

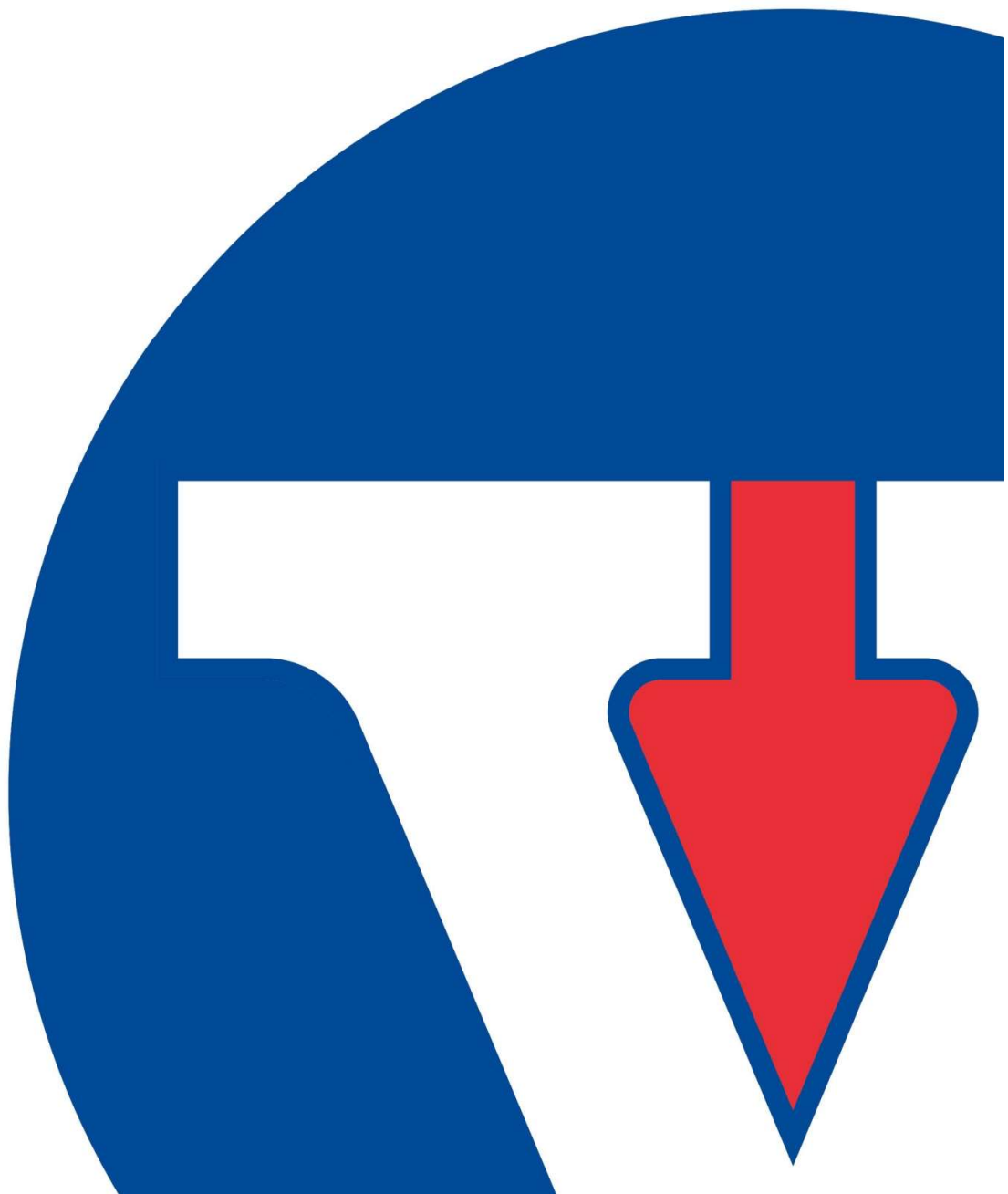


DVA engineering B.V.
DESIGN • VERIFICATION • ASSISTANCE

avans
hogeschool

Project : Haalbaarheidsstudie RD palenwand

Rapport : STU-RD-RAP Stads Kantoor Venlo



Haalbaarheidsstudie RD-palenwand

STU-RD-RAP-Stadskantoor Venlo

Opdrachtgever : Avans Hogeschool & DVA Engineering
Projectnaam : Haalbaarheidsstudie RD palenwand
Projectnummer : STU-RD
Type document : Rapport
Opsteller : Thijs van den Broek
Revisie : 3

	Naam:	Datum:	Paraaf:
Opsteller:	Thijs van den Broek	16-6-2021	
Geverifieerd:			
Vrijgegeven:			
Geaccepteerd:			

Voorwoord

De aanleiding van dit onderzoek is ter tafel gekomen na gesprekken met Wilbert van den Broek. Hiervoor willen ik en mijn afstudeerpartner Tim van Brouwershaven hem bedanken. Daarnaast willen wij hem ook voor de ondersteuning tijdens het onderzoek bedanken. Hierbij doe ik ook een dank uit naar de docenten van de Hogeschool Avans die mij de afgelopen jaren geholpen hebben met het vergaren van civiel technische kennis. Specifiek wil ik hierbij Hans Sloots en Will Mertens bedanken voor de ondersteuning tijdens dit onderzoek. Tot slot wil ik Tim van Brouwershaven bedanken voor de prettige samenwerking.

Samenvatting

Dit rapport is een haalbaarheidsstudie naar het Scandinavische bouwkuipsysteem in Nederland. De zogenaamde RD-palenwand is een uniek buispalen systeem wat in Nederland nog nooit is toegepast. De unieke slotverbinding in combinatie met het trillingsvrij inbrengen van de RD-paal kan zorgen voor oplossingen op de Nederlandse geotechnische markt.

De verscherpte ijsstellingen die gericht zijn op het trillingsvrij aanbrengen van wandelementen zorgt voor hogere kosten voor bedrijven, instanties en organisaties. Binnen de Nederlandse geotechniek ontbreekt een trillingsvrij bouwkuipsysteem welke kan concurreren met de huidige bouwkuipsystemen. De RD-palenwand dient dan goedkoper en trillingsvrij te kunnen worden aangebracht om zo de Nederlandse markt te versterken.

Het onderzoek is opgebouwd uit verschillende onderdelen om te zorgen voor een eerlijk vergelijk tussen de RD-palenwand en de bestaande Nederlandse systemen. Het is van belang om te weten te komen in welke grondslag de RD-palenwand wel of niet kan concurreren met een specifieke Nederlandse variant. Hierom is gekozen voor onderzoek op twee totaal verschillende casussen in Nederland. Een casus met stijve grond en een casus met slappe grond. In dit rapport is gekeken naar de haalbaarheid van de RD-palenwand in stijve Nederlandse grond. De casus Stads Kantoor Venlo is hierbij aangenomen.

Met het bepaalde grondprofiel van de casus is gekeken naar de bestaande Nederlandse varianten en welk van deze varianten het best kan worden toegepast voor de specifieke casus. Op basis van een Multi-criteria analyse is invulling gegeven aan de keuze van deze variant. De diepwand bleek voor de casus Stads Kantoor Venlo het meest gunstig, hierbij is de RD-palenwand dus nog niet meegenomen.

Vervolgens zijn de RD-palenwand en diepwand berekend. Deze berekeningen zijn gedaan op basis van de huidige normen en richtlijnen waarin uitgebreid staat beschreven aan welke zaken dient te worden getoetst voor een veilig ontwerp. Daarnaast is altijd getracht economisch te ontwerpen. Met de resultaten van deze berekeningen is een vergelijk opgesteld tussen de RD-wand en de diepwand op basis van materiaalkosten.

Tabel 1; Conclusie.

Systeem	Diepwand	RD-palenwand (SSAB)	RD-palenwand
Dimensionering	800mm	RD800/10	RD800/8
Kosten	€ 977.000,-	€953.440,-	€859.200,-

De RD-palenwand bleek een lagere hoeveelheid staal per strekkende meter benodigd te hebben voor het stabiel blijven van de kuip in de grondslag te Venlo dan de diepwand staal en beton benodigd heeft. Er zijn twee resultaten beschreven waarbij een daarvan niet uit de catalogus van SSAB komt, maar wel voldoet aan de Nederlandse normen en richtlijnen. Enkel op basis van materiaal kan de RD-palenwand dus concurreren met de diepwand in stijve grond. Het wordt verwacht dat de uitvoeringskosten van de RD-palenwand lager uitvallen dan de diepwand, waardoor het verschil groter zou kunnen worden. In slappere grondprofielen is het verschil tussen de RD-palenwand en de Nederlandse variant minder gunstig. Er wordt aanbevolen om extra onderzoek te doen naar de uitvoerbaarheid van de RD-palenwand in Nederland in relatie met de kosten om de totale haalbaarheid van de RD-palenwand te bevestigen.

Summary

This report is a study on how the RD-Pile-Wall can be implemented in the Dutch market for construction pits. The so-called RD-Pile-Wall from Swedish company SSAB has a unique locking system in combination with a vibration free insertion method. This system has the potential of being cheaper in vibration free building in the Dutch geotechnical world.

In the Netherlands the demands of installation for construction pits have intensified over the years. Using vibration free methods has become a standard for building in urban environments. These demands result in higher costs for contractors and clients. In this thesis it is investigated if the RD-Pile-Wall can compete in the Dutch market.

It's important to know more about where in the Netherlands, based on the soil, the RD-Pile-Wall can be a competitor. Therefore is chosen for an research on two totally different cases in the Netherlands. One case is based on stiff soil parameters and one case is based on weak soil parameters. In this report the study for the RD-Pile-Wall in stiff Dutch soils has been executed. The case "Stadskantoor Venlo" has been used for the comparison.

From the Multi criterium analyses it appeared that the diaphragm wall is most efficient in the Venlo case. Within this determination the RD-Pile-Wall has not yet been included.

Subsequently were the designs made for both the RD-Pile-Wall as the diaphragm wall. These designs were made according to Dutch norms and standards. During the design the material costs are optimized within the limits of the norms and standards. With the results of these designs a comparison is made based on material costs.

Tabel 2; Conclusion.

System	Diaphragm Wall	RD-Pile-Wall (SSAB)	RD-Pile-Wall
Dimension	800mm	RD800/10	RD800/8
Cost	€ 977.000,-	€953.440,-	€859.200,-

The RD-Pile-Wall seemed to be lower in costs using steel. The diaphragm wall was higher in costs using concrete and reinforcement. Based on only material costs the RD-Pile-Wall can compete with the diaphragm wall in stiff Dutch soils. It is highly likely that implementation costs of the diaphragm wall are higher than the costs of implementation for the RD-Pile-Wall. This results in an even bigger benefit for the RD-Pile-Wall. In weak soils the difference between the RD-Pile-Wall and Dutch variant is less beneficial. It's has been recommended that a research on the implementation costs of the RD-Pile-Wall in Dutch soils should be executed to ensure better insight of the total feasibility of the RD-Pile-Wall in the Netherlands.

Inhoudsopgave

1. Inleiding	8
1.1 Achtergrondinformatie	8
1.2 Probleemstelling	8
1.3 Doelstelling	8
1.4 Hoofd- en deelvragen	9
1.5 Leeswijzer	9
2. Basis voor het onderzoek	10
2.1 Toegepaste normen en richtlijnen	10
2.2 Project gerelateerde documenten	10
2.3 Gebruikte programmatuur	11
3. RD-paal	12
3.1 Modellen	13
3.2 RM/RF interlock	13
3.3 Boorprincipe	14
3.4 Werkwijze	16
4. Theoretisch Kader	17
4.1 Bouwkuipen	18
4.2 Geotechnische uitgangspunten	18
4.3 Ontwerpstappenplan CUR166	24
4.3.1 Uitgangspunten	24
4.3.2 Maatgevende parameters	25
4.3.3 Bepalen berekeningsschema	26
4.3.4 Dimensioneringsberekeningen	27
4.3.5 Controle vervorming	28
4.3.6 Controle dwarskracht en normaalkracht	28
4.3.7 Controle op moment	29
4.3.8 Controle totale stabiliteit (Bishop-methode)	29
4.3.9 Controle hydraulische grondbreuk	29
4.3.10 Controle ankers	30
4.3.11 Controle op Opbarsten	32
4.3.12 Controle op verticaal draagvermogen	32
5. Onderzoeksmethode	33
5.1 Grondprofielen	34
5.2 Keuze concurrent	34
5.3 Berekening varianten	37
6. Resultaten	38
6.1 Casus Stads Kantoor Venlo	38
6.2 Multi-criteria analyse	42
6.3 Resultaat berekeningen	44
6.3.1 Diepwand in Venlo	46
6.3.2 RD wand in Venlo	47
6.4 Resultaat materiaal	48
6.4.1 Diepwand in Venlo	48
6.4.2 RD wand in Venlo	49
7. Vergelijk	49
8.0 Conclusie	50
8.1 De diepwand	50
8.2 De RD wand	51
9. Discussie	51
9.1 De diepwand	52
9.2 De RD wand	53

10. Aanbevelingen	53
11. Toepasbaarheid RD-wand in Nederland	53
12. Bijlagen	54
12.1 Bijlage I; bestaande bouwkuipensystemen in Nederland	54
12.2 Bijlage II; grondonderzoek	54
12.3 Bijlagen III; Multi-criteria analyse	54
12.4 Bijlagen IV; berekening diepwand	54
12.5 Bijlagen V; berekening RD-wand	54
Bibliografie	54

1. Inleiding

Dit rapport is onderdeel van een haalbaarheidsstudie naar de RD-Pile Wall van het staalbedrijf SSAB in Nederlandse grondslag. In dit rapport wordt de RD-palenwand vergeleken met een bouwkuip systeem dat wordt toegepast in Nederland, onder bepaalde grond omstandigheden. Hierbij worden beide systemen ontworpen volgens de CUR 166 voor een Casus uit Venlo.

In dit hoofdstuk wordt het onderzoek toegelicht. Aan de hand van de achtergrondinformatie en de probleemstelling wordt met de hoofdvraag het doel van dit rapport beschreven. In hoofdstuk 5 wordt verder ingegaan op de onderzoeksmethode.

1.1 Achtergrondinformatie

Aannemers, opdrachtgevers en andere partijen die te maken hebben met het ontwerpen en realiseren van binnenstedelijke bouwkuipen krijgen steeds vaker te maken met technische en financiële impasses. De omgevingsfactoren krijgen een steeds grotere rol bij de realisatie van bouwwerken zoals kantoorpanden, parkeergarages, havens en kademuren. Het aanbrengen van grond kerende elementen op basis van trillen of heien is in binnenstedelijk gebied niet toegestaan. De voornaamste reden hiervoor is de risico op schade aan belendingen door trillingen in de grond en het veroorzaken van geluidsoverlast in de omgeving.

Aannemers worstelen met het zoeken naar financieel haalbare oplossingen welke technische kwaliteit kunnen garanderen. Als andere technieken technisch niet haalbaar zijn, is de laatste mogelijke stap die in veel gevallen wordt gemaakt het bouwen van een diepwandkuip. De keuze voor een diepwand als grond kerende constructie is vaak financieel onaantrekkelijk. De bouwkuip wordt vaak te duur wanneer een diepwand wordt gerealiseerd. Tussen een combiwand systeem en het diepwand systeem ontbreekt een tussenstap. Het in de Scandinavische landen veel toegepaste “RD Pile Wall” systeem kan deze rol wellicht innemen.

In samenwerking met DVA Engineering is dit onderzoek uitgevoerd. DVA Engineering is een onafhankelijk ingenieursbureau gespecialiseerd in de geotechniek en de constructieve waterbouw.

1.2 Probleemstelling

Wanneer de randvoorwaarden en contracteisen niet anders toelaten zal bij een diepe bouwkuip snel gekozen worden voor een diepwandsysteem. De realisatie van dit bouwkuipsysteem is vaak economisch niet aantrekkelijk. Op de Nederlandse markt mist een passend alternatief voor diepe bouwkuipen welke trillingsvrij en waterdicht kan worden toegepast. Het Scandinavische “RD Pile Wall” systeem kan hierin mogelijkheid bieden.

1.3 Doelstelling

Met deze haalbaarheidsstudie wordt de potentie van de RD-palenwand in Venlo onderzocht. Er wordt bepaald aan de hand van het grondprofiel of de RD-palen wand goedkoper is dan de normaal Nederlandse gekozen variant. De nadruk ligt hierbij op de materiaalkosten

1.4 Hoofd- en deelvragen

In deze paragraaf wordt doormiddel van de hoofdvraag en deelvragen het projectonderzoek afgebakend.

Hoofdvraag:

Op welke manier kan de RD-Pile Wall voor een diepe bouwkuip in binnenstedelijk gebied worden toegepast en concurreren op basis van technische- en financiële haalbaarheid met bestaande technieken in Nederland?

1. Wat zijn de gangbare systemen voor diepe, binnenstedelijke bouwkuipen in Nederland die trillingvrij aangebracht worden?

- Op welke manier worden dergelijke systemen toegepast, kortom wat zijn de voor- en nadelen?
- Aan de hand van welke criteria worden deze systemen met elkaar vergeleken?
- Welk systeem heeft de potentie te concurreren met de RD-Pile Wall per Casus op basis van het grondprofiel en gestelde eisen en randvoorwaarden?

2. Hoe ziet zowel de concurrent, die volgt uit de MCA van deelvraag 1, als de RD-Pile Wall er technisch uit als deze zijn ontworpen op basis van de huidige ontwerpnormen en de gestelde eisen en randvoorwaarden?

