregelen na toetsing	16
2.4.1 Veiligheidsmaatregelen	16
2.4.2 Levensduurverlengende maatregelen	16
2.4.3 Vervanging	16
<b>3 Informatiebronnen</b>	<b>17</b>
3.1 Amsterdam Inspectie Portaal (AIP)	17
3.2 Document Management Systeem (DMS)	17
<b>4 Beschrijving kademuren</b>	<b>19</b>
4.1 Kademuren in Amsterdam	19
4.1.1 Hoofdvormen kadeconstructies Amsterdam	20
4.1.2 Geometrie Type 1 en Type 2 kadeconstructies	21
4.1.3 Decompositie Type 1 kadeconstructie	21
4.2 Houten funderingspalen	24
4.2.1 Lengte houten palen	24
4.2.2 Diameter en tapseid houten palen	25
4.2.3 Aantal palen loodrecht op de kade	25
4.2.4 Aantasting houten palen	25
4.3 Bodemopbouw	26

4.4	Waterpeil	29
4.5	Geohydrologie	29
4.6	Waterbodem	30
4.6.1	Bepaling ligging waterbodem	30
4.6.2	Bepaling toetsprofiel waterbodem	31
4.7	Materiaaleigenschappen constructie	32
4.7.1	Metselwerk	32
4.7.2	Hout	32
4.7.3	Wrijvingscoëfficiënt hout	33
<b>5</b>	<b>Belastingen en combinaties</b>	<b>34</b>
5.1	Inleiding	34
5.2	Maaiveldbelastingen	34
5.2.1	Maaiveldindeling	34
5.2.2	Parkeerbelasting	35
5.2.3	Verkeersbelasting	35
5.2.4	Belasting door mensenmassa's	36
5.3	Boombelasting	37
5.3.1	Inleiding	37
5.3.2	Bomen langs Amsterdamse grachten	37
5.3.3	Aanpak boombelasting in het centrum van Amsterdam	38
5.4	Bolder- en haalkombelasting	38
5.5	Accidentele belastingen	40
5.6	Belastingcombinaties	41
<b>6</b>	<b>Modelleringswijze</b>	<b>42</b>
6.1	Inleiding	42
6.2	Plaxis 2D	42
6.3	Grondgedrag	42
6.3.1	Grondmodel	42
6.3.2	Grondparameters	43
6.4	Kadeconstructie	46
6.4.1	Metselwerk	46
6.4.2	Houten palen	46
6.4.3	Houten kespren	48
6.4.4	Paal/kesp-verbinding	48
6.4.5	Schuifhout	50
6.4.6	Houten vloer	50

6.4.7	Onderloopsheidscherm	50
6.5	Fasering	50
<b>7</b>	<b>Toetsen van de kadeconstructie</b>	<b>55</b>
7.1	Geotechnische draagkracht	56
7.2	Sterkte van de houten palen	57
7.2.1	Sterkte van de palen	57
7.2.2	Sterkte van de paal/kesp-verbinding	58
7.3	Horizontaal glijden van de metselwerk wand	58
7.3.1	Zonder schuifhout	58
7.3.2	Met schuifhout	58
7.4	Kantelstabiliteit van de metselwerk wand	59
7.5	Sterkte van het metselwerk / betonnen L-wand	59
7.6	Algehele stabiliteit	59
7.7	Sterkte van de houten kespen	59
7.8	Sterkte van de houten vloerdelen	60
7.9	Sterkte van het onderloopsheidscherm	60
7.10	Toetsing op horizontale verplaatsing en belendingen	61
<b>8</b>	<b>Aanbevelingen voor TAK 4.0</b>	<b>63</b>
<b>9</b>	<b>Referenties</b>	<b>64</b>
<b>Bijlage A</b>	<b>Memo betrouwbaarheidseisen voor binnenstedelijke kademuren Amsterdam</b>	<b>67</b>
<b>Bijlage B</b>	<b>Memo resultaten 4-puntsbuigproef houten palen Overamstel – wordt in TAK versie 4 toegevoegd</b>	<b>68</b>
<b>Bijlage C</b>	<b>Notitie afschuiven metselwerk wand</b>	<b>69</b>
<b>Bijlage D</b>	<b>Berekening woonboot- en haalkombelasting</b>	<b>70</b>
<b>Bijlage E</b>	<b>Analyse labonderzoek grondparameters</b>	<b>71</b>
<b>Bijlage F</b>	<b>Noord Zuidlijn parameterset</b>	<b>72</b>
<b>Bijlage G</b>	<b>Voorbeeld bepaling houtaantasting RBS0101-A</b>	<b>75</b>
<b>Bijlage H</b>	<b>Betrouwbaarheidsanalyse rekenmethode Plaxis 2D</b>	<b>76</b>
<b>Bijlage I</b>	<b>Memo houtrelaxatie</b>	<b>77</b>

<b>Bijlage J</b>	<b>Rekensheet sterkte houten constructies</b>	<b>78</b>
<b>Bijlage K</b>	<b>Rekensheet glijden en kantelstabiliteit metselwerk</b>	<b>79</b>
<b>Bijlage L</b>	<b>Template TAK rapportage</b>	<b>80</b>



## Versiebeheer

Versie	Omschrijving / belangrijkste wijziging	Datum
1.0	Eerste versie	03-12-2018
3.2-concept-v1	Concept versie 3.2 o.b.v. eerste review SOK-partners, TU Delft en Deltares	19-12-2022
3.2-concept-v2	Concept versie 3.2 o.b.v. tweede review SOK-partners, TU Delft en Deltares	15-03-2023
3.2	Definitieve versie 3.2	20-04-2023

## Afkortingen en definities

Afkorting	Betekenis
AIP	Amsterdams Inspectie Portaal
ARK	Amsterdamse Risicobeoordeling Kademuren
CUR	Vereniging Civieltechnisch Centrum Uitvoering, Research en Regelgeving
DMS	Document Management Systeem
GHPO	Groot Houten Palen Onderzoek
NAP	Normaal Amsterdams Peil
PBK	Programma Bruggen en Kademuren
TAB	Toetskader Amsterdamse Bruggen
TAK	Toetskader Amsterdamse Kademuren
CB&A	Constructieve Beoordeling & Advies
V&OR	Verkeer en Openbare Ruimte

Tabel 1-1 Afkortingen

Definitie	Betekenis
Rak	Een rak is een afgebakend stuk kademuur, vaak een (recht) stuk kademuur tussen twee bruggen. De Amsterdamse kademuren zijn opgedeeld in rakken.
Rakcode	De Amsterdamse kademuren zijn opgedeeld in rakken. Elk rak heeft een rakcode. Bestaande uit een 3 lettercode van de gracht en een identificatienummer. Er zijn rakken met sub-letters om onderscheid te maken tussen verschillende rakkdelen (voor e.g. constructietypen en/of bouwjaar).
Fundering	Onderdeel van de onderbouw van een kademuur dat zorgt voor de overdracht van alle belastingen aan de draagkrachtige vaste (zand)grondlaag, oftewel een systeem van palen en kesp.
Onderbouw	Onderdeel van een kademuur dat zich onder de wand bevindt, zoals vloer, kesp en schuifhout.

Definitie	Betekenis
Bovenbouw	De verticale delen van de constructie boven de vloer die als grondkering functioneren, zoals metselwerk (of basalt) en betonnen L-muur.
Bezwijken	Het instorten van een constructie(deel), eveneens is er sprake van falen (o.b.v. BiKa [2]).
Bezwijkmechanisme	De manier waarop een materiaal of (een onderdeel van) een constructie onder invloed van een bepaalde belasting of door bepaald gebruik stuk gaat.
Acuut bezwijkmechanisme	Wijze waarop bezwijken van een constructie plaatsvindt, of kan plaatsvinden, zonder dat waarschuwing vooraf optreedt.
Faalmechanisme	De opeenvolging van gebeurtenissen die leidt tot falen
Falen	Het niet meer kunnen aantonen dat de functies waarvoor de constructie bedoeld is op voldoende veilig niveau kunnen worden uitgevoerd.

Tabel 1-2 Definities

# 1 Inleiding

## 1.1 Algemeen

De gemeente investeert in de Amsterdamse bruggen en kademuren door grootschalig 200 kilometer kademuur en 850 verkeersbruggen aan te pakken. Hiervoor is het Programma Bruggen en Kademuren (PBK) geformeerd. In de komende jaren gaat veel aandacht uit naar het in kaart brengen van de toestand van de constructies waar het Toetskader Amsterdamse Kademuren (TAK) een onderdeel van is.

## 1.2 Doelstelling TAK

De gemeente wil de constructieve staat van een kademuurconstructies op een adequate en eenduidige wijze in kaart brengen. Hiervoor heeft de gemeente deze integrale kwantitatieve werkwijze opgesteld. Het TAK betreft een toetskader voor specifiek Amsterdamse kademuren, ten behoeve van het rekenkundig toetsen van de constructieve staat en de bepaling van de technische restlevensduur.

## 1.3 Toetsingsproces

In het toetsingsproces van een kademuur vindt een archiefonderzoek plaats waarbij digitale en fysieke bronnen worden geraadpleegd. Deze bestanden worden beoordeeld om de opbouw en geometrie van de kades te bepalen. Aanvullend wordt een duikinspecties uitgevoerd waar schadebeelden aan de constructie genoteerd worden en houtmonsters genomen van de houten paalfundering. Deze monsters worden in een laboratorium onderzocht op bacteriële aantasting waarmee de aangetaste ('zachte') schil bepaald wordt van de houten funderingspaal. Het archiefonderzoek, de duikinspectie met houtmonsteranalyse vormen de basis voor de modellering in Plaxis en toetsing volgens het TAK.

## 1.4 Doel van dit document

De doelstelling van dit document is het bieden van uniforme randvoorwaarden en rekenmethoden om de constructieve staat van bestaande Amsterdamse kademuren op houten palen rekenkundig te toetsen en de technische restlevensduur te bepalen. De toetsing van de kadeconstructie dient te worden gerapporteerd conform het template in Bijlage L.

## 1.5 Toepassingsgebied

Dit document is een richtlijn voor het toetsen van bestaande kademuren op houten palen binnen de gemeente Amsterdam, aanvullend op bestaande Normering en leidend t.o.v. overige Richtlijnen, zoals het handboek Binnenstedelijke kademuren [2].

## 2 Beoordelingskader

### 2.1 Toetsmethode

Het Bouwbesluit (2012) stelt dat een bestaand bouwwerk, zoals een kademuur, gedurende de restlevensduur voldoende bestand moet zijn tegen de daarop werkende krachten. In de notitie 'betrouwbaarheidseisen Toetsing Amsterdamse kademuren' [35] is bepaald dat de normering serie NEN 8700 [6] [7] [8] van toepassing is voor het beoordelen van de constructieve veiligheid van bestaande (Amsterdamse) kademuren. De notitie is bijgevoegd in Bijlage A. De serie NEN 8700 is opgesteld om de constructieve veiligheid van een bestaand bouwwerk bij verbouw en afkeuren te beoordelen. Voor binnenstedelijke kademuren is met name de NEN 8707 voor geotechnische constructies relevant. In een toetsing conform het TAK dient gecontroleerd te worden of de kademuur nog voldoet aan de norm.

In de notitie [35] is verder bepaald dat er volgens de definities in de NEN 8700 getoetst kan worden op afkeurniveau voor langere restlevensduur (bv. 15 of 30 jaar), mits er geen fysieke veranderingen aan de constructie plaatsvinden (verbouw). In een toetsing volgens het TAK dient een individuele kademuur getoetst te worden op afkeurniveau. Hierbij dient te worden gecontroleerd of de kademuur voldoet aan de norm volgens drie verschillende restlevensduren:

- 1 jaar na toetsjaar;
- 15 jaar na toetsjaar;
- 30 jaar na toetsjaar.

Hierbij is het belangrijk dat de veranderingen in de tijd als bijvoorbeeld degradatie van de constructie en veranderde belastingen (inclusief onzekerheden) in de toetsing worden meegenomen.

### 2.2 Gevolgklasse

Voor het maken van een herberekening moet een kadeconstructie worden ingedeeld in een gevolgklasse conform NEN-EN 1990. Het basisuitgangspunt voor de kademuren in Amsterdam is CC1b, dit is bevestigd in de notitie [35]. Hier kan van worden afgeweken wanneer op basis van een afweging blijkt dat risico's ten aanzien van de gevolgen voor mensenlevens, economische schade, sociale gevolgen en omgevingsbeïnvloeding significant groter zijn dan gemiddeld. In dat geval kan met CC2 worden gerekend. Voor Amsterdam wordt een gevolgenkaart ontwikkeld, waarin deze afweging is opgenomen.

## 2.3 Partiële factoren

Voor de toe te passen partiële factoren dient te worden gewerkt met de methodiek zoals beschreven in handboek Binnenstedelijke kademuren (BiKa) [2] in combinatie met de meest recente partiële factoren conform de serie NEN 8700 [6] [7] [8].

Conform BiKa (i.o.m. de NEN 9997-1 [4]) dient voor partiële factoren op belastingen een onderscheid te worden gemaakt per type berekening (faalmechanisme) en per type constructie. Afhankelijk daarvan vallen belastingen in 'groep B' of 'groep C' waaraan vervolgens weer een tabel in de Eurocode/NEN is gekoppeld. Bij de partiële factoren op grondparameters is eenzelfde onderscheid gemaakt in type berekening/constructie. In Tabel 2-1 is samengevat voor welke faalmechanismen welke partiële factoren moeten worden toegepast. Hierin wordt doorverwezen naar Tabel 2-2 en Tabel 2-3 voor factoren op belastingen en naar Tabel 2-4, Tabel 2-5 en Tabel 2-6 voor factoren op grondparameters. In deze tabellen is voor RC1 (CC1b) en RC2 de factor weergegeven.

Bij de partiële factoren op belastingen uit NEN 8700 wordt onderscheid gemaakt tussen gebouwen en bruggen. Voor het beoordelen van de kademuur type 1 en 2 is aangehaakt bij de factoren op bruggen. Voor de partiële factoren op variabele belastingen is de kolom 'overige variabele belastingen' gehanteerd.

Tabel 2-1 Toe te passen partiële factoren per faalmechanisme

Partiële factor	Faalmechanisme	Toe te passen partiële factoren
Belastingen	Algehele stabiliteit	Conform Tabel 2-2
	Overige faalmechanismen	Conform Tabel 2-3
Grondparameters (sterkte)	Geotechnisch draagvermogen	Conform Tabel 2-4
	Overige faalmechanismen	Conform Tabel 2-5
Grondparameters (stijfheid)	Allen	Conform Tabel 2-6

Tabel 2-2 Partiële factoren voor belastingen (NEN 8707 tabel K / N.1, vervanging van NEN 9997-1 tabel A.3 kolom A2-Overig)

Parameter	RC1 (afkeurniveau) ( $\beta=1,8$ )	RC2 (afkeurniveau) ( $\beta=2,5$ )
Permanent (ongunstig)	1,00	1,00
Permanent (gunstig)	1,00	1,00
Veranderlijk (ongunstig)	1,00	1,10
Veranderlijk (gunstig)	0,00	0,00

Tabel 2-3 Partiële factoren voor belastingen (NEN 8700 tabel A2.2(B) en (C) vgl. 6.10a (waarde tussen haakjes is vgl. 6.10b), vervanging van NEN 9997-1 tabel A.3 kolom A1)

Parameter	RC1 (afkeurniveau) ( $\beta=1,8$ )	RC2 (afkeurniveau) ( $\beta=2,5$ )
Permanent (ongunstig)	1,00	1,10
Permanent (gunstig)	0,90	0,90
Veranderlijk (ongunstig)	1,05	1,15
Veranderlijk (gunstig)	0,00	0,00

Tabel 2-4 Partiële factoren voor grondparameters (NEN 9997-1 tabel A.4a kolom M2-Fundering op staal en op palen / tabel A.6 / tabel A.7 / tabel A.8)

Parameter	RC1 (afkeurniveau) ( $\beta=1,8$ )	RC2 (afkeurniveau) ( $\beta=2,5$ )
Puntweerstand uit sondering	1,00	1,20
Schachtweerstand uit sondering (druk)	1,00	1,20
Schachtweerstand uit sondering (trek)	1,00	1,35
Hoek van inwendige wrijving	1,00	1,15
Effectieve cohesie	1,00	1,60
Ongedraineerde schuifsterkte	1,00	1,35
Volumiek gewicht	1,00	1,10

Tabel 2-5 Partiële factoren voor grondparameters (NEN 8707 tabel N.2, vervanging van NEN 9997-1 tabel A.4a kolom M2-Algehele stabiliteit)

Parameter	RC1 (afkeurniveau) ( $\beta=1,8$ )	RC2 (afkeurniveau) ( $\beta=2,5$ )
Hoek van inwendige wrijving	1,00	1,10
Effectieve cohesie	1,00	1,10
Ongedraineerde schuifsterkte	1,00	1,20
Volumiek gewicht	1,00	1,00

Tabel 2-6 Partiële factoren voor stijfheidsparameters (NEN 9997-1 tabel A.4c kolom M2)

Parameter	RC1 (afkeurniveau) ( $\beta=1,8$ )	RC2 (afkeurniveau) ( $\beta=2,5$ )
Bedding/E-modulus (ongunstig)	1,00	1,00
Bedding/E-modulus (gunstig)	1,00	1,30

## 2.4 Maatregelen na toetsing

Het resultaat van de toetsing dient als input voor de afweging voor het verdere beheer van de kademuur. Dit kan zijn regulier beheer wanneer de kademuur nog meer dan 15 jaar voldoet of er kunnen aanvullende maatregelen noodzakelijk zijn. Voorbeelden hiervan zijn dat de constructie actief moet worden gemonitord, een veiligheidsmaatregel nodig is, dat deze met een levensduurverlengende maatregel kan worden versterkt, of dat complete vervanging nodig is. Dit keuzemodel is geen onderdeel van de toetsing binnen het kader van TAK3.2. In de onderstaande paragrafen zijn wel enkele mogelijkheden geschetst waartoe de toetsing kan leiden op basis van dit keuzemodel.

### 2.4.1 Veiligheidsmaatregelen

Wanneer een kademuur volgens de norm niet voldoet aan de constructieve veiligheid kunnen er veiligheidsmaatregelen worden geadviseerd, zoals:

- Toepassen gewichtsbepanking op de rijbaan achter de kademuur van 7,5 ton;
- Afzetten van parkeervakken (t.b.v. gewichtsbepanking op de parkeervakken);
- Beperken van het baggerwerk (t.b.v. gunstiger bodemprofiel);
- Verplaatsen woonboten en/of recreatievaart (t.b.v. beperken bolder- en haalkombelasting);
- Versterken kadeconstructie (m.b.v. een damwandconstructie met zandaanvulling).

Het effect van deze maatregelen kan indien gewenst met gevoeligheidsberekeningen op basis van de TAK berekeningen worden aangetoond.

### 2.4.2 Levensduurverlengende maatregelen

Veiligheidsmaatregelen zijn doorgaans van tijdelijke aard en geen permanente oplossing. Wanneer een kademuur niet meer voldoet, maar niet in zijn geheel hoeft te worden vervangen, kunnen levensduurverlengende maatregelen een interessant alternatief zijn om de constructie met beperkte ingrepen voor minimaal 30 jaar te laten voldoen. Momenteel zijn diverse maatregelen beschikbaar of in ontwikkeling.

### 2.4.3 Vervanging

Wanneer een kademuur niet meer voldoet en levensduurverlengende maatregelen geen optie meer zijn, dient de kademuur in zijn geheel te worden vervangen.



## 3 Informatiebronnen

Normaliter wordt een TAK analyse uitgevoerd nadat eerst een beoordeling op basis van de Amsterdamse Risicobeoordeling Kademuren (ARK) [26] is uitgevoerd. In het ARK is de constructie kwalitatief beoordeeld op basis van archiefdata en inspectiegegevens. De ARK rapportage en de daaraan ten grondslag liggende gegevens zijn ontsloten via het Amsterdamse Inspectieportaal (AIP - <https://aip.amsterdam.nl>).

Op de interactieve kaart in het AIP kan de rakcode worden opgezocht en kunnen de onderzoeken van een rak worden verzameld. Via het AIP dient voor dat rak gekeken te worden in het Document Management Systeem (DMS) naar de overige (archief)informatie van dat rak.

### 3.1 Amsterdam Inspectie Portaal (AIP)

In het AIP worden alle onderzoeken opgeslagen die zijn uitgevoerd aan en rondom de kade. Deze informatie wordt opgeslagen onder de rakcode. De volgende type onderzoeken dienen te worden geraadpleegd als deze in het AIP aanwezig zijn (opgemerkt wordt dat niet alle onderzoeken voor elk rak beschikbaar zijn):

- Inspecties bovenwater (bovenbouw, maaiveld).
- Duikinspecties onderwater (kespen, vloerdelen, onderloopsheidscherm, funderingspalen schuifhout).
- Funderingsonderzoek (inspecties onderwater en/of materiaalonderzoek).
- 3D Multibeam inmeting waterbodembodem (puntenwolk).
- Monitoringsdata (van een beperkt aantal rakken beschikbaar).

Voor een beschrijving van de verschillende inspecties en onderzoek wordt verwezen naar de ARK rapportage [26].

### 3.2 Document Management Systeem (DMS)

In het DMS zijn alle gedigitaliseerde stukken van een kademuur per rak(code) opgeslagen. De volgende informatie kan in het DMS worden gevonden en dient te worden beschouwd bij de toetsing:

#### Algemene gegevens

- Bouwjaar;
- Bestekken;
- Tekeningen (bij voorkeur as-built);
- Ontwerpberekeningen;
- Wijzigingen ten opzichte van het ontwerp;
- Materiaalcertificaten;

- Ontwerpverkeersbelastingklasse;
- Ontwerpveiligheidsklasse, ontwerp gevolgklasse;
- Functie kademuur;
- Categorie weg langs kade;
- Maaiveld indeling.
- Inrichting maaiveld (leuning, parkeerhek, abri's, ondergrondse afvalcontainers);
- Geometrie: breedte, constructiehoogte, lengte vloer, dikte wand;
- Gebruikte materialen;
- Ontwerpde en/of opdrachtgevende partij en/of uitvoerende partij;
- Type fundering;
- Foto's;
- Verkeerstellingen (langs de kade).

#### **Afspraken met gemeente**

- Aslast- en gewichtsbependingen voor gebieden;
- Openbaar vervoersbedrijven;
- Dagelijks en periodiek groot onderhoud.

## 4 Beschrijving kademuren

In dit hoofdstuk worden de randvoorwaarden voor de Amsterdamse kademuren op houten palen behandeld. Er wordt ingegaan op de geometrie van de kademuren, bodemopbouw, waterpeil, geohydrologie, waterbodem en materiaaleigenschappen van de constructie. De belastingen zijn in hoofdstuk 5 behandeld. In de ARK rapportage van het betreffende rak zijn verschillende eigenschappen van de kademuur bepaald welke gebruikt kunnen worden bij het opstellen van de uitgangspunten, zoals:

- Opsplitsing rak in rakkdelen;
- Constructieopbouw per rakdeel;
- (Inschatting) van het bouwjaar;
- Beschikbare basisinformatie (tekeningen, bestek, monitoringsdata, etc.);
- Analyse deformatiemetingen;
- Staat onderbouw en fundering (inclusief aantasting houten onderdelen).

Uit inspecties en houtmonsteranalyses van de houten fundering blijkt dat de kwaliteit van de houten palen degradeert in de tijd. In dit hoofdstuk is uitgewerkt op welke wijze deze aantasting dient te worden bepaald.

### 4.1 Kademuren in Amsterdam

Voor een uitgebreide beschrijving van de ontwikkeling van kademuren in Amsterdam wordt verwezen naar [32], in deze paragraaf is een beknopte samenvatting gegeven. In de afgelopen 700 jaar is Amsterdam sterk gegroeid. Hierbij zijn in verschillende fasen steeds weer nieuwe grachten en kadeconstructies aangelegd en bestaande kadeconstructies vervangen. Deze kadeconstructies zijn de laatste 120 jaar doorgaans uitgevoerd als op houten palen gefundeerde constructies.

Binnen een rak kunnen verschillende kademuurconstructies voorkomen. In dat geval kan het nodig zijn dat het rak opgedeeld moet worden in meerdere rakkdelen. In principe dient voor alle rakkdelen een aparte toetsing uitgevoerd te worden. Uit praktische overwegingen kan er ook voor worden gekozen alleen het vermoedelijk maatgevende deel te berekenen en als dat voldoet te beredeneren waarom de overige delen ook voldoen. Wanneer het vermoedelijk maatgevende rakdeel niet voldoet dan het volgende rakdeel te beschouwen.

NB: het vermoedelijk maatgevende rakdeel kan worden bepaald op basis van constructietype, leeftijd, kerende hoogte, mate van paalaantasting, waargenomen schadebeelden, gemeten vervormingen etc.

Uit de ARK en (duik)inspectie volgt de opdeling van het rak naar rakkdelen. Alle rakkdelen houden dezelfde rakcode, maar worden in het overzicht opgedeeld in subnummers (bijvoorbeeld: AMK0101-A en AMK0101-B). Een rak dient opgedeeld te worden als er binnen het rak verschillen zijn in:

- Leeftijd;
- Hoofdvorm kadeconstructie (zie paragraaf 4.1.2);
- Significante verschillen in constructie (zoals vloerniveau, type palen of kespen (hout/staal/beton), etc.).

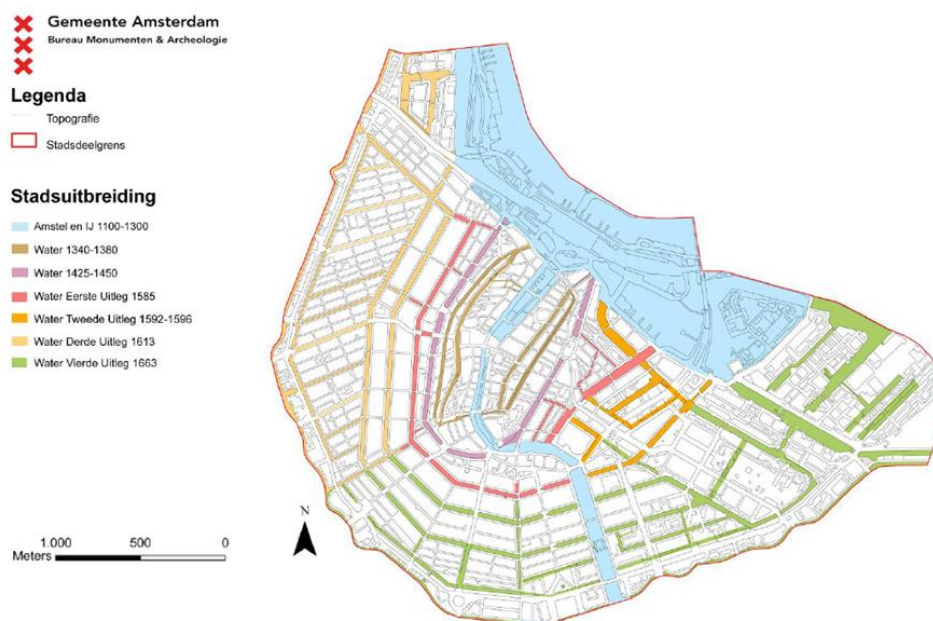
Wanneer een rak aansluit op een brug zal de kade daar waarschijnlijk hoger zijn. In de ARK is een rak niet opgedeeld op basis van de kerende hoogte. Echter, er dient een extra TAK toetsing uitgevoerd te worden voor een doorsnede binnen een rakdeel met een (significant) hogere kerende hoogte.

#### 4.1.1 Hoofdvormen kadeconstructies Amsterdam

In Tabel 4-1 zijn de hoofdvormen kadeconstructies in Amsterdam gegeven. Kademuren op houten palen (type 1 en type 2) zijn de meest voorkomende type kademuren in de stad. Voorliggende rapportage heeft betrekking tot de hoofvormen type 1 en type 2. Voor de overige typen kademuren zullen separate documenten opgesteld worden.

Hoofdvorm type	Voorkomen (%)
1. Op houten onderbouw en palen gefundeerde gewichtsmuur met metselwerk wand	75
2. Op (houten, stalen, beton) palen gefundeerde betonnen L-wand	
3. Damwand (staal, kunststof, hout, beton en overig)	20
4. Gloomingsconstructie	5
5. Op staal gefundeerde gewichtsmuur	<1

Tabel 4-1 Hoofdvormen kadeconstructies Amsterdam



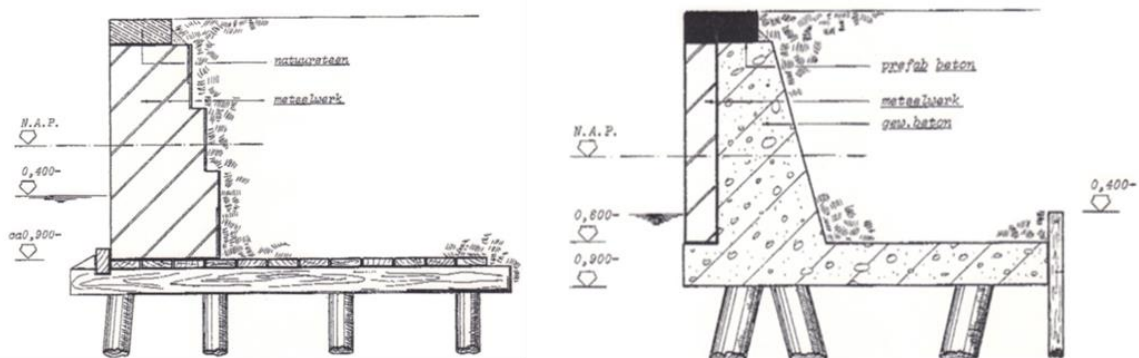
Figuur 4-1 Topografische ontwikkeling van het historisch centrum van Amsterdam

#### 4.1.2 Geometrie Type 1 en Type 2 kadeconstructies

In Figuur 4-2 is een principeddoorsnede van Type 1 en 2 weergegeven. Links is Type 1 weergegeven, dit is het meest voorkomende type kademuur in de stad. Deze constructie bestaat uit houten palen met een houten vloer en een metselwerkwand die afgewerkt is met een deksteen. De houten vloer ligt meestal op ca. NAP -1,0 m. Rechts is een Type 2 kademuur weergegeven, bestaande uit een op palen gefundeerde betonnen L-muur, afgewerkt met metselwerk en een deksteen. De onderzijde van de L-vloer ligt meestal iets hoger dan bij Type 1, namelijk op een niveau van ca. NAP -0,9 m.

De geometrie (van het rekenmodel) van de kademuur moet zoveel mogelijk worden overgenomen van de beschikbare as-built- en archieftekeningen en (duik)inspectieresultaten. Wanneer er geen tekeningen beschikbaar zijn dient de waterzijdige kant van de kademuur bepaald te worden o.b.v. (duik)inspectieresultaten. De geometrie van de houten funderingspalen kan worden ingeschat o.b.v. paragraaf 4.2 en de dikte van de onderkant van de metselwerk wand o.b.v. paragraaf 4.1.3.

Wanneer er geen as-built- en archieftekeningen beschikbaar zijn kan de lengte van de vloer en de hart-op-hartafstand van de palen in dwarsrichting ingeschat worden op basis van gelijksoortige rakken of een archief richtlijn waterbouwkunde met vuistregels voor constructie afmetingen van Type 1 kademuren [34]. Echter, in deze richtlijn lijkt de vuistregel voor de waarde  $i$  (onderlinge afstand van de palen in dwarsrichting) tot onrealistische uitkomsten te komen. Wanneer de hart-op-hartafstand van de houten palen in dwarsrichting van de kadeconstructie onbekend is kan 1,0 m worden aangehouden.

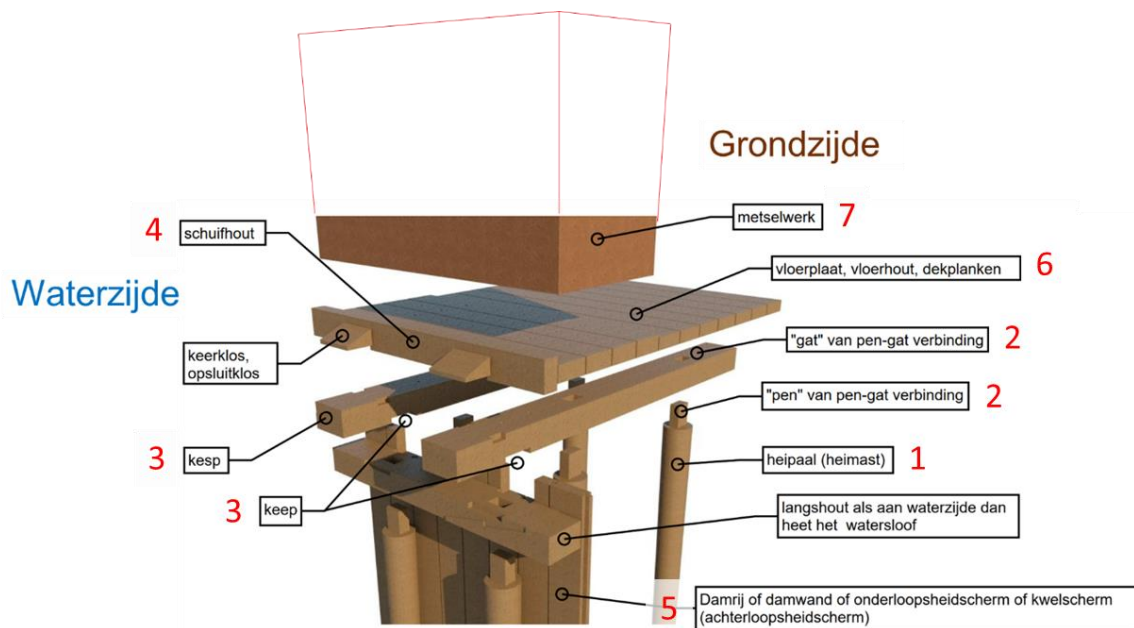


Figuur 4-2 Meest voorkomende kademuurconstructies Type 1 (links) en Type 2 (rechts)

#### 4.1.3 Decompositie Type 1 kadeconstructie

Er is voor de Type 1 kadeconstructie een decompositie gemaakt, zie Figuur 4-3. Deze decompositie is gebaseerd op de schematische reconstructie van de kademuur Grimburgwal, op basis van een archeologische reconstructie en bouwhistorische documentatie. Als variant op Figuur 4-3 is het mogelijk dat het onderloopsheidschem zich achter de achterste landzijdige palenrij bevindt. De belangrijkste onderdelen van de kade zijn:

1. Funderingspalen
2. Verbinding paal / kesp
3. Kespen
4. Schuifhout
5. Onderloopsheidscherm
6. Vloer
7. Wand



Figuur 4-3 Decompositie type 1 – gewichtsmuur metselwerk op houten palen

### 1. Funderingspalen

Zie par. 4.2.

### 2. Paal/kesp-verbinding

Bij de Type 1 kademuren zijn de funderingspalen en de kespen vaak met elkaar verbonden m.b.v. een pen-gat verbinding, waarbij eventuele ruimte tussen paal en kesp werd opgevuld met houten wiggen. Door aantasting van deze verbinding en door aantasting van het hout er omheen kan bij deze verbinding de sterkte afnemen. Deze palen en kespen kunnen ook aan elkaar verbonden zijn met stalen of houten pennen (hakkalbouten). De modelleringswijze van de paal/kesp-verbinding is verder uitgewerkt in paragraaf 6.4.2.

### 3. Kesp

Bij de Type 1 kademuren zijn houten kespen toegepast om de belastingen uit de wand en de vloer te verdelen over de funderingspalen. Ook vormen de kespen het raamwerk en ondersteuning van de houten vloer. Door aantasting van het hout neemt de doorsnede van de kespen af. De kerende hoogte van de constructie bepaalt de lengte van de kespen en het aantal palen per kesp. De modelleringswijze van de kesp is verder uitgewerkt in paragraaf 6.4.2.

Meestal zijn er geen houtmonsteranalyses van de houten kespen beschikbaar. De verwachting is dat de aantastingsnelheid van de houten kespen lager is, doordat deze uit gezaagd hout bestaan welke voor een groter deel bestaan uit kernhout. Daarbij blijkt uit archiefbestekken dat de kespen doorgaans zijn uitgevoerd in betere houtkwaliteit dan de funderingspalen. Wanneer er geen houtmonsteranalyses van de kespen beschikbaar zijn, dient de mate van aantasting van de kespen te worden geschat op basis van houtmonsteranalyses op houten palen afkomstig van de onderwaterinspectie van de kademuur. Op basis van bovenstaande is hierbij de aanname dat de aantastingsnelheid van de houten kespen de helft is van de aantastingsnelheid van de houten funderingspalen aan de kop. Voor de wijze van bepaling van de houtaantasting van de palen wordt verwezen naar paragraaf 4.2.4.

#### **4. Schuifhout**

Het schuifhout is een houten ligger die doorgaans aan de voorzijde van de wand over de kespen loopt en extra weerstand biedt tegen het glijden van de metselwerkwand. Vaak is het schuifhout in de houten kesp ingelaten. Aan de voorzijde van het schuifhout kunnen zich opsluitklossen (of keerklossen/schuifklossen) bevinden. Wanneer het schuifhout niet zichtbaar is aan de voorzijde dan kan deze ook zijn opgenomen in de metselwerkwand. Er zijn ook gewichtsconstructies aanwezig waarbij het schuifhout niet aanwezig is. Het schuifhout kan bacterieel zijn aangetast of beschadigd door aanvaring.

Het schuifhout dient niet verward te worden met het langshout of de watersloof, welke zich op de voorste palenrij i.p.v. op de kespen kunnen bevinden, zie Figuur 4-3.

#### **5. Onderloopsheidscherm**

Onder of achter de vloer en langs de funderingspalen kan een onderloopsheidscherm zijn aangebracht. Dit scherm zorgt voor het voorkomen van kwelstroom en/of ontgroning onder de kademuur door of uitspoeling door de vloer heen (als de damwand aan de waterzijde staat). Deze schermen zijn bij Type 1 kademuren uitgevoerd met een houten damwand. Op archieftekeningen staat een onderloopsheidscherm vaak niet getekend. Opgemerkt wordt dat de onderloopsheidschermen ook na aanleg van de kade kunnen zijn aangebracht. Deze houten schermen zijn grondkerend en beperkt waterdoorlatend. In het centrum hebben onderloopsheidschermen een planklengte van ca. 4 tot 5 meter. Door bacteriële aantasting kunnen er ruimtes ontstaan tussen de planken waar uitspoeling kan plaatsvinden. Ook kan het materiaal van het scherm zo degraderen dat de sterkte of stabiliteit niet meer voldoende zijn waardoor deze is bezweken. Daarbij is het gebruikelijk dat het onderloopsheidscherm niet constructief verbonden is met de houten vloer en/of kespen.

#### **6. Vloer**

De vloer van deze constructie is uitgevoerd met houten planken die liggen op de kespen. De vloer verdeelt de belasting over de kespen en zorgt ervoor dat grond er boven niet kan uitspoelen. Door veroudering en aantasting is het mogelijk dat er ruimte is ontstaan tussen de planken, waardoor de grond kan uitspoelen.

## 7. Wand

De wand van de constructie bestaat doorgaans volledig uit metselwerk. Vaak bepaalt de kerende hoogte de dikte van de wand, de gewichtsmuren krijgen een grotere dikte naarmate de kerende hoogte van de wand groter is. De dikte van de wand kan worden bepaald o.b.v. archiefstukken en inspectieresultaten. Wanneer de dikte van de wand onbekend is, dient Tabel 4-2 te worden gebruikt om de dikte van de wand aan de onderzijde in te schatten op basis van de kerende hoogte. Meer archiefonderzoek moet deze tabel verder aanvullen en valideren.

Bovenkant wand [NAP +/- m]	Onderkant wand [NAP +/- m]	Hoogte wand [m]	Dikte wand onderzijde [m]	Dikte wand bovenzijde [m]
+ 0,40	-0,90	1,30	0,55	n.t.b.
+ 0,70	-0,90	1,60	0,66	n.t.b.
+1,00	-0,90	1,90	0,77	n.t.b.
+1,30	-0,90	2,20	0,88	n.t.b.
+1,70	-0,90	2,60	0,99	n.t.b.
+2,00	-0,90	2,90	1,10	n.t.b.
+2,30	-0,90	3,20	1,21	n.t.b.
+2,60	-0,90	3,50	1,45	n.t.b.

Tabel 4-2 Dimensies metselwerk wand (bron rapportage Antea [18] en vervolganalyse IB Amsterdam)

Er kunnen scheuren zijn ontstaan in het metselwerk, bijvoorbeeld door invloed van wortelwerking van bomen en planten, degradatie, beschadigingen (aanvaring), deformaties of overbelasting. Over de metselwerkstenen en metselspecie is weinig bekend (de metselspecie werd vroeger in het werk gemengd), hierdoor zijn op dit moment geen generieke materiaalgegevens af te leiden voor controle berekeningen. Via specifiek materiaalonderzoek kan achterhaald worden wat de sterkte van de desbetreffende wand is.

## 4.2 Houten funderingspalen

### 4.2.1 Lengte houten palen

De type 1 en type 2 constructies zijn gefundeerd op houten palen (in bestekken ook wel heimasten genoemd) en hebben de paalpunt bijna altijd in de 1<sup>e</sup> zandlaag (ca. NAP -13 m). In het oostelijk havengebied en langs het IJ is het mogelijk dat kademuren zijn gefundeerd op de 2<sup>e</sup> zandlaag (ca. NAP -18 m) door het ontbreken van de 1<sup>e</sup> zandlaag als gevolg van de oergeul en/of door de functie van goederenoverslag. De palen zijn zeer waarschijnlijk op stuit geheid, ingeschat wordt dat de palen ca. twee tochten (0,5 m) in het zand geheid zijn. Wanneer het paalpuntniveau van de funderingspalen onbekend is, kan een paalpuntniveau van ca. 0,5 m onder de bovenkant van de relevante zandlaag worden aangenomen. De palen bij type 1 kademuren zijn voornamelijk te lood geïnstalleerd, bij type 2 kademuren is dit voornamelijk schoor.



#### 4.2.2 Diameter en tapsheid houten palen

De houten palen zijn rond, de kopdiameter van de paal is in het algemeen tussen de ca. 160 mm en ca. 280 mm. De palen verlopen taps richting de paalpunt. Wanneer de tapsheid van de funderingspalen onbekend is, dient deze te worden bepaald op basis van de memo tapsheid houten palen [40]. Conform de memo dient voor palen met een kopdiameter  $\leq 240$  mm een tapsheid van 7,5 mm/m<sup>2</sup> aangehouden te worden. Voor palen met een kopdiameter  $> 240$  mm dient de tapsheid te worden bepaald met behulp van Tabel 4-3 op basis van de kopdiameter en lengte van de paal.

Tabel 4-3 Gemiddelde tapsheid houten palen kademuren Amsterdam [40]

kopdiameter	280	270	260	250	240	mm
gem. tapsheid/m bij 11 m	11,8	11,4	11,0	10,6	10,2	mm/m
gem. tapsheid/m bij 16 m	10,5	10,1	9,8	9,4	9,1	mm/m

#### 4.2.3 Aantal palen loodrecht op de kade

Van de type 1 kademuren op loodrechte palen van orde 100 jaar en ouder zijn vaak geen duidelijke archiefgegevens beschikbaar. Dit kan leiden tot onzekerheid over het aantal palen dat per kesp loodrecht op de kade werd toegepast. Een analyse van een aantal kademuurbestekken van de periode 1880 – 1905 leert dat er een verband is tussen bouwjaar, NAP niveau van de bovenkant van de metselwerk muur, de lengte van de toegepaste kesp en het aantal palen per kesp.

De resultaten zijn in Tabel 4-4 weergegeven en kunnen als leidraad worden gebruikt voor het bepalen van het aantal palen per kesp, wanneer accurate archiefdata ontbreken. De tabel geldt in principe alleen voor kademuren van de periode 1880 – 1910, maar kan in bepaalde gevallen wel een indicatie geven voor de type 1 kademuren uit aangrenzende periodes.

Tabel 4-4 Aantal palen per kesp als functie van niveau bovenkant kade

periode	bovenkant kademuur [m NAP]	Aantal palen per kesp
1880 – 1890	+1,25 à +1,75	3
	+1,75 à +2,5	4
	+2,5 à +3,0	5
	> +3,0	5 à 6
1900 – 1910	+1,5 à +2,25	3
	+2,25 à +3,0	4
	> +3,0	5 à 6

#### 4.2.4 Aantasting houten palen

Uit inspecties en houtmonsteranalyses van de houten fundering blijkt dat de kwaliteit van de houten palen degradeert in de tijd, er vormt zich een aangetaste buitenste schil rond de onaangetaste kern.

De mate van aantasting van de palen kan worden bepaald op basis van houtmonsteranalyses afkomstig van de onderwaterinspectie van de kademuur. Uitgegaan wordt hierbij dat de resterende dragende kern een druksterkte heeft van minimaal 8 N/mm<sup>2</sup>. Deze aantasting van de paalkop is vastgesteld in de ARK. Conform het handboek Binnenstedelijke Kademuren [2] dient ervan uitgegaan te worden dat de dikte van de aangetaste schil aan de paalpunt de helft is van die aan de paalkop.

Op basis hiervan kan de gemiddelde aantastingsnelheid aan de paalkop en de paalpunt worden bepaald. Een voorbeeld van de bepaling van de aantasting van houten palen van rak RBS0101-A is bijgevoegd in Bijlage G. Indien de aantasting van de achterliggende palen uit inspectieonderzoeken onbekend, zal aangenomen worden dat de aantasting van de achterliggende palen gelijk is aan de aantasting van de voorste palenrij. Wanneer de aantasting van de achterliggende palen wel bekend is, is het eventueel mogelijk om de aantasting per palenrij te bepalen. Om een inschatting te maken van de restlevensduur van de kade dient de gemiddelde aantasting van de palen voorspeld te worden o.b.v. lineaire extrapolatie voor de jaren (zie hoofdstuk 2):

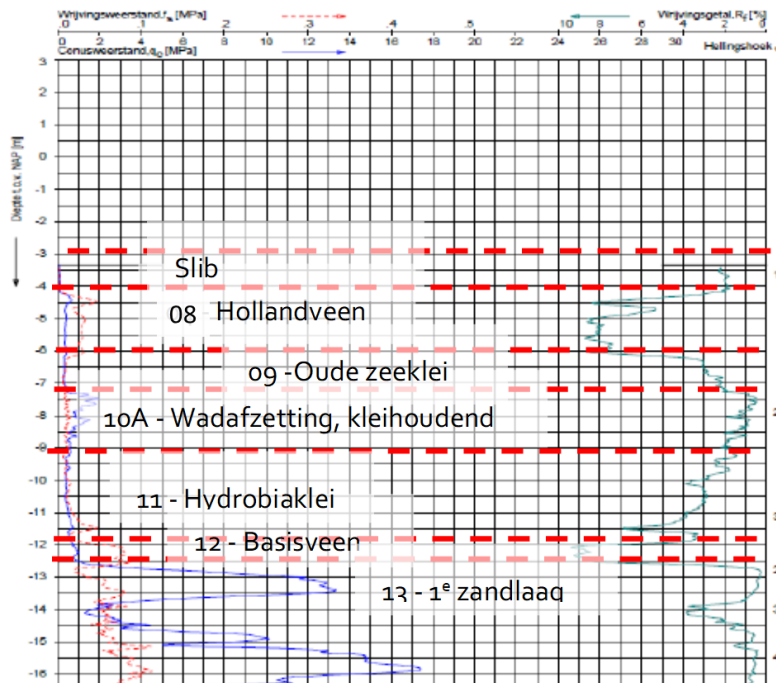
- 1 jaar na toetsjaar;
- 15 jaar na toetsjaar;
- 30 jaar na toetsjaar.

### 4.3 Bodemopbouw

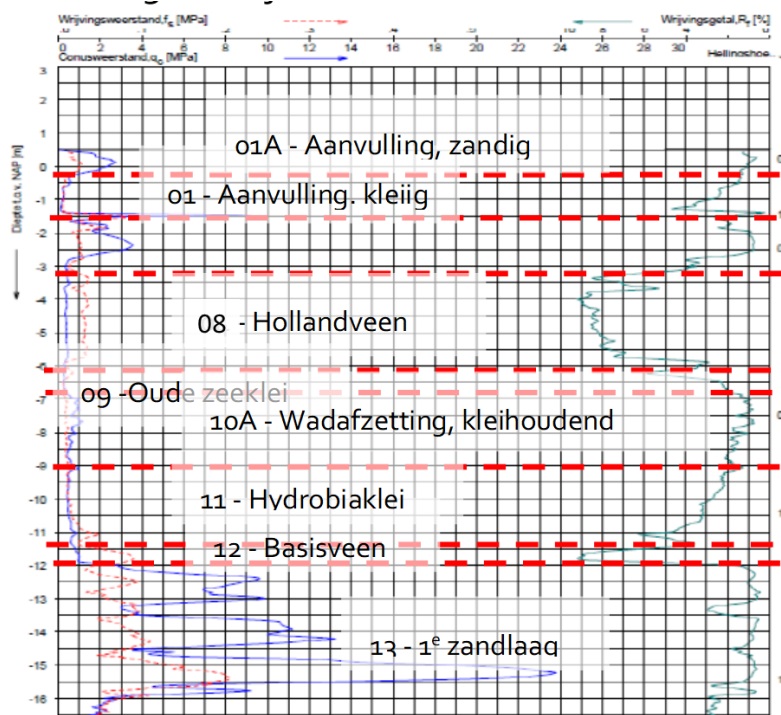
De te hanteren bodemopbouw in de analyses is van groot belang bij het toetsen van de kade. De grondlagen beïnvloeden rechtstreeks de stabiliteit van de kademuur. Daarom is het van belang een representatief beeld te hebben van de grondopbouw aan zowel land- als waterzijde. Voor de modellering en toetsing dient te worden uitgegaan van het bodemprofiel afgeleid op basis van grondonderzoek dat bij de kade is uitgevoerd. Het grondonderzoek dient te voldoen aan NEN 9997-1 [4] voor GC2.

De holocene lagen in Amsterdam bestaan uit zandaanvullingen op een Humeuze kleilaag die overgaat in het Hollandveen. Hieronder bevindt zich de Oude Zeeklei, Siltige Wadzandlaag, Hydrobiaklei en Basisveenlaag. De eerste zandlaag en Allerød zijn wisselend van dikte en gaan over in de tweede zandlaag. Hieronder bevindt zich de Eemformatie, waarbij afhankelijk van de waterstand destijds in de Eembekken afwisselend zand, silt of klei is afgezet. Voor relevante sonderingen en boringen ter plaatse van een desbetreffende kademuur wordt verwezen naar het DINOloket ([dinoloket.nl/ondergrondgegevens](https://dinoloket.nl/ondergrondgegevens)) of lokaal onderzoek.

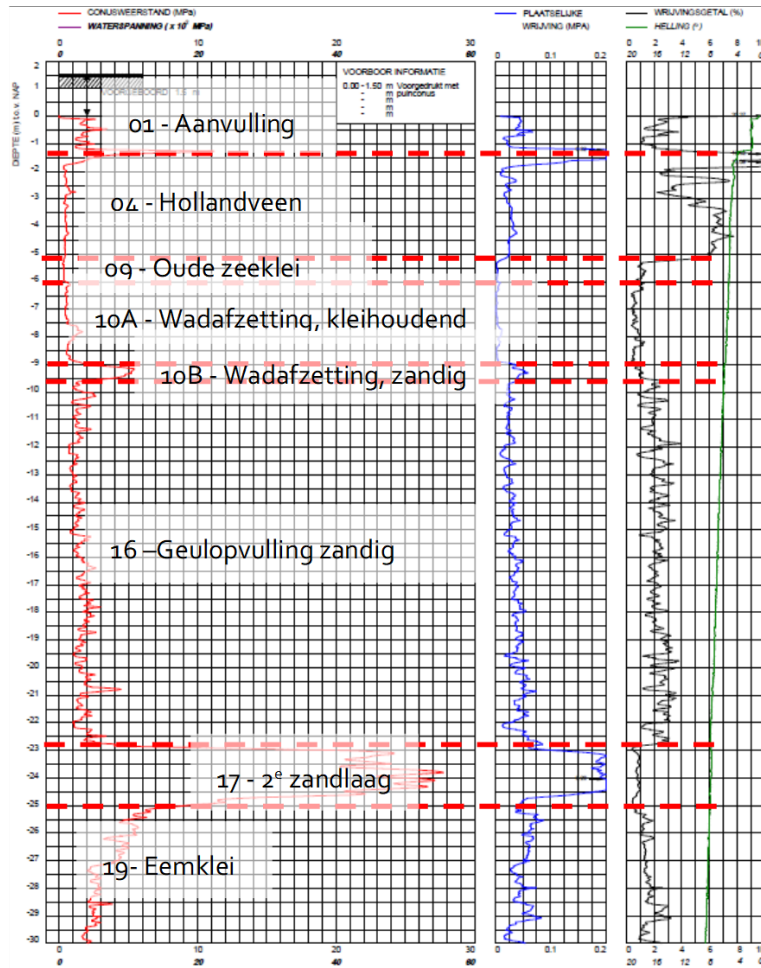
Hieronder zijn ter illustratie drie voorbeeld sonderingen weergegeven. Het typisch Amsterdamse grondprofiel is weergegeven in Figuur 4-4 ter plaatse van de waterzijde van een kade en Figuur 4-5 ter plaatse van de landzijde. In Figuur 4-6 is een sondering ter plaatse van de Oergeul gegeven, die lokaal in het typisch holocene profiel is ingesleten waardoor de grondopbouw daar afwijkt. In Figuur 4-7 is de indicatieve locatie van de Oergeul weergegeven.



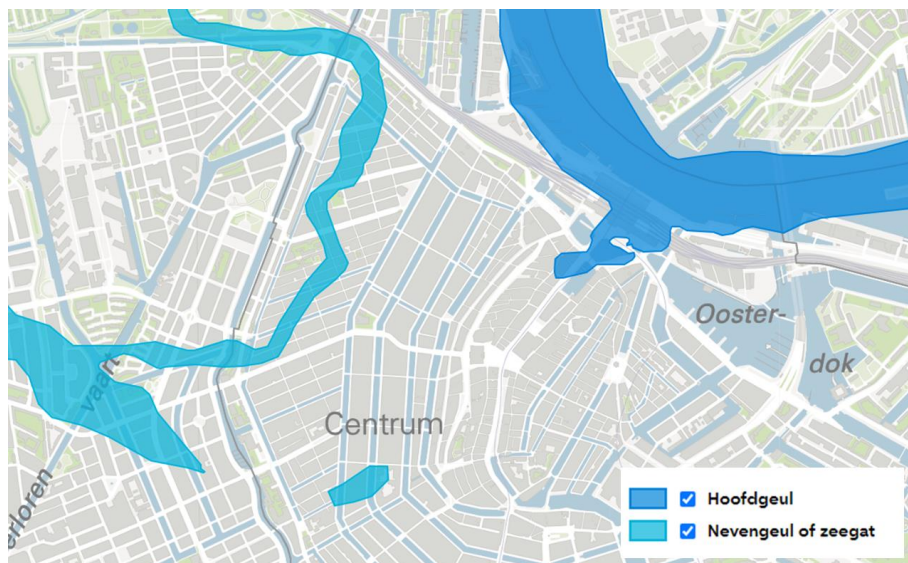
Figuur 4-4 Sondering typisch Amsterdams grondprofiel waterzijde kade (locatie: Insteekhaven OverAmstel)



Figuur 4-5 Sondering typisch Amsterdams grondprofiel landzijde kade (locatie: Insteekhaven OverAmstel)



Figuur 4-6 Voorbeeldsondering Oergeul (locatie: Bilderdijkkade ter hoogte van De Clercqstraat)



Figuur 4-7 Indicatieve locatie Oergeul ([maps.amsterdam.nl/oergeul](https://maps.amsterdam.nl/oergeul))

## 4.4 Waterpeil

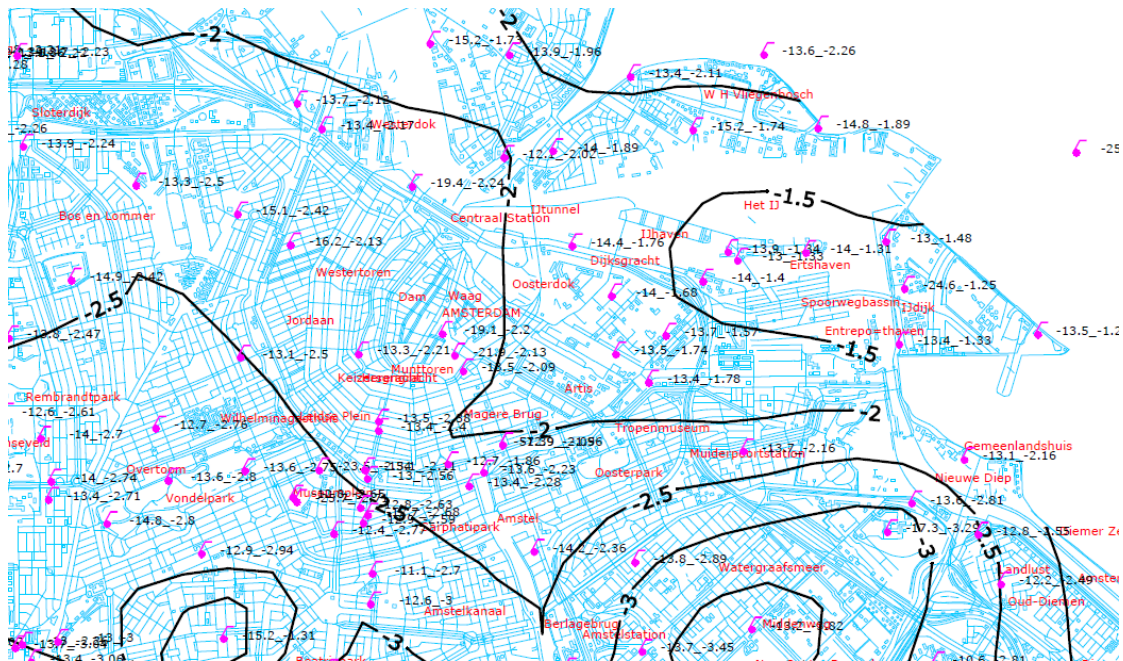
Binnen Amsterdam zijn er verschillende vigerende peilgebieden met eigen vastgestelde waterpeilen (streefpeilen, inclusief marges). Het relevante peilgebied en het streefpeil (inclusief marges) kan worden bepaald o.b.v. het peilbesluit van het Waterschap Amstel, Gooi en Vecht ([waternet.maps.arcgis.com](http://waternet.maps.arcgis.com) en <https://www.agv.nl/peilbesluitenamsterdam>). Het waterpeil van de stadsboezem Amsterdam wordt gehandhaafd op NAP -0,4 m. Dit waterpeil geldt als streefpeil in het overgrote deel van de stad. Volgens het peilbesluit is het mogelijk dat het waterpeil in de stadsboezem kan fluctueren tussen de NAP -0,55 m en NAP -0,30 m. Voor de toetsing dient er rekening gehouden te worden met het streefpeil in de gracht, voor de stadsboezem NAP -0,40 m.

## 4.5 Geohydrologie

Voor de bepaling van de freatische grondwaterstand, stijghoogte in het wadzand en in de stijghoogte in de 1<sup>e</sup> zandlaag dient er gebruik gemaakt te worden van de data van peilbuismetingen, beschikbaar op de website van waternet ([maps.waternet.nl/peilbuizen](http://maps.waternet.nl/peilbuizen)). Bij Type 1 kademuren (op houten onderbouw en palen gefundeerde metselwerk wand) en bij Type 2 kademuren (betonnen L-wand op palen) zonder waterremmend onderloopsheidscherm wordt aangenomen dat de kade waterdoorlatend is. Het is waarschijnlijk dat een houten onderloopsheidscherm aantast en hierdoor niet meer (volledig) waterremmend is. Er dient hierbij dus geen rekening gehouden te worden met een significant waterstandsverschil tussen het waterpeil aan waterzijde en de grondwaterstand vlak achter de metselwerk wand aan landzijde.

Het waterpeil in de gracht is relatief constant en langsvarende boten zorgen vanwege de lage vaarsnelheid voor een beperkte waterspiegel daling. Achter de kade (aan landzijde) is het waarschijnlijk dat er opbolling van de grondwaterstand is, eventueel kan er sprake zijn van een verlaging tijdens droogte. Wanneer er een verhoogde grondwaterstand achter de kade kan zijn, dient hiermee rekening te worden gehouden in de toetsing. Bij (Type 2) kademuren met een waterremmend onderloopsheidscherm (zonder drainage) dient er conform het handboek binnenstedelijke kademuren rekening gehouden te worden met een waterstandsverschil over de wand, afhankelijk van de achterliggende peilbuismetingen.

Daarbij is er een (isohypsen)kaart van waternet uit 2005 beschikbaar [22] waarin de gemiddelde stijghoogte in de eerste zandlaag over het jaar 2005 is gepresenteerd, zie Figuur 4-8. Wanneer er geen peilbuismetingen van de stijghoogte beschikbaar zijn, dient deze kaart gebruikt te worden op de stijghoogte te bepalen. Opgemerkt wordt dat de stijghoogte per gebied in Amsterdam varieert. In het centrum ligt de stijghoogte op ca. NAP -2,2 m (hoge waarde), richting het IJ is dit ca. NAP -1,5 m en richting het zuiden van Amsterdam is de stijghoogte lager, ca. NAP -3,0 m.



Figuur 4-8 Isohypsenkaart stijghoogte 1<sup>e</sup> zandlaag AGV-gebied [22]

## 4.6 Waterbodem

### 4.6.1 Bepaling ligging waterbodem

Een accurate bepaling van het niveau van de waterbodem en onderwatertalud is van belang voor het toetsen van de bestaande kadeconstructies. De waterbodem onder en voor de kademuur dient te worden bepaald op basis van het baggerprofiel en een ingemeten dwarsprofiel m.b.v. Multibeam (beschikbaar op het AIP). Het baggerprofiel is bepaald door de dagelijks beheerder van het betreffende stadsdeel. Indien het baggerprofiel onbekend is, dient deze bepaald te worden door de leggerdiepte in de vaargeul te verlagen met een baggertolerantie van 0,5 m. Het leggerprofiel kan worden bepaald o.b.v. de legger van Waterschap Amstel, Gooi en Vecht ([waternet.maps.arcgis.com](http://waternet.maps.arcgis.com)).

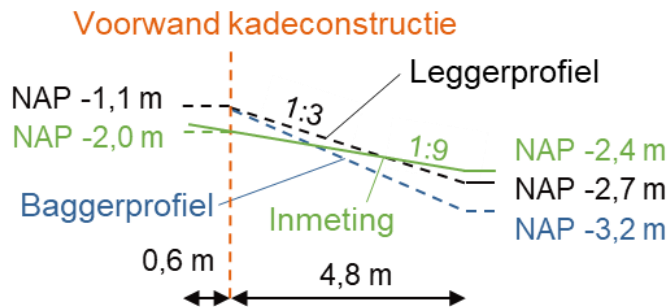
Met een Multibeam inmeting wordt de ligging van de grachtbodem bepaald. Uitgangspunt hierbij is dat in deze inmeting de bovenkant van een eventueel aanwezige sliblaag wordt gemeten. Ten behoeve van de toetsing kan de dikte van de sliblaag bepaald worden, bijvoorbeeld door deze ter plaatse te meten m.b.v. een peilstok o.i.d. Het slib dient niet gemodelleerd te worden in Plaxis 2D, omdat het slib nauwelijks sterkte en gewicht heeft en daardoor verwaarloosbaar is voor de berekeningen.

#### 4.6.2 Bepaling toetsprofiel waterbodembodem

Voor de toetsing op afkeurniveau 1 jaar dient het minimale waterbodembodemniveau tussen het leggerprofiel en de Multibeam inmeting aangehouden te worden. Het is echter mogelijk dat het waterbodembodemniveau in de toekomst kan worden verlaagd; om deze reden dient voor de toetsingen op afkeurniveau 15 jaar en 30 jaar het minimale waterbodembodemniveau tussen het baggerniveau en de Multibeam inmeting aangehouden te worden. In Figuur 4-9 is een voorbeeld gegeven van legger- en baggerprofiel en inmeting van een waterbodembodem, in Figuur 4-10 is de waterbodembodem in de toetsingen o.b.v. Figuur 4-9.

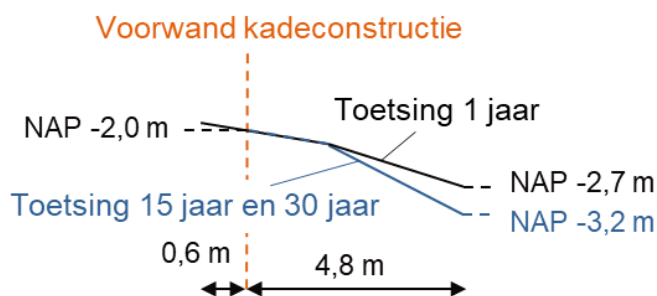
Daarbij is het mogelijk dat er een lokale ontgronding van de waterbodembodem aanwezig is. Er is sprake van lokale ontgronding van de waterbodembodem als er over een afstand van 5 palenrijen een significant diepere waterbodembodem ( $> 0,5$  m) aanwezig is dan de constante taludhelling. Wanneer de waterbodembodem een (of meerdere) constante taludhelling heeft, is er geen sprake van een ontgronding. Wanneer er een lokale ontgronding aanwezig is, dient er hiermee in de toetsing rekening gehouden te worden (eventueel in een extra berekening). Vooral in bochten van vaarwegen en ter plaatse van afmeerlocaties en ophaalbruggen zal dit extra aandacht vragen.

#### Legger- en baggerprofiel en inmeting



Figuur 4-9 Voorbeeld legger- en baggerprofiel en inmeting van waterbodembodem

#### Waterbodembodem in toetsing



Figuur 4-10 Voorbeeld waterbodembodem in toetsing o.b.v. Figuur 4-9

## 4.7 Materiaaleigenschappen constructie

### 4.7.1 Metselwerk

De CROW / CUR Aanbeveling 124 [20] vermeldt dat op basis van beschikbare gegevens (bijvoorbeeld materiaalgegevens van steenleveranciers) een inschatting gemaakt kan worden van een minimaal verwachte druksterkte, E-modulus, (buig)treksterkte, hechtsterkte en schuifsterkte. In aanvulling op de Aanbeveling wordt opgemerkt dat in de praktijk bij oude kademuren de materiaalgegevens van steenleveranciers over het algemeen niet aanwezig zijn.

De Aanbeveling vermeldt dat er voor de druksterkte van de steen en van de mortel op basis van de tabellen in art. 3 van de NEN-EN 1996-1-1 [29] een aannahme gedaan kan worden. Dit geldt echter voor nieuwbouw metselwerkconstructies. Voor bestaande metselwerkconstructies dient te worden uitgegaan van de volgende uitgangspunten:

- NEN EN 1996-1-1 [29]: categorie II – steen: bij een categorie II steen is de betrouwbaarheid waarmee de druksterkte wordt bepaald niet bekend en is het productiecontrolesysteem niet gecertificeerd. De onzekerheid omtrent de betrouwbaarheid komt tot uitdrukking in de partiële factor voor de materiaaleigenschappen. Deze is voor metselwerk met een categorie II steen aanzienlijk hoger dan met een categorie I steen.
- In tabel NB-1 van de nationale bijlage bij NEN-EN1996-1-1 [29] worden de partiële factoren vermeld die in Nederland moeten worden gebruikt. Voor metselwerk vervaardigd met categorie II stenen is dit voor gevolgklasse CC1:  $\gamma_M = 2,0$  en gevolgklasse CC2:  $\gamma_M = 2,2$ .
- Als ondergrens voor de karakteristieke druksterkte van bestaand metselwerk wordt conform tabel 1 NPR 9096-1-1 [30] aangehouden  $f_k = 5,0 \text{ N/mm}^2$ .
- Metselstenen met een perforatievolume  $< 25\%$  en baksteendruksterkte  $= 15 \text{ N/mm}^2$ .
- Metselmortel M5.
- Voor de karakteristieke waarde van de initiële afschuifsterkte (vergelijkbaar met karakteristieke waarde) van bestaand metselwerk wordt conform tabel 3 NPR 9096-1-1 aangehouden  $f_{vko} = 2,0 \text{ N/mm}^2$ . Rekening moet worden gehouden met een conversiefactor voor de afname ten gevolge van de levensduur (vergelijkbaar met kruip van beton).
- Er dient rekening gehouden te worden met een soortelijk gewicht van het metselwerk van  $\gamma_{dry} = 20 \text{ kN/m}^3$  en  $\gamma_{nat} = 23 \text{ kN/m}^3$ .

### 4.7.2 Hout

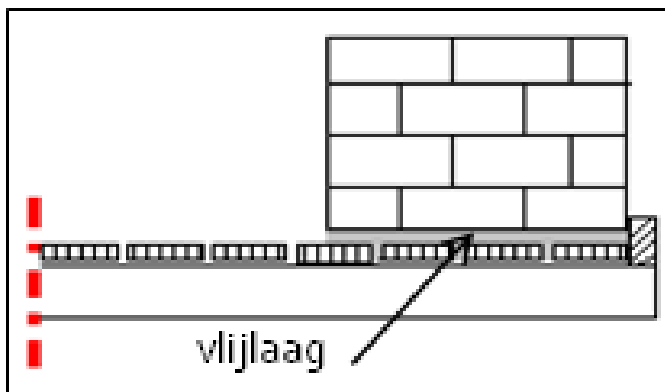
Aanvullend op paragraaf 6.7 Hout uit de Aanbeveling 124 [20] dienen voor de houten onderdelen de eigenschappen van sterkteklasse C24 aangehouden te worden, met een soortelijk gewicht  $\gamma = 4,2 \text{ kN/m}^3$ . Voor de onderbouwing van de sterkteklasse C24 wordt verwezen naar de resultaten van de 4-puntsbuigproeven op houten palen bij Overamstel in Bijlage B.