Per casus:

- Hoe ziet de RD-Pile Wall eruit aan de hand van de calculaties voor de casus?
- Hoe ziet het concurrerende systeem eruit aan de hand van de calculaties voor de casus?
- Verschil in techniek in de Zweedse grondslag en Nederlandse grondslag.

3. Wat zijn de globale kosten van de eventueel toe te passen systemen op basis van planning, materiaal en materieel?

4. Welk systeem, de concurrent of de RD-Pile Wall, wordt toegepast per casus op basis van een Multi-criteria analyse gebruikmakend van de resultaten van deelvraag 2&3?

Multicriteria analyse op basis van:

- Omgevingsfactoren
- Technische haalbaarheid
- Economische haalbaarheid
- Planning
- Risico's

5. Welk advies kan worden gegeven aan de hand van de resultaten over het wel of niet toepassen van het RD-Pile Wall systeem, en zijn er eventuele aanpassingen noodzakelijk voor de implementatie van het systeem in Nederland?

1.5 Leeswijzer

In dit rapport wordt allereerst ingegaan op RD-palenwand. In hoofdstuk 3 staat beschreven hoe het Scandinavische systeem is ontworpen. Vervolgens wordt ingegaan op theorie die is gebruikt bij het bepalen van het grondprofiel. Daaropvolgend wordt uitgelegd op welke manier de wandsystemen zijn ontworpen. Deze twee theoretische kaders staan beschreven in hoofdstuk 4. Vervolgens wordt ingegaan op de resultaten van de casus Venlo. Dit hoofdstuk; "resultaten" is opgesteld volgens de volgorde van de hoofd- en deelvragen uit de vorige paragraaf. Hierin wordt eerst gekeken naar de betreffende casus en de daarbij

horende grondanalyse. Vervolgens wordt getoetst welk van de bestaande systemen voor bouwkuipen in Nederland het best gebruikt kan worden in de casus Venlo. Daarna worden er paragrafen gewijd aan de berekeningen voor zowel de Nederlandse concurrent als de RD-palenwand. Het resultaat van deze berekeningen zal worden gebruikt om het vergelijk te maken tussen de systemen. Dit resultaat wordt gebruikt om iets te zeggen over de haalbaarheid van de RD-palenwand in Nederland.

2. Basis voor het onderzoek

In dit hoofdstuk worden de project gerelateerde documenten, de gehanteerde normen en richtlijnen en de gebruikte programmatuur beschreven.

2.1 Toegepaste normen en richtlijnen

De volgende normen zijn toegepast:

Tabel 2; Gebruikte Normen en Richtlijnen.

Norm	Omschrijving
NEN-EN 1990+A1+A1/C2:2011, NEN-EN 1990+A1+A1/C2:2011/NB:2011	Grondslagen van het constructief ontwerp
NEN-EN 1993-1-1+C2+A1(nl):2016	Ontwerp en berekening van staalconstructies – Deel 1-1: Algemene regels en regels voor gebouwen
NEN-EN 1993-5:2008 NEN-EN 1993-5+C1:2009/NB:2012	Ontwerp en berekening van staalconstructies – Deel 5: Palen en damwanden
NEN-EN 1997-1+C1+A1:2016	Eurocode 7: Geotechnisch ontwerp – Deel 1: Algemene regels
NEN 9997-1+C2(nl):2017	Geotechnisch ontwerp van constructies – Deel 1: Algemene regels
NEN-EN-605	Beton richtlijnen en normen
NEN-EN 206+NEN 8005	Beton- specificaties, eigenschappen, vervaardiging en conformiteit
NEN 5104:1989 NL	Geotechniek – classificatie van onverharde grondmonsters
CUR-publicatie 166 (6 ^e herziene druk) Damwandconstructies, deel 1 en 2, versie 2012	Damwandconstructies
CUR 231- publicatie diepwanden	Handboek diepwanden
CUR-publicatie 211	Handboek kademuren

2.2 Project gerelateerde documenten

Tabel 3; Project gerelateerde documenten.

Documentnaam	Betreft	Versie	Datum	Opmerking
STU-RD-RAP-001	Vooronderzoek	1.0	2-6-2021	
STU-RD-RAP-002-TvB	Grondonderzoek & casusbeschrijving	1.0	2-6-2021	
STU-RD-RAP-003-TvB	Multi-Criteria Analyse/keuze verantwoording	1.0	2-6-2021	
STU-RD-RAP-004-TvB	Ontwerprapport	1.0	2-6-2021	



2.3 Gebruikte programmatuur

Tabel 4; Gebruikte programmatuur.

Programma	Versie	Toepassing
D-Sheet Piling	19.3	Dimensioneringsberekeningen
Excel	2008	Gebruik spreadsheet
Civil 3D 2020 Netherlands	2020	Tekenen
PileWallCalc	4.3.0.0 2020-06-01	Bepalen invoerparameters RD palen

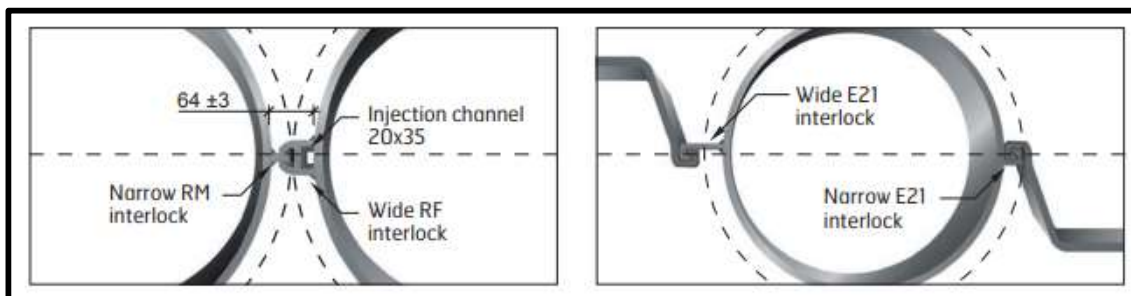
3. RD-paal

De RD-palenwand is een product van het Zweedse staalbedrijf SSAB. Dit bedrijf produceert staal en staalproducten. Een onderdeel van de catalogus van dit bedrijf is de RD-paal. Deze paal wordt gebruikt bij het realiseren van kademuuren en bouwkuipen in harde grondlagen. In het figuur hiernaast is de RD-paal te zien.



Figuur 1; RD-paal. (SSAB, 2021)

De RD-paal is een spiraal gelaste buispaal met een uniek connectie systeem genaamd; "RM/RF interlock". Het interlock systeem is speciaal toegepast op de RD-paal om te zorgen dat het overmaatse boorsysteem kan worden toegepast. Tevens is het RM/RF interlock systeem beter geschikt om trekkrachten en drukkrachten op te vangen tijdens de realisatie. In het figuur hier is te zien hoe dit systeem werkt.



Figuur 2; RM/Rf interlock RD-paal in vergelijking met het gangbare E21 slot. (SSAB, 2021)

De buispalen worden bij het plaatsen aan elkaar gekoppeld met het interlock systeem. Hierbij worden de buispalen zonder torsie op elkaar ingeschoven. In harde grondlagen (gesteente) wordt gebruik gemaakt van overmaatse boormethodiek. In figuur 1 is dit weergegeven met de gestippelde cirkelvormige lijn. Het RF-gedeelte van het slot haakt in op het RM-gedeelte waarbij de boor vrij kan boren zonder in contact te komen met de voorgaande RD-paal. Hierdoor kan er een waterdichte wand worden gecreëerd. Afhankelijk van de waterdrukken buiten de wand dienen de sloten nog te worden afgelast. In sommige gevallen wordt tijdens de fasering van de wand verdichtend materiaal toegepast zoals PUR of bitumen.

In Nederlandse termen wordt een dergelijk systeem niet gebruikt, omdat het slotsysteem nog niet bekend is. Ook worden buispalen in Nederland bij trillingvrije aanbrengmethoden altijd draaiend in de grond gebracht, hierbij is koppeling van individuele palen niet mogelijk. Daarnaast zijn de waterspanningen in Nederland vaak hoog en zorgen voor extra complicaties bij de waterdichtheid. Deze complicaties zorgen ervoor dat een Nederlandse stalen buispalenwand niet gegarandeerd waterdicht is. Met de RD-palenwand kan deze barrière mogelijk worden doorbroken. De RD-wand is dus een trillingsvrije, waterdichte palenwand en dat is uniek.

In de volgende paragrafen wordt meer informatie gegeven over de RD palen over beschikbare modellen, boorprincipes en faseringstechniek.

3.1 Modellen

De buizen zelf worden geproduceerd door SSAB. Zij stellen verschillende modellen beschikbaar met verschillende sterkte classes en afmetingen, zie figuur hieronder. Op deze manier kan de RD-paal multifunctioneel worden ingezet. De RD palen in het figuur hieronder kunnen alle worden toegepast bij het realiseren van een RD-Pile Wall of RD-Pile combinatie muur. De lengtes van de buizen worden op maat geleverd.

Pile	Diameter [mm]	Weight [kg/m]								
		Wall thickness [mm]								
		10	12.5	14.2	16	18	20	21	22	23
RD220	219.1	51.6	63.7							
RD270	273.0	64.9	80.3							
RD320	323.9	77.4	96.0							
RD400	406.4	97.8	121.4							
RD500	508.0	122.8	152.7	172.9	194.1					
RD600	610.0	148.0	184.2	208.6	234.4	262.8				
RD700	711.0	172.9	215.3	244.0	274.2	307.6	340.8			
RD800	813.0	198.0	246.8	279.7	314.5	352.9	391.1	410.2	429.2	
RD900	914.0	222.9	277.9	315.1	354.3	397.7	440.9	462.5	484.0	
RD1000	1016.0	248.1	309.3	350.8	394.6	443.0	491.3	515.3	539.3	563.2
RD1200	1220.0	298.4	372.2	422.3	475.1	533.6	591.9	621.0	650.0	679.0

	Steel grades S460MH and S550J2H		Steel grades S355J2H and S440J2H
	Steel grades S355J2H, S460MH and S550J2H		Check availability from SSAB sales
	Steel grades S355J2H, S440J2H and S550J2H		

Figuur 3; beschikbare RD-palen SSAB. (SSAB, 2021)

3.2 RM/RF interlock

Zoals eerder beschreven is het RM/RF interlock systeem multifunctioneel. Niet alleen geeft dit slot de mogelijkheid om overmaats te boren, zie hoofdstuk 3.3. Het slot is in staat hogere krachswerkingen op te vangen tijdens de realisatie, zie figuur 4. Figuur 4 is verdeeld in axiale trekkracht, axiale drukkracht en maximale dwarskracht in het slot. Het RM/RF slot is beter bestand tegen hogere krachten tijdens realisatie, het slot is hier specifiek voor ontworpen. Het voordeel hiervan is dat de sloten minder snel los worden getrokken, er kan hierdoor met minder risico toch dieper worden geboord. In het Rapport: "STU-RD-Rap-003 MCA" wordt uitgelegd hoe de scheefstand gevolgen kan hebben voor de inbrengbaarheid. In sommige gevallen kan een E21 slot worden aangelast om een combinatie wand te creëren met bestaande damwand modellen. Mocht hierbij overmaats boren van toepassing zijn dan dient een zijde van het E21 slot te worden verlengd zoals ook is weergegeven in figuur 2. (SSAB, 2021)

Inter-lock	Axial tensile capacity T_r (kN/m)	Axial compression capacity C_r (kN/m)	Shear capacity perpendicular to lock cross-section V_{rel} (kN/m)
E21	1202	-	374
RM/RF	1702	4260	790

Figuur 4; maximale krachten in slotverbinding. (SSAB, 2021)

	Water flow through interlock [l/h/m]								
	Water pressure [m]								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Empty RM/RF interlock	50	100	150	200	250	300	350	400	450

Figuur 5; waterflow RD-paal. (SSAB, 2021)

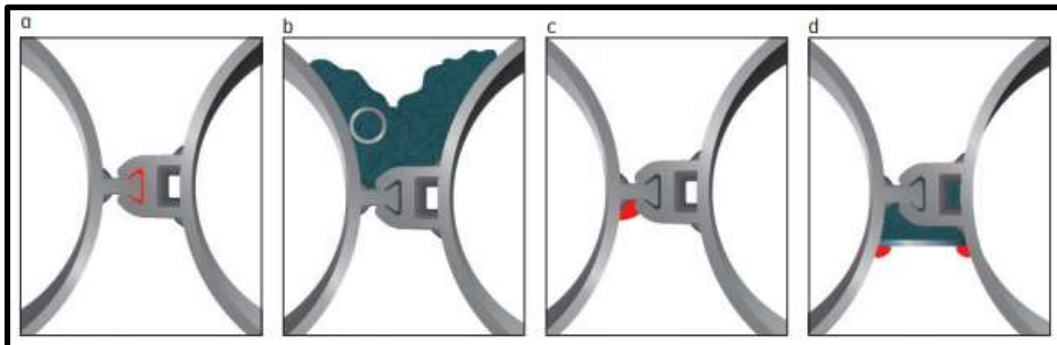
Het slot zorgt daarnaast voor de waterdichtheid van de wand of kuip. In het figuur hiernaast staat vermeld wat de waterstroming door het slot is wanneer deze niet is afgedicht. Deze waarden zijn in het laboratorium bepaald. Verwacht wordt dat onder praktische omstandigheden de waterdichtheid al groter blijkt (SSAB, 2021). Om deze waarden te verbeteren kunnen er verschillende

afdichtmaterialen worden gebruikt die om de beurt andere invloed hebben op de waterdichtheid. Deze invloeden zijn getest in een laboratorium door SSAB, zie figuur hieronder. Er wordt verschil gemaakt tussen bitumen afdichting, PUR afdichting en teer afdichting. De gegevens in deze grafiek geven de maximale waterdruk aan. Wanneer de wand niet permanent is heeft de afdichting een katalyserend effect op de wrijving die optreedt bij het verwijderen van de wand.

De waterdichtheid kan voldoende zijn in bepaalde situaties. Afhankelijk van de grondwaterstand, de grondslag en het gebruik van de palenwand wordt de waterdichtheid bepaald. Wanneer de waterdruk toeneemt door fluctuaties in de grondwaterstand en eventuele stroomsnelheden in de bodem zal de kans op lekkages toenemen door het interlock heen. Naast de genoemde slotafdichtingen uit figuur 6 is het ook mogelijk om aan de binnenzijde van de kuip de sloten dicht te lassen. Deze optie geeft gegarandeerde waterdichtheid en wordt vaak gebruikt voor permanente doeleinde. In de afbeelding hieronder zijn de verschillende mogelijkheden weergegeven. Optie A maakt gebruik van verschillende afdichtmaterialen zoals weergegeven in figuur 6. Bij optie B wordt de achterliggende grond volgespoten met grout. Hierbij kan het grout overigens ook door het wijde RF-gedeelte van het slot worden geperst. Hiermee kan de hoogte worden bepaald door het plaatsen van het ventiel op de desbetreffende hoogte. De beste oplossing is wanneer de wijde en smalle kant van de interlock aan elkaar worden gelast, dit gebeurt bij oplossing C. In sommige gevallen lekt het slot te veel, lassen wordt daardoor bemoeilijkt. SSAB stelt dan voor om een plaat toe te passen en deze vast te lassen, zoals in figuur 6d. Indien nodig kan de ruimte hiertussen worden gevuld met grout. Er zijn dus voldoende mogelijkheden om de RD-palenwand in alle omstandigheden waterdicht te realiseren.

Sealant material	Water pressure achieved in test [m]		
	Immediately after installation	1 day after installation	1 month after installation
Plain RM/RF interlock	0	0	0
Bitumen sealant	60*	60*	60*
PU based sealant	0	15*	15*
Tar – Grease mix	0	0	0

Figuur 6; afdichtmaterialen interlock. (SSAB, 2021)

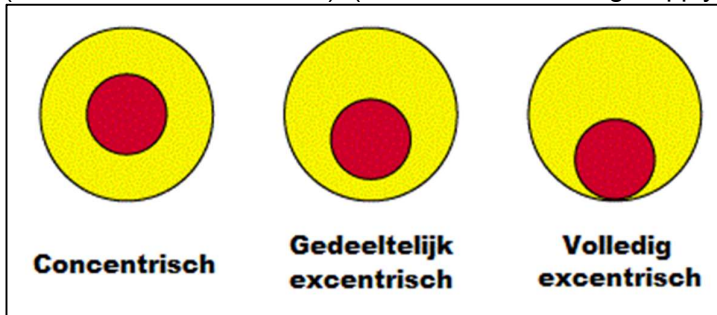


Figuur 7; afdichten RD-Pile. (SSAB, 2021)

3.3 Boorprincipe

In geval van boren in harde grondlagen zoals gesteente worden de buispalen in de Scandinavische landen concentrisch geboord uitgevoerd. Dit betekent dat de boor vanuit het middelpunt overal evenwijdig boort. In tegenstelling tot excentrisch boren heeft concentrisch boren het voordeel om gemakkelijker door oneffenheden in gesteente te boren. Bij concentrisch boren wordt er in een rechte lijn geboord. Het is nog niet bekend hoe het

Scandinavische boorprincipe zal functioneren in Nederlandse grondopbouw. De verschillen zijn aangegeven in het figuur hieronder. (YP Robit Rocktools, 2013), (America West Drilling Supply, Inc. Rotex, 2008)



Figuur 8; boorprincipe bij DTH-drilling. (Schlumberger); aangepast door T. van Brouwershaven.