### 4.7.3 Wrijvingscoëfficiënt hout

Tijdens het slopen van een bestaande kademuur in de binnenstad is de opbouw van de metselwerk wand op de houten vloer in kaart gebracht. Hieruit volgde dat op de kespen in dwarsrichting houten (vloer)planken in langsrichting aangebracht zijn. Deze planken hebben een tussenruimte en de planken liggen (door kromming of dikte verschil) niet helemaal gelijk in hoogte. Op de planken is een vlijlaag (stellaag) van specie aangebracht, waarna op de vlijlaag de metselwerk wand wordt opgebouwd, zie Figuur 4-11. Aangenomen wordt dat deze vlijlaag zorgt voor een zekere mate van vernageling tussen de (ongelijke) planken wat kan bijdragen aan de horizontale weerstand tegen schuiven van de wand op de vloer.

In de notitie afschuiving wand kade [36] is het faalmechanisme glijden metselwerk wand beschreven. Op basis hiervan dient een wrijvingscoëfficiënt tussen de houten vloer en de metselwerk wand aangehouden te worden van  $\mu = 0,7$ . Deze waarde dient aangehouden te worden in de toetsing glijden van de metselwerk wand in paragraaf 7.3. De notitie afschuiven wand kade is bijgevoegd in Bijlage C.



Figuur 4-11 Vlijlaag onder metselwerk wand

## 5 Belastingen en combinaties

### 5.1 Inleiding

In dit hoofdstuk worden alle externe belastingen die op of aan de kademuur aangrijpen besproken. In paragraaf 5.6 zijn de te beschouwen combinaties van deze belastingen aangegeven.

De volgende permanente belastingen worden behandeld:

- Maaiveldbelasting parkeren – par. 5.2.2
- Boombelasting (eigen gewicht) – par. 5.3

De volgende variabele belastingen worden behandeld:

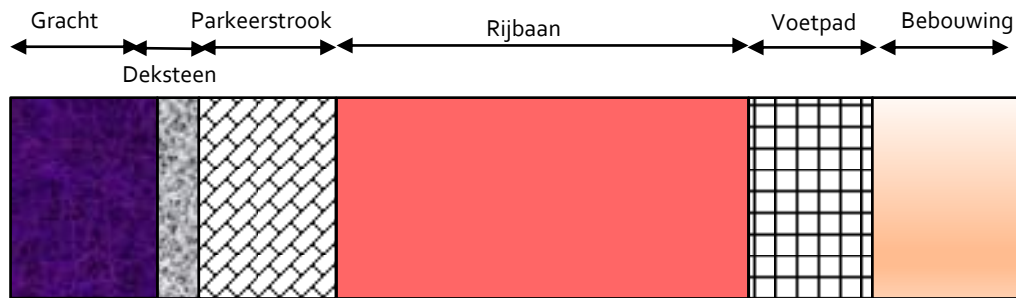
- Maaiveldbelasting verkeer en mensenmassa's – par. 5.2.3 en 5.2.4
- Boombelasting (hor. door wind) – par. 5.3
- Bolder- haalkombelasting – par. 5.4
- Accidentele belastingen – par. 5.5

Belastingen op de constructie door grond en grondwater worden hier niet specifiek behandeld en kunnen worden bepaald conform o.a. [2] [4] [12]. IJs-, golf en aanvaarbeasting zijn niet relevant voor bestaande binnenstedelijke Amsterdamse kademuren, om deze reden is het niet noodzakelijk om deze als belastinggeval mee te nemen in de toetsing.

### 5.2 Maaiveldbelastingen

#### 5.2.1 Maaiveldindeling

Voor het bepalen van de locatie van de maaiveldbelastingen moet worden gekeken naar de huidige indeling van het maaiveld in functie wandelgebied, parkeren, verkeersweg etc. Een veel voorkomende inrichting van het maaiveld langs de Amsterdamse grachten is in Figuur 5-1 weergegeven. Op en direct achter de kade ligt doorgaans een parkeerstrook, daarnaast een rijbaan (eenrichtingsverkeer) en tenslotte een voetpad tot aan de gevellijn. De exacte maatvoering van de maaiveldindeling moet per kade worden bepaald.



Figuur 5-1 Indeling maaiveld achter kade (bovenaanzicht)

### 5.2.2 Parkeerbelasting

Conform het huidige beleid binnen het centrum van Amsterdam mogen er op parkeervakken voertuigen tot maximaal 3,5 ton staan. Dit komt neer op een representatieve belasting op de parkeervakken van 2,5 kN/m<sup>2</sup>. Deze belasting is bepaald op basis van interpolatie van de advieswaardes voor parkeerbelasting in het BiKa [2] en werkt over de gehele breedte van de parkeervakken. De breedte van de vakken is afhankelijk van of er langsparkeren of schuin parkeren geldt. De parkeerbelasting dient als permanente belasting beschouwd te worden, omdat de parkeerplaatsen langs de kades doorgaans bezet zijn door auto's.

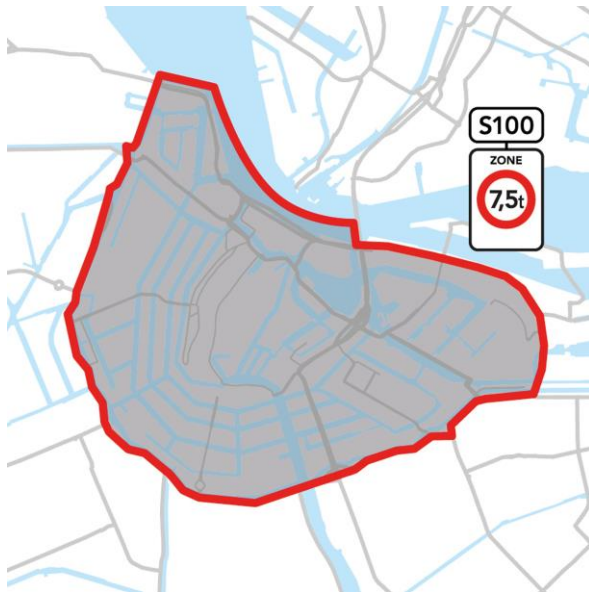
### 5.2.3 Verkeersbelasting

Binnen de gemeente Amsterdam geldt in het centrum de zogenaamde 7,5 ton zone, zie Figuur 5-2. Het daarbij horende beleid is opgenomen in Figuur 5-3. Dit komt er in de praktijk op neer dat alle voertuigen onder de 7,5 ton zijn toegestaan. Voertuigen tussen de 7,5 ton en 30 ton hebben een gebiedsontheffing nodig. Voertuigen boven de 30 ton moeten een routetoets ondergaan. De gebiedsontheffing wordt afgegeven zonder dat de kademuur getoetst wordt op de betreffende belasting. De routetoets wordt pas afgegeven wanneer de kademuur is getoetst op de betreffende belasting. Deze belasting wordt gezien als accidentele belasting en hoeft niet meegenomen te worden in een toetsing volgens het TAK, zie paragraaf 5.5. Voor de bovengenoemde gewichtsbepalingen gelden de volgende verkeersbelastingen:

- max. 7,5 ton: 5 kN/m<sup>2</sup> over 2,5 m (o.b.v. BiKa (2020) [2], voertuigen ≤ 12 ton)
- max. 30 ton: 10 kN/m<sup>2</sup> over 2,5 m (o.b.v. Verkeersklasse 30)

Wanneer er geen extra gewichtsbepaling op de rijbaan geldt dient voor de toetsing van de Amsterdamse kademuren (binnen of buiten het centrum) volgens het TAK te worden uitgegaan van een verkeersbelasting van 10 kN/m<sup>2</sup> (over 2,5 m) o.b.v. verkeer van 30 ton. Indien de kade hiermee niet voldoet, kan ervoor worden gekozen om voertuigen boven de 7,5 ton niet meer toe te staan en de kademuur te toetsen op basis van een variabele verkeersbelasting van 5 kN/m<sup>2</sup> (over 2,5 m). In dat geval dient er een lokaal verkeersbesluit genomen te worden, inclusief het plaatsen van fysieke verkeersborden om de gewichtsbepaling aan te duiden.

Vanuit de gemeente Amsterdam loopt een onderzoek naar de belastingspreidende eigenschappen van bestaand metselwerk, waardoor een lokale, maatgevende verkeersbelasting mogelijk over een grotere lengte kademuur kan worden gespreid. Te zijner tijd kunnen de resultaten van dit onderzoek in een volgende versie van het TAK worden verwerkt.



Figuur 5-2 7,5 ton zone gemeente Amsterdam



Figuur 5-3 Beleid centrum Amsterdam

#### 5.2.4 Belasting door mensenmassa's

Binnen het centrum van Amsterdam vinden geregeld evenementen plaats waarbij grote mensenmassa's op of naast de kademuur aanwezig zijn. Conform de BiKa (2020) [2] dient voor de

representatieve variabele belasting ter plaatse van verhard openbaar terrein aangehouden te worden van  $5 \text{ kN/m}^2$ . De belasting door mensenmassa's werkt over de gehele breedte van het maaiveld achter de kademuur, van landzijde deksteen tot aan de gevel van de achterliggende bebouwing.

## 5.3 Boombelasting

### 5.3.1 Inleiding

Volgens het handboek Binnenstedelijke Kademuren [2] en meer specifiek het recent verschenen deel Boomkade(r)s [39] dient in de toetsing van een kademuur een variabele belasting uit bomen meegenomen worden. Echter, de bepaling van deze boombelasting volgens deze richtlijnen is voor de Amsterdamse situatie in de meeste gevallen sterk conservatief. In deze paragraaf wordt nader op de Amsterdamse situatie ingegaan en afgeleid wanneer het deel Boomkade(r)s van toepassing is.

### 5.3.2 Bomen langs Amsterdamse grachten

De horizontale kracht vanuit een boom op de kademuur volgt voornamelijk uit de hoeveelheid wind die de boom vangt. De maatgevende belasting treedt voor de kademuur op wanneer de wind loodrecht op de richting van de kademuur staat. Echter, de krachtswerking van de bomen boven maaiveldniveau is erg onzeker. De grootte van de windbelasting is sterk afhankelijk van de windrichting en de aanwezige bebouwing.

Langs de Amsterdamse kademuren staan voornamelijk de iep of de linde met een variërende boomhoogte van circa 5 m tot 20 m (zie [maps.amsterdam.nl/bomen](https://maps.amsterdam.nl/bomen)). De bomen staan vaak relatief dicht op de grachtenpanden. Wind / boombelasting is loodrecht op de kademuur, richting de gracht, maatgevend voor de stabiliteit. Aangezien de grachtenpanden in Amsterdam over het algemeen hoger dan de kruin van de boom zijn vangen de panden veel wind af.

Daarnaast is het de vraag in hoeverre boombelasting in de Amsterdamse situatie maatgevend is voor de veiligheid van binnenstedelijke kademuren. In februari 2022 trok een zogenaamde drielingstorm over Nederland; in vier dagen tijd raasden Dudley, Eunice en Franklin over, waarbij Eunice tot de top 3 zwaarste stormen in ruim 50 jaar behoorde (bron: KNMI). Tijdens die stormen zijn in Amsterdam honderden bomen omgewaaid, terwijl er tegelijkertijd geen enkele kademuur is bezweken. Volgens boomexperts in Amsterdam zijn de meeste bomen omgegaan vanwege gebreken aan de bomen zelf, veroorzaakt door externe factoren zoals beschadigingen aan wortels en stam. Bomen waaien ook doorgaans parallel aan de richting van de kademuur om, in plaats van haaks op de kade.

Uit recent onderzoek van deze boomexperts in Amsterdam blijkt dat de boomwortels zich zeer dichtgepakt langs de gehele lengte van de kademuur kunnen bevinden en op deze wijze de grond kunnen vernagelen. Op deze wijze zorgen de boomwortels zelfs voor een belastingverlichting van de horizontale gronddruk tegen de metselwerk wand.

### 5.3.3 Aanpak boombelasting in het centrum van Amsterdam

Om de redenen genoemd in de voorgaande paragraaf wordt het toepassen van een horizontale boombelasting cf. Handboek BiKa voor het toetsen van een kademuur voor de Amsterdamse situatie in veruit de meeste gevallen te conservatief geacht. Het toetsen van de kademuur op (horizontale) boombelasting hoeft daarom niet te worden uitgevoerd wanneer wordt voldaan aan de volgende randvoorwaarden:

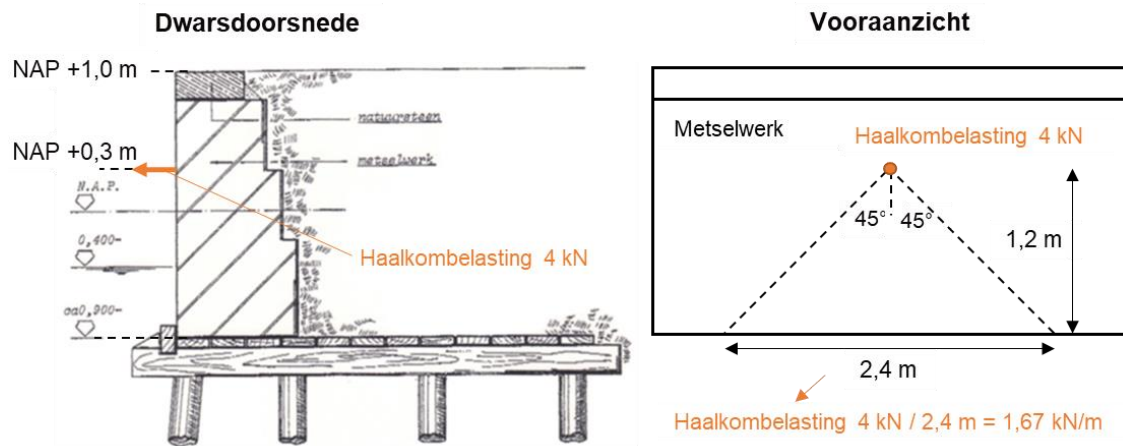
1. De afstand van de boom tot de achterliggende bebouwing is minder dan 10 m.
2. De hoogte van de achterliggende bebouwing min of meer gelijk of hoger is dan het hoogste kruinniveau van de boom (te controleren met het AHN).

Wanneer wordt voldaan aan beide randvoorwaarden hoeft het eigen gewicht van de boom ook niet toegepast te worden, omdat deze minder maatgevend is dan de parkeerbelasting of belasting van mensenmassa.

NB: Wanneer de kademuur significante schade of vervorming heeft wat lijkt te herleiden naar de boombelasting wordt geadviseerd om dit te laten beoordelen door een boomexpert en indien nodig boombelasting alsnog te betrekken in de beschouwing.

## 5.4 Bolder- en haalkombelasting

Onderstaand zijn de verschillende soorten variabele belastingen opgesomd die op bolders en haalkommen aan de kade kunnen werken. De hierna genoemde belastingen dienen (bij 2D berekeningen) nog worden gespreid in de langsrichting van de kademuur, onder een hoek van 45 graden omlaag tot aan onderkant metselwerk. Een voorbeeld van de spreiding van de haalkombelasting in de langsrichting is weergegeven in Figuur 5-4.



Figuur 5-4 Voorbeeld spreiding haalkombelasting in de langsrichting van de kademuur

### Recreatievaart (< 5 m)

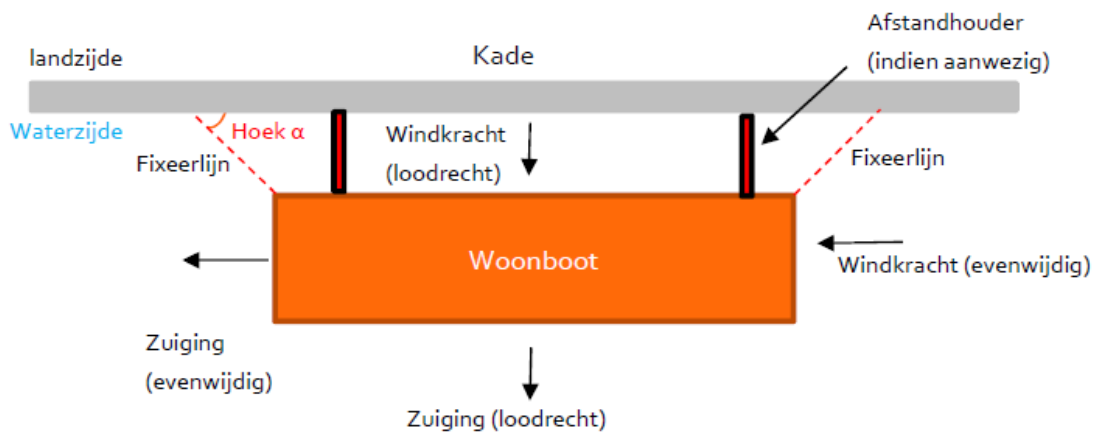
Voor recreatievaart kleiner dan 5 meter hoeft geen bolder- of haalkombelasting in rekening te worden gebracht.

### Woon- en rondvaartboten

Voor de toetsing van de kademuuren is een belasting loodrecht op de kademuur relevant. Deze belasting kan bestaan uit een windbelasting op de woon- en rondvaartboten en een belasting door een waterverlaging door een passerende boot. Woonboten en rondvaartboten kunnen een belasting leveren op de kademuur wanneer deze direct aan de kademuur zijn afgemeerd. In Bijlage D is een berekening voor de bolder- en haalkombelasting van een woon- en rondvaartboot van gemiddelde grootte; lengte 10 m, breedte 4 m en hoogte (boven de waterlijn) 2 m. Hieruit volgt een karakteristieke waarde van de bolder-/haalkombelasting loodrecht op de kade van 4 kN per fixeerlijn (o.b.v. 2 fixeerlijnen per boot).

Wanneer de afmetingen van een woon- of rondvaartboot of overige recreatievaart significant afwijken dient de bolder- of haalkombelasting te worden berekend o.b.v. de schematisatie in Figuur 5-5. Overig recreatievaart kan bestaan uit jachten of een traditioneel zeilschip. De berekening in Bijlage D kan hierbij als voorbeeld dienen. Hiervoor dienen de volgende parameters te worden bepaald:

- Geometrie recreatievaart boot (lengte, breedte en hoogte boven de waterlijn/kademuur);
- Aantal fixeerlijnen en hoek  $\alpha$  van deze fixeerlijnen;
- Stuwdruk windbelasting volgens de NEN-EN 1991-1-4;
- Waterverlaging door passerende boot t.o.v. waterpeil;
- Aantal afstandhouders per boot (met een minimale hart-op-hartafstand van 15 m).



Voorbeeld belasting uit waterstandsverlaging.



Figuur 5-5 Schematisatie berekening bolder- of haalkombelasting

### **Beroepsvaart**

Beroepsvaart anders dan rondvaartboten komt niet voor op de grachten in de binnenstad. Enkele wateren in Amsterdam (het IJ, de Amstel, de Kostverlorenvaart via de Kattensloot richting het IJ) worden gebruikt door passagiers- en beroepsvaart. De doorvaartprofielen van de vaarwegen voor passagiers- en beroepsvaart in Amsterdam kunnen gevonden worden via waterbeheerder Waternet ([amsterdam.nl/varen-amsterdam](http://amsterdam.nl/varen-amsterdam)).

Wanneer deze relevante schepen direct kunnen aanmeren aan een kademuur kunnen deze een belasting leveren op de kademuur. De bolderbelasting van de beroepsvaart dient bepaald te worden volgens de RVW 2020 [17], zie Tabel 5-1.

Tabel 5-1 Artikel 6.5.5 – RVW 2020

Scheepsklasse (beroepsvaart)	Karakteristieke waarde bolderkracht
Klasse I en II	150 [kN]
Klasse III en IV	200 [kN]
Klasse V en VI	250 [kN]

## 5.5 Accidentele belastingen

Voor bouwwerkzaamheden langs de gracht wordt regelmatig gebruik gemaakt van kranen om (zware) lasten te tillen. Deze kranen stempelen direct naast of in de nabijheid van de kadeconstructies. Deze aanvragen moeten afzonderlijk worden beschouwd op basis van de ontheffingsaanvraag en dienen niet standaard te worden opgenomen in een toetsing van de kademuur conform dit TAK.



## 5.6 Belastingcombinaties

In Tabel 5-2 zijn de toe te passen belastingcombinaties voor het toetsen van kademuren opgenomen. Daarvan dienen de combinaties 1 en 3 altijd te worden uitgevoerd en is het toepassen van belastingcombinaties 2 (haalkom/bolder) en 4 (boombelasting), afhankelijk van de situatie zoals beschreven in paragraaf 5.3.

Tabel 5-2 Toe te passen combinatiefactoren bij de te beschouwen belastingcombinaties

Belastingen permanent	BC <sub>1</sub>	BC <sub>2</sub>	BC <sub>3</sub>	BC <sub>4</sub> <sup>1</sup>
Parkeerbelasting	1,0	1,0	0	0
Boombelasting (eigen gewicht) <sup>2</sup>	0	0	0	1,0
Belastingen variabel	BC <sub>1</sub>	BC <sub>2</sub>	BC <sub>3</sub>	BC <sub>4</sub> <sup>1</sup>
Verkeersbelasting	1,0	0,8	0	0,8
Haalkom/bolderbelasting	0,3	1,0	0,3	0,3
Evenementbelasting (mensenmassa)	0	0	1,0	0
Boombelasting <sup>2</sup> (wind)	0,3	0,3	0	1,0

<sup>1)</sup> Indien boombelasting van toepassing is conform paragraaf 5.3

<sup>2)</sup> Boombelasting (eigen gewicht en wind) dient niet gecombineerd te worden met parkeerbelasting

## 6 Modelleringswijze

### 6.1 Inleiding

Ten behoeve van de toetsing van de kademuur dient deze te worden gemodelleerd middels het eindige elementen methode (EEM) programma Plaxis 2D. In dit hoofdstuk is de modelleringswijze van de kademuur in Plaxis 2D beschreven. In paragraaf 6.2 is de keuze voor het programma Plaxis 2D beschreven. De modelleringswijze van het grondgedrag is beschreven in paragraaf 6.3 en de modelleringswijze van de kadeconstructie in paragraaf 6.4. Verder is de toe te passen fasering voor de modellering in Plaxis 2D toegelicht in paragraaf 6.5.

### 6.2 Plaxis 2D

De Type 1 en Type 2 kademuuren op houten palen (voor geometrie zie hoofdstuk 4) worden beschouwd als een geotechnische constructies. De grond-constructie interactie is bepalend voor de vervorming en snedekrachten van de kademuuren op houten palen en de relevante bezwijkmethoden in het huidige TAK 3.2 (zie hoofdstuk 7) zijn voornamelijk geotechnisch gedreven. De kademuur dient m.b.v. Plaxis 2D gemodelleerd te worden om de grond-constructie interactie integraal te kunnen beschouwen. Plaxis 2D kan de volledige bouwfaserings meenemen, waardoor het effect van de fasering op de grond-constructie interactie ook wordt meegenomen. Bij programma's als D-Sheet Piling of SCIA Engineer komen beperkingen tot uiting in de modellering van de grond-constructie-interactie, onder andere bij het modelleren van de belastinggeschiedenis (OCR), bouwfaserings, plastisch grondgedrag (bv. het grondmodel HSs), interactie grond-constructieve elementen, herbelasten en ontlasten van de grond.

Voor een kademuur is een doorsnede loodrecht op de kade een min of meer 'plane strain' situatie zodat kan worden volstaan met een 2D modellering. Vanwege complexiteit in de modellering en rekentijd verdient een 2D model vooralsnog de voorkeur boven een 3D model. Het uitgangspunt is daarbij dat de doorsnede van de kadeconstructie en de belastingen over een grote lengte gelijk zijn. In een reeds uitgevoerde betrouwbaarheidsanalyse rekenmethode Plaxis 2D is geconcludeerd dat de vervorming en de snedekrachten in Plaxis 2D en Plaxis 3D goed overeen voor hart-op-hartafstand kleiner dan  $5 \times D_{\text{paal}}$  (zie paragraaf 6.4.2).

### 6.3 Grondgedrag

#### 6.3.1 Grondmodel

Voor de aanwezige grondlagen binnen Amsterdam zoals toegelicht in paragraaf 4.3 wordt in Plaxis 2D een constitutief grondmodel gekozen. Plaxis 2D heeft de beschikking over een aantal

verschillende grondmodellen. Voor de modellering en toetsing van Amsterdamse kademuren op houten palen wordt voor de meeste grondlagen het Hardening Soil Small Strain (HSss) model gebruikt. Het HSss model is speciaal geschikt voor het modelleren van herbelasting- en ontlastingsgedrag van de ondergrond en vervormingen bij kleine rekken. Dit gedrag van de ondergrond is bepalend voor de vervorming en snedekrachten van de Amsterdamse kademuren op houten palen. Voor een beschrijving van het HSss model wordt verwezen naar de handleiding van Plaxis 2D [27].

Daarbij is het constitutieve model en de bijbehorende (schuif)sterkte- en stijfheidsparameters nader beschouwd voor twee bepalende grondlagen Hollandveen en Oude Zeeklei op basis van het Soft Soil (SS) model. Dit heeft onder andere te maken met de directe bepaling van de stijfheidsparameters uit labonderzoek, zie paragraaf 6.3.2. Zowel het HSss als het SS model zijn gebaseerd op het Mohr-Coulomb bezwijkmechanisme. Opgemerkt wordt dat tijdsafhankelijk grondgedrag met het HSss en SS model niet wordt gemodelleerd. Er is nog geen geschikt materiaalmodel in Plaxis die lateraal belaste palen, relaxatie hout en horizontale kruip van grond goed beschrijft.

Alle grondlagen dienen gemodelleerd te worden met het HSss model, behalve het Hollandveen en de Oude Zeeklei; deze twee grondlagen kunnen zowel met het HSss model als met het Soft Soil model worden gemodelleerd. Voor deze twee grondlagen zijn voor beide grondmodellen grondparameters afgeleid, zie paragraaf 6.3.2. De geotechnisch adviseur dient per TAK beoordeling voor het Hollandveen en de Oude Zeeklei een onderbouwde keuze te maken voor ofwel het HSss, of het SS model en die keuze in het TAK rapport te motiveren. Opgemerkt wordt, dat de stijfheden in het HSss model voor Hollandveen en Oude Zeeklei afwijken ten opzichte van de parameterset afgeleid uit het nieuwe labonderzoek met SS model. Dit kan afhankelijk van de toegepaste bouwfasering verschillen geven in uitkomsten tussen de modellen.

### 6.3.2 Grondparameters

Voor de geologie en Amsterdamse bodemopbouw wordt verwezen naar paragraaf 4.3 (en hoofdstuk 4 van het Noord-Zuidlijn rapport [17]). Voor het toetsen van Amsterdamse kademuren op houten palen is een grondparameterset opgesteld. De grondparameters zijn gebaseerd op de parameterset van de Noord-Zuidlijn (zie Bijlage F) [17] voor de diepere lagen en Omegam [24] voor de holocene lagen. Met name het onderzoek op de holocene lagen was destijds beperkt, daarom is door gemeente Amsterdam recent nieuw labonderzoek uitgevoerd op met name de lagen o8 t/m 11 uit de opsomming hieronder. Er is een laagcodering [o1 t/m xx] aangehouden, conform de parameterset van de Noord-Zuidlijn:

- - Verhardingslaag
- o1A Ophooglaag, zand
- o7A Geulopvulling, klei
- o8 Hollandveen
- o9 Oude Zeeklei
- 10 Wadzand

- 11 Hydrobiaklei
- 12 Basisveen
- 13 Eerste Zandlaag
- 14 Allerød
- 16 Geulopvulling, zand met kleilagen
- 17 Tweede zandlaag

### 6.3.2.1 Hardening Soil small strain parameters

In Tabel 6-1 is een overzicht gegeven van de laag karakteristieke grondparameters t.b.v. Plaxis 2D voor het Hardening Soil Small Strain model.

De oranje gemarkeerde parameters in Tabel 6-1 wijken af van of zijn toegevoegd aan de parameterset van de Noord-Zuidlijn, met de volgende onderbouwing:

- In de Noord-Zuidlijn parameterset zijn alleen de verwachtingswaardes van  $c'$  gegeven. De laag karakteristieke waardes van  $c'$  zijn bepaald o.b.v. de variatiecoëfficiënt van 0,2 van  $c'$  conform de NEN 9997-1 en 3 à 4 proeven per grondlaag [17].
- De  $E_{50}^{ref}$  van Hydrobiaklei is verlaagd van 10.000 kN/m<sup>2</sup> naar 5.000 kN/m<sup>2</sup> om te voldoen aan de voorwaarde in Plaxis 2D dat  $E_{UR}^{ref} > 2 \cdot E_{50}^{ref}$ . De verlaging in stijfheid is enigszins conservatief, maar heeft vanwege de diepteligging van de kleilaag naar verwachting weinig invloed.
- De  $E_{oed}^{ref}$  van verschillende grondlagen is verlaagd om te voldoen aan de verhoudingen in Plaxis 2D tussen  $E_{oed}^{ref}$  met  $E_{UR}^{ref}$  en  $E_{50}^{ref}$ . Door de verlaging in stijfheid is dit een enigszins conservatief uitgangspunt; daarbij heeft  $E_{oed}^{ref}$  relatief weinig invloed op de resultaten, omdat er vooral is ontgraven i.p.v. opgehoogd.
- Ter aanvulling op de Noord-Zuidlijn parameterset is een verhardingslaag van 0,5 m toegevoegd. De verhardingslaag bestaat uit bestrating en waarschijnlijk menggranulaat, bims en/of verdicht zand. De geotechnische parameters van deze laag zijn ingeschat, mede op basis van de NEN 9997-1.
- Het soortelijk gewicht en de hoek van interne wrijving ( $\phi'$ ) van de ophooglaag, zand is ingeschat op basis de NEN 9997-1.
- De parameters voor kleine rekken  $\gamma_{0,7}$  en  $G_o^{ref}$  van het HSss model ontbreken in de Noord-Zuidlijn parameterset. De  $\gamma_{0,7}$  is bepaald conform de Plaxis 2D manual [27].  $G_o^{ref}$  is voor de zandlagen en siltige kleilagen bepaald o.b.v. de relaties van Alpan (1970) tussen dynamisch en statisch grondgedrag. De  $G_o^{ref}$  van de relatief slappe lagen Geulopvulling (klei), Hollandveen en Basisveen worden met de relaties van Alpan sterk overschat. Zie ook Kishida et al. [28]. Daarom is voor deze lagen aangehouden  $G_o^{ref} = E_{UR}^{ref}$ .
- Verder geldt  $\nu_{ur} = 0,2$  voor alle grondlagen en hebben alle grondlagen een POP van 10 kN/m<sup>2</sup>, behalve de Eerste Zandlaag (13) een OCR van 1,2 conform de parameterset [17].
- Bepaling  $K_o$  via regel van Jaky.
- De  $R_{inter}$  is bepaald o.b.v. vergelijking [27]:  $R_{inter} = \frac{\tan(\delta)}{\sin(\varphi)}$ . De  $\delta$  is ingeschat op  $\frac{3}{4} \phi'$ , op basis van een ruw oppervlak. Dit leidt tot een  $R_{inter}$  voor zand 0,8, voor klei en wadzand 0,7 en voor veen 0,3.

Tabel 6-1 Grondparameters laag karakteristiek t.b.v. Plaxis 2D (Hardening Soil Small Strain) o.b.v. NZ-lijn set

Laag	Naam	$\gamma_{\text{droog}}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{\text{nat}}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$c'$ [kPa]	$\phi'$ [°]	$\psi'$ [°]	$E_{50}^{\text{ref}}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$E_{\text{UR}}^{\text{ref}}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma_{0,7}$ 10 <sup>-4</sup> [-]	$G_0^{\text{ref}}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	m [-]
-	Verharding	18,0	20,0	0,5	32,5	2,5	20.000	20.000	60.000	1,0	89.500	0,5
01A	Ophooglaag	17,0	19,0	1,0	30	0	17.134	15.000	50.000	1,0	81.000	0,5
07A	Geulopv. Klei <sup>2</sup>	13,9	13,9	7,1	20	0	4.284	2.200	15.000	2,0	15.000	0,8
08	Hollandveen	10,5	10,5	3,6 <sup>1</sup>	18 <sup>1</sup>	0	2.000	1.085	7.000	2,0	7.000	0,8
09	Oude Zeeklei	16,5	16,5	5,0 <sup>1</sup>	26 <sup>1</sup>	0	7.500	3.780	20.000	2,0	47.000	0,8
10	Wadzand	17,9	17,9	1,4	27	0	10.000	5.890	25.000	1,0	53.500	0,5
11	Hydrobiaklei	15,2	15,2	5,7	27	0	5.000	2.850	10.000	2,0	33.000	0,8
12	Basisveen	11,7	11,7	4,3	18	0	2.000	1.065	7.000	2,0	7.000	0,8
13	1 <sup>e</sup> zandlaag	16,6	19,7	0,1	33	3	35.000	20.000	100.000	1,0	121.500	0,5
14	Allerød	18,5	18,5	0,1	28	0	15.000	7.000	30.000	1,0	59.500	0,8
16	Geulopvulling	18,6	18,6	0,1	27	0	8.400	4.000	25.000	1,0	53.500	0,8
17	2 <sup>e</sup> zandlaag	18,0	20,0	0,1	33	3	32.000	25.000	80.000	1,0	105.500	0,5

<sup>1</sup> De (verhoogde) sterkteparameters afgeleid in Bijlage E en gepresenteerd in Tabel 6-2 zijn onafhankelijk van het grondmodel en kunnen ook in HSs worden toegepast

<sup>2</sup> Deze laag is erg heterogeen en wisselend van samenstelling. Bij schematisatie grondprofiel ook rekening houden met archiefboringen van Waternet/Omegam.

### 6.3.2.2 Soft Soil parameters

De sterkte en stijfheid van ondiep gelegen Holocene grondlagen hebben een dominante invloed op het vervormingsgedrag van de kademuur en de krachtswerking in de houten palen. Twee dominante lagen zijn het Hollandveen en de Oude Zeeklei. In Bijlage E zijn op basis van aanvullend laboratoriumonderzoek op grondmonsters uit recente boringen sterkte- en stijfheidsparameters van het Hollandveen en de Oude Zeeklei afgeleid. In Tabel 6-2 is een overzicht gegeven van de karakteristieke grondparameters t.b.v. Plaxis 2D voor het Soft Soil model.

Gezien de voorbelastingsgeschiedenis van het land achter de kademuuren wordt aanbevolen om onderscheid te maken in de *pre-overburden pressure* (POP) in deze lagen aan de landzijde en de waterzijde van de kade. Op basis van het beschikbare grondonderzoek (veld- en lab) kan bepaald worden hoe hoog de POP op de te beschouwen locatie is.

Wanneer het onderwatertalud van veen instabiel wordt in de berekening mag lokaal in een dunne toplaag op het talud de cohesie verhoogd worden om lokale instabiliteit te voorkomen. Deze modelleringsaanpassing dient een beperkte invloed op het daadwerkelijke gedrag, krachtswerking en algehele stabiliteit van de kademuur te hebben en duidelijk gerapporteerd te worden.

Tabel 6-2 Grondparameters laag karakteristiek t.b.v. Plaxis 2D (Soft Soil) o.b.v. nieuw labonderzoek

Laag	Naam	$\gamma_{\text{droog}}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{\text{nat}}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$c'$ [kPa]	$\phi'$ [°]	$\lambda^*$ [-]	$\kappa^*$ [-]	POP <sup>1)</sup> [kPa]
08	Hollandveen	10,4	10,4	3,1	32,8	0,256	0,081	10
09	Oude Zeeklei	16,6	16,6	1,6	35,5	0,121	0,023	10

<sup>1)</sup> de POP aan de landzijde kan hoger zijn en dient bij voorkeur o.b.v. het lokaal beschikbare grondonderzoek te worden afgeleid

NB 1: De analyses die in Bijlage E zijn gerapporteerd leveren grondparameters op die nadrukkelijk bedoeld zijn voor het toetsen van bestaande Amsterdamse binnenstedelijke kademuren op houten palen binnen de kaders van de TAK systematiek. Deze grondparameters zijn niet zonder meer hanteerbaar bij het toetsen van andere typen kademuren, het ontwerp van een nieuwe binnenstedelijke kademuren of andere geotechnische constructies.

NB 2: Er zijn ook laboratoriumproeven uitgevoerd op de Wadzandlaag en de Hydrobiaklei. Daarnaast zijn naast de sterkte- en stijfheidsproeven ook andere classificatieproeven uitgevoerd. In een volgende versie zullen grondparameters voor alle beproefde lagen worden toegevoegd die op basis van een integrale analyse van het geheel aan proeven zijn afgeleid.

## 6.4 Kadeconstructie

### 6.4.1 Metselwerk

In Plaxis 2D dient de deksteen en het metselwerk als samengesteld lineair elastisch ondoorlatend volume element gemodelleerd te worden met de eigenschappen conform Tabel 6-3. Voor de overige materiaaleigenschappen van het metselwerk wordt verwezen naar paragraaf 4.7.1.

Tabel 6-3 Eigenschappen modellering metselwerk

	Eenheid	Waarde
Materiaaltype	-	Linear elastic
Drainage type	-	Non-porous
Stijfheid ( $E'_m$ )	kN/m <sup>2</sup>	$8,0 \cdot 10^6$
Poisson ratio ( $\nu$ )	-	0,2

Tabel 6-4 Eigenschappen modellering metselwerk

### 6.4.2 Houten palen

De algemene eigenschappen van het hout zijn gegeven in Tabel 6-5, voor de overige materiaaleigenschappen van het hout wordt verwezen naar paragraaf 4.7.2.

	Eenheid	Waarde
Materiaaltype [-]	-	Elastic
Stijfheid ( $E_{m,o,mean}$ )	kN/m <sup>2</sup>	11,0·10 <sup>6</sup>
Poisson ratio ( $\nu$ )	-	0,35

Tabel 6-5 Eigenschappen houten fundering

#### 6.4.2.1 Embedded beam rows

De houten palen dienen in Plaxis 2D te worden gemodelleerd als *embedded beam rows*. In Plaxis 2D dient een uniforme paaldiameter ingevoerd te worden, in werkelijkheid verloopt de paaldiameter over de diepte. In Plaxis 2D dient de gemiddelde paaldiameter boven het inklemmingsniveau te worden aangehouden. Op basis van reeds uitgevoerde berekeningen is dit meestal de diameter op  $0,25 \times L_{paal}$  onder paalkopniveau; dit dient gecontroleerd te worden o.b.v. de berekeningsresultaten.

Bij een sterk afwijkende bodemopbouw en/of paallengte kan dit niveau op een andere diepte liggen. Aanbevolen wordt om in een dergelijk geval een Plaxis 2D analyse te doen met de eerste aanname van de diameter van de *embedded beam row* gelijk aan die van de paalkop. Vervolgens kan o.b.v. de resultaten van de snedekrachten worden beschouwd op welke diepte een geschikte diameter voor de toetsing kan worden gekozen.

Er is een betrouwbaarheidsanalyse uitgevoerd om de betrouwbaarheid van de modellering van de palen als *embedded beam rows* met Plaxis 2D te verifiëren m.b.v. Plaxis 3D, zie Bijlage H [31]. Hierin is geconcludeerd dat bij een modellering in Plaxis 2D op basis van een uniforme paaldiameter (conform  $0,25 \times L_{paal}$  onder paalkopniveau) de resultaten van de vervormingen en snedekrachten goed overeen komen met de modellering in Plaxis 3D binnen afwijking van ca. 10% (modellering inclusief tapsheid van de palen). Verder lijkt de invloed van de h.o.h. afstand vergelijkbaar in Plaxis 2D en Plaxis 3D bij hart-op-hartafstanden kleiner dan  $5 \times D_{paal}$  (ca. +10% of -10%).

Uit inspecties en houtmonsteranalyses van de houten fundering blijkt dat de kwaliteit van de houten palen degradeert in de tijd. In paragraaf 4.2.4 is uitgewerkt op welke wijze deze aantasting dient te worden bepaald. De aantasting van de palen heeft invloed op de sterkte van de paal. Uitgangspunt in de modellering hierbij is dat de buitenste aangetaste schil van de palen nog wel de oorspronkelijke laterale en axiale weerstand van de palen bieden. Dit betekent dat de aantasting van de palen in het Plaxis 2D model alleen het traagheidsmoment I reduceren, het paaloppervlakte A blijft constant in de tijd.

#### 6.4.2.2 Laterale en axiale grondweerstand

In de parameterset voor de Embedded Beam Row in Plaxis kan de standaard waarde "ongelimiteerd" worden aangehouden voor de laterale grondweerstand. Dit houdt in dat de paal grondmechanisch gezien lateraal niet kan bezwijken en de grond volledig elastisch reageert. Voor het bepalen van de maximale elastische capaciteit van de laterale weerstand wordt in de normen geen concrete berekeningswijze beschreven. Er is een controleberekening uitgevoerd waarbij de maximale laterale weerstand is gelimiteerd op basis van de methode Brinch Hansen [33] uitgaande van de paaldiameter inclusief zachte schil. Deze theorie is in principe geschikt voor alleenstaande palen en past daardoor niet volledig bij het bezwijkgedrag van lateraal belaste paal groepen, maar

kan als eerste inschatting worden toegepast (zie ook CUR 228). In de verkennende berekening werd deze maximale laterale weerstand in Plaxis 2D ruim niet gehaald; daarom kan een ongelimiteerde laterale grondweerstand worden aangehouden.

Voor de axiale weerstand kan positieve schachtwrijving worden gehanteerd vanaf de bovenkant van de wadzandlaag. De grootte kan worden bepaald op basis van NEN 9997-1 [4] uitgaande van de paaldiameter inclusief zachte schil. Voor het slappe lagenpakket boven de wadzandlaag wordt geen axiale weerstand meegenomen, dit betekent dat eventuele negatieve kleef (conform paragraaf 7.1) separaat in de toetsing dient te worden bepaald. De maximale paalpuntweerstand kan ongelimiteerd aangehouden worden, omdat de toetsing van de geotechnisch draagkracht in een apart model buiten Plaxis 2D zal worden uitgevoerd (zie paragraaf 7.1). De reden dat in Plaxis wel schachtwrijving vanaf de wadzandlaag wordt meegenomen en bij de toetsing van het paal draagkracht niet, is dat hiermee in Plaxis een realistischer normaalkrachtverloop over de paal wordt verkregen. Indien dit conservatief tot aan de punt oploopt is het mogelijk dat de paal bij de punt theoretisch faalt op axiale compressie (combinatie maximale normaalkracht, kleinste diameter). Met deze modellering zal de maximale normaalkracht ter plaatse van bovenzijde wadzand optreden, wat realistischer is.

### 6.4.3 Houten kesp en

De algemene eigenschappen van het hout zijn gegeven in Tabel 6-5. De houten kesp en dienen in Plaxis gemodelleerd te worden als een doorgaande *plate*, met de buigstijfheid en axiale stijfheid eigenschappen van (alleen) de kesp en (zonder vloerdelen). Voor een meer realistischer verloop van de normaalkrachten in de houten palen wordt geadviseerd om in Plaxis 2D een kleine spleet te modelleren tussen de kesp en de grond onder de kesp om zo alle krachtsafdracht richting de houten paal te bewerkstelligen.

### 6.4.4 Paal/kesp-verbinding

Bij de Type 1 kademuren zijn de funderingspalen en de kesp en vaak met elkaar verbonden m.b.v. een pen-gat verbinding. De palen en kesp en kunnen hierbij aan elkaar verbonden zijn met stalen of houten pennen. Door aantasting van deze verbinding en door aantasting van het hout er omheen kan bij deze verbinding de sterkte afnemen. Volgens lopend onderzoek door de TU Delft is de stijfheid van de paal-kesp verbinding niet eenduidig te bepalen en hangt van een aantal factoren af. De rotatiestijfheid zit tussen oneindig stijf en scharnierend in. Daarbij zal de elastische momentcapaciteit van de verbinding wel beperkt zijn. In [37] is een theorie opgenomen voor de bepaling van deze elastische momentcapaciteit. Op moment van schrijven is deze echter nog niet concreet toepasbaar voor TAK berekeningen. Voor TAK4.0 zal deze theorie nader worden uitgewerkt zodat onderbouwd realistische paal-kesp verbindingen kunnen worden gemodelleerd.

Bij de Type 2 kademuren dient het type verbinding tussen de palen en de betonnen vloer ingeschat te worden op basis van de as-built of archieftekeningen. Vaak zijn de drukpalen over een beperkte lengte (orde 0,05 m) ingebed in het beton, in dit geval kan deze verbinding scharnierend



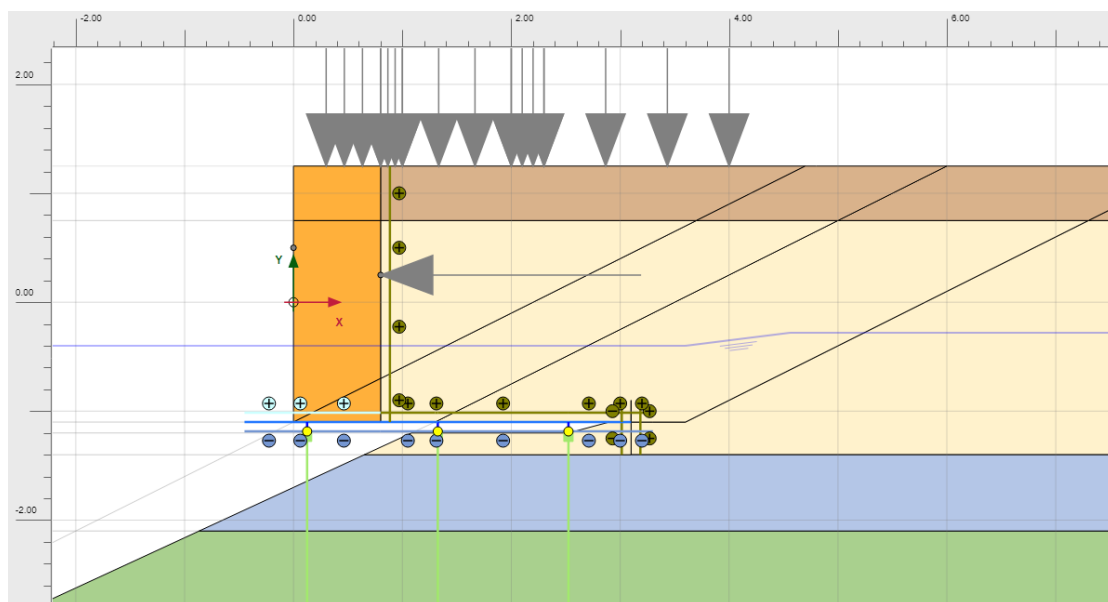
gemodelleerd worden. Daarbij zijn trekpalen vaak over een grotere hoogte (orde 0,25 m) ingebed in het beton.

NB: De inbeddingslengte van de palen kan in praktijk hoger zijn wanneer er een betonnen werkvloer is toegepast onder de betonnen L-wand.

Binnen TAK 3.2 wordt aanbevolen de paal-kespverbindingen conform Tabel 6-6 te modelleren. In Plaxis 2D is dit een elasto-plastische veer, zie Figuur 6-1 voor de modelleerwijze. Op basis van een globale inschatting met de theorie uit [37] is de plastische momentcapaciteit ingeschat. De rotatieveerstijfheid is ingeschat op basis van engineering judgment, maar de invloed van deze veer is beperkt ten opzichte van de plastische momentcapaciteit.

Tabel 6-6 Ingevoerde eigenschappen paal-kesp of paal-vloerverbinding

Kademuur	Type verbinding	Plastische momentcapaciteit [kNm/paal]	Rotatieveerstijfheid [kNm/m/rad]
Type 1	Pen-gat verbinding	3	400
Type 2	Drukpaal in betonvloer (ca. 0,05 m inbedding)	1	100
	Trekpaal in betonvloer (ca. 0,20 m inbedding)	5	10.000



Figuur 6-1 Detail verbinding tussen palen en kesp type 1 kademuur, m.b.v. rotatieveer

### 6.4.5 Schuifhout

Aangezien de functie van het schuifhout is om glijden van het metselwerk te voorkomen en verder geen bijdrage levert aan de stabiliteit van de fundering hoeft deze niet expliciet gemodelleerd te worden in Plaxis 2D.

### 6.4.6 Houten vloer

Vanwege de beperkte invloed van de houten vloer op het gedrag van de kadeconstructie hoeft deze niet expliciet gemodelleerd te worden in Plaxis 2D. De houten vloer werkt als belastingverdelers en maakt geen onderdeel uit van de hoofdconstructie.

### 6.4.7 Onderloopsheidscherm

Wanneer de aanwezigheid van het onderloopsheidscherm onzeker of onbekend is hoeft deze niet expliciet gemodelleerd te worden in Plaxis 2D. Aangezien een onderloopsheidscherm invloed kan hebben op de krachtwerving van de kademuurconstructie moet dit wel gemodelleerd worden wanneer de aanwezigheid ervan is aangetoond op archiefstukken of duikinspectie.

Vaak zijn de eigenschappen van het onderloopsheidscherm en de eventuele verbinding van dit scherm aan de kesp of de vloer onzeker of onbekend. Wanneer er volgens archieftekeningen geen constructieve verbinding aanwezig is tussen het onderloopsheidscherm en de houten of betonnen vloer, kan de verbinding in Plaxis 2D gemodelleerd worden m.b.v. een *Node-to-Node anchor* welke alleen een axiale drukkracht kan overdragen, maar geen dwarskracht. Op deze manier wordt er voorkomen dat er een trekbelasting vanuit het onderloopsheidscherm naar de vloer wordt overgedragen en het scherm aan de vloer gaat 'hangen'.

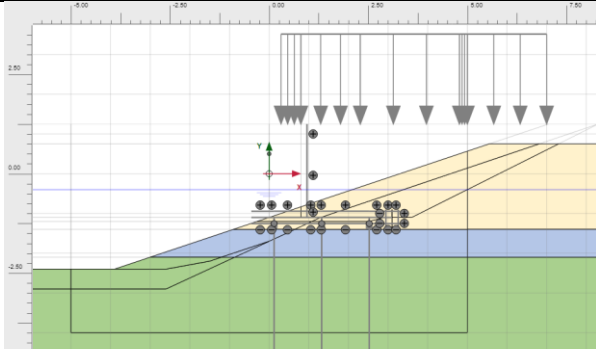
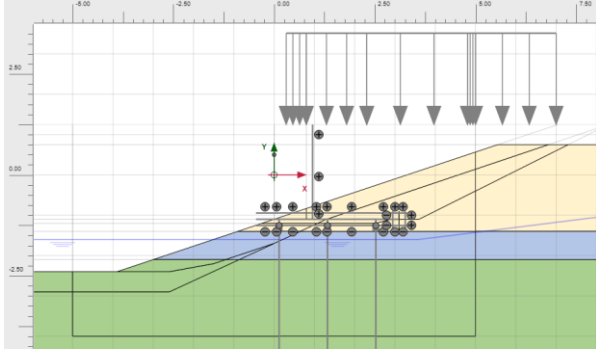
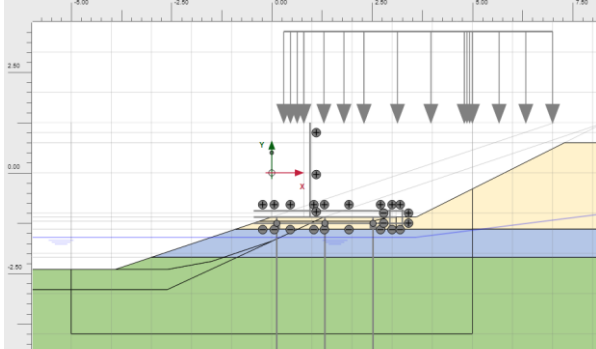
## 6.5 Fasering

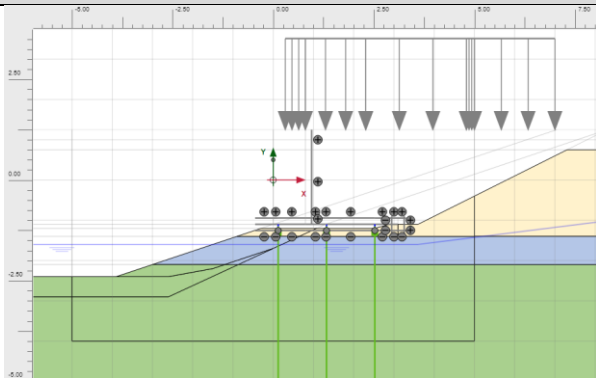
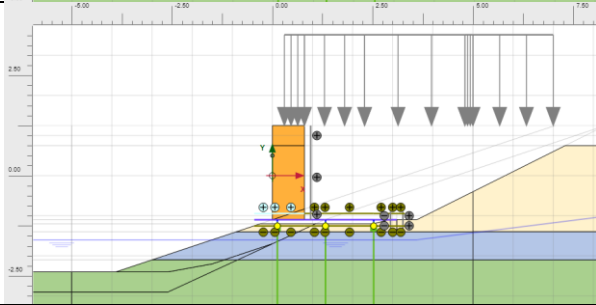
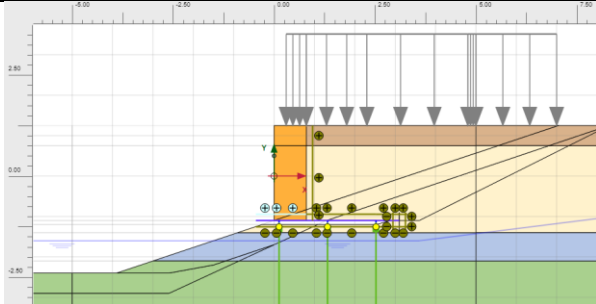
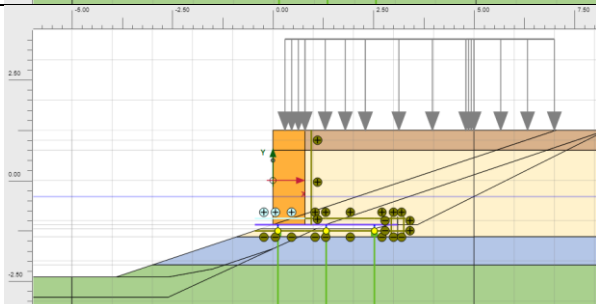
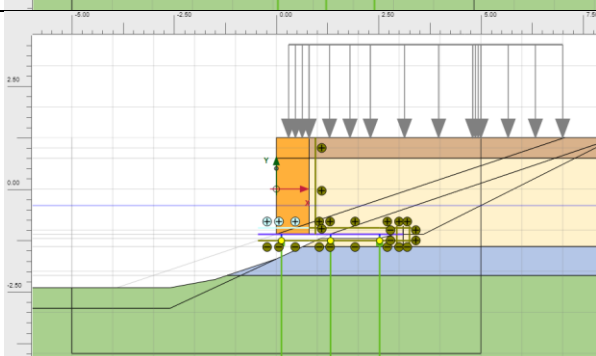
Om de huidige spanningen in de ondergrond goed te kunnen bepalen moet in het Plaxis model rekening gehouden worden met de belastinghistorie van het terrein en de opbouw van de kadeconstructie. Voor de eerste fasen is een standaardfasering opgesteld op basis van historische gegevens [32] [42] omtrent het ontstaan van de grachten en de kademuren. De standaardfasering van de opbouw van de kademuur is weergegeven in Tabel 6-7. Opgemerkt wordt dat aan de gebruiker wordt overgelaten om een andere belastinghistorie (fase 0 t/m 8) toe te passen, wanneer uit archiefgegevens blijkt deze beter aansluit.

In Tabel 6-8 is de gehele principe fasering van de belastinghistorie en opbouw van de kade weergegeven, inclusief de bijbehorende type berekening en *reset displacements (displ.) to zero*. In de principe fasering is ook het type berekening (gedraineerd / ongedraineerd) weergegeven. De fasen waarin een variabele belasting wordt toegepast worden ongedraineerd doorgerekend vanwege de korte duur van deze belasting.

*Reset displacements to zero* wordt alleen tijdens de bouw van de kade aangezet. Om de bijkomende vervorming in de komende 15 en 30 jaar te bepalen dient de totale vervorming in de BGT-fase na 15 en 30 jaar (fase 17 en 22 voor BC1) te worden verminderd met de vervorming in de BGT-fase tot nu toe (fase 11 voor BC1).

Tabel 6-7 Voorbeeld fasering opbouw kademuur fase 0 t/m 8

Fase	model
<p><b>0. Initial Phase (<math>K_0</math> procedure)</b>            Gestart wordt met een (oorspronkelijk) natuurlijk talud van de oever van de gracht met een helling van 1:3. Onderkant talud in watergang leggeniveau (NAP -2,4 m), bovenkant talud 0,5 m onder huidig maaiveldniveau -0,5 m (NAP +0,75 m). NB: deze methode sluit aan bij het POVM Eindige-elementenmethode [41].</p>	
<p><b>1. Plastic 0-step (Plastic)</b></p>	<p>Dezelfde geometrie als hierboven, maar dan calculation type 'plastic' om (horizontale) spanningen in ondergrond kloppend te krijgen.</p>
<p><b>2. Droogzetten bouwkuip</b></p>	
<p><b>3. Ontgraven bouwkuip</b>            De kademuur wordt opgebouwd ter plaatse van het punt waar de voorkant metselwerk wand het oevertalud raakt op <math>x = 0</math>. Het blijkt namelijk uit stukken over de geschiedenis van Amsterdam dat vanaf ca. 1350 de breedtes van de grachten vastgesteld werden om oeveruitbreidingen tegen te gaan zodat de grachten geschikt bleven voor de scheepvaart.</p>	

Fase	model
<p><b>4. Aanbrengen palen</b></p>	
<p><b>5. Aanbrengen kessen, vloer en metselwerk</b></p>	
<p><b>6. Aanvullen achter kade</b> In deze fase wordt de verhardingslaag van 0,5 m dik toegepast (bruine bovenste grondlaag), zodat maaiveldniveau 0,5 m verhoogd (naar NAP +1,25 m).</p>	
<p><b>7. Volzetten bouwkuip</b></p>	
<p><b>8. Toepassen huidig profiel (waterbodem)</b></p>	

Tabel 6-8 Principe fasering Plaxis 2D

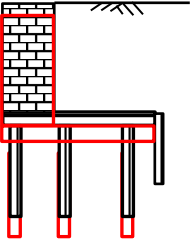
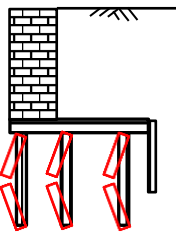
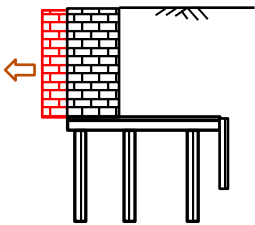
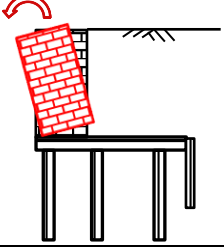
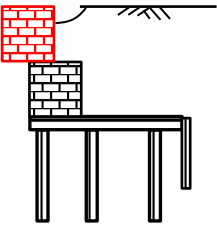
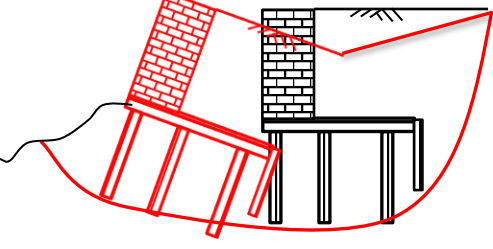
Fase	Na fase	Omschrijving	Type berekening	Reset displ. to zero
<b>Fase 0:</b>	-	Initial Phase ( $K_0$ procedure)  Gestart wordt met een (oorspronkelijk) natuurlijk talud van de oever van de gracht met een helling van 1:3. Onderkant talud in watergang leggeniveau, bovenkant talud 0,5 m onder het huidig maaiveldniveau.	Gedraineerd	Ja
<b>Fase 1:</b>	Fase 0	Plastic nul-step. Deze fase dient om de initiële spanningstoestand te bepalen.	Gedraineerd	Ja
<b>Fase 2:</b>	Fase 1	Droogzetten bouwkuip ter plaatse van kadeconstructie tot ca. 0,5 m onder vloerniveau	Gedraineerd	Ja
<b>Fase 3:</b>	Fase 2	Ontgraven bouwkuip ter plaatse van kadeconstructie tot vloerniveau	Gedraineerd	Ja
<b>Fase 4:</b>	Fase 3	Aanbrengen palen	Gedraineerd	Ja
<b>Fase 5:</b>	Fase 4	Aanbrengen kespen, vloer en metselwerk of L-muur	Gedraineerd	Nee
<b>Fase 6:</b>	Fase 5	Aanvullen achter kade, inclusief 0,5 m verhardingslaag tot huidig maaiveldniveau	Gedraineerd	Nee
<b>Fase 7:</b>	Fase 6	Volzetten bouwkuip	Gedraineerd	Nee
<b>Fase 8:</b>	Fase 7	Toepassen huidig waterbodemniveau	Gedraineerd	Nee
<b>Fase 9:</b>	Fase 8	Degradatie hout huidig (aantasting houten onderdelen tot aan toetsjaar + 1 jaar)	Gedraineerd	Nee
<b>Fase 10:</b>	Fase 9	BC1 (verkeer) – Permanente belastingen (parkeer)	Gedraineerd	Nee
<b>Fase 11:</b>	Fase 10	BC1 (verkeer) - BGT - restlevensduur 1 jaar	Ongedraineerd	Nee
<b>Fase 12:</b>	Fase 11	BC1 (verkeer) - UGT - restlevensduur 1 jaar	Ongedraineerd	Nee
<b>Fase 13:</b>	Fase 12	BC1 (verkeer) - Phi-c reductie - restlevensduur 1 jaar	Gedraineerd	Nee
<b>Fase 14:</b>	Fase 9	Toepassen baggerprofiel (verlagen waterbodemniveau)	Gedraineerd	Nee
<b>Fase 15:</b>	Fase 14	Degradatie hout + 15 jaar (aantasting houten onderdelen tot aan toetsjaar + 15 jaar)	Gedraineerd	Nee

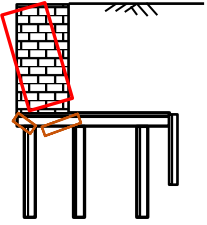
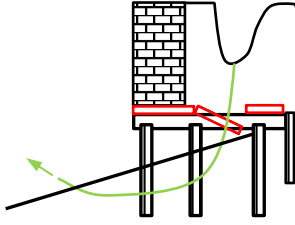
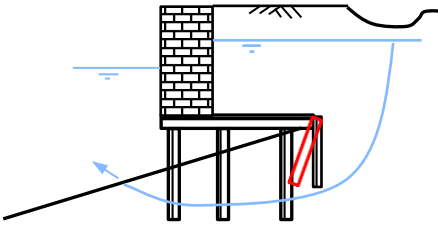
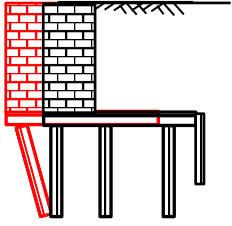
<b>Fase</b>	<b>Na fase</b>	<b>Omschrijving</b>	<b>Type berekening</b>	<b>Reset displ. to zero</b>
<b>Fase 16:</b>	Fase 15	BC1 (verkeer) - Permanente belastingen (parkeer)	Gedraineerd	Nee
<b>Fase 17:</b>	Fase 16	BC1 (verkeer) - BGT - restlevensduur 15 jaar	Ongedraineerd	Nee
<b>Fase 18:</b>	Fase 17	BC1 (verkeer) - UGT - restlevensduur 15 jaar	Ongedraineerd	Nee
<b>Fase 19:</b>	Fase 18	BC1 (verkeer) - Phi-c reductie - restlevensduur 15 jaar	Gedraineerd	Nee
<b>Fase 20:</b>	Fase 14	Degradatie hout + 30 jaar (aantasting houten onderdelen tot aan toetsjaar + 30 jaar)	Gedraineerd	Nee
<b>Fase 21:</b>	Fase 20	BC1 (verkeer) - Permanente belastingen (parkeer)	Gedraineerd	Nee
<b>Fase 22:</b>	Fase 21	BC1 (verkeer) - BGT - restlevensduur 30 jaar	Ongedraineerd	Nee
<b>Fase 23:</b>	Fase 22	BC1 (verkeer) - UGT - restlevensduur 30 jaar	Ongedraineerd	Nee
<b>Fase 24:</b>	Fase 23	BC1 (verkeer) - Phi-c reductie - restlevensduur 30 jaar	Gedraineerd	Nee
<b>Fase 25: etc.</b>	Fase 9	Overige belastingcombinaties (BC2, BC3 en BC4) conform opbouw fases 10 t/m 24	Zie hierboven	Zie hierboven

## 7 Toetsen van de kadeconstructie

Het bezwijken van een kademuur op houten palen kan gebeuren middels één of meerdere bezwijkmechanismen. In Tabel 7-1 zijn de bezwijkmechanismen van een kademuur op houten palen gepresenteerd. De bezwijkmechanismen in Tabel 7-1 worden geïllustreerd op basis van een Type 1 kademuur (metselwerk wand op houten onderbouw en houten palen), deze bezwijkmechanismen gelden ook voor een Type 2 kademuur (betonnen L-muur op houten palen). In dit hoofdstuk wordt er per bezwijkmechanisme beschreven op welke wijze dit getoetst dient te worden. De toetsing van de kadeconstructie dient te worden gerapporteerd conform het template in Bijlage L.

Tabel 7-1 Bezwijkmechanismen kademuren op houten palen

	
<p>1: Overschrijden van het geotechnisch draagvermogen</p>	<p>2: Constructief bezwijken van de palen</p>
	
<p>3: Glijden van de wand.</p>	<p>4: Kantelen van de metselwerkwand</p>
	
<p>5: Constructief bezwijken van de constructieve wand</p>	<p>6: Overschrijden van de algemene stabiliteit</p>

	
7: Constructief bezwijken van de kespren	8: Constructief bezwijken van de vloer
	
9: Het niet aanwezig zijn of het bezwijken van het onderloopsheidscherm (interne erosie, onderloopsheid, piping)	10: Horizontale verplaatsing van de constructie.

## 7.1 Geotechnische draagkracht

De toetsing van de geotechnische draagkracht van de palen dient uitgevoerd te worden conform NEN 8707. Daarbij moet worden voldaan worden aan de eis:

$$F_{c;d} \leq R_{c;d;net}$$

$F_{c;d}$  = rekenwaarde voor de drukkracht op de paal.

$R_{c;d;net}$  = rekenwaarde van de draagkracht van de grond.

Deze toetsing dient te worden uitgevoerd met D-Foundation of analytisch. Vanwege de vele ophogingen van de verharding achter de kademuur in het verleden dient er rekening gehouden te worden met negatieve kleef langs de palen, dit speelt alleen voor de palen aan de landzijde van de kademuur. Uitgangspunt hierbij is dat negatieve kleef werkt tot aan de Wadzandlaag. Daarbij dient er gerekend te worden met positieve kleef vanaf de eerste zandlaag. Verder dient er conform de NEN 8707 [8] voor kademuuren gebouwd voor 2016 een paalklassefactor  $\alpha_p$  van 1,0 aangehouden te worden.



## 7.2 Sterkte van de houten palen

De toetsing op sterkte van de houten palen dient te uitgevoerd conform NEN 8707, volgens de rekensheet in Bijlage J. Daarbij wordt onderscheid gemaakt tussen de toetsing op spanningen in de palen, door combinaties van druk en buiging, en de toetsing van de paal-kesp verbinding.

### 7.2.1 Sterkte van de palen

De constructieve draagkracht van de houten funderingspaal dient bepaald te worden volgens paragraaf 3.5 Hout van de NEN 8707.

#### Normaalkracht

Voor de controle van de optredende drukspanning evenwijdig aan de houtvezel van de funderingspaal moet worden voldaan aan de eis:

$$\sigma_{c:0:d} \leq f_{c:0:d} = \sigma_{c:0:d} \leq 10,8 \text{ N/mm}^2 \quad (6.10a \text{ overwegend blijvende belasting})$$

$$\sigma_{c:0:d} \leq f_{c:0:d} = \sigma_{c:0:d} \leq 12,6 \text{ N/mm}^2 \quad (6.10b \text{ groot aandeel kortdurende belasting})$$

$\sigma_{c:0:d}$  = rekenwaarde voor de drukspanning parallel aan de vezel.

$f_{c:0:d}$  = rekenwaarde druksterkte parallel aan de vezel.

In de toetsingen dient de factor  $k_{mod}$  beschouwd te worden. Bij een groot aandeel veranderlijke belasting dient een  $k_{mod}$  van 0,7 aangehouden te worden, in alle andere gevallen (bij overwegend blijvende belasting) dient het gelijk gehouden te worden aan 0,6.

Bij een houten paalfundering dient de normaalkrachthoutspanning op ten minste twee niveaus getoetst te worden, namelijk ter plaatse van de paalkop en ter plaatse van het omslagpunt.

#### Buigend moment en dwarskracht

De constructieve sterkte van de houten funderingspalen dient bepaald te worden volgens paragraaf 3.5 Hout van de NEN 8707 en NEN-EN 1995.

Bij een houten paalfundering dient de combinatie van buigend moment en dwarskracht op ten minste twee niveaus getoetst te worden, namelijk ter plaatse van de paalkop en locatie van het maximale veldmoment.