Het boorstuk zelf heeft een grotere buitenste diameter dan de RD-paal, zoals ook te zien is in figuur 2. Op dit moment worden er drie verschillende boorstukken gebruikt die alle concentrisch boren. Alle zorgen ervoor dat er ruimer wordt geboord dan de diameter van de buispaal om de koppeling te kunnen maken tussen de individuele buispalen. In het figuur hieronder zijn de verschillen te zien. Bij type A wordt de zogenaamde "integrated ring bit" vast gelast aan de RD-Pile. De boorkop (in figuur: "drilling pilot") koppelt aan de ring bit bij het boren en wordt door een tegendraadse beweging ontkoppeld wanneer de paal op diepte is. Dit betekent dat de gehele "integrated ring bit" achterblijft in de grond. (Robit Group, 2017)

Bij type B wordt boven maaiveld de ring bit gekoppeld aan de boor nadat de boor door de buis is geplaatst. Na het bereiken van de juiste diepte door het boren wordt middels een tegendraadse beweging ontkoppeld van de ring bit. Hierbij is er minder arbeid en materiaalkosten nodig dan bij type A. Echter, wanneer vanwege obstakels gestopt dient te worden met boren kan de boor zeer waarschijnlijk niet meer koppelen met de ring bit. Bij type A kan wel direct herkoppeld worden.

Bij type C wordt er geen gebruik gemaakt van een ringstuk om meer booroppervlak te creëren. Bij dit systeem klapt de boorkop uit tijdens het boren, en deze klapt in bij een tegendraadse beweging. Dit betekent dat het volledige boormateriaal wordt teruggewonnen wanneer de buispaal op diepte is. (Robit Group, 2017)

Het overmaats boren zorgt ervoor dat de het RM gedeelte van het slot vrij in de grond zit. Het RF gedeelte valt buiten de overmaatse boorcirkel en koppelt met het RM stuk van de vorige buispaal.



Figuur 9; boorstukken Robit bij boren RD-paal. (Robit Group, 2017)

In figuur 9 is te zien hoe de verschillende boortypes tot elkaar verhouden. De belangrijkste verschillen zijn betrouwbaarheid en de kosten. De verschillen zorgen voor een bepaalde risico afweging. Afhankelijk van de grondsoort en de bouwlocatie wordt vooraf bepaald welke boor het beste gebruikt kan worden om kosten te drukken of risico te beperken. Deze risico verhouding is gebaseerd op Scandinavische standaarden. Voor de Nederlandse standaard zal uitvoeringstechnisch onderzoek nodig zijn. Verwacht wordt dat door het gebrek aan hard gesteente en rotsen (bedrock and boulders) in Nederlandse grond het gebruik van de verschillende boortypes anders ligt.

	Integrated	Solitary	Wing bit
Drilling speed in bedrock	+	+	+
Drilling speed in boulders	+	+	–
Accuracy of drilling	+	+	–
Investment costs (pilot)	€	€	€ €
Pile costs (what remains in the hole)	€ € €	€ €	€
Repair costs (sharpening of buttons, repair welds, wearing parts)	€	€	€ € €
Function in problematic situations (braking of valve, blocking or breaking of hammer)	+++	---	---

SSAB

Figuur 10; specificaties boorkoppen. (SSAB, 2021)

In scandinavische landen wordt naast het overmaats boren ook gebruik gemaakt van avegaar technieken. Wanneer de RD paal wordt geplaatst in klei grondlagen wordt het klei verwijderd middels een avegaar boor. Hierbij wordt de avegaarboor in de RD paal geplaatst. Voor zandige gronden is het onwaarschijnlijk dat de avegaar boor goed werkt.

3.4 Werkwijze

De fasering van de buispalen dient vooraf worden te bepaald om zo min mogelijk eindaansluitingen te maken. Het nadeel van een eindaansluiting is dat de exacte maat zeer waarschijnlijk niet overeenkomst met de diameter van een RD-paal. Hierdoor kan deze aansluiting niet verbonden worden met een slot, en neemt dus de waterdichtheid af. Er zijn twee verschillende manieren om een eindverbinding te realiseren deze zijn te zien in de figuren hieronder. Voor beide systemen is het noodzakelijk om grout te injecteren om de waterdichtheid te garanderen.

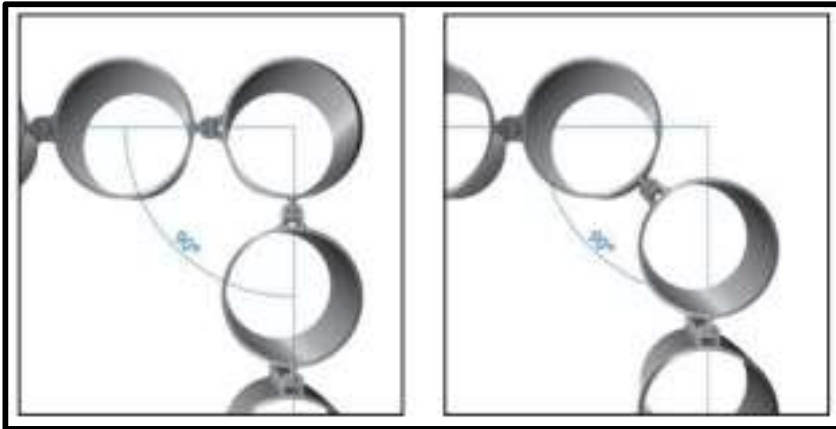


Figuur 12; eindverbinding overlap. (SSAB)



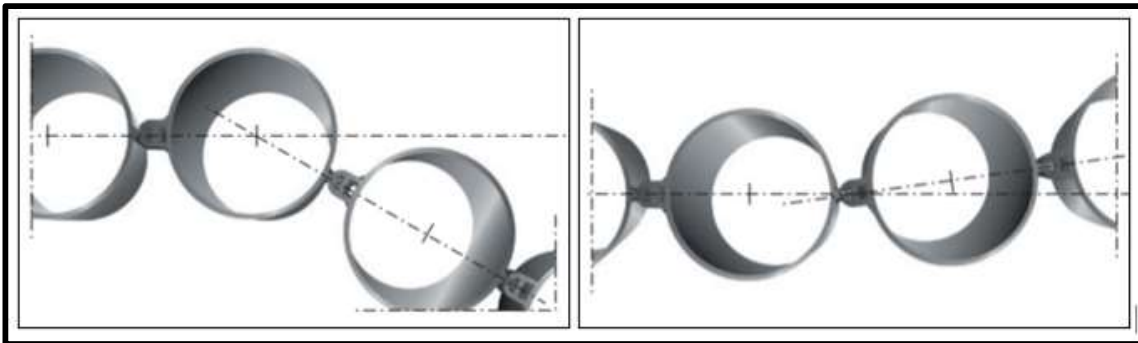
Figuur 11; eindverbinding individuele paal. (SSAB)

De hoekverbinding kan vervolgens ook op twee manieren worden gerealiseerd afhankelijk van de toepassing. Het kan kostenbesparend zijn om te kiezen voor een de rechtse variant, mits dit niet in conflict komt met andere constructies in de kuip. Voor beide versies is het van belang om de slotrails anders op de buispaal te lassen. Dit moet vooraf worden bepaald.



Figuur 13; mogelijke hoekverbindingen. (SSAB)

Het slotsysteem kan per verbinding een hoek maken van zo'n 5 graden. Dit kan worden gebruikt voor eventuele correcties tijdens het plaatsen, maar ook voor het realiseren van bochten.



Figuur 14; slotverbindingen. (SSAB)

De RD-palenwand kan worden ingezet voor permanente constructies waarbij hoge horizontale en verticale krachten spelen. De RD-palenwand is geschikt voor hoge horizontale krachten vanwege de hoge stijfheid. Het gebruik van grote diameter buispalen in combinatie met een dikkere wanddikte zorgt voor meer stijfheid. Afhankelijk van de diepte en de sondering kan de RD-palenwand ook verticaal dienen als fundering voor bovengelegen constructies. (SSAB) Het verticaal draagvermogen is van groot belang en nog onbepaald in Nederlandse situaties.

4. Theoretisch Kader

In dit hoofdstuk wordt het theoretisch kader behandeld. Allereerst wordt beschreven welke bouwkuipsystemen in Nederland worden toegepast. Vervolgens zijn er voor dit onderzoek drie processen uitgevoerd die volgens bepaalde normen en richtlijnen dienen worden uitgevoerd. Deze processen hebben betrekking op de volgende deelvragen:

- Op welke manier wordt het grondprofiel bepaald in de casus Stads Kantoor Venlo?
- Hoe wordt het vergelijk gemaakt tussen bestaande bouwkuipsystemen in Nederland voor de casus Stads Kantoor Venlo?
- Op welke manier is het ontwerpproces voor de RD-palenwand en de gekozen concurrent uitgevoerd?

Met behulp van deze vragen is het theoretisch kader opgesteld welke bij dit afstudeeronderzoek behoort.

4.1 Bouwkuipen

Bouwkuipen worden gebruikt bij de realisatie van ondergrondse constructies zoals parkeergarages, kelders en tunnels. Een bouwkuip is een tijdelijke, waterdichte constructie waarin een ontgraving is uitgevoerd. Als er genoeg ruimte aanwezig is en de grondwaterstand laag genoeg blijft, kan de bouwkuip (bouwput) onder natuurlijk talud worden ontgraven. Zeker bij binnenstedelijke projecten, is deze ruimte vaak niet aanwezig vanwege nabijgelegen wegen, gebouwen en andere belendingen. Er dient dan een bouwkuip te worden gerealiseerd met verticale grondkeringen. Deze grondkeringen zijn benodigd om de te kerende hoogte te kunnen keren. Er zijn binnen de Nederlandse geotechniek verschillende systemen beschikbaar om een bouwkuip te realiseren. Als onderdeel van dit onderzoek is gekeken naar deze systemen. Op basis van sterkte en kosten is in Bijlagen I; "Bestaande systemen" beschreven welke trillingsvrije systemen gangbaar zijn. Hierbij zijn per systeem de voor- en nadelen benoemd.

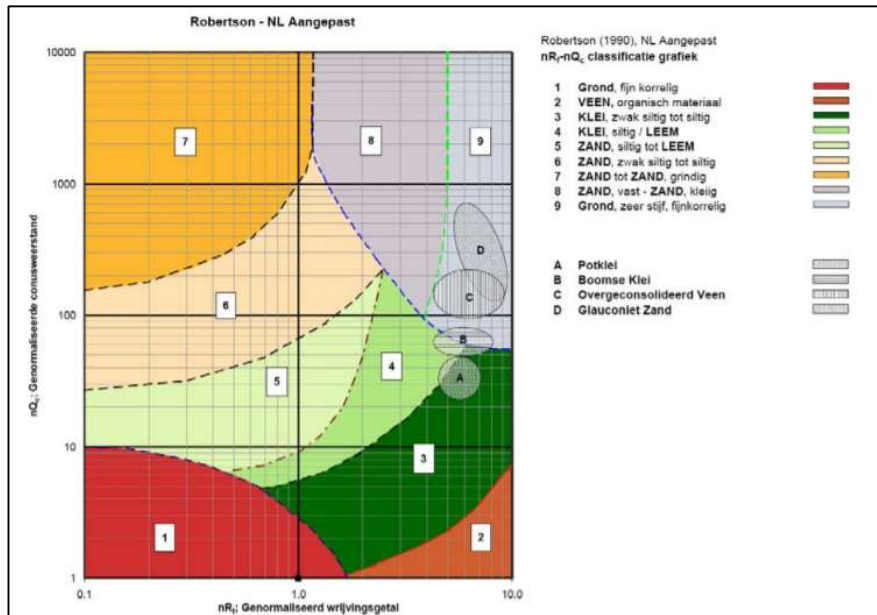
De volgende mogelijke trillingsvrije systemen zijn benoemd in bijlagen I:

- Damwanden
- Combiwanden
 - Traditionele combiwanden
 - LEKA-combiwand
- Stalen buispalenwand
- Betonnen buispalenwand
 - Type A; los van elkaar geplaatst
 - Type B; secans wand
 - Type C; gekoppelde buispalen (RD-principe)
- Diepwand
 - Betonnen diepwand
 - Ingehangen damwand
- CSM (cutter-soil mix wand is onderdeel van de MIP-wanden, mixed in place)

4.2 Geotechnische uitgangspunten

In dit hoofdstuk staat beschreven hoe het grondprofiel wordt bepaald.

De eerste stap voor het bepalen van het grondprofiel en de daarbij horende parameters is het analyseren van de betreffende sonderingen en boringen. Deze analyse wordt gemaakt op basis van het wrijvingsgetal en de conusweerstand. Hiermee kunnen verschillende grondlagen van elkaar worden onderscheiden. Bij het bepalen van de grondlagen wordt de dikte van grondlagen bepaald. Op basis van de combinatie wrijvingsgetal en conusweerstand kan de classificering worden uitgevoerd. Dit gebeurt aan de hand van de grafiek van Robertson. het Robertsondiagram is gebaseerd op Canadese grondsoorten. Fugro heeft van Robertsondiagram een afleiding gemaakt naar Nederlandse grondsoorten, deze staat weergegeven in figuur 1. Een andere methode die gebruikt kan worden voor de bepaling (classificering) van de grondlagen is met de grafiek van Searle (CUR bouw & infra, 2012) figuur 3.2.2, hoofdstuk 3.4.2. In dit onderzoek is gebruik gemaakt van de grafiek van Robertson. Naast de grafiek van Robertson is gekeken naar boringen op locatie, mochten deze gecombineerd kunnen worden met een specifieke sondering dan kan een betere conclusie worden getrokken bij het bepalen van de meeste ongunstige sondering. De benaming van grondsoorten gebeurt volgens de NEN 5104.



Figuur 15; Robertson grafiek Nederlandse grondsoorten. (FUGRO B.V., 2010)

Het vergelijk tussen de resultaten van de Robertson grafiek en de boring zorgt voor een resulterende doorsnede. Hieraan dienen de maatgevende parameters nog te worden gekoppeld. De volgende parameters zijn hierbij van belang:

- γ_c [kN/m³] = droog gewicht van de grond
- γ_{sat} [kN/m³] = natte gewicht van de grond
- q_c [MPa] = conusweerstand
- ϕ' [graden] = hoek van inwendige wrijving
- c' [kPa] = cohesie
- c_u [kPa] = ongedraineerde schuifsterkte
- $k_{h,n}$ [kN/m³] = horizontale bedding constanten voor de stijfheid van grondlagen.

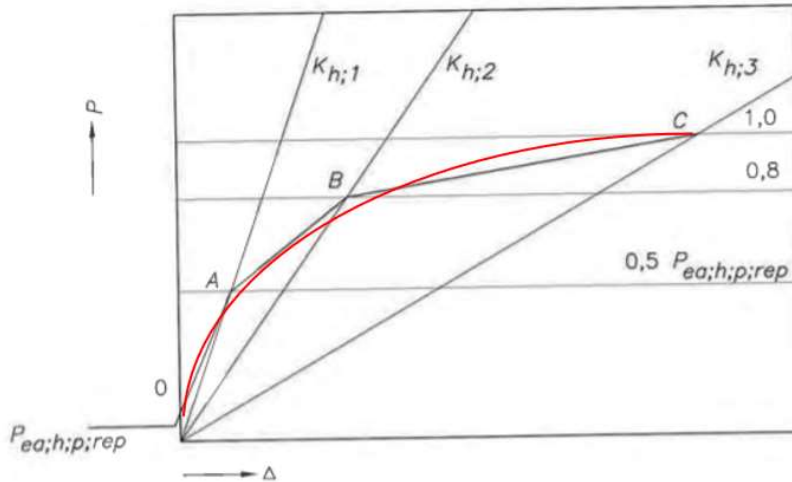
Wanneer de benaming van de grondsoort bepaald is kunnen met tabel 2.b uit de NEN 9997-1 hoofdstuk 3 de paramaters worden bepaald. Deze tabel staat weergegeven op de volgende pagina. Hiermee kan de bedding constanten niet worden bepaald. Hoe de bedding constanten worden bepaald wordt later in deze paragraaf toegelicht.

De waarden in tabel 2.b zijn gemeten bij een omgevingsdruk van 100 kPa, hierdoor moeten de niet samendrukbare grondsoorten, volgens de norm, ook genormaliseerd worden naar 100 kPa. Immers, de stijfheid van een niet samendrukbare grondsoort is afhankelijk van de omgevingsdruk. Om de juiste grondsoort te bepalen, moet de gemeten gemiddelde conusweerstand $q_{c,gem}$ vermenigvuldigd worden met een factor C_{qc} . Deze factor is te berekenen met:

$$C_{qc} = (100/\sigma'_v)^{0.67}$$

Met de genormaliseerde conusweerstand kan naast de classificering ook worden bepaald wat de bedding constanten zijn van niet samendrukbare grondsoorten. Voor samendrukbare grondsoorten wordt de bedding constanten bepaald aan de hand de hand van de ongedraineerde schuifsterkte. (CUR bouw & infra, 2012) tabel 3.10. De bedding constanten vertegenwoordigen het spannings-vervormingsdiagram van een grondsoort. Deze waardes zijn afhankelijk van de omgevingsdruk en verschillen dus niet alleen per grondlaag maar ook

binnen een laag kan de omgevingsdruk verschillen. Met de wet van Hooke kunnen deze constanten worden bepaald. De stijfheid $k = F/u$, waarin (u) de indrukking is van de grondlaag wanneer er een bepaalde kracht op komt. De wet van Hooke beschrijft in dit geval de stijfheid. Voor grondlagen worden drie verschillende veerstijfheden gebruikt. De stijfheid wordt lager naarmate de druk toeneemt, hetzelfde geldt als de trek toeneemt. Alleen samendrukbare gronden kunnen trek opnemen (klei en veen). Grond heeft geen lineaire stijfheid zoals staal, meer een parabolisch verloop. De sterkte van de grond wordt beschreven aan de hand van cohesie en de hoek van inwendige wrijving. De k -waardes zijn als volgt gemoduleerd; de drie k -waardes zijn een benadering van de parabolische stijfheid van een grondsoort, zie het figuur hieronder.