Hierbij dienen de volgende onderdelen minimale getoetst te worden:

- Buigspanningen in twee richtingen conform art. 2.14 NEN-EN 1995-1-1:2011;
- Buigspanningen gecombineerd conform art. 6.1.6 NEN-EN 1995-1-1:2011;
- Buiging en trek gecombineerd art. 6.2.3 NEN-EN 1995-1-1:2011;
- Buiging en druk gecombineerd art. 6.2.4 NEN-EN 1995-1-1:2011.

### 7.2.2 Sterkte van de paal/kesp-verbinding

Uit inspecties moet blijken wat de staat is van de verbinding van de paal met de kesp. De rekenmethodiek om deze verbinding te controleren is nog in ontwikkeling. Voorlopig wordt daarom in het TAK geen nadere analyse van deze verbinding gedaan ten opzichte van de ARK resultaten.

## 7.3 Horizontaal glijden van de metselwerk wand

In de notitie afschuiving wand kade [36] is het faalmechanisme horizontaal glijden van de metselwerk wand over de houten vloer beschreven, zie Bijlage C. Conform de memo dient horizontaal glijden van de metselwerk wand allereerst zonder schuifhout getoetst te worden, volgens paragraaf 7.3.1. Wanneer de metselwerk wand niet voldoet zonder schuifhout, maar schuifhout is wel aanwezig, dient het schuifhout te worden getoetst op sterkte volgens paragraaf 7.3.2. Het toetsen op glijden dient uitgevoerd te worden conform NEN 8708. De methodiek voor beide toetsingen wordt hierna beschreven.

### 7.3.1 Zonder schuifhout

De toetsing horizontaal glijden van de metselwerk wand zonder schuifhout is gebaseerd op een evenwichtsberekening tussen de verticale belasting van de wand en de optredende horizontale belasting op de wand volgens de formule:

$$F_h \leq F_v * \mu$$

$F_h$  = De totale horizontale kracht op het aansluitvlak metselwerk en vloer afkomstig uit grond en bovenbelasting.

$F_v$  = De totale verticale belasting uit het gewicht van metselwerk en grond op/tegen het metselwerk.

$\mu$  = De wrijvingscoëfficiënt tussen hout en metselwerk = 0,7.

Deze schuifcontrole dient te worden uitgevoerd volgens de rekensheet in Bijlage K. Voor de onderbouwing van het wrijvingsgetal tussen metselwerk en hout wordt verwezen naar paragraaf 4.7.3.

### 7.3.2 Met schuifhout

Wanneer de toetsing horizontaal glijden van de metselwerk wand niet voldoet zonder schuifhout, maar schuifhout is wel aanwezig, dient het schuifhout te worden getoetst op sterkte. Op deze wijze bestaat de weerstand van het glijden van de metselwerk wand uit een combinatie tussen wrijving tussen het metselwerk en de houten vloer volgens paragraaf 7.3.1 en de sterkte van het schuifhout. Hierbij moet wel rekening worden gehouden met degradatie en/of beschadigingen van het schuifhout. Er is nog niet beschreven hoe dit schuifhout gecontroleerd moet worden.

## 7.4 Kantelstabiliteit van de metselwerk wand

De toetsing op kantelen van de metselwerk wand dient te worden uitgevoerd conform NEN8707, volgens de rekensheet in Bijlage K. Voor de methodiek wordt verwezen naar NEN 9997-1 art. 6.5.4. Door middel van een momentenevenwicht wordt getoetst of de metselwerk wand stabiel is tegen kantelen. Voor het kantelpunt wordt de voorzijde van de wand ter plaatse met de aansluiting met de vloer gekozen.

## 7.5 Sterkte van het metselwerk / betonnen L-wand

De toetsing van het metselwerk is niet opgenomen in het TAK omdat er op dit moment onvoldoende informatie beschikbaar is over de materiaaleigenschappen van bestaand metselwerk. Vanuit de gemeente Amsterdam loopt een onderzoek naar de materiaaleigenschappen van bestaand metselwerk en de toe te passen rekenmethodiek. Te zijner tijd kunnen de resultaten van dit onderzoek in deze versie van het TAK worden verwerkt.

De bovenbouw van type 2 kademuren bestaat uit een (eventueel gewapende) betonnen L-wand. De toetsing van de sterkte van de betonnen L-wand is niet opgenomen in het TAK, omdat de betonnen L-wand niet als kritiek onderdeel van een dergelijke kademuur wordt gezien.

## 7.6 Algehele stabiliteit

De toetsing op algehele stabiliteit van de kademuur dient uitgevoerd te worden conform NEN 8707. De methodiek is beschreven in NEN 9997-1 art. 6.5.4. Deze toetsing zal worden uitgevoerd met het eindige elementen programma Plaxis 2D (middels phi-c reductie).

## 7.7 Sterkte van de houten kesp

Voor de controle van de kesp dient gebruikt gemaakt te worden van de, door aantasting, gereduceerde doorsnede. De kesp dienen te worden gecontroleerd met behulp van de rekenregels uit de actuele Houtnorm op:

- Indrukking van de kesp
- Dwarskracht
- Moment

De sterkte van het kesp hout dient bepaald te worden volgens paragraaf 3.5 Hout van de NEN 8707 en NEN-EN 1995. Bij een houten kesp dient de combinatie van buigend moment en dwarskracht op ten minste twee niveaus getoetst te worden, namelijk ter plaatse van het maximale dwarskrachten buigend moment.

In de toetsingen dient de factor  $k_{mod}$  beschouwd te worden. Bij een groot aandeel veranderlijke belasting dient een  $k_{mod}$  van 0,7 aangehouden te worden, in alle andere gevallen (bij overwegend blijvende belasting) dient het gelijk gehouden te worden aan 0,6.

Hierbij dienen de volgende onderdelen minimale getoetst te worden:

- Optredende drukspanningen loodrecht op de vezel dienen getoetst te worden met art. 2.14 NEN-EN 1995-1-1:2011 in aanvulling met de NEN 8707 paragraaf 3.5. Hierbij mogen de spanningen verhoogd worden conform Opmerking 6 en Opmerking 7 uit paragraaf 3.5 NEN 8707 als aangetoond kan worden dat insnoering van de kesp plaatsvindt.
- Buigspanningen in twee richtingen conform art. 2.14 NEN-EN 1995-1-1:2011;
- Buigspanningen gecombineerd conform art. 6.1.6 NEN-EN 1995-1-1:2011;
- Buiging en trek gecombineerd art. 6.2.3 NEN-EN 1995-1-1:2011;
- Buiging en druk gecombineerd art. 6.2.4 NEN-EN 1995-1-1:2011.

Bij het uitlezen van de maximale dwarskracht dient rekening gehouden te worden met artikel 6.1.7 (3) van NEN-EN 1995-1-1 waarbij getoetst mag worden op een afstand  $0,5 D$  (diameter paal) +  $0,5 h$  (hoogte kesp) uit het hart van de paal. Waar het maximale buigende moment is getoetst, is de verplaatsing met een halve afstand  $h$  uit de rand van de paal niet van toepassing.

De kesp wordt aan de onderzijde niet ondersteund door grond (door enige inklinking en/of zetting van de grond). Daarmee kan de kesp verticaal knikken. Echter, doordat de overspanningen klein zijn, de kesp aan de bovenkant wordt gesteund en de normaalkrachten (druk) in de kesp klein zijn, treden knik- en kipinstabiliteit niet op. Knik- en kipstabiliteit zijn verder niet beschouwd.

## 7.8 Sterkte van de houten vloerdelen

De toetsing van de houten vloerdelen dient niet uitgevoerd te worden binnen het TAK. De toetsing op sterkte van de houten vloerdelen kan worden uitgevoerd conform NEN 8707 en bijbehorende houtnormen. Echter zijn vaak geen gegevens in het archief beschikbaar over de houten vloerdelen. Ook zijn de houten vloerdelen moeilijk bereikbaar bij een visuele inspectie, waardoor het niet mogelijk is om de juiste afmetingen (inclusief aantasting) te bepalen.

Omdat het bezwijken van de houten vloerdelen geen acuut bezwijkmechanisme is en tijdig waarschuwt op falen van de gehele constructie, kan met inspecties worden bepaald of de houten vloerdelen zijn functie nog vervullen. Uit inspecties van het maaiveld moet blijken of er verzakkingen zijn die kunnen duiden op bezweken houten vloerdelen.

## 7.9 Sterkte van het onderloopsheidscherm

De toetsing van het onderloopsheidscherm dient niet uitgevoerd te worden binnen het TAK. De toetsing op sterkte van het onderloopsheidscherm kan worden uitgevoerd conform NEN 8707 en bijbehorende houtnormen. Echter zijn vaak geen gegevens in het archief beschikbaar over de

aanwezigheid en/of de eigenschappen van het onderloopsheidscherm. Ook is het onderloopsheidscherm moeilijk tot niet bereikbaar bij een visuele inspectie, waardoor het niet mogelijk is om de juiste afmetingen (inclusief aantasting) te bepalen.

Omdat het bezwijken van het onderloopsheidscherm geen acuut bezwijkmechanisme is en tijdig waarschuwt op falen van de gehele constructie, kan met inspecties worden bepaald of het onderloopsheidscherm zijn functie nog vervult. Uit inspecties van het maaiveld moet blijken of er verzakkingen zijn die kunnen duiden op ontgroning of een bezwijken scherm.

## 7.10 Toetsing op horizontale verplaatsing en belendingen

Conform het Handboek Binnenstedelijke Kademuren dient te worden getoetst op de vervormingen in de bruikbaarheidsgrenstoestand (BGT). Er dient alleen getoetst te worden op de bijkomende verplaatsingen gedurende de resterende levensduur en dus niet op de reeds opgetreden verplaatsingen. Verplaatsingen gedurende de restlevensduur dienen zodanig te zijn, dat deze de toelaatbare waarden niet overschrijden zodat:

### a. functionaliteit in het geding is

De kadeconstructie kan ernstig vervormen (indien deze niet bezwijkt op sterkte) voordat deze zijn functionaliteit verliest. De verwachting is ook dat de kade constructief zal falen voordat deze zijn functionaliteit verliest. Echter om ongewenste maaiveldzakkingen te voorkomen dient getoetst te worden aan een maximale horizontale verplaatsing van de deksteen van 50 mm gedurende de resterende levensduur.

### b. esthetische eisen worden overschreden

In het handboek binnenstedelijke kademuren worden esthetische eisen niet nader gespecificeerd. Aangezien over het algemeen de kademuren in de binnenstad van Amsterdam al sterk vervormd zijn is het opleggen van een esthetische eis voor de resterende levensduur onlogisch. Er dient daarom niet op een esthetische eis te worden getoetst.

### c. deze leiden tot ontoelaatbare vervorming van constructies in de directe omgeving

Bij een standaard maaiveldindeling zoals beschreven in paragraaf 5.2.1 bevinden belendende panden zich meestal minimaal op een afstand van ca. 7 m van de kademuur. Gezien deze afstand en het feit dat de panden op palen zijn gefundeerd zullen deze nauwelijks vervormen en is verticale verplaatsing ter plaatse niet relevant. Binnen het TAK worden belendende panden daarom niet getoetst voor panden die op palen staan op een minimale afstand van 7 m.

In de nabijheid van de kademuur bevinden zich vrijwel altijd kabels en leidingen. Binnen de ARK is beoordeeld of er ook daadwerkelijk kritische leidingen binnen het invloedsgebied van de kademuur aanwezig zijn. Indien dit het geval is dienen de verplaatsingen ter plaatse van deze leidingen getoetst te worden. Conform COB Richtlijn F530 [REF] kan voor brosse leidingen 10 mm als grenswaarde worden aangehouden, voor taaie (ductiele) leidingen is dit 50 mm.



## 8 Aanbevelingen voor TAK 4.0

Geadviseerd wordt om de volgende ontwikkelingen te verwerken in een volgende versie TAK 4.0:

- Uitbreiden van de grondparameterset in bijlage E voor overige relevante grondlagen. daarbij ook de overige laboratoriumresultaten betrekken. Ook afweging gebruik HSss model en/of SS model voor Holocene slappe lagen nader beschouwen.
- Invloed van lokale ontgroningen op de stabiliteit en de krachtswerking in de palen nader bepalen.
- Belasting spreiding via metselwerk muur uitwerken o.b.v. lopend onderzoek aan de TU Delft.
- Conclusies promotieonderzoek TU Delft proefbelasten kademuur OverAmstel.
- Modelleren en sterkte paal/kesp-verbinding.
- Richtlijnen voor integreren van kruip en relaxatie in houten onderdelen<sup>1</sup>; aan te modelleerkant en/of de toetskant.
- Richtlijnen voor toepassen probabilistisch berekenen van kademuur en toepassen van bewezen sterkte.
- Conclusies statistische analyse houtaantasting.
- Meting slibdikte op waterbodem m.b.v. verbeterde Multibeam inmeting.
- Volgens de notitie 'betrouwbaarheidseisen Toetsing Amsterdamse kademuren' [35] is het mogelijk dat bij een groot aantal constructies aanhouden van het afkeurniveau en de bijbehorende aanvaardbare faalkans kan leiden tot een aanzienlijke faalfrequentie binnen het portfolio aan kademuren. Geadviseerd is om een analyse op portfolio niveau uit te voeren om een optimaal betrouwbaarheidsniveau te bepalen.
- Verwerken lopend onderzoek naar de aantasting(snelheid) van houten palen (aan de paalpunt) en kesp

<sup>1</sup>) Hiervan is reeds een pilot gedraaid voor één rak waarvan de aanpak en bevindingen in Bijlage I [43] zijn opgenomen. Voor TAK4.0 zal deze methodiek verder worden ontwikkeld.

## 9 Referenties

Tabel 9-1 Relevante normen en richtlijnen en rapporten

Ref.	Doc ID	Versie	Datum	Titel
[1]	ABG-03	01	02-03-2023	Amsterdamse Basis Geotechniek - Ontwerp
[2]	-	-	2014 + erratum 4.2.4 2017 + erratum H4 2020	Handboek Binnenstedelijke Kademuren (BiKa) -CUR aanbeveling 186
[3]	-	-	2013 + erratum 2018	Handboek Kademuren CUR Rapport 211E
[4]	-	-	2017	Eurocode 7 / NEN9997-1+C2:2017nl Geotechnisch ontwerp van constructies
[5]	-	-	2015 + C1:2006 C2:2009 NB:2011	Eurocode 5 NEN-EN 1995-1-1 Ontwerp en berekening van houtconstructies
[6]	-	-	2011+ A1:2020	NEN8700 – bestaande bouw – grondslagen
[7]	-	-	2011+ A1:2020	NEN8701 – bestaande bouw – belastingen
[8]	-	-	2018+C1:2020	NEN8707 – bestaande bouw – geotechniek
[9]	-	-	1:2002+ C11:2019+ NB:2019	NEN-EN 1991 Belastingen op constructies
[10]	-	-	2020	CUR 117 – inspectie
[11]	-	-	2011	Uitwerking indieningsvereisten EEM- berekeningen 2011
[12]			2012+Correctie:201 4	CUR 166 – Damwandconstructies (6 <sup>e</sup> druk) deel 1 en 2
[13]			2020	RVW Richtlijn vaarwegen 2020
[14]			2016	Leidraad Centrale Verkeerscommissie - CVC 2016
[15]	-	-	2012	Sluis, J. (2012). Validation of Embedded Pile Row in Plaxis 2D. Master's thesis, Delft University of Technology.
[16]	-	-	2013	Sluis, J., Besseling, F., Stuurwold, P., and Lengkeek, A. (2013). Validation and application of the embedded pile row- feature in Plaxis 2D. Plaxis Bulletin, pages 10–13.



Ref.	Doc ID	Versie	Datum	Titel
[17]	-	-	31-03-2000 01-06-2001	Grondonderzoek Noord/Zuidlijn Parameterset definitief ontwerp en D4 en D5 kenmerk 01270L
[18]	-	-	21-11-2017	Toetsing traditionele gemetselde walmuren Amsterdam (Antea)
[19]		2.0	20-04-2021	Probabilistic Toolkit User Manual Deltares
[20]	-	-	02-10-2019	CROW / CUR – Aanbeveling 124 Constructieve veiligheid bestaande bruggen en viaducten van decentrale overheden
[21]	-	def	08-03-2021	Bezwijken Grimburgwal Leerpunten voor het Amsterdamse Areaal Rapid Assessment 2020 door M. Korff, R. Esposito, M.J. Hemel, D.J. Peters, S.N. Jonkman
[22]	-	-	2005	Stijghoogte 1e WVP AGV-gebied, gemiddelde stijghoogte over het jaar 2005, Waternet
[23]			2012	COB Aanbevelingen voor het ontwerp van bouwkuipen in stedelijke omgeving, F530- ER-12-49785
[24]	11.435	-	18-1-1999	OMEGAM (12)11.435 Parameterset Holocene Grondlagen Noord-Zuidlijn - Smits E.P.T. (1999)
[25]			2020	Archeologische Begeleiding Grimburgwal, Amsterdam
[26]	2021040 1-LNE- ARK	1	14-07-2022	Amsterdamse Risicobeoordeling Kademuren (ARK)
[27]			26-08-2022	Bentley Plaxis 2D Manual V22.02
[28]			2009	K. e.a., „Regression Models for Dynamic Properties of Highly Organic Soils,“ Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, nr. 4, pp. 533 - 543
[29]			2019	NEN-EN 1996-1-1: Ontwerp en berekening van constructies van metselwerk – Algemene regels voor constructies van gewapend en ongewapend metselwerk
[30]			2012	NPR9096-1-1+C1 Steenconstructies – Eenvoudige ontwerpregels, gebaseerd op NEN-EN 1996-1-1
[31]	D100475 95	2.0	28-01-2022	Arcadis, PBK-WP07 Betrouwbaarheidsanalyse rekenmethode Plaxis 2D

Ref.	Doc ID	Versie	Datum	Titel
[32]	BO 22-140		2022	Amsterdam Waterstad – Archeologisch bureauonderzoek PBK
[33]			2010	CUR 228: Ontwerprichtlijn door grond horizontaal belaste palen
[34]			1908	Waterbouwkunde – L. Zwiers – Deel 1
[35]			20-12-2022	Dr. ir. Dirk Jan Peters en Dr. ir. Timo Schweckendiek, Betrouwbaarheidseisen (afkeur) voor binnenstedelijke kademuren Amsterdam
[36]			30-12-2022	T. Augustuszoon, L. Neijzing, Notitie afschuiving wand van kade
[37]			20-12-2021	M. Hemel, Belastingreductie toegepast op binnenstedelijke kademuren
[38]			17-02-2023	Arcadis, Grondparameters TAK3.2, Toetskader Amsterdamse Kademuren, Programma Bruggen en Kademuren Gemeente Amsterdam
[39]			2020	CROW BiKa – Boomkade(r)s
[40]			19-10-2022	T. Augustuszoon, Memo tapsheid houten palen
[41]			Maart 2020	POVM Eindige-elementenmethode - Een publicatie van de POV Macrostabieleit
[42]		1-2021	2021	G. van Tussenbroek, Amstelodamum 1-2021: De oorsprong van de Amsterdamse kademuren
[43]			11-04-2023	Dr. Ir. Dirk Jan Peters en Ir. Trevor Spannenburg, Effect van kruip en relaxatie van lateraal belaste houten palen

# **Bijlage A Memo betrouwbaarheidseisen voor binnenstedelijke kademuren Amsterdam**

# Betrouwbaarheidseisen (afkeur) voor binnenstedelijke kademuren Amsterdam

door Dr. ir. Dirk Jan Peters (TU Delft) en Dr. ir. Timo Schweckendiek (Deltares)  
versie 20 December 2022

## 1. Inleiding

Het Programma Bruggen en Kademuren (PBK) van Gemeente Amsterdam heeft aan de TU Delft en Deltares de vraag gesteld welke betrouwbaarheidseisen voor binnenstedelijke kademuren in Amsterdam van toepassing zijn. Deze notitie geeft hiervoor een aanbeveling, gebaseerd op een uiteenzetting van vigerende regelgeving en inhoudelijke aspecten.

### 1.1. Aanleiding en vraagstelling

De Gemeente Amsterdam heeft 158 km binnenstedelijke kademuren in beheer, en is daarmee verantwoordelijk voor de constructieve veiligheid van deze constructies vanuit zorgplicht en eisen voortkomend uit het bouwbesluit. Instortingen in het verleden, veranderend gebruik en veroudering geven aanleiding tot monitoring en soms beoordeling van de constructieve veiligheid.

De concrete vraag die in deze notitie wordt behandeld is:

*Welke betrouwbaarheidseisen zijn van toepassing voor binnenstedelijke kademuren in Amsterdam?*

In de beantwoording van de vraag zal worden ingegaan op het niveau van de vereiste betrouwbaarheidsindex ( $\beta$ ), gedifferentieerd naar gevolgklassen (CC), en de bijbehorende referentieperiode.

### 1.2. Scope en afbakening

Bovenstaande heeft betrekking op het toetsen van bestaande kademuren, waarbij het gaat om de vraag of de constructie veilig is voor gebruik, op dit moment of voor een voorziene restlevensduur. De beschouwingen in deze notitie richten zich dan ook op constructieve veiligheid gebaseerd op risico voor mensenlevens en economische afwegingen, en daarmee op bezwijken van de constructie (c.q. Uiterste Grenstoestand, UGT), niet op eventuele vervormingen die tot additioneel onderhoud of hinder leiden (c.q. Bruikbaarheidsgrenstoestand, BGT).

De beschouwingen beperken zich verder tot de vigerende regelgeving en de keuzeruimte binnen de regelgeving met onderbouwing. In principe zou Gemeente Amsterdam ook kunnen overwegen om een eigen risico-gemotiveerde betrouwbaarheidskader op te stellen. Laatste is in deze notitie niet beschouwd omdat de keuzemogelijkheden binnen de vigerende regelgeving ruim genoeg lijken.

### 1.3. Leeswijzer

In hoofdstuk 2 wordt een overzicht gegeven van de vigerende regelgeving en gerelateerde normen en richtlijnen; ook komen de essentiële definities en begrippen aan bod. Vervolgens gaat hoofdstuk 3 in op de classificatie of keuzes binnen de vigerende normen met de daarin genoemde criteria. Hoofdstuk 4 bevat een verdiepende uiteenzetting van betrouwbaarheidseisen voor historische binnenstedelijke kademuren gebaseerd op menselijke veiligheid en economische waarden, uitmondend in een aanbeveling voor classificatie. De conclusies en aanbevelingen worden gegeven in hoofdstuk 5.

## 2. Regelgeving

Het Bouwbesluit (2012) stelt in § 2.1.2 Artikel 2.6 dat een bestaand bouwwerk gedurende de restlevensduur voldoende bestand moet zijn tegen de daarop werkende krachten. Een (binnenstedelijke) kademuur is een bouwwerk in de zin van het Bouwbesluit.

Evenals bij nieuwbouw het geval is wordt voor het beoordelen van de constructieve veiligheid van bestaande bouwwerken voortaan gebruik gemaakt van Europese normen. Omdat de Eurocodes in beginsel gericht zijn op nieuwbouw, zijn voor bestaande bouw de afwijkingen van de Eurocodes beschreven in NEN 8700. NEN 8700 bevat de grondslagen van de beoordeling van de constructieve veiligheid van bestaande bouwwerken en is dus gebaseerd op de Eurocodes. Deze norm kan worden gezien als aanvulling voor bestaande bouw op NEN-EN 1990 met bijbehorende nationale bijlage en de daaraan verbonden andere normen in de Eurocodereeks (NEN-EN 1991-1 tot en met NEN-EN 1991-7). Vanuit deze norm wordt dan ook veelvuldig naar die normen verwezen.

De functionele eis bij bestaande bouw geeft aan dat de bouwconstructie gedurende de restlevensduur voldoende bestand moet zijn tegen de daarop werkende krachten. De hoofdregel voor nieuwbouw dat een gebouw, zoals in NEN-EN 1990 is aangegeven, 50 jaar moet meegaan is hier dus niet van toepassing. Bij bestaande bouw is de in NEN 8700 bedoelde restlevensduur doorslaggevend. Uitgangspunt voor bestaande bouw is dat de bouwconstructie gedurende de restlevensduur voldoende veilig moet zijn. Bij beoordeling daarvan wordt uitgegaan van de in NEN 8700 beschreven (korte) restlevensduur met bijbehorende belastingcombinaties.

In principe is dus de NEN 8700 serie van toepassing voor binnenstedelijke kademuren in Amsterdam (Nederland). Hieronder wordt in 2.1 nader ingegaan op de relevante bepalingen in de NEN 8700; in 0 worden andere relevante normen en richtlijnen behandeld zoals de Eurocodes, de ISO 2394 en CUR-richtlijnen.

### 2.1. NEN 8700 serie

De NEN 8700 serie bestaat uit de NEN 8700 met de grondslagen voor 'Beoordeling van de constructieve veiligheid van een bestaand bouwwerk bij verbouw en afkeuren' en gerelateerde normen voor de belastingen (NEN 8701) en materialen. Voor binnenstedelijke kademuren is relevant de NEN 8707 voor geotechnische constructies, waarin naast specifieke bepalingen ook partiele factoren worden gegeven.

#### 2.1.1. Gevolgklassen (CC)

De vereiste betrouwbaarheidsniveaus worden in de NEN 8700 gedifferentieerd naar gevolgklassen (CC), waarbij voor de indeling wordt gerefereerd naar de Eurocodes (NEN-EN 1990). De huidige CC-indeling is weergegeven in Tabel 2-1.

Tabel 2-1: Definitie van gevolklassen (NEN 8700)

Gevolgklasse <sup>a b</sup>	Omschrijving
CC3	<b>Grote</b> gevolgen ten aanzien van het verlies van mensenlevens <sup>c</sup> , en/of <b>zeer grote</b> economische of sociale gevolgen of gevolgen voor de omgeving.
CC2	<b>Middelmatige</b> gevolgen ten aanzien van het verlies van mensenlevens, en/of <b>aanzienlijke</b> economische of sociale gevolgen of gevolgen voor de omgeving.
CC1	<b>Geringe</b> gevolgen ten aanzien van het verlies van mensenlevens, en/of <b>kleine</b> of <b>verwaarloosbare</b> economische of sociale gevolgen of gevolgen voor de omgeving.

Nadere toelichting bij Tabel 2-1 staan in de voetnoten in NEN 8700; ook worden voorbeelden van toepassing qua bouwwerken en situaties genoemd. Kademuren worden in de voorbeelden niet genoemd.

### 2.1.2. Veiligheidsniveaus (afkeur, verbouw en gebruik)

In de veiligheidsniveaus (betrouwbaarheidsniveaus) wordt in NEN 8700 verder gedifferentieerd tussen:

- **afkeurniveau:** wettelijk minimumniveau van constructieve veiligheid, op het onderschrijden waarvan (voor)aanschrijving en handhaving door het bevoegd gezag moet volgen;
- **verbouwniveau:** wettelijk minimumniveau van constructieve veiligheid bij het toetsen van ontwerpen voor verbouw (waarbij **verbouw** gedefinieerd wordt als: bouwactiviteiten die een fysieke verandering van de constructie of het constructiedeel tot gevolg hebben; hieronder vallen zowel reparatie, gehele of gedeeltelijke vernieuwing, verandering als vergroting);
- **gebruiksniveau:** privaatrechtelijk minimumniveau van constructieve veiligheid voor de instandhouding van bruggen (aanvulling op NEN 8700 uit 2020).

Volgens de definities in NEN 8700 is duidelijk dat bestaande kademuren op afkeurniveau te toetsen zijn, mits er geen fysieke veranderingen aan de constructie plaatsvinden (verbouw). Ook de achtergronden van het afkeurniveau (TNO, 2011) passen bij de situatie waarbij een besluit moet worden genomen over het al dan niet ongewijzigd blijven gebruiken van een bouwwerk, met criteria voor menselijke veiligheid en economie.

Het gebruiksniveau is specifiek toegevoegd voor bruggen en formeel niet van toepassing voor kademuren, maar qua achtergrond wel relevant (zie aanbevelingen).

De vereiste betrouwbaarheidsniveaus voor afkeuren staan in Tabel 2-2 weergegeven. Voor binnenstedelijke kademuren zal doorgaans CC1 (soms CC2) met de conditie wind niet dominant (wn) van toepassing zijn, met een vereiste betrouwbaarheidsindex van 1,8 (soms 2,5) voor een referentieperiode van 15 jaar (of 1 jaar indien verlies van mensenlevens uitgesloten is). Een betrouwbaarheidsindex van  $\beta = 1.8$  correspondeert met een faalkans van 3,6% (en  $\beta = 2.5$  met een faalkans van 0,6%).

Tabel 2-2: Minimumwaarden voor de betrouwbaarheidsindex bij minimumreferentieperiode (uiterste grenstoestanden) volgens NEN 8700 (Tabel B.2)

Minimumwaarden betrouwbaarheidsindices bij afkeuren			
Gevolgklasse	Minimum-referentieperiode	$\beta$	
		wn	wd
CC3	15 jaar	3,3 <sup>a</sup>	3,3 <sup>a</sup>
CC2	15 jaar	2,5 <sup>a</sup>	2,5 <sup>a</sup>
CC1b <sup>b</sup>	15 jaar	1,8	1,1 <sup>a</sup>
CC1a <sup>b</sup>	1 jaar	1,8	0,8

wn: wind niet dominant  
wd: wind dominant  
<sup>a</sup> Hierbij is de ondergrens voor persoonlijke veiligheid maatgevend.  
<sup>b</sup> Hierbij is onderscheid gemaakt tussen klasse 1a (verlies van mensenlevens uitgesloten) en 1b (gevaar voor verlies van menslevens klein).

### 2.1.3. Referentieperiode en restlevensduur

Referentieperiode en restlevensduur worden in de praktijk vaak onterecht (conceptueel) aan elkaar gelijk gesteld. Het zijn echter twee verschillende grootheden, die alleen soms qua getalswaarde gelijk worden gekozen.

De **referentieperiode** is de tijdsduur of het tijdsinterval waar een kans (bv. faalkans of overschrijdingskans) betrekking op heeft. Oftewel een faalkans van 1% met een referentieperiode van 15 jaar betekent dat de kans op minimaal 1 keer falen in 15 jaar 1 op 100 bedraagt. Omdat in de Eurocode systematiek de karakteristieke waarden van belastingen qua definitie gekoppeld zijn aan een overschrijdingskans, hebben ook de (karakteristieke waarden van) belastingen een referentieperiode.

De **restlevensduur** is analoog aan de ontwerplevensduur in de Eurocode. Bij verbouw betreft het de tijdsduur waarvoor de aanpassing van de constructie wordt ontworpen; bij afkeur gaat het om de tijdsduur waarvoor het niveau van constructieve veiligheid wordt getoetst.

Voor de **restlevensduur bij afkeuren** wordt in de NEN 8700 een (minimum) waarde van 1 jaar genoemd. De waarde van 1 jaar heeft te maken met de wettelijke lading van afkeuren met consequenties (voor)aanschrijving en handhaving door bevoegd gezag.

De bepalingen van restlevensduur van 1 jaar bij afkeuren betekenen echter niet dat Gemeente Amsterdam niet voor een langere restlevensduur zou kunnen toetsen (zie ook CUR 124, sectie 3.2.2). Bij toetsen met een langere restlevensduur dan 1 jaar moet immers in elk beschouwd jaar aan de betrouwbaarheidseis worden voldaan. Bij een constructie onderhevig aan veroudering (degradatie, bijvoorbeeld bacteriële aantasting funderingshout) is doorgaans het laatste jaar van de restlevensduur maatgevend.

### **Voorbeeld: Restlevensduur en referentieperiode**

Gemeente Amsterdam wil toetsen of de houten palen van een binnenstedelijke kademuur voor een restlevensduur van 30 jaar aan de eisen voor constructieve veiligheid vanuit de NEN 8700 voldoet. Als we uitgaan van CC1a kan volgens Tabel 2-2 (Tabel B.2 uit NEN 8700) getoetst worden met een referentieperiode van 1 jaar (c.q. faalkans per jaar) in het laatste jaar van de beoogde restlevensduur. De constructie is immers onderhevig aan veroudering (bv. bacteriële degradatie) en het laatste jaar zal maatgevend zijn, mits geen afname van belastingen te verwachten is.

Andersom kan het zijn dat we de constructieve veiligheid voor de restlevensduur van 1 jaar voor CC1b willen toetsen. Dan moet toch van een referentieperiode van 15 jaar worden uitgegaan, en worden getoetst aan de kans op falen in met de belasting(statistiek) van 15 jaar.

*(De motivatie voor de minimumreferentieperiode zoals beschreven in TNO (2011) is mogelijk inhoudelijk niet relevant voor binnenstedelijke kademuren en andere geotechnische constructies, maar formeel bij toepassing van de NEN 8700 serie toch van toepassing.)*

## 2.2. Gerelateerde normen en richtlijnen

Hieronder worden enkele relevante elementen van gerelateerde normen en richtlijnen benoemd voor de context van de toepassing en van de NEN 8700 en de mogelijke keuzes hierin.

### 2.2.1. Eurocodes

De Eurocodes zijn de Europese normen voor nieuwbouw, waarbij voor kademuren primair relevant zijn de Nederlandse implementaties NEN-EN 1990 (grondslagen) en NEN-EN 1997 (geotechnische constructies). Zoals in 2.1 beschreven zijn de NEN 8700 en NEN 8707 aanvullingen op deze Eurocodes, die aanvullende of vervangende bepalingen geven voor bestaande bouwwerken ten opzichte van nieuwbouw. Veel relevante bepalingen die generiek zijn (en niet specifiek voor nieuwbouw or bestaande constructies) staan dus in deze Eurocodes.

NEN EN-1990 geeft in Annex C (informatief, niet bindend) aanwijzingen voor betrouwbaarheidsanalyse en risico-gebaseerd ontwerp van constructies. Het (concept) achtergrondrapport bij de Eurocodes (JRC, 2023a) geeft tevens nadere toelichting op betrouwbaarheidseisen (en de samenhang tussen betrouwbaarheid en partiele factoren) en de onderliggende motivatie.

De concept Eurocode 7 (vervanger huidige NEN-EN 1997) laat expliciet 'reliability-based methods' toe voor de verificatie van grenstoestanden voor ontwerp en beoordeling van geotechnische constructies. Een begeleidende richtlijn is in de maak (JRC, 2023b), waarin ook betrouwbaarheidseisen voor geotechnische constructies worden uiteengezet.

### 2.2.2. ISO 2394

De ISO 2394:2015 (General principles on reliability for structures) bevat de basisbeginselen voor constructieve Veiligheid van bouwwerken of constructies. De norm is in feite de 'moedernorm' voor de Eurocodes en andere bouwnormen wereldwijd. Ook in de ISO 2394 wordt ingegaan op



betrouwbaarheidseisen en de onderliggende motivatie of onderbouwing, waarop in hoofdstuk 4 wordt voortgeduurd.

### 2.2.3. CUR 124

De CUR 124 is een Aanbeveling voor het beoordelen van de constructieve veiligheid van bestaande bruggen en viaducten van decentrale overheden. Hoewel niet direct van toepassing op kademuren bevat de CUR 124 toch relevante en verhelderende elementen voor de beoordeling van bestaande kunstwerken of bouwwerken in het algemeen, zoals:

- Wettelijke kaders, inclusief het verschil tussen wettelijke en civielrechtelijke aansprakelijkheid (sectie 3.2). Dit verschil is bijvoorbeeld voor bruggen relevant door invoering van het gebruiksniveau (privaatrechtelijk/civielrechtelijk), welke echter voor kademuren niet van toepassing is.
- Aanleidingen ter verificatie van de constructieve veiligheid (sectie 3.2.1).
- Restlevensduur bij afkeur (sectie 3.2.2).
- Veiligheidsfilosofie en veiligheidseisen (sectie 3.3), inclusief afweging afkeurniveau versus verbouwniveau, en indeling in gevolgklassen (voor bruggen).

De uiteenzettingen in de CUR 124 ondersteunen de interpretatie en invulling van de NEN 8700 serie hierboven (2.1). Specifiek voor de voorliggende vraag is ook de volgende passage uit CUR 124 relevant:

*“Als een beoordeling heeft plaatsgevonden om vast te stellen of een kunstwerk voldoet aan de wettelijk vereiste betrouwbaarheid op afkeurniveau en dit het geval is, betekent dit niet per definitie dat over een jaar weer een volledig nieuwe verificatieberekening moet plaatsvinden, met name indien de uitgangspunten voor een eerdere beoordeling niet zijn gewijzigd en er in de tussentijd niets is veranderd aan de toestand van het kunstwerk (geen degradatie). Dit is ter beoordeling door de beheerder in samenspraak met de technisch adviseur.”*

In geval van houten constructies is natuurlijk wel sprake van degradatie, maar dan moet ons inziens bovenstaande zodanig worden geïnterpreteerd dat er geen sprake is van veranderingen aan de toestand van de kademuur anders dan waarvan is uitgegaan in de toets (bv. toestand degradatie tijdens of bij einde restlevensduur).

## 3. Classificatie binnen de regelgeving

Anders dan bruggen en gebouwen zijn kademuren in de onder het bouwbesluit aangewezen normen niet expliciet genoemd en in een betrouwbaarheidsklasse ingedeeld. Bij indeling volgens de criteria van de Eurocode (zie Tabel 2-2) gelden de overwegingen dat er bij schade risico is op slechts een gering aantal mensenlevens en geringe economische schade (buiten de schade aan het object zelf). Dan volgt indeling in CC1b, met  $\beta_{50} = 3.3$  voor nieuwbouw (met een referentieperiode van 50 jaar).

Voor de kademuren geldt dat wind niet dominant is. Er is windbelasting op de bomen die op de muren kunnen staan, maar de belasting door het gewicht van de grond en de verticale belasting op het maaiveld zijn dominant.

Omdat kademuren qua functie en qua gevolgen van falen andersoortig zijn dan gebouwen en/of bruggen kan - naast de Eurocode classificatie - ook referentie gemaakt worden naar regelgeving voor damwanden en voor waterkeringen.

Voor grondkerende constructies is in CUR 166 een indeling in gevolgklassen gegeven waarbij een lagere categorie is toegevoegd, bedoeld voor: relatief eenvoudige constructies, geen persoonlijke veiligheidsrisico's bij falen, relatief geringe schade bij falen, bijvoorbeeld een beschoeiing.

Tabel 3-1: Minimumwaarden voor de betrouwbaarheidsindex volgens CUR 166 – 2012 (referentieperiode voor  $\beta_1$  is 1 jaar, voor  $\beta_{50}$  50 jaar)

CUR klasse	$\beta_1$	$\beta_{50}$ (uitgaande van onafhankelijkheid van de jaren)
I	3.6	2.5
II	4.3	3.4
III	5.0	4.2

Voor waterkeringen is de Stowa richtlijn beschikbaar. Deze geeft een classificatie met overschrijdingskans van de normbelasting, waarbij per categorie een schadebedrag wordt genoemd (zie Tabel 3-2).

Tabel 3-2: Overschrijdingskans van de normbelasting voor de diverse veiligheidsklassen van regionale waterkeringen (STOWA)

Klasse waterkering	Normbelasting [1/jr]	Schade per geval van falen [mio €]
i	1/10	< 8
ii	1/30	8 – 25
iii	1/100	25 – 80
iv	1/300	80 – 250
v	1/1000	> 250

De faalkans van een dergelijke constructie kan worden geschat op basis van de voorwaardelijke kans dat een dominant faalmechanisme optreedt bij de norm belasting. Deze voorwaardelijke kans moet doorgaans kleiner dan 0.01 zijn. Bij de omrekening naar een  $\beta$ -waarde voor de levensduur geldt bij deze constructies (conform de TAW richtlijnen) een waarde van een equivalente periode van 10 jaar.

Op deze wijze kan een tabel met  $\beta$ -waarden worden bepaald om de Stowa klassen te vergelijken met de klassen in CUR 166.

Tabel 3-3: Indicatie van de toelaatbare faalkans per jaar en vereiste betrouwbaarheidsindex voor de levensduur voor de diverse veiligheidsklassen van regionale waterkeringen

Klasse waterkering	Jaarlijkse faalkans	$\beta_{\text{levensduur}}$
i	$10^{-3}$	2.3
ii	$3 \times 10^{-4}$	2.7
iii	$10^{-4}$	3.1
iv	$3 \times 10^{-5}$	3.4
v	$10^{-5}$	3.7

Gezien de schade die zal ontstaan bij bezwijken van een stuk van een binnenstedelijke kademuur lijkt een indeling in categorie i of ii passend, overeenkomend met CUR klasse I.

De indelingen op basis van CUR 166 en de Stowa richtlijn corresponderen met een waarde van  $\beta_{\text{levensduur}}$  van 2.5 en zouden dus een classificatie enigszins onder de klasse CC1b van de Eurocode verdedigbaar maken.

#### 4. Betrouwbaarheidseisen voor (historische) BiKa (inhoudelijke uiteenzetting)

Bij het ontwerp van nieuw te bouwen constructies kan middels toetsing aan normen en regels worden vastgesteld dat de kans op bezwijken bijzonder klein is. Het ontwerp is dan veilig en bezwijken bij normaal gebruik is zeer onwaarschijnlijk. Bij bestaande constructie wordt dit ook geëist. Historische constructies vallen ook onder bestaande constructies, echter hierbij is onderscheid te maken op grond van een aantal aspecten.

Bij 'bestaande' constructies geldt een specifiek toetsregime waarbij niet tijdens het ontwerp, maar achteraf kan worden vastgesteld of de constructie voldoet aan de norm (NEN 8700 serie). De toetsing en de norm zijn afwijkend van nieuwbouw omdat sommige onzekerheden waar in ontwerpsituatie rekening mee moet worden gehouden niet van toepassing zijn. In plaats daarvan kunnen andere onzekerheden van belang zijn. Ook is de restlevensduur korter dan de ontwerplevensduur, en is het economische beslisprobleem anders voor afkeur/verbouw vergeleken met nieuwbouw (zie TNO, 2011). Het kenmerk van toetsing van bestaande constructies is dat er van uit mag worden gegaan dat de constructies goed gedocumenteerd zijn en dat ze volgens een bekende systematiek zijn ontworpen en gebouwd. De norm schrijft naast de kans op bezwijken ook de bepalingsmethode voor, en deze lijkt sterk op die van nieuw te bouwen constructies.

Historische kademuren en bruggen zijn veelal niet ontworpen met bewuste toepassingen van kennis van natuurkundige principes en er is destijds niet getalsmatig vastgesteld of ze (voldoende) veilig waren. Om verificaties te kunnen uitvoeren moet de constructie achteraf gedocumenteerd worden. Ook de zichtbaar aanwezige gebreken kunnen dan worden meegenomen bij de verificatie.

Indien de bestaande kademuren worden beoordeeld op een afkeurniveau, is het in het kader van beheer en onderhoud wenselijk om dat – vanwege de grootte van de populatie – te doen met een restlevensduur (en referentieperiode) van 30 jaar. De toets moet dan zijn gebaseerd op het aangenomen niveau van degradatie na 30 jaar.

##### 4.1. Menselijke veiligheid

De problemen met kademuren die er in het verleden zijn geweest hebben geen menselijk letsel veroorzaakt. Niettemin is dat gezien de aard van de schades niet helemaal uit te sluiten. Grote sinkholes kunnen verkeersongevallen veroorzaken, mensen kunnen bijvoorbeeld in een auto in het water belanden, etc. Het lijkt terecht om het risico op menselijk letsel en het risico van slachtoffers niet nihil te achten, maar het te plaatsen in de categorie 1-4 slachtoffers (ISO 2394).

Voor specifieke locaties is een classificatie in de categorie 5-49 slachtoffers (ISO 2394) mogelijk noodzakelijk. Bijvoorbeeld plaatsen waar regelmatig bijeenkomsten worden gehouden.

#### 4.2. Economisch optimaal inclusief cultuur-historische waarde

De economische schade bij functieverlies of falen bepaalt mede hoe betrouwbaar een constructie moet zijn. Bij grote financiële schade is zijn hoge kosten om het falen te voorkomen gerechtvaardigd.

Aan de kademuren in de binnenstad van Amsterdam wordt een bovengemiddelde esthetische en cultuurhistorische waarde toegekend. De binnenstad is sinds 1999 beschermd stadsgezicht en sinds 2010 Unesco Erfgoed. De grachten en de bruggen horen daarbij. Individuele kademuren hebben voor zover bekend niet de status van monument.

De cultuurhistorische waarde van de kademuren kan worden meegewogen door het economische gevolg groter te maken. Bouwwerken kunnen dan worden ingedeeld op basis van hun importantie, afgaand op het regionaal, nationaal of mondiaal belang. De Amsterdamse grachtengordel is een UNESCO monument en het belang om dat te handhaven overstijgt het nationale belang. Daardoor vallen de kademuren in de hoogste categorie. De vraag is echter of elke individuele kademuur beeldbepalend is voor de monumentale status van de binnenstad. De kademuren als geheel zijn dat wel. Indien de categorie nationaal belang wordt aangehouden, is een indeling in klasse CC2 verdedigbaar. Dit is niet wettelijk vereist, kan echter in een portfolio benadering (zie aanbevelingen) mee worden gewogen.

#### 5. Conclusie en aanbevelingen

Bovenstaande overwegingen leiden tot de volgende **conclusies**:

1. De **NEN 8700 serie** is van toepassing voor het beoordelen van een kademuur (zijnde een bouwwerk in de zin van het Bouwbesluit) op afkeurniveau (en voor het ontwerp van verbouwmaatregelen).
2. Volgens de definities in NEN 8700 zijn bestaande kademuren op **afkeurniveau** te toetsen, mits er geen fysieke veranderingen aan de constructie plaatsvinden (verbouw).
3. Bij de toetsing moet worden uitgegaan van een **restlevensduur** van minimaal 1 jaar; de toetsing kan echter ook uitgaan van een langere restlevensduur (bv. 15 of 30 jaar) waarbij veranderingen als degradatie en belastingen inclusief onzekerheden worden meegenomen.
4. Op basis van de in het bouwbesluit aangewezen normen is (doorgaans) **gevolgklasse CC1b** van toepassing. Op basis van richtlijnen voor damwanden en beschoeiingen lijkt soms een lagere klasse ook verdedigbaar.
5. Op basis van meewegen van de **cultuurhistorische waarde** zou de indeling hoger mogen zijn (CC2). Dit is echter niet wettelijk vereist en het is onduidelijk of het realistisch is om dit veiligheidsniveau te eisen. Indien de norm te hoog is, worden (te) veel constructies afgekeurd waarna ingrepen volgen of zelfs vervanging, waardoor de cultuurhistorische waarde verloren gaat.

Voor betere onderbouwing en optimalisatie van het betrouwbaarheidsniveau hebben we de volgende **aanbevelingen**:

1. De vereiste minimale betrouwbaarheidsindices in de NEN 8700 hebben betrekking op een enkele constructie(onderdeel), ook de onderbouwing in TNO (2011) gaat uit van een enkel bouwwerk bijvoorbeeld in termen van economisch optimale veiligheid. Amsterdam heeft echter een groot **portfolio** van 208 km oeverconstructies (en meer dan 800 bruggen). Voor Rijkswaterstaat heeft het grote aantal bruggen in beheer geleid tot de wens om een strenger betrouwbaarheidsniveau te hanteren voor bruggen, wat geleid heeft tot invoering van het

gebruiksniveau.

Bij een groot aantal constructies kan aanhouden van het afkeurniveau en de bijbehorende aanvaardbare faalkans leiden tot een aanzienlijke faalfrequentie binnen het portfolio binnen de restlevensduur (zie voorbeeld in kader hieronder). Dit is onwenselijk omdat de Gemeente de kademuren wil indelen in categorieën waar al dan niet wat aan moet gebeuren. Binnen de categorie die goedgekeurd wordt zou de kans op incidenten klein moeten zijn. De cultuur historische waarde van de hele populatie kademuren is tevens een overweging om naar het gehele profolio te kijken. Daarom wordt aanbevolen om een analyse op portfolio niveau uit te voeren om een optimaal betrouwbaarheidsniveau ook vanuit dit perspectief in te laten vloeien.

2. De **partiele factoren** in de NEN 8700 en NEN 8707 die van toepassing zijn voor kademuren zijn niet specifiek afgeleid voor (binnenstedelijke) kademuren. De belastingfactoren zijn generiek voor het hele spectrum van bouwwerken waarop de Eurocode / NEN 8700 serie van toepassing is; de factoren aan de sterktekant (met name materiaalfactoren) zijn weliswaar bepaald voor grond kerende constructies, echter ook niet specifiek voor kademuren, en zeker niet voor binnenstedelijke. Met probabilistische betrouwbaarheidsanalyses van representatieve kademuren kunnen partiele factoren op maat voor Amsterdamse kademuren worden afgeleid.

#### **Voorbeeld: Faalfrequentie in portfolio bij afkeurniveau**

Stel het portfolio bevat 100 constructies die allemaal net of met enige marge aan het afkeurniveau voor gevolgklasse CC 1B voldoen (c.q. sommige voldoen ruim, afgekeurde constructies zijn versterkt op verbouwniveau). Dan heeft elke individuele constructie een faalkans van 3,6% per 15 jaar (referentieperiode) als deze net voldoet, of lager als deze ruim voldoet bijvoorbeeld door versterken. Al zijn de constructies niet onafhankelijk en is de faalkans niet gelijk aan een frequentie, kan de faalfrequentie in het portfolio makkelijk uitkomen 1 per 5 à eens per jaar (rekening houdend met correlatie door bijvoorbeeld kennisonzekerheid). Kanttekening is dat het hierbij gaat om overschrijden van een grenstoestand volgens de norm, waarbij tot instorten nog enige marge is door verborgen sterkte (conservatieve aannames).

## 6. Referenties

- Bouwbesluit (2012). Ministerie van Binnenlandse Zaken en Koninkrijkrelaties, publicatiedatum: 16 september 2012. <https://rijksoverheid.bouwbesluit.com/>
- CUR 124. CROW-CUR Aanbeveling 124:2019 Constructieve veiligheid bestaande bruggen en viaducten van decentrale overheden. CROW, September 2019.
- ISO 2394:2015. General principles on reliability for structures. International Organization for Standardization (ISO), March 2015.
- JRC (2023a). Reliability backgrounds of the Eurocodes. JRC Technical Report produced by CEN/TC250/SC10 Basis of structural and geotechnical design. Joint Research Council of the European Commission, expected date: early 2023 (in progress, final draft available).
- JRC (2023b). Reliability-based verification of limit states for geotechnical structures. JRC Technical Report produced by CEN/TC250/SC7 Geotechnical Structures. Joint Research Council of the European Commission, expected date: late 2023 (in progress, first draft available).

NEN-EN 1990. Eurocode: Grondslagen voor constructief ontwerp. Vigerende versie: NEN-EN 1990+A1+A1/C2:2019 nl, november 2019.

NEN-EN 1997. Eurocode 7: Geotechnisch ontwerp - Deel 1: Algemene regels. Vigerende versie: NEN-EN 1997-1+C1+A1:2016 nl, juni 2016.

NEN 8700. Beoordeling van de constructieve veiligheid van een bestaand bouwwerk bij verbouw en afkeuren – Grondslagen (NEN 8700:2011+A1:2020 nl), 1 augustus 2020.

NEN 8707. Beoordeling van de constructieve veiligheid van een bestaand bouwwerk bij verbouw en afkeuren – Geotechnische constructies (NEN 8707:2018+C1:2020), 1 juli 2020.

STOWA, Richtlijn ORK 2008-04, Normering keringen langs rivieren.

TNO (2011). Veiligheidsbeoordeling bestaande bouw - Achtergrondrapport bij NEN 8700. Auteurs: Vrouwenvelder, Scholten & Steenbergen. TNO-060-DTM-2011-03086, December 2011.

# **Bijlage B Memo resultaten 4-puntsbuigproef houten palen Overamstel – wordt in TAK versie 4 toegevoegd**

Bijlage wordt nog toegevoegd

## **Bijlage C Notitie afschuiven metselwerk wand**



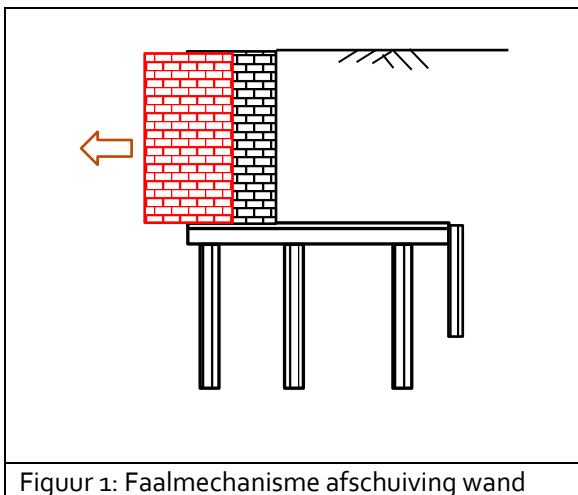


## Notitie

Aan	R. Kleinlugtenbelt
Van	L Neijzing, Ingenieursbureau gemeente Amsterdam, l.neijzing@amsterdam.nl
Controle	T Augustuszon
Datum	30 december 2022
Ons kenmerk	TAK3.2-afschuiving-Def.-v1.0-d.d. 22-2-2023
Bijlage(n)	1 – Huidige informatie TAK 3.0 2 – Parameterstudie Civil7 3 – Msc Thesis Old Quay walls 4 – Table 1 (NAVFAC DM 7.02)
Onderwerp	Afschuiving wand van kade

### Inleiding

Bij de traditionele gewichtsmuur is de metselwerkwand los aangebracht op de vloer. Het schuifhout aan de voorzijde van de wand draagt bij aan de schuifcapaciteit van de wand. Bij het toetsen van bestaande kademuren kan het zijn dat dit schuifhout verdwenen is. In deze notitie wordt voor het TAK 3.2 beschreven welke mogelijkheden er zijn om de constructie te toetsen op afschuiving van de wand van de vloer.

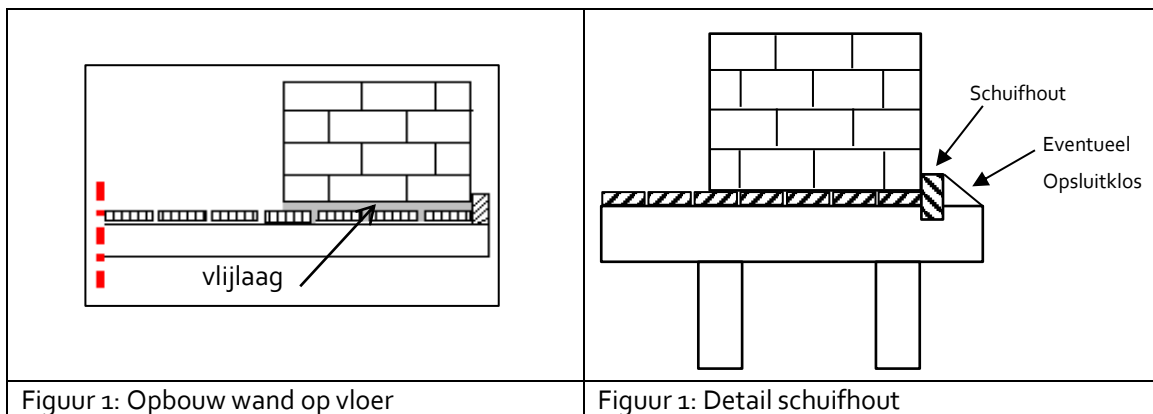


Figuur 1: Faalmechanisme afschuiving wand

## Beschrijving metselwerkwand op houten vloer.

Uit diverse archieftekeningen en bestekken is afgeleid dat de metselwerkwand bij kademuren aan de voorzijde werd opgesloten met een doorgaande houten klos die het schuifhout wordt genoemd. Het schuifhout werd ca. 1 cm ingelaten (verzonken) in de houten kespen. Vaak werd ook nog een opsluitklos gebruikt om het schuifhout op zijn plek te houden.

Uit onderzoek tijdens het slopen van een bestaande kademuur in de binnenstad is gebleken dat het metselwerk niet koud op de houten vloer staat maar op een stellaag (vlijlaag) van (metsel)specie.



Factoren van invloed op afschuiven van de wand van de vloer

1. De aanwezigheid en de staat van het schuifhout.
2. De stellaag (vlijlaag) onder de wand.
3. De wrijvingscoëfficiënt tussen het hout en het metselwerk.

### 1. De aanwezigheid van het schuifhout.

Bij de aanwezigheid van schuifhout moet voor de schuifstabiliteit het schuifhout worden gecontroleerd. Hierbij moet wel rekening worden gehouden met degradatie en/of beschadigingen van het schuifhout. Er is nog niet beschreven hoe dit schuifhout gecontroleerd moet worden. Uit de parameterstudie [2] blijkt dat bij de aanwezigheid van schuifhout (ook in gedegradeerde staat) een substantiële bijdrage levert bij het opnemen van horizontale krachten.

### 2. Stellaag/vlijlaag onder het metselwerk

Op de kespen die in dwarsrichting liggen worden planken in langsrichting geplaatst. Tussen deze planken zit een ruimte van enkele millimeters. De afmeting (dikte en breedte) van de planken is ook nergens helemaal gelijk. Op deze planken is een stellaag/vlijlaag van metsel/specie/stelspecie aangebracht om een vlakke ondergrond te realiseren voor de wand. Op deze vlijlaag is de metselwerkwand aangebracht. De verwachting is dat deze vlijlaag zorgt voor een vernageling tussen de (ongelijke) planken wat mogelijk bijdraagt aan de horizontale weerstand van de wand op de vloer. Dit zorgt voor een verborgen veiligheid (restcapaciteit), maar omdat hiervoor geen waarden bekend zijn, wordt dit verder niet meegenomen in de berekening.

### 3. Wrijvingscoëfficiënt.

Wanneer er geen schuifhout aanwezig is, dan moet de schuifcontrole plaatsvinden op basis van de evenwichtsberekening tussen de verticale en horizontale belasting volgens de formule:

$$F_h \leq F_v * \mu$$

$F_h$  = De totale horizontale kracht op het aansluitvlak metselwerk en vloer afkomstig uit grond en bovenbelasting.

$F_v$  = De totale verticale belasting uit het gewicht van metselwerk en grond op/tegen het metselwerk.

$\mu$  = De wrijvingscoëfficiënt.

In de literatuur is niet heel veel beschreven over de wrijvingscoëfficiënt van metselwerk op hout. Uit onderzoek zijn de volgende waarden gevonden.

**Tabel 1 - Wrijvingscoëfficiënt metselwerk-hout interface**

Materiaal 1	Materiaal 2	Wrijvingscoëfficiënt Statisch (droog)	Wrijvingscoëfficiënt Statisch (nat)	Opmerking
Hout	Metselsteen	0,40	0,29	Bron [3] – praktijkproef 1 -schuin glijvlak
Hout	Metselsteen	-	0,75	Bron [3] – praktijkproef 2 -Hor. glijvlak
Wood	Masonry	0.50		Bron [4]
Wood	Brick	0,6	-	Bron [5]
Wood	Brick	0,6	-	Bron [6]
Hout	Metselwerk	0.60	-	Bron [7]
Hout	Beton	0.62	-	Bron [7]
Hout	Metselwerk	-	0,7	Bron [8]

De aansluiting van het metselwerk met de houten vloer ligt voor de meeste kademuren onder water. Hierdoor zijn door de tijd de materialen volledig verzadigd met water. Dit heeft invloed op de wrijvingscoëfficiënt tussen de materialen. Uit de literatuurstudie zijn geen waarden gevonden voor het bepalen van de wrijving tussen volledig verzadigde materialen gevonden. Als conservatieve vuistregel werd in het verleden de volgende formule gehanteerd:  $\mu_{nat} = \mu_{droog} / 2$ . Uit enkele handberekeningen (met alleen permanente belasting) is gebleken dat bij een wrijvingscoëfficiënt van 0,31 (0,62 / 2) de Unity Check bijna altijd groter is dan 1,0. ( $F_h > F_v * \mu$ ).

De praktijkproef met het horizontale glijvlak is uitgevoerd met nat hout maar heeft geen correlatie met andere gevonden waarden. Ook wordt in het onderzoek geconcludeerd dat het hout mogelijk niet verzadigd was.

Uit de proeven (bron [3]) blijkt ook dat onder een statische belasting het hout onder het metselwerk consolideert in de tijd, waardoor de wrijvingscoëfficiënt toeneemt. Voor de (bestaande) kademuren kan worden aangenomen dat de consolidatie in tijd heeft plaatsgevonden.

### Praktijk situatie (bewezen sterkte)

Het faalmechanisme afschuiving wordt in de praktijk niet vaak gezien. Hierdoor kan worden aangenomen dat middels verborgen veiligheid (consolidatie materiaal, vlijlaag) een hogere wrijvingscoëfficiënt aanwezig is dan :  $\mu_{nat} = \mu_{droog} / 2$ .

## Conclusie

De aanwezigheid van schuifhout draagt behoorlijk bij aan de capaciteit tegen afschuiven. Als het schuifhout afwezig is dan is het verstandig om deze te repareren. (Levensduur verlengende maatregel)

Bij het ontbreken van het schuifhout mag de volgende formule worden toegepast:

$$F_h \leq F_v * \mu$$

$F_h$  = De totale horizontale kracht op het aansluitvlak metselwerk en vloer afkomstig uit grond en bovenbelasting.

$F_v$  = De totale verticale belasting uit het gewicht van metselwerk en grond op/tegen het metselwerk.

### wrijvingscoëfficiënt

Er is geen duidelijke waarde voor een wrijvingscoëfficiënt vastgesteld voor materialen onder water. (volledig verzadigd). Uit de literatuur volgt een coëfficiënt van 0,5 tot 0,6 voor onverzadigde materialen. Uit een master thesis volgt een praktijkwaarde van 0,75. In het handboek binnenstedelijke kademuren wordt de waarde van 0,7 gegeven. Op basis van literatuurstudie en gebruikte bronnen blijkt een wrijvingscoëfficiënt van 0,7 een reële waarde. Deze waarde wordt ook aanbevolen door het handboek binnenstedelijke kademuren.

$\mu$  = De wrijvingscoëfficiënt. = 0,7.

## Aanbevelingen

Indien een wrijvingsfactor is gewenst voor een metselwerkwand onderwater op een houten vloer dan kan dit mogelijk met een praktijkproef worden bepaald. Echter moet wel worden nagegaan of dit noodzakelijk is vanwege het beperkte voorkomen van het faalmechanisme.

### Onderzoek naar levensduur verlengende maatregelen

Voor het living lab levensduurherstellende maatregelen moet gekeken worden of het mogelijk is om schuifhout te herstellen.

Aandachtspunten hierbij zijn:

- Kan het nieuwe schuifhout op een vervormde kade worden aangebracht?
- Kan de oorspronkelijke verbinding met de kesp weer gerealiseerd worden?
- Hoe wordt de nieuwe verbinding van het schuifhout gerealiseerd?

## Bronnen

1. Toetskader Amsterdamse Kademuren (TAK) 3.0 – Gemeente Amsterdam d.d. 28-10-2021
2. 2020VA-NL-BKA.Ro1 Rapport Parametervariatiestudie 3.0 Civil7 - Robin Vervoorn d.d.25-05-2021
3. Master of Science Thesis Old Quay Walls - Proposal for a method for analysing the remaining lifespan - I. Stikvoort B.Sc. (Oktober 2014)
4. Naval Facilities Engineering Command Design Manual (NAVFAC DM 7.02) Later Civil engineering Reference Manual.
5. <https://www.tribonet.org/wiki/friction-coefficients-in-atmosphere-and-vacuum/>
6. [https://www.engineeringtoolbox.com/friction-coefficients-d\\_778.html](https://www.engineeringtoolbox.com/friction-coefficients-d_778.html)
7. <http://www.engineershandbook.com/Tables/frictioncoefficients.htm>
8. Cur 186 - Handboek binnenstedelijke kademuren (Hoofdstuk 4)

## Bijlage 1 – Huidige informatie TAK 3.0 d.d. 18-10-2021

### Schuifhout aanwezig

Indien het schuifhout aanwezig is (wat de staat ook is) dan is dit voldoende voor het opnemen van de schuifkracht en hoeft dit niet verder te worden getoetst.

### Schuifhout niet aanwezig

Indien schuifhout niet aanwezig dan moet het gewicht van het metselwerk voldoende zwaar zijn om met behulp van een wrijvingscoëfficiënt de wrijving op te nemen. Voor de wrijvingscoëfficiënt in het TAK 3.0 de volgende waarden opgenomen.

Tabel 2 - Wrijvingscoëfficiënt metselwerk-hout interface

Materiaal 1	Materiaal 2	Wrijvingscoëfficiënt Statisch (droog)	Wrijvingscoëfficiënt Statisch (nat)
Hout	Metselwerk	0.60	0.30*
Hout	Beton	0.62	0.31*

Er zijn tot op heden binnen de gemeente Amsterdam geen onderzoeken uitgevoerd met betrekking op de wrijvingscoëfficiënt van het metselwerk op een houten natte vloer.

## **Bijlage 2 – Parameterstudie Civil7 – (Robin Vervoorn) - d.d. 25-5-2020**

De volgende paragrafen die betrekking hebben de wrijvingscoëfficiënt zijn overgenomen uit de parameterstudie.

### **2.3.3 Metselwerk-Hout interface**

Het grensvlak metselwerk-hout wordt gemodelleerd als een afzonderlijk interface met eigen materiaaleigenschappen zodat deze gewijzigd kunnen worden en de invloed van het grensvlak op de stabiliteit van de kademuur kan worden beoordeeld. Het grensvlak wordt gemodelleerd als pure schuifsterkte ('cohesie') of als een combinatie van een lage cohesie en wrijving. De schuifsterkte in het zuivere schuifsterkte geval wordt verondersteld gelijk te zijn aan de schuifsterkte van het metselwerk. In het geval waarin cohesie en wrijving worden beschouwd, wordt de cohesie verondersteld ongeveer 10% van de afschuifsterkte van het metselwerk te zijn en wordt de wrijvingscoëfficiënt geacht twee mogelijke waarden te hebben, voor droge en natte omstandigheden. Deze eigenschappen zijn ontleend aan het TAK-document en zijn hieronder weergegeven. Om invloed te zien van dit interface, wordt er geen schuifhout aangenomen – wordt dit wel gedaan, dan neemt het schuifhout vrij moeiteloos alle belasting over. (Wrijvingscoëfficiënt conform tabel 1)

### **3.1.9 Metselwerk-hout interface**

Bij de parametervariatiestudie van het metselwerk-hout grensvlak zal een wrijvingscoëfficiënt worden toegepast behorende bij zowel een nat (0,33) als een droog (0,66) contactvlak. Daarnaast is de cohesieve component van metselmortel tussen de langsvoegen in beschouwing genomen. Voor alle gevallen is het schuifhout achterwege gelaten, omdat er anders geen invloed is.

### **3.1.11 Schuifhout**

Het schuifhout zal niet in het basisscenario of in de parametervariatiestudie van de materiaaleigenschappen worden genomen. Niettemin zal een enkele analyse met gebruikmaking van de basiseigenschappen schuifhout worden uitgevoerd om de invloed van dit constructie-element te beoordelen.

### **4.2.9 Schuifhout**

De opname van het schuifhout in het model heeft in wezen geen verandering gebracht in de resultaten van het basisscenario waarin het raakvlak metselwerk-hout is gemodelleerd met een aangepast materiaal. Dit suggereert dat het opnemen van het schuifhout in het rekenmodel niet nodig is en dus tijd en rekentijd bespaart. Daarbij wordt opgemerkt dat het schuifhout wel degelijk een functie heeft bij de lage wrijvingsfactor behorende bij nat hout van 0,33. Net als bij de analyse van de resulterende krachten, leidt de integratie van het schuifhout niet tot een aanzienlijke verandering van de verplaatsing van het geheel, zodat het niet van belang is voor de toepassing van het model.

### **4.2.10 Samenvatting en conclusies**

Het interface tussen de kademuur en het langshout is in de natte situatie onvoldoende om stabiliteit van de muur te borgen. Zodra deze echter droog is, voor een klein deel gecementeerd, of middels schuifhout verbonden, dan neemt de wrijving dusdanig toe dat dit voor het basisscenario bij lange na niet meer maatgevend is

## **Bijlage 3 – Master of Science Thesis Old Quay Walls - Proposal for a method for analysing the remaining lifespan - I. Stikvoort B.Sc. (Oktober 2014)**

### **Summary**

During the literature study a shear friction coefficient between masonry and wood was found of 0.5. [53] This is 0.1 higher than which is normally used in hand calculations in Rotterdam. [51] Nevertheless, during the thesis research it has not been found how these values have been derived. During the thesis, different experimental set-ups are used to determine the shear friction coefficient. Although there are exceptions due to a variance in quality of the wooden planks, the overall shear friction coefficient found in the tests performed in this research is 0.75. This is higher than the 0.4 and 0.5 that are normally used in the hand calculations and in Plaxis. Further research is proposed on the shear friction between masonry and wood. Since only relatively new wood is used in combination with one stone, it is recommended to use older wood that has been in the water for several years in combination with a small masonry wall. Also, it is recommended to use a continuous jacking device instead of a hydraulic jack.

### **Paragraaf 2.2.3. Interactions/Interfaces**

Another important interface is the shear friction between wood and masonry. In Table 1 ("Ultimate friction factors and adhesion for dissimilar materials") of Naval Facilities Engineering Command Design Manual (NAVFAC DM 7.02) and later stated in Civil Engineering Reference Manual a shear friction coefficient of 0.5 can be used between masonry and wood (cross grain) or a friction angle of 26 degrees. [53, 43] During the thesis research it has not been found how these values have been derived. Over the years, due to aging of the wooden floor, it is possible that the masonry construction has been subsided into the wooden relieving floor. This might lead to an increase in shear strength in the interface. This needs further investigation using experimental set-up, where the shear friction will be determined.

### **2.4 Discussions and Conclusions**

The interaction between the masonry and relieving floor is still an unknown factor. Even though [53] has listed friction coefficients of various interface materials, the aging effect is not included. Here still an uncertainty between masonry and wood is present and needs further investigation, with site tests and a experimental set-up.



## Chapter 11 – Experimental set-up

### **11.1 ~~Introduction~~Introduction**

In Chapter 2 different aspects that contribute to the stability of old quay walls have been discussed. Not much is known about the interface between masonry and wood, despite the fact that the old quay walls consist of these materials. In the literature review it is stated that in NAVFAC DM 7.02 a shear strength of 0.5 or friction angle of 26 degrees can be used. In [51] a lower shear friction coefficient of 0.4 is used. Due to aging of the wood the shear strength may be increased due to subsidence of the masonry in the wood. A higher shear strength will lead to a higher safety factor, see Chapter 9. An experimental test is set up for a better understanding of the masonry-wood interaction. Since little information is known about the shear friction coefficient between wood and masonry first a simple shear test will be performed. Two types of shear tests will be discussed in this chapter; the tilting test and the horizontal shear test.

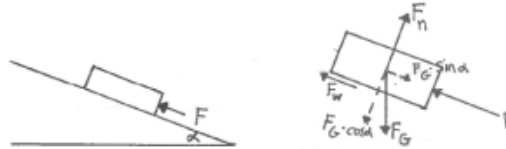
### **11.2 The tilting test**

In this section the approach and the results of the tilting test are presented. During the first set-up of the experiment a tilting device is built on a car jack (see Figure 11.1). When using different types of stone and wood the shear friction can be determined by tilting the wooden plank. In the tilting test the angle of which the plank is tilted is equal to the angle of the friction of masonry and wood (see Figure 11.2 and Equations 11.1 to 11.4). A spring balance is placed at the top of the plank. The stone exerts a force during the displacement when tilting the plank. The results can be plotted in graphs, from which the angle of friction can be determined and thus the shear friction coefficient.



**Figure 11.1:** Photos of the tilting test

When the block, representing the stone, lies on a flat service (with  $\alpha = 0$ ), the equilibrium of Equation 11.1 is reached.



**Figure 11.2:** Equilibrium of forces on sliding block

$$F_g + F_f + F + F_n = 0 \quad (11.1)$$

In Equation 11.1

$F_g$  is the force of gravity [ $kN$ ];

$F_f$  is the force of the friction between two object/materials [ $kN$ ],  $F_f = \mu \cdot F_n$ ;

$F$  is the force that prevents the block from sliding [ $kN$ ];

$F_n$  is the normal force [ $kN$ ];

$\mu$  is the shear friction coefficient [-].

When tilting the wooden plank a distinction can be made between a horizontal (Equation 11.2) and vertical equilibrium (Equation 11.3).

$$-F_g \cdot \sin \alpha + F_f + F = 0 \quad (11.2)$$

$$-F_g \cdot \cos \alpha + F_n = 0 \quad (11.3)$$

In which

$\alpha$  is the angle of the wooden plank and the horizontal service [ $^\circ$ ].

This gives

$$\begin{aligned} -F_g \cdot \sin \alpha + \mu \cdot F_n + F &= 0 \\ F &= F_g \cdot \sin \alpha - \mu \cdot F_n \\ F &= F_g \cdot (\sin \alpha - \mu \cdot \cos \alpha) \end{aligned} \quad (11.4)$$

When  $F$  is equal to zero (block is sliding),  $F_g \cdot \sin \alpha = F_g \cdot \mu \cdot \cos \alpha$ . So,  $\mu = \frac{\sin \alpha}{\cos \alpha}$ . Yet,  $\mu = \frac{\sin \psi}{\cos \psi}$ . So  $\tan \alpha = \mu = \tan \psi$ . Thus the friction angle is equal to the angle of the inclination.

During the execution of the tilting test first dry materials were used to give a first impression of the friction coefficient. White deal (vurenhout) was used to represent the relieving floor and different stones of different ages were used to represent a simple version of the masonry. A couple of stones that are used, are; an old brick (dates back to 1930s), a relatively new brick (1990s), a paving brick (bottom of brick contains six small contact points) and granite. The photos of the different relevant stones and the results of the dry experiment are presented in Appendix F.2.

To investigate the influence of the water, the wood was lied in the water and the stones remained dry. Only a couple of experiments have been executed with this combination since the capillary suction between the materials was high and the "light" masonry did not show a displacement, even at 45 degrees angle. After this finding, both wood and stones were kept fully saturated (this corresponds with the actual situation) and experiments were executed directly after the materials were taken out of the water. In Appendix F the results of the tilting test are presented (both for dry materials and partly saturated). A conclusion that can be drawn from the results is that, when using dry material and a spring balance, besides the weight of the stone, the contact surface of the stone on the wood is an important factor.

The resulting friction angles of of the tilting tests are

- Old brick
  - Dry: 21-22° ( $\mu = 0.4$ )
  - Wet: 16° ( $\mu = 0.29$ )
- New brick, dry: 30° ( $\mu = 0.58$ )
- Paving stone
  - Top of the paving stone; dry: 16° ( $\mu = 0.29$ )
  - Bottom of the paving stone; dry: 3° ( $\mu = 0.05$ ), wet 0.5° ( $\mu = 0.009$ )

Less contact surface, results in a lower friction angle. When using only wet materials the same conclusion is drawn. For wet materials the friction angle became even lower for the stones with a small contact area. Since the old bricks are handmade and the sides of the stones are not completely flat, the contact surface is not large. This results in a low friction angle. Since no weight was put on top of the stone and this is not an equivalent to the real situation, it is decided to use a press (see Figure 11.3) with which the additional load is simulated.



Figure 11.3: The press

To determine the pressure it is assumed the volumetric weight of the masonry is 21.6 kN/m<sup>3</sup> and the quay walls consists of 2 m dry masonry and 1 m wet masonry. This gives a downward force of 54.8 kPa. Dividing this by the surface of the brick (for example 0.18 m times 0.085 m) the selected pressure force is 0.84 kN. Since different old bricks are used (every old brick has a different weight and contact surface) the pressure force is adjusted per brick. It is expected the friction angle becomes higher over time, so for four different time ranges the press is used. In order to obtain the shear friction coefficient after approximately 140 years the logarithmic time ranges are used; 1.5, 15, 150 and 1500 minutes. After the selected pressing time, the wood-brick combination is moved to the tilting device. The first three time ranges show indeed an increase of the friction angle. The results are presented in Table 11.1. However, during the time range of 1500 minutes the wet materials have become dry and during execution of the tilting test, the friction angle had become lower. For this reason only one experiment of 1500 minutes is executed and it was chosen to develop a horizontal shear test of which the interface between the brick and the wood stays underwater and the top load, representing the weight of the wall, can remain on the brick. More information can be found in the next section.

**Table 11.1:** Results of the tilting test after the press

	Consolidation time [min]	$\mu$ [-]	$\phi$ [°]
Stone 1	1.5	0.40	22.0
	15	0.57	29.5
Stone 2	1.5	0.37	20.5
	15	0.42	23.0
Stone 3	1.5	0.32	18.0
	15	0.42	23.0
	150	0.73	36.0
	1500	0.65	33.0
Stone 4	1.5	0.29	16.0
	15	0.41	22.5
	150	0.65	33.0

### 11.3 The horizontal shear test

Advantages of the horizontal shear test compared to the tilting shear test are that no restrictions are present when tilting the plank (maximum tilting angle is 47 degrees), additional loads can be placed on top of the brick with no fixed time limit, the interface between brick and wood can be kept underwater and more accurate measuring equipment can be used. The stones and planks that are used during this test have been kept under-water since May 2014 (the tests are executed in August and September 2014). Photos of the experiment are presented in Figures 11.4 and 11.5.



**Figure 11.4:** Front view of the set-up



**Figure 11.5:** Side view of the set-up

The set-up consists of a metal box in which the wooden plank and the jacking device are placed. The hydraulic jack is placed horizontal in the set-up. To prevent sliding of the wooden plank through the box, the box is filled up with stones and a spanner (see Figure 11.6).



**Figure 11.6:** Between the stones and the wooden plank a spanner is placed to prevent sliding of the plank

On top of the wooden plank two bricks, steel plates and a load transducer are placed. The top brick, the plates and the load transducer represent the additional load. The weight of the load transducer is 57.4 kg (Figure 11.7). The total weight on the brick is 65.08 kg (divided by the dimensions of the stone, this corresponds to approximately 42 kPa). The weight of the load transducer is used to tune the small load transducer. This small box is placed between the jack and the stone to monitor the pressure between the jack and the brick. The small load transducer is connected with the signal conditioning instrument. This instrument in turn is connected with the laptop which contains the program (DASYLab; Data Acquisition System Laboratory) to record the pressure (Figure 11.8).

On the other side of the set-up a LVDT (Lineair Variabele Differentiaaltransformator) is placed to measure the displacement of the bottom brick. The LVDT is also connected with the signal conditioning instrument.



**Figure 11.7:** The load transducer



**Figure 11.8:** Signal conditioning instrument

After the set-up of the experiment first a few dry tests (without water in the box) have been executed to get familiar with the instruments and the program. It was chosen that the program DASyLab will record 25 results per second to get accurate results.

On the first day of testing three tests have been executed with a consolidation time of 15 minutes and one of 225 minutes. Before executing the test, first the pressure in the jack needs to be sufficient. When moving the handle the pressure in the jack decreases when it lies horizontal. This causes dips in the graphs. A second set-up is constructed due to increase in consolidation time (Figure 11.9).



**Figure 11.9:** Two set-ups of the horizontal shear test

The weight of the second load transducer is 57.4 kg. Together with the steel plates and a brick, the total weight is 65.6 kg. The friction coefficients and friction angles are calculated, with Equation 11.5, for both top-value and residual value and can be found in Table 11.2. The residual shear friction coefficient of stone 1 after a consolidation time of 3375 (Figure F.22) and 11704 minutes

(Figure F.23) is much lower than the surrounding consolidation times. This is due to rotation of the stone.

Multiple stop-and-go's are executed to determine if an increase in the shear friction coefficient is noticeable. The figures are presented in Appendix F.3. In Figures F.25 and F.27 both loops are registered with the additional load still on top of the stone. The right loop (unloading part) is angular. This is caused by the LVDT that is not fixed to the set-up, but is put against the set-up by hand. After loading, the curve goes back to the initial force quickly and the shear friction coefficient seems to be higher after a stop. This can especially be noticed in Figure F.26.

$$F = F_w = \sigma_v' \cdot \mu \cdot A = F_n \cdot \mu \quad (11.5)$$

In Equation 11.5

$F_w$  is the load registered by the load transducer [N];

$\sigma_v'$  is the vertical effective stress at depth of masonry and wood-interaction [N/m<sup>2</sup>];

$\mu$  is the shear friction coefficient ( $\mu = \tan \phi_w$ ) [-];

$F_n$  is the force of the additional load [N];

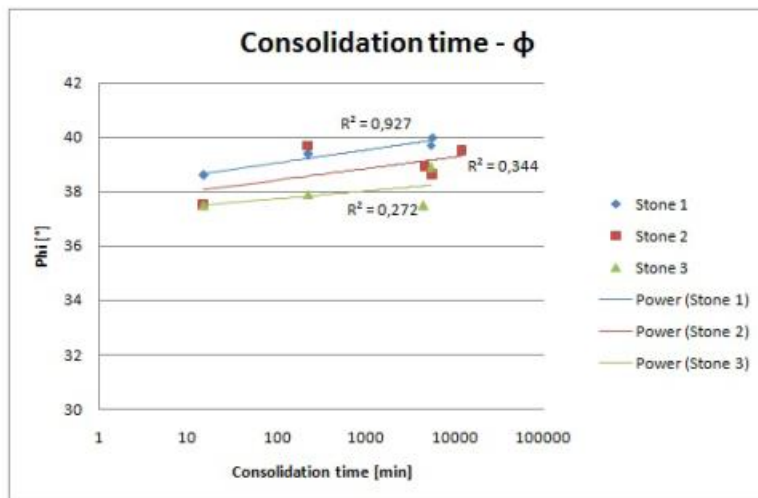
$\phi_w$  is the friction angle of masonry and wood [°].

The results are summed in Figure 11.10. Here the results of stone 1 with a consolidation time of 3375 and 11704 and of stone 2 with consolidation time 3375 are not taken into account, since rotation of the stone occurred.

Even though the  $R_2$  is for stones 2 and 3 not higher than 0.5, the increase of the friction angle due to a longer consolidation time can be noticed.

**Table 11.2:** Results of the horizontal shear test

	Consolidation time [min]	$\mu_{top}$ [-]	$\phi_{top}$ [°]	$\mu_{residual}$ [-]	$\phi_{residual}$ [°]
Stone 1	15	0.84	39.9	0.80	38.6
	225	0.87	41.1	0.82	39.4
	3375	0.78	38.1	0.63	32.1
	5333	0.97	44.2	0.83	39.7
	5580	0.81	38.9	0.84	40.0
	11704	0.73	36.1	0.56	29.2
Stone 2	15	0.85	40.4	0.77	37.5
	225	0.89	41.8	0.83	39.7
	3375	0.85	40.4	0.75	37.0
	4480	0.85	40.2	0.81	38.9
	5604	0.89	41.6	0.80	38.6
	11725	0.83	39.8	0.82	39.5
Stone 3	15	0.78	38.1	0.77	37.5
	225	0.80	38.8	0.78	37.9
	4425	0.87	41.1	0.77	37.5
	5346	0.87	40.9	0.81	38.9



**Figure 11.10:** Overview of the results over time



#### **11.4 Conclusion**

A comparison is made between the results of the tilting and the horizontal shear test. When comparing the results of the wet tilting test (in combination with the press) and the horizontal shear test, the results of the horizontal test are higher. For both tests the lowest consolidation time shows the lowest friction angle. Due to the restrictions of the tilting test and the equipment, more reliable results are presented with the horizontal test. Although there are exceptions due to a variance in quality of the wooden planks, the overall shear friction coefficient of the horizontal test is 0.75. This is higher than the 0.4 and 0.5 that are used in the hand calculations and in Plaxis. The results of the calculations with the new and higher shear friction coefficient are discussed in Chapter 12.

#### **12.4 Conclusion of the discussion**

Each one of the hidden safeties can be implemented in current calculation methods separately. In hand calculations the safety factors are higher when using a higher shear friction coefficient, lower surface load and more realistic soil parameters. In hand calculations that are used in this thesis it is not possible to use undrained parameters. Using the partial factors of SBRCUR 186 instead of Eurocode 7, in combination with the higher shear friction coefficient, lower surface load and the new parameters will lead to even higher safety factors. Due to this, more quay walls will full-fill the safety requirements of SBRCUR 186, if the recommended strength and stiffness parameters are applied (provided that the quality of piles, (wooden) floors and other relevant materials has been verified with inspections).

In Plaxis it is possible to implement undrained parameters. Combining the undrained parameters with the three other investigated hidden safeties, the safety factors will become higher. In Plaxis no partial factors are used since the input parameters are representative values. Using partial factors of 1.33 or 1.13 for Eurocode 7 and SBRCUR 186 respectively (as a replacement for the single partial factors in Eurocode 7 and SBRCUR 186), the design safety factors lie close to the results of the hand calculations.

## **13 Conclusions and Recommendations**

### **13.2.4 Interaction between masonry and wood**

At the beginning of the thesis research the shear friction coefficient between masonry and wooden relieving floor was an unknown factor. During the first experimental set-up, the surface area proved to be of great importance. A small surface area will lead to a smaller tilting angle and low shear friction coefficient (an old brick has a small surface area). With the press it was not possible to keep the brick and wood underwater. For this reason, it was decided to execute a horizontal shearing test (no restrictions with tilting angle, no fixed time limit for the additional loads and more accurate measuring equipment).

The results of the horizontal shear test show an increase in the shear friction coefficient over time. After a stop-and-go the shear friction coefficient seems to be even a little bit higher. The overall shear friction coefficient found in the tests performed in this thesis is 0.75. This is higher than the 0.4 and 0.5 that are used in the hand calculations and in Plaxis.

For both profiles the difference in safety factor between the new parameter set (with surface load of 10 kPa,  $\mu = 0.5$ ) and the new set with undrained parameters ( $\mu = 0.75$  and surface load of 10 kPa) is noticed. For profile 059-015 the safety increases from 1.6 to 1.91 for the initial phase and 1.6 to 2.2 after the placement of extra pitchstone. For profile 059-019 the safety increases from 1.95 ( $\mu = 0.5$ ) to 2.10 ( $\mu = 0.75$ ). By executing the hand calculations with representative values, a combined partial factor is found that can replace the partial factors that are implemented in the hand calculation. For Eurocode 7 this is 1.33 and for SBRCUR 186 1.13.

### **13.3.4 Interaction between masonry and wood**

The horizontal shear test has been executed with "new" wood. Due to aging of the wood, the shear strength might increase due to subsidence of the masonry in the wood. A higher shear strength will lead to a higher safety factor. However, this shear strength can only be applied, provided that the quality of the piles, (wooden) floors and other relevant materials has been verified with inspections.

Even though the planks (and stones) have been kept underwater for a few months, this does not represent the actual situation of a relieving floor. Also, the shear test has been executed with only a small plank with one brick. To simulate the actual situation, it is expected that a more realistic shear friction coefficient is obtained when using a better scale model of a quay wall. It is recommended to execute a horizontal shear test with a scale model of the quay wall and use weathered wood in combination with old bricks. Also, it is recommended to use a device that can make a continuous movement.

**Bijlage 4 – Table 1 (NAVFAC DM 7.02)**

SUB bron: Naval Facilities Engineering Command Design Manual (NAVFAC DM 7.02) Later Civil engineering Reference Manual.

TABLE 1  
 Ultimate Friction Factors and Adhesion for Dissimilar Materials

Interface Materials	Friction factor, $\tan \delta$	Friction angle, $\delta$ degrees
Mass concrete on the following foundation materials:		
Clean sound rock.....	0.70	35
Clean gravel, gravel-sand mixtures, coarse sand...	0.55 to 0.60	29 to 31
Clean fine to medium sand, silty medium to coarse sand, silty or clayey gravel.....	0.45 to 0.55	24 to 29
Clean fine sand, silty or clayey fine to medium sand.....	0.35 to 0.45	19 to 24
Fine sandy silt, nonplastic silt.....	0.30 to 0.35	17 to 19
Very stiff and hard residual or preconsolidated clay.....	0.40 to 0.50	22 to 26
Medium stiff and stiff clay and silty clay..... (Masonry on foundation materials has same friction factors.)	0.30 to 0.35	17 to 19
Steel sheet piles against the following soils:		
Clean gravel, gravel-sand mixtures, well-graded rock fill with spalls.....	0.40	22
Clean sand, silty sand-gravel mixture, single size hard rock fill.....	0.30	17
Silty sand, gravel or sand mixed with silt or clay	0.25	14
Fine sandy silt, nonplastic silt.....	0.20	11
Formed concrete or concrete sheet piling against the following soils:		
Clean gravel, gravel-sand mixture, well-graded rock fill with spalls.....	0.40 to 0.50	22 to 26
Clean sand, silty sand-gravel mixture, single size hard rock fill.....	0.30 to 0.40	17 to 22
Silty sand, gravel or sand mixed with silt or clay	0.30	17
Fine sandy silt, nonplastic silt.....	0.25	14
Various structural materials:		
Masonry on masonry, igneous and metamorphic rocks:		
Dressed soft rock on dressed soft rock.....	0.70	35
Dressed hard rock on dressed soft rock.....	0.65	33
Dressed hard rock on dressed hard rock.....	0.55	29
Masonry on wood (cross grain).....	0.50	26
Steel on steel at sheet pile interlocks.....	0.30	17
Interface Materials (Cohesion)	Adhesion $C_a$ (psf)	
Very soft cohesive soil (0 - 250 psf)	0 - 250	
Soft cohesive soil (250 - 500 psf)	250 - 500	
Medium stiff cohesive soil (500 - 1000 psf)	500 - 750	
Stiff cohesive soil (1000 - 2000 psf)	750 - 950	
Very stiff cohesive soil (2000 - 4000 psf)	950 - 1,300	



## **Bijlage D Berekening woonboot- en haalkombelasting**



# Indicatie vasthoudkracht woonboot

Aan

Opgesteld door Rudi van Rooijen (Team Advies Veiligheid)

Gecontroleerd door Timothy Augustuszoon, Casper van 't Slot (Team Advies Veiligheid)

Kenmerk

Status Definitief

Datum 10 februari 2021

Vrijgave IB:
Rinske van Schooneveld
Datum : 10 februari 2021

## Inhoudsopgave

1.	Aanleiding.....	2
2.	Berekening vasthoudkracht .....	2
3.	Conclusie & advies.....	2

## 1. Aanleiding

Regulier worden de kades in de binnenstad van Amsterdam in beperkte mate voorzien van nautische faciliteiten voor woonboten. Doorgaans brengen bewoners zelf fixeerlijnen aan die men verankert in het metselwerk, zonder dat daar een berekening aan ten grondslag ligt en/of de constructieve deugdelijkheid is gecontroleerd.

Middels voorliggende memo wordt de bepaling van een indicatieve vasthoudkracht schriftelijk vastgelegd.

## 2. Berekening vasthoudkracht

Op basis van een eenvoudige handberekening is een indicatieve vasthoudkracht bepaald, zie bijlage. De belangrijkste gehanteerde uitgangspunten zijn:

- \* Afmetingen woonboot:
  - lengte 10 meter, breedte 4 meter hoogte (boven de waterlijn) 2 meter, diepgang 0,5 meter;
- \* Woonboot ligt vast met 2 fixeerlijnen (1 voor, 1 achter) onder 45 graden met de kadelijns;
- \* Passerende schepen leiden tot een "zuiging" van 0,25 meter waterstandverlaging;
- \* Heersende winddruk bedraagt 0,5 kN/m<sup>2</sup>;
- \* Kade ligt op NAP+0,6 meter, dus woonboot steekt 1 meter boven kade uit.

De representatieve waarde  $F_{\text{woonboot},r} = 10 \text{ kN}$

De rekenwaarde  $F_{\text{woonboot},d} = 10 \times 1,5 = 15 \text{ kN}$

## 3. Conclusie & advies

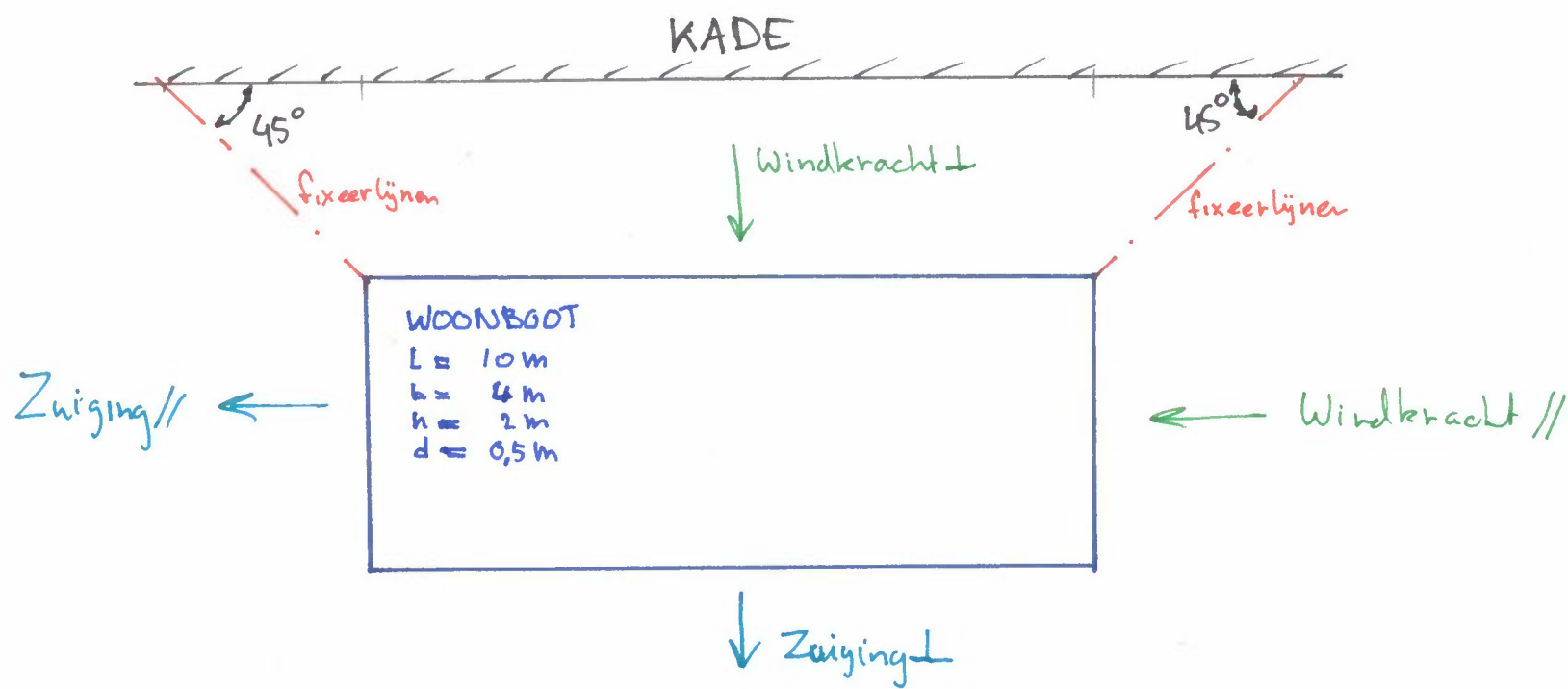
De reguliere horizontale belasting op kadewanden die door grondwater, grond en terreinbelasting op de kade terecht komt ligt in de orde grootte van 30 tot 50 kN per strekkende meter.

De krachten die vanuit woonboten op de kadeconstructies worden uitgeoefend, ervan uit gaande dat de berekende representatieve belasting van 10 kN om de 10 meter aangrijpt, bedragen dan gemiddeld 1 kN per strekkende meter.

De vasthoudkracht van woonboten bedraagt dus slechts enkele procenten van het totaal aan belastingen dat op de kadeconstructies wordt uitgeoefend. De conclusie is dan ook dat de invloed van de vasthoudkracht van woonboten op de constructieve integriteit van de kade nihil is.

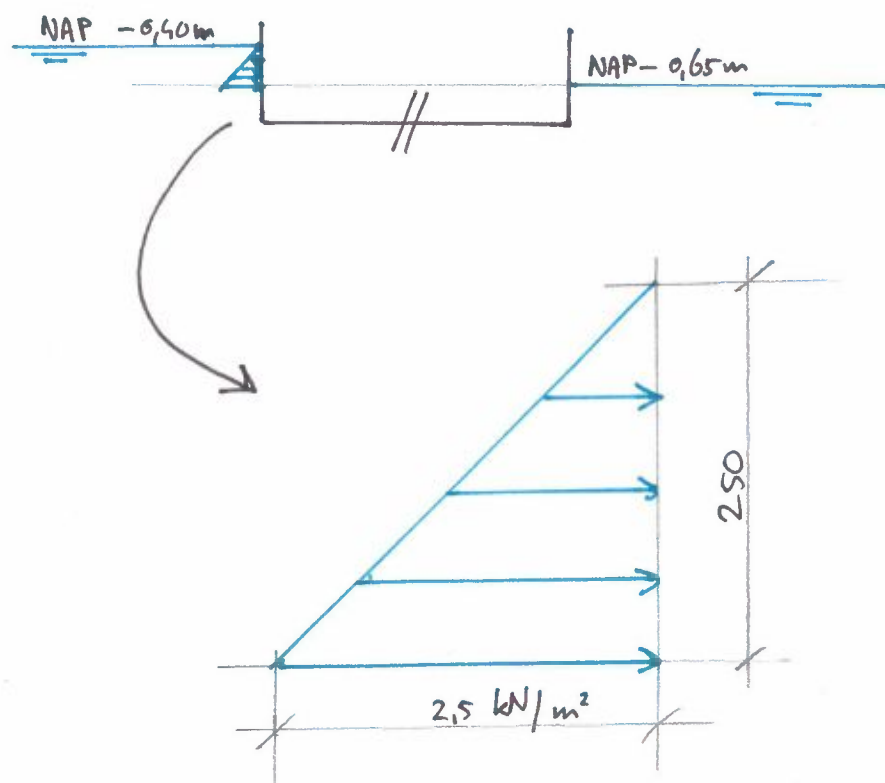
De dagelijkse praktijk laat echter wel zien dat woonbootbewoners voor het vastleggen van hun woonboten vaak zelf provisorisch vasthoudpunten aanbrengen, waarbij dit regelmatig ten koste gaat van de duurzaamheid van de kadeconstructies. Geadviseerd wordt daar strikter de hand aan te houden en mogelijk binnen de Gemeentelijke Dienst een goede technische oplossing en handelswijze te ontwikkelen, die vervolgens voor te schrijven en op te handhaven.

Bijlage: Handberekening



### Uitgangspunten

- \* woonboot steekt 1m boven kade
- \* waterstands verlaging door passerende schepen 0,25m
- \* winddruk op gevel 0,5 kN/m<sup>2</sup>



- 1) Windkracht ⊥ =  $10 * 1 * 0,5 = 5 \text{ kN}$
- 2) Windkracht // =  $4 * 2 * 0,5 = 4 \text{ kN}$
- 3) Zuiging ⊥ =  $2,5 * 0,25/2 * 10 = 3,1 \text{ kN}$
- 4) Zuiging // =  $2,5 * 0,25/2 * 4 = 1,3 \text{ kN}$

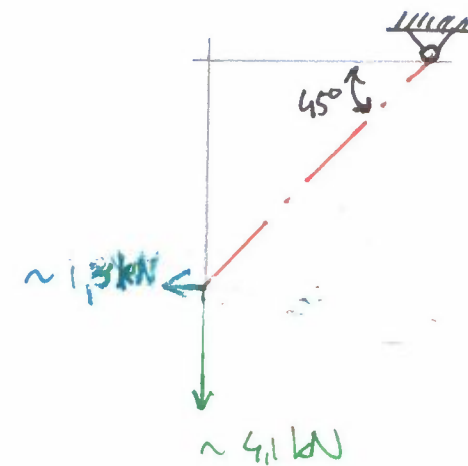
### Combinaties

I: 1) + 3) + 4)

II: 2) + 3) + 4)

### ⇒ Combinatie I

- In de richting ⊥ : 2,1 kN (verdeeld over 2 lijnen)
- In de richting // : 1,3 kN



$$F_{c1,r} = (4,1 + 1,3) * \sqrt{2} = 7,5 \text{ kN}$$

$$F_{c1,d} = F_{c1,r} * 1,5 \approx 11,3 \text{ kN}$$

### ⇒ Combinatie II

- In de richting ⊥ : 3,1 kN (verdeeld over 2 lijnen)
- In de richting // : 5,3 kN

$$F_{c2,r} = (1,6 + 5,3) * \sqrt{2} \approx 9,6 \text{ kN}$$

$$F_{c2,d} = F_{c2,r} * 1,5 \approx 14,5 \text{ kN} \rightarrow F_{\text{woonboot,d}} = 15 \text{ kN}$$



# **Bijlage E Analyse labonderzoek grondparameters**

# Grondparameters TAK 3.2

**Toetskader Amsterdamse Kademuren  
Programma Bruggen en Kademuren Gemeente Amsterdam**

17 februari 2023

## Contactpersoon

**IR. A. VERWEIJ**  
Adviseur Geotechniek

Arcadis Nederland B.V.  
Postbus 264  
6800 AG Arnhem  
Nederland

---

# Inhoudsopgave

<b>1</b>	<b>Inleiding</b>	<b>5</b>
1.1	Aanleiding	5
1.2	Doel	5
1.3	Limitatie aan gebruik van dit rapport	5
1.4	Leeswijzer	6
<b>2</b>	<b>Uitgevoerd grondonderzoek</b>	<b>7</b>
2.1	Inleiding	7
2.2	Veldonderzoek	7
2.3	Laboratoriumonderzoek	7
<b>3</b>	<b>Analyse grondparameters</b>	<b>9</b>
3.1	Inleiding	9
3.2	Aanpak	9
3.3	Controle resultaten sterkteproeven	9
3.4	Afleiding Plaxis parameters	10
3.4.1	Volumegewichten	10
3.4.2	Sterkteparameters $\phi'$ en $c'$	10
3.4.2.1	Sterkteparameters Hollandveen	10
3.4.2.2	Sterkteparameters Oude Zeeklei	11
3.4.3	Stijfheidsparameters	12
<b>4</b>	<b>Conclusie en aanbevelingen</b>	<b>13</b>
<b>5</b>	<b>Referenties</b>	<b>14</b>
	<b>Colofon</b>	<b>21</b>



# 1 Inleiding

## 1.1 Aanleiding

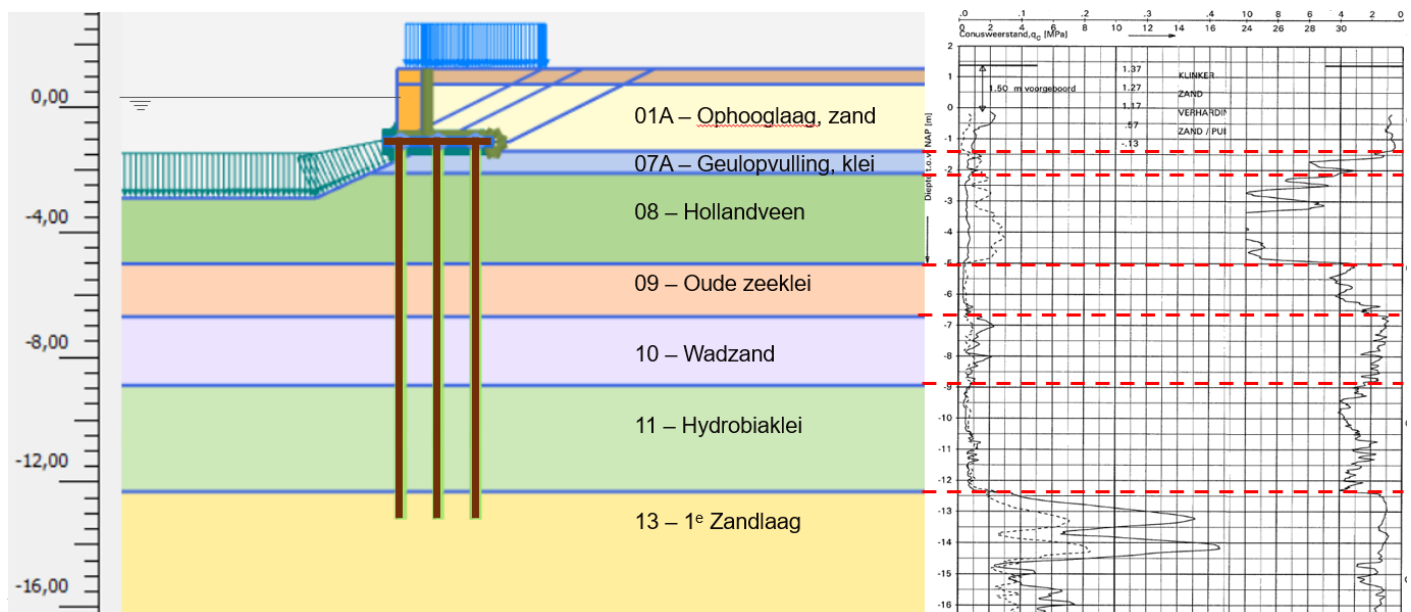
De gemeente Amsterdam gaat de komende jaren investeren in de bruggen en kademuuren door versneld en grootschalig 200 kilometer kademuur en 850 verkeersbruggen aan te pakken. Hiervoor is het Programma Bruggen en Kademuuren (PBK) geformeerd. In de komende jaren gaat vooral veel aandacht uit naar het in kaart brengen van de toestand van de constructies.

De gemeente wil de staat van de kademuurconstructies op een adequate en eenduidige wijze in kaart brengen. Hiervoor heeft de gemeente een integrale kwantitatieve werkwijze opgesteld: het Toetskader Amsterdamse Kademuuren (TAK). Het TAK betreft een toetskader voor specifiek Amsterdamse kademuuren, ten behoeve van het rekenkundig toetsen van de constructieve staat en de bepaling van de globale technische restlevensduur. De eerste categorie die daarvoor in aanmerking komt zijn kademuuren op houten palen.

## 1.2 Doel

In TAK versie 3.0 is een set grondparameters opgenomen die is gebaseerd op de Noord Zuidlijn parameterset. Uit analyses uitgevoerd begin 2022 blijkt dat de reactie van de kademuur en de resulterende krachtwerving in de houten paalfundering gevoelig is voor de grondmechanische eigenschappen van met name de slappe Holocene lagen boven de wadzandlaag. Momenteel worden in het kader van de ontwikkeling van TAK 3.2 diverse optimalisaties onderzocht. Een van die optimalisaties is het nader vaststellen van de grondparameters van de slappe Holocene klei- en veenlagen op basis van recent laboratoriumonderzoek.

In dit rapport worden op basis van door het Ingenieursbureau van de gemeente Amsterdam (IB Amsterdam) aangeleverde grondmechanische laboratoriumproeven sterkte- en stijfheidseigenschappen voor de lagen 08 – Hollandveen en 09 – Oude Zeeklei afgeleid, zie Figuur 1-1. Voor de overige grondlagen kunnen voorsnog de Noord Zuidlijnparameters worden gehanteerd; deze vallen buiten de scope van deze rapportage.



Figuur 1-1 voorbeeld Amsterdamse grondopbouw

## 1.3 Limitatie aan gebruik van dit rapport

De analyses die hier zijn gerapporteerd leveren grondparameters op die nadrukkelijk bedoeld zijn voor het toetsen van bestaande Amsterdamse binnenstedelijke kademuuren op houten palen binnen de kaders van de TAK systematiek. Deze grondparameters zijn niet zonder meer hanteerbaar bij het toetsen van andere typen kademuuren, het ontwerp van een nieuwe binnenstedelijke kademuuren of andere geotechnische constructies.

## **1.4 Leeswijzer**

In hoofdstuk 2 wordt ingegaan op het door Amsterdam aangeleverde grondonderzoek dat aan de basis van dit rapport ligt. Vervolgens wordt in hoofdstuk 3 het grondonderzoek geanalyseerd en worden grondparameters afgeleid, gevolgd door conclusies in hoofdstuk 4 en gebruikte referenties in hoofdstuk 5.

## 2 Uitgevoerd grondonderzoek

### 2.1 Inleiding

In het gebied van Amsterdam komen diversen grondlagen voor. Er zijn twee grondlagen die dominant zijn in de toetsing van Amsterdamse binnenstedelijke kademuuren op houten palen, namelijk de 'Oude Zeeklei' en het 'Hollandveen'.

### 2.2 Veldonderzoek

In het gehele gebied in en rondom Amsterdam is uitgebreid grondonderzoek uitgevoerd (boringen en sonderingen). In Tabel 2-2 is een overzicht gegeven van de grondonderzoeksrapporten die door IB Amsterdam zijn aangeleverd. In Figuur 2-1 is een overzicht gegeven van de tot en met 2022 in het kader van het PBK uitgevoerde boringen en sterkte- en stijfheidsproeven

### 2.3 Laboratoriumonderzoek

In het laboratorium zijn diversen proeven uitgevoerd op het Hollandveen en Oude Zeeklei. De verschillende proeven zijn gerapporteerd in de rapporten in Tabel 2-2. Voor het onderzoek naar de invloed van de grondparameters ligt de focus op proeven waaruit de sterkte- en stijfheidsparameters kunnen worden afgeleid. NB: er zijn in opdracht van het IB Amsterdam meer typen proeven uitgevoerd (o.a. Atterbergse grenzen) en op meerdere lagen (o.a. Hydrobia klei en wadzand) maar die worden door het IB onderzocht en zijn minder relevant voor de optimalisatie van het TAK 3.2. De volgende typen proeven zijn in het kader van dit rapport onderzocht:

1. Triaxiaalproeven type Consolidated Isotrope Undrained (CIU) – sterkte klei
2. Direct Simple Shear proeven (DSS) – sterkte veen
3. Samendrukkingsproef / incremental loading (IL) – stijfheid klei en veen
4. Constant Rate of Strain proef (CRS) – stijfheid klei en veen

Bij het uitvoeren van sterkteproeven zijn ook de volumegewichten bepaald. Bij de triaxiaalproeven zijn er isotrope single-stage en multi-stage proeven uitgevoerd. In Tabel 2-1 is een overzicht gegeven van het totaal aantal voor deze analyse relevante uitgevoerde proeven op de Oude zeeklei en het Hollandveen.

Tabel 2-1 sterkte- en stijfheidsproeven op Oude Zeeklei

Grondsoort	Sterkte			Stijfheid	
	Triaxiaal CIU single-stage	Triaxiaal CIU multi-stage <sup>1)</sup>	DSS	Samendrukking (IL)	CRS
Hollandveen	18	3	39 <sup>2)</sup>	11	8
Oude zeeklei	36	8	n.v.t.	3	3

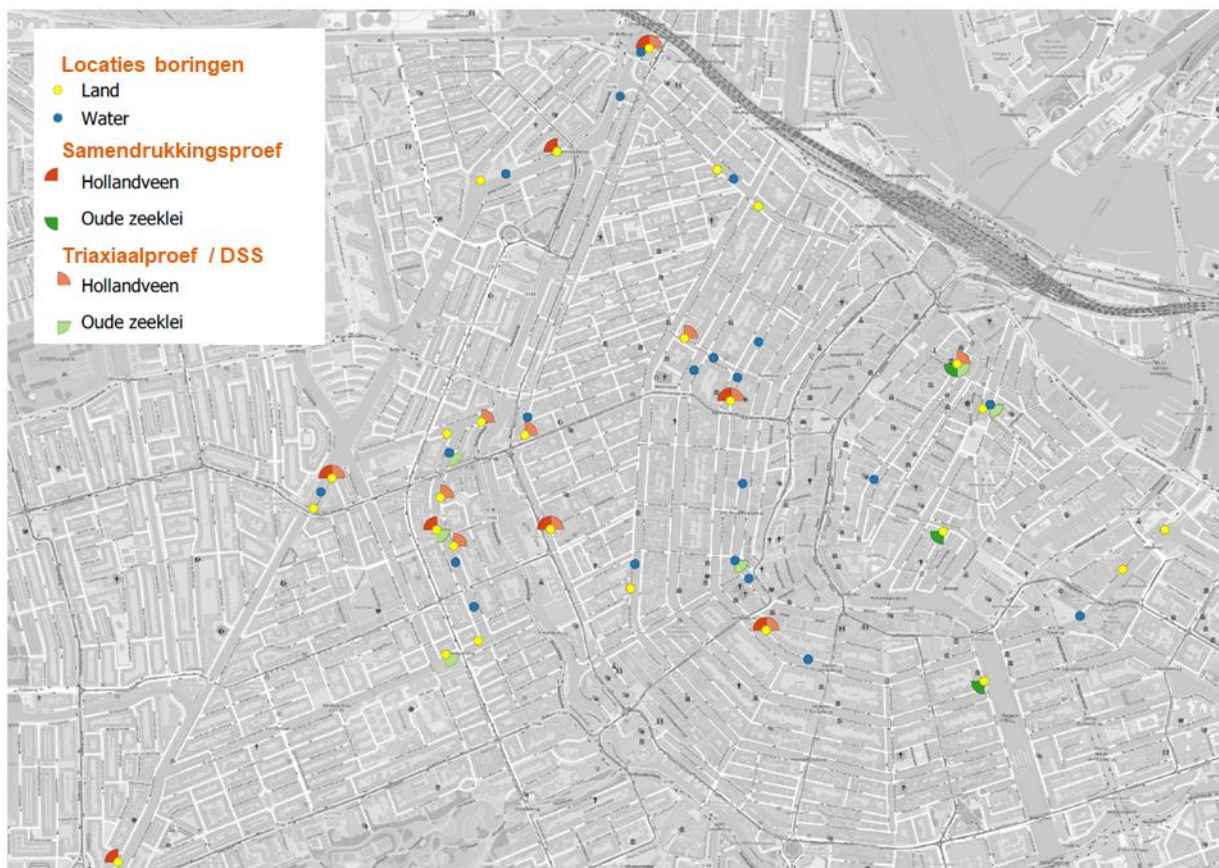
<sup>1)</sup> *Opmerking 1:* Voor de proevenverzameling zijn alleen de single-stage proeven gebruikt; de multi-stage proeven zijn buiten de verzameling gehouden omdat die minder betrouwbare resultaten geven dan single-stage proeven. In totaal zijn er daarmee 36 geschikte proeven om te analyseren en te verwerken in de proevenverzameling van Oude zeeklei.

<sup>2)</sup> *Opmerking 2:* Van de in totaal 57 DSS proeven op het Hollandveen geldt voor 18 monsters dat deze monsters na het uitdrukken in het laboratorium zijn vervoerd naar een locatie elders om beproefd te worden door een ander laboratorium. Doordat het aannemelijk is dat deze monsters verstoord zijn en de resultaten als niet betrouwbaar beschouwd kunnen worden zijn deze door het IB Amsterdam niet geaccepteerd. Deze zijn daarom ook uit de proevenverzameling gehouden. In totaal zijn er dus 39 geschikte proeven om te beoordelen en te verwerken in de proevenverzameling.



Tabel 2-2 *overzicht rapporten veldonderzoek aangeleverd door IB Amsterdam*

GA200568.R01.v2.0 Kromboomsloot 22A - 40.pdf	GA200568.R17.V1.0 Kloveniersburgwal 39-51.pdf
GA200568.R02.v3.0 Kromboomsloot 49 - 69.pdf	GA200568.R18.V1.0 Kloveniersburgwal 64-112.pdf
GA200568.R03.V1.0 Kromboomsloot 2 - 14.pdf	GA200568.R19.V1.0 Groenburgwal 46-58.pdf
GA200568.R04.v2.0a Oudezijds Voorburgwal 16 - 50.pdf	GA200568.R20.V1.0a Groenburgwal 2-44.pdf
GA200568.R05.V2.0a 2de Kostverlorenkade 2-21.pdf	GA200568.R21.V1.0 Waaleilandsgracht Binnenkant.pdf
GA200568.R06.V2.0a 2de Kostverlorenkade 43-120.pdf	GA200568.R22.V1.0a Singelgracht.pdf
GA200568.R07.V2.0a Baarsjesweg.pdf	GA200568.R23.V1.0a Amstel.pdf
GA200568.R08.V2.0a Brouwersgracht 75 _ 101_def.pdf	GA200568.R24.V1.0a Herengracht.pdf
GA200568.R09.v1.0 De Ruijterkade (1).pdf	GA200568.R25.V1.0 Doorvaart PQ.pdf
GA200568.R10.V1.0a Lijnbaansgracht 100 _ 116_def.pdf	GA200568.R26.V1.0 Van Riemsdijkweg.pdf
GA200568.R11.V1.0a Lijnbaansgracht 157 _ 182_def.pdf	GA200568.R27.V1.0a Houtmankade.pdf
GA200568.R12.V1.0a Brouwersgracht 101A – 137_def.pdf	
GA200568.R13.V1.0a Marnixkade.pdf	
GA200568.R15.V1.0 Oude Zijdsvoorburgwal.pdf	
GA200568.R16.V1.0 Singel.pdf	



Figuur 2-1 *locatie boringen en sterkte- en stijfheidsproeven op Hollandveen en Oude Zeeklei in het centrum van Amsterdam*

## 3 Analyse grondparameters

### 3.1 Inleiding

In dit hoofdstuk worden de grondparameters afgeleid voor de Holocene grondlagen Hollandveen en Oude Zeeklei. Allereerst wordt in paragraaf 3.2 de aanpak toegelicht, gevolgd door een nadere controle van de sterkteproeven op bruikbaarheid in paragraaf 3.3. Vervolgens worden in paragraaf 3.4 de grondparameters voor het Soft Soil model voor Plaxis berekeningen afgeleid.

### 3.2 Aanpak

Alvorens de sterkteparameters zijn vastgesteld voor de twee grondlagen is in overleg met de Deltares bepaald met welke grondmodel en de daarmee samenhangende parameters gerekend gaat worden in Plaxis. Momenteel wordt in de TAK 3.0 aangegeven dat met het Hardening Soil small strain (HS<sub>ss</sub>) model kan worden gerekend en zijn grondparameters uit de database van de Noord Zuidlijn parameterset overgenomen. Het kan echter wenselijk zijn om voor stabiliteitsproblemen op slappe ondergrond over te gaan naar een Soft Soil / Soft Soil Creep (SS / SSC) model. Deze keuze wordt ondersteund door de mogelijkheid om op een directe manier de stijfheidsparameters voor het Soft Soil (Creep) model uit de laboratoriumproeven te kunnen afleiden, terwijl voor het HS<sub>ss</sub> model verschillende omrekeningen nodig zijn.

Er is gekozen om voor de scope van de ontwikkeling van TAK 3.2 uit te gaan van het Soft Soil model. Dit model is geschikt voor het modelleren van grond met een hoge mate van samendrukbaarheid. Deze modelparameters zijn niet specifiek gedraineerd of ongedraineerd. Voor ongedraineerde berekeningen zal het model zelf de wateroverspanning als gevolg van afschuiven bepalen. Dit is in tegenstelling tot parameters voor glijvlak berekeningen (bijv. D-Stability). Aangezien het er bij de toetsing van een kademuur gaat om het beoordelen van een actuele, momentane staat is het geëigend om dit met het Soft Soil model te doen zonder kruip en uit te gaan van gedraineerd grondgedrag. Eventuele tijdelijke, lokaal hogere belastingen kunnen in Plaxis ongedraineerd worden uitgerekend. Daarbij is uitgegaan van de stijfheid van de grondsoorten in combinatie met een gedraineerde pieksterkte. Dit betekent dat op basis van lineaire regressie een cohesie en een hoek van inwendige wrijving worden afgeleid. Voor de stijfheidsparameters wordt voor het Soft Soil model de  $\lambda^*$  en  $\kappa^*$  vastgesteld op basis van de resultaten van de samendrukkingsproeven/CRS proeven, zie o.a. [2.] en [4.].

Op basis van de proeven is statistisch de hoog- of laagkarakteristieke waarde van de grondparameter bepaald, al naar gelang een hoge of een lage waarde maatgevend is. Daarbij is in overleg met Deltares, gezien het beperkte oppervlak van het onderzoeksgebied en de te verwachten vergelijkbare geologische ontstaansgeschiedenis, de dataset als een lokale proevenverzameling beschouwd zoals beschreven in [5.].

### 3.3 Controle resultaten sterkteproeven

Alle uitgevoerde 36 *single stage* CIU triaxiaalproeven en 39 *direct simple shear* (DSS) proeven zijn globaal beoordeeld. Er is bijvoorbeeld gelet op:

1. Type proef: single stage of multi stage (voor triaxiaalproeven).
2. Volumegewicht.
3. Bezwijkvorm.

De proeven zijn verwerkt in de STOWA database analysesheet [1.] om de algemene kenmerken en sterkteparameters af te leiden. De bezwijkvorm van de 36 uitgevoerde single stage proeven zijn bestudeerd en beoordeeld, zie Bijlage A. Op basis van de bezwijkvorm is bepaald of een proef bruikbaar is of niet. Dit is met name van belang voor het afleiden van parameters in de *critical state*, omdat dan bezwijken heeft opgetreden. Voor Mohr-Coulomb parameters, die worden afgeleid bij lage rekpercentages, is dit niet van belang en zijn alle proeven geschikt.

Proeven die een tonronde bezwijkvorm hebben beoordelen we als geschikt en proeven met een schuifvlak als ongeschikt. In een schuifvlak gaat het monster hangen in het membraam en ontleent het monster hier mogelijk extra sterkte aan. Dit kan dus een te optimistisch beeld geven. Deze proeven zijn niet geschikt voor het bepalen van de eindsterkte, maar wel geschikt voor het bepalen van de pieksterkte. Van de proeven op het land en water zijn in totaal

19 proeven geschikt om de sterkte bij eindrek te bepalen. De overige proeven zijn alleen bruikbaar voor de pieksterkte of de sterkte bij 2% of 5% rek.

## 3.4 Afleiding Plaxis parameters

### 3.4.1 Volumegewichten

Per grondsoort is het veldvochtig volumegewicht bepaald. De resultaten hiervan zijn weergegeven in Tabel 3-1. De resultaten komen over het algemeen goed overeen met de resultaten van de Noord Zuidlijn parameterset.

Tabel 3-1: verwachtingswaarde volumegewichten grondsoorten uit sterkteproeven

grondsoort	aantal proeven	$\gamma_{nat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	Watergehalte (%)
Hollandveen	39	10,4	485
Oude zeeklei	36	16,6	60

### 3.4.2 Sterkteparameters $\phi'$ en $c'$

De sterkteparameters hoek van inwendige wrijving  $\phi'$  en cohesie  $c'$  zijn afgeleid met de proevenverzamelingsstool welke te downloaden is via de landelijke Helpdesk Water [1.]. Deze tool is gekoppeld aan het STOWA opleverformat [1.] voor laboratoriumproeven en bepaalt op basis van lineaire regressie de beste fit voor de  $\phi'$  en  $c'$ . In overleg met Deltares is besloten om uit te gaan van een lokale verzameling.

#### 3.4.2.1 Sterkteparameters Hollandveen

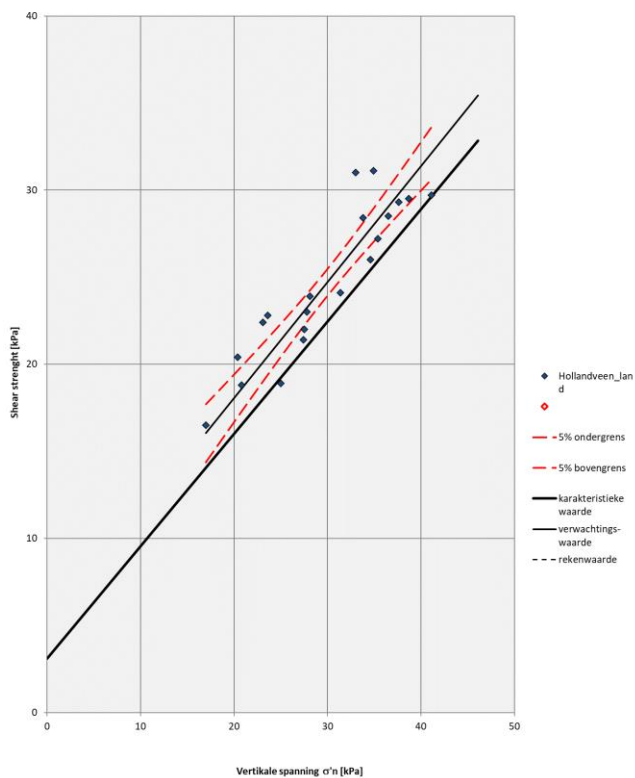
Voor het veen zijn alleen proeven op monsters achter de kade beschikbaar. In totaal zijn 20 DSS proeven gebruikt voor het afleiden van de pieksterkte. De proeven zijn uitgevoerd bij terreinspanning en zijn geconsolideerd bij een effectieve verticale spanning van 20 tot 40 kN/m<sup>2</sup>. Bij het afleiden van de eindsterkte valt op dat lineaire regressie een relatief hoge verwachtingswaarde van de cohesie oplevert van circa 7 kPa, met een relatief lage  $\phi'$ . Dit past niet goed bij de meest recente inzichten omtrent het gedrag en de sterkte van veen in de critical state, waarin geen cohesie verwacht wordt. Een dergelijke lage cohesie uit de critical state past echter weer niet bij de huidige standzekerheid van het onderwatertalud voor de Amsterdamse kademuren.

Dat er daadwerkelijk enige sterkte in het veen aanwezig is aan de waterzijde wordt ondersteund door een vergelijking van sonderingen op de kade en in de gracht, zie Bijlage B. De gedachtegang is daarbij als volgt. De cohesie is de sterkte van grond bij een spanning gelijk aan praktisch nul. De sterkteproeven zijn echter uitgevoerd bij de terreinspanning die achter de kade wordt gevonden; de resultaten zijn geëxtrapoleerd naar een spanning gelijk aan nul om de cohesie te vinden. De gevonden cohesie is dus het resultaat van de extrapolatie. NB: sterkteproeven kunnen niet bij spanning van nul worden uitgevoerd, dus cohesie uit sterkteproeven kan niet anders dan uit extrapolatie worden bepaald. In de grachtbodem is de spanning praktisch nul, met name in de veenlaag en daarmee wordt de sterkte bepaald door de cohesie. De sonderingen geven een indruk van de actuele sterkte in de grachtbodem en ondersteunen daarmee de keuze voor enige cohesie in het veen.

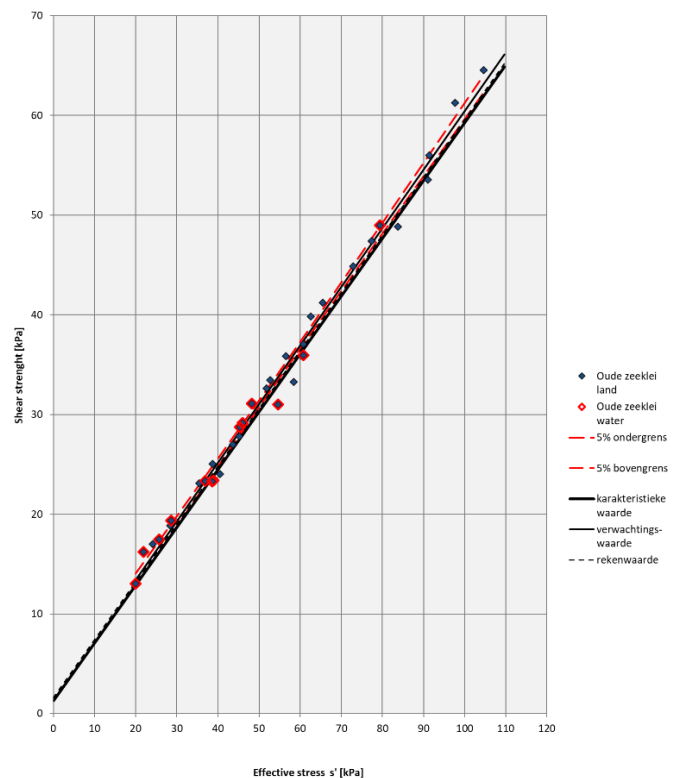
De sonderingen in de gracht laten in het veen een relatief hoge conusweerstand ( $q_c$ ) zien van minimaal 0,2 à 0,3 MPa, wat overeenkomt met een ongedraineerde schuifsterkte van circa 10 kPa. Daarom is bij de correlatie met de proefdata gekozen uit te gaan van een beperkte cohesie en een bijbehorende  $\phi'$ . Deze fit past nog steeds erg goed bij de beschikbare proefresultaten en levert realistische parameters op. De karakteristieke waarde voor de cohesie komt bij pieksterkte uit op  $c' = 3,1$  kN/m<sup>2</sup> en een  $\phi' = 32,8^\circ$ , zie Figuur 3-1.

### 3.4.2.2 Sterkteparameters Oude Zeeklei

Voor het afleiden van de hoek van inwendige wrijving  $\phi'$  en cohesie  $c'$  is gebruikt gemaakt van 36 CU proeven (isotroop geconsolideerd). Uit de analyse van de pieksterktes blijkt dat de twee groepen Oude zeeklei (land en water) niet significant van elkaar verschillen qua sterkte-eigenschappen. Daarom is besloten om deze samen te voegen en één set parameters af te leiden. Hieruit volgt bij de pieksterkte een cohesie van  $c' = 1,6 \text{ kN/m}^2$  en een hoek van inwendige wrijving van  $\phi' = 35,5^\circ$ , zie Figuur 3-2.



Figuur 3-1 *lineaire regressie sterkteparameters Hollandveen*



Figuur 3-2 *lineaire regressie sterkteparameters Oude Zeeklei*

### 3.4.3 Stijfheidsparameters

Voor de stijfheidsparameters worden voor het Soft Soil model de  $\lambda^*$  en  $\kappa^*$  vastgesteld op basis van de resultaten van de samendrukkingsproeven/CRS proeven via de volgende relaties met de NEN Bjerrum parameters CR en RR [4.]:

- 1)  $\lambda^* = CR / 2,3$
- 2)  $\kappa^* = 2 RR / 2,3$

Tabel 3-2 bepaling grondparameters Plaxis Soft Soil model – Hollandveen

Hollandveen	$X_{gem}$	Standaard deviatie	Variatie-coëfficiënt	Aantal proeven	$X_{gem;k}$
$\gamma_{nat}^{1)}$	10,04	0,660	0,07	19	10,0 <sup>1)</sup>
CR	0,544	0,113	0,21	19	0,589
RR	0,082	0,029	0,35	19	0,093
$\lambda^*$	0,236	0,049	0,21	19	0,256
$\kappa^*$	0,071	0,025	0,35	19	0,081
$\lambda^*/\kappa^*$	3,33				3,16

Tabel 3-3 bepaling grondparameters Plaxis Soft Soil model – Oude Zeeklei

Oude Zeeklei	$X_{gem}$	Standaard deviatie	Variatie-coëfficiënt	Aantal	$X_{gem;k}$
$\gamma_{nat}^{1)}$	15,71	0,670	0,04	6	15,7 <sup>1)</sup>
CR	0,242	0,044	0,18	6	0,278
RR	0,017	0,012	0,73	6	0,027
$\lambda^*$	0,105	0,019	0,18	6	0,121
$\kappa^*$	0,015	0,011	0,73	6	0,023
$\lambda^*/\kappa^*$	7,22				5,18

<sup>1)</sup> NB: Als karakteristieke waarde voor het volumegewicht wordt de verwachtingswaarde gegeven. Een laag karakteristieke waarde kan ook maatgevend zijn, immers, met name voor gedraineerde berekeningen geldt dat een hoog volumiek gewicht weliswaar leidt tot een hoog aandrijvend moment, maar ook tot meer korrelspanning en dus tot meer maximaal te mobiliseren sterkte. In Nederland zijn we om die reden gewend met verwachtingswaarde van het volumiek gewicht te rekenen.

## 4 Conclusie en aanbevelingen

Momenteel worden in het kader van de ontwikkeling van TAK 3.2 diverse optimalisaties onderzocht. Een van die optimalisaties is het nader vaststellen van de grondparameters van met name de slappe Holocene klei- en veenlagen. In dit rapport zijn op basis van door het Ingenieursbureau van de gemeente Amsterdam (IB Amsterdam) aangeleverde grondmechanische laboratoriumproeven sterkte- en stijfheidseigenschappen voor de lagen Hollandveen en Oude Zeeklei afgeleid, zie NB: De analyses die hier zijn gerapporteerd leveren grondparameters op die nadrukkelijk bedoeld zijn voor het toetsen van bestaande Amsterdamse binnenstedelijke kademuren op houten palen binnen de kaders van de TAK systematiek. Deze grondparameters zijn niet zonder meer hanteerbaar bij het toetsen van andere typen kademuren, het ontwerp van een nieuwe binnenstedelijke kademuren of andere geotechnische constructies.

Tabel 4-1. De overige grondlagen vallen buiten de scope van deze rapportage en daarvoor kan vooralsnog de Noord Zuidlijn parameterset worden aangehouden.

NB: De analyses die hier zijn gerapporteerd leveren grondparameters op die nadrukkelijk bedoeld zijn voor het toetsen van bestaande Amsterdamse binnenstedelijke kademuren op houten palen binnen de kaders van de TAK systematiek. Deze grondparameters zijn niet zonder meer hanteerbaar bij het toetsen van andere typen kademuren, het ontwerp van een nieuwe binnenstedelijke kademuren of andere geotechnische constructies.

Tabel 4-1 karakteristieke waarde grondparameters Plaxis Soft Soil model TAK 3.2

model	laag	$\gamma_{\text{nat}}$ <sup>1)</sup>	$\phi'$	$c'$	$\lambda^*$	$\kappa^*$
		[kN/m <sup>3</sup> ]	[°]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[-]	[-]
SS	Hollandveen	10,4	32,8	3,1	0,256	0,081
SS	Oude Zeeklei	16,6	35,5	1,6	0,121	0,023

<sup>1)</sup> NB: Als waarde voor het volumegewicht wordt de verwachtingswaarde o.b.v. de sterkteproeven gegeven.