Figuur 16; K-waardes (grondstijfheid). (CUR bouw & infra, 2012)

Zoals eerder beschreven kunnen de K -waardes niet worden afgeleid uit de grafiek hierboven. Dit gebeurt aan de hand tabel 3.10 uit de CUR 166; "damwandconstructies", zie het figuur hieronder. In deze tabel wordt een onderscheid gemaakt in samendrukbare grond en onsamendrukbare grond. Bij samendrukbare grond (veen & klei) worden de bedding constanten bepaald aan de hand van de waarde van de schuifsterkte. Voor niet samendrukbare grond (zand) wordt gebruik gemaakt van de conusweerstand. Voor beide gevallen geldt dat verhoudingsgewijs de constante kan worden aangepast afhankelijk van de waarde van de conusweerstand of de schuifsterkte. Bijvoorbeeld:

-Zand, los met 7,5 MPa $\rightarrow k_1=19500$, $k_2=9750$, $k_3=4875$

Figuur 17; karakteristieke waarden voor het laag- en het hoog gemiddelde van de horizontale bedding constanten bij spanningsverhoging. (CUR bouw & infra, 2012)

		secans-waarde k_h (kN/m ³)					
		¹⁾ $p_0 < p_h < 0,5 p_{ea,h;p;rep}$		$0,5 p_{ea,h;p;rep} \leq p_h \leq 0,8 p_{ea,h;p;rep}$		$0,8 p_{ea,h;p;rep} < p_h \leq p_{ea,h;p;rep}$	
		1 ²⁾	2 ³⁾	1 ²⁾	2 ³⁾	1 ²⁾	2 ³⁾
zand los matig vast	q_c (MPa)						
	5	12000	27000	6000	13500	3000	6750
	15	20000	45000	10000	22500	5000	11250
	25	40000	90000	20000	45000	10000	22500
klei slap matig vast	c_u (kPa)						
	25	2000	4500	800	1800	500	1125
	50	4000	9000	2000	4500	800	1800
	200	6000	13500	4000	9000	2000	4500
veen slap matig	c_u (kPa)						
	10	1000	2250	500	1125	250	560
	30	2000	4500	800	1800	500	1125



In het programma D-sheet worden de wand, de grond en de ankers ieder op verschillende wijze gemoduleerd. Dit is weergegeven in figuur 18. Het model is verdeeld in een aantal secties die elk met elkaar verbonden zijn. De secties in D-sheet zijn als volgt:

- Grond kerende constructie;
- ankers en stempels;
- grond;
- fasering.

Belasting wordt ook met een aparte sectie in D-sheet weergegeven. D-sheet moduleert de belasting als een gespreide verticale belasting door de grondlagen heen. De verschillende grondlagen zorgen voor andere spreidingshoeken van de belasting. Deze twee dimensionale benadering zorgt ervoor dat horizontale spreiding niet wordt meegenomen. Het is dus noodzakelijk om voor de belasting een horizontaal gespreide belasting op te voeren.

Volledige uitleg over het rekenprogramma D-sheet Piling staat beschreven in bijlage IV: "STU-RD-RAP-004 berekening diepwand".

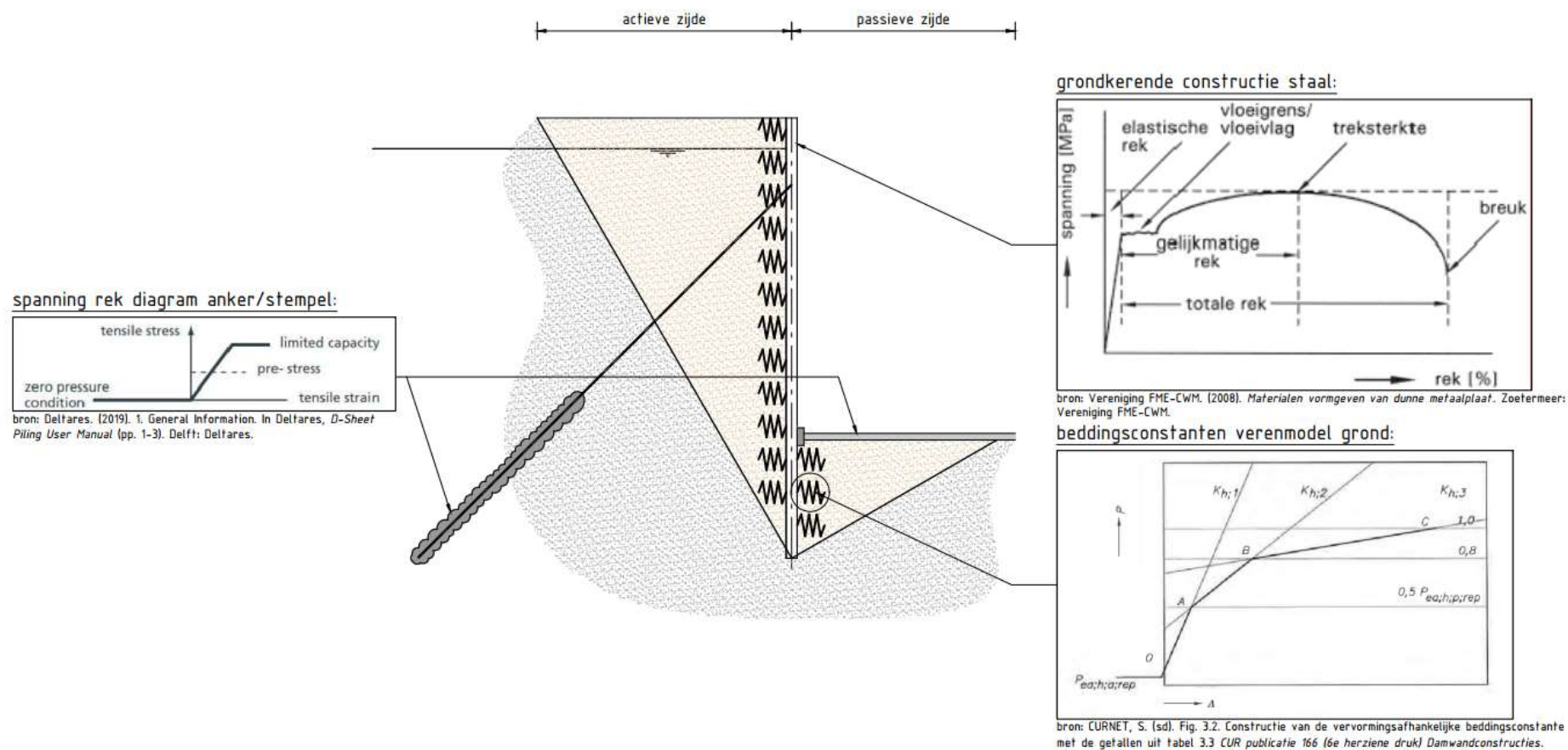


Grondsoort			Karakteristieke waarde ^a van grondeigenschap												
Hoofd-naam	Bijmengsel	Consistentie ^b	γ^c kN/m ³	γ_{sat} kN/m ³	$q_c^{d,g}$ MPa	C_p^g	C_s'	$C_c/(1 + e_0)^g$ [-]	C_α^f [-]	$C_{sw}/(1 + e_0)^g$ [-]	$E_{100}^{g,h}$ MPa	ϕ'^g Graden	c' kPa	c_u kPa	
Grind	Zwak siltig	Los	17	19	15	500	∞	0,004 6	0	0,001 5	45	32,5	0	N.v.t.	
		Matig	18	20	25	1 000	∞	0,002 3	0	0,000 8	75	35,0	0		
		Vast	19 20	21 22	30	1 200 1 400	∞	0,001 9 0,001 6	0	0,000 6 0,000 5	90 105	37,5 40,0	0		
	Sterk siltig	Los	18	20	10	400	∞	0,005 8	0	0,001 9	30	30,0	0	N.v.t.	
		Matig	19	21	15	600	∞	0,003 8	0	0,001 3	45	32,5	0		
		Vast	20 21	22 22,5	25	1 000 1 500	∞	0,002 3 0,001 5	0	0,000 8 0,000 5	75 110	35,0 40,0	0		
Zand	Schoon	Los	17	19	5	200	∞	0,011 5	0	0,003 8	15	30,0	0	N.v.t.	
		Matig	18	20	15	600	∞	0,003 8	0	0,001 3	45	32,5	0		
		Vast	19 20	21 22	25	1 000 1 500	∞	0,002 3 0,001 5	0	0,000 8 0,000 5	75 110	35,0 40,0	0		
	Zwak siltig, kleilig		18 19	20 21	12	450 650	∞	0,005 1 0,003 5	0	0,001 7 0,001 2	35 50	27,0 32,5	0	N.v.t.	
		Sterk siltig, kleilig		18 19	20 21	8	200 400	∞	0,011 5 0,005 8	0	0,003 8 0,001 9	15 30	25,0 30,0	0	N.v.t.
	Leem ^e	Zwak zandig	Slap	19	19	1	25	650	0,092 0	0,003 7	0,030 7	2	27,5 30,0	0	50
Matig			20	20	2	45	1 300	0,051 1	0,002 0	0,017 0	3	27,5 32,5	1	100	
Vast			21 22	21 22	3	70 100	1 900 2 500	0,032 9 0,023 0	0,001 3 0,000 9	0,011 0 0,007 7	5 7	27,5 35,0	2,5 3,8	200 300	
Sterk zandig			19 20	19 20	2	45 70	1 300 2 000	0,051 1 0,032 9	0,002 0 0,001 3	0,017 0 0,011 0	3 5	27,5 35,0	0 1	50 100	
Klei	Schoon	Slap	14	14	0,5	7	80	0,328 6	0,013 1	0,109 5	1	17,5	0	25	
		Matig	17	17	1,0	15	160	0,153 3	0,006 1	0,051 1	2	17,5	5	50	
		Vast	19 20	19 20	2,0	25 30	320 500	0,092 0 0,076 7	0,003 7 0,003 1	0,030 7 0,025 6	4 10	17,5 25,0	13 15	100 200	
	Zwak zandig	Slap	15	15	0,7	10	110	0,230 0	0,009 2	0,076 7	1,5	22,5	0	40	
		Matig	18	18	1,5	20	240	0,115 0	0,004 6	0,038 3	3	22,5	5	80	
		Vast	20 21	20 21	2,5	30 50	400 600	0,076 7 0,046 0	0,003 1 0,001 8	0,025 6 0,015 3	5 10	22,5 27,5	13 15	120 170	
	Sterk zandig	-	18 20	18 20	1,0	25 140	320 1 680	0,092 0 0,016 4	0,003 7 0,000 7	0,030 7 0,005 5	2 5	27,5 32,5	0 1	0 10	
		Organisch	Slap	13	13	0,2	7,5	30	0,306 7	0,015 3	0,102 2	0,5	15,0	0 1	10
	Matig		15 16	15 16	0,5	10 15	40 60	0,230 0 0,153 3	0,011 5 0,007 7	0,076 7 0,051 1	1,0 2,0	15,0	0 1	25 30	
	Veen	Niet voorbelast	Slap	10 12	10 12	0,1	5 7,5	20 30	0,460 0 0,306 7	0,023 0 0,015 3	0,153 3 0,102 2	0,2 0,5	15,0	1 2,5	10 20
Matig voorbelast		Matig	12 13	12 13	0,2	7,5 10	30 40	0,306 7 0,230 0	0,015 3 0,011 5	0,102 2 0,076 7	0,5 1,0	15,0	2,5 5	20 30	
Variatiecoëfficiënt v			0,05			—			0,25			0,10		0,20	

^a De tabel geeft van de desbetreffende grondsoort de lage, respectievelijk de hoge karakteristieke waarde van gemiddelden. Binnen een gebied, vastgesteld door de rij van het bijmengsel en de kolom van de parameter (een cel), geldt:

- als een verhoging van de waarde van een van de grondeigenschappen tot een ongunstiger situatie leidt dan de toepassing van de in de tabel gepresenteerde lagere karakteristieke waarde, moet de rechterwaarde op dezelfde regel zijn gebruikt. Is er rechts geen waarde vermeld, dan moet de waarde er recht onder zijn toegepast;
- OPMERKING Dit is bijvoorbeeld het geval bij negatieve kleef op een paal waar een hogere waarde van ϕ' , c' en c_u ook een hogere waarde van de negatieve kleef oplevert.
- voor $C_c/(1+e_0)$, C_u en $C_{sw}/(1+e_0)$ zijn in de tabel de hoge karakteristieke gemiddelde waarden vermeld.

Figuur 18; tabel 2b grondeigenschappen. (Nederlandse norm, 2017)



Figuur 19; model D-sheet. (Brouwershaven)

4.3 Ontwerpstappenplan CUR166

Om te komen tot een juiste benadering van de bouwkuipen die gebruikt kunnen worden in het werkveld is voor de bepaling van de dimensionering van een bouwkuip gebruik gemaakt van het stappenplan uit de CUR 166. De dimensionering vindt plaats aan de hand van verschillende toetsen op optredende mechanisme. Dit stappenplan bestaat uit: (CUR bouw & infra, 2012)

1. Bepalen van de uitgangspunten;
2. Bepalen van de maatgevende/karakteristieke waarden van de parameters;
 - Grondparameters
 - Waterspanningen
 - Belastingen
2. Bepaal de rekenwaarde (Partiële veiligheidsfactoren);
3. Kies het berekeningsschema A of B;
4. Dimensioneringsberekeningen;
Hierbij worden de volgende parameters gevarieerd om tot een stabiel economisch ontwerp te komen:
 - inbeddingsdiepte
 - maximale ankerkracht
 - hoogte anker(s)
 - aantal ankers
 - buigstijfheid van de wand
 - sterkte van de wand
 - fasering
5. Controle op vervormingen;
6. Controle op dwarskracht en normaalkracht;
7. Controle op momenten;
8. Controle op totale stabiliteit (methode Bishop);
9. Controle op grondbreuk;
10. Controle op ankers;
11. Controle op opbarsten;
12. Controle verticaal draagvermogen;
13. Corrosie;
14. Conclusie.

Het stappenplan wordt doorlopen in bijlage IV; “berekening diepwand” en in bijlage V; “berekening RD-wand”. In deze bijlagen wordt dieper ingegaan op het bepalen, berekeningen of controleren van de stappen. Hierbij is gebruikt gemaakt van het programma D-sheet. De toepassing daarvan wordt ook in de genoemde bijlagen beschreven.

4.3.1 Uitgangspunten

Onder de maatgevende uitgangspunten vallen uitgangspunten over de geometrie, gebruikte gegevens en de berekeningen. Deze uitgangspunten zijn vaak locatieafhankelijk waarbij zowel externe als interne factoren invloed op hebben. Denk aan gestelde uitgangspunten door een opdrachtgever of uitgangspunten die voortkomen uit het grondprofiel.

De maatgevende uitgangspunten zijn onder te verdelen in de volgende punten:

- geometrie
- gebruikte gegevens
- berekeningen

Uitgangspunten geometrie:

- De kuip dient een minimale omtrek te hebben van 50 bij 50 meter. Voor de gehele kuip wordt uitgegaan van één doorsnede, deze is bepaald in bijlage II; casusbeschrijving.
- De grond kerende hoogte is 14,9 m vanaf maaiveld.
- Uitwendig aangebrachte belastingen op de damwand en boven belastingen aan de actieve en passieve zijde van de damwand zijn gebaseerd op de Gelissen Singel gelegen langs de bouwkuip in Venlo. Dit is enkel de verkeersbelasting van 50 kN/m² per as, zonder horizontale spreiding. (CUR Bouw & Infra, 2012)

Uitgangspunten gegevens:

- Grondgegevens, grondwaterstanden en grondeigenschappen.
 - Eén dwarsprofiel met het meest ongunstige grondprofiel voor de betreffende casus en de daarbij horende parameters (zie bijlage II).
 - Voor de waterstand wordt gerekend met de meest hoogste waterstand, omdat dit in veel gevallen het meest ongunstig is. Mocht dit niet bij een bepaalde situatie niet het geval blijken dan dient een wijziging van dit uitgangspunt te worden toegelicht.
- Partiële veiligheidsfactoren, zie hoofdstuk 2.1; Veiligheid.
- Parameters van de ankers zijn afkomstig van de ankertabel van De Vries Titan Bv.