## 5 Referenties

- [1.] <https://www.helpdeskwater.nl/onderwerpen/waterveiligheid/primaire/beoordelen/vragen/macrostabiliteit/macro-stabiliteit/landelijke-database/>
- [2.] 2020 POVM Eindige-elementenmethode, Een publicatie van de POV Macrostabiliteit
- [3.] 2017 NEN 9997-1+C2:2017 Geotechnisch ontwerp van constructies - Deel 1: Algemene regels
- [4.] 2021 Plaxis 2D manual
- [5.] 2021 Calle, Kanning en Schweckendiek - Characteristic values of soil properties in Dutch codes of practice Theoretical backgrounds and assumptions, report nr. 11206883-014-GEO-0001, versie 1.0, datum 29-06-2021

## Bijlage A. – beoordeling triaxiaalproeven

Boring_monster	Locatie	Opmerking	Bezuikvorm	Oordeel proef
92_B02(DCK)_22869_1	land	Deviatorspanning blijft afnemen bij toenemen rek% - critical state nog niet bereikt	Schuifvlak	Geschikt voor c en phi bij piekspanning en/of kleine rek
93_B02(DCK)_22869_2	land	Deviatorspanning blijft afnemen bij toenemen rek% - critical state nog niet bereikt	Tonrond	Geschikt voor piek- en eindsterkte
95_B02(DCK)_K790_1	land	Deviatorspanning blijft afnemen bij toenemen rek% - critical state nog niet bereikt	Schuifvlak	Geschikt voor c en phi bij piekspanning en/of kleine rek
96_B02(DCK)_K790_2	land	Deviatorspanning blijft afnemen bij toenemen rek% - critical state nog niet bereikt	Schuifvlak	Geschikt voor c en phi bij piekspanning en/of kleine rek
98_B02(DCK)_2251_1	land	Geen	Tonrond	Geschikt voor piek- en eindsterkte
99_B02(DCK)_2251_2	land	Deviatorspanning blijft afnemen bij toenemen rek% - critical state nog niet bereikt	Schuifvlak	Geschikt voor c en phi bij piekspanning en/of kleine rek
101_WB01(DCK)_E179a_1	water	Deviatorspanning blijft afnemen bij toenemen rek% - critical state nog niet bereikt	Schuifvlak	Geschikt voor c en phi bij piekspanning en/of kleine rek
104_WB01(GDK)_21792_1	water	Geen	Schuifvlak	Geschikt voor c en phi bij piekspanning en/of kleine rek
105_WB01(GDK)_21792_2	water	Geen	Schuifvlak	Geschikt voor c en phi bij piekspanning en/of kleine rek
107_WB01(GDK)_21819_1	water	Deviatorspanning blijft afnemen bij toenemen rek% - critical state nog niet bereikt	Schuifvlak	Geschikt voor c en phi bij piekspanning en/of kleine rek
108_WB01(GDK)_21819_2	water	Geen	Tonrond	Geschikt voor piek- en eindsterkte
110_WB01(GDK)_21838_1	water	Deviatorspanning blijft afnemen bij toenemen rek% - critical state nog niet bereikt	Schuifvlak	Geschikt voor c en phi bij piekspanning en/of kleine rek



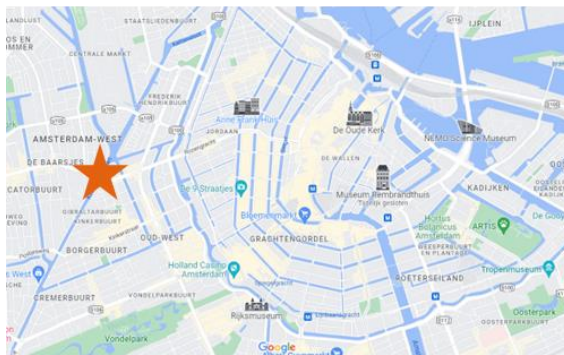
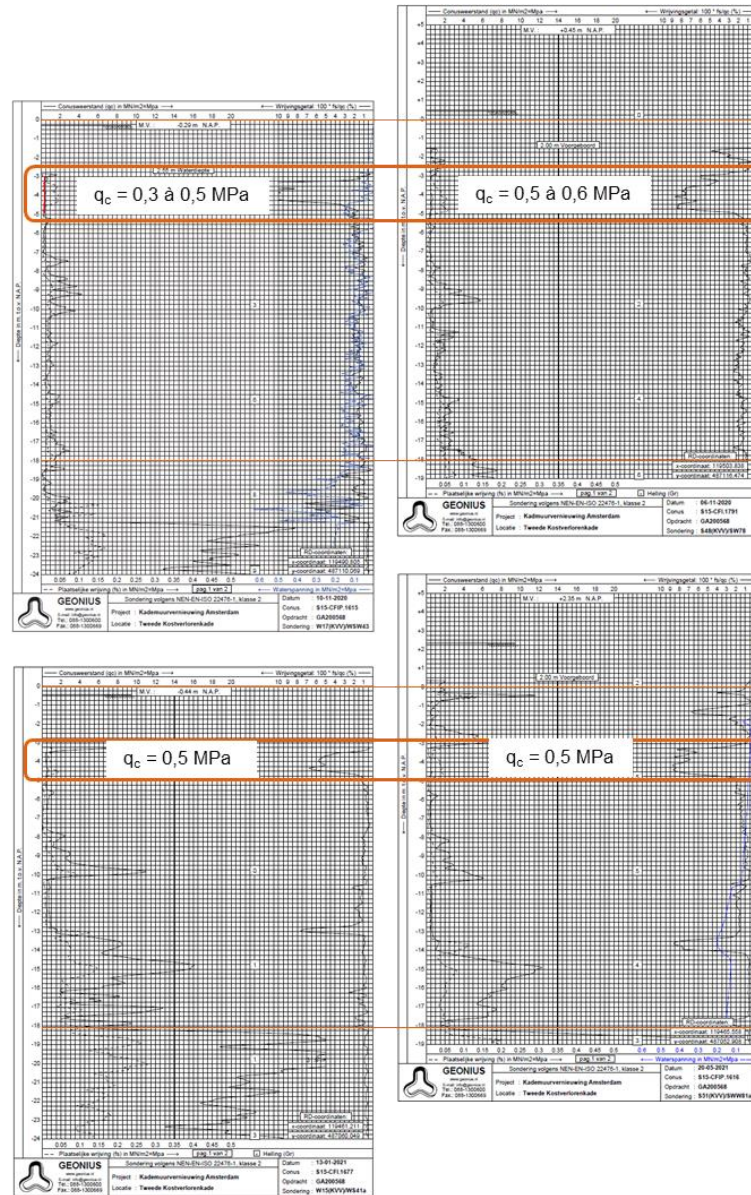
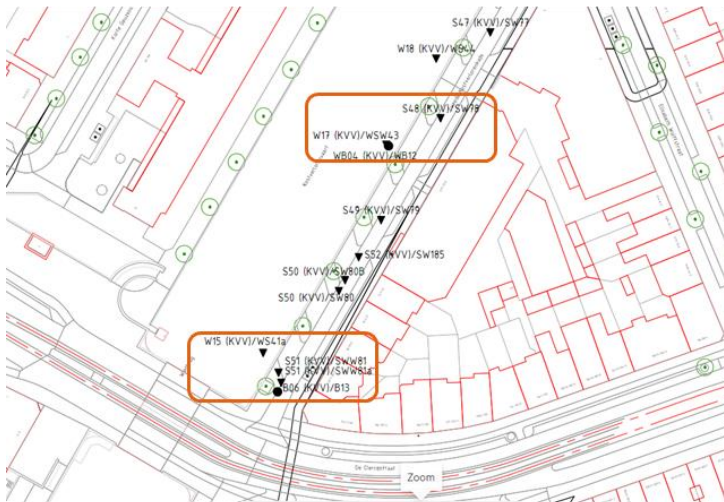
Boring_monster	Locatie	Opmerking	Bezwijkvorm	Oordeel proef
111_WB01(GDK)_21838_2	water	Deviatorspanning blijft afnemen bij toenemen rek% - critical state nog niet bereikt	Schuifvlak	Geschikt voor c en phi bij piekspanning en/of kleine rek
122_B01(OVBW)_15_1	land	Geen foto beschikbaar	Schuifvlak	Geschikt voor c en phi bij piekspanning en/of kleine rek
123_B01(OVBW)_15_2	land	Geen foto beschikbaar	Tonrond	Geschikt voor piek- en eindsterkte
124_B01(OVBW)_15_3	land	Geen foto beschikbaar	Schuifvlak	Geschikt voor c en phi bij piekspanning en/of kleine rek
125_B01(OVBW)_16_1	land	Geen foto beschikbaar	Tonrond met horizontaal schuifvlak*	Geschikt voor piek- en eindsterkte
126_B01(OVBW)_16_2	land	Geen foto beschikbaar	Tonrond	Geschikt voor piek- en eindsterkte
127_B01(OVBW)_16_3	land	Geen foto beschikbaar	Schuifvlak	Geschikt voor c en phi bij piekspanning en/of kleine rek
128_B01(OVBW)_19_1	land	Geen foto beschikbaar	Tonrond	Geschikt voor piek- en eindsterkte
129_B01(OVBW)_19_2	land	Proef vertoont dilatant grondgedrag	Tonrond	Geschikt voor piek- en eindsterkte
130_B01(OVBW)_19_3	land	Geen foto beschikbaar	Tonrond met horizontaal schuifvlak*	Geschikt voor c en phi bij piekspanning en/of kleine rek
131_B02(KVV)_14_1	land	Geen	Tonrond met horizontaal schuifvlak*	Geschikt voor c en phi bij piekspanning en/of kleine rek
132_B02(KVV)_14_2	land	Geen	Tonrond met horizontaal schuifvlak*	Geschikt voor c en phi bij piekspanning en/of kleine rek
133_B02(KVV)_14_3	land	Geen	Tonrond met horizontaal schuifvlak*	Geschikt voor c en phi bij piekspanning en/of kleine rek
134_B02(KVV)_15_1	land	Geen	Tonrond met horizontaal schuifvlak*	Geschikt voor c en phi bij piekspanning en/of kleine rek
135_B02(KVV)_15_2	land	Geen	Schuifvlak	Geschikt voor c en phi bij piekspanning en/of kleine rek
136_B02(KVV)_15_3	land	Geen	Tonrond	Geschikt voor piek- en eindsterkte

Boring_monster	Locatie	Opmerking	Bezwijkvorm	Oordeel proef
137_WB01(KVV)_9_1	water	Geen	Tonrond	Geschikt voor piek- en eindsterkte
138_WB01(KVV)_9_2	water	Geen	Tonrond	Geschikt voor piek- en eindsterkte
139_WB01(KVV)_9_3	water	Geen	Tonrond	Geschikt voor piek- en eindsterkte
140_WB01(SIN)/WB18_7_1	water	Proef bezweken, critical state gaat niet door het nulpunt	Schuifvlak	Geschikt voor c en phi bij piekspanning en/of kleine rek
141_WB01(SIN)/WB19_7_2	water	Geen	Tonrond	Geschikt voor piek- en eindsterkte
158_B02(GBW)_13_1	land	Geen	Tonrond	Geschikt voor piek- en eindsterkte
159_B02(GBW)_13_2	land	Geen	Schuifvlak	Geschikt voor c en phi bij piekspanning en/of kleine rek
161_B02(GBW)_14_1	land	Geen	Schuifvlak	Geschikt voor c en phi bij piekspanning en/of kleine rek

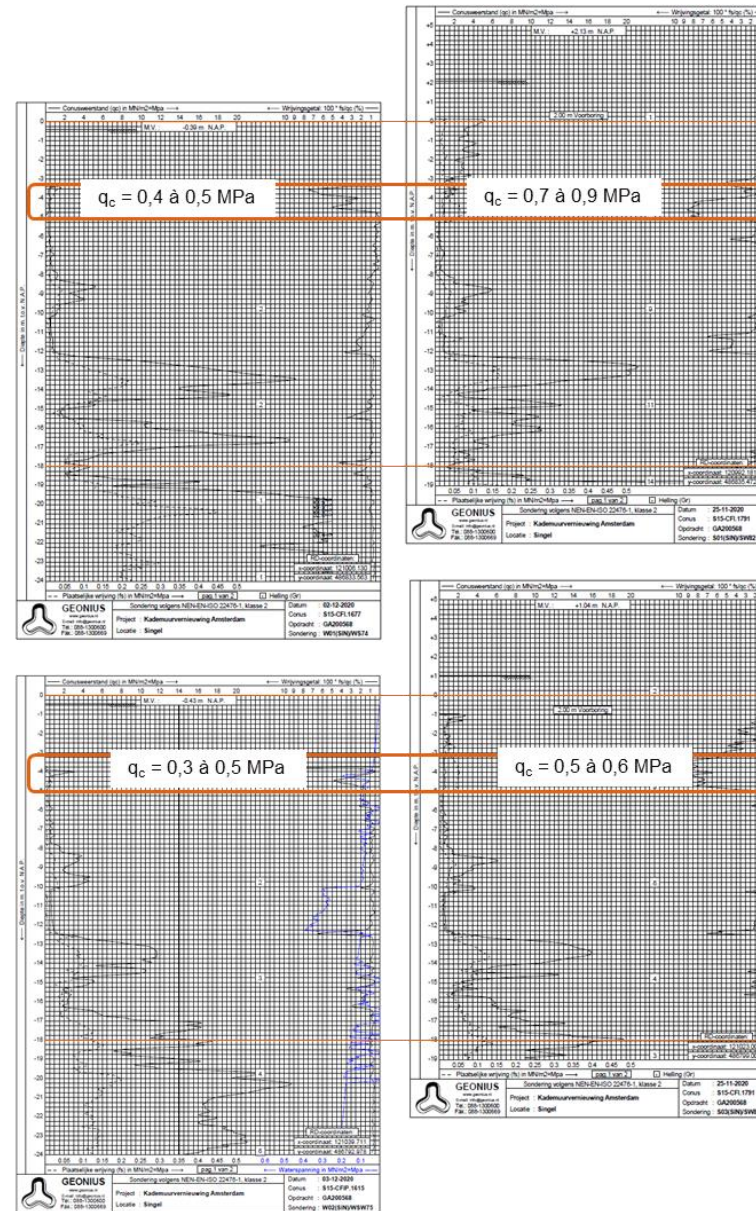
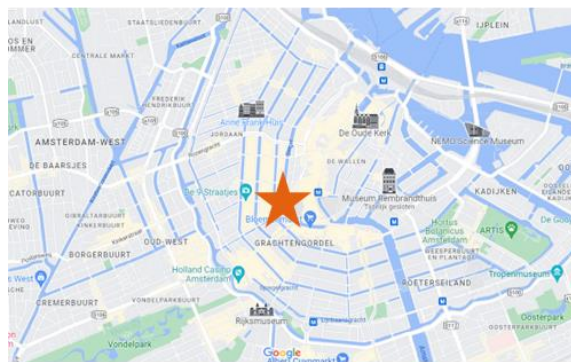
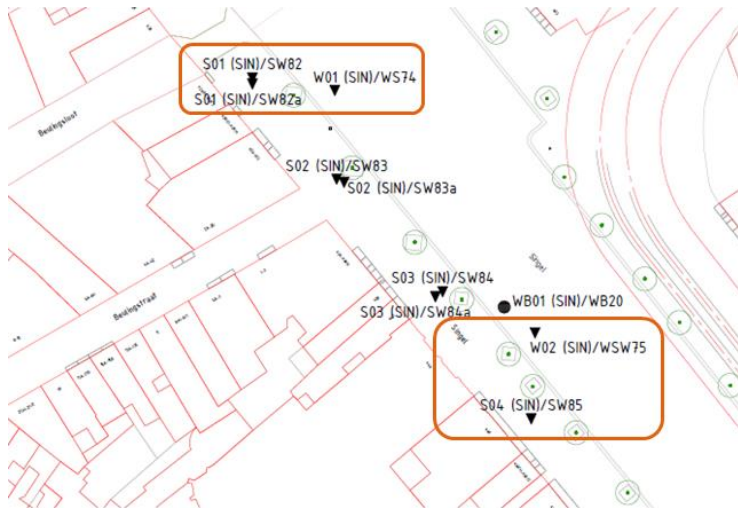
\* op basis van schets in de betreffende laboratoriumrapportage

## Bijlage B.– vergelijking sonderingen

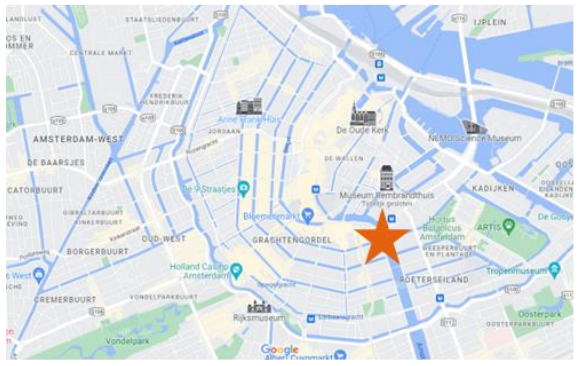
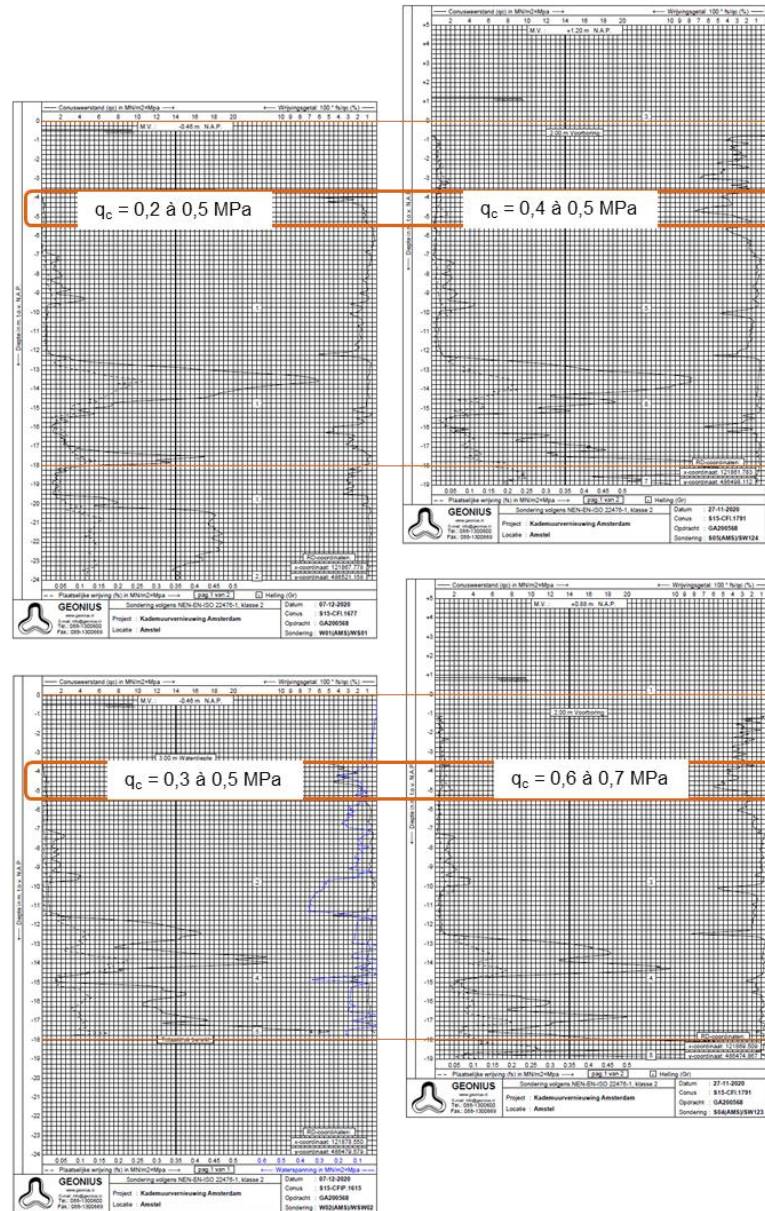
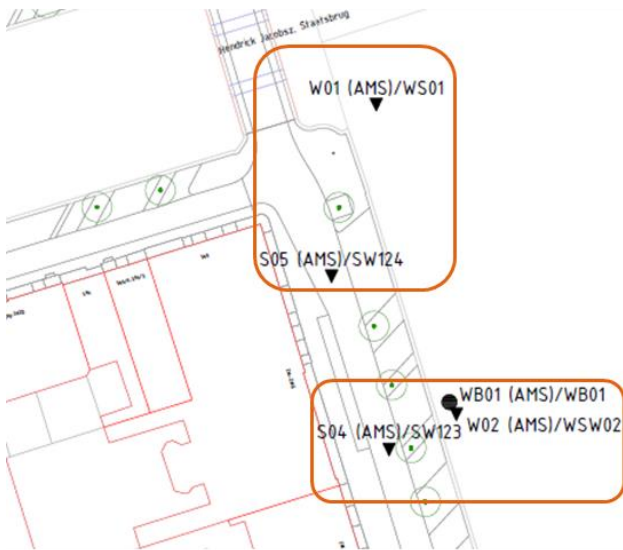
Locatie 5: Tweede Kostverlorenkade 2-21  
 Documentnummer GA200568.R05.V2.0  
 28 mei 2021



Locatie 16: Singel 430 – 464  
 Documentnummer GA200568.R16.V1.0  
 3 mei 2021



Locatie 23: Amstel 214 - 228  
 Documentnummer GA200568.R23.V1.0  
 27 mei 2021



## Colofon

GRONDPARAMETERS TAK 3.2  
TOETSKADER AMSTERDAMSE KADEMUREN

**KLANT**  
Programma Bruggen en Kademuren Gemeente Amsterdam

**AUTEUR**  
Wiebe Janssen / Martin Arends / Ad Verweij

**ONZE REFERENTIE**  
1.0

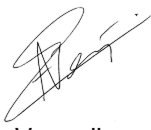
**DATUM**  
17 februari 2023

**STATUS**  
Concept

**GECONTROLEERD DOOR**

dr. ir. C. Zwanenburg (TU Delft)  
Geotechnisch specialist

**VRIJGEGEVEN DOOR**



ir. A. Verweij  
Geotechnisch specialist

## Over Arcadis

Arcadis is de leidende wereldwijd opererende ontwerp- en consultancyorganisatie op het gebied van de natuurlijke en gebouwde omgeving. Wij helpen onze klanten en de maatschappij met doeltreffende, duurzame en digitale oplossingen. Wij zijn met 36.000 mensen actief die in ruim zeventig landen meer dan €4,2 miljard aan omzet genereren. Wij helpen UN-Habitat met onze mensen, die kennis en expertise leveren om de moeilijke leefomstandigheden te verbeteren in gebieden die lijden onder de gevolgen van klimaatverandering.

[www.arcadis.com](http://www.arcadis.com)

### **Arcadis Nederland B.V.**

Postbus 264  
6800 AG Arnhem  
Nederland

T +31 (0)88 4261 261

## **Bijlage F Noord Zuidlijn parameterset**



Tracé	Noord tot en met Europaplein			Parameters ten behoeve van Eindig Elementen Model berekeningen																
	nr.	grondlaag	Omschrijving	$\gamma_m$ [ ]	$\gamma_{sat}$ [kN/m³]	$\gamma_m$ [ ]	$c'$ [kPa]	$\psi'$ [ ]	$\psi$ [ ]	$k_v$ [m/s]	$v$ [ ]	$K_0$ [ ]	POP [kPa]	OCR [ ]	$\gamma_m$ [ ]	Pref [kPa]	E <sup>50</sup> ref [kPa]	Eoedref [kPa]	Eur <sub>ref</sub> [kPa]	m
ulterste grens - ondergr. vervorming	01	Aanvulling	Aanvulmateriaal, puin, klei, veen en zand	1.0	15.0	1.2		18		1.0E-05					1.3		8600	4800	19200	
				15.0	22	1.0E-05			8667	6000	25000									
verwachting					15.0			25		1.0E-06				100	15000	3000	30000	0.5		
bovengr. vervorming					15.0			28		1.0E-07					11433	10000	35000			
ulterste grens +				3.0	15.0	1.2		34		1.0E-07				1.3	14000	13000	45000			
ulterste grens -	01A	Ophooglaag, zand	Ophoogmateriaal zand	1.0	18.4	1.2		23		1.0E-04				1.3	13200	11500	38500			
ondergr. vervorming							18.4			27		1.0E-04					17134	15000	50000	
verwachting					18.4			30		1.0E-05				100	20000	20000	60000	0.8		
bovengr. vervorming					18.4			32		1.0E-06					22865	30000	70000			
ulterste grens +				1.0	18.4	1.2		38		1.0E-06				1.3	29700	39000	91000			
ulterste grens -	04	Geotopvulling veen met kleilagen		1.0	12.1	1.2		15		1.0E-07			10	1.3	1300	800	2300			
ondergr. vervorming							12.1			18		1.0E-07			10		1713	800	3000	
verwachting					12.1			9	20	1.0E-08			0.15 0.60	100	2000	1000	5000	0.8		
bovengr. vervorming					12.1			22		1.0E-09					2267	1200	9000			
ulterste grens +				1.0	12.1	1.2		25		1.0E-09				1.3	3000	1800	11700			
ulterste grens -	07	Geotopvulling slappe klei	KLEI, met zandlaagjes	1.0	16.9	1.2		20		1.5E-08			10	1.3	6700	1900	11500			
ondergr. vervorming							16.9			24		1.5E-08			10		8700	2500	15000	
verwachting					16.9			6	26	1.5E-09			0.15 0.50	100	10000	4000	25000	0.8		
bovengr. vervorming					16.9			29		1.5E-10					11300	5500	35000			
ulterste grens +				1.0	16.9	1.2		35		1.5E-10				1.3	14700	7200	45500			
ulterste grens -	07A	Geotopvulling slappe huizeuse		1.0	13.9	1.2		17		5.7E-09			10	1.3	2300	800	11500			
ondergr. vervorming							13.9			20		5.7E-09			10		4284	1000	15000	
verwachting					13.9			10	22	5.7E-10			0.15 0.55	100	5000	1500	20000	0.8		
bovengr. vervorming					13.9			24		5.7E-11					5716	2000	25000			
ulterste grens +				1.0	13.9	1.2		29		5.7E-11				1.3	7400	2800	32500			
ulterste grens -	08	Hollandveen	VEEN (bruin)	1.0	10.5	1.2		15		1.0E-07			10	1.3	1500	600	5400			
ondergr. vervorming							10.5			18		1.0E-07			10		2000	800	7000	
verwachting					10.5			5	20	1.0E-08			0.15 0.65	100	2000	1000	10000	0.8		
bovengr. vervorming					10.5			22		1.0E-09					2000	1200	13000			
ulterste grens +				1.0	10.5	1.2		26		1.0E-09				1.3	2600	1600	16900			
ulterste grens -	09	Oude Zeeklei	KLEI (matig vast), grijs	1.0	16.5	1.2		22		1.5E-06			10	1.3	5800	1500	15400			
ondergr. vervorming							16.5			25		1.5E-06			10		7500	2000	20000	
verwachting					16.5			7	35	1.5E-09			0.15 0.50	100	3000	3000	25000	0.8		
bovengr. vervorming					16.5			33		1.5E-10					10500	4000	30000			
ulterste grens +				1.0	16.5	1.2		40		1.5E-10				1.3	13700	5200	39000			
ulterste grens -	10	Wadafzetting, zandhoudend	ZAND (matig fijn), sterk kleihoudend/ KLEI, grijs,	1.0	17.9	1.2		23		1.0E-06			10	1.3	7700	3100	19200			
ondergr. vervorming							17.9			27		1.0E-06			10		10000	4000	25000	
verwachting					17.9			2	35	1.0E-07			0.20 0.40	100	12000	5000	33000	0.5		
bovengr. vervorming					17.9			38		1.0E-08					14000	6000	40000			
ulterste grens +				1.0	17.9	1.2		46		1.0E-08				1.3	18200	7800	52000			
ulterste grens -	11	Wadafzetting, Hydrobia klei	KLEI (grijs), sterk zandig	1.0	15.2	1.2		23		1.3E-08			10	1.3	5600	1500	7700			
ondergr. vervorming							15.2			27		1.0E-08			10		7500	2000	10000	
verwachting					15.2			8	34	1.5E-09			0.15 0.50	100	5000	3000	19000	0.6		
bovengr. vervorming					15.2			34		1.0E-10					10500	4000	20000			
ulterste grens +				1.0	15.2	1.2		41		1.0E-10				1.3	13700	5200	28000			
ulterste grens -	12	Basisveen	VEEN (bruin), met enkele kleilaagjes	1.0	11.7	1.2		15		1.0E-07			10	1.3	1500	600	5400			
ondergr. vervorming							11.7			18		1.0E-07			10		2000	800	7000	
verwachting					11.7			6	21	1.0E-06			0.15 0.65	100	2000	1000	10000	0.8		
bovengr. vervorming					11.7			23		1.0E-09					2000	1200	13000			
ulterste grens +				1.0	11.7	1.2		26		1.0E-09				1.3	2600	1600	16900			
ulterste grens -	13	Eerste zandlaag	ZAND (grijs), matig fijn, zwak zittig	1.0	19.6	1.2		28		1.9E-03			10	1.3	26000	15400	78000			
ondergr. vervorming							19.6			33	3	1.5E-03					35000	20000	100000	
verwachting					19.6			33	3	1.5E-04			0.20 0.40	100	40000	30000	200000	0.5		
bovengr. vervorming					19.6			39	9	1.5E-05					45000	40000	250000			
ulterste grens +				1.0	19.6	1.2		47	17	1.5E-05				1.3	58500	52000	364000			

registratie	projectcode	status	
D3	01270L	Definitief	
autorisatie	naam	paraaf	datum
opgemaakt	HERJ		00-04-07
goedgekeurd	TEUE		
vrijgegeven	GRAF		

- 1) De onder- en bovengrens van de vervormingsberekeningen mbt het Hardening soil model, zijn afgeleid uit verschillende typen onderzoek.
- 2) Dilatantiehoek is gedefinieerd als:  $\psi = \psi' - 30^\circ$
- 3) Laag 01, aanvulling is door de verschillende soorten materiaal (hout, puin, grind, klei, veen, zand) zeer divers van samenstelling.
- 4) De hoek van inwendige wrijving ( $\psi$ ) is gebaseerd op een rek niveau van 15%, dat wil zeggen na bezwijken.
- 5) De "engineering judgement" van het holoceen is grotendeels gebaseerd op archief gegevens van Omegam.
- 6) De dwarscontractiecoëfficiënt ( $v$ ) is afgeleid uit literatuuronderzoek.
- 7) De  $K_0$  waarde is gebaseerd op de hoek van inwendige wrijving bij bezwijken voor zand en op de  $Ip$  waarde voor klei.
- 8) De verticale doorlatendheid is gelijk aan de horizontale doorlatendheid, behalve voor laag 04, 08 en 12. Voor deze lagen is de horizontale doorlatendheid 2x zo groot.

Tracé	Noord tot en met Europaplein		Omschrijving	Massa		Sterkte				Doorlatendheid		Additioneel				Hardening Soil model				
	nr.	grondlaag		$\gamma_m$	$\gamma_{nat}$	$\gamma_m$	$c'$	$\phi'$	$\psi$	$k_v$	$v$	$K_0$	POP	OCR	$\gamma_m$	Pref	E <sup>50,ref</sup>	E <sub>bed,ref</sub>	E <sub>ur,ref</sub>	m
Parameters ten behoeve van Eindig Elementen Model berekeningen				[-]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[-]	[kPa]	[°]	[°]	[m/s]	[-]	[-]	[kPa]	[-]	[-]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	
ulterste grens -	14	Allerod	LEEM, sterk zandig	1.0	18.5	1.2	23			3.0E-04	0.20	0.40			1.3		11500	5400	23100	0.5
ondergr. vervorming				18.5	26	3.0E-04	15000	7000	30000											
verwachting				18.5	33	3.0E-05	17000	13000	45000											
bovengr. vervorming				18.5	35	3.0E-06	19000	20000	60000											
ulterste grens +	1.0	18.5	1.2	42			3.0E-06						1.3		24700	26000	78000			
ulterste grens -	15	Geulvulling koi met zandlagen	KLEI, matig zandig, matig humeus, kalkrijk	1.0	17.8	1.2	23			1.0E-08	0.15	0.50			1.3		8500	1900	15200	0.8
ondergr. vervorming				17.8	27	1.0E-06	3400	2500	25000											
verwachting				17.8	32	1.0E-09	3400	3500	35000											
bovengr. vervorming				17.8	35	1.0E-10	3400	4500	42000											
ulterste grens +	1.0	17.8	1.2	43			1.0E-10						1.3		10900	5900	54800			
ulterste grens -	16	Geulvulling zand met kleilagen	ZAND (matig fijn), met kleilagen, schelpen	1.0	18.6	1.2	23			1.0E-04	0.15	0.47			1.3		8500	3100	19200	0.8
ondergr. vervorming				18.6	27	1.0E-04	8400	4000	25000											
verwachting				18.6	33	1.0E-05	8400	5000	35000											
bovengr. vervorming				18.6	38	1.0E-06	8400	6000	42000											
ulterste grens +	1.0	18.6	1.2	46			1.0E-05						1.3		10900	7800	54800			
ulterste grens -	17	Tweede zandlaag	ZAND (grijs), matig fijn tot matig grof, kalkrijk	1.0	19.0	1.2	25			1.0E-03	0.20	0.40			1.3		24600	19200	61500	0.5
ondergr. vervorming				19.0	33	1.0E-03	3200	25000	8000											
verwachting				19.0	35	1.0E-04	35000	35000	190000											
bovengr. vervorming				19.0	39	1.0E-05	36000	45000	280000											
ulterste grens +	1.0	19.0	1.2	47			1.0E-05						1.3		49400	58500	394000			
ulterste grens -	17A	Mariene siltig Eemzand	ZAND (fijn), grijs, met kleilagen	1.0	18.4	1.2	23			2.4E-05	0.20	0.40			1.3		20800	11500	46200	0.5
ondergr. vervorming				18.4	27	2.4E-05	27000	15000	80000											
verwachting				18.4	33	2.4E-06	30000	20000	120000											
bovengr. vervorming				18.4	35	2.4E-07	33000	25000	150000											
ulterste grens +	1.0	18.4	1.2	42			2.4E-07						1.3		42900	32500	195000			
ulterste grens -	18	Overgangslaag	KLEI, uiterst siltig, zwak humeus, kalkrijk	1.0	18.0	1.2	23			4.0E-07	0.45	1.1			1.3		5800	2300	26800	0.5
ondergr. vervorming				18.0	27	4.0E-07	7500	3000	35000											
verwachting				18.0	15	34	4.0E-06	9000	4000	54000										
bovengr. vervorming				18.0	34	4.0E-09	11000	5000	80000											
ulterste grens +	1.0	18.0	1.2	41			4.0E-09						1.3		14300	6500	104000			
ulterste grens -	19	Mariene Eemklei (zone 1)	KLEI (grijsgroen), zwak siltig tot zwak zandig	1.0	17.9	1.2	10	24		2.0E-08	0.58	1.5			1.3		6200	2300	23100	0.8
ondergr. vervorming				17.9	10	29	2.0E-08	8000	3000	30000										
verwachting				17.9	20	32	2.0E-09	11000	4000	50000										
bovengr. vervorming				17.9	30	34	2.0E-10	14000	5000	65000										
ulterste grens +	1.0	17.9	1.2	15	41		2.0E-10						1.3		18200	6500	84500			
ulterste grens -	19A	Mariene Eemklei (zone 2)		1.0	17.1	1.2	10	24		2.0E-08	0.55	1.5			1.3		5800	2700	26900	0.8
ondergr. vervorming				17.1	10	29	2.0E-08	8000	3500	35000										
verwachting				17.1	20	34	2.0E-09	12000	4500	55000										
bovengr. vervorming				17.1	30	35	2.0E-10	15000	5500	70000										
ulterste grens +	1.0	17.1	1.2	15	42		2.0E-10						1.3		19500	7200	91000			
ulterste grens -	19B	Mariene Eemklei (zone 3)		1.0	17.2	1.2	10	23		2.0E-08	0.61	1.5			1.3		5400	1900	21500	0.8
ondergr. vervorming				17.2	10	28	2.0E-08	7000	2500	28000										
verwachting				17.2	20	30	2.0E-09	9000	3000	45000										
bovengr. vervorming				17.2	30	32	2.0E-10	11000	3500	60000										
ulterste grens +	1.0	17.2	1.2	15	38		2.0E-10						1.3		14300	4800	78000			
ulterste grens -	19C	Mariene Eemklei (zone 4)		1.0	16.6	1.2	10	23		2.0E-06	0.61	1.5			1.3		4600	1900	21500	0.8
ondergr. vervorming				16.6	10	26	2.0E-06	6000	2500	26000										
verwachting				16.6	20	30	2.0E-09	8000	3000	40000										
bovengr. vervorming				16.6	30	32	2.0E-10	10000	3500	55000										
ulterste grens +	1.0	16.6	1.2	15	35		2.0E-10						1.3		13000	4600	71500			
ulterste grens -	20	Laag van Harting	KLEI, groengrijs, licht zandhoudend,	1.0	14.5	1.2	22			6.0E-06	0.58	1.2	1.3		1.3		5400	1200	19200	0.8
ondergr. vervorming				14.5	26	6.0E-06	7000	1500	25000											
verwachting				14.5	10	28	6.0E-09	10000	2000	46000										
bovengr. vervorming				14.5	30	6.0E-10	13000	2500	60000											
ulterste grens +	1.0	14.5	1.2	36			6.0E-10						1.3		16800	3300	78000			

registratie	projectcode	status	
D3	D1270L	Definitief	
autorisatie	naam	paraaf	datum
opgemaakt	HERJ		00-04-07
goedgekeurd	TEUE		
vrijgegeven	GRAF		

- 1) De onder- en bovengrens van de vervormingsberekeningen mbt het Hardening soil model, zijn afgeleid uit verschillende typen onderzoek.
- 2) Dilatatiehoek is gedefinieerd als:  $\psi = \phi' - 30^\circ$
- 3) Laag 01, aanvulling is door de verschillende soorten materiaal (hout, puin, grind, klei, veen, zand) zeer divers van samenstelling.
- 4) De hoek van inwendige wrijving ( $\phi$ ) is gebaseerd op een rek niveau van 15%, dat wil zeggen na bezwijken.
- 5) De "engineering judgement" van het holoceen is grotendeels gebaseerd op archief gegevens van Omegam.
- 6) De dwarscontractiecoëfficiënt ( $\nu$ ) is afgeleid uit literatuuronderzoek.
- 7) De  $K_0$  waarde is gebaseerd op de hoek van inwendige wrijving bij bezwijken voor zand en op de  $I_p$  waarde voor klei.
- 8) De verticale doorlatendheid is gelijk aan de horizontale doorlatendheid, behalve voor laag 04, 08 en 12. Voor deze lagen is de horizontale doorlatendheid 2x zo groot.
- 9)  $\gamma_{droog}$  is gelijk aan  $\gamma_{nat}$



# **Bijlage H Betrouwbaarheidsanalyse rekenmethode Plaxis 2D**

**ONDERWERP**

PBK-WP07 Betrouwbaarheidsanalyse rekenmethode Plaxis 2D

**PROJECTNUMMER**

D06011.000046

**DATUM**

28 januari 2022

**ONZE REFERENTIE**

D10047595:64

**VAN**

M. Welsink en R. Wesstein; review A. Verweij

**AAN**

Ingenieursbureau Gemeente Amsterdam

**KOPIE AAN**

R. de Boer

---

Versie	Datum	Opmerkingen
--------	-------	-------------

1.0	25-01-2022	Eerste versie
-----	------------	---------------

2.0	28-01-2022	Commentaar IBA verwerkt
-----	------------	-------------------------

---

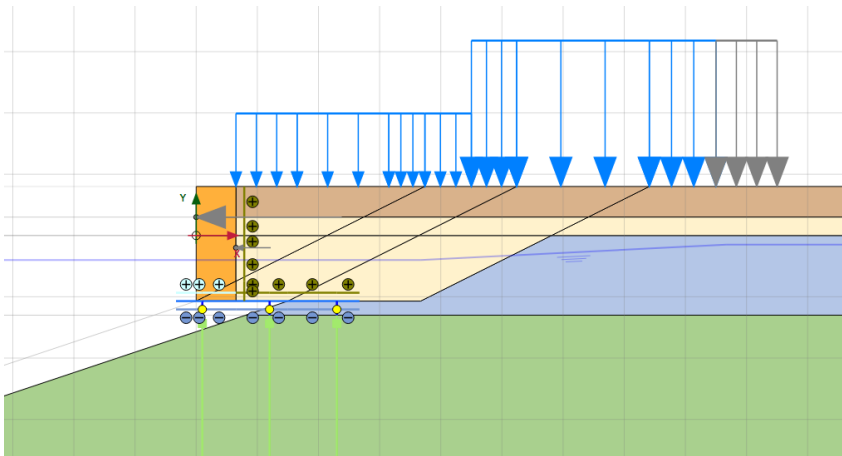
## 1 Introductie

### 1.1 Algemeen

Binnen het Programma Bruggen en Kademuren (PBK) is het taakveld Toetsing Constructieve Veiligheid Kademuren (TCVK) verantwoordelijk voor het uitvoeren van verificatieberekeningen voor bestaande binnenstedelijke kademuren in Amsterdam. Eind 2021 is de constructieve veiligheid en grondmechanische draagkracht van de kadeconstructie Marnixkade tussen huisnummers 75 en 113 getoetst conform het Toetskader Amsterdamse Kademuren (TAK) [1]. De kadeconstructie Marnixkade betreft een gewichtsmuur op houten palen. Voor de algemene uitgangspunten van deze kadeconstructie wordt verwezen naar de reeds opgestelde rapportage betreffende de Marnixkade [2].

Conform het TAK [1] is het eindige elementenprogramma Plaxis 2D gebruikt voor de verificatieberekening van de Marnixkade. In Plaxis 2D zijn de houten palen geschematiseerd tot cilinders met een uniforme diameter over de gehele paallengte (in Plaxis "embedded beam rows"), terwijl houten palen in werkelijkheid taps lopen richting de paalpunt. Daarnaast zijn de kespren op de palen in Plaxis 2D geschematiseerd als een doorgaande plaat (in Plaxis "plate element") met equivalente stijfheidseigenschappen. In Figuur 1-1 is de modellering van de kadeconstructie in Plaxis 2D weergegeven.

Het doel van de betrouwbaarheidsanalyse is om aan te tonen dat de rekenmethode met Plaxis 2D conform het TAK, gegeven de schematisering van houten palen met een uniforme diameter en de kespren als een 'plate element', met voldoende betrouwbaarheid kan worden toegepast om de kademuur te modelleren en de resultaten van de berekeningen te gebruiken voor de toetsing van de constructieve veiligheid. Hiervoor zijn een Plaxis 3D analyse en een RFEM analyse uitgevoerd.



Figuur 1-1: Modelling kadeconstructie in Plaxis 2D

## 1.2 Subdoelstellingen

In dit memo is de betrouwbaarheid van de rekenmethode met Plaxis 2D conform het TAK gecontroleerd door deze te vergelijken met twee alternatieve rekenmethodes, namelijk RFEM en Plaxis 3D. Deze betrouwbaarheidsanalyse heeft de volgende subdoelstellingen.

### Plaxis 3D

Het Plaxis 3D model wordt gebruikt om de invloed van de tapsheid en de invloed van de hart-op-hartafstand van relatief slanke houten palen te beschouwen. Op basis daarvan wordt een onderbouwde keuze voor de uniforme paaldiameter in Plaxis 2D gemaakt. Hiertoe worden de palen in Plaxis 3D met volume-elementen gemodelleerd en de volgende zaken onderzocht:

- Invloed van de tapsheid van de houten palen op de vervorming en snedekrachten van de palen;
- Invloed van de hart-op-hartafstand van de houten palen in de langsrichting van de kadeconstructie op de vervorming en snedekrachten van de palen;
- Invloed van het modelleren van de aangetaste zachte schil van de houten paal.

### RFEM

In Plaxis 2D worden de houten kessen als platen gemodelleerd om de krachtswerking daarin te bepalen. Het RFEM-model wordt gebruikt om de krachtswerking van de kessen zoals berekend met Plaxis 2D te valideren. Naast de kessen zijn ook de resultaten van vervormingen en snedekrachten in de palen in RFEM vergeleken met Plaxis 2D.

## 1.3 Inhoudsopgave

1	Introductie .....	1
1.1	Algemeen .....	1
1.2	Subdoelstellingen .....	2
1.3	Inhoudsopgave .....	3
1.4	Referenties .....	4
2	Uitgangspunten en modellering Plaxis 3D .....	5
2.1	Belastinggevallen .....	5
2.2	Modellering kademuur met houten palen .....	6
2.3	Modellering paal/kesp verbinding .....	8
2.4	Variëren h.o.h. afstand palen in langsrichting .....	9
2.5	Mesh .....	9
3	Betrouwbaarheidsanalyse Plaxis 2D – Plaxis 3D .....	10
3.1	Invloed tapsheid palen .....	10
3.1.1	Toepassen baggerprofiel .....	10
3.1.2	BGT1 – Afkeurniveau – 1 jaar .....	16
3.2	Invloed h.o.h. afstand palen in langsrichting .....	18
4	Uitgangspunten en modellering RFEM .....	21
4.1	Modellering RFEM .....	21
4.2	Afleiden grondveren palen .....	24
4.3	Belastingen .....	25
5	Betrouwbaarheidsanalyse Plaxis 2D – RFEM .....	26
5.1	Vervormingen .....	26
5.2	Snedekrachten kespén .....	27
5.3	Snedekrachten houten palen .....	28
5.3.1	Normaalkracht .....	28
5.3.2	Buigend moment .....	29
5.3.3	Dwarskracht .....	30
6	Conclusies en aanbevelingen voor het TAK .....	32
6.1	Conclusies Plaxis 3D validatie .....	32
6.2	Conclusies RFEM validatie .....	32
6.3	Aanbevelingen voor het TAK .....	33
6.4	Aanbevelingen overig .....	33
Bijlage A.	Bepaling grondveren .....	35
Bijlage B.	: Vergelijk vervormingen en snedekrachten Plaxis 2D en RFEM .....	39

## 1.4 Referenties

De volgende referenties zijn van toepassing in dit memo:

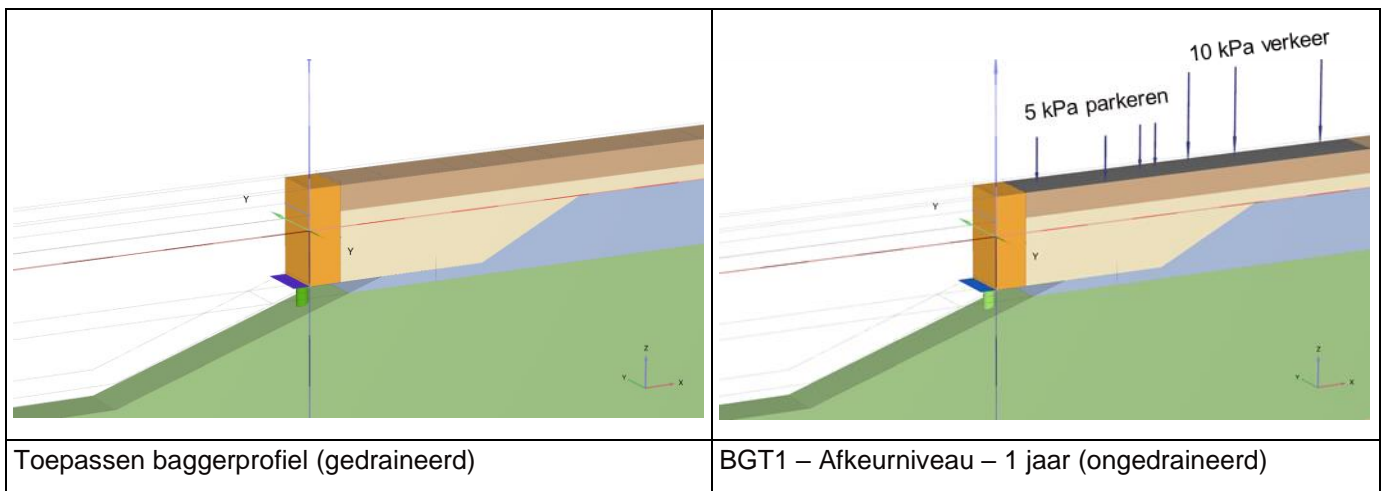
- [1] Gemeente Amsterdam, „TCVK-TAK3.0: Toetskader Amsterdamse Kademuren - Van toepassing op metselwerk kademuren (gewichtsmuren op houten funderingen) in beheer bij gemeente Amsterdam, Concept, versie 1.0,” 28-10-2021.
- [2] Rapport Arcadis, TCVK – Toetsing Marnixkade – D10043078, d.d 10 december 2021.
- [3] NEN 9997-1: Geotechnisch ontwerp van constructies – Deel 1: algemene regels, 2017.
- [4] NEN 1995-1-1 Ontwerp en berekening van houtconstructies – Deel 1-1: Algemeen, 2011.
- [5] NEN-EN 338: Hout voor constructieve toepassingen – Sterkteklassen, 2016.
- [6] SBRCURnet – Handboek binnenstedelijke kademuren, 2014.
- [7] CUR 166: Damwandconstructies – 6<sup>e</sup> herziene druk, deel 1, 2012.
- [8] CRC Press – Handboek kademuren (CUR 211), tweede editie, 2013.
- [9] Bentley, Plaxis 2D-Reference Manual: Connect Edition V21.00, 2020.
- [10] Bentley, Plaxis 3D-Reference Manual: Connect Edition V21.01, 2021.
- [11] CUR 228: Ontwerprichtlijn door grond horizontaal belaste palen 2010



## 2 Uitgangspunten en modellering Plaxis 3D

### 2.1 Belastinggevallen

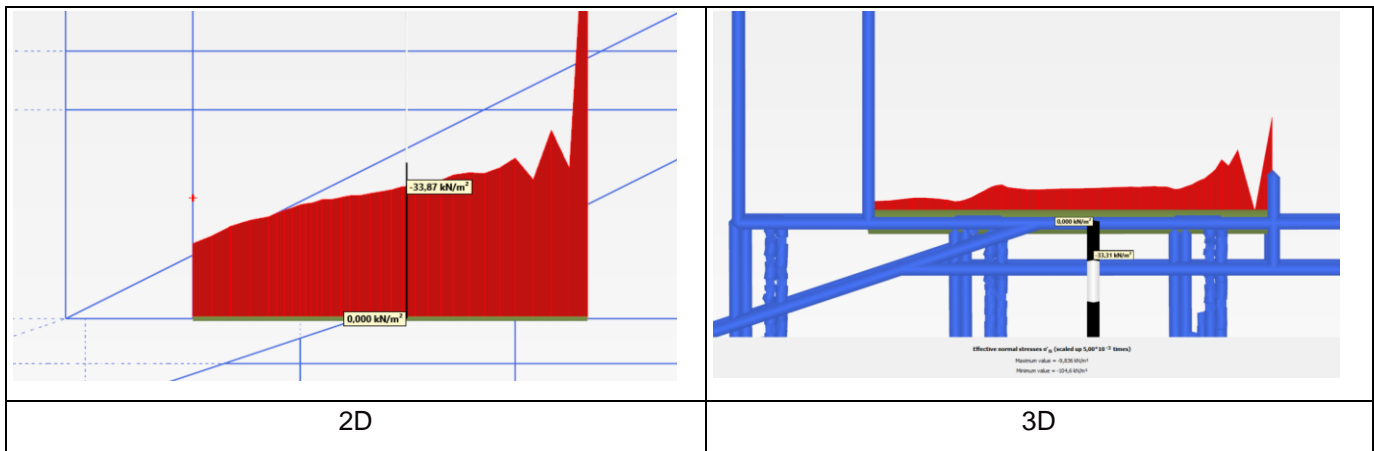
Bij de toetsing van de Marnixkade conform het TAK zijn verschillende belastinggevallen berekend. De validatie in dit rapport is uitgevoerd op basis van de belastinggevallen 'Toepassen baggerprofiel' (voor degradatie hout) en 'BGT1 – Afkeurniveau – 1 jaar' (na degradatie hout), zie Figuur 2-1. In Figuur 2-2 zijn deze fases en de rest van de bouwfasering van het Plaxis model weergegeven. Om aan te tonen dat de verkeersbelasting in 2D en 3D een vergelijkbaar effect heeft is de korrelspanning op de vloer geplot voor BGT1 in Figuur 2-3. In beide modellen is ter plaatse van het midden van de vloer de korrelspanning rond de 33 kPa.



Figuur 2-1: belastingen per belastinggeval

ID	Calculation t...	Loading type...	Pore pressur...	Time interval	Estimated en...	Ignore undr....	Reset displa...	Updated me...	Max steps (D)	First step	Last step
Initial phase [InitialPhase]	K0 procedure	Staged construction	Phreatic	0,000 day	0,000 day	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	1000	0	0
Ontgraven gracht [Phase_1]	Plastic	Staged construction	Phreatic	0,000 day	0,000 day	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	1000	1	7
Aanbrengen ophooglaag [Phase_2]	Plastic	Staged construction	Phreatic	0,000 day	0,000 day	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	1000	8	36
<b>Droogzetten bouwkuip [Phase_3]</b>	<b>Plastic</b>	<b>Staged construction</b>	<b>Phreatic</b>	<b>0,000 day</b>	<b>0,000 day</b>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<b>1000</b>	<b>37</b>	<b>183</b>
Ontgraven bouwkuip [Phase_4]	Plastic	Staged construction	Phreatic	0,000 day	0,000 day	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	1000	184	193
Aanbrengen palen [Phase_5]	Plastic	Staged construction	Phreatic	0,000 day	0,000 day	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	1000	194	208
Aanbrengen kespen, vloer en metselwerk [Phase_6]	Plastic	Staged construction	Phreatic	0,000 day	0,000 day	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	1000	209	213
Aanvullen achter kade [Phase_7]	Plastic	Staged construction	Phreatic	0,000 day	0,000 day	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	1000	214	273
Volzetten bouwkuip [Phase_8]	Plastic	Staged construction	Phreatic	0,000 day	0,000 day	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	1000	274	292
Toepassen baggerprofiel [Phase_9]	Plastic	Staged construction	Phreatic	0,000 day	0,000 day	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	1000	293	306
Degradatie hout [Phase_10]	Plastic	Staged construction	Phreatic	0,000 day	0,000 day	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	1000	307	324
Permanente belastingen BC1 (parkeer) [Phase_11]	Plastic	Staged construction	Phreatic	0,000 day	0,000 day	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	1000	325	366
BGT1 - Afkeurniveau - 1 jaar (variabele belasting verkeer) [Pha...	Plastic	Staged construction	Phreatic	0,000 day	0,000 day	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	1000	367	426

Figuur 2-2: Bouwfasering in Plaxis 2D en 3D



Figuur 2-3: Korrelspanning t.p.v. de vloer in belastinggeval BGT1

## 2.2 Modelling kademuur met houten palen

Om te voldoen aan de eerste doelstelling van de betrouwbaarheidsanalyse (bepalen invloed tapsheid palen op de vervorming en snedekrachten van de palen) zijn de houten palen in Plaxis in 3D gemodelleerd als volume-elementen die taps verlopen richting de paalpunt. In Figuur 2-4 is het vooraanzicht- en in Figuur 2-5 het onderaanzicht weergegeven van de modellering van de Marnixkade in Plaxis 3D. In beide figuren is te zien dat de palen taps verlopen.

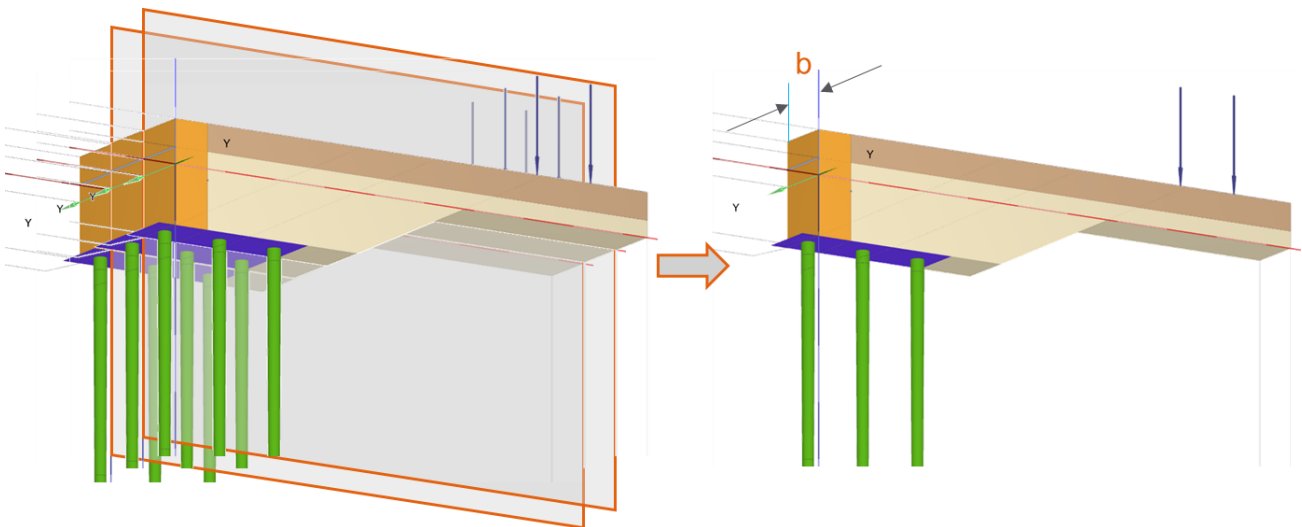
Er is een model gemaakt met 3 palen, gebruikmakend van symmetrievlakken aan de zijkanten van het model, zie Figuur 2-4. Er is gevarieerd met 3 waarden voor de hart-op-hartafstand van de palen in de richting parallel aan de kademuur: 0,75 m, 1,0 m en 1,25 m. Hiertoe is de breedte 'b' van het model aangepast. De hart-op-hartafstand van de palen in de richting loodrecht op de kademuur is gelijk gehouden in de 3 modellen.

Een overzicht van de afmetingen (oorspronkelijk) en eigenschappen van de palen is weergegeven in Tabel 2-1. Voor de onderbouwing wordt verwezen naar de rapportage verificatie Marnixkade [2]. De aantasting is meegenomen in 2D door de EI van de 'embedded beam row' te reduceren. Hoe dit in 3D is meegenomen wordt hierna toegelicht.

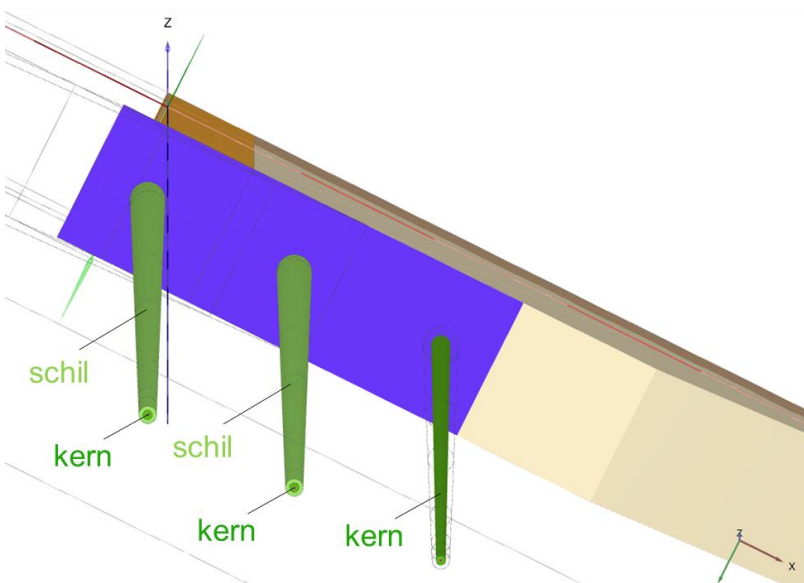
Tabel 2-1 Paaleigenschappen in Plaxis 2D en 3D oorspronkelijk

Eigenschap	Plaxis 2D	Plaxis 3D
<b>Modellering</b>	Embedded beam row	Volume-elementen
<b>Diameter paalkop [mm]</b>	206 <sup>1)</sup>	235
<b>Tapsheid [mm/m]</b>	0	9,8
<b>E [kN/m<sup>2</sup>]</b>	11,0·10 <sup>6</sup>	11,0·10 <sup>6</sup>

<sup>1)</sup> Paaldiameter aangehouden op de diameter op een hoogte van 0,25 x L<sub>paal</sub> gemeten vanaf de paalkop



Figuur 2-4: Vooraanzicht modellering kade in Plaxis 3D (rechts) met gebruikmaking van modelsymmetrie



Figuur 2-5: Onderaanzicht modellering kade in Plaxis 3D

In de Plaxis 2D analyse is de invloed van de zachte schil verwaarloosd; er is in de modellering alleen rekening gehouden met de niet aangetaste kern met een druksterkte van meer dan 8 N/mm<sup>2</sup>. In Figuur 2-5 is te zien dat de houten palen in Plaxis 3D gemodelleerd zijn met een schil en een kern, welke beide taps verlopen. De dikte van de schil is gebaseerd op de gemiddelde aantasting van de houten palen, zoals beschreven in de rapportage verificatie Marnixkade [2].

In de fase 'degradatie hout' wordt de elasticiteitsmodulus buiging ( $E_{m,0,mean}$ ) van de aangetaste schil van de houten palen verlaagd. Conform C24 hout was de oorspronkelijke onaangetaste  $E_{m,0,mean}$  van de houten palen 11,0 kN/mm<sup>2</sup>, zie Tabel 2-2. Voor de bepaling van de aantasting van de houten palen is uitgegaan dat de resterend dragende kern een druksterkte van minimaal 8 N/mm<sup>2</sup> heeft. De sterkte van de aangetaste schil heeft dus een druksterkte tussen de 0 en 8 N/mm<sup>2</sup> en is aangenomen op ca. 4 N/mm<sup>2</sup>. Op basis van Tabel 2-2 is er een min of meer recht evenredig

verband tussen  $E_{m,0,mean}$  en de druksterkte evenwijdig aan de vezel ( $f_{c,0,k}$ ). De  $E_{m,0,mean}$  van de aangetaste schil is ingeschat op basis van de verhouding tussen  $f_{c,0,k}$  aangetast en onaangetast:

$$E_{m,0,mean,aangetast} = \frac{f_{c,0,k,aangetast}}{f_{c,0,k,onaangetast}} \cdot E_{m,0,mean,onaangetast} = \frac{4}{21} \cdot 11 \cong \frac{1}{5} \cdot 11 \cong 2,2 \frac{kN}{mm^2}$$

Tabel 2-2: Sterkteklassen hout voor constructieve toepassingen [5]

	Class	C14	C16	C18	C20	C22	C24	C27	C30	C35	C40	C45	C50
<b>Strength properties in N/mm<sup>2</sup></b>													
Bending	$f_{m,k}$	14	16	18	20	22	24	27	30	35	40	45	50
Tension parallel	$f_{t,0,k}$	7,2	8,5	10	11,5	13	14,5	16,5	19	22,5	26	30	33,5
Tension perpendicular	$f_{t,90,k}$	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
Compression parallel	$f_{c,0,k}$	16	17	18	19	20	21	22	24	25	27	29	30
Compression perpendicular	$f_{c,90,k}$	2,0	2,2	2,2	2,3	2,4	2,5	2,5	2,7	2,7	2,8	2,9	3,0
Shear	$f_{v,k}$	3,0	3,2	3,4	3,6	3,8	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0
<b>Stiffness properties in kN/mm<sup>2</sup></b>													
Mean modulus of elasticity parallel bending	$E_{m,0,mean}$	7,0	8,0	9,0	9,5	10,0	11,0	11,5	12,0	13,0	14,0	15,0	16,0
5 percentile modulus of elasticity parallel bending	$E_{m,0,k}$	4,7	5,4	6,0	6,4	6,7	7,4	7,7	8,0	8,7	9,4	10,1	10,7
Mean modulus of elasticity perpendicular	$E_{m,90,mean}$	0,23	0,27	0,30	0,32	0,33	0,37	0,38	0,40	0,43	0,47	0,50	0,53
Mean shear modulus	$G_{mean}$	0,44	0,50	0,56	0,59	0,63	0,69	0,72	0,75	0,81	0,88	0,94	1,00
<b>Density in kg/m<sup>3</sup></b>													
5 percentile density	$\rho_k$	290	310	320	330	340	350	360	380	390	400	410	430
Mean density	$\rho_{mean}$	350	370	380	400	410	420	430	460	470	480	490	520
NOTE 1 Values given above for tension strength, compression strength, shear strength, char. modulus of elasticity in bending, mean modulus of elasticity perpendicular to grain and mean shear modulus have been calculated using the equations given in EN 384.													
NOTE 2 The tension strength values are conservatively estimated since grading is done for bending strength.													
NOTE 3 The tabulated properties are compatible with timber at moisture content consistent with a temperature of 20 °C and a relative humidity of 65 %, which corresponds to a moisture content of 12 % for most species.													
NOTE 4 Characteristic values for shear strength are given for timber without fissures, according to EN 408.													
NOTE 5 These classes may also be used for hardwoods with similar strength and density profiles such as e.g. poplar or chestnut.													
NOTE 6 The edgewise bending strength may also be used in the case of flatwise bending.													

## 2.3 Modelling paal/kesp verbinding

De kespen zijn in Plaxis 3D gemodelleerd met een doorgaande plaat conform de gehanteerde Plaxis 2D modellering zoals beschreven in [2]. Daarbij is de plaat in 3D isotroop aangehouden, oftewel in de lengterichting van de kademuur is de plaat stijver dan dat deze in werkelijkheid zal zijn. Aangezien de belastingen uniform over het hele 3D model zijn aangebracht zal dit een verwaarloosbaar effect op het resultaat hebben. In de 2D schematisering is de paal/kesp verbinding van de Marnixkade in Plaxis 2D gemodelleerd m.b.v. een rotatieveer, zie Figuur 1-1. In deze modellering zijn overgangsplaatjes toegepast tussen de embedded beam rows (palen) en de horizontale plate (kesp). Twee platen zijn namelijk in Plaxis 2D te verbinden m.b.v. een rotatieveer, wat niet het geval is voor een embedded beam row en een plate. Deze modellering is in Plaxis 2D vergeleken met een volledig ingeklemde en een volledig scharnierende verbinding van de paal en de kesp.

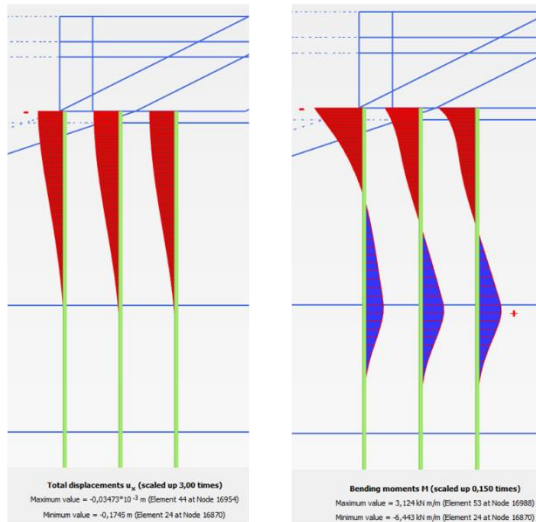
Verder is het toepassen van een rotatieveer in Plaxis 3D niet expliciet mogelijk. Het is wel mogelijk om een rotatieveer in Plaxis 3D te simuleren met een dummy materiaal op de aansluiting van de paal op de kesp en/of een extra beam tussen de horizontale plate (kesp) en de palen.

In deze betrouwbaarheidsanalyse is om de volgende redenen ervoor gekozen om de resultaten van Plaxis 2D en Plaxis 3D te vergelijken op basis van een ingeklemde paal/kesp verbinding:

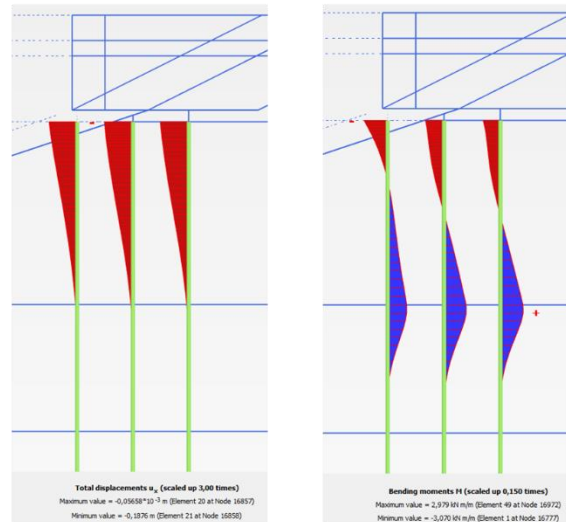
1. De doelstellingen van deze betrouwbaarheidsanalyse focussen zich op grond-paal interactie. De paal/kesp verbinding heeft nauwelijks invloed op de grond-paal interactie en het verloop van de snedekrachten in de paal lijkt op dat van een volledig ingeklemde paal, zie Figuur 2-6.

2. Een ingeklemde paal/kesp verbinding is in Plaxis 2D en Plaxis 3D vergelijkbaar te modelleren. Zoals hierboven omschreven is het toepassen van een rotatieveer niet vergelijkbaar in Plaxis 2D en Plaxis 3D te modelleren. Bij het toepassen van een rotatieveer zullen de resultaten vertoebeld zijn door enerzijds de overgangsplaatjes in Plaxis 2D en het dummy materiaal en anderzijds de extra *beam* in Plaxis 3D. Er is geen sprake van deze vertoebeling bij een ingeklemde verbinding.

### Plaxis 2D – ingeklemd



### Plaxis 2D – rotatieveer



Figuur 2-6 Vervormingen en buigend moment Plaxis 2D met paal/kesp verbinding ingeklemd en m.b.v. rotatieveer

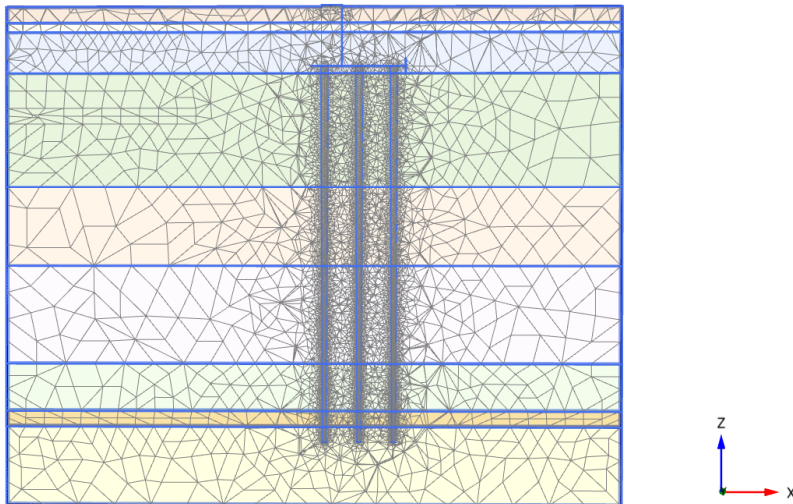
## 2.4 Variëren h.o.h. afstand palen in langsrichting

Ten behoeve van het bepalen van de invloed van de hart-op-hartafstand van de houten palen in de langsrichting van de kadeconstructie worden de volgende h.o.h. afstanden van de palen in Plaxis 3D gemodelleerd:

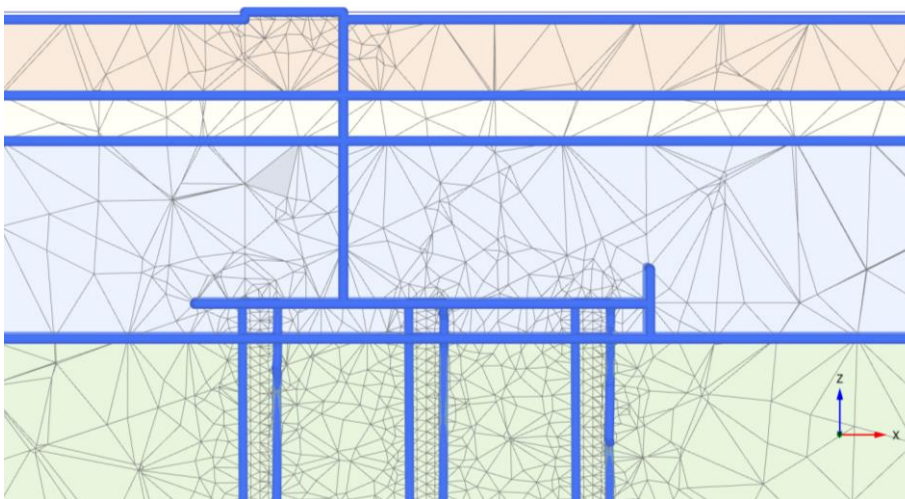
- H.o.h. afstand van 1,0 m (basismodel conform Plaxis 2D);
- H.o.h. afstand van 0,75 m (ca.  $1,0 \text{ m} - D_{\text{kop}}$ );
- H.o.h. afstand van 1,25 m (ca.  $1,0 \text{ m} + D_{\text{kop}}$ ).

## 2.5 Mesh

In Figuur 2-7 en Figuur 2-8 zijn de gehele mesh van het 3D-model en een close-up van de mesh rond de palen weergegeven. Door het modelleren van de zachte schil is de mesh ter plaatse van de palen voldoende fijn geworden.



Figuur 2-7: Mesh 3D model



Figuur 2-8: Mesh 3D – ingezoomd op constructie

## 3 Betrouwbaarheidsanalyse Plaxis 2D – Plaxis 3D

### 3.1 Invloed tapsheid palen

Om de invloed van de tapsheid van de palen op de vervormingen en snedekrachten van de palen zijn de resultaten van de belastinggevallen 'Toepassen baggerprofiel' (voor degradatie hout) en 'BGT1 – Afkeurniveau – 1 jaar' (na degradatie hout) vergeleken.

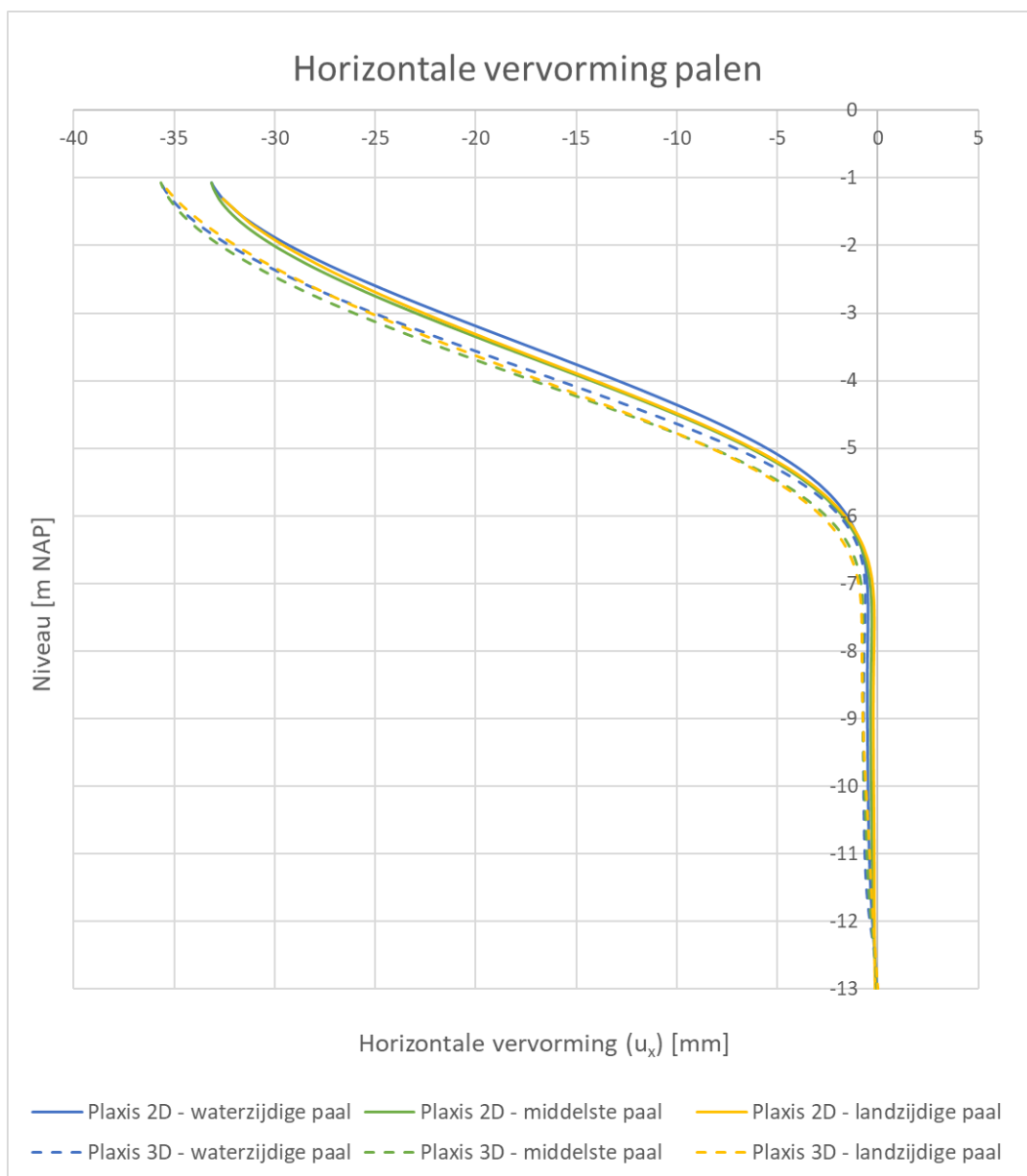
#### 3.1.1 Toepassen baggerprofiel

De fase 'Toepassen baggerprofiel' is de fase vlak voor degradatie van de houten palen. In deze fase is de buigstijfheid van de palen in Plaxis 2D en Plaxis 3D gelijk. Op deze wijze is een zuivere vergelijking van de resultaten mogelijk. In Figuur 3-1, Figuur 3-2 en Figuur 3-3 zijn de horizontale vervorming, buigend moment en dwarskracht in de waterzijdige paal voor zowel Plaxis 2D als Plaxis 3D gegeven. In Figuur 3-4 en Figuur 3-5 zijn de resultaten weergegeven van de schuifspanning loodrecht en evenwijdig aan de paal. Wanneer in Plaxis 3D wordt ingezoomd komen de maxima goed overeen met Plaxis 2D.

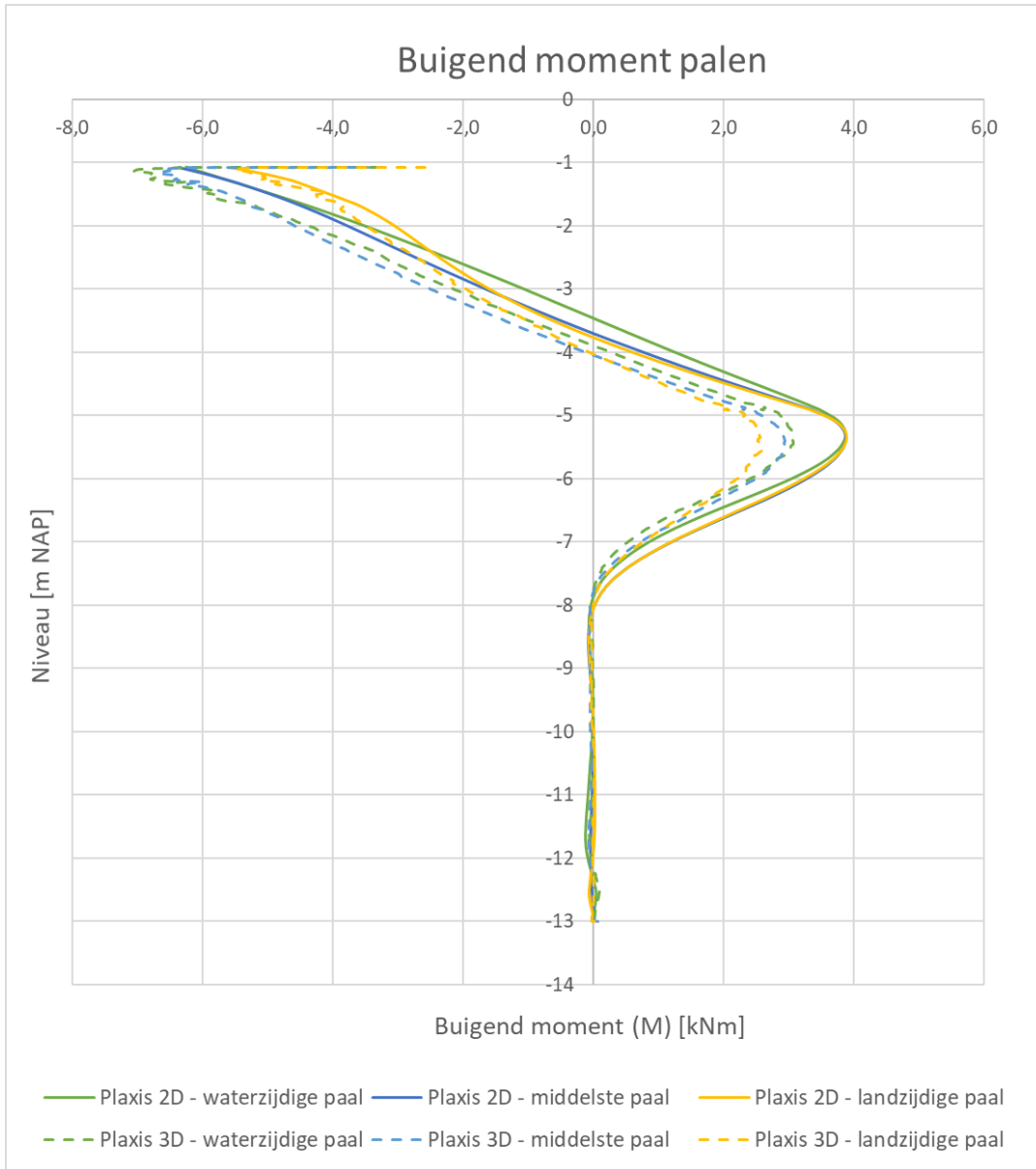
De vervorming en de snedekrachten komen goed overeen, binnen een afwijking van 10%. Op basis hiervan kunnen de volgende conclusies worden getrokken:

- De modelleringswijze van de palen in Plaxis 2D m.b.v. *embedded beam rows* geeft vergelijkbare resultaten met de modelleringswijze in Plaxis 3D m.b.v. volume elementen.
- De invloed van het modelleren van tapsheid van de palen is verwaarloosbaar.
- Het toepassen van een paaldiameter in Plaxis 2D op basis van de gemiddelde resterende diameter van de paal binnen de invloedszone (op  $0,25 \times L_{\text{paal}}$  vanaf de paalkop) lijkt een realistische schematisatie.

Samenvattend komen de resultaten van de houten palen in Plaxis 3D goed overeen met de resultaten van de houten palen in Plaxis 2D. Om deze reden wordt geadviseerd om de huidige modelleringswijze in Plaxis 2D conform het TAK [1] ongewijzigd te laten.

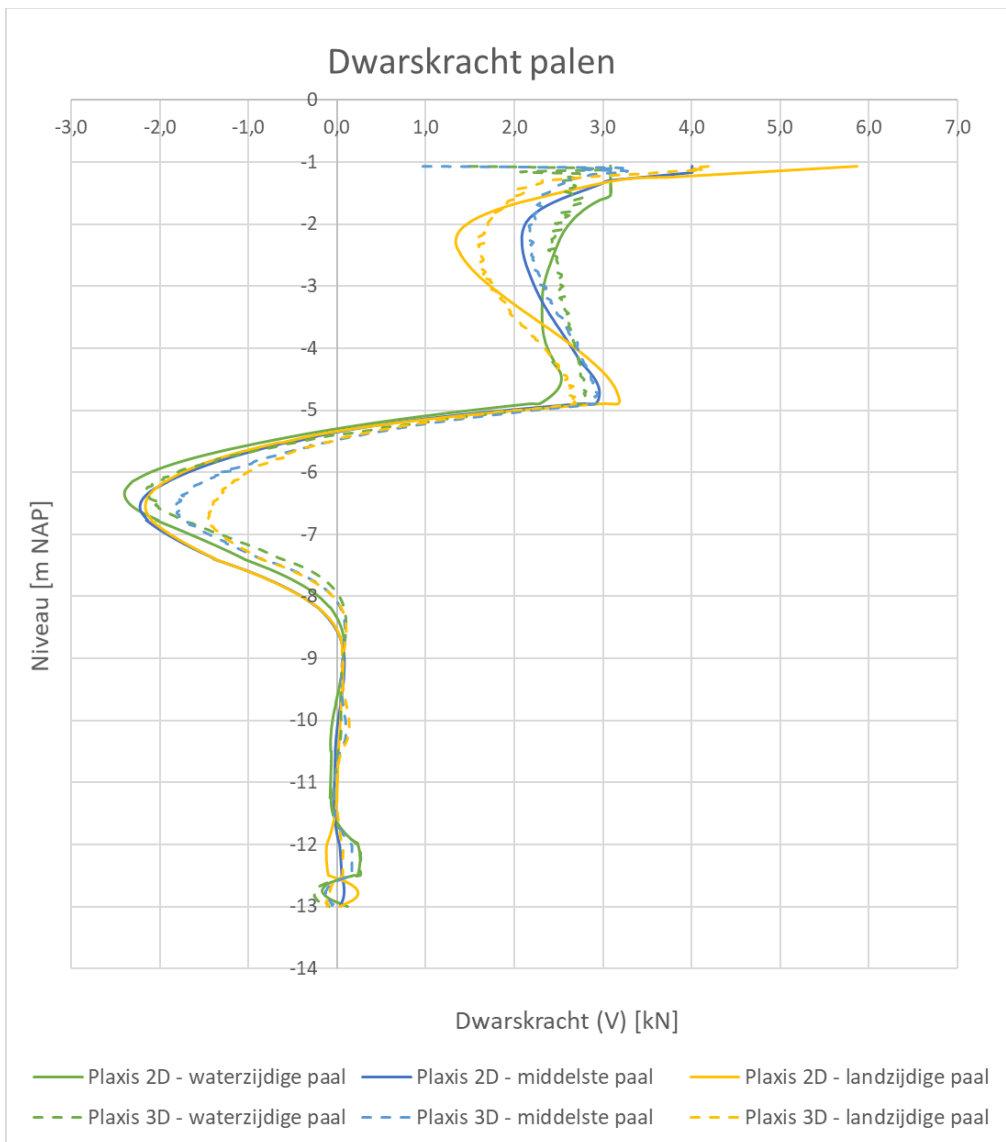


Figuur 3-1 Horizontale vervorming in 'Toepassen baggerprofiel' (ingeklemde paalkop)

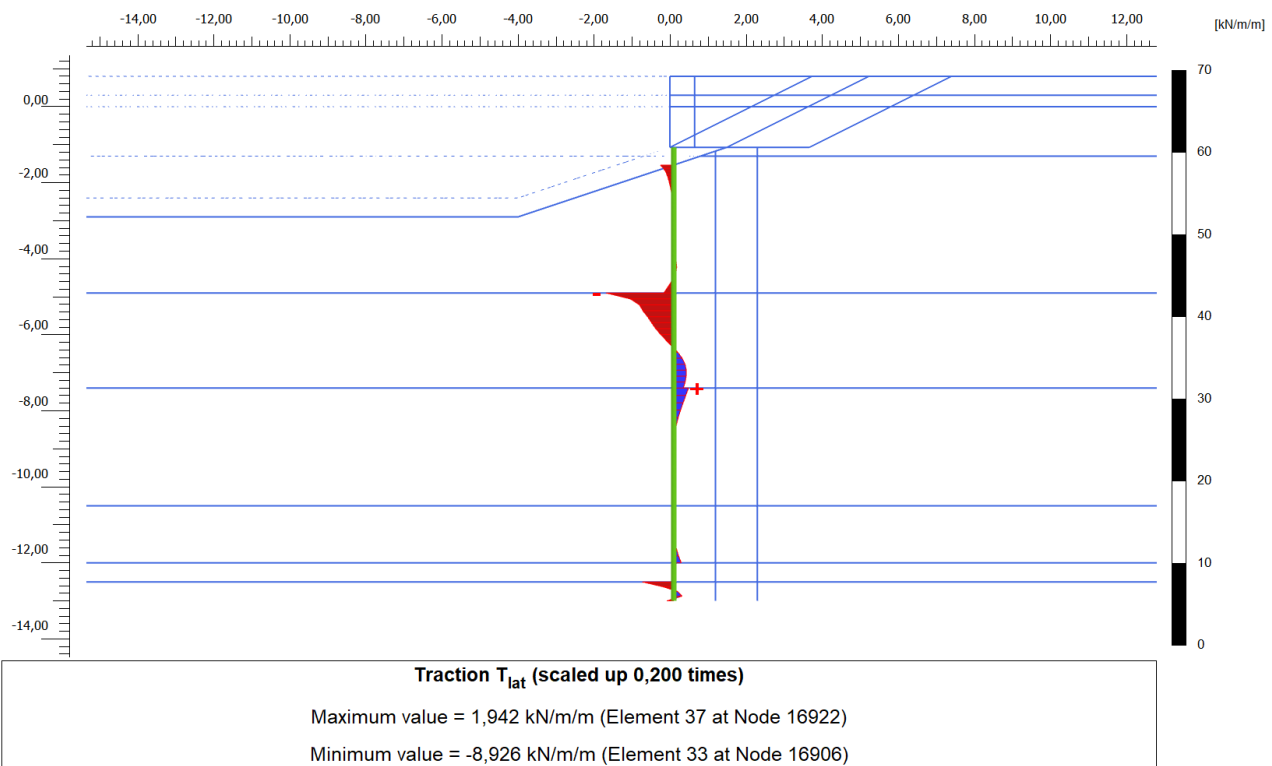
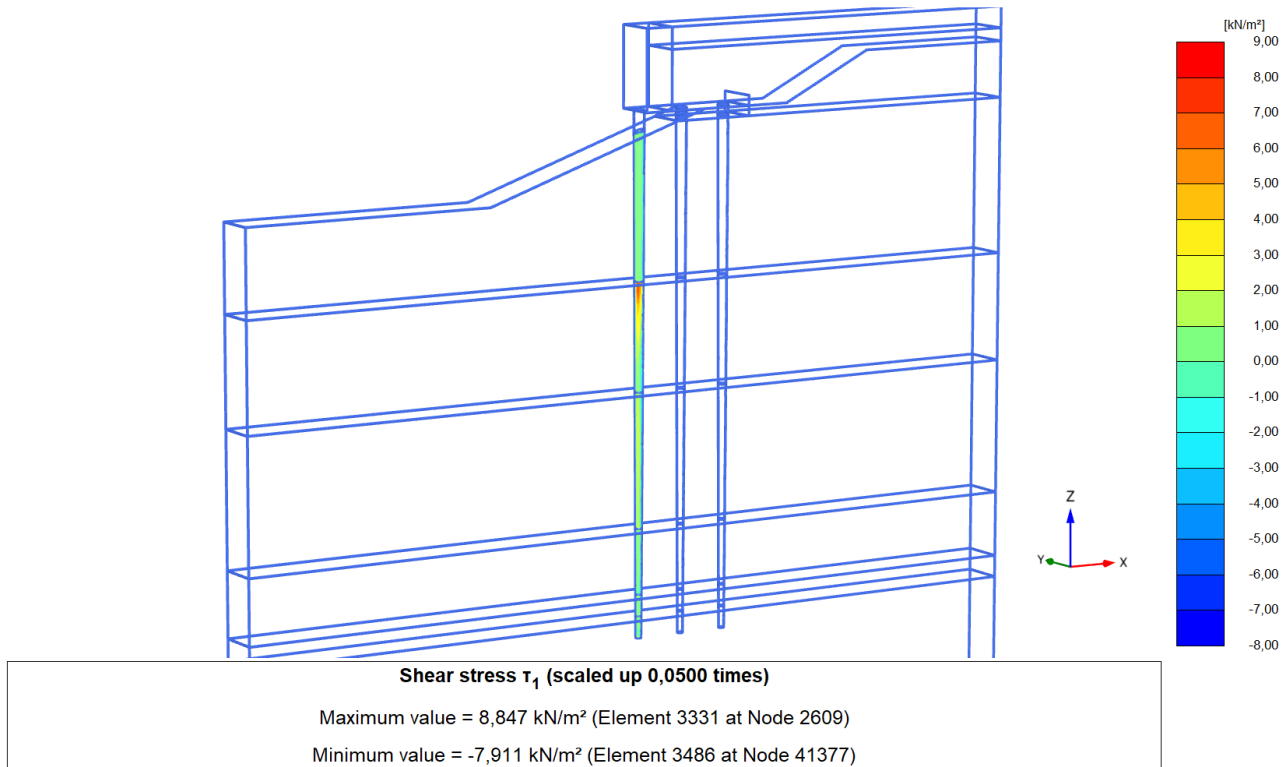


Figuur 3-2 Buigend moment waterzijdige paal in 'Toepassen baggerprofiel' (ingeklemde paalkop)

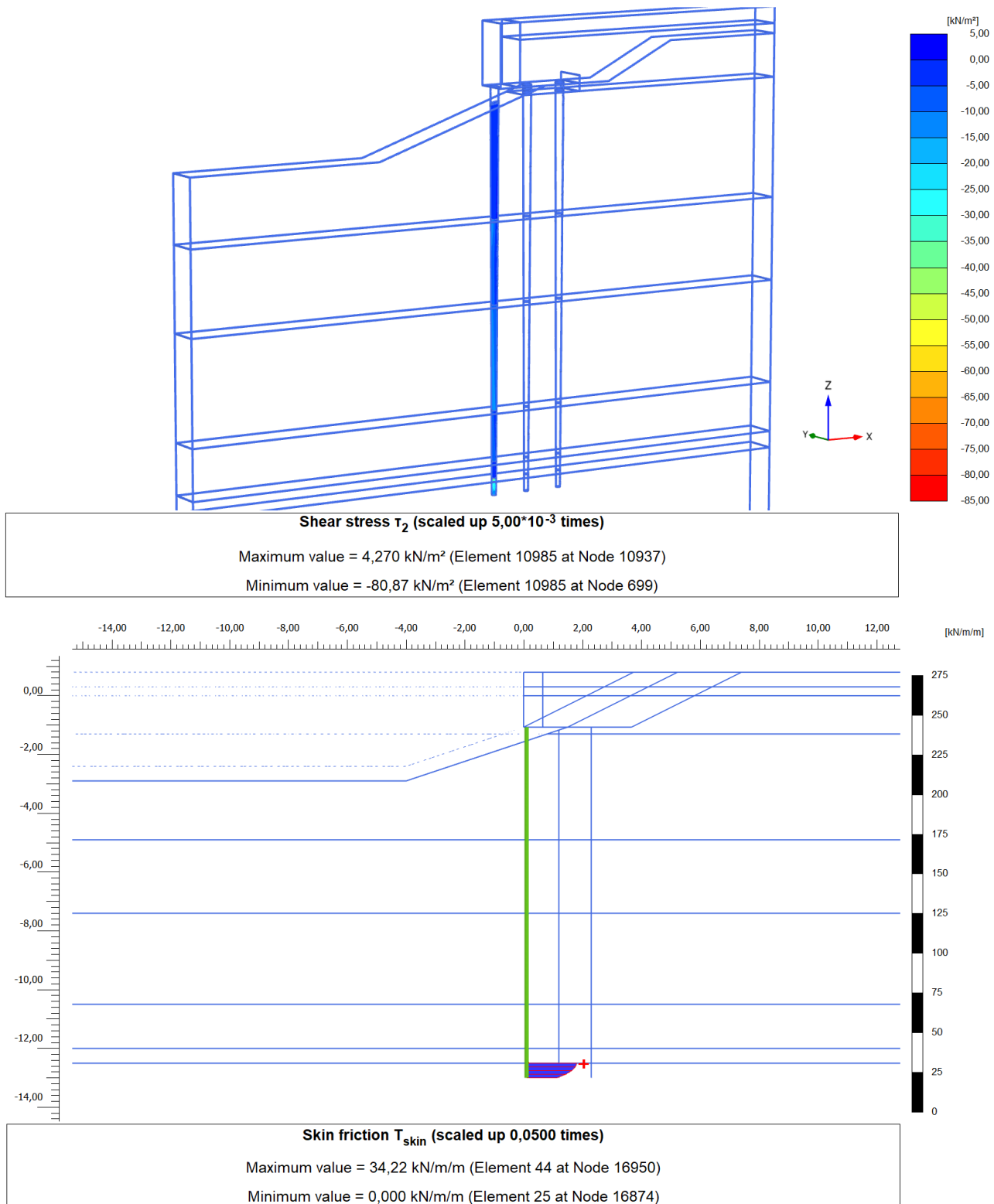




*Figuur 3-3 Dwarskracht waterzijdige paal in 'Toepassen baggerprofiel' (ingeklemde paalkop)*



*Figuur 3-4 Vergelijking schuifspanning loodrecht op waterzijdige paal 3D (boven) en 2D (onder)*

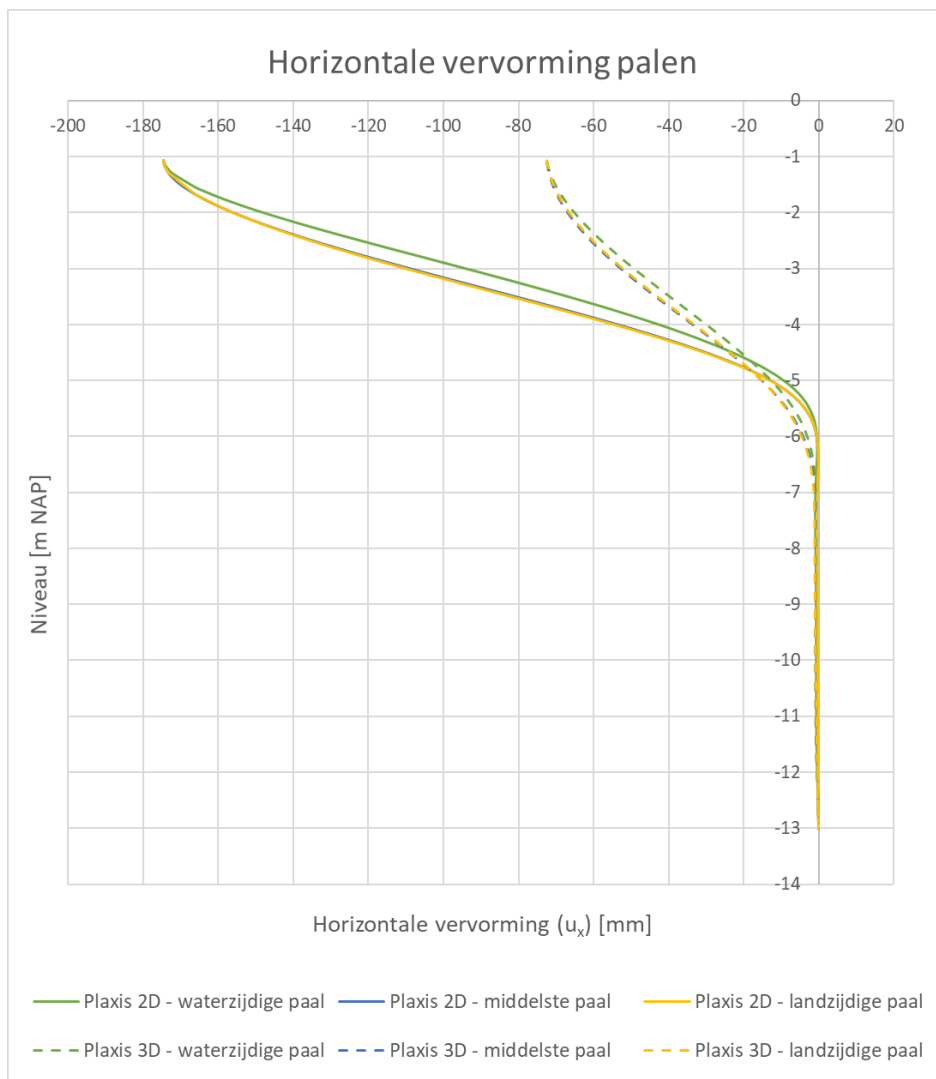


Figuur 3-5 Vergelijking schuifspanning evenwijdig waterzijdige paal 3D (boven) en 2D (onder)

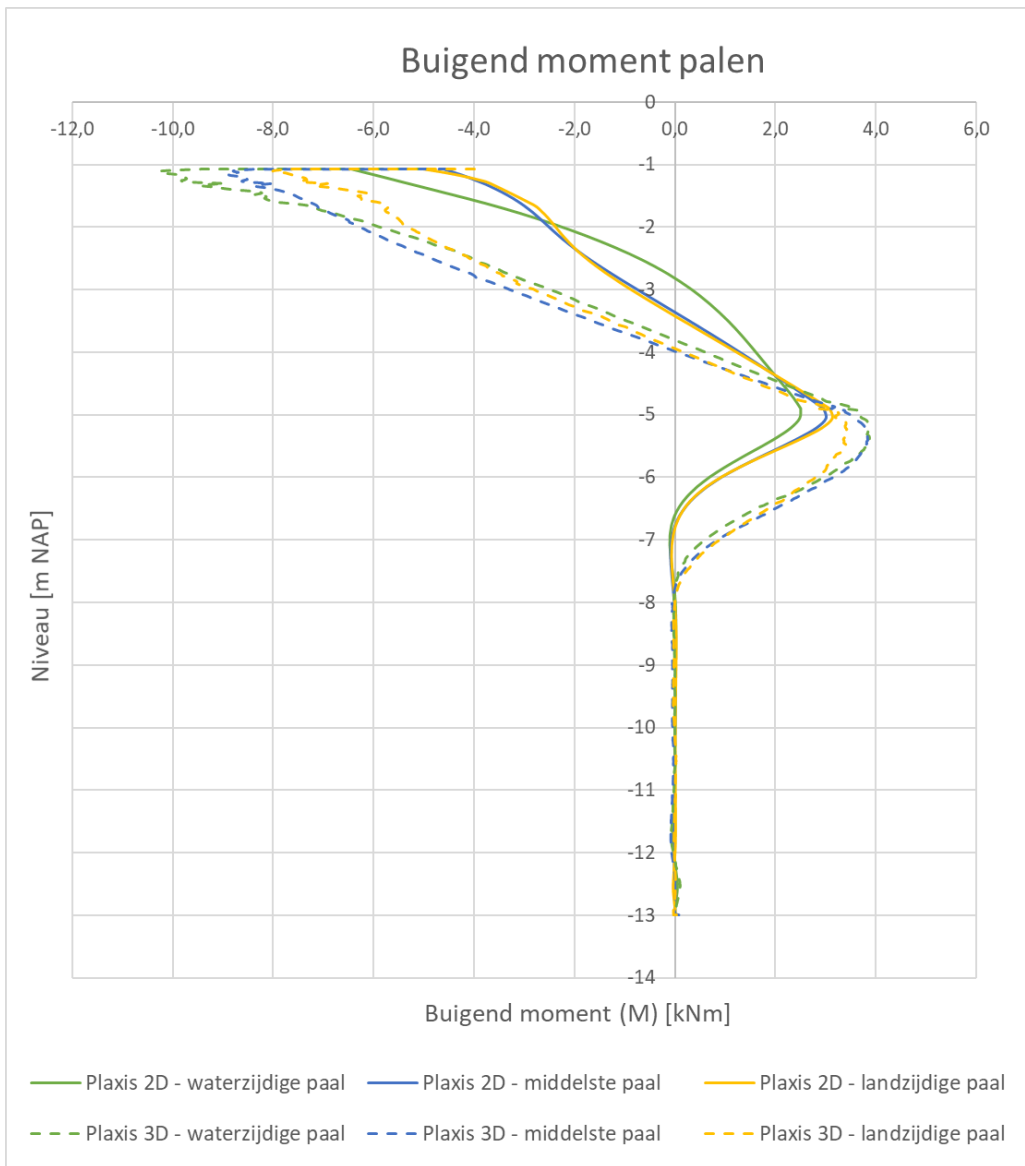
### 3.1.2 BGT1 – Afkeurniveau – 1 jaar

De fase 'BGT1 – Afkeurniveau – 1 jaar' is de fase waarin de degradatie tot 2022 heeft opgetreden en de belastingen bestaan uit de permanente parkeerbelasting en de variabele verkeerbelasting. In Figuur 3-6, Figuur 3-7 en Figuur 3-8 zijn de horizontale vervorming, buigend moment en dwarskracht in de palen voor zowel Plaxis 2D als Plaxis 3D gegeven. Opvallend is dat de horizontale vervorming van de palen in deze fase (BGT – Afkeurniveau – 1 jaar) in Plaxis 3D een stuk lager zijn dan in Plaxis 2D.

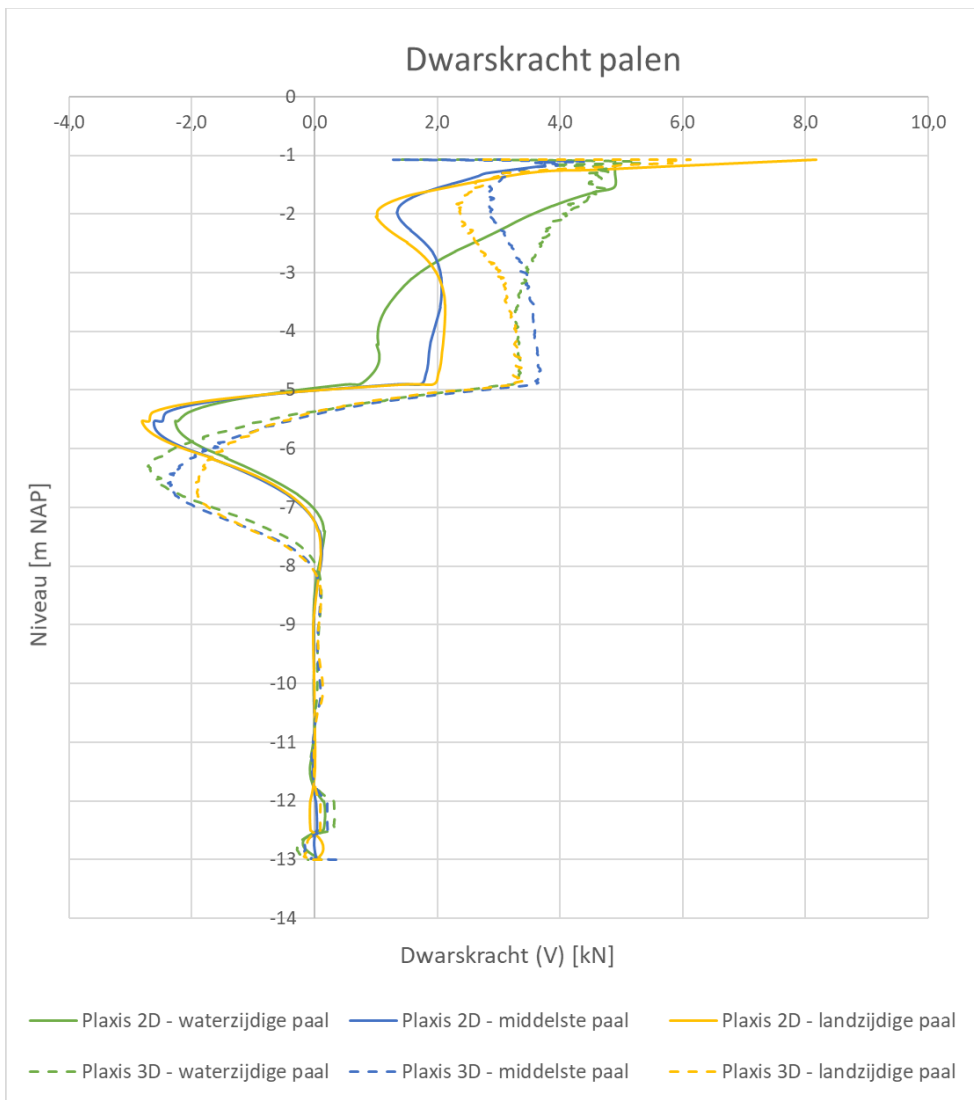
De totale dwarskracht in kop van de drie palen opgeteld is vergelijkbaar tussen Plaxis 2D en Plaxis 3D. Dit betekent dat de aandrijvende horizontale belasting op de palen nagenoeg gelijk is. De palen in Plaxis 3D vervormen een stuk minder, doordat de buigstijfheid (EI) van de palen na degradatie in Plaxis 3D een stuk hoger is dan in Plaxis 2D. In Plaxis 2D is namelijk na degradatie gerekend met de gereduceerde doorsnede van de palen, de kern. De schil is verwaarloosd en werkt niet mee in de buigstijfheid (EI). Zoals in paragraaf 2.1 is uitgewerkt, is in Plaxis 3D gerekend met een buigstijfheid op basis van een samengestelde doorsnede. Hierin heeft de schil dus ook aanzienlijke buigstijfheid en vervormen de palen (en de kadeconstructie) veel minder.



Figuur 3-6 Horizontale vervorming palen in BGT1 – Afkeurniveau – 1 jaar



*Figuur 3-7 Buigend moment palen in BGT1 – Afkeurniveau – 1 jaar*

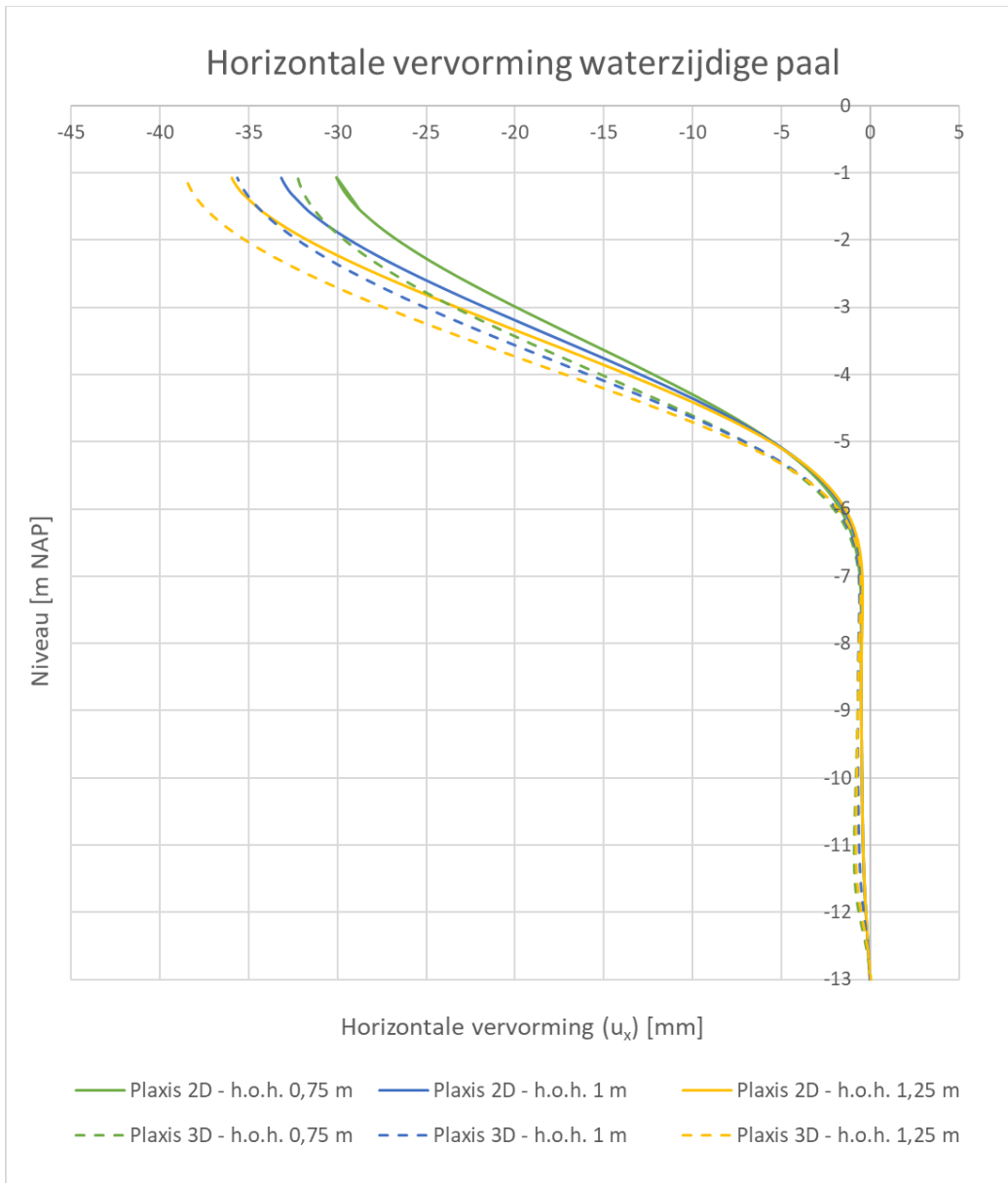


Figuur 3-8 Dwarskracht palen in BGT1 – Afkeurniveau – 1 jaar

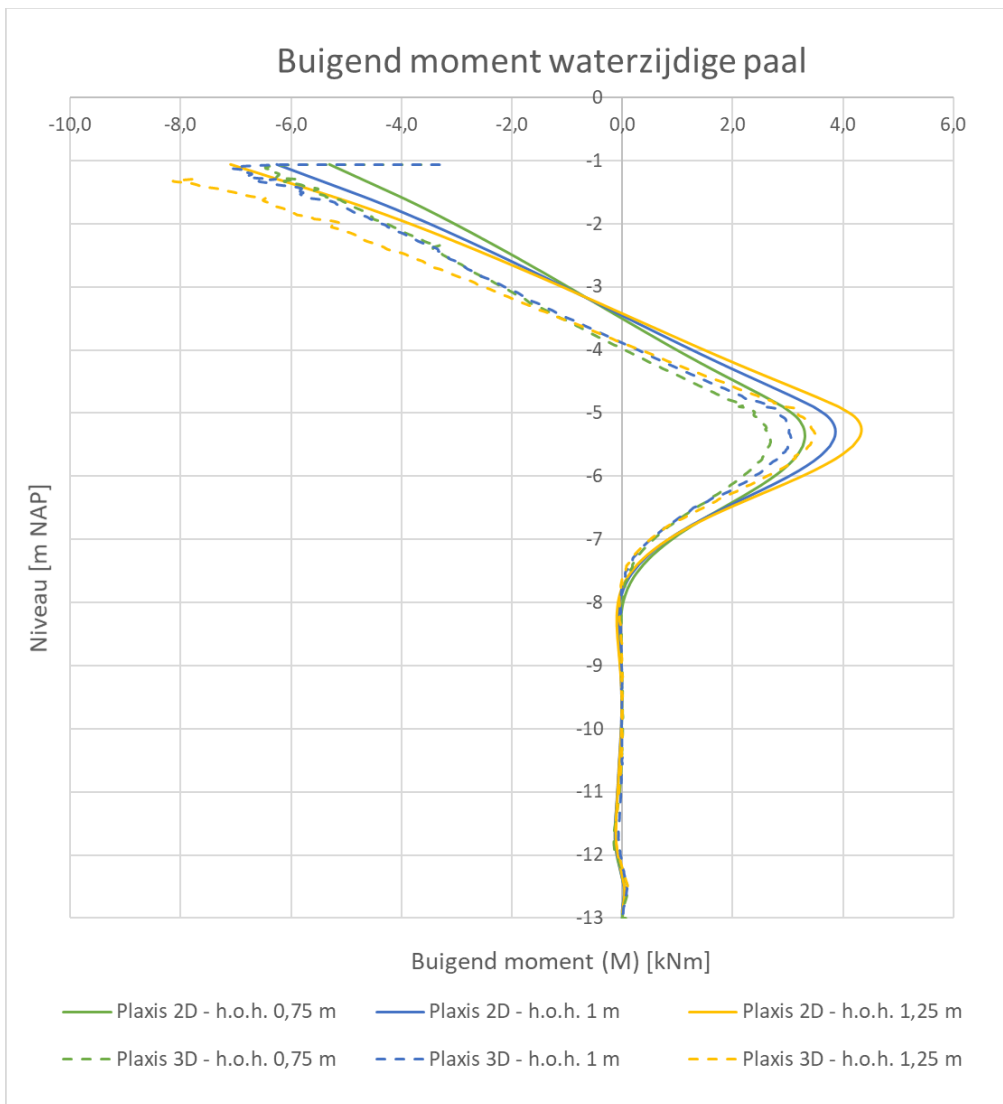
### 3.2 Invloed h.o.h. afstand palen in langsrichting

De invloed van de h.o.h. afstand van de palen in langsrichting is af te leiden op basis van de horizontale vervorming in Figuur 3-9, buigend moment in Figuur 3-10 en dwarskracht in Figuur 3-11. Op basis van de vervorming van de palen lijkt de invloed van de h.o.h. afstand vergelijkbaar in Plaxis 2D en Plaxis 3D. Bij een kleinere hart-op-hartafstand nemen de vervormingen af, terwijl de snedekrachten in de palen groter worden. De invloed van de hart-op-hartafstand  $3D_{paal}$  en  $5D_{paal}$  ten opzichte van de gemiddelde  $4D_{paal}$  is ca. +10% of -10%.

De verschillen tussen Plaxis 2D en 3D modellering bij dezelfde hart-op-hartafstand zijn vergelijkbaar met hetgeen in de voorgaande paragraaf is vastgesteld.

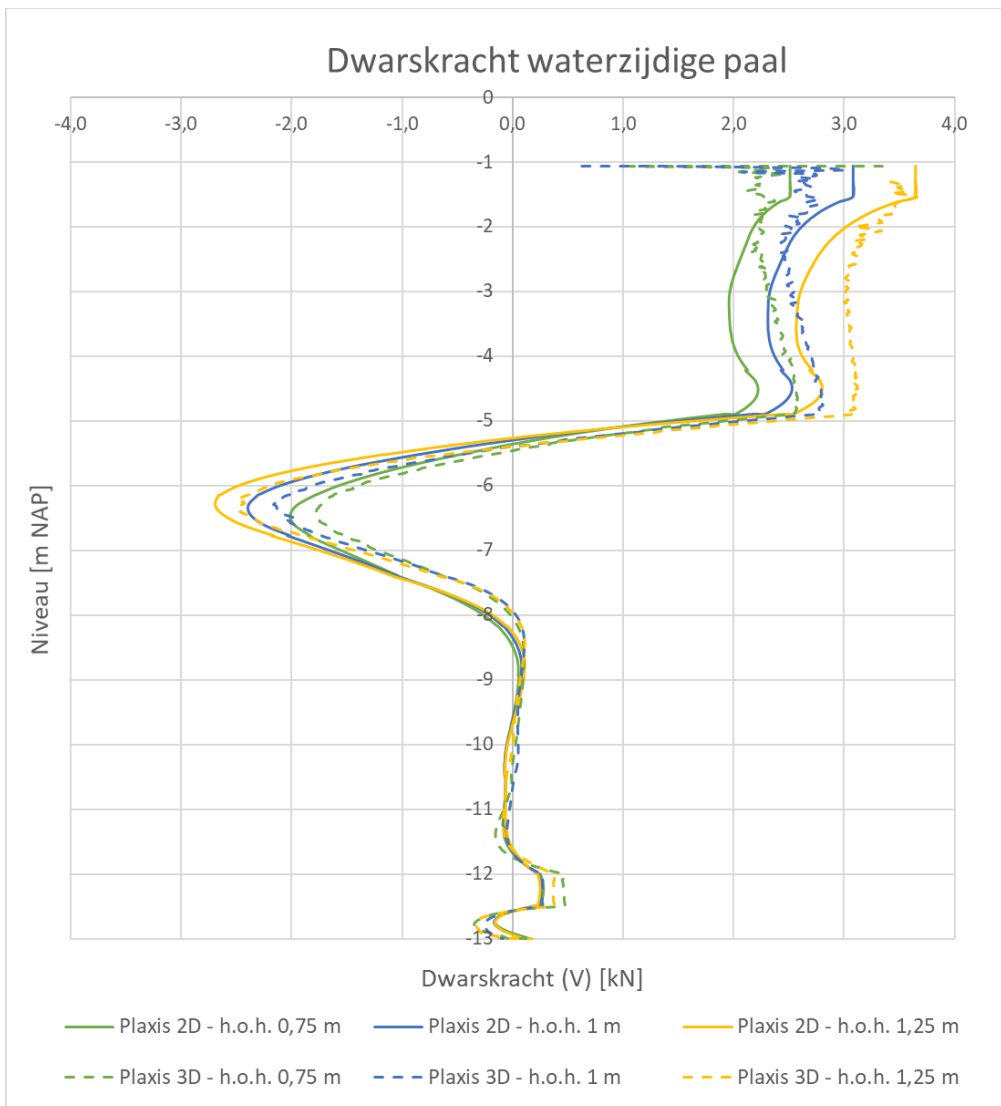


*Figuur 3-9 Horizontale vervorming waterzijdige paal, verschillende h.o.h. afstanden palen langsrichting*



*Figuur 3-10 Buigend moment waterzijdige paal, verschillende h.o.h. afstanden palen langsrichting*





Figuur 3-11 Dwarskracht waterzijdige paal, verschillende h.o.h. afstanden palen langsrichting

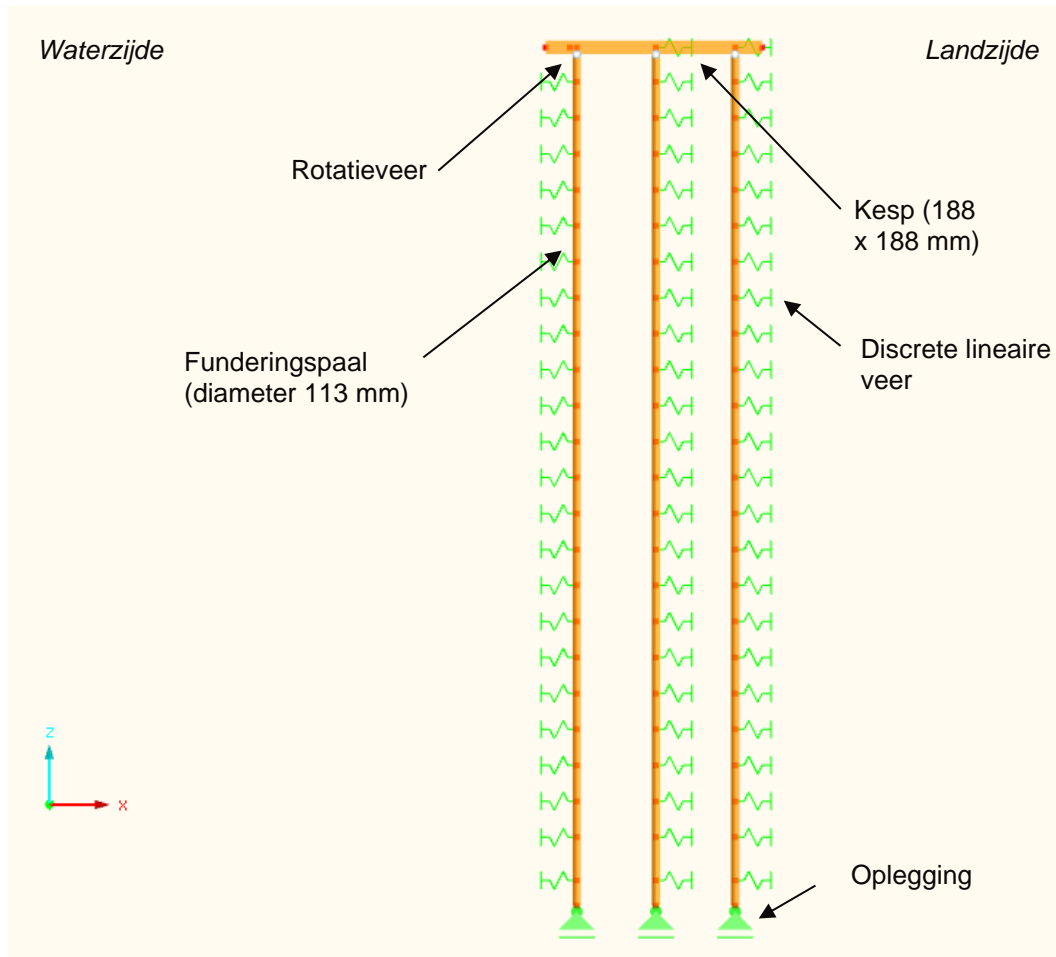
## 4 Uitgangspunten en modellering RFEM

Om de krachtwerking in de kessen en de palen uit Plaxis 2D te vergelijken met een constructief eindige elementenprogramma is de bestaande kadeconstructie gemodelleerd in RFEM. In dit hoofdstuk zijn de uitgangspunten en keuzes met betrekking tot de uitgangspunten en modellering weergegeven.

### 4.1 Modellering RFEM

De modellering van de kadeconstructie in RFEM is weergegeven in Figuur 4-1. De kadeconstructie is gemodelleerd middels een houten kesp die middels een rotatieveer is verbonden met de paal. De grond is gemodelleerd door middel van discrete lineaire veren met een onderlinge afstand van 0,5 m. De bepaling van de grondveer is beschreven in paragraaf 4.2. De oplegging ter plaatse van de paalpunt betreft een oplegging die alleen verticale krachten kan opnemen. Er is een schaduwberekening uitgevoerd waarbij de oplegging is vervangen door een verticale veer met een veerstijfheid van 3,5 MN/m (onderschatting van de werkelijke veerconstante). Uit de resultaten van deze schaduwberekening is gebleken dat de verschillen in horizontale verplaatsingen en interne krachten vergeleken met

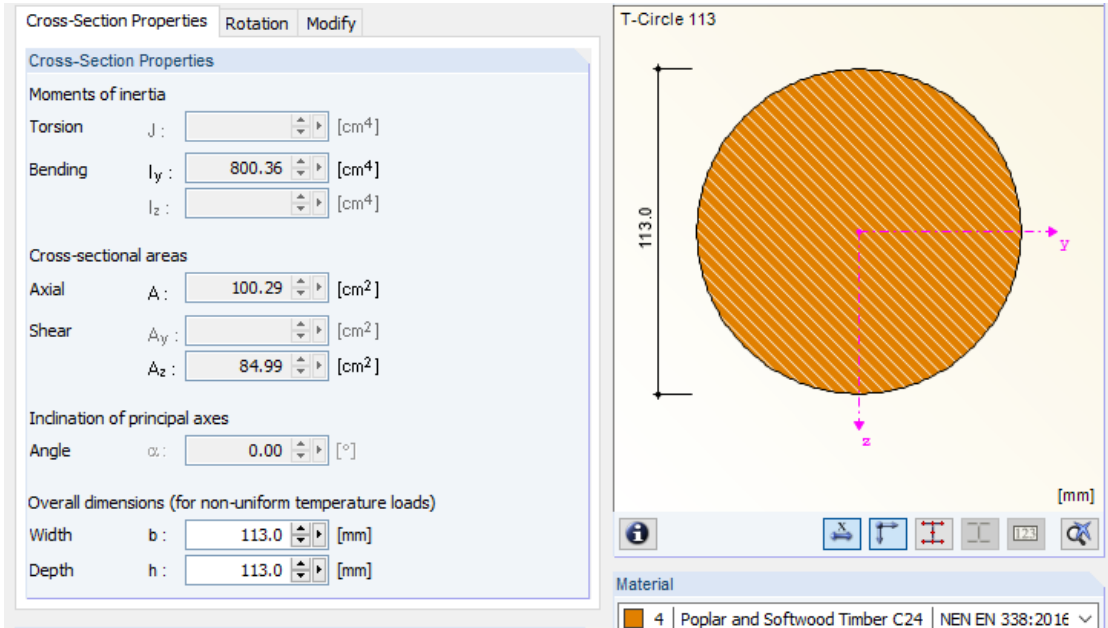
een verticale oplegging te verwaarlozen zijn. Aangezien de werkelijke verticale veerconstante hoger zal zijn dan 3,5 MN/m zal dit nog meer de oplossing van een oplegging benaderen en is deze wijze van modelleren daarom geoorloofd.



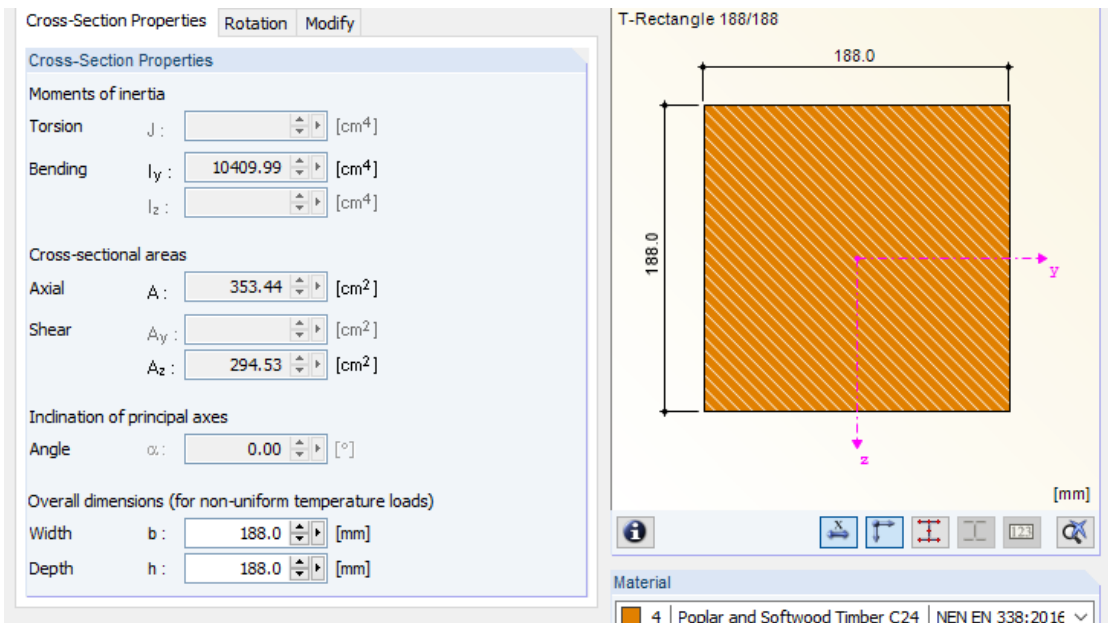
*Figuur 4-1 Model RFEM kadeconstructie Marnixkade*

De aangehouden eigenschappen van de houten palen en kesp zijn weergegeven in Figuur 4-2 en Figuur 4-3, alle eigenschappen zijn conform de rapportage betreffende de Marnixkade [2]. Er is geen rekening gehouden met het taps toelopen van de houten palen omdat dit ook in de Plaxis 2D analyse van de Marnixkade niet het geval is [2].

Specifiek voor de verbinding tussen de kesp en palen is een rotatieveer aangehouden met een waarde gelijk aan 100 kNm/rad, dit is gelijk aan de Plaxis 2D analyse van de Marnixkade [2].



Figuur 4-2 Eigenschappen houten palen



Figuur 4-3 Eigenschappen houten kespen

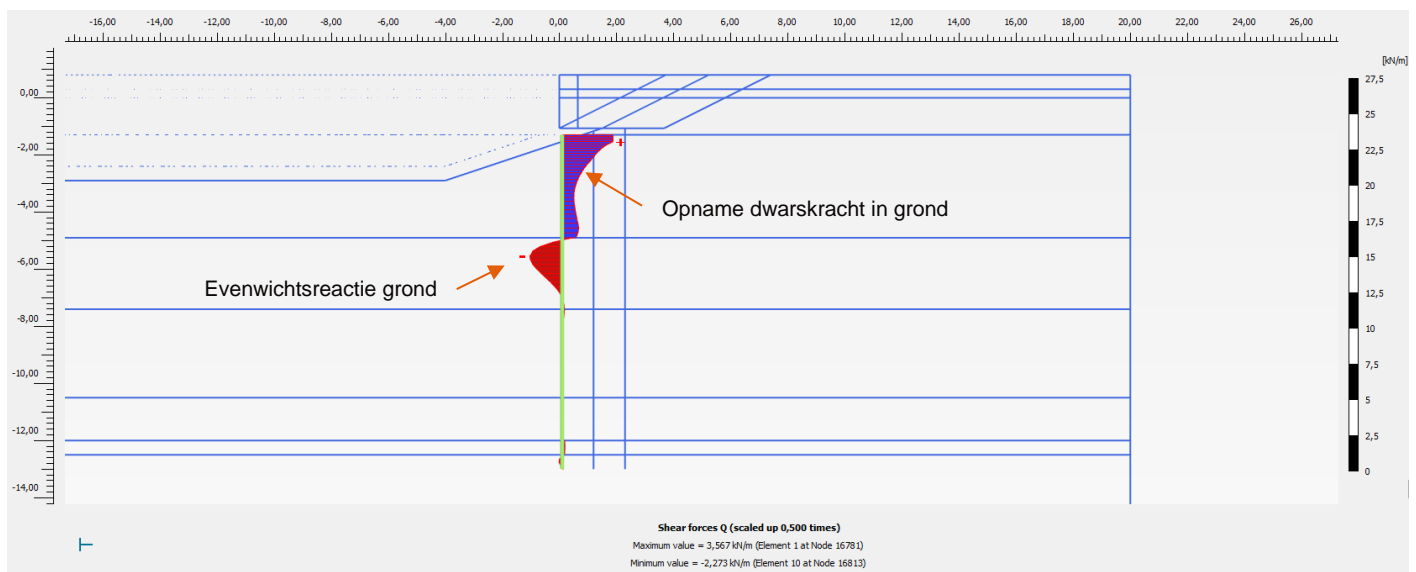
## 4.2 Afleiden grondveren palen

Doorgaans worden grondveren voor constructieve modellen bepaald met behulp van methodes zoals PY-curves of Ménard. Dit is hier niet gedaan omdat:

- De grond onder de palen feitelijk meebeweegt met de palen als gevolg van de belastingen achter de kadeconstructie, als de grond meebeweegt kan er weinig kracht afgedragen worden. Dit aspect wordt onvoldoende meegenomen in PY-curves en Ménard. Zie tevens Bijlage A.
- Er is schaduwwerking van de palen die achter en naast elkaar staan. Van Reese en Van Impe hebben reductiefactoren afgeleid om de invloed hiervan mee te nemen. Echter is onvoldoende duidelijk of dit ook voor houten palen met een relatief dunne diameter ten opzichte van de h.o.h. afstand ook van toepassing is.
- Specifiek voor PY-curves geldt dat deze met name zijn afgeleid voor zand en klei. De laag direct onder de kop van de palen bestaat uit veen waardoor er onvoldoende zekerheid is dat de PY-curves aan de bovenzijde van de paal correct zijn.

In Plaxis 2D wordt de interactie tussen grond en palen expliciet bepaald. Om de Plaxis 2D analyse te vergelijken met RFEM zijn daarom de grondveren voor RFEM bepaald op basis van de resultaten uit Plaxis 2D. Hierbij is de vervorming en de dwarskracht van de 'Embedded beam rows' uitgelezen. De dwarskracht aan de bovenzijde van de paal is gelijk aan de horizontale kracht die door die paal afgedragen dient te worden aan de grond. Het verloop van de dwarskracht over de diepte van de paal bepaald de afdracht en de tegenreactie van de grond, weergegeven in Figuur 4-4.

In de zone tussen NAP -3,0 m en NAP -5,0 m neemt de dwarskracht nauwelijks toe of af, de houten paal kan hier geen kracht afdragen omdat de grond hier evenveel beweegt als de paal en daarmee geen tegenreactie kan genereren.



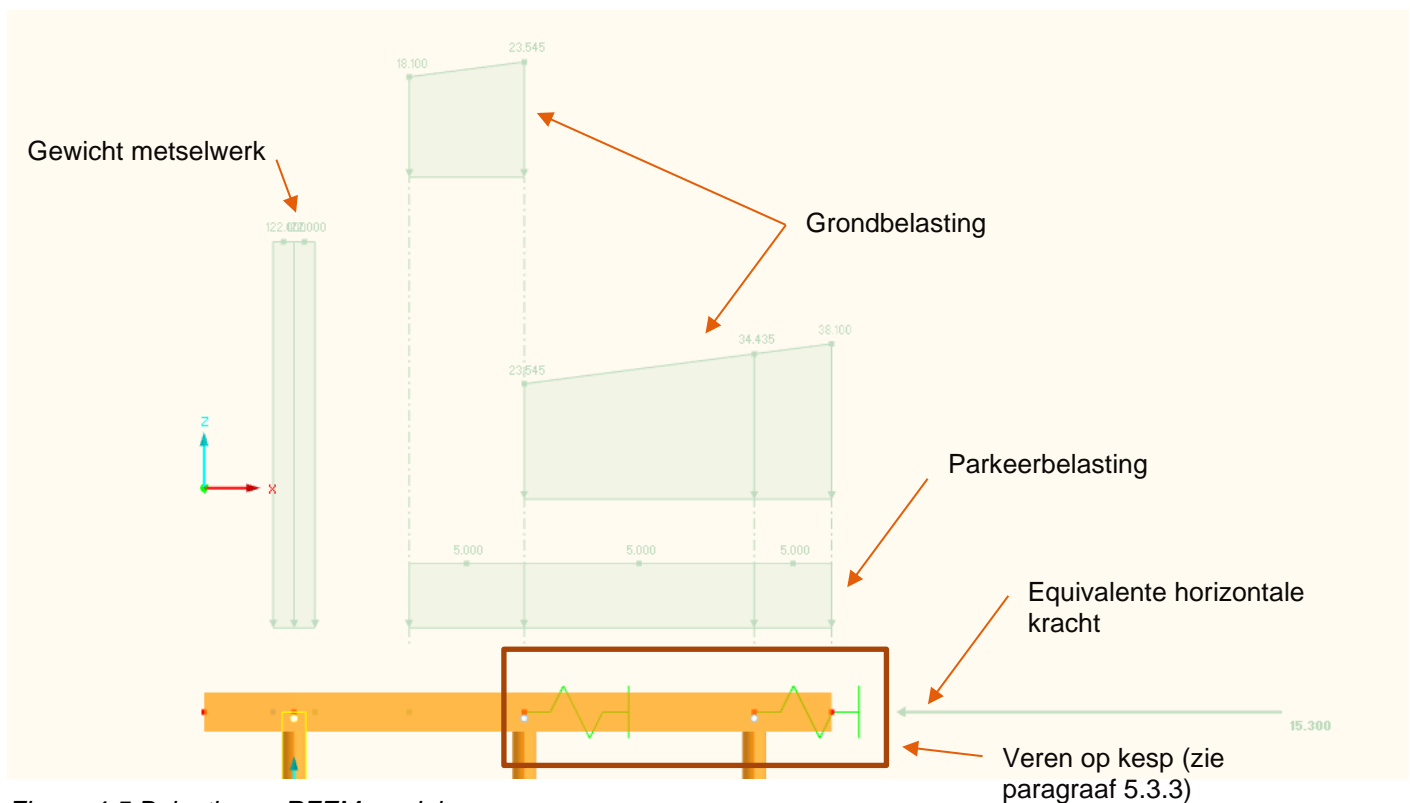
Figuur 4-4 Dwarskracht waterzijdige paal 'BGT1 – Afkeurniveau – 1 jaar' (na degradatie hout)

De discrete grondveren voor de waterzijdige, midden- en landzijdige paal zijn bepaald per halve meter. Het verschil in dwarskracht over elke halve meter per paal is gedeeld op de gemiddelde vervorming in die halve meter. De bepaalde grondveren zijn weergegeven in Bijlage A. Opgemerkt wordt dat deze analyse alleen van toepassing is voor dit specifieke belastinggeval, bij een ander belastinggeval dienen de afdracht van dwarskracht en optredende vervorming opnieuw beschouwd te worden.

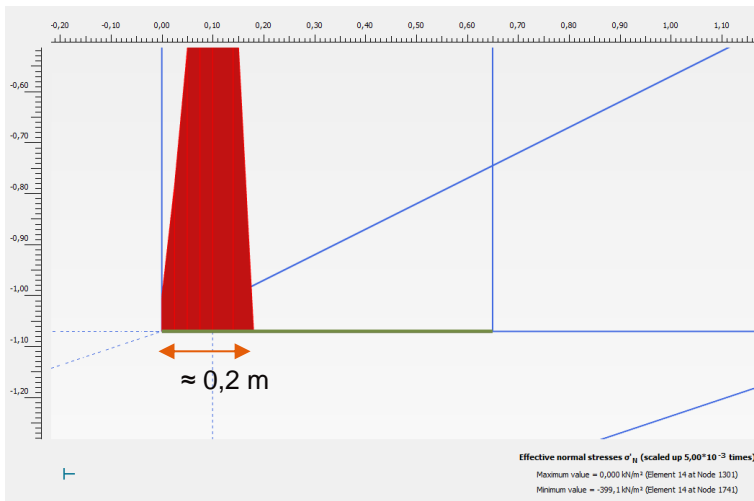
## 4.3 Belastingen

De belastingen in het RFEM model zijn weergegeven in Figuur 4-5, hiervoor geldt het volgende;

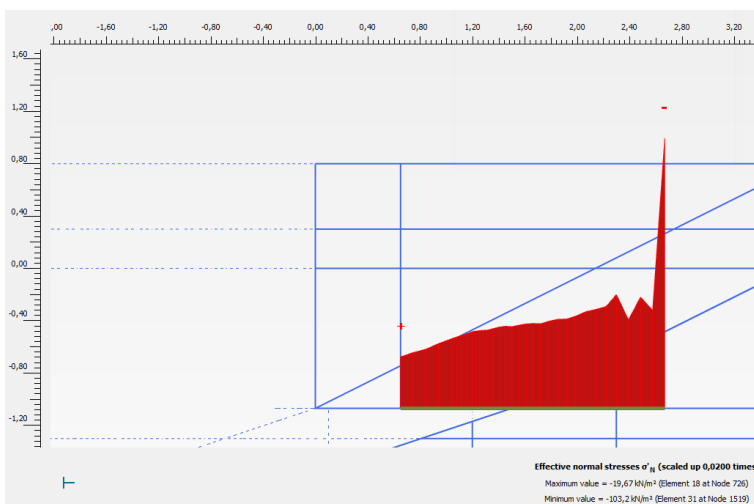
- Het gewicht van het metselwerk en de werkende breedte zijn bepaald met behulp van Plaxis. Uit Plaxis volgt dat de werkende breedte van het metselwerk 0,2 m is (weergegeven in Figuur 4-6). Het totale gewicht van het metselwerk is  $20 \times 0,65 \times (1,07 + 0,8)$  is 24,3 kN. De belasting in RFEM is  $24,3 \text{ kN} / 0,2 = 122 \text{ kN/m}$ .
- Het verloop van de grondbelasting is bepaald op basis van Plaxis (weergegeven in Figuur 4-7). De gemiddelde grondbelasting is gelijk aan:  
 $(\text{NAP } +1,0 \text{ m} - \text{NAP } -0,4 \text{ m}) \times 18 \text{ kN/m}^3 + (\text{NAP } -0,4 \text{ m} - \text{NAP } -1,07 \text{ m}) \times 10 \text{ kN/m}^3 = 28,6 \text{ kN/m}^2$ .  
 Op basis van Plaxis, visueel weergegeven in Figuur 4-7, is dit vertaald naar een lineaire lijnlast van 18,6 kN/m oplopend naar 38,6 kN/m. Uit de Plaxis-analyse blijkt dat een drukboog tussen het metselwerk en de kespen ontstaat waardoor de grondbelasting niet uniform aangrijpt maar lineair verloopt.
- De parkeerbelasting van 5 kN/m is apart meegenomen omdat de grondbelasting is bepaald op basis van de gewichten. De in Figuur 4-7 weergegeven grondbelastingen zijn visueel beschouwd om de drukboog in te schatten, waardes hieruit zijn niet meegenomen.
- De equivalente horizontale belasting geeft alle horizontale kracht weer die via de constructie wordt afgedragen op de houten palen. De sommatie van de dwarskracht aan de bovenzijde van de palen levert de equivalente horizontale kracht op die dient als input voor de analyse in RFEM, deze is gelijk aan 15,3 kN.