Uitgangspunten berekening:

- Er wordt gerekend met gedraineerd grondgedrag omdat dit op basis van de CUR166 gebruikelijk is. Echter wanneer blijkt dat in een bepaalde situatie gerekend kan worden met ongedraineerd gedrag dan dient dit te worden toegelicht. (CUR Bouw & Infra, 2012)
- De maximale doorbuiging bedraagt $1/100 \cdot$ de grond kerende hoogte.
- Het onderwaterbeton wordt gemoduleerd als zijnde stempelanker.
- Horizontale spreiding van belasting, variabel en/of permanent wordt bepaald volgens CUR166 4.5.4; "Invloed van boven belastingen". (CUR Bouw & Infra, 2012)

4.3.2 Maatgevende parameters

Tijdens deze stap worden de maatgevende grondprofielen bepaald. Dit staat beschreven in hoofdstuk 4.3 en hierin wordt verwezen naar rapport: "STU-RD-RAP-002 Grondonderzoek". Vervolgens dienen er nog andere parameters te worden bepaald die bepalend zijn voor de berekening. De parameters die dienen te worden bepaald zijn:

- Geometrische parameters
 - Grond kerende hoogte
 - Maaiveld profiel
 - Stijghoogten
 - Waterstanden
- Belastingen
 - Werkbelasting
 - Verkeersbelasting
 - Permanente belasting
- Parameters van de grond
 - Volumiek gewicht (nat & droog)
 - Cohesie
 - Hoek van inwendige wrijving
 - Wandwrijvingshoek
 - Bedding constanten

Parameters van de wand en de stempels/ankers zijn benodigd. In eerste instantie wordt hier een aanname voor gedaan. Tijdens de dimensioneringsberekening uit het stappenplan worden deze parameters gevarieerd om te komen tot een economisch ontwerp. Hieronder vallen:

- Wand parameters
 - E-modulus
 - Traagheidsmoment
 - Sterkte
 - Geometrie
- Anker en/of stempel parameters
 - E-modulus
 - Traagheidsmoment
 - Sterkte
 - Geometrie

Afhankelijk van het berekeningsschema dienen de parameters per fase te worden bepaald. Het bepalen van de parameters per fase resulteert in de karakteristieke waarden van de fase. Hieronder vallen voornamelijk de waterspanningen, sterkte-eigenschappen van de grond, maaiveldniveaus en belastingen. Door veranderingen van de grondwaterstand door bemalen of verpompen kan de grond verzadigd of onverzadigd raken, dit heeft invloed op de het soortelijk gewicht.

Daarnaast dient de veiligheidsklasse te worden bepaald, deze kan per fase verschillen. Voor dit rapport uitgegaan van een veiligheidsklasse RC2. In het rapport: “STU-RD-RAP-004 berekening Diepwand”.

4.3.3 Bepalen berekeningsschema

Volgens de CUR 166 kan een constructie gedurende zijn levensduur, tijdens de realisatie en na de realisatie vallen in verschillende veiligheidsklassen. Het classificeren van verschillende fases in verschillende veiligheidsklasse kan zorgen voor economisch voordeel. In ieder geval dient in elke fase de constructie voldoende veiligheid te hebben. Iedere fase dient dus te worden getoetst. Een constructie bouwt naarmate veranderingen in belasting optreden een spanningshistorie op. De constructie “onthoudt” spanning.

Grond heeft geen lineaire stijfheid, maar een parabolische stijfheid (zie hoofdstuk 4.2).

Afhankelijk van belasten of ontlasten wordt de stijfheid van grond dus bepaald. Deze twee gegevens zorgen ervoor dat na elke fase doorgerekend dient te worden met de gegevens uit de vorige fase. Verandering van belasting zorgt voor andere parameters in de volgende fase.

Voor schema A geldt dat er gerekend wordt met dezelfde rekenwaardes voor verschillende fasen. Voor schema B geldt dat bij elke fase representatieve waarden worden bepaald. Hierbij zijn stijghoogtes, maaiveldniveaus en sterkte-eigenschappen van de grond en uitwendige belastingen van belang. Schema B zorgt in veel gevallen voor gunstigere rekenresultaten dan de berekening met rekenwaarden in alle fasen. Vaak resulteert dit in een scherper ontwerp. Type A wordt vrijwel nooit toegepast in de praktijk. (CUR bouw & infra, 2012)

Fase	Schema A rekenwaarden (d) in alle fasen	Schema B rekenwaarden (d) in de te toetsen fase(n) en karakteristieke / representatieve waarden (rep) in voorgaande fasen *)
1	d ↓	rep → d ↓
2	d ↓	rep → d ↓
3	d ↓	rep → d ↓
...	d ↓	rep → d ↓
*) op voorhand is niet te zeggen welke fase maatgevend is zodat voor meerdere fasen ook een berekening met rekenwaarden nodig is; de meest veilige procedure is voor alle fasen een berekening met rekenwaarden uit te voeren		

Figuur 20; berekeningsschema. (CUR bouw & infra, 2012)

4.3.4 Dimensioneringsberekeningen

Gedurende deze stap wordt per fase berekend wat het maximaal moment, de maximale dwarskracht, de maximale anker/stempelkracht en de doorbuiging bedraagt. Het berekenen van deze resultaten dient niet alleen te gebeuren volgens de gekozen veiligheidsklasse, maar dient ook te worden bepaald bij optredende grenstoestanden. Deze grenstoestanden zijn bepaald in de CUR 166. Hierbij wordt gevarieerd in de waterspanningen en onzekerheden in het grondprofiel. In het figuur hieronder is weergegeven op welke manier gevarieerd wordt om te komen tot de ongunstigste situatie voor de specifieke bouwphase. In het figuur wordt verwezen naar tabel 3.7, deze tabel staat niet in dit rapport. De tabel verwijst oorspronkelijk naar de veiligheidsfactoren afkomstig van de veiligheidsklassen. In het rapport: "STU-RD-RAP-004 Berekening Diepwand"

Nr.	Grenstoestand	Beddingsconstante	Rekenwaarde grondwaterstand lage zijde (zie tabel 3.7)
6.1 *)	UGT	laag	$\max(\mu + \gamma\sigma ; \mu + \Delta)$ hoge grondwaterstand
6.2 *)	UGT	hoog	$\max(\mu + \gamma\sigma ; \mu + \Delta)$ hoge grondwaterstand
6.3	UGT	laag	$\min(\mu - \gamma\sigma ; \mu - \Delta)$ lage grondwaterstand
6.4	UGT	hoog	$\min(\mu - \gamma\sigma ; \mu - \Delta)$ lage grondwaterstand
6.5	BGT	laag	-
Verklaring afkortingen met synoniemen UGT = uiterste grenstoestand ULS = <i>Ultimate Limit State</i> (= UGT) In een UGT-berekening worden de partiële factoren en toeslagen volgens tabel 3.7 gebruikt.			BGT = bruikbaarheidsgrenstoestand SLS = <i>Serviceability Limit State</i> (= BGT) In een BGT-berekening zijn alle partiële factoren gelijk aan 1,0 en alle toeslagen gelijk aan 0,0.

Figuur 21; grenstoestanden. (CUR bouw & infra, 2012)

De berekening van de bruikbaarheidsgrenstoestand (BGT) geeft het resultaat van de berekening met de lage karakteristieke waarde van de beddingconstanten weer. Hiermee is gerekend met de karakteristieke waarde en wordt pas op het eind gerekend met een factor van 1,2 voor veiligheid. De veiligheidsfactoren in de berekening van de BGT worden niet meegenomen. In tegenstelling tot de uiterste grenstoestanden, waar in de berekening wel veiligheidsfactoren worden meegenomen, maar op het eind niet gerekend wordt met een factor 1,2. De factor 1,2 is niet gebruikelijk voor een BGT-berekening, omdat normaal gesproken gerekend wordt zonder veiligheidsfactoren. In de geotechniek is deze factor aangenomen om extra veiligheid te creëren. De optredende krachten worden vaak onderschat. Deze belasting factor van 1,2 wordt aangehouden op de representatieve waarde van de snedekrachten (M , D , $P_{\max}$). (CUR bouw & infra, 2012) blz. 69.

Tijdens deze stap vindt een iteratief proces plaats van optimalisatie. Er wordt steeds gevarieerd met de volgende parameters:

- inbeddingsdiepte
- maximale ankerkracht
- hoogte anker(s)
- aantal ankers
- buigstijfheid van de wand
- sterkte van de wand
- fasering

Deze parameters zijn resulterende gegevens van gekozen systemen en de dimensionering daarvan. Het iteratief proces van minimaliseren van de dimensionering van onderdelen gaat door totdat er een veilig evenwicht is bereikt tussen een uitvoerbaar plan, veiligheid en materialistische kosten. Het resultaat van de dimensioneringsberekeningen is een economisch ontwerp. Het economisch ontwerp is afhankelijk van o.a. controleberekeningen gecontroleerd met de resultaten van de dimensioneringsberekeningen. De resultaten die voortkomen zijn:

- Maximaal moment [kNm]
- Maximale dwarskracht [kN]
- Maximale anker/stempel krachten [kN]
- Maximale doorbuiging [mm]

4.3.5 Controle vervorming

Voor deze controle wordt gekeken naar de maximale vervorming. Dit komt voort uit de dimensioneringsberekeningen. De maximaal toelaatbare vervorming wordt bepaald aan de hand van de locatie en de grond kerende hoogte. Voor bouwkuipen wordt $1/100 \cdot$ de grond kerende hoogte gehanteerd. In speciale gevallen zoals bij spoorwegen worden andere richtlijnen gehanteerd. (CUR bouw & infra, 2012)

4.3.6 Controle dwarskracht en normaalkracht

Voor betonnen wanden dient te worden gecontroleerd op afschuifspanning ten gevolge van de dwarskracht(en). De normaalkracht speelt een rol bij het bepalen van het M-N-k diagram. Naast het maximaal moment kan de dwarskracht zorgen voor bezwijken. Hiervoor dient dwarskracht wapening te worden gedimensioneerd. Voor stalen wanden is het maximaal moment maatgevend en treedt eerder plooi op door de normaalkracht.

4.3.7 Controle op moment

In alle gevallen moet gelden dat het maximaal optredend moment $[M_{ed}]$ kleiner moet zijn dan het maximaal opneembaar moment $[M_{rd}]$. Bij een diepwand wordt het maximaal opneembaar moment bepaald door de wapening te berekenen aan de hand van het maximaal optredend moment. Dit betekent dat hier een iteratief proces moet worden uitgevoerd. Afhankelijk van de berekende stijfheid verandert namelijk het maximaal optredend moment waardoor eventueel de wapening opnieuw dient te worden bepaald.

$$M_{rd} < M_{ed}$$

Voor de RD-wand wordt gecontroleerd of de volgende vergelijking voldoet voor de bepaalde dimensionering met bepaalde stijfheid in de casus. Hierbij wordt de volgende formule gebruikt:

$$\sigma_{optredend} = \frac{M}{W} + \frac{F}{A}$$

Waarin:

$\sigma_{optredend}$ = Maximaal optredende materiaalspanning $[N/mm^2]$

$\sigma_{opneembaar}$ = Maximaal opneembare materiaalspanning $[N/mm^2]$

M = Maximaal optredend moment $[Nmm]$

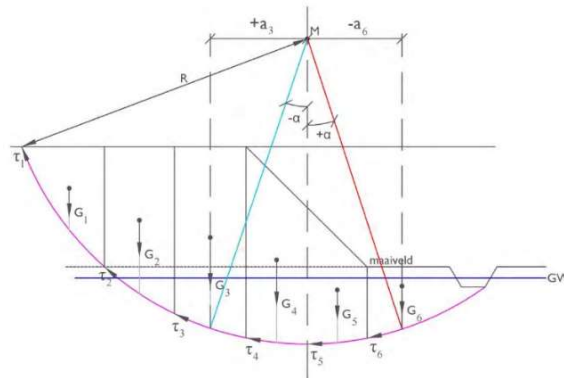
W = Weerstandsmoment $[mm^3]$

F = Maximaal optredende normaalkracht $[N]$

A = oppervlakte waarover de normaalspanning werkt $[mm^2]$

4.3.8 Controle totale stabiliteit (Bishop-methode)

De stabiliteit analyse op basis van Bisschop bekijkt het gehele systeem op afschuiven over een diep gelegen rond glijvlak. Dit houdt in dat de rekenwaarde van het aandrijvende moment M_a kleiner of gelijk moet zijn aan de rekenwaarde van het stabiliserende moment M_r . De momenten worden bepaald door het grondmassief wat verondersteld wordt te roteren te verdelen in verticale lamellen. Van elk van deze lamellen wordt het verticaal evenwicht bepaald. Dit evenwicht is gebaseerd op de belasting van de grondmoot in een lamel tegenover de maximale schuifsterkte van dat lamel. Met de evenwichtssom van de lamellen kan de bezwijktoestand worden bepaald. Het principe van Bishop staat weergegeven in het figuur hiernaast. (CUR bouw & infra, 2012) hoofdstuk 4.7.



Figuur 22; methode Bishop. (Massink, 2017)

4.3.9 Controle hydraulische grondbreuk

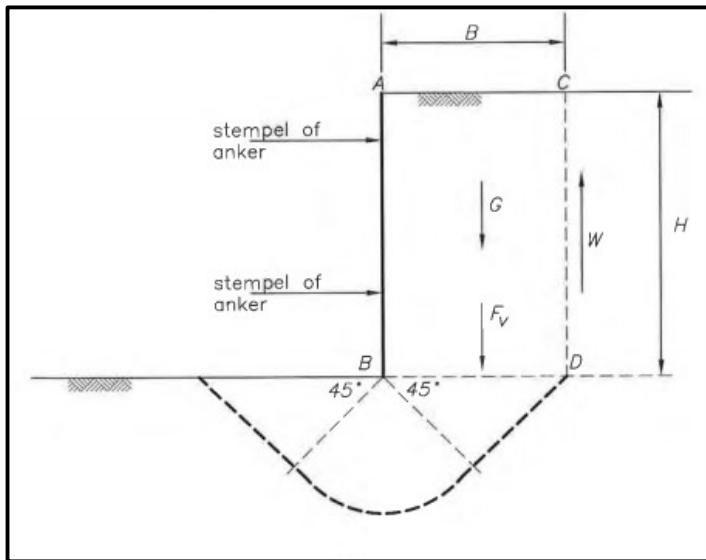
Er bestaat een kans dat het gewicht van de grond aan de actieve zijde van de doorsnede zorgt voor opbarsting van de grond aan de passieve zijde. Vaak gebeurt dit wanneer de voet van de grondkering gelijk is aan de grond kerende hoogte. De gehele wand kan hierdoor

bezwijken. Hierbij is sprake van verstoring van het evenwicht. Kenmerken die horen bij dit faalmechanisme:

- De schuifsterkte van de betreffende grondlaag op inheidipte is in de meeste gevallen gering (kleilaag of veenlaag).
- Meervoudige gestempelde wand (grondmoot met stempels en wand zakt mee).

(CUR bouw en infra, 2012)

Er dient te worden bepaald dat de het belaste oppervlak door het gewicht van de grondmoot kleiner of gelijk is aan de weerstand biedende krachten. De wrijvingskracht tussen de benoemde grondmoot en de niet mobiliserende grond (zie figuur 23) werkt hierbij samen met de maximale draagkracht van de onderliggende grond. In het figuur hieronder is deze situatie weergegeven voor een inheidipte in cohesieve grond.



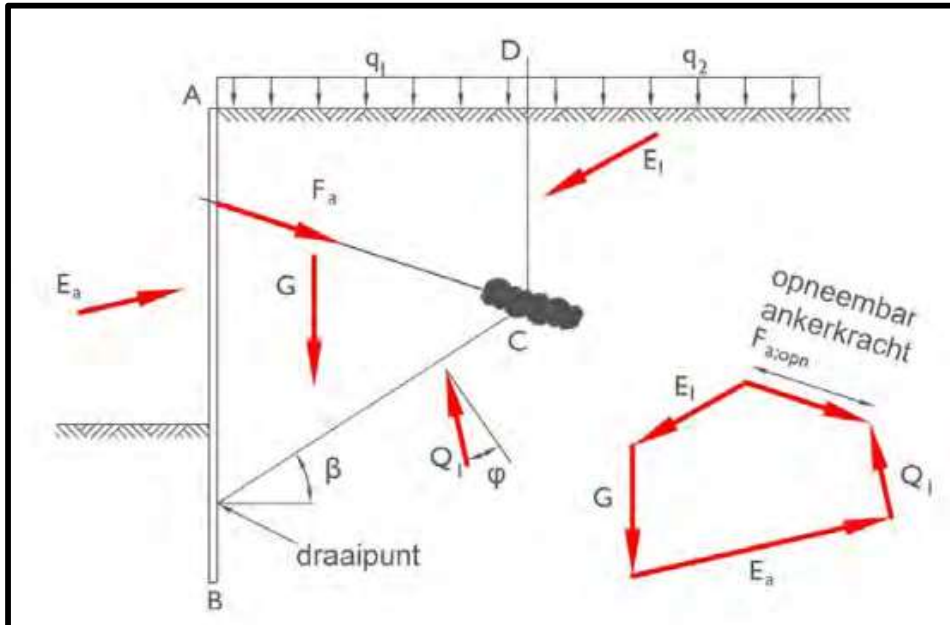
Figuur 23; hydraulische grondbreuk. (CUR bouw en infra, 2012)

4.3.10 Controle ankers

De anker controle dient op drie vlakken uitgevoerd te worden.

- Stabiliteit anker ten opzichte van het glijvlak
- Controle spanning
- Controle Houdkracht

Het actieve vlak dient voldoende weerstand te bieden ten opzichte van het passieve glijvlak. In sommige gevallen kan namelijk het anker de krachten wel aan, maar bezwijkt de gehele constructie vanwege een lage weerstand door een te zwak actief vlak. Wanneer het anker over voldoende lengte beschikt en de actieve en passieve vlakken niet kruisen voldoet het systeem. De rekenwaarde van de ankerkracht dient opgenomen te kunnen worden door de zich tussen de damwand en het ankerschot bevindende grond. Deze grondmoot bevindt zich tussen het maaiveld, verticaal vlak door damwand en ankerschot en het aangenomen rechte glijvlak vanuit de onderzijde van de wand. In het figuur hieronder is Kranz-stabiliteit schematisch weergegeven. De Kranz-methode is gebaseerd op het opstellen van een krachtenveelhoek (evenwichtsvergelijking).



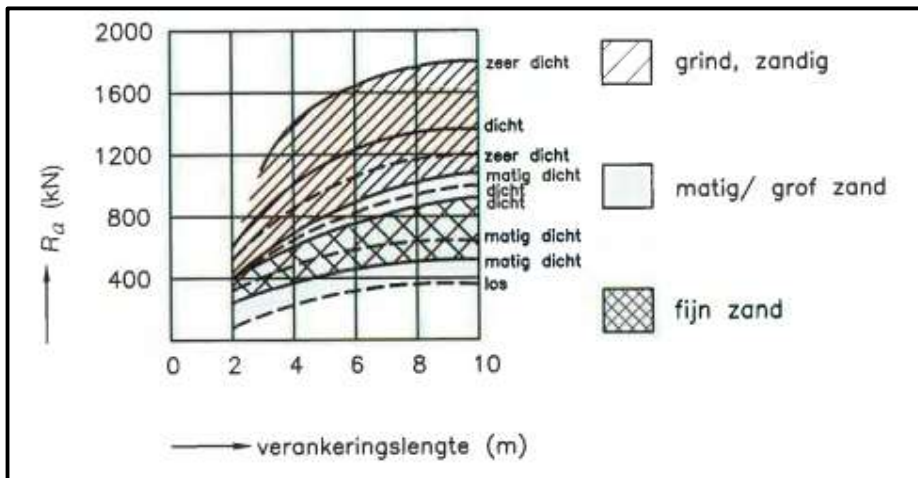
Figuur 24; Kranz-methode. (Deltares systems, 2019), (Prof. dr. ir. Stoel, ir. Dieteren, & dr. ir. Backhausen, 2014)

De krachten die op dit grondlichaam werken:

- G = gewicht van grondlichaam $ABCD$ [kN]
- E_a = reactiekracht van de actieve gronddruk [kN]
- E_1 = op de lijn CD werkende actieve gronddruk hierbij dient eventuele bovenbelasting ook meegenomen te worden. [kN]
- $F_{r,Kr;rep}$ = via het ankerlichaam om het grondlichaam werkende kracht [kN]
- Q_1 = kracht in het schuifvlak BC (wrijvingskracht), welke in bezwijktoestand een hoek ϕ maakt met de normaal in dit vlak [kN]
- β = de hoek tussen damwand en middelpunt groutlichaam [$^\circ$]

Naast dat het anker stabiel dient te blijven moet worden getest op de maximaal opneembare kracht. Hierbij dient de maximaal optredende ankerkracht niet groter te zijn dan de maximaal opneembare kracht. Deze controle is een controle op het staal van het anker. Een anker mag niet plastisch vervormen (CUR bouw en infra, 2012).

Een laatste stap is het bepalen van de houdkracht. Deze controle is een controle naast de Kranz-methode op de stabiliteit van de grond (geotechnisch). De lengte van het groutlichaam kan bepaald worden aan de hand van grafiek 4.77 uit de CUR 166. Hierin wordt een relatie gelegd tussen de ankerlengte en de houdkracht van een anker in een grind en/of zandachtige grondlaag met bepaalde verdichting. In het figuur hieronder is deze grafiek te zien.



Figuur 25; groutlichaam. (CUR bouw & infra, 2012)

4.3.11 Controle op Opbarsten

Gedurende verschillende fases van het bouwproces kan er opbarsten van grond plaatsvinden ten gevolge van waterspanningen. Deze fases dienen te worden herkend en te worden gecontroleerd zodat het evenwicht voldoet. Het gewicht van de bovenliggende lagen of andere massa's (zoals onderwaterbeton) dient groter te zijn dan de opwaartse druk van de waterspanning.

4.3.12 Controle op verticaal draagvermogen

Het verticaal draagvermogen is bepalend voor de verticale vervorming. De kracht die kan zorgen voor deze vervorming is afkomstig van de verticale component van de ankerkracht en het eigen gewicht van de wand. In veel gevallen is het eigen gewicht in vergelijking met de verticale component laag. In de CUR 166 hoofdstuk 4.10.8 staat niet beschreven dat het eigen gewicht een grote bijdrage levert aan de neerwaartse belasting.

Een onbalans in het verticaal krachten evenwicht kan resulteren in verticale vervorming. Verlies van ankerkrachten door inkorting van de werkende lengte tussen het groutlichaam en de wand treedt op als gevolg hiervan. Het anker zelf wordt dus te lang en het opnemen van spanning gebeurt dan pas na horizontale vervorming van de wand. Een ander gevolg hiervan is naast verticale vervorming dus ook horizontale vervorming. De controle op verticaal draagvermogen wordt uitgevoerd met gebruik van de volgende factoren:

- normaalkrachten in de wand;
- de verticale componenten vanuit de ankerkrachten dienen op basis van 9.7.1 NEN 9997-1 vermenigvuldigd te worden met een factor 1,1: "Voor de berekening van de verticale belastingcomponent van het anker moet de in 9.1.7(o) berekende ankerstempelkracht $P_d = 1,1 \cdot P_{max}$ zijn gebruikt." ("Geotechniek", 2017)
- de resulterende opwaartse kracht als gevolg van wrijving aan de passieve zijde;
- het eigen gewicht van de constructie wordt NIET meegenomen voor de RD-wand, voor de diepwand wordt deze factor wel bepaald.

De berekende verticale kracht F_v wordt vergeleken met de ontwerpwaarde van de puntweerstand $R_{b,d}$. Hierbij gelden twee eisen:

- Als $F_v \leq R_{b,d}$, dan is het verticaal draagvermogen voldoende.
- Als $F_v > R_{b,d}$, dan is het verticaal draagvermogen onvoldoende.

$$R_{b;d} = \frac{q_{b;max} \cdot A_b \cdot b}{\xi \cdot \gamma_b}$$

Deze formule is als volgt opgebouwd:

$$R_{b;d} = \frac{R_{b;k}}{\gamma_b} \quad \text{op basis van 7.6.2.3(4) NEN-EN 1997-1}$$

$$R_{b;k} = \frac{R_{b;cal}}{\xi} \quad \text{op basis van 7.6.2.3(5) NEN-EN 1997-1}$$

$$R_{b;cal} = A_b \cdot q_{b;max} \quad \text{op basis van 7.6.2.3(5) NEN-EN 1997-1}$$

Waarin:

ξ	=	correlatiefactor op basis van 7.6.2.3(5) NEN-EN 1997-1. De waarden van deze factoren zijn vastgelegd in de nationale bijlage [-];
$R_{c;k}$	=	karakteristieke drukweerstand van de grond [kN];
$R_{b;k}$	=	karakteristieke puntweerstand [kN];
$q_{b;max}$	=	maximale representatieve conusweerstand [kPa];
A_b	=	oppervlakte van de dwarsdoorsnede [m ²];
b	=	werkende breedte [m];
γ_b	=	partiële veiligheidsfactor voor de puntweerstand [-].

5. Onderzoeksmethode

In dit hoofdstuk wordt ingegaan op de onderzoeksmethodiek. De onderzoeksmethodiek is gebaseerd op de volgorde van de hoofd- en deelvragen, deze zijn beschreven in hoofdstuk 1. In dit rapport wordt vooral ingegaan op de technische specificaties van bouwkuipen, en het vergelijk daartussen. Hierbij is gedeeltelijk afgeweken van het eerste plan, zoals beschreven in hoofdstuk 1. In hoofdstuk 8; “Aanbevelingen” wordt hierop teruggekoppeld. In de hoofdvraag wordt gevraagd of de RD-palenwand kan concurreren met bestaande systemen die gebruikt worden bij het ontwerpen van bouwkuipen in Nederland.

Om te weten te komen wanneer de RD-palenwand financieel gunstiger is dan een Nederlands systeem dient een eerlijke vergelijking te worden gemaakt tussen de RD-palenwand en een Nederlands systeem. De Nederlandse variantkeuze is gebaseerd op een Multi Criteria analyse naar verschillende varianten van bouwkuipsystemen op de casus Stads Kantoor Venlo. De vergelijking tussen de RD-wand en de Nederlandse concurrent vindt plaats in dit rapport op basis van de technische specificaties. Om een volledige conclusie te trekken voor de haalbaarheid van de RD-palenwand in Nederland dient hiernaast onderzoek te worden gedaan naar de uitvoerbaarheid van het systeem. Hier wordt meer over beschreven in het laatste hoofdstuk “Discussie” en het hoofdstuk “Aanbevelingen”.

Uit hoofdstuk 4.1 “bouwkuipen” is af te leiden in welke orde van grootte de bouwkuipsystemen worden toegepast. Het is van belang om te weten waar precies de eventuele afzetmarkt van de RD-palenwand zich bevindt. Het bepalen van deze zogenaamde markt wordt uitgevoerd door onderzoek te doen naar de RD-palenwand en een Nederlands systeem op twee verschillende casussen. Deze casussen zijn gekozen omdat deze met elkaar verschillen in grondopbouw. Verwacht wordt dat de resultaten een indicatie geven voor de haalbaarheid van de RD-palenwand in Nederland. De ene casus; “Stads Kantoor Venlo” en de andere “VU Amsterdam” zijn bepaald op basis van het grote verschil in grondprofiel. In het zuidoosten van Nederland (Venlo) bevinden zich de meest stijve grondprofielen van Nederland, met hoge conusweerstand. In het westen

(Amsterdam) daarentegen de meest slappe grondprofielen met lage conusweerstand. Dit verschil moet zorgen voor een goed vergelijk tussen de Nederlandse bouwkuip systemen en de RD-palenwand.

5.1 Grondprofielen

De eerste stap die is gemaakt tijdens dit onderzoek is het bepalen van de grondprofielen per casus. Hierbij wordt gebruik gemaakt van de methode die is beschreven in hoofdstuk 4; "Theoretisch Kader". Er is gekozen om gebruik te maken van één doorsnede per casus. Hierdoor is het vergelijk tussen verschillende systemen op de twee casussen eenvoudiger te maken. Binnen de gegeven sonderingen is de meest ongunstige situatie gekozen. Hierbij is gebruik gemaakt van 3 technische gegevens die bepalen hoe ongunstig een sondering is. Er wordt onderscheid gemaakt in ongunstige situatie voor de berekening en ongunstige situaties voor de uitvoerbaarheid.

- Zware grondsoorten bovenin zorgen voor extra druk op het wandsysteem vanuit het actieve vlak;
- Slappe grondsoorten onderin zorgen voor weinig tegendruk vanuit het passieve vlak;
- hoge conusweerstand zorgen voor slechte inbrengbaarheid van bepaalde systemen. Lage conusweerstand kunnen zorgen voor onbalans in het verticaal draagvermogen.

Des te meer een sondering voldoet aan bovengenoemde factoren des te ongunstiger is de sondering in vergelijking met andere sonderingen gemaakt op de betreffende locatie.

Het resultaat van deze analyse wordt gebruikt voor het bepalen van de technische aspecten van de RD-wand en de Nederlandse standaard. De analyse is gebaseerd op daadwerkelijke sonderingen en boringen op locatie van de casussen. Hierdoor is een situatie weergegeven die overeenkomt met de werkelijke situatie. Deze stap is noodzakelijk om een juiste berekening te maken die de Nederlandse situatie weergeeft.

5.2 Keuze concurrent

Tijdens deze stap wordt bepaald welk type wand het best kan worden gebruikt in de betreffende casus als tegenhanger van de RD-palenwand. Het bepalen van deze concurrent is van uiterst belang voor het bepalen van de mogelijke afzetmarkt van de RD-palenwand. Voor de bepaling van de concurrent worden verschillende wandsystemen met elkaar vergeleken aan de hand van een Multi criteria analyse. De volledige analyse staat beschreven in bijlagen III: "STU-RD-RAP-003 MCA".

De bouwsystemen dienen ten alle tijden te voldoen aan de volgende eisen:

- De grondkering moet trillingsvrij kunnen worden aangebracht;
- Geluidsarm (volgens BLVC-rapport) aanbrengen van de grondkering;
- de grondkering wordt beschouwd als permanente wand;
- de grondkering moet waterdicht zijn, er mag geen uitspoeling van grond of waterstandverlaging buiten de kuip plaatsvinden;
- maaiveldzakkingen met als gevolg schade aan belendingen zijn niet toegestaan;

Op basis van het opgestelde grondprofiel voor de Casus "Stadskantoor Venlo" vallen er al verschillende varianten af. Hierbij zijn de onderstaande factoren van belang. Afhankelijk van het grondprofiel kunnen sommige uitvoeringsmethodieken niet worden toegepast.

- trillingen, gebaseerd op BLVC Zuid-as. De variant valt af wanneer deze niet trillingsvrij kan worden aangebracht.
- Inbrengbaarheid van de wand, dit wordt beoordeeld met behulp van de NVAF-grafieken (CUR 166). Uit deze grafieken is te halen wat de maximale inbrengbaarheid van een element met een bepaald systeem bij een bepaalde grondsoort is. Wanneer een bepaalde variant niet ingebracht kan worden in de grond in Venlo dan zal deze ook direct afvallen.

De varianten die overblijven na de eerste schifting op basis van bovengenoemde eisen worden beoordeeld volgens de opgestelde Multi-criteria analyse. De Multi-criteria analyse is gebaseerd op de volledige toepasbaarheid van een variant binnen een bepaalde casus met de gestelde uitgangspunten, eisen en randvoorwaarde. Net zoals in de praktijk wordt een systeem gekozen op verschillende criteria die allen invloed hebben op de prijs. Met deze Multi-criteria analyse is op een globale manier deze schifting uitgevoerd om te komen tot de juiste concurrent. De criteria zijn:

- Waterdichtheid, de wand moet waterdicht kunnen worden gemaakt en daarbij voldoen aan het waterbezwaar uit de norm. De waterdichtheid wordt onderverdeeld in:
 - Kosten, des te meer (ingewikkelde) aanpassingen nodig zijn, des de lager zal de variant scoren.
 - Risico, het lekken van water door de wand heen in de bouwkuip kan zorgen voor verzakkingen buiten de kuip. Kijkend naar de randvoorwaarde is dit niet gewenst. Wanneer verwacht wordt dat een bepaalde variant dus hoge kans op lekken heeft dan zal deze een lage score krijgen.
- Kosten, de specifieke kosten worden in deze fase niet geclassificeerd. Deze criteria wordt daarom beoordeeld op basis van ervaring en inschattingsvermogen. De score wordt gegeven op basis van een vergelijk met de andere varianten.
- Hinder, waarin onderscheid wordt gemaakt in verschillende criteria. Hinder is van verschillende factoren afhankelijk. De scores van deze parameters worden opgeteld en de som hiervan is de score voor hinder van de betreffende variant. De volgende parameters worden beschouwd:
 - Tijdsduur, dit wordt beoordeeld op basis van algemene kennis over de realisatie methode en in vergelijking met andere varianten.
 - Geluid, dit wordt beoordeeld op basis van kennis over de realisatiemethode en in vergelijking met andere varianten.
 - Transportbewegingen, dit wordt beoordeeld op basis van de aan- en afvoer van materiaal en eventueel materieel. Dit wordt vergeleken met de andere varianten en op basis daarvan wordt een score gegeven.
- Duurzaamheid van het wandsysteem. Er wordt er een onderscheid gemaakt tussen twee parameters die op basis van een schatting een cijfer toegekend krijgen. De parameters zijn:
 - Materiaalgebruik, dit wordt beoordeeld op basis van het type materiaal en de daar bijhorende belasting op het milieu.
 - Hoeveelheid, hierbij wordt een inschatting gemaakt van de hoeveelheden materiaal.
- Verankering, hier wordt beschreven op welke wijzen het mogelijk is om verankering aan te brengen en hoe dit geassocieerd wordt met tijd en kosten. De tijd en kosten worden ingeschat en vergeleken met de andere varianten.
- Risico, wanneer op een van of meerdere criteria in verhouding tot de andere varianten meer risico ontstaat tijdens of na de uitvoering zal voor de desbetreffende variant een lage score worden gegeven. De risico's voor het aanbrengen van de verankering en het waterdicht maken van de kuip worden niet meegenomen in deze beoordeling, deze worden apart beoordeeld bij de desbetreffende beoordelingscriteria.

Randvoorwaarde tijdens de Multi-criteria analyse:

- De NVAF-grafieken voor damwanden zijn verschillend, deze hangen af van de manier van inbrengen en het grondprofiel. Het grondprofiel is het resultaat van het grondonderzoek.
- De eis vanuit de BLVC Zuid-as is voor elke variant gelijk: *“Funderingsconstructies worden aangebracht of verwijderd met geluids- en trillingsarme technieken, zoals gedrukte, geschroefde en-of geboorde systemen. Traditioneel heien en/of trillen van damwanden en palen (heipalen en-of vibropalen) is niet toegestaan, tenzij er technisch geen andere keuze is en dit goed is onderbouwd. Deze eis geldt niet voor damwanden korter dan 13 meter.”* Deze 13m is afkomstig uit de sonderingen uit het gebied in en rond Amsterdam. De eerste 13m is zwakke grond die trillingen absorberen. Na 13m kom je hardere grondlagen tegen die de trillingen wel overbrengen en hierdoor schade kunnen veroorzaken. We houden 13m ook aan in Venlo, ondanks dat hier al veel ondieper zandlagen zitten. Dit om de criteria voor beide haalbaarheidsstudies gelijkwaardig te beoordelen buiten de sondering om. Daarnaast is het trillingsvrij aanbrengen van de wand een zeer belangrijke eis in het onderzoek.
- De dimensionering van de grondkering wordt vooralsnog geïnterpreteerd volgens de vuistregel voor een verankerde grondkering. Hierbij wordt gebruikt:
 $lengte\ grondkering = 2 \cdot kerende\ hoogte = 2 \cdot 14,90 = 29,80\ m \approx 30,00\ m.$
- De norm voor waterdichtheid voor een garage/ parkeerkelder geeft het volgende: *“Het is geen probleem als de maximale lekkage van 0,2l/u niet wordt overschreden.”* Dit staat beschreven in de CUR 231 voor diepwanden. We nemen dit ook aan als uitgangspunt voor andere wandsystemen. Voor de keuze van de concurrent van de RD-palenwand wordt in eerste instantie een schatting gemaakt aan de hand van dit gegeven.

Voordat de eerste schifting op basis van trillingsvrij aanbrengen plaatsvindt worden de volgende varianten meegenomen in de analyse. Deze varianten staan beschreven in het rapport “STU-RD-RAP-001 Bestaande systemen Nederland”. Hier staat ook beschreven wat de verschillen zijn tussen de palenwanden A, B en C. En worden nogmaals toegelicht in het rapport “STU-RD-RAP-003 MCA”.

- Damwand
- Combiwand
 - Traditioneel; trillingsvrij
 - LEKA-combiwand
- Palenwand
 - Type A: Los, grout verbonden
 - Type B: Secans
 - Type C: Twinpaal
- Diepwand
- Cement-bentonietwand met afgehangen damwand
- CSM-wand

Deze varianten worden dus beoordeeld op:

Tabel 5; beoordelingscriteria.

Beoordelingscriteria	Waarde
Waterdichtheid	25%
- kosten - risico	
Kosten	20%
Hinder	15%
- tijdsduur - geluid - transportbewegingen	
Duurzaamheid	10%
- materiaalgebruik - hoeveelheid	
Verankering	10%
- kosten - risico	
Risico	20%
Totaal	100%

5.3 Berekening varianten

De volgende stap is het uitwerken van de twee varianten. De gekozen concurrent van de RD-wand en de RD-wand. Hierbij wordt gebruik gemaakt van het stappenplan uit de CUR 166 zoals is beschreven in hoofdstuk 4; "Theoretisch Kader". Het doel van deze stap is het bepalen van de hoeveelheden die benodigd zijn bij de realisatie van beide varianten in de casus Stads kantoor Venlo.

Om de twee varianten op basis van technische eigenschappen eerlijk te vergelijken is gekozen om bepaalde aspecten tijdens de dimensionering niet onafhankelijk te veranderen ten opzichte van de andere variant. In eerste instantie is voor de casus Venlo een iteratief proces uitgevoerd om te komen tot de meest economische fasering. Deze fasering met bij behorend ankerplan is vervolgens vastgezet voor beide varianten. Deze fasering wordt in bijlage "STU-RD-RAP-004 berekening diepwand" & "STU-RD-004 berekening RD-wand" ook wel het bouwkuipprincipe Venlo genoemd. In deze bijlagen wordt dit bouwkuipprincipe beschreven en beargumenteerd. De volgende parameters zijn voor de bruikbaarheid van dit onderzoek gelijkgesteld voor het ontwerp van beide varianten:

- Fasering
- Hoogte ankers
- Permanente en variabele belasting

Vervolgens is per variant gezocht naar de meest economische combinatie van parameters die voldoet volgens de eisen uit de CUR 166. In dit geval is de economisch waarde bepaald op basis van materiaalkeuze en de berekende hoeveelheid. Hierbij is gevarieerd met de volgende parameters:

- Inbeddingsdiepte (waarbij rekening is gehouden met het bouwkuipprincipe)
- Dikte betonnen wand (of buisdiameter en wanddikte)

- Kwaliteit materiaal

Na de dimensioneringsberekeningen zijn de twee varianten gecontroleerd op verschillende mechanismen die kunnen zorgen voor het falen van de constructie. Deze faalmechanismen zijn ook beschreven in het stappenplan in hoofdstuk 4; 'Theoretisch Kader'. Zodra een van deze mechanismen niet voldoet dient de dimensioneringsberekening opnieuw te worden doorgelopen.

Het optimaliseren van de varianten is uitgevoerd met verschillende UC's (Unity Checks), spreadsheets en iteratieve processen. Unity checks zijn verhoudingsbepalingen die afgeleid zijn van resultaten uit berekeningen. De efficiëntie tussen twee waarden kan worden bepaald met een Unity Check. Hiermee is getracht te komen tot het meest economisch ontwerp. Vermindering van de hoeveelheid staal zorgt dus voor lagere kosten en minder belasting op het milieu. De resultaten staan beschreven in hoofdstuk 6.

6. Resultaten

In dit rapport staan de resultaten van dit onderzoek beschreven.

6.1 Casus Stads kantoor Venlo

De betreffende bouwkuip is gelocaliseerd onder het stads kantoor in Venlo. De bouwlocatie bevindt zich in binnenstedelijk gebied. De bouwlocatie ligt direct aan een gebiedsontsluitingsweg (N271; Eindhovense weg) westelijk en noordelijk. Verder ligt de Molensingel aan de zuidelijke kant van de kuip. Aan de oostzijde ligt de doodlopende Veilingstraat.



Figuur 26; stads kantoor Venlo. (Royal HaskoningDHV, 2021)



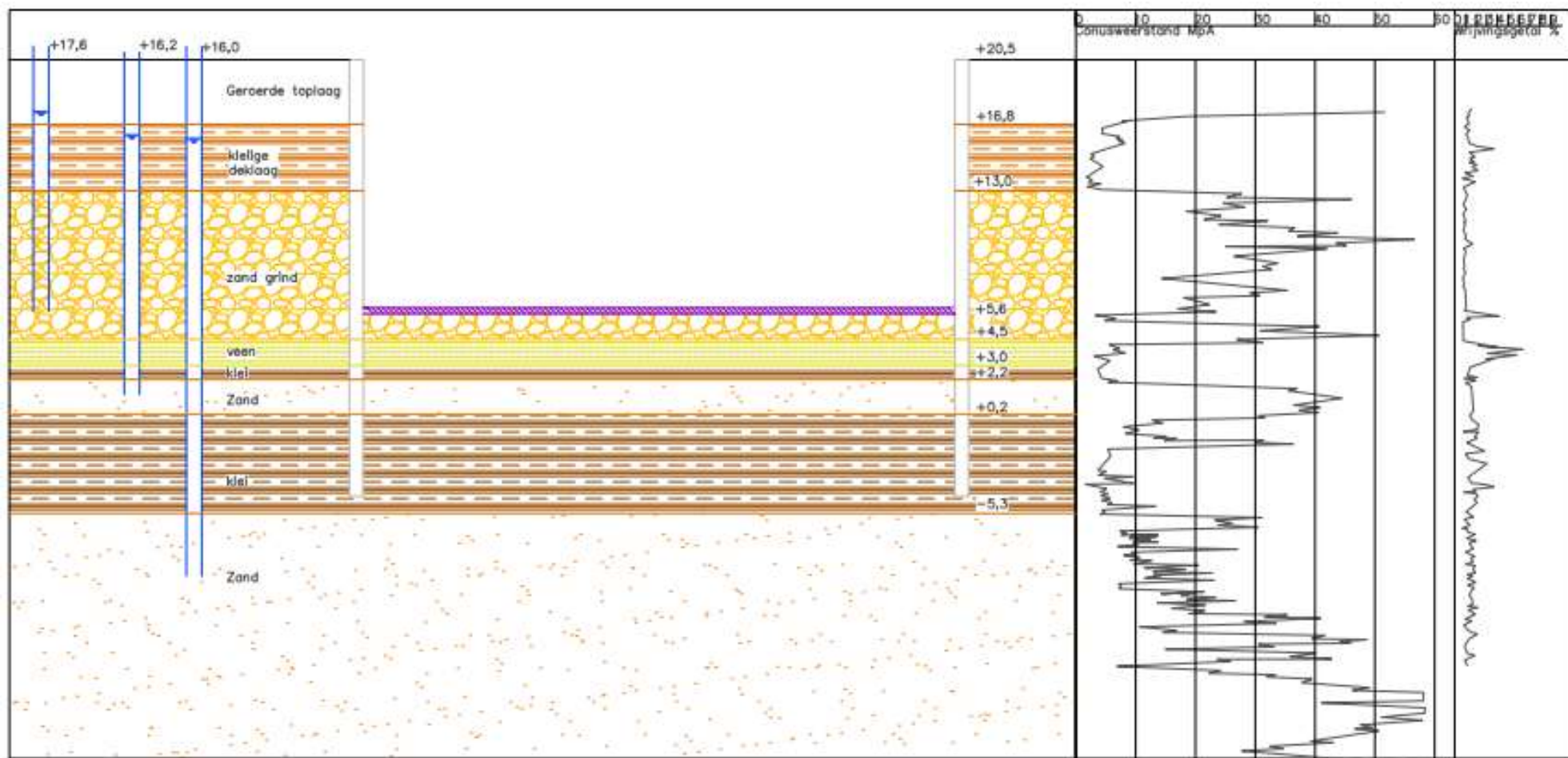
Figuur 27; locatie bouwkuip Stads kantoor Venlo. (Google, 2021)



De bouwkuip onder het stadskantoor wordt beschouwd met de volgende afmetingen. De bouwkuip heeft een vierkante vorm van 50 bij 50 meter. De bovenkant van de begane grondvloer in de bouwkuip bevindt zich op + 5,6m NAP. Dit wordt in het vervolg de ontwerpdiepte genoemd. De bouwkuip zal dus een grondkerende diepte hebben van 14,9 meter. Het maaiveld bevindt zich op +20,5 m NAP.

Het grondonderzoek is een belangrijk uitgangspunt voor het dimensioneren van de bouwkuip. Er zijn verschillende sonderingen uitgevoerd welke als basis dienen voor het vaststellen van het grondprofiel. Tijdens de berekening van de wand, wordt één enkele maatgevende doorsnede berekend. Er zal dus ook één grondprofiel worden opgesteld welke de opbouw van de grond van het gehele gebied omvat. In bijlage II zijn de sonderingen en de uitgewerkte boringen weergegeven. In deze bijlagen is volgens hoofdstuk 4: "theoretisch kader" het grondprofiel bepaald.

Uit deze analyse is het volgende grondprofiel met parameters opgesteld:



Figuur 28; dwarsdoorsnede grondprofiel Venlo.



Tabel 6; grondparameters.

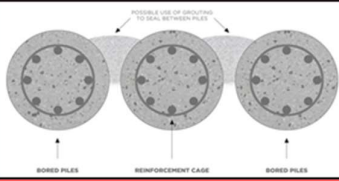
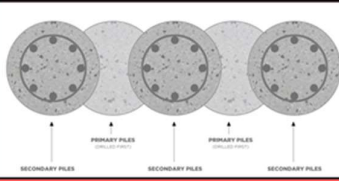
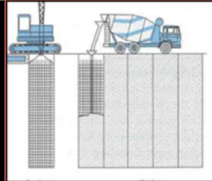
grondlaag	materiaal	Onderzijde laag [m NAP]	Y (droog/nat) [kN/m ³]	φ' [°]	δ [°]	c' [kPa]	C_u [kPa]	Dikte laag [m]	$k_{h,1}$ [kN/m ³]	$k_{h,2}$ [kN/m ³]	$k_{h,3}$ [kN/m ³]
Maaiveld		+20,5									
1	Klei, sterk zandig. (geroerd)	+16,8	18/18	27,5	18,4	0	0	3,7	12000	6000	3000
2	Kleiige laag, zwak zandig	+13,0	20/20	22,5	15,1	13	120	3,8	5000	3500	1800
3	Grind, sterk siltig	+4,5	21/22,5	40,0	26,8	0	n.v.t.	8,5	70000	45000	20000
4	Veen, voorbelast	+3,0	13/13	15,0	10,1	5	30	1,5	2000	800	500
5	Klei, zwak zandig, vast	+2,2	20/20	22,5	15,1	13	120	0,8	5000	3500	1800
6	Zand schoon, vast	+0,2	20/22	40,0	26,8	0	n.v.t.	2,0	60000	40000	20000
7	Klei, sterk zandig	-5,3	20/20	32,5	21,8	1	10	5,5	2000	800	500
8	Zand schoon, vast	-28,0	20/22	40,0	26,8	0	n.v.t.	19,7	80000	40000	20000



6.2 Multi-criteria analyse

Uit de Multi-criteria analyse is gebleken dat de diepwand het beste kan worden gebruikt in de situatie stadskantoor te Venlo. De toelichting van dit resultaat is te vinden in bijlage; "STU-RD-RAP-003 MCA".

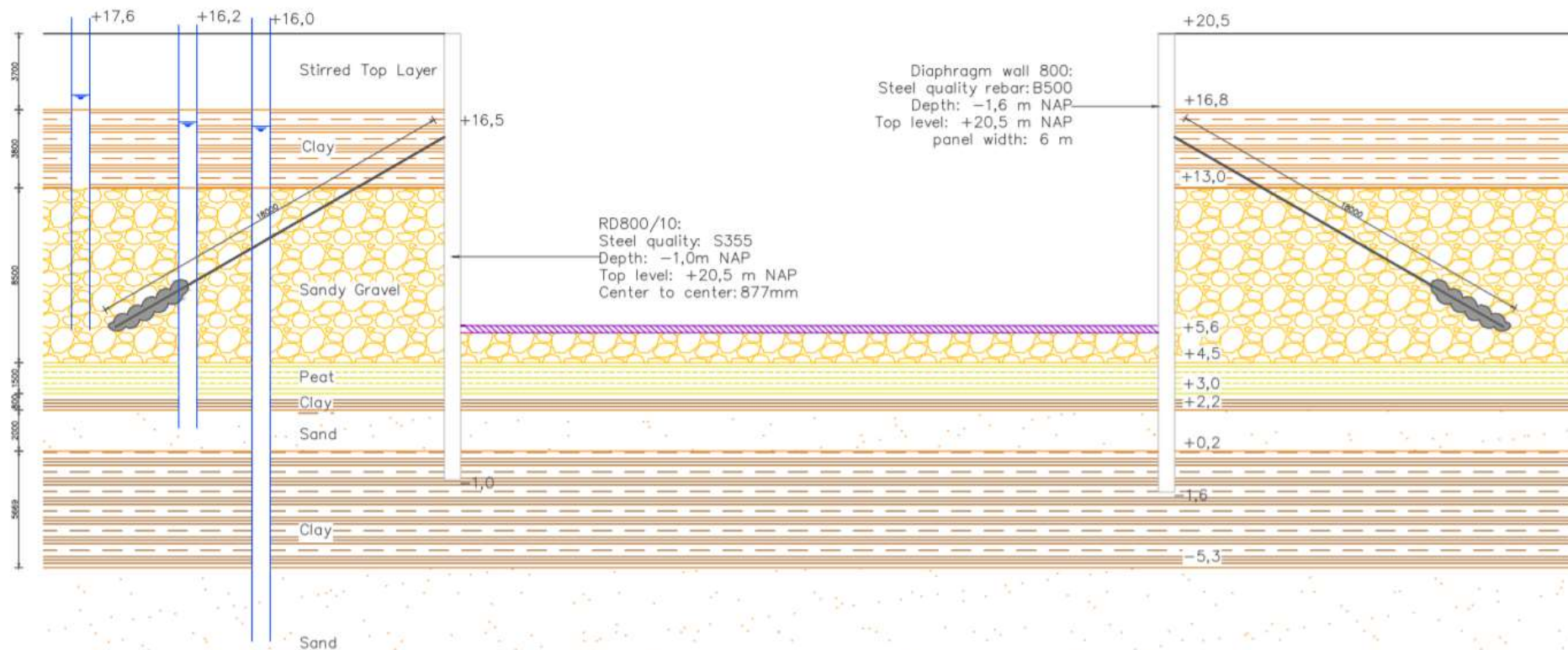
Tabel 7; Multicriteria analyse.

Stadskantoor Venlo			(Buis)palenwand type A: Los; met groutinjectie		Palenwand type B: secans		Diepwand		Cement-bentonietwand met afgehangen damwandplank	
									Diepwand met damwand en cement in plaats van beton en wapening	
Criteria		Waarde	Bruto score	Subtot.	Bruto score	Subtot.	Bruto score	Subtot.	Bruto score	Subtot.
Waterdichtheid		25%	5	1,25	5	1,25	7	1,75	10	2,3
	Kosten		1		1		4		5	
	Risico		4		4		3		4	
Kosten		20%	4	0,8	3	0,6	2	0,4	4	0,8
Hinder		15%	9	1,35	10	1,5	8	0,9	10	1,5
	Tijdsduur		3		1		4		4	
	Geluid		5		5		3		4	
	Transport		1		4		1		2	
Duurzaamheid		10%	7	0,7	8	0,8	8	0,8	6	0,5
	Materiaal-gebruik		3		5		4		4	
	Hoeveelheid		4		3		4		1	
Verankering		10%	5	0,5	3	0,3	10	1,0	6	0,6
	Kosten		3		2		5		1	
	Risico		2		1		5		5	
Risico		20%	3	0,6	1	0,2	4	0,8	1	0,2
Totaal		100%		5,20		4,65		5,95		5,85



6.3 Resultaat berekeningen

In dit hoofdstuk staat het resultaat van de berekeningen beschreven per bouwkuip systeem.
In het figuur hieronder is het resultaat van beide systemen weergegeven in één tekening.



Figuur 29; Resultaat dimensionering RD-wand en Diepwand.

6.3.1 Diepwand in Venlo

De volgende gegevens zijn bekend na het uitvoeren van de dimensioneringsberekeningen, zie tabel 2. De resultaten zijn gebaseerd op de meest economische samenstelling van de grond kerende constructie bij deze doorsnede, zie hoofdstuk 2.2.

Tabel 8; waarde bij dimensioneringsberekening.

Uitkomst	Waarde
Maximaal optredend moment $M_{s;d}$	1484 kNm
Maximaal optredende dwarskracht $D_{s;d}$	930 kN
Vervorming u_{max}	39,9 mm
Ankerkracht F_{anker}	456,22 kN

Grond kerende constructie

De grond kerende wand en verankering is stabiel gebleven bij de bovengenoemde waarde wanneer de volgende dimensionering geldt:

Diepwand 800mm C20/25:

- Breedte: 800 mm;
- Betonkwaliteit C20/25
- Bovenkant: + 20,50 m NAP;
- Paalpuntniveau: -1,00 m NAP;
- Totale paallengte: 21,50 m;
- Wapeningsklasse: B500;
- Hoeveelheid trekwapening: 5648 mm²;
- Hoeveelheid drukwapening: 4518 mm²;
- Hoeveelheid dwarskrachtwapening: 498 mm².

Strenganker 1:

- Aantal strengen: 12 st.;
- Vloeigrens: 1670 N/mm²;
- Ankerniveau: +16,5 m NAP;
- Lengte: 18,00 m;
- Afstand hart-op-hart: 2,0m
- Lengte groutlichaam: 3m.

Met deze dimensionering voldoet de diepwand kuip aan alle controleberekeningen uit het stappenplan van de CUR 166. In rapport STU-RD-RAP-004 Berekening diepwand staan deze berekeningen beschreven.

6.3.2 RD wand in Venlo

De volgende gegevens zijn bekend na het uitvoeren van de dimensioneringsberekeningen, zie tabel 2. De resultaten zijn gebaseerd op de meest economische samenstelling van de grond kerende constructie bij deze doorsnede, zie hoofdstuk 2.2.

Tabel 9; waard bij dimensioneringsberekening.

Uitkomst	Waarde
Maximaal optredend moment $M_{s;d}$	1606,98 kNm
Maximaal optredende dwarskracht $D_{s;d}$	942 kN
Vervorming u_{max}	51,4 mm
Ankerkracht F_{anker}	438 kN

Grond kerende constructie

De grond kerende wand en verankering is stabiel gebleven bij de bovengenoemde waarde wanneer de volgende dimensionering geldt:

RD 800/10:

- Diameter: 813 mm;
- Staalkwaliteit: S355
- Bovenkant: + 20,50 m NAP;
- Paalpuntniveau: -1,6 m NAP;
- Totale paallengte: 22,10 m;

Strenganker 1:

- Aantal strengen: 12 st.;
- Vloeigrens: 1670 N/mm²;
- Ankerniveau: +16,5 m NAP;
- Lengte: 18,00 m;
- Afstand hart-op-hart: 2,6m
- Lengte groutlichaam: 3m.

Met deze dimensionering voldoet de RD-wand kuip aan alle controleberekeningen uit het stappenplan van de CUR 166. In rapport STU-RD-RAP-005 Berekening RD wand staan deze berekeningen beschreven.

6.4 Resultaat materiaal

In dit hoofdstuk is aan de hand van het resultaat van de dimensioneringsberekeningen de hoeveelheid van het materiaal per wand bepaald.

6.4.1 Diepwand in Venlo

Het resultaat van de dimensionering van de diepwand is hieronder beschreven. De definitieve doorsnede staat in het figuur hieronder.

Aan de hand van de berekening is de fasering van de kuip bepaald. Hiermee is bepaald wat de dimensionering van de diepwand is geworden. Deze dimensionering is bepaald voor de kosten van het bouwkuipprincipe.

Zoals beschreven in het rapport; "STU-RD-RAP-004 berekening diepwand" worden de panelen per 6m lengte gestort. Het volledige proces bij een kuip met een omtrek van 200m neemt 40 dagen in beslag. Er wordt dagelijks één paneel gemaakt, dit kost 33 dagen. Vooraf dient er een gedeelte geleide balk te worden gestort dat kost een week. Gedurende deze eerste periode is er voldoende tijd om ook ander materieel aan te voeren. Na de realisatie dient voor de diepwand een voorzetwand te worden geplaatst. Hierbij wordt aangenomen dat deze wand met een hogere milieuklasse wordt gestort om de waterdichtheid te garanderen.

Hier bovenop komt de tijd die nodig is voor dit bouwkuipprincipe. Echter, voor de RD-wand wordt hetzelfde bouwkuipprincipe aangehouden met de daarbij horende factoren. Het is dus niet nodig om uitvoeringstechnisch hier diep op in te gaan, omdat dit geen effect heeft voor het verdere vergelijk.

Neem bijvoorbeeld het ankerplan en het onderwaterbeton deze zijn belangrijk voor de totaalprijs, maar wegen zichzelf af in het vergelijk tussen de RD-wand en de diepwand. In hoofdstuk 5.3 staat dit ook beschreven.

Het resultaat van de diepwand is na het uitvoeren van de berekening bekend. De volgende gegevens zijn bepaald:

- Beton diepwand;
- wapening diepwand;
- beton en wapening voorzetwand;
- geleide wand;
- bentoniet aanvoer en afvoer;
- aanloopkosten;
- afvoer van grond.

De bepaling van de kosten is beschreven in het rapport; "STU-RD-RAP-004 berekening diepwand".

Tabel 10; resultaat diepwand.

materiaal	eenheid	Hoeveelheid	Prijs €	Totaal €
Beton wand	m ³	17,5	90,-	1569,-
Voorzetwand (wapening + beton)	m ³	2,98	190,-	566,-
wapening	kg	1788	0,90	2146,-
Geleide wand	m	1	100,-	100,-
Aanschaf bentoniet	m ³	2	30,-	40,-
Afvoer vervuild bentoniet	m ³	2	60,-	120,-
Afvoeren grond	m ³	17,2	20,-	344,-
Eenheidsprijs	m			4885,-
Totaal	m	200	4885,-	977.000,-

Aan de hand van deze gegevens zal de diepwand enkel op basis van materiaal € 977.000,- kosten. Hierbij is geen enkel facet van de uitvoering meegenomen.

6.4.2 RD wand in Venlo

In de tabel hieronder staan de hoeveelheden die benodigd zijn voor de realisatie van de RD-palenwand in Venlo. De hoeveelheid staal per strekkende meter is bepaald op 4990kg/m. op basis van de huidige staalprijs (90 cent) kost de RD-wand in Venlo gebaseerd enkel op materiaal €898.254,-. Het afvoeren van de grond is hetzelfde beschouwd als bij de diepwand berekening €20,- per kuub. Voor de diepwand is een post bepaald voor de materialen van de voorzetwand. Voor de RD-wand is geen materiaal nodig voor het waterdicht maken van de wand. Het lassen van de sloten wordt niet meegenomen in het vergelijk even als de kosten voor het uitvoeren van de voorzetwand.

Tabel 11; resultaat RD-wand.

materiaal	eenheid	Hoeveelheid	Prijs €	Totaal €
Wand RD800/10	kg	4990,30	0,9	4491,-
Lassen sloten	m	/	/	/
Afvoeren grond	m ³	13,81	20,-	276,20
Eenheidsprijs	m			4767,20
Totaal:	m	200	4767,20	953.440,-

Tabel 12; resultaat RD wand niet SSAB.

materiaal	eenheid	Hoeveelheid	Prijs €	Totaal €
aanloopkosten			onbekend	
Wand RD800/8 S440	kg	4020	1,0	4020,-
Afvoeren grond	m ³	13,81	20,-	276,20
Eenheidsprijs	m			4296,20
Totaal:	m	200	4767,20	859.200,-

Aan de hand van deze gegevens zal de RD-wand enkel op basis van materiaal € 859.220,- kosten. Hierbij is geen enkel facet van de uitvoering meegenomen.

7. Vergelijk

In dit hoofdstuk wordt beschreven op welke vlakken de bouwkuipsystemen met elkaar te vergelijken zijn in de Casus Stads Kantoor Venlo. Belangrijker zijn de verschillen tussen de twee bouwkuipsystemen en wat hier per systeem de voordelen of nadelen van kunnen zijn.

De twee bouwkuipen zijn beide gedimensioneerd op de locatie Venlo. De locatie Venlo is onderdeel van de locaties in Nederland waar de grondslag relatief stijf is ten opzichte van de rest van Nederland. De consistentie van vrijwel alle verschillende lagen in Venlo is zeer vast, hierdoor is de grond relatief stijver, maar ook zwaarder. Dit gegeven zorgt voor hogere belastingen vanuit de actieve zijde op een bouwkuipwand. De keuze die gemaakt moet worden voor het toepassen van een bepaald type wand zal dus sterk afhankelijk zijn van de maximale sterkte van een bouwkuipsysteem en hoeveel materiaal daarbij benodigd is. De inbrengbaarheid en de inbrengkosten van het systeem speelt hierbij een grote rol.

De keuze voor het bouwkuipsysteem in Venlo wordt dus bepaald door de verhouding sterkte en materiaal, maar ook door de kosten van de inbrengbaarheid. Het vergelijk tussen de RD-wand en de diepwand dient hierop ook te worden gemaakt. In dit rapport wordt antwoord gegeven op een gedeelte van dit vergelijk. De hoeveelheden materiaal met de daarbij horende kosten zijn bepaald aan de hand van calculaties volgens de normen en richtlijnen die gebruikelijk zijn in de Nederlandse Geotechniek.

8.0 Conclusie

De hoofdvraag van deze haalbaarheidsstudie is als volgt:

Op welke manier kan de RD-Pile Wall voor een diepe bouwkuip in binnenstedelijk gebied worden toegepast en concurreren op basis van technische- en financiële haalbaarheid met bestaande technieken in Nederland?

De hoofdvraag is gedeeltelijk beantwoord. Op basis van de materiaalkosten is bepaald dat de RD-palenwand goedkoper is. De RD800/8 is een variant van de RD-paal die zich niet in de catalogus van SSAB bevindt. Dit neemt niet weg dat deze buispaal niet zou kunnen worden toegepast. In de tabel hieronder is het verschil zichtbaar.

Tabel 13; vergelijk kosten.

Eigenschap	Diepwand	RD-palenwand	RD-palenwad
Dimensionering	1000x800 mm	Ø813x10 mm	Ø813x8 mm
Lengte buispaal	21,50 m	22,10 m	22,20 m
Kosten per meter	€4885, –	€4767, –	€4296, –
Kosten	€977.000, –	€953.440, –	€859.200, –

8.1 De diepwand

Gekeken naar de berekeningen van de diepwand kan worden geconcludeerd dat het verticaal draagvermogen niet maatgevend is. Vanwege het groot oppervlak van de voet van de wand zal deze in veel grondsoorten ingebed kunnen worden, ook klei en veen. Dit kan voordelen hebben voor het besparen van materiaal wanneer de draagkrachtige grondlagen ongunstig gespreid liggen. Er hoeft in het geval van de diepwand niet dieper te worden ingebed om bijvoorbeeld een specifieke zandlaag op te zoeken. Inbedden in een kleilaag of veenlaag is door het grote punt draagvermogen mogelijk. Dit dient uiteraard wel altijd te worden aangetoond.

De diepwand kan daarnaast onafhankelijk van de dimensionering stijver of minder stijf worden gemaakt door de hoeveelheid en/of staalkwaliteit van de wapening aan te passen. Dit heeft niet direct invloed op de faseringstijd, omdat de wapeningskorven (deels) geprefabriceerd aangeleverd worden. De faseringstijd duurt bij dezelfde dimensionering even lang. De diepwand kan hierdoor op stijfheid exact worden gedimensioneerd. Hetzelfde geldt voor het opnemen van de dwarskracht. Hierop kan een exacte hoeveelheid wapening worden ontworpen. In vergelijking met de RD-wand is de catalogus met specifieke combinaties van diameters en wanddiktes bepalend.

De diepwand is beter bestand tegen normaalkrachten op de wand. Echter, controle op de dwarskracht is altijd nodig. De dwarskracht dient opgevangen te worden door dwarskrachtwapening.

De diepwand blijft een grond verwijderend bouwkuipsysteem. Niet alleen afvoer van grond, maar ook de aanvoer van beton zorgt voor veel transportbewegingen. Hierbij komen de transportbewegingen voor de aan- en afvoer van bentoniet. En tot slot moet rekening worden gehouden met de aan- en afvoer van grootschalig materieel. Denk hierbij aan de

grijper, kraan en ontzander. Hierdoor zijn de transportbewegingen hoog en dit is belastend voor het milieu.

8.2 De RD wand

Gekeken naar de berekeningen van de RD-wand kan worden geconcludeerd dat het verticaal draagvermogen en de eventuele plooi kunnen zorgen voor een minder economisch ontwerp. Deze twee factoren zijn het meest maatgevend voor de RD-wand in de casus Venlo. Hierop is ook de wand geoptimaliseerd. De RD800/10 bleek afhankelijk van de inbeddingsdiepte te voldoen. Een ander type RD-paal zorgde óf voor hogere kosten óf deze voldeed niet op plooi. Zie rapport: "STU-RD-RAP-005 Berekening RD-wand".

De maximale doorbuiging bleek voldoende binnen de gestelde eisen te vallen. Deze factor is niet maatgevend voor de RD-palenwand in Venlo. Corrosie is een andere belangrijke factor die wel een rol speelt bij het ontwerpen van een RD-palenwand. In tegenstelling tot de diepwand dient hier rekening mee te worden gehouden. In dit geval is de eindfunctie van de bouwkuip een parkeergarage waardoor de verdiepingsvloeren na verloop van tijd een gedeelte van de krachten op vangen die de wand door corrosie niet meer kan opnemen. In gevallen waarbij de kuip niet wordt ondersteund door permanente stempels kan het zijn dat de kosten van de wand aanzienlijk stijgen. De wanddikte van de RD-palen is een zeer bepalende factor voor het aantal kilo's per meter. Dit resulteert in hogere kosten.

De RD-wand is net zoals de diepwand een grond verwijderend systeem. In vergelijking hoeft er een stuk minder te worden afgevoerd. Wanneer gebruik gemaakt wordt van DTH-drilling is het materieel ook bekend. Dit is de boor en de kraan. In vergelijking met het materieel benodigd voor het realiseren van de diepwand is dit in kosten lager.

9. Discussie

Een vergelijk op basis van enkel materiaalkosten volstaat niet om de haalbaarheid van de RD-wand te bepalen in Nederland. Daarvoor zijn technische analyses benodigd van de uitvoeringskosten van de beide systemen die zijn ontworpen voor de casus stadskantoor Venlo. De resultaten van de kosten van de uitvoering in combinatie met de materiaalkosten zorgen voor een meer volledig antwoord op de hoofdvraag.

Een voorlopige aanname kan worden gedaan die gebaseerd is op Nederlandse ervaring voor het bouwen van een diepwand en Scandinavische ervaring voor het bouwen van RD-palenwanden. Deze aanname is gebaseerd op het gegeven dat DTH-hammering (zoals beschreven in hoofdstuk 3; "RD Pile Wall") ook toepasbaar is in zandige grondsoorten zoals in Venlo. Met luchtdruk (air lift) kan de grond worden verwijderd. Deze manier van boren (volgens het RD-principe) gaat met een tempo van zo'n 120 meter lengte pijp per dag, dit is gebaseerd op harde grindlagen en gesteente. (Mikael Lammassaari, 2021) Met een gemiddelde van zo'n 6 palen per dag zal het realiseren van de RD-bouwkuip 7 dagen korter duren dan het realiseren van de diepwand in Venlo. Verwacht wordt dat de diepwand op basis van uitvoeringskosten sneller zal stijgen dan de RD-wand. Omdat avegaar boren dus waarschijnlijk niet nodig is en DTH-hammering volstaat. Deze aanname dient nog bevestigd te worden met een analyse die gebaseerd is op kennis uit de Scandinavische landen van de RD-paal en het ontwerp van de RD-palenwand in Venlo.

De waterdichtheid voor beide systemen wordt uitvoeringstechnisch op twee verschillende manieren gewaarborgd. De materiaalkosten hiervan zijn bij de diepwand hoger door het realiseren van een voorzetwand. Voor de RD-wand dienen de sloten afgelast te worden. De waterdichtheid is als resultaat hiervan voor beide bouwkuipsystemen is gelijk. Alleen de uitvoeringskosten verschillen.

Maatgevende factoren

In de volgende paragrafen wordt per wandsysteem gekeken naar