Figuur 4-5 Belastingen RFEM-model



Figuur 4-6 Plaxis 2D - gewicht metselwerk



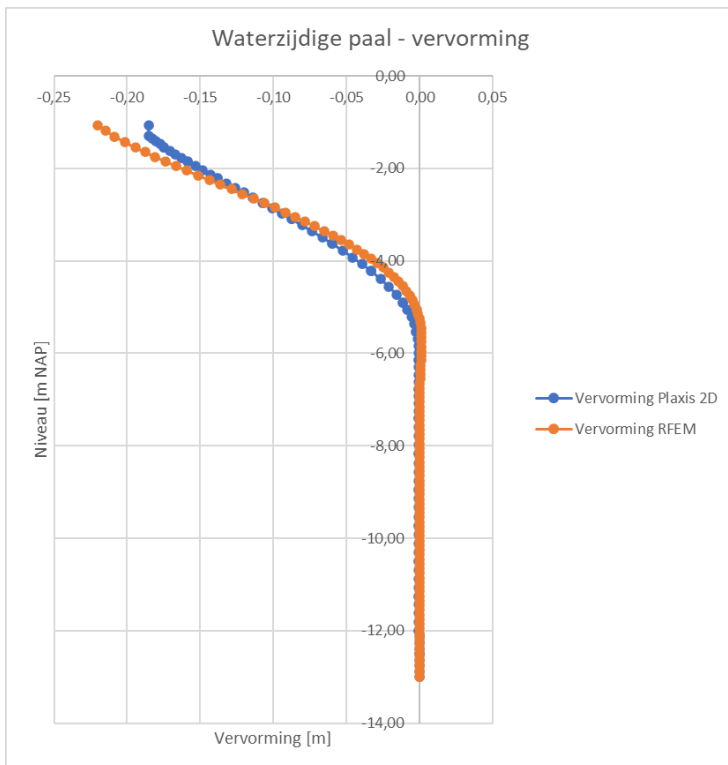
Figuur 4-7 Plaxis 2D – verticale grondbelasting

## 5 Betrouwbaarheidsanalyse Plaxis 2D – RFEM

In dit hoofdstuk is de betrouwbaarheidsanalyse van Plaxis 2D ten opzichte van RFEM beschouwd. Er is onderscheid gemaakt tussen vervormingen en de snedekrachten in de kessen en funderingspalen. Hierbij zijn de resultaten vergeleken voor 'BGT1 – Afkeurniveau – 1 jaar' (na degradatie hout)' op basis van het model met rotatieveer. Alle resultaten zijn visueel weergegeven in Bijlage B.

### 5.1 Vervormingen

De vervormingen van de waterzijdige paal zijn weergegeven in Figuur 5-1, de vervormingen van de middelste paal en landzijdige paal zijn nagenoeg gelijk en daarom in het kader van dit memo niet gepresenteerd. Uit Figuur 5-1 blijkt dat het verloop van de vervormingen over de hoogte redelijk overeenkomt. Bij NAP -6,0 m is de vervorming van de houten palen nagenoeg nul. De absolute vervorming van Plaxis 2D aan de kop van de paal is 195 mm, die van RFEM is 220 mm. Het verschil van ca. 13 % wordt in het kader van deze analyse acceptabel geacht.



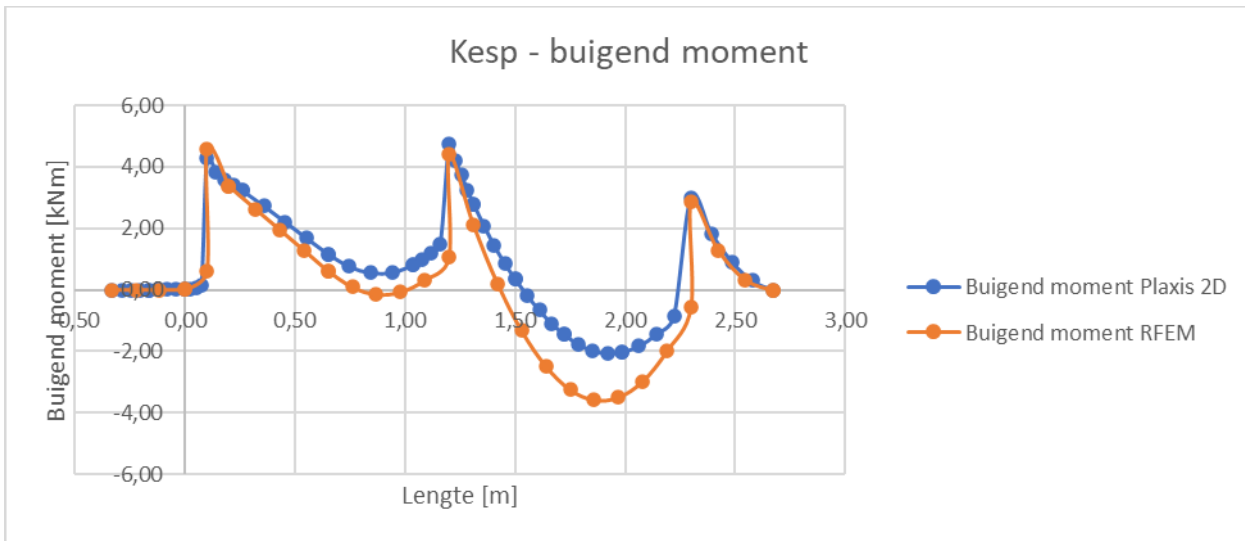
Figuur 5-1 Vervorming waterzijdige paal Plaxis 2D en RFEM

## 5.2 Snedekrachten kesp

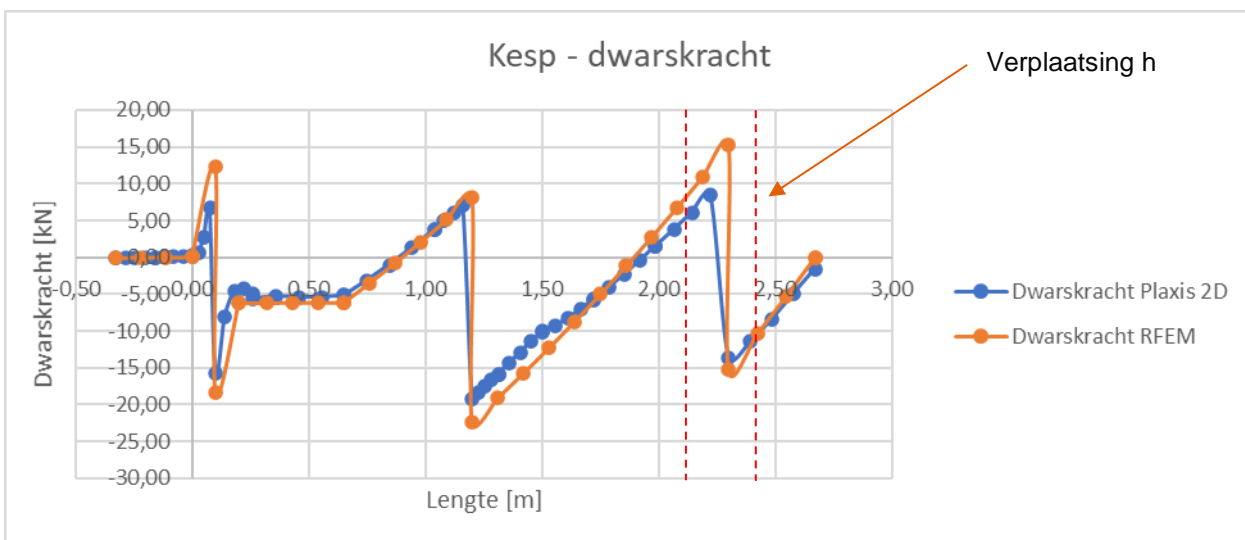
De snedekrachten van de kesp zijn weergegeven in Figuur 5-2 en Figuur 5-3. Het verloop van zowel het buigende moment als de dwarskracht komen goed overeen. Wat opvalt is dat ter hoogte van het metselwerk de buigende momenten en dwarskrachten nagenoeg gelijk zijn terwijl het veldmoment tussen de middelste en landzijdige paal licht afwijkt. Verklaring hiervoor is dat de belasting in RFEM zich niet aanpast als gevolg van stijfheidsverschillen, dit is waarschijnlijk de reden dat meer belasting direct naar de houten palen wordt afgedragen en daarmee de kesp niet wordt belast. Het absolute buigende moment van de kesp in Plaxis 2D is 4,75 kNm, die van RFEM is 4,6 kNm. Het verschil van ca. 3 % wordt in het kader van dit memo acceptabel geacht.

De absolute dwarskracht van de kesp in Plaxis 2D is 8,42 kN, die van RFEM is 15,3 kN. Het verschil is ca. 81 %. Dit wordt verklaard door het feit dat de normaalkracht in de midden paal en landzijdige paal in RFEM hoger is dan die in Plaxis. Verklaring hiervoor is het feit dat in Plaxis 2D de kesp over het achterste gedeelte aanligt aan de grond en daarmee een deel van de kracht aan de grond afdraagt. Het is niet ondenkbaar dat de grond onder de kesp in de loop der tijd is gezakt en dat de aanligging aan de grond zoals te zien in Plaxis 2D er in werkelijkheid niet is. Er wordt daarom geadviseerd om in het vervolg de kadeconstructies in Plaxis te modelleren met een kleine spleet onder de gehele kesp. Hiermee is er meer afdracht richting de houten palen en sluiten de dwarskrachten lijnen beter aan.

Opgemerkt wordt dat de toetsing van de dwarskracht niet gebaseerd wordt op de maximale dwarskracht maar gegeven artikel 6.1.7 (3) van de NEN-EN 1995-1-1 getoetst mag worden op een afstand  $h$  uit de rand van de paal. Er is rekening gehouden met insnoering van de kesp boven de paal door de halve kesp mee te nemen. De afstand  $h$  vanaf het hart van de paal is hiermee gelijk aan  $0,5 \times 113 \text{ mm} + 0,8 \times 188 \text{ mm}$  is ca. 0,15 m. De dwarskracht in RFEM en Plaxis 2D zijn hier nagenoeg gelijk.



Figuur 5-2 Buigend moment kesp Plaxis 2D en RFEM



Figuur 5-3 Dwarskracht kesp Plaxis 2D en RFEM

## 5.3 Snedekrachten houten palen

### 5.3.1 Normaalkracht

De normaalkracht aan de kop van de paal voor zowel de waterzijdige, midden alsmede de landzijdige paal is weergegeven in Tabel 5-1. Uit de resultaten blijkt dat de normaalkracht in de waterzijdige paal nagenoeg gelijk is (verschil van 3%) terwijl de midden paal en landzijdige paal afwijken (verschil van 18% à 26%). Verklaring hiervoor is het feit dat in Plaxis 2D de kesp over het achterste gedeelte aanligt aan de grond en daarmee een deel van de kracht aan de grond afdraagt. De maatgevende snedekracht treedt op in de waterzijdige paal waardoor het verschil tussen RFEM en Plaxis 2D verwaarloosbaar is.



Tabel 5-1 Resulterende normaalkracht in houten paal

	<b>N<sub>kar</sub> Waterzijdige paal</b> <b>[kN]</b>	<b>N<sub>kar</sub> Midden paal</b> <b>[kN]</b>	<b>N<sub>kar</sub> Landzijdige paal</b> <b>[kN]</b>
<b>Plaxis 2D</b>	-31,31	-25,70	-24,20
<b>RFEM</b>	-30,54	-30,42	-30,55
<b>Afwijking</b>	-3%	+18%	+26%

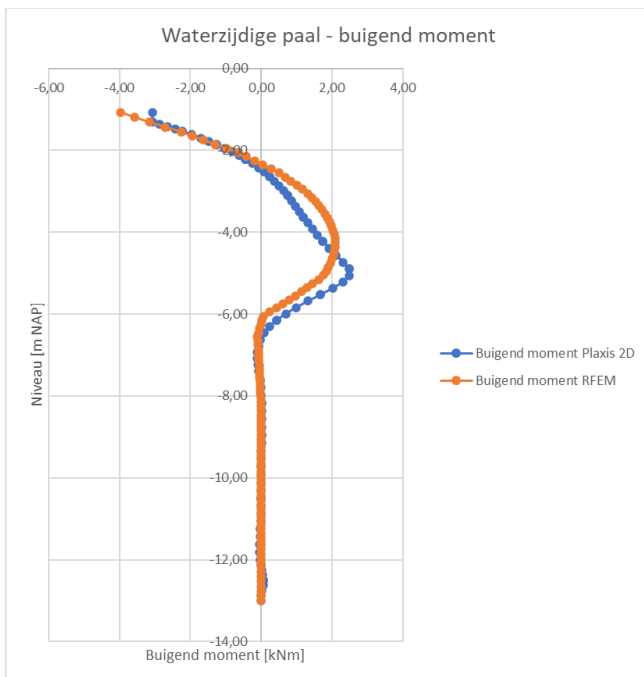
### 5.3.2 Buigend moment

Het buigende moment aan de kop en in het veld van de paal voor zowel de waterzijdige, midden alsmede de landzijdige paal is weergegeven in Tabel 5-2. Een visuele weergave is gepresenteerd in Figuur 5-4. Het buigende momenten verloop van zowel Plaxis 2D als RFEM lijkt op elkaar. RFEM resulteert in hogere kopmomenten terwijl Plaxis 2D resulteert in hogere veldmomenten, ca. 30%. Te zien is, dat dit aan de kop wordt veroorzaakt door het noodzakelijk verschil van de rotatieveer in de modellering bij Plaxis, die zich 0,25 m dieper bevindt dan in RFEM. Op die diepte en is het verschil nihil.

Aanbevolen wordt in de TAK op te nemen, dat de rotatieveer in Plaxis 2D zodanig wordt gemodelleerd, dat die zo dicht mogelijk onder de kesp zit. Als praktische afmeting wordt aanbevolen de halve kesphoogte te hanteren, dit is tevens de locatie waar de krachten getoetst dienen te worden (overgang kesp naar paal).

Tabel 5-2 Resultierend buigend moment in houten paal

	<b>M<sub>kar</sub> Waterzijdige paal</b> <b>kop / veld [kNm]</b>	<b>M<sub>kar</sub> Midden paal</b> <b>kop / veld [kNm]</b>	<b>M<sub>kar</sub> Landzijdige paal</b> <b>kop / veld [kNm]</b>
<b>Plaxis 2D</b>	-3,07 / 2,49	-2,96 / 2,90	-3,12 / 2,97
<b>RFEM</b>	-3,98 / 2,08	-3,35 / 2,20	-3,42 / 2,16
<b>Afwijking</b>	+30% / -16%	+13% / -24%	+10% / -27%



Figuur 5-4 Buigende moment in waterzijdige paal Plaxis 2D en RFEM

### 5.3.3 Dwarskracht

De dwarskracht aan de kop van de paal voor zowel de waterzijdige, midden alsmede de landzijdige paal is weergegeven in Tabel 5-3. Een visuele weergave is gepresenteerd in Figuur 5-5. Het algehele beeld gepresenteerd in de onderstaande figuur komt overeen. Wel treedt een absolute overschrijding van 42% ten opzichte van Plaxis op aan de kop in de midden paal (visueel weergegeven in Figuur 5-5). Hier is de dwarskracht in de eerste 0,1 m hoger waarna het beeld in Plaxis 2D gevolgd wordt.

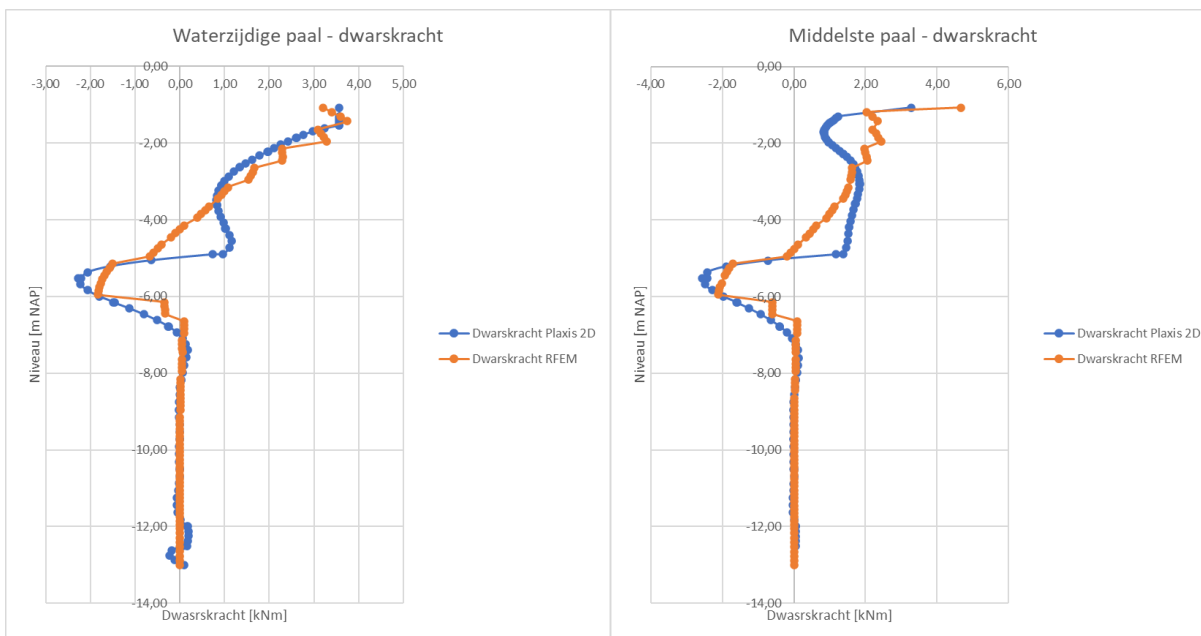
De grotere dwarskracht in de eerste 0,1 m wordt veroorzaakt door de afdracht van de dwarskracht via “*plate elementen*” en niet via de “*embedded beam rows*” in Plaxis, dit is in RFEM vertaald door twee veren op te nemen ter hoogte van de kesp (midden- en landzijdige paal) (zie Figuur 4-5). De waterzijdige paal heeft deze veer niet omdat de grond hier lager ligt. De veerstijfheden van deze veren zijn bepaald met het verschil in dwarskracht tussen -1,3 m (bovenzijde talud t.h.v. paal waterzijde) en kespniveau in de “*plate elementen*” en de verplaatsing op kespniveau in de “*plate elementen*”.

Gegeven bovenstaand uitgangspunt en het feit dat discrete veren om de halve meter zijn gemodelleerd ontstaat een modelonnauwkeurigheid bij de aansluiting ter hoogte van de rotatieveer. Dit wordt verder onderbouwd door het feit dat deze afwijking niet aanwezig is bij de aansluiting van de waterzijdige kesp, hier ligt geen grond tegen de “*plate elementen*” aan.

Gegeven het feit dat de dwarskrachtlijnen onder het punt van de rotatieveer goed met elkaar overeenkomen wordt dit acceptabel geacht. Met het advies om afstand tussen hart kesp en rotatieveer te verkleinen wordt dit effect tevens geminimaliseerd.

Tabel 5-3 Resulterende dwarskracht in houten paal

	$V_{kar}$ Waterzijdige paal [kN]	$V_{kar}$ Midden paal [kN]	$V_{kar}$ Landzijdige paal [kN]
<b>Plaxis 2D</b>	3,57	3,28	8,48
<b>RFEM</b>	3,20	4,66	10,81
<b>Afwijking</b>	-10%	+42%	+27%



Figuur 5-5 Dwarskracht in waterzijdige en midden paal Plaxis 2D en RFEM

## 6 Conclusies en aanbevelingen voor het TAK

Ter validatie van de verificatiemethode met een Plaxis 2D analyse is een betrouwbaarheidsanalyse uitgevoerd. De validatieberekeningen zijn uitgevoerd voor de case Marnixkade, die een veel voorkomende opbouw heeft van een metselwerk wand op een houten vloer, voorzien van een fundering van houten kespen en te lood staande houten palen.

Het doel van de betrouwbaarheidsanalyse is om aan te tonen dat de rekenmethode met Plaxis 2D conform het TAK, gegeven de schematisering van houten palen als *embedded beam rows* met een uniforme diameter en de kespen als een 'plate element', met voldoende betrouwbaarheid kan worden toegepast om de kademuur te modelleren en de resultaten van de berekeningen te gebruiken voor de toetsing van de constructieve veiligheid. Hiervoor zijn een Plaxis 3D analyse en een RFEM analyse uitgevoerd.

Hieronder zijn de conclusies en aanbevelingen uit de validatie opgesomd.

### 6.1 Conclusies Plaxis 3D validatie

1. In Plaxis 2D zijn de houten palen gemodelleerd met *embedded beam rows* met een uniforme diameter, terwijl in Plaxis 3D de palen met taps toelopende volume-elementen zijn gemodelleerd. Uit de validatie met Plaxis 3D blijkt dat wanneer de aangetaste schil wordt verwaarloosd de invloed van de tapsheid van de palen verwaarloosbaar is. De vervorming en de snedekrachten komen in Plaxis 2D en Plaxis 3D goed overeen (binnen een afwijking van 10%).
2. Het modelleren van de houten paal in Plaxis 2D met een diameter op een diepte van ca.  $0,25 \times L_{\text{paal}}$  onder de paalkop lijkt een realistische schematisatie. Om deze reden wordt geadviseerd om de huidige modelleringswijze in Plaxis 2D conform het TAK [1] ongewijzigd te laten. Opgemerkt wordt, dat de diepte van  $0,25 \times L_{\text{paal}}$  onder de paalkop is gekozen o.b.v. de resultaten van de snedekrachten in de palen, die in dit geval in de bovenste helft van de palen domineerden. Bij een sterk afwijkende bodemopbouw en /of paallengte kan dit niveau op een andere diepte liggen. Zie aanbeveling 1 voor het TAK in paragraaf 6.3.
3. In Plaxis 3D is tevens de invloed van het modelleren van de aangetaste zachte schil onderzocht. Op basis van de vergelijking tussen de resultaten uit Plaxis 2D en Plaxis 3D voor de BGT fase na degradatie van het hout volgt, dat het meenemen van de zachte schil kan leiden tot een aanzienlijke toename van de buigstijfheid (EI) van de palen en daarmee leiden tot een significante invloed op de vervorming en snedekrachten in de palen.
4. De invloed van de h.o.h. afstand van de palen is onderzocht. Op basis van de vervorming van de palen lijkt de invloed van de h.o.h. afstand vergelijkbaar in Plaxis 2D en Plaxis 3D. Bij een kleinere hart-op-hartafstand nemen de vervormingen af, terwijl de snedekrachten in de palen logischerwijs toenemen. De invloed van de hart-op-hartafstand  $3D_{\text{paal}}$  en  $5D_{\text{paal}}$  ten opzichte van de gemiddelde  $4D_{\text{paal}}$  is ca. +10% of -10%. De verschillen tussen Plaxis 2D en 3D modellering bij dezelfde hart-op-hartafstand zijn steeds orde 10%.

### 6.2 Conclusies RFEM validatie

1. Op basis van de vergelijking tussen de resultaten uit Plaxis 2D en RFEM blijkt dat de vervormingen van de twee modellen vergelijkbaar zijn, de afwijking is 10 à 15%.
2. De snedekrachten in de kespen zijn vergelijkbaar en geven eenzelfde beeld in RFEM en Plaxis 2D. Buigende momenten en dwarskrachten waarop de toetsing gebaseerd is wijken nauwelijks af.
3. De snedekrachten in de houten palen geven eenzelfde beeld in RFEM en Plaxis 2D. De normaalkrachten in de waterzijdige palen zijn nagenoeg gelijk, de normaalkracht in de midden- en landzijdige paal wijken af. Hier wordt geadviseerd om bij nieuwe rakken in Plaxis 2D een kleine spleet te modelleren tussen de kesp en de grond onder de kesp om zo alle krachtsafdracht richting de houten paal te bewerkstelligen.

4. In het algemeen blijkt dat de kopmomenten in RFEM hoger zijn en dat de veldmomenten in Plaxis 2D hoger zijn. De buigende momenten in de houten palen wijken maximaal 30% af vanwege een noodzakelijk verschil in modellering van de rotatieveer, die zich in het Plaxismodel op 0,25 m onder de kesp bevindt. Gegeven de verschillende softwarepakketten en complexiteit van de constructie worden de verschillen in uitkomst acceptabel geacht.
5. De dwarskrachten in de houten palen wijken maximaal 42% af, de dwarskrachten in de midden paal zijn hoger in RFEM dan die in Plaxis 2D. Deze afwijking is alleen van toepassing ter hoogte van de aansluiting tussen de kesp en paal middels de rotatieveer. Vanwege de modellering in het Plaxismodel, zie punt 4, is hier in RFEM op aangesloten door de afdracht op de “plate elementen” mee te nemen als veer op het niveau van de kesp, dit resulteert in een afwijking in de eerste 0,1 m.
6. Concluderend kan Plaxis 2D van toepassing verklaard worden voor de bepaling van de doorsnedekrachten in de houten palen en kespen gegeven een kadeconstructie opgebouwd uit houten palen, kespen en een metselwerk muur.

## 6.3 Aanbevelingen voor het TAK

1. De overeenkomst tussen Plaxis 2D en 3D bij gelijke paaleigenschappen geven aan dat bij tapse houten palen in 3D de vervormingen en krachtswerking in 2D ca. 10% afwijken wanneer de paal met een diameter op  $0,25 \times L_{\text{paal}}$  onder de paalkop wordt gemodelleerd. Aanbevolen wordt om dit in het TAK op te nemen, of om voorzichtigheidshalve een wat grotere diameter te nemen op bijv.  $0,15$  à  $0,20 \times L_{\text{paal}}$  onder de paalkop. NB: Bij een sterk afwijkende bodemopbouw, bijvoorbeeld bij de oergeul (zie TAK), en /of paallengte kan dit niveau op een andere diepte liggen. Aanbevolen wordt om in een dergelijk geval een Plaxis 2D analyse te doen met de eerste aanname van de diameter van de *embedded beam row* gelijk aan die van de paalkop. Vervolgens kan o.b.v. de resultaten van de snedekrachten worden beschouwd op welke diepte een geschikte diameter voor de toetsing kan worden gekozen.
2. In Plaxis 3D is de invloed van het modelleren van de aangetaste zachte schil onderzocht. De berekening toont aan dat de invloed kan aanzienlijk zijn; op dit moment is de invloed van de sterkte en stijfheid van de aangetaste schil van het hout echter hoogst onzeker. Totdat nader onderzoek naar de bijdrage van de zachte schil in de stijfheid en sterkte van de aangetaste houten paal is uitgevoerd wordt geadviseerd om in Plaxis 2D en in de houttoetsingen te rekenen met een gereduceerde doorsnede en de aangetaste schil vooralsnog te verwaarlozen.
3. Voor een meer realistisch verloop van de normaalkrachten in de houten palen wordt geadviseerd om in Plaxis 2D een kleine spleet te modelleren tussen de kesp en de grond onder de kesp om zo alle krachtsafdracht richting de houten paal te bewerkstelligen.
4. Aanbevolen wordt om op te nemen, dat de rotatieveer in Plaxis 2D zodanig wordt gemodelleerd, dat die zo dicht mogelijk onder de kesp zit. Als praktische afmeting wordt aanbevolen de halve kesphoogte te hanteren, dit is tevens de locatie waar de krachten getoetst dienen te worden (overgang kesp naar paal).

## 6.4 Aanbevelingen overig

1. Op dit moment is de invloed / bijdrage van de aangetaste schil van het hout hoogst onzeker. Aanbevolen wordt, om hier in lopende onderzoeken naar het gedrag van lateraal belaste houten palen met een aangetaste schil hier onderzoeksvragen op te definiëren. Gedacht kan worden aan getrokken palen die worden belast met een buigpoef.
2. Ménard veren zijn niet geschikt voor het modelleren van de grond in zones waar de grond meebeweegt met de paal (de glijcirkel). Onder het niveau van de glijcirkel beweegt de paal relatief meer ten opzichte van de grond en kan meer kracht opgenomen worden door de paal. Hiervoor is Ménard juist wel geschikt. Voor de aandrijvende, slappe lagen is de veerconstante veel lager. Dit sluit ook aan bij de bevindingen zoals gerapporteerd in CUR 228, waar de methode van Begemann – De Leeuw wordt aanbevolen voor de aandrijvende grondlagen en de methode van Ménard voor de weerstandbiedende lagen, zie hoofdstuk 5 in [11].



## Bijlage A. Bepaling grondveren

De hieronder bepaalde veren zijn bepaald met behulp van Plaxis. Het verloop van de dwarskracht is uitgezet tegenover de totale vervorming zoals weergegeven in onderstaande tabellen. Hierbij zijn per halve meter discrete veren bepaald. De gemiddelde vervorming over deze halve meter is gedeeld op de afname dan wel toename in dwarskracht die optreedt over deze halve meter. De af- dan wel toename van de dwarskracht is de tegenreactie die de grond levert. De af- dan wel toename van de dwarskracht en reactiekracht van de grond zijn hierbij evenwichtsreacties.

De bepaling van Ménard veren gaat uit van een horizontale stijfheid van de grond die gebaseerd is op de conusweerstand  $q$  en een grondsoort afhankelijke factor  $\beta$ . De Ménard veren zijn hiermee in de basis onafhankelijk van neutraal, actief of passieve gronddruk, waardoor de invloed van groepswerking en taluds niet direct zijn meegenomen. Met de reductiefactoren van Reese en Van Impe kunnen dit soort effecten als gevolg van palen (zogenaamde schaduweffecten) worden meegenomen.

Hierbij is het uitgangspunt echter dat de grond niet significant ten opzichte van de paal beweegt. Uitgangspunt voor het door de grond opnemen van een kracht is dat de paal ten opzichte van de grond meer wil bewegen dan de grond zelf. In het geval van de Marnixkade beweegt de grond als gevolg van de parkeer- en verkeersbelasting achter de kadeconstructie. Over de bovenste meters is de grondveer (zoals bepaald in de onderstaande tabellen) daarom veel lager dan de Ménard veren.

Ménard veren zijn dan ook niet geschikt voor het modelleren van de grond in zones waar de grond meebeweegt met de paal (de glijcirkel). Onder het niveau van de glijcirkel beweegt de paal relatief meer ten opzichte van de grond en kan meer kracht opgenomen worden door de paal. Hiervoor is Ménard juist wel geschikt. Er kan dus geen reductiefactor voor Ménard veren worden afgeleid omdat dit locatie- en belasting specifiek is. Voor de aandrijvende, slappe lagen is de veerconstante veel lager. Dit sluit ook aan bij de bevindingen zoals gerapporteerd in CUR 228, waar de methode van Begemann – De Leeuw wordt aanbevolen voor de aandrijvende grondlagen en de methode van Ménard voor de weerstandbiedende lagen, zie hoofdstuk 5 in [11].

### Grondveer

Niveau [NAP ... m]	Waterzijdige paal [kN/m]	Midden paal [kN/m]	Landzijdige paal [kN/m]
-1,07	-	12,763	38,951
-1,55	4,622	1,866	4,040
-2,05	6,669	3,403	2,047
-2,55	4,800	3,262	4,497
-3,05	4,216	0,123	1,230
-3,55	0,621	1,692	0,696
-4,05	3,922	3,032	0,926
-4,55	2,918	1,852	1,911
-5,05	323,484	314,669	343,094
-5,55	2,771	46,711	90,831
-6,05	1476,386	1529,789	1835,878
-6,55	1463,537	2122,668	2414,793
-7,05	465,357	699,522	742,523

-7,55	37,751	95,671	114,815
-8,05	122,748	132,997	155,801
-8,55	28,358	54,975	78,772
-9,05	8,698	7,692	8,030
-9,55	1,759	5,519	17,590
-10,05	6,559	1,467	19,926
-10,55	1,319	10,459	24,227
-11,05	84,317	41,417	17,127
-11,55	161,109	53,724	130,189
-12,05	470,675	176,200	150,759
-12,65	577,884	80,036	457,712



Vervormingen

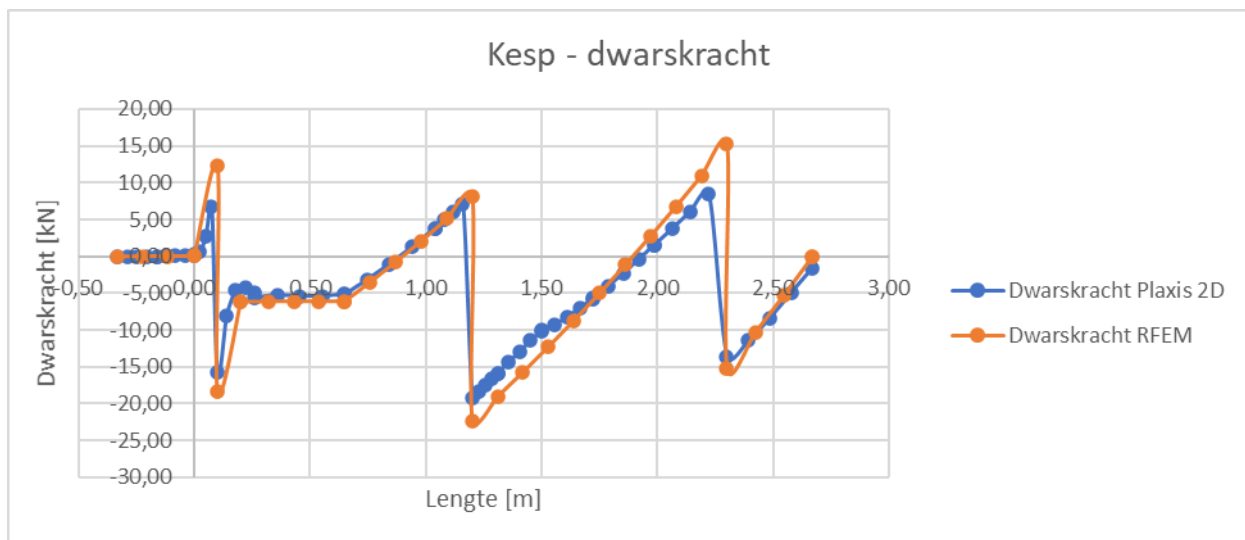
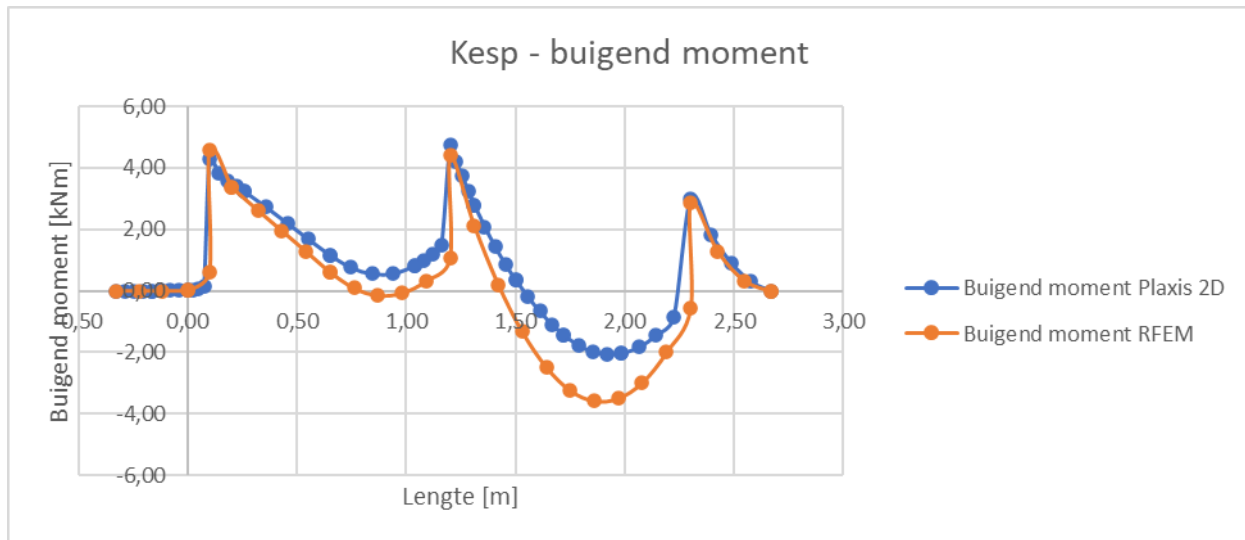
Niveau [NAP ... m]	Waterzijdige paal [m]	Midden paal [m]	Landzijdige paal [m]
-1,07	0,19130	0,19130	0,18970
-1,55	0,17282	0,17870	0,17569
-2,05	0,14742	0,15921	0,15697
-2,55	0,11980	0,13148	0,13097
-3,05	0,09047	0,10176	0,10311
-3,55	0,06310	0,07652	0,07465
-4,05	0,04296	0,04936	0,04583
-4,55	0,02454	0,02680	0,02677
-5,05	0,00981	0,01237	0,01224
-5,55	0,00226	0,00294	0,00284
-6,05	0,00063	0,00067	0,00062
-6,55	0,00060	0,00041	0,00035
-7,05	0,00084	0,00063	0,00053
-7,55	0,00089	0,00074	0,00062
-8,05	0,00080	0,00069	0,00056
-8,55	0,00071	0,00060	0,00047
-9,05	0,00067	0,00055	0,00042
-9,55	0,00065	0,00052	0,00039
-10,05	0,00064	0,00051	0,00038
-10,55	0,00062	0,00049	0,00035
-11,05	0,00059	0,00047	0,00033
-11,55	0,00052	0,00042	0,00031
-12,05	0,00037	0,00034	0,00030
-12,65	0,00017	0,00020	0,00022

Dwarskracht  $\Delta Q$

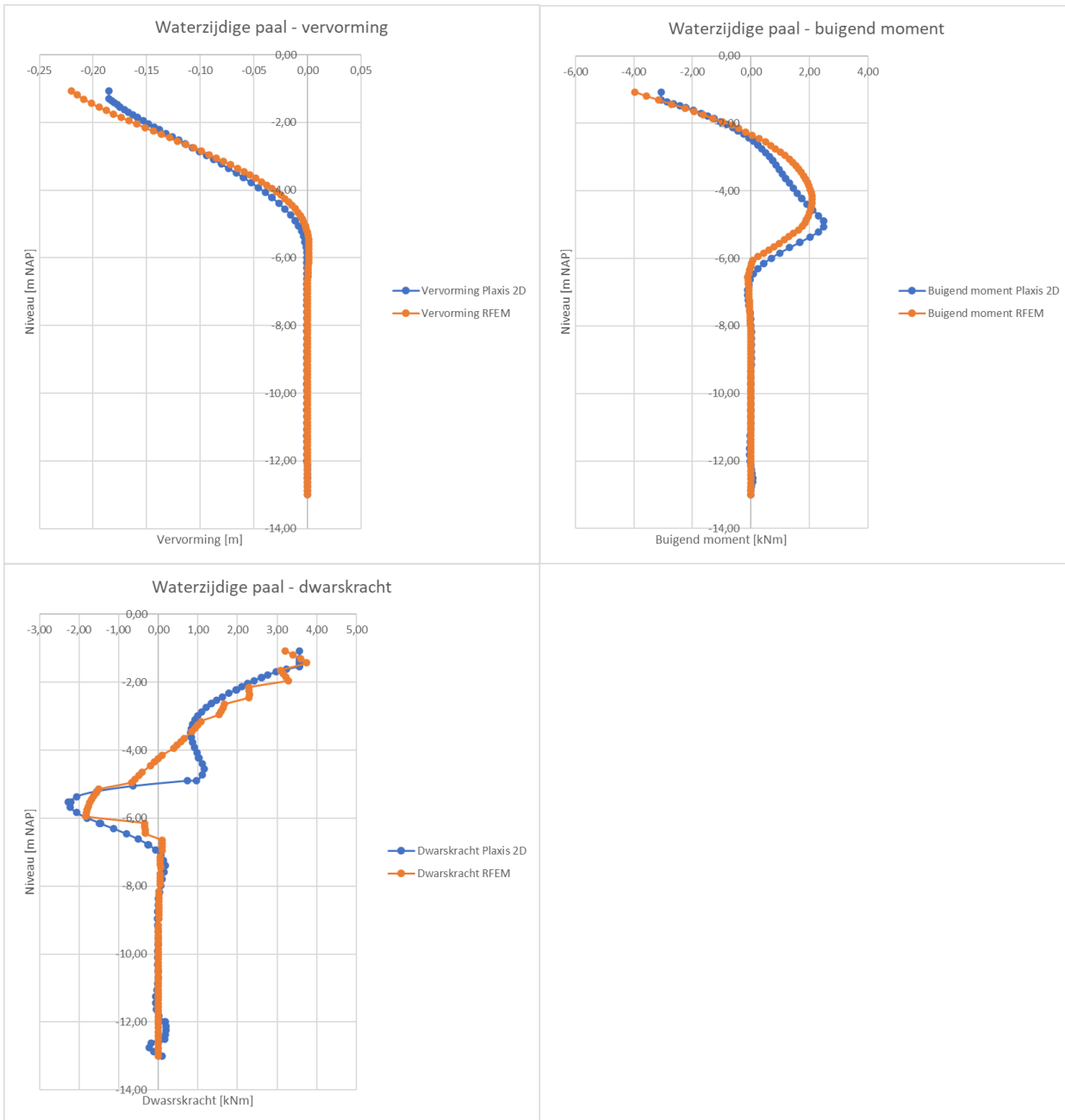
Niveau [NAP ... m]	Waterzijdige paal [kN]	Midden paal [kN]	Landzijdige paal [kN]
-1,07		2,44160	7,38900
-1,55	0,79882	0,33352	0,70988
-2,05	0,98313	0,54180	0,32131
-2,55	0,57512	0,42892	0,58893
-3,05	0,38148	0,01247	0,12678
-3,55	0,03923	0,12943	0,05193
-4,05	0,16850	0,14967	0,04241
-4,55	0,07162	0,04963	0,05117
-5,05	3,17305	3,89259	4,20058
-5,55	0,00627	0,13749	0,25754
-6,05	0,92758	1,03178	1,13859
-6,55	0,87889	0,86536	0,84536
-7,05	0,38980	0,43758	0,39714
-7,55	0,03365	0,07066	0,07136
-8,05	0,09835	0,09150	0,08696
-8,55	0,02027	0,03325	0,03716
-9,05	0,00583	0,00426	0,00339
-9,55	0,00114	0,00289	0,00694
-10,05	0,00418	0,00075	0,00753
-10,55	0,00082	0,00516	0,00859
-11,05	0,05013	0,01947	0,00568
-11,55	0,08402	0,02277	0,04059
-12,05	0,17384	0,06002	0,04463
-12,65	0,09592	0,01638	0,09888

## Bijlage B. : Vergelijk vervormingen en snedekrachten Plaxis 2D en RFEM

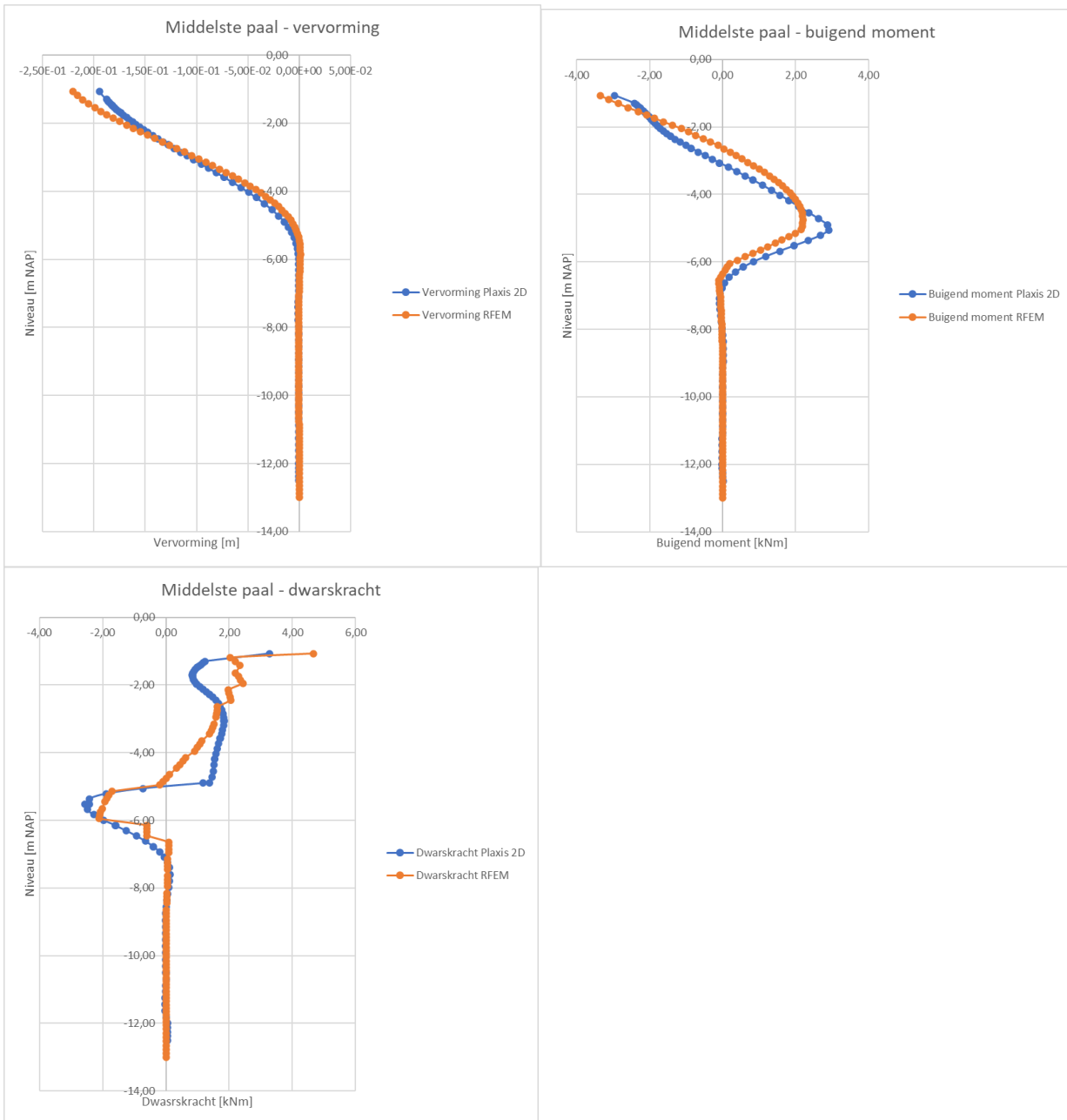
### Kespen



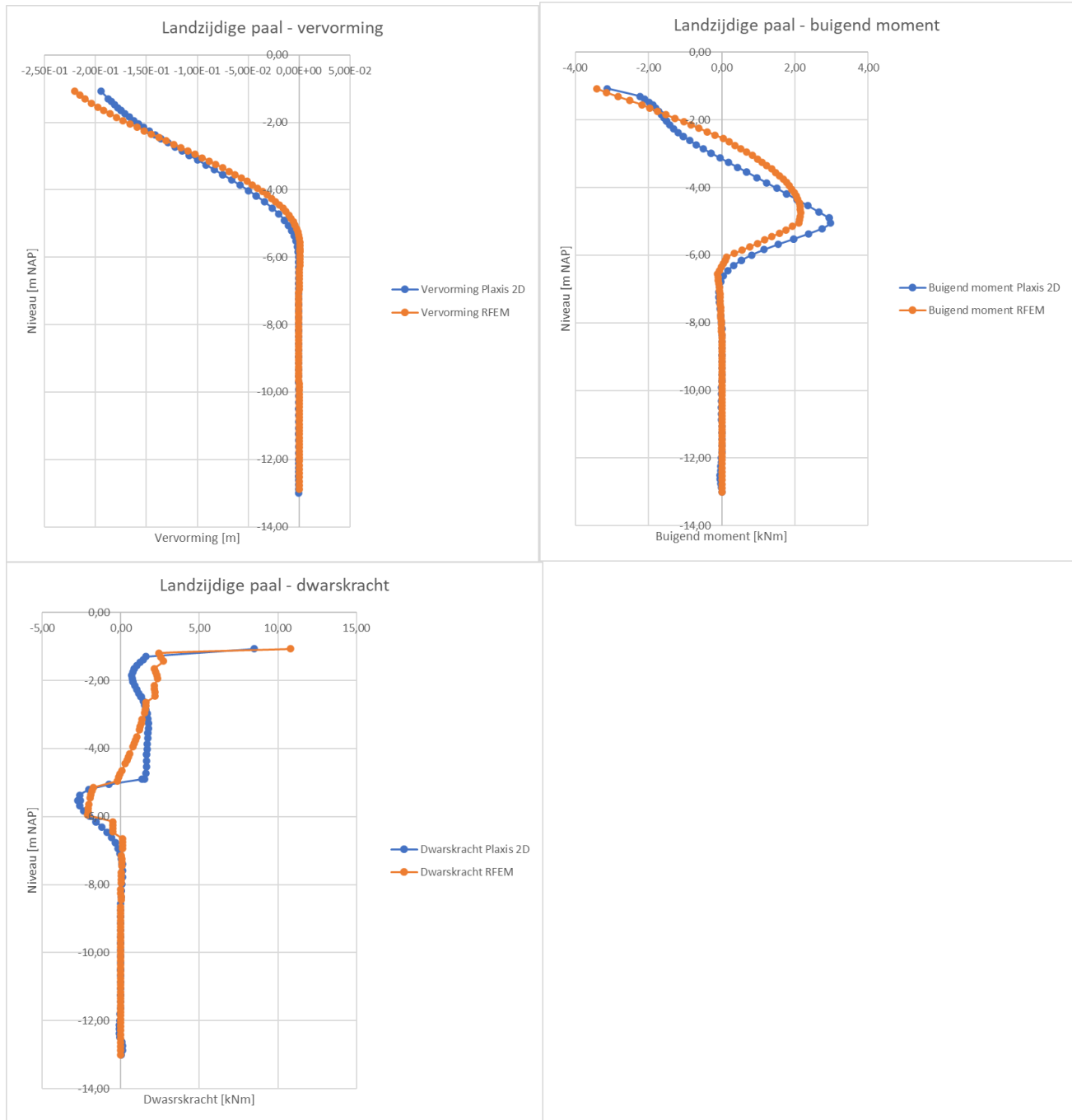
Waterzijdige paal



## Midden paal



## Landzijdige paal



# Bijlage I Memo houtrelaxatie

# Effect van kruip en relaxatie van lateraal belaste houten palen

door Dr. ir. Dirk Jan Peters (TU Delft)

Paragraaf 6 door Ir. Trevor Spangenberg (Antea)

versie 11 april 2022

## 1. Inleiding

Van houten constructie onderdelen is het bekend dat er kruip vervorming optreedt. De doorbuiging van houten balken onder dwarsbelasting neemt toe in de tijd. Indien de belasting een opgelegde vervorming is, zorgt de kruipvervorming voor relaxatie van spanningen. De spanning veroorzaakt door een opgelegde (buig) vervorming in een houten onderdeel kan als gevolg van relaxatie zelfs teruglopen naar nul. Er blijft dan een krom, onbelast element over. De kademuren staan op paalgroepen die verticaal en lateraal belast worden. De laterale belasting van de palen grijpt aan bij de paalkop. De weerstand tegen deze belasting wordt geleverd door inbedding en inklemming dieper in de grond waardoor er buiging in de palen ontstaat. Bij deze palen zijn er ook tijdsafhankelijke aspecten. Bij de toetsing van de veiligheid van kademuren volgens het toets protocol TAK 3.0 en volgende worden de tijdsafhankelijke effecten niet meegenomen. Het is de bedoeling dat dat wel gebeurt in het toets protocol TAK 4.0.

## 2. Tijdsafhankelijke effecten

Er is een aantal relevante tijdsafhankelijke effecten. Om compleet te zijn worden ze hier genoemd alvorens te verkennen hoe relevant kruip en relaxatie van het hout zijn.

1. Consolidatie en kruip van klei en veen. Dit kan zowel samendrukking als afschuiving betreffen
2. Draineren van wateroverspanning na verandering van de spanningstoestand van de grond (overgang van ongedraineerd naar gedraineerd gedrag). Gaat gepaard met toename van korrelspanning en vergroting van (elastische) vervorming van de grond
3. Indien de vervorming van de constructie toeneemt, neemt de horizontale gronddruk (belasting) achter de kademuur af. De druk gaat van neutraal naar actief.
4. De waterdoorlatendheid van de grond neemt af in de tijd.
5. De bovenlagen klinken in door trillingen en verdichting.
6. Negatieve kleef kan ontstaan.
7. Houten palen kunnen zetten door hoge verticale belasting.
8. Houten palen kunnen verkorten (door kruip van het hout)
9. Op buiging belaste houten palen kunnen krommer gaan staan door kruip, dan wel spanning verliezen door relaxatie.

In deze notitie ligt de focus op het laatst genoemde punt (punt 9). Aangezien dit een effect heeft op met name punt 2 en 3 zijn deze ook relevant.



### 3. Kruip en relaxatie in statisch onbepaalde houten paalfunderingen

In een statisch bepaald systeem leidt kruip tot toename van vervormingen en (per definitie) niet tot relaxatie of tot een herverdeling van spanningen. In statische onbepaalde systemen kan dat wel. Lateraal belaste paal groepen vormen een soort mengvorm.

Er worden twee gevallen besproken:

- a) Indien een groep van vier palen wordt belast en de palen hebben een ongelijke weerstand door inbedding in de grond, trekt de paal met het hoogst gelegen inklemniveau de meeste belasting naar zich toe. Deze paal krijgt als gevolg daarvan de grootste dwarskracht en waarschijnlijk ook het grootste buigend moment. De uitbuiging aan de paalkop is bij alle palen gelijk. Aangezien bij de stijfste paal de spanningen het hoogste zijn treedt daar relaxatie op, wat er toe leidt dat de andere palen een toename van dwarskracht ondervinden. Vervolgens kan de paalgroep nog verder vervormen, zonder dat de belasting per paal afneemt. De belasting op de hele groep neemt immers niet af.
- b) Indien één paal belast wordt met een constante laterale kracht ontstaat er een evenwicht waarbij de belasting wordt opgenomen door de grondlagen, startend vanaf de bovenste laag. Het instellen van dit evenwicht is afhankelijk van de stijfheid en de bezwijkwaarde van de schuifvlakken in de grond (Brinch Hansen) en tevens van de stijfheid van de paal. Er stelt zich dus aanvankelijk een vervormingstoestand in met bijbehorend buigend moment in de paal. Vervolgens treedt kruip vervorming van de paal op. Bovenin de paal kan dat niet tot relaxatie van de dwarskracht leiden omdat de belasting constant is. Indien de paal echter slapper wordt gaat de paal bovenin meer vervormen, wat leidt tot sterkere mobilisatie van de bovenste grondlagen. Indien daar dus (nog) geen sprake was van het mobiliseren van de schuifweerstand, neemt de grondweerstand bovenin toe en verplaatst het punt waar de paal evenwicht vindt naar boven. Dat leidt tot een afname van het buigend moment. Dit leidt tot relaxatie van het hout, en kan dus worden beschouwd als herverdeling door kruip.

Het geval van herverdeling langs de lengte van één paal (b) treedt ook op in de palen van de paal groep (a).

### 4. Theorie volgens Dischinger en Trost

Het rekenen aan kruip gebeurt in de praktijk door het corrigeren van de E-modulus van het materiaal. Bij constant spanning neemt de rek toe in de tijd. De evenredigheid van spanning en rek, uitgedrukt in E, wordt tijdsafhankelijk.

$$\sigma = E(t)\varepsilon$$

$$E(t) = \frac{E_0}{1 + \varphi(t)}$$

De kruipfactor  $\varphi(t)$  is gedefinieerd als de toename van de onmiddellijk optreden elastische vervorming. Indien de vervorming in de tijd tweemaal zo groot wordt is er een toename van

eenmaal de onmiddellijk optredende vervorming:  $\varphi = 1$ . De kruip factor is een functie van de tijd. Deze E-modulus kan worden gebruikt om vervormingen te berekenen als gevolg van spanningen die aanwezig zijn vanaf tijdstip  $t = 0$ .

Voor spanningen die in de loop van de tijd ontstaan geldt dat de volgende E-modulus kan worden gebruikt:

$$E(t) = \frac{E_0}{1 + \rho\varphi(t)}$$

waarbij voor  $\rho$  in constructies meestal 0.8 wordt aangehouden (nog te verifiëren voor kademuren). Indien het gelijkelijk vervormen in de tijd dus leidt tot (verandering van de) spanningen moeten deze effecten verdisconteerd worden met de tweede E-modulus. In statisch onbepaalde systemen leidt kruip tot een mogelijkheid van herverdeling, waarbij de volgende correctiefactoren kunnen worden gebruikt om de spanningsherverdeling te berekenen uit de begin en eindtoestand van de vervorming.

1. Krachten die ontstaan door een plotseling optredende vervorming, kan men vermenigvuldigen met:

$$k_{\varphi 1} = 1 - \frac{\varphi}{1 + \rho\varphi}$$

2. Krachten die ontstaan door een geleidelijk optredende vervorming, kan men vermenigvuldigen met:

$$k_{\varphi 2} = \frac{1}{1 + \rho\varphi}$$

3. Bij een systeemverandering (bouwfasen) kan men de uiteindelijke krachtwerving berekenen uit de krachtwerving voor een aanvankelijke fase door deze te vermenigvuldigen met:

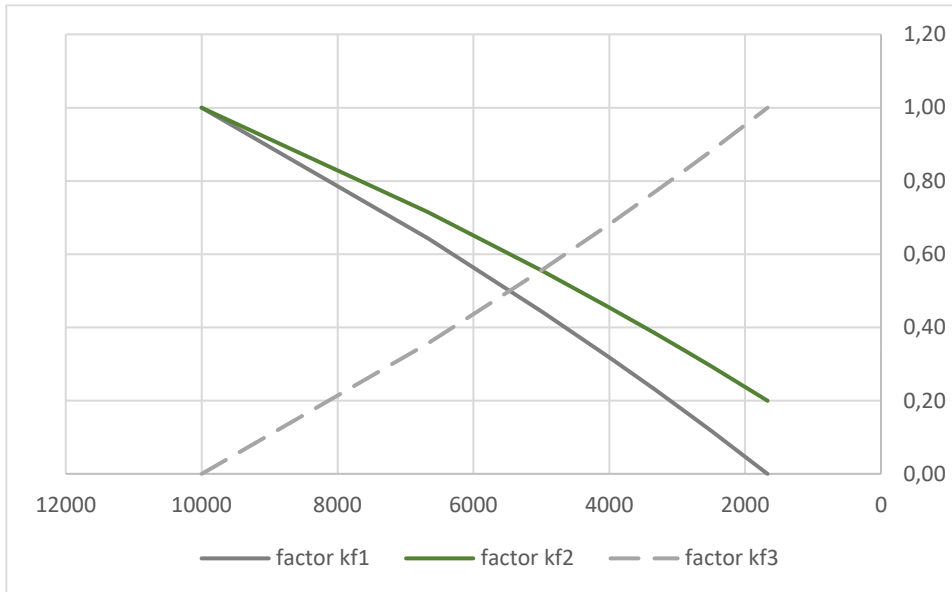
$$k_{\varphi 1} = 1 - \frac{\varphi}{1 + \rho\varphi}$$

en vervolgens de krachtsverdeling die zou optreden wanneer de constructie direct als een monoliet zou zijn vervaardigd en belast, vermenigvuldigd met:

$$k_{\varphi 3} = \frac{\varphi}{1 + \rho\varphi}$$

daarbij op te tellen.

Er geldt:  $k_{\varphi 1} + k_{\varphi 3} = 1$ .



## 5. Voorbeeld enkele lateraal belaste paal in de grond

Het effect van het kruip op het herverdelen van een lateraal belaste houten paal in de grond kan worden ingeschat door de krachtswerking te baseren op Winkler theorie.

De volgende parameters zijn gebruikt:

- Paal diameter  $D = 0.24 \text{ m}$
- E-modulus =  $10.000 \text{ MPa}$  (op  $t = 0$ )
- $k_h \text{ grond} = 4 \times 10^6 \text{ N/m}^3$  ( $k_h \times D = 1 \text{ MPa}$ )
- Laterale kracht  $F = 10 \text{ kN}$

De resultaten worden getoond voor twee scenario's: een constante kracht gedurende de tijd, en een constante opgelegde verplaatsing van de paalkop, overeenkomend met de vervorming bij  $10 \text{ kN}$  en de aanvankelijke stijfheid. Bij het tweede geval neemt de dwarskracht af door relaxatie. Het buigend moment neemt in beide gevallen af. Dit wordt eveneens veroorzaakt door relaxatie omdat de paal slapper wordt ten opzichte van de grondveren waardoor de afstand tot de verticale positie van het maximale moment afneemt.

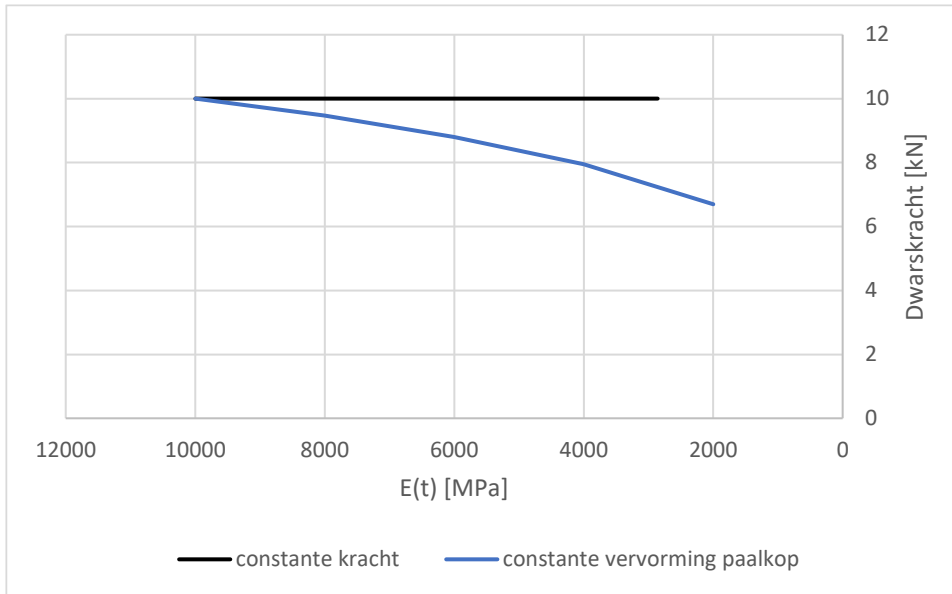


Figure 5-1 Dwarskracht aan de paalkop van een enkele paal

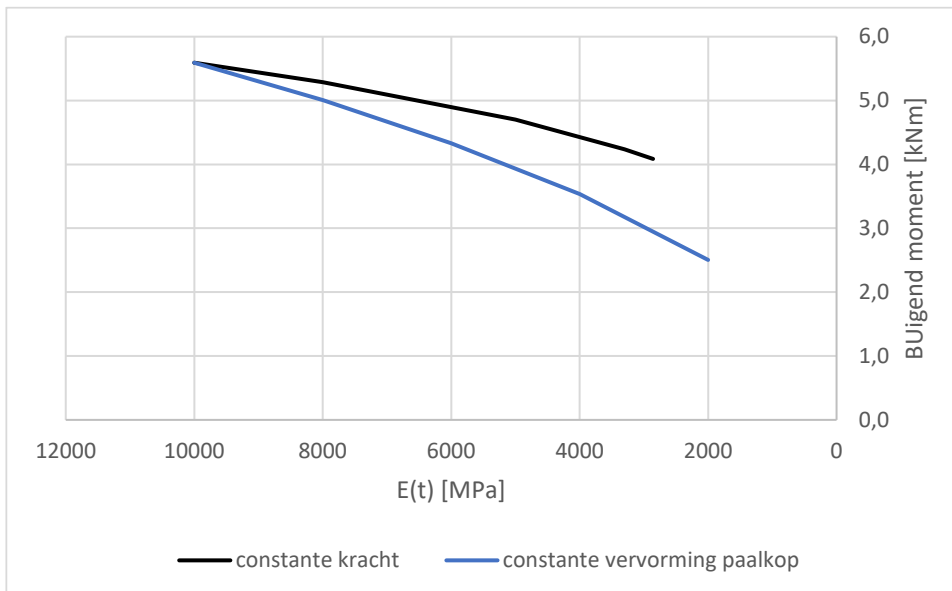


Figure 5-2 Buigend moment in een lateraal belaste enkele paal

Toepassen van de factoren voor het effect van de herverdeling kan als volgt:

- De momenten verdeling op  $t = 0$  berekenen met  $E_0$  en vermenigvuldigen met  $k\varphi_1$
- De momenten verdeling 'nu' berekenen met  $E'$  en vermenigvuldigen met  $k\varphi_3$
- De momenten optellen (met in acht name van de verschuiving van de positie van de maxima)

Dit leidt tot:

$\varphi$	Uiteindelijk buigend moment / aanvankelijk buigend moment
1	86%
2	75%
2.5	73%

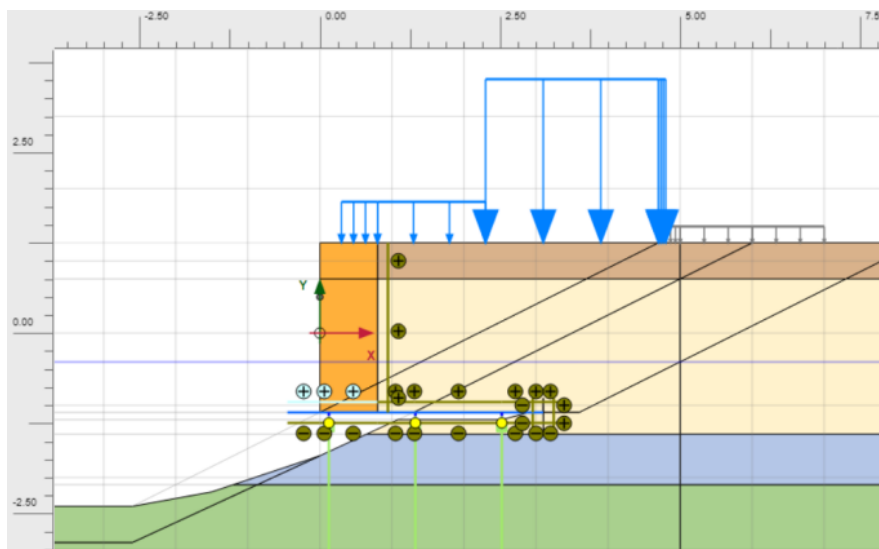
In dit getallenvoorbeeld is enkel het effect van herverdeling binnen één paal meegerekend. De getallen moeten nog worden geverifieerd/verfijnd voor het geval van (gedeeltelijk) ontwikkelde glijvlakken in de grond.

Het effect van verdeling binnen een paalgroep en het effect op afname van de belasting is niet meegenomen.

## 6. Kruip toegepast in PLAXIS model kademuur volgens TAK

### 6.1. Voorbeeld paal uit eerste rij

Het is de bedoeling dat het effect van kruip wordt meegenomen in de toetsingen van de TAK. Deze toetsingen worden uitgevoerd in PLAXIS 2D. Een voorbeeldberekening is hier uitgevoerd op basis van rak RBS0101, welke al reeds is getoetst met Tak 3.2. Voor een complete omschrijving van het rak wordt verwezen naar het desbetreffende rapport. Een impressie van het model is weergegeven in Figuur 6-1.



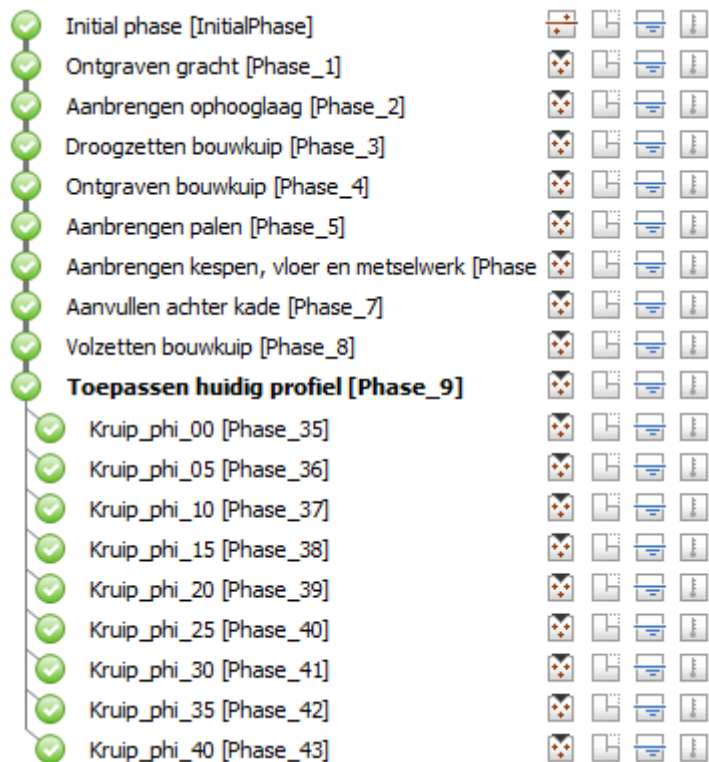
Figuur 6-1 Impressie PLAXIS model RBS0101

#### Gegevens:

- $D_{\text{paal, origineel}}$  : 0,221 m
- $D_{\text{paal, aangetast}}$  : 0,175 m
- $E(t = 0)$  : 11 000 MPa
- h.o.h.-langs : 1,0 m
- h.o.h.-dwars : 1,0 m

In PLAXIS 2D worden de palen gemodelleerd met Embedded Beam Rows (EBR). PLAXIS heeft geen materiaalmodellen voor de EBR welke kruip meenemen. In plaats daarvan is daarom gebruik gemaakt van aparte EBR-materialen en meerdere faseringen. Per fasering in PLAXIS is een apart EBR-materiaal gebruikt, waarbij iedere keer de E-modulus is verlaagd met een kruipfactor. Afname van de doorsnede door aantasting is hierbij niet meegenomen. Door dit voor verschillende kruipfactoren

te herhalen, kan een beeld worden verkregen van het kruipgedrag van de paalfundering. Voor dit voorbeeld is gekozen om een kruipfactor van 0 t/m 4, toe te passen in stappen van 0,5. Er is aangenomen dat het kruipproces begint na het einde van de bouwfase.



Figuur 6-2 Fasering kruip in PLAXIS 2D

Uit deze berekening kan de reductie van buigend moment door Trost / Disschinger worden bepaald. Dit is gedaan voor de voorste paalrij, waarbij de veldmomenten zijn vergeleken. Hierbij is gerekend met de originele paaldiameter. Het daadwerkelijk optredende moment is als volgt berekend:

$$M_E(\varphi) = M_{\text{PLAXIS}}(\varphi=0) \times k_{\varphi 1} + M_{\text{PLAXIS}}(\varphi = \varphi_i) \times k_{\varphi 3}$$

Tabel 6-1 Reductie Trost / Disschinger PLAXIS voorbeeld RBS0101

$\varphi$ [-]	$M_{\text{PLAXIS}}(\varphi)$ [kNm]
0	1,76
0,5	1,53
1	1,36
1,5	1,27
2,5	1,11
4	0,96

$\varphi$ [-]	$k_{\varphi 1}$ [-]	$k_{\varphi 3}$ [-]	$M_E(\varphi)$ [kNm]	Waarde t.o.v. $M_E(0)$ [%]
0	1,00	0,00	1,76	100%
0,5	0,64	0,36	1,68	95%
1	0,44	0,56	1,54	87%
1,5	0,32	0,68	1,43	81%
2,5	0,17	0,83	1,22	69%
4	0,05	0,95	1,00	57%

Voor het modelleren van de kruip is een elasto-plastisch EBR-materiaal gebruikt. In de TAK berekeningen wordt gebruik gemaakt van een volledig elastisch materiaal. Deze materiaalmodellen geven verschillende resultaten voor het buigend moment. Om deze reden kunnen de momenten uit de kruipberekeningen niet direct gebruikt. In plaats daarvan wordt de reductie uit de kruipberekeningen gebruikt op de momenten gevonden in de berekeningen van de TAK. Hierbij dient de reductie enkel toegepast te worden op het moment veroorzaakt door permanente belastingen; in dit geval enkel gronddrukken. Dit is gedaan voor belastingcombinatie 1, afkeurniveau 1 jaar.

De verkregen resultaten zijn weergegeven in de volgende tabel:

*Tabel 6-2 Buigende momenten 1e paalrij, BC1, afkeurniveau 1 jaar*

$\varphi$ [-]	Reductie Trost / Disschiner [%]	$M_{\text{Permanent}}$ (excl. kruip) [kNm]	$M_{\text{Permanent}}(\varphi)$ (incl. kruip) [kNm]	$M_{\text{Variabel}}$ [kNm]	$M_{\text{Ed}}(\varphi)$ [kNm]	$M_{\text{Ed}}(\varphi) / M_{\text{Ed}}(0)$ [%]
0	100%	3,42	3,42	2,98	6,39	100%
0,5	95%	3,42	3,25	2,98	6,23	97%
1	87%	3,42	2,98	2,98	5,96	93%
1,5	81%	3,42	2,76	2,98	5,74	90%
2,5	69%	3,42	2,36	2,98	5,34	83%
4	57%	3,42	1,93	2,98	4,91	77%

## 6.2. Berekening reductie moment in andere gevallen

In de vorige paragraaf is één voorbeeldberekening uitgevoerd voor het modelleren van kruip. Om een beter inzicht te krijgen, zijn de volgende berekeningen uitgevoerd:

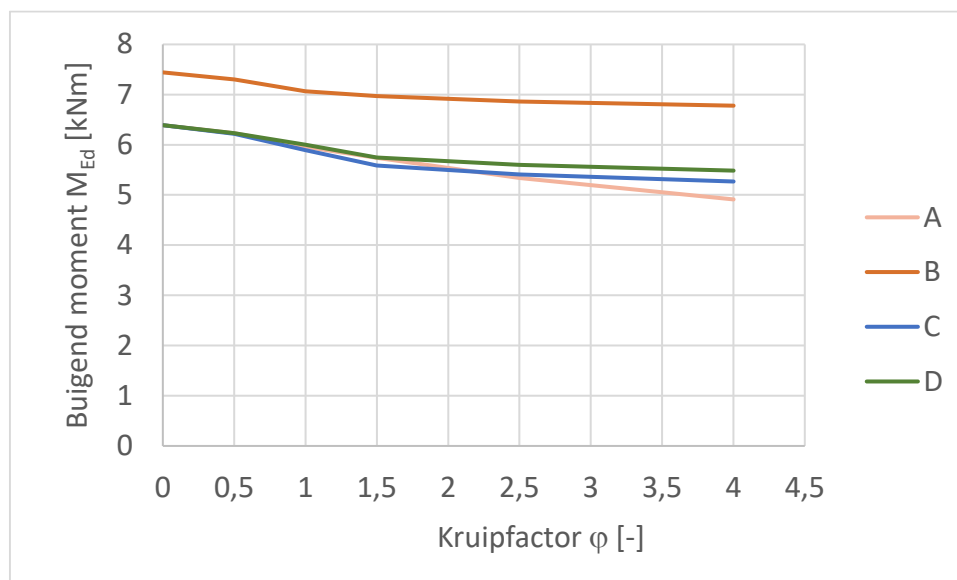
Tabel 6-3 Varianten PLAXIS berekeningen

Variant	Paalrij	Paaldiameter	Toegestane error	Opmerking
A (paragraaf 6.1)	1 <sup>e</sup>	Originele	0,02	
B	3 <sup>e</sup>	Originele	0,02	
C	1 <sup>e</sup>	Gereduceerd door aantasting	0,02	Aantasting constant gedurende de berekening
D	1 <sup>e</sup>	Originele	0,05	

Per variant is het absolute en relatieve gereduceerde moment bepaald.

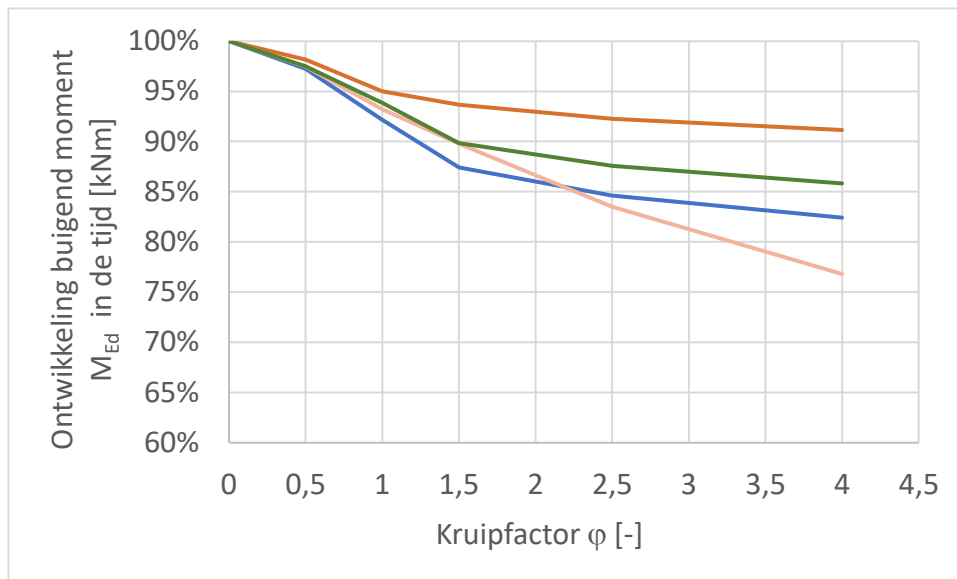
Tabel 6-4 Relatieve afname moment per variant

$\varphi$ [-]	Genormaliseerd moment $M_{Ed}(\varphi) / M_{Ed}(0)$ [%]			
	A	B	C	D
0	100%	100%	100%	100%
0,5	97%	98%	97%	97%
1	93%	95%	92%	94%
1,5	90%	94%	87%	90%
2,5	83%	88%	80%	84%
4	77%	82%	72%	76%



Figuur 6-3 Absolute afname maximaal moment per variant





Figuur 6-4 Relatieve afname maximaal moment per variant

Er wordt minder afname in buigend moment gevonden in de 3<sup>e</sup> paalrij (variant B) ten opzichte van de 1<sup>e</sup> paalrij. Bij de 3<sup>e</sup> paalrij is de absolute waarde van het initiële moment eveneens hoger. Het toepassen van de huidige paaldiameter (variant C), welke dus kleiner is, vergroot de reductie door kruip. Het verhogen van de toegestane numerieke error geeft bij sommige kruipfactoren afwijkende resultaten, wat aangeeft dat numerieke parameters invloed hebben op het kruiseffect.

## 7. Aanbeveling

Kruip en relaxatie van de houten palen leidt tot reductie van de buigspanningen in het hout vanwege de mogelijkheid tot herverdeling in de grond.

Gezien de toetsingen momenteel tot relatief hoge spanningen in de houten palen leiden, verdient het aanbeveling om dit reducerende effect mee te nemen in de toekomstige TAK berekeningen.

Implementatie in Plaxis berekeningen kan op een vereenvoudigende wijze worden gedaan middels het berekenen van twee 'fasen' in de levensduur: de aanvankelijke, aan het begin van het kruip proces van hout en de uiteindelijke aan het eind van het kruiseffect. Middels de gepresenteerde factoren kan de gemodificeerde krachtswerking worden berekend.

Tevens wordt aanbevolen om het fenomeen van relaxatie (eventueel) samen met andere tijdafhankelijk effecten te simuleren in Abaqus. Dit staat voor TU Delft op het programma in 2023 Q2.



# **Bijlage J Rekensheet sterkte houten constructies**

## Houttoets voor bestaande kademuren

Beheerder:	Ingenieursbureau Gemeente Amsterdam	 <b>Gemeente Amsterdam</b>	
Constructeur:			
Datum:			
Project:			
Onderdeel:			Versie

### Algemeen

Dit rekenblad kan gebruikt worden voor de controle van de houten palen en kespen van een kademuur volgens de uitgangspunten in document TAK 3.2 paragraaf 5.2.1 en 5.7 (Toetskader Amsterdamse Kademuren). Er wordt enkel gecontroleerd op sterkte en niet op stabiliteit omdat wordt aangenomen dat dit niet bepalend is.

Er wordt een onderscheid gemaakt tussen rechthoekige en ronde (prismatische) doorsneden voor het invullen van de afmetingen van de doorsnede (h en b of D). Voor een rechthoekige doorsnede moet  $b \leq h$ . Doorsnede-afmetingen die niet van toepassing zijn, moeten verwijderd worden uit het rekenblad. Hetzelfde geldt voor de afmetingen van het contactoppervlak.

Voor de aantasting van de houten palen is aangenomen dat de aantasting aan de voet de helft is van de aantasting aan de kop. Voor de aantasting van de kespen is aangenomen dat deze de helft is van de aantasting aan de paalkop.

De y-as is de zwakke as, de z-as is de sterke as en de x-as is de as van de balk/kolom. Voor de normaalkrachten geldt dat druk negatief (-) is en trek positief (+).

### Normen en Richtlijnen

- NEN-EN 1995-1-1:2011      Ontwerp en berekening van houtconstructies - Deel 1-1: Algemeen - Gemeenschappelijke regels en regels voor gebouwen
- NEN-EN 1995-1-1:2011/N:2013      Ontwerp en berekening van houtconstructies - Deel 1-1: Algemeen - Gemeenschappelijke regels en regels voor gebouwen, Nederlandse nationale bijlage
- NEN-EN 1995-2:2005/N:2011      Ontwerp en berekening van houtconstructies - Deel 2: Bruggen, Nederlandse nationale bijlage
- NEN-EN 338:2016      Hout voor constructieve toepassingen - Sterkteklassen
- NEN 8707:2018+C1:2020      Beoordeling van de constructieve veiligheid van een bestaand bouwwerk bij verbouw en afkeur  
Geotechnische constructies

### Grondslagen voor de berekening

Klimaatklasse	3
Belastingsduurklasse	Korte termijn
Houtkwaliteit	C24

Art 2.3.1.3 NEN-EN 1995-1-1:2011

Klimaatklasse	Beschrijving	Vochtgehalte
1	Droog	max 12%
2	Buiten, onder dak	max 20%
3	Buiten	> 20%

Tabel 3.2 NEN-EN 1995-1-1:2011, waarden voor  $k_{def}$

Klimaatklasse		
1	2	3
0.60	0.80	2.00

Tabel 2.1 NEN-EN 1995-1-1:2011 en tabel 2.2 NEN-EN 1995-2:2005/NB:2011

Belastingsduurklasse	Voorbeelden van belasting	Grootteorde van geaccumuleerde duur van karakteristieke belasting
Permanent	Eigengewicht	Langer dan 10 jaar
Lange termijn	Opslag	6 maanden - 10 jaar
Middellange termijn	Opgelegde vloerbelasting, sneeuw	1 week - 6 maanden
Korte termijn	Sneeuw, wind, voertuigen en voetgangers	Minder dan 1 week
Ogenblikkelijk	Accidentele belasting	

Tabel 3.1 NEN-EN 1995-1-1:2011, waarden voor  $k_{mod}$  voor gezaagd hout

Klimaatklasse	Belastingsduurklasse				
	Permanent	Lange termijn	Middellange termijn	Korte termijn	Ogenblikkelijk
1	0.60	0.70	0.80	0.90	1.10
2	0.60	0.70	0.80	0.90	1.10
3	0.50	0.55	0.65	0.70	0.90

OPM: NEN 8707:2018+C1:2020 art. 3.5      bij overwegend blijvende belasting  $k_{mod} = 0,6$   
 bij overwegend veranderlijke belasting  $k_{mod} = 0,7$

## Houttoets voor bestaande kademuren

Beheerder:	Ingenieursbureau Gemeente Amsterdam	<div style="font-size: 2em; color: red; margin: 0;">X</div> <div style="font-size: 2em; color: red; margin: 0;">X</div> <div style="font-size: 2em; color: red; margin: 0;">X</div>	<b>Gemeente Amsterdam</b>
Constructeur:			
Datum:			
Project:			
Onderdeel:		Versie	TAK 3.2 V1.2

Tabel NB.1 NEN-EN 1995-1-1:2011/NB:2013, waarden voor  $k_{mod}$ , trek loodrecht op de vezel, voor alle houttypes

Klimaatklasse	Belastingsduurklasse				
	Permanent	Lange termijn	Middellange termijn	Korte termijn	Ogenblikkelijk
1	0.50	0.50	0.65	0.80	1.10
2	0.50	0.50	0.65	0.80	1.10
3	0.40	0.40	0.55	0.65	0.75

### Houteigenschappen conform NEN-

#### EN 338:2016 Tabellen 1 en 3

$f_{m,k}$	24	N/mm <sup>2</sup>
$f_{t,0,k}$	14.5	N/mm <sup>2</sup>
$f_{t,90,k}$	0.4	N/mm <sup>2</sup>
$f_{c,0,k}$	21	N/mm <sup>2</sup>
$f_{c,90,k}$	2.5	N/mm <sup>2</sup>
$f_{v,k}$	4	N/mm <sup>2</sup>
$E_{m,0,gem}$	11000	N/mm <sup>2</sup>
$E_{m,0,k}$	7400	N/mm <sup>2</sup>
$E_{m,90,gem}$	370	N/mm <sup>2</sup>
$G_{gem}$	690	N/mm <sup>2</sup>
$\rho_k$	350	kg/m <sup>3</sup>
$\rho_{gem}$	420	kg/m <sup>3</sup>

#### Modificatie en veiligheidsfactoren

$\gamma_M$	1.30	NEN-EN 1995-1-1:2011 art. 2.4.1
$k_{mod}$	0.70	NEN-EN 1995-1-1:2011 art. 3.1.3 + NEN 8707:2018+C1:2020
$k_{mod,trek,\perp}$	0.65	NEN-EN 1995-1-1:2011/NB:2013 art. 3.1.3
$k_{def}$	2.00	NEN-EN 1995-1-1:2011 art. 3.2
$k_m$		NEN-EN 1995-1-1:2011 art. 6.1.6
$k_{shape}$		NEN-EN 1995-1-1:2011 art. 6.1.8
$k_{h,y}$	1.00	NEN-EN 1995-1-1:2011 art. 3.2 dieptefactor hoogte h voor buiging
$k_{h,z}$	1.00	NEN-EN 1995-1-1:2011 art. 3.2 dieptefactor breedte b voor trek
$k_{c,90}$	1.50	NEN-EN 1995-1-1:2011 art. 6.1.5 elementen op discrete steunpunten

Opm: Er wordt conservatief aangenomen dat  $k_{h,y}$  en  $k_{h,z}$  1 zijn omdat de doorsnede van de palen aangetast is.

## Geometrie

### Oorspronkelijke doorsnede

Paalkop diameter	mm	Breedte (kesp)	mm
Paalkopniveau	-1.0	Hoogte (kesp)	mm
Paalpuntniveau	-12.2	Aantasting	21.0
Tapsheid	mm/m <sup>1</sup>		
Aantasting paalkop	42.0		

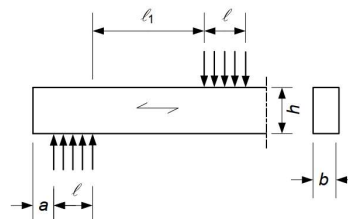
### Afmetingen toetsdoorsnede

Toetsniveau paal	-4.5	m NAP
Aantasting toetsniveau paal	35.4	mm
Diameter (paal)	mm	D
Hoogte (kesp)	mm	h
Breedte (kesp)	mm	b

Vorm doorsnede

### Afmetingen gerelateerd aan contactoppervlak

Diameter contactoppervlak	$D_c$	mm
Diepte contactoppervlak	$d$	mm
Lengte contactoppervlak	$l$	mm
Afstand tussen steunpunten	$l_1$	mm
Randafstand	$a$	mm
Vorm contactoppervlak		
Bijkomende contactlengte		0 mm
Contactoppervlak	$A_{ef}$	mm <sup>2</sup>



NEN-EN 1995-1-1:2011 art. 6.1.5  
NEN-EN 1995-1-1:2011 art. 6.1.5

## Houttoets voor bestaande kademuren

Beheerder:	Ingenieursbureau Gemeente Amsterdam	<div style="text-align: center;"> <span style="font-size: 2em; color: red;">X</span>  <span style="font-size: 2em; color: red;">X</span>  <span style="font-size: 2em; color: red;">X</span> </div>	<b>Gemeente Amsterdam</b>
Constructeur:			
Datum:			
Project:			
Onderdeel:		Versie	TAK 3.2 V1.2

### Doorsnede-eigenschappen

Rechthoekige doorsnede

$A_b$	$\text{mm}^2$	$A_b = b \cdot h$			
$c_1$		$c_1 = \frac{1}{3} \cdot \left( 1 - \frac{0,63}{\frac{h}{b}} + \frac{0,052}{\left(\frac{h}{b}\right)^5} \right)$	$c_2$		$c_2 = 1 - \frac{0,65}{1 + \left(\frac{h}{b}\right)^3}$
$c_2$					
$I_x$	$\text{mm}^4$	$I_x = c_1 \cdot h \cdot b^3$	$W_x$	$\text{mm}^3$	$W_x = \frac{c_1}{c_2} \cdot h \cdot b^2$
$I_y$	$\text{mm}^4$	$I_y = \frac{b \cdot h^3}{12}$	$W_y$	$\text{mm}^3$	$W_y = \frac{b \cdot h^2}{6}$
$I_z$	$\text{mm}^4$	$I_z = \frac{h \cdot b^3}{12}$	$W_z$	$\text{mm}^3$	$W_z = \frac{h \cdot b^2}{6}$
$i_y$	mm	$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A_b}}$	$i_z$	mm	$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A_b}}$

Ronde doorsnede

$A_b$	$\text{mm}^2$	$A_b = \frac{\pi \cdot D^2}{4}$			
$I_x$	$\text{mm}^4$	$I_x = \frac{\pi \cdot D^4}{32}$	$W_x$	$\text{mm}^3$	$W_x = \frac{\pi \cdot D^3}{16}$
$I_y$	$\text{mm}^4$	$I_y = \frac{\pi \cdot D^4}{64}$	$W_y$	$\text{mm}^3$	$W_y = \frac{\pi \cdot D^3}{32}$
$I_z$	$\text{mm}^4$	$I_z = \frac{\pi \cdot D^4}{64}$	$W_z$	$\text{mm}^3$	$W_z = \frac{\pi \cdot D^3}{32}$
$i_y$	mm	$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A_b}}$	$i_z$	mm	$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A_b}}$

Heersende doorsnede-eigenschappen

$A_b$	$\text{mm}^2$				
$I_x$	$\text{mm}^4$		$W_x$	$\text{mm}^3$	
$I_y$	$\text{mm}^4$		$W_y$	$\text{mm}^3$	
$I_z$	$\text{mm}^4$		$W_z$	$\text{mm}^3$	
$i_y$	mm		$i_z$	mm	

### Snedekrachten

$M_{x,s,d}$		kNm	$V_{y,s,d}$		kN
$M_{y,s,d}$		kNm	$V_{z,s,d}$		kN
$M_{z,s,d}$		kNm			
			$N_{0,s,d}$		kN
			$N_{90,s,d}$		kN





("+" = trek & "-" = druk)

### Overzicht toetsingen (Unity checks)

#### Overzicht toetsingen

Trek parallel	UC1	0.00	[-]	Buiging beide assen	UC8	0.00	[-]
Trek loodrecht	UC2	0.00	[-]	Afschuiving	UC9	0.00	[-]
Druk parallel	UC3	0.00	[-]	Torsie	UC10	0.00	[-]
Druk Loodrecht	UC4	0.00	[-]	Buiging + Trek (y-as)	UC11	0.00	[-]
Buiging y-as	UC5	0.00	[-]	Buiging + Trek (z-as)	UC12	0.00	[-]
Buiging z-as	UC6	0.00	[-]	Buiging + Druk (y-as)	UC13	0.00	[-]

Houttoets voor bestaande kademuren

Beheerder:	Ingenieursbureau Gemeente Amsterdam					   	Gemeente Amsterdam	
Constructeur:								
Datum:								
Project:								
Onderdeel:						Versie	TAK 3.2 V1.2	
Buiging beide assen	UC7	0.00	[-]	Buiging + Druk (z-as)	UC14	0.00	[-]	

Houttoets voor bestaande kademuren

Beheerder:	Ingenieursbureau Gemeente Amsterdam		
Constructeur:			
Datum:			
Project:			
Onderdeel:		Versie	TAK 3.2 V1.2




Ontwerpcontroles

1D Spanning

Trek parallel					
	$f_{t,0,d}$	7.81	MPa	$f_{t,0,d} = k_{mod} \cdot k_{h,z} \cdot \frac{f_{t,0,k}}{\gamma_M}$	Art. 2.4.1 NEN-EN 1995-1-1:2011
	$\sigma_{t,0,d}$	0.00	MPa	$\sigma_{t,0,d} = \frac{ N_{0,s,d} }{A_b}$	
	UC1	0.00		$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}}$	Art. 6.1.2 NEN-EN 1995-1-1: 2011
	[-]				
Trek loodrecht					
	$f_{t,90,d}$	0.20	MPa	$f_{t,90,d} = k_{mod,trek,\perp} \cdot \frac{f_{t,90,k}}{\gamma_M}$	Art. 2.4.1 NEN-EN 1995-1-1:2011
	$\sigma_{t,90,d}$	0.00	MPa	$\sigma_{t,90,d} = \frac{ N_{90,s,d} }{A_b}$	
	UC2	0.00		$\frac{\sigma_{t,90,d}}{f_{t,90,d}}$	Art. 6.1.3 NEN-EN 1995-1-1: 2011
	[-]				
Druk parallel					
	$f_{c,0,d}$	11.31	MPa	$f_{c,0,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{c,0,k}}{\gamma_M}$	Art. 2.4.1 NEN-EN 1995-1-1:2011
	$f_{c,0,paal,d}$	12.60	MPa	druksterkte paalfundering	Art. 3.5 NEN 8707:2018+C1:2020
	$f_{c,0,check,d}$	12.60	MPa	druksterkte voor UC	
	$\sigma_{c,0,d}$	0.00	MPa	$\sigma_{c,0,d} = \frac{ N_{0,s,d} }{A_b}$	
	UC3	0.00		$\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,check,d}}$	Art. 6.1.4 NEN-EN 1995-1-1: 2011
	[-]				
Druk loodrecht					
	$f_{c,90,d}$	1.35	MPa	$f_{c,90,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{c,90,k}}{\gamma_M}$	Art. 2.4.1 NEN-EN 1995-1-1:2011
	$f_{c,90,funderingsbalk,d}$	1.60	MPa	druksterkte funderingsbalk	Art. 3.5 NEN 8707:2018+C1:2020
	$f_{c,90,check,d}$	1.35	MPa	druksterkte voor UC	
	$\sigma_{c,90,d}$	0.00	MPa	$\sigma_{c,90,d} = \frac{ N_{90,s,d} }{A_{ef}}$	
	UC4	0.00		$\frac{\sigma_{c,90,d}}{k_{c,90} \cdot f_{c,90,check,d}}$	Art. 6.1.5 NEN-EN 1995-1-1: 2011
	[-]				
Buiging y-as					
	$f_{m,y,d}$	12.92	MPa	$f_{m,y,d} = k_{mod} \cdot k_{h,y} \cdot \frac{f_{m,k}}{\gamma_M}$	Art. 2.4.1 NEN-EN 1995-1-1:2011
	$\sigma_{m,y,d}$	0.00	MPa	$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{y,s,d}}{W_y}$	
	UC5	0.00		$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}}$	
	[-]				
Buiging z-as					
	$f_{m,z,d}$	12.92	MPa	$f_{m,z,d} = k_{mod} \cdot k_{h,z} \cdot \frac{f_{m,k}}{\gamma_M}$	Art. 2.4.1 NEN-EN 1995-1-1:2011
	$\sigma_{m,z,d}$	0.00	MPa	$\sigma_{m,z,d} = \frac{M_{z,s,d}}{W_z}$	
	UC6	0.00		$\frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}}$	
	[-]				
Buiging volgens beide assen					
	UC7	0.00		$UC7 = \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}}$	Art. 6.1.6 NEN-EN 1995-1-1:2011
	[-]				




Houttoets voor bestaande kademuren

Beheerder:	Ingenieursbureau Gemeente Amsterdam	  	<b>Gemeente Amsterdam</b>		
Constructeur:					
Datum:					
Project:					
Onderdeel:		Versie	TAK 3.2 V1.2		
	UC8	0.00	$UC8 = k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}}$		

[-]


f .

Houttoets voor bestaande kademuren

Beheerder:		Ingenieursbureau Gemeente Amsterdam				 <b>Gemeente Amsterdam</b>	
Constructeur:							
Datum:							
Project:							
Onderdeel:						Versie	TAK 3.2 V1.2
Afschuiving	$f_{v,d}$	2.15	MPa	$f_{v,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{v,k}}{\gamma_M}$	Art. 2.4.1 NEN-EN 1995-1-1:2011		
	$\tau_d$	0.00	MPa	$\tau_{d,rechthoekig} = \frac{3 \cdot V_{z,s,d}}{2 \cdot A_b}$ $\tau_{d,rond} = \frac{4 \cdot V_{s,d}}{3 \cdot A_b}$	$V_{s,d} = \max(V_{y,s,d}; V_{z,s,d})$		
	UC9	0.00		$\frac{\tau_d}{f_{v,d}}$	Art. 6.1.7 NEN-EN 1995-1-1:2011		
	[-]						
Torsie	$f_{v,d}$	2.15	MPa	$f_{v,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{v,k}}{\gamma_M}$	Art. 2.4.1 NEN-EN 1995-1-1:2011		
	$\tau_{t,d}$	0.00	MPa	$\tau_{t,d} = \frac{M_{x,s,d}}{W_x}$			
	UC10	0.00		$\frac{\tau_{t,d}}{k_{shape} \cdot f_{v,d}}$	Art. 6.1.8 NEN-EN 1995-1-1:2011		
	[-]						
Gecombineerde spanningen							
Buiging + trek	UC11	0.00		$UC11 = \frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}}$	Art. 6.2.3 NEN-EN 1995-1-1:2011		
	UC12	0.00		$UC12 = \frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}}$			
	[-]						
Buiging + druk	UC13	0.00		$UC13 = \left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}}$	Art. 6.2.4 NEN-EN 1995-1-1:2011		
	UC14	0.00		$UC14 = \left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}}$			
	[-]						

# **Bijlage K Rekensheet glijden en kantelstabiliteit metselwerk**

### Controle kantelstabiliteit en afschuiving van metselwerk en houtenvloer

Opgesteld door:		
Datum:		
Project:		
Onderdeel:		
Beheerder:	Ingenieursbureau Gemeente Amsterdam	Versie   Tak 3.2 v1.0

#### Algemeen

Dit rekenblad kan gebruikt worden voor het toetsen van de kantelstabiliteit en afschuiving van de metselwerkwand van gewichtsconstructies volgens de TAK 3.2 paragraaf 6.3 en 6.4 (Toetskader Amsterdamse kademuuren). De toetsen worden uitgevoerd op basis van evenwicht bepaald volgens de traditionele mechanica.

De wrijvingsfactor kan worden bepaald volgens het TAK paragraaf 3.6.3.

Het belastingsgeval grondbelasting wordt overgenomen uit plaxis. In dit belastingsgeval zijn in plaxis meerdere belastingen meegenomen. De grondbelasting bestaat uit de korrelspanning inclusief de aanwezige (mobiele) belasting op het maaiveld.

De totale grondbelasting kan alleen worden gebruikt bij CC1 omdat hier de veiligheidsfactor van permanente belasting gelijk is aan de verkeersbelasting.

### Invoer geometrie & uitgangspunten

#### Kadeconstructie

Breedte metselwerkwand (gem) =	0.9	[m]
Bovenkant kademuur =	1.0	[m NAP]
Bovenkant houten vloer =	-1.1	[m NAP]
Hoogte metselwerkwand =	2.10	[m]

#### Waterpeilen

grondwaterstand (g.w.s) =	-0.4	[m NAP]
waterpeil gracht =	-0.4	[m NAP]

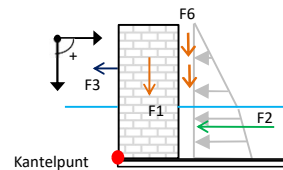
#### Ontwerp uitgangspunten

Ontwerpniveau =	Afkeur	[-]
Gevolgklasse =	CC1	[-] (tabel B1 NEN-EN 1990+A1+A1/C2:2011/NB:2011)
Risicoklasse =	RC1	[-] (Mag in een verband worden gezien met gevolgklasse. (tabel B3 NEN-EN 1990+A2+A1/C2:2011/NB:2011))
Ontwerpjaar voor 2012 =	Ja	[-] (Voor bouwwerken die vallen onder het bouwbesluit 2003 of daarvoor gelden andere partiële factoren.) (bouwbesluit 2003 is vervallen op 1-1-2012)

### Belastingen en belastingcombinaties

Partiële belastingfactoren voor uiterste grenstoestanden STR en GEO

		Blijvende belastingen			Variabele belastingen			
		Ongunstig	Ongunstig	gunstig	Verkeer	Verkeer	Wind	Overige
		> 2012	≤ 2012	alle	> 2012	≤ 2012	alle	alle
6.10a	CC1	-	1.00	1.00	-	1.00	1.10	1.05
6.10b	CC1	-	1.00	1.00	-	1.00	1.10	1.05



Voor de bepaling van het moment wordt het momentenulpunt gekozen aan de voorzijde wand met de aansluiting van de vloer

Belasting	$F_{rep}$ [kN]	$\gamma_m$ (6.10a)	$F_{ed;6.10a}$ [kN]	$\gamma_m$ (6.10b)	$F_{ed;6.10b}$ [kN]	e [m]	$M_{ed;6.10a}$ [kNm]	$M_{ed;6.10b}$ [kNm]	Opmerking	
$F_{1,vert}$	EG/Rb (wand)	33.4	1.00	33.4	1.00	33.4	0.45	15.0	15.0	
$F_{2,hor}$	Grondbelasting	-20.1	1.00	-20.1	1.00	-20.1	0.6	-12.9	-12.9	Grondbelasting uit Plaxis
$F_{3,hor}$	Trosbelasting	-5.0	1.05	-5.3	1.05	-5.3	1.4	-7.4	-7.4	
$F_{4,hor}$	Waterdruk gracht	3.5	1.00	3.5	1.00	3.5	0.2	0.8	0.8	
$F_{5,hor}$	Waterdruk grond	-3.5	1.00	-3.5	1.00	-3.5	0.2	-0.8	-0.8	
$F_{6,ver}$	Wrijving	7.3	1.00	7.3	1.00	7.3	0.9	6.3	6.3	

### Controle Kantelstabiliteit

#### Controle Kantelstabiliteit metselwerk

6.10a	$\Sigma_{pos} =$	22.1	$\Sigma_{neg} =$	-21.0	U.C. =	0.95	[-]	Voldoet
6.10b	$\Sigma_{pos} =$	22.1	$\Sigma_{neg} =$	-21.0	U.C. =	0.95	[-]	Voldoet

### Controle Afschuiving

$F_{ed,vert} =$	40.7	[kN]	Wrijvingsgetal =	0.7	[-]	(houten vloer)
Wrijvingsgetal =	0.7	[-]				
$F_{ed,vert;wr} =$	28.5	[kN]				

#### Controle afschuiving metselwerk

6.10a	$F_{horizontaal,tot} =$	-25.4	[kN]	U.C. =	0.89	[-]	Voldoet
6.10b	$F_{horizontaal,tot} =$	-25.4	[kN]	U.C. =	0.89	[-]	Voldoet

## **Bijlage L Template TAK rapportage**

# Toetsing Amsterdamse Kademuren

## Rapportage technisch advies kademuur Rakcode

### Opdrachtgever

Programma bruggen en kademuren (PBK) Gemeente Amsterdam.

### Opsteller(s)

Naam

Functie

Naam Ingenieursbureau

### Gecontroleerd door

Naam

Naam Ingenieursbureau

### Status

Concept / Definitief

### Kenmerk

Rakcode-TA-TAK-Datum-C/D

Vrijgave PL	Paraaf	Datum

## Samenvatting advies

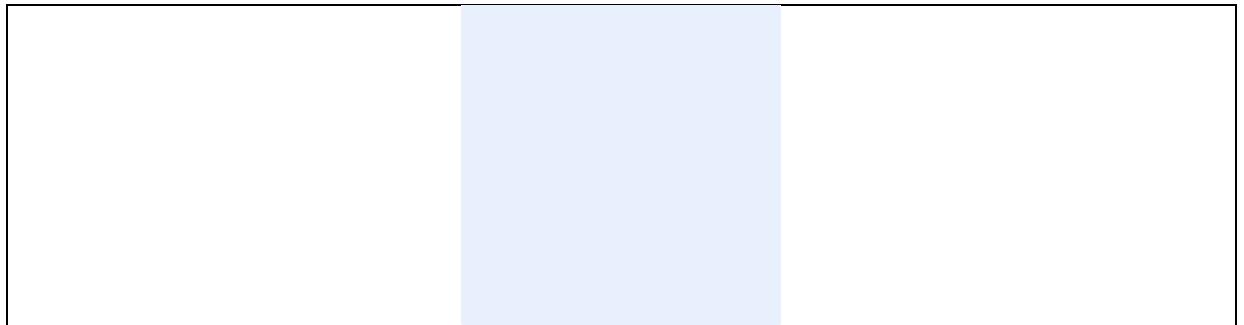
### Technisch advies veiligheidsmaatregelen

Om de veiligheid te waarborgen wordt geadviseerd om de volgende veiligheidsmaatregelen te treffen:

Rak(deel) <sup>*1</sup>	Onderdeel	U.C.	U.C.	U.C.	Advies <sup>**2</sup>	Opmerking
		1 jaar	15 jaar	30 jaar		
-A	1. Deformatie				0. Regulier beheer 1. Beperken 2. levensduurverlenging 3. Versterken	Vb. o.b.v gevoeligheidsberekening
	2. Alg. Stabiliteit					
	3. Geo. palen					
	4. Sterkte palen					
	5. Sterkte kespren					
	6. Kantelen					
	7. Glijden					
-B	1. Deformatie				0. Regulier beheer 1. Beperken 2. Monitoren 3. Versterken	
	2. Alg. Stabiliteit					
	3. Geo. palen					
	4. Sterkte palen					
	5. Sterkte kespren					
	6. Kantelen					
	7. Glijden					
-C	1. Deformatie				0. Regulier beheer 1. Beperken 2. Monitoren 3. Versterken	
	2. Alg. Stabiliteit					
	3. Geo. palen					
	4. Sterkte palen					
	5. Sterkte kespren					
	6. Kantelen					
	7. Glijden					
-D	1. Deformatie				0. Regulier beheer 1. Beperken 2. Monitoren 3. Versterken	
	2. Alg. Stabiliteit					
	3. Geo. palen					
	4. Sterkte palen					
	5. Sterkte kespren					
	6. Kantelen					
	7. Glijden					

\*1 – Bij meer of minder rakkdelen de regels aanvullen (kopiëren) of verwijderen.

\*\*2-meerdere keuzes mogelijk



Figuur 1-1 – Overzicht rakedelen



# Inhoud

<b>Samenvatting advies</b>	<b>2</b>
<b>1 Inleiding</b>	<b>6</b>
1.1 Algemeen	6
1.2 Leeswijzer	6
1.3 Invulwijzer	6
1.4 Van toepassing zijnde documenten	7
<b>2 Beschrijving kade Rakcode</b>	<b>8</b>
2.1 Basisinformatie	8
2.2 Archiefonderzoek	9
2.3 Beschrijving geometrie van de constructie(s)	9
2.4 Waterbodem	11
2.5 Waterstand, grondwaterstand en stijghoogte	12
2.6 Grondopbouw	12
2.7 Bevindingen uit het ARK	13
2.8 Kritische Kabels en leidingen	13
2.9 Inrichting maaiveld	13
<b>3 Belastingen</b>	<b>14</b>
3.1 Belastinggevallen	14
3.2 Belastingcombinaties	14
<b>4 Toetsingen rak(delen)</b>	<b>15</b>
4.1 Algemeen	15
4.2 Deformatie	15
4.3 Algehele stabiliteit	16
4.4 Geotechnische draagkracht	17
4.5 Sterkte palen	17
4.6 Sterkte kespren	18
4.7 Controle afschuiving	19
4.8 Controle kantelstabiliteit	19
<b>5 Samenvatting en conclusie technische staat</b>	<b>20</b>
5.1 Samenvatting	20
5.2 Conclusie	20
<b>6 Referenties</b>	<b>21</b>

**Bijlage(n)**

**Bijlage 1 – ARK rapportage**

**Bijlage 2 - Analyse metingen houten paalfundering**

**Bijlage 3 - Boombelastingen**

**Bijlage 4 - Plaxis materiaaleigenschappen**

**Bijlage 5 – Plaxis uitvoer van de deformaties**

**Bijlage 6 – Toetsingsbladen geotechnische draagkracht**

**Bijlage 7 – Samenvatting snedekrachten Plaxis**

**Bijlage 8 – Toetsingsresultaten palen**

**Bijlage 9 – Toetsingsresultaten kessen**

**Bijlage 10 – Toetsingsresultaten kantelstabiliteit en glijden van de wand**

# 1 Inleiding

## 1.1 Algemeen

De gemeente gaat de komende jaren investeren in de Amsterdamse bruggen en kademuren door versneld en grootschalig 200 kilometer kademuur en 850 verkeersbruggen aan te pakken. Hiervoor is het Programma Bruggen en Kademuren (PBK) geformeerd. In de komende jaren gaat vooral veel aandacht uit naar het in kaart brengen van de toestand van de constructies.

### Doelstelling

De gemeente wil de staat van de kademuurconstructies op een adequate en eenduidige wijze in kaart brengen. Hiervoor heeft de gemeente een integrale kwantitatieve werkwijze opgesteld: het Toetskader Amsterdamse Kademuren (TAK). Het TAK betreft een toetskader voor specifiek Amsterdamse kademuren, ten behoeve van het rekenkundig toetsen van de constructieve staat en de bepaling van de globale technische restlevensduur. De eerste categorie die daarvoor in aanmerking komt zijn kademuren op houten palen.

### Doel van dit document

Dit rapport is opgesteld voor het leveren van een technisch advies over de constructieve veiligheid van een rak of rakedelen die zijn doorgerekend met behulp van het TAK.

## 1.2 Leeswijzer

Dit document begint met een samenvatting van de toetsingen en een advies voor de kademuur. Hoofdstuk 1 start met de inleiding en in hoofdstuk 2 wordt een beschrijving van de kade behandeld en in 3 volgt een toelichting op de belastingen op de kade. Een overzicht van de verschillende toetsingen is gegeven in hoofdstuk 4. Vervolgens wordt in hoofdstuk 5 de conclusie en het advies van de technische staat gegeven. In hoofdstuk 7 worden alle referenties opgesomd die van toepassing zijn voor de rekenkundige toetsing van het rak.

## 1.3 Invulwijzer

Voor de tabellen en figuren is een invul plaats opgenomen van 1 rakdeel. Wanneer een rak uit meerdere rakedelen bestaat dan kan de tabel worden uitgebreid met het benodigde aantal rakedelen.

## 1.4 Van toepassing zijnde documenten

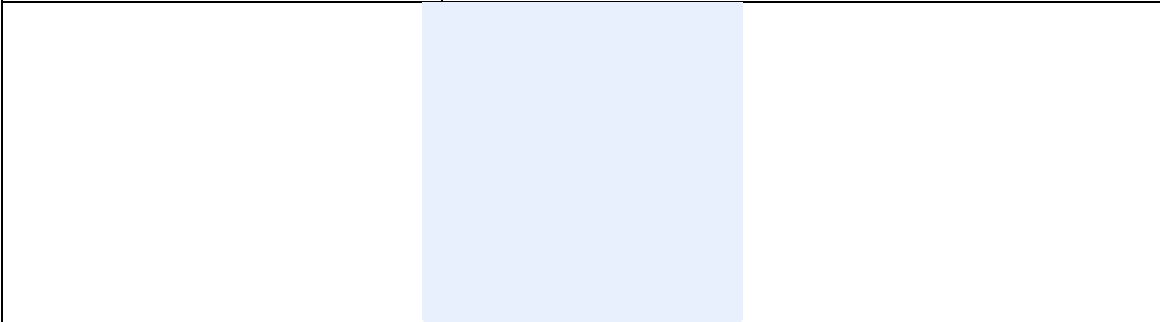
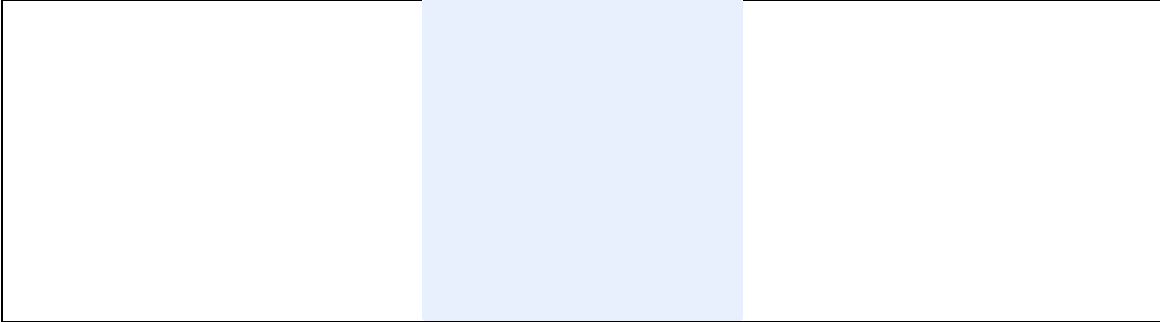
Deze rapportage is opgesteld onder de TAK versie 3.2. De documenten welke in TAK versie 3.2.- hoofdstuk 9 van toepassing zijn verklaard, zijn eveneens van toepassing op dit rak. In aanvulling op de TAK zijn de volgende documenten specifiek voor dit rak van toepassing:

Tabel 1-1 – Documenten specifiek van toepassing voor dit rak

Document	Uitgave	Ref.
Er zijn voor dit rak geen additionele documenten van toepassing ten opzichte van de geldende TAK	n.v.t.	n.v.t.

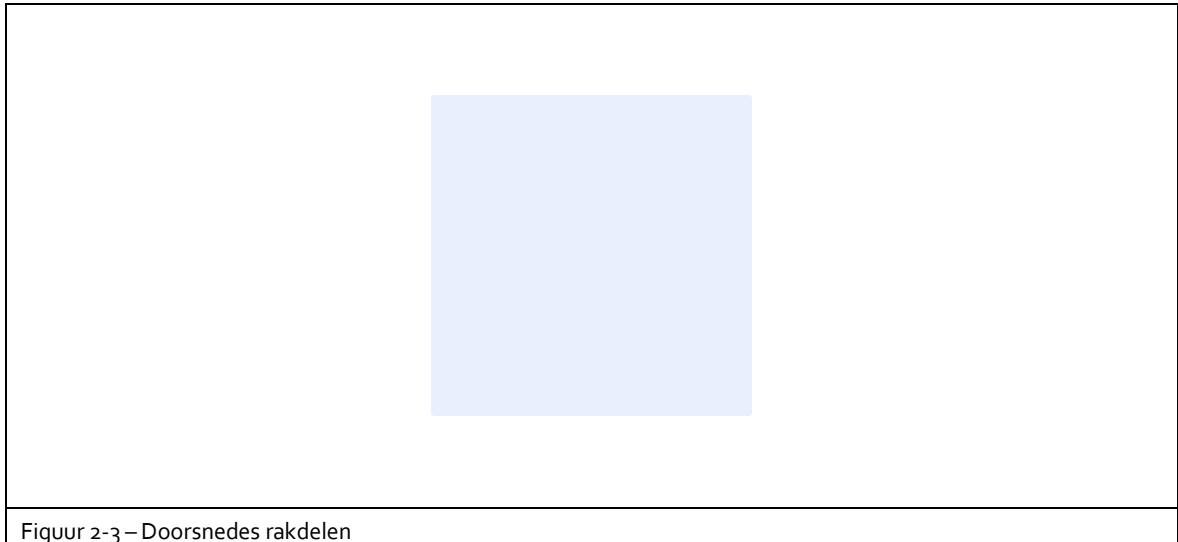
## 2 Beschrijving kade Rakcode

### 2.1 Basisinformatie

Identificatie rak	
Rakcode	
Aantal Rakdelen	
Aangelegen gracht (water):	
Aangelegen straat:	
Stadsdeel:	
Totale lengte rak (GIS):	
Bouwjaar:	
	
Figuur 2-1 - Locatie rak	
	
Figuur 2-2 - Overzichtsfoto rak	

**Beschrijving Rak(deel)/Rakdelen**

Wat is de constructieopbouw, hoogte, functie, leeftijd, kenmerken, bijzonderheden.

**2.2 Archiefonderzoek**

Beschrijving van de bovenbouw van de geschiedenis van het rak o.b.v de gevonden archiefstukken

**2.3 Beschrijving geometrie van de constructie(s)****2.3.1 Bovenbouw**

Beschrijving van de bovenbouw van het gehele rak m.b.v de beschikbare informatie.

Tabel 2-1 – breedtes metselwerk

Rak(deel)	Lengte rakdeel	Maaiveld	B <sub>metselwerk</sub>
	[m]	[m NAP]	[m]
A			

## 2.3.2 Onderbouw

### 2.3.2.1 Houten kespen

Beschrijving van de kespen (indien aanwezig) van het gehele rak m.b.v de beschikbare informatie.

Tabel 2-2 – Afmeting houten kespen

Rak(deel)	Onderdeel	Oorspronkelijk	Inspectie [heden]	Afkeur 1 jaar	Afkeur 15 jaar	Afkeur 30 jaar
	[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
A	Hoogte					
A	Breedte					

### 2.3.2.2 Vloer

Beschrijving van de vloer van het gehele rak m.b.v de beschikbare informatie.

### 2.3.2.3 Schuifhout

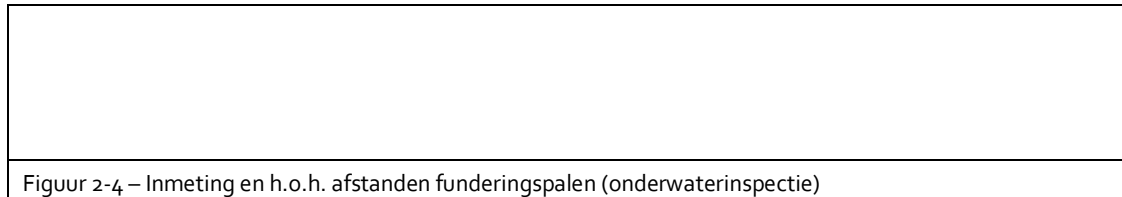
Beschrijving van het schuifhout (indien aanwezig) van het gehele rak m.b.v de beschikbare informatie.

Tabel 2-3 – Afmeting schuifhout

Rak(deel)	Aanwezig	Aangetast	Hoogte	Breedte
	[-]	[-]	[mm]	[mm]
A				

## 2.3.3 Fundering

Omschrijven wat voor funderingspalen er onder een rak(deel) staan. (PPN, Paallengte, gem. diameter, h.o.h. langsrichting, h.o.h. dwarsrichting, tapsheid, schoorstand)



Figuur 2-4 – Inmeting en h.o.h. afstanden funderingspalen (onderwaterinspectie)

Tabel 2-4 – diameter houten palen

Rak (deel)	Onderdeel	Oorspronkelijk	Inspectie	1 Jaar	15 Jaar	30 Jaar
		[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
A	Kopdiameter $D_{kop}$					
A	Puntdiameter $D_{voet}$					

Tabel 2-5 – bepaling h.o.h. afstanden van de palen

Rak(deel)	Lengte rakdeel	Maaiveld	$L_{kEsp}$	Overstek kesp	Aantal palen	h.o.h. dwars	h.o.h. langs
	[m]	[m NAP]	[m]	[m]	[st]	[m]	[m]
A							

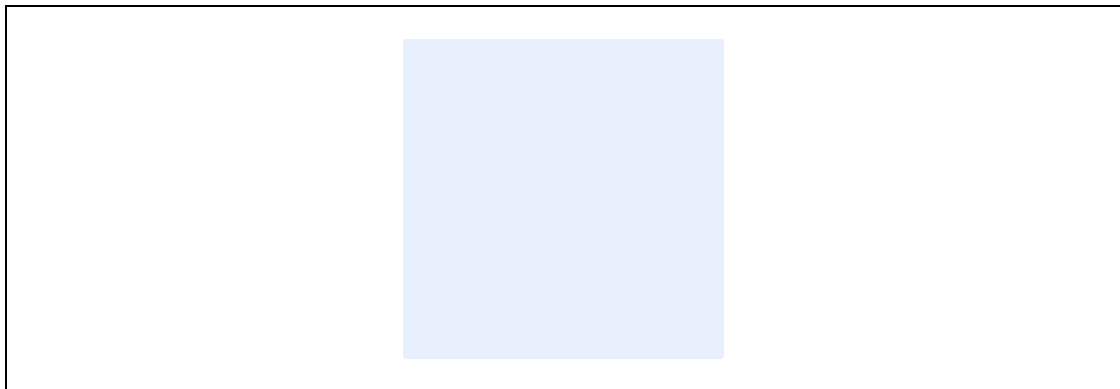
\*Afstanden gemeten vanaf de voorzijde kademuur

### 2.3.4 Onderloopsheidscherm

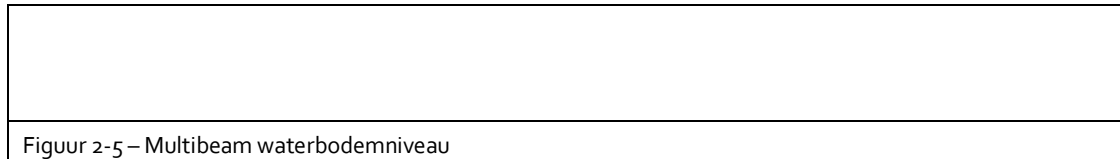
Beschrijving van het onderloopsheidscherm (indien aanwezig) van het gehele rak m.b.v de beschikbare informatie.

### 2.4 Waterbodem

Beschrijving van de waterbodem van het gehele rak m.b.v de beschikbare informatie.







Figuur 2-5 – Multibeam waterbodenniveau

## 2.5 Waterstand, grondwaterstand en stijghoogte

Voor de waterstand, grondwaterstand en stijghoogte van de 1<sup>e</sup> zandlaag wordt verwezen naar het TAK [1]. Indien afgeweken wordt van deze waarde dan kan dat verder in deze paragraaf worden toegelicht.

Tabel 2-6 – Waterstand, grondwaterstand en stijghoogte

Onderdeel	Rakdeel A
	Hoogte [m Nap]
Waterstand	- 0,40
Grondwaterstand	
Stijghoogte	

## 2.6 Grondopbouw

Ter plaatse van dit rak bevinden zich diverse sonderingen. Een representatieve sondering ter plaatse van dit rak is gepresenteerd in onderstaand figuur. De opbouw van deze sondering is gepresenteerd in onderstaande tabel. Voor de sterkte en stijfheidsparameters van alle lagen wordt verwezen naar het TAK [1].

Tabel 2-7 – Grondopbouw kademuur

Laag	Grondlaag	b.k. laag [m NAP]	o.k. laag [m NAP]
-	Verhardingslaag	MV	MV – 0,5 m
01A	Ophooglaag, Zand	MV – 0,5 m	-1,40
07A	Geulopvulling, klei	-1,40	-1,70
08	Hollandveen	-1,70	-2,40
07A	Geulopvulling, klei	-2,40	-2,70
08	Hollandveen	-2,70	-4,70
09	Oude Zeeklei	-4,70	-6,00
10	Wadzand	-6,00	-9,00
11	Hydrobiaklei	-9,00	-11,50

12	Basisveen	-11,50	-11,70
13	Eerste Zandlaag	-11,70	-17,00
16	Geulopvulling, zand met kleilagen	-17,00	-17,50
17	Tweede Zandlaag	-17,50	-23,60

## 2.7 Bevindingen uit het ARK

In deze paragraaf worden de bevindingen uit het ARK opgenomen die van invloed zijn op de toetsing.

Wat is de staat van de onderbouw, mate van aantasting, scheuren metselwerk, grote deformaties, scheefstand

## 2.8 Kritische Kabels en leidingen

Beschrijving van de kritische kabels en/of leidingen (indien aanwezig) van het gehele rak m.b.v de beschikbare informatie.

## 2.9 Inrichting maaiveld

Tabel 2-8 – inrichting maaiveld

Onderdeel	Rakdeel A
	Afstand* [m]
Deksteen	
Rand parkeervak	
Rijbaan	
Stoep	
Gevel (bebouwing)	
Bomen	
Kabels en leidingen	

\*Afstanden gemeten vanaf de voorzijde kademuur

## 3 Belastingen

### 3.1 Belastinggevallen

In deze paragraaf kan een toelichting worden gegeven waarom men afwijkt van een genoemd belastingsgeval uit de TAK omschrijving of waarom een belastingsgeval niet van toepassing is.

#### Parkeerbelasting

Toelichting op de belasting en waarom wel/niet van toepassing

#### Verkeersbelasting

Toelichting op de belasting en waarom wel/niet van toepassing

#### Mensenmenigte

Toelichting op de belasting en waarom wel/niet van toepassing

#### Haalkombelasting

Toelichting op de belasting en waarom wel/niet van toepassing

#### Boombelasting

Toelichting op de belasting en waarom wel/niet van toepassing

### 3.2 Belastingcombinaties

Van de genoemde belastingcombinaties in het TAK worden de volgende beschouwd voor dit rak

Tabel 3-1 Toe te passen combinatiefactoren bij de te beschouwen belastingcombinaties

Belastingen permanent	BC1	BC2	BC3	BC4*
Parkeerbelasting	1,0	1,0	0	0
Boombelasting (eigen gewicht)	0	0	0	1,0
Belastingen variabel	BC1	BC2	BC3	BC4*
Verkeersbelasting	1,0	0,8	0	0,8
Haalkom/bolderbelasting	0,3	1,0	0,3	0,3
Evenementbelasting (mensenmassa)	0	0	1,0	0
Boombelasting* (horizontaal door wind)	0,3	0,3	0,3	1,0

\*Indien belastingsgeval niet aanwezig dan bij belastingcombinatie N.V.T.

## 4 Toetsingen rak(delen)

### 4.1 Algemeen

De rakdelen worden getoetst op de volgende onderdelen:

1. Deformatie
2. Algehele stabiliteit
3. Geotechnische draagkracht
4. Sterkte palen
5. Sterkte kessen
6. Kantelstabiliteit
7. Glijden van het metselwerk

De toetsresultaten worden in dit hoofdstuk per onderdeel behandeld. In elk onderdeel worden de toetsingen per rakdeel en per belastingcombinatie gepresenteerd.

### 4.2 Deformatie

Voor deformatie moeten de volgende drie eisen volgens het TAK worden getoetst.

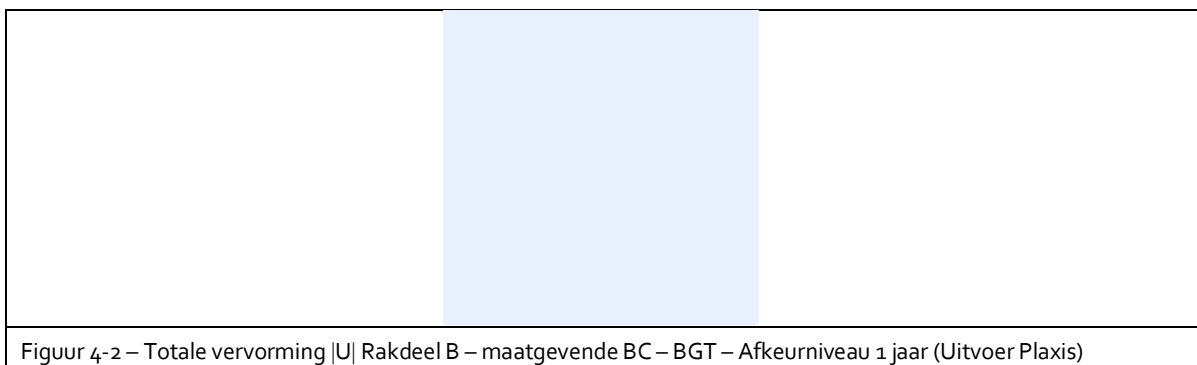
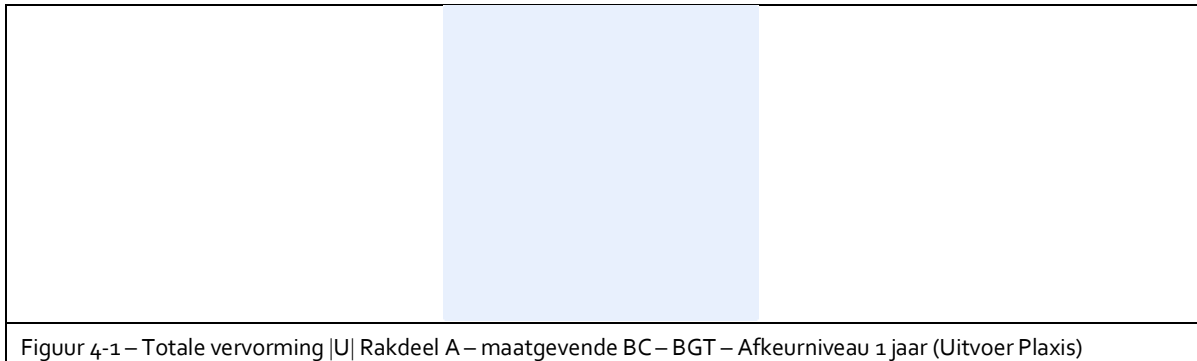
- Functionaliteit in het geding.
- Esthetische eisen worden overschreden.
- Ontoelaatbare vervormingen van constructies in de omgeving.

$U_{hor,1}$  = Horizontale deformatie bovenkant metselwerk per niveau restlevensduur

$|U|_{k+l}$  = Totale deformatie (horizontaal + verticaal) t.p.v. kritische kabels en leidingen

Tabel 4-1 – Resultaten en toetsingen (reeds) opgetreden vervormingen (huidige verplaatsing) per rakdeel – BGT

Niveau Restlevensduur		1 jaar	15 jaar	30jaar	1 jaar	15 jaar	30jaar
Eis		< 50 mm	< 50 mm	< 50 mm	< 10 mm	< 10 mm	< 10 mm
Rakdeel*	BC	$U_{hor,1}$	$U_{hor,1}$	$U_{hor,1}$	$ U _{k+l}$	$ U _{k+l}$	$ U _{k+l}$
		[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
A	1						
A	2						
A	3						
A	4						



### Conclusie deformatie

Beschrijving van de conclusies van de deformatie per rakdeel

## 4.3 Algehele stabiliteit

In figuur 4-2 zijn de resultaten voor algehele stabiliteit voor de verschillende belastingcombinaties en modelleringen gegeven.

Tabel 4-2 – Resultaten algehele stabiliteit

Niveau Restlevensduur		1 jaar	15 jaar	30jaar
Eis		$\geq 1,0$	$\geq 1,0$	$\geq 1,0$
Rakdeel*	BC	$M_{sf}$	$M_{sf}$	$M_{sf}$
		[-]	[-]	[-]
A	1			
A	2			
A	3			
A	4			

### Conclusie algehele stabiliteit

Beschrijving van de conclusies van de algehele stabiliteit per rakdeel

## 4.4 Geotechnische draagkracht

In onderstaande tabel zijn de resultaten voor de geotechnische draagkracht voor de verschillende rakdelen en belastingcombinaties weergegeven. De maximale geotechnische draagkracht per rakdeel is bepaald in bijlage 6.

Tabel 4-3 - Maximale geotechnische draagkracht

Rakdeel*	BC	Max. geotechnische draagkracht
		$R_{c,d,net}$ [kN]
A	1	

De geotechnische draagkracht zal niet afnemen over de jaren. Door de gereduceerde stijfheid zal de normaalkracht in de palen wel afnemen. Om deze reden wordt het voldoende geacht de geotechnische draagkracht enkel voor een restlevensduur van 1 jaar te toetsen.

Tabel 4-4 – Resultaten geotechnische draagkracht  $F_{c,d} \leq R_{c,d,net}$

Niveau Restlevensduur		1 jaar	1 jaar
Rakdeel*	BC	$F_{c,d}$	U.C.
		[kN]	[-]
A	1		
A	2		
A	3		
A	4		

### Conclusie geotechnische draagkracht

Beschrijving van de conclusies van de geotechnische draagkracht per rakdeel

## 4.5 Sterkte palen

De maximale toegestane spanningen zijn weergegeven in Tabel 4-5. In bijlage 7 is een samenvatting opgenomen met de uitgelezen snedekrachten en in bijlage 8 zijn de maatgevende toetsingsbladen opgenomen. In hoofdstuk 5 zijn de resultaten voor de sterkte van de palen voor de verschillende rakdelen en belastingcombinaties weergegeven.

Tabel 4-5 - Maximale toegestane houtspanningen palen

Rakdeel	Sterkteklasse*	Max. toegestane spanning*			
		Buiging	Druk	Trek	Afschuiven
		$f_{m,d}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{c,o,d}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{t,o,d}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{v,d}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
A	C24	11,1	10,8	6,5	1,8

\*aanpassen indien houtsterkte afwijkt van de tak.

Tabel 4-6 – Maatgevende toetsingsresultaten houten funderingspalen.

Niveau Restlevensduur					1 jaar		15 jaar		30 jaar	
Rak-deel	B	Maatgevende snedekracht	Maatgevend bezwijk- mechanisme	Maat- gevende locatie	$\sigma_{Ed}$	U.C.	$\sigma_{Ed}$	U.C.	$\sigma_{Ed}$	U.C.
	C	[kNm] / [kN]	[-]	[m NAP]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[-]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[-]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[-]
A	1	$M_{max} / N_{max;min}^*$	Buiging+druk							
A	2	$M_{max} / N_{max;min}^*$	Buiging+druk							
A	3	$M_{max} / N_{max;min}^*$	Buiging+druk							
A	4	$M_{max} / N_{max;min}^*$	Buiging+druk							

\*Opmerking: Kies de maatgevende snedekracht

### Conclusie sterkte van de palen

Beschrijving van de conclusies van de sterkte van de palen per rakdeel

## 4.6 Sterkte kespen

De maximale toegestane spanningen zijn weergegeven in Tabel 4-5. In bijlage 7 is een samenvatting opgenomen met de uitgelezen snedekrachten en in bijlage 9 zijn de maatgevende toetsingsbladen opgenomen. In hoofdstuk 5 zijn de resultaten voor de sterkte van de kespen voor de verschillende rakdelen en belastingcombinaties weergegeven.

Tabel 4-7 - Maximale toegestane houtspanningen kespen

Rakdeel	Sterkteklasse*	Max. toegestane spanning*			
		Buiging	Druk	Trek	Afschuiven
		$f_{m;d}$	$f_{c;o;d}$	$f_{t;o;d}$	$f_{v;d}$
		[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]
A	C24	11,1	10,8	6,5	1,8

\*aanpassen indien houtsterkte afwijkt van de tak.

Tabel 4-8 – Maatgevende toetsingsresultaten houten kespen.

Niveau Restlevensduur				1 jaar		15 jaar		30 jaar	
Rak-deel	BC	Maatgevende snedekracht	Maatgevende bezwijk- mechanisme	$\sigma_{Ed}$	U.C.	$\sigma_{Ed}$	U.C.	$\sigma_{Ed}$	U.C.
		[kNm] / [kN]	[-]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[-]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[-]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[-]
A	1	$M_{max} / V_{max/min}^*$							
A	2	$M_{max} / V_{max/min}^*$							
A	3	$M_{max} / V_{max/min}^*$							
A	4	$M_{max} / V_{max/min}^*$							

\*Opmerking: Kies de maatgevende snedekracht

### Conclusie sterkte van de kessen

Beschrijving van de conclusies van de sterkte van de kessen per rakdeel

## 4.7 Controle kantelstabiliteit

Uit de resultaten van de Plaxis 2d berekening dient per rakdeel voor alle belastingcombinaties gekeken te worden of het metselwerk stabiel is. De maatgevende situatie per rakdeel wordt hieronder gepresenteerd en in bijlage 10 zijn de maatgevende toetsingsbladen opgenomen.



Beschrijving van de conclusies van de kantelstabiliteit per rakdeel.

## 4.8 Controle glijden van de wand

Uit de resultaten van de Plaxis 2d berekening dient per rakdeel voor alle belastingcombinaties gekeken te worden of het metselwerk stabiel is. De maatgevende situatie per rakdeel wordt hieronder gepresenteerd en in bijlage 10 zijn de maatgevende toetsingsbladen opgenomen.

Beschrijving van de conclusies van de controle op glijden van de wand per rakdeel



## 5 Samenvatting en conclusie technische staat

### 5.1 Samenvatting

Tabel 5-1 – Overzicht toetsresultaten constructieve veiligheid per rakdeel.

Rak(deel)	Onderdelen	U.C. [1 jaar]	U.C. [15 jaar]	U.C. [30 jaar]
-A	1 Deformatie			
	2 Alg. stabiliteit			
	3. Geo palen			
	4. Sterkte palen			
	5. Sterkte Kespens			
	6. Kantelen			
	7. Glijden			

\*1 – Bij meer rakkdelen de regels aanvullen (kopiëren).

### 5.2 Conclusie

#### Conclusie technische staat en levensduur per rakdeel

Voor het waarborgen van de constructieve veiligheid van dit rak worden hier per rakdeel de conclusies en technische staat beschreven.

#### Conclusie en advies gevoeligheidsberekening

Welke maatregelen binnen de berekening kunnen worden genomen om de kadeconstructie te laten voldoen voor een gekozen periode.

#### Aanvullende onderzoeken

Wanneer na de TAK beoordeling blijkt dat er nog onderzoeken ontbreken die significant kunnen bijdragen aan de rekenkundige beoordeling dan moeten deze onderzoeken worden uitgezet.

## 6 Referenties

- [1] Gemeente Amsterdam, „TCVK-TAK 3.2: Toetskader Amsterdamse Kademuren - Van toepassing op metselwerk kademuren (gewichtsmuren op houten funderingen) in beheer bij gemeente Amsterdam, Concept, versie 1.0,” 23-12-2022.
- [2] Gemeente Amsterdam, „TCVK-ARK 1.0: Amsterdamse Risicobeoordeling kademuren - Van toepassing op metselwerk kademuren (gewichtsmuren op houten funderingen) in beheer bij gemeente Amsterdam, Definitief, versie 1.0,” 23-7-2022.
- [3] A. Noord/Zuidlijn, „Grondonderzoek Noord/Zuidlijn - Parameterset definitief ontwerp,” Amsterdam, 2000.

## Bijlage(n)

## Bijlage 1 – ARK rapportage

## **Bijlage 2 - Analyse metingen houten paalfundering**

## Bijlage 3 - Boombelastingen

## Bijlage 4 - Plaxis materiaaleigenschappen

## Bijlage 5 – Plaxis uitvoer van de deformaties



# Bijlage 6 – Toetsingsbladen geotechnische draagkracht

## **Bijlage 7 – Samenvatting snedekrachten Plaxis**

## Bijlage 8 – Toetsingsresultaten palen

## Bijlage 9 – Toetsingsresultaten kessen

# **Bijlage 10 – Toetsingsresultaten kantelstabiliteit en glijden van de wand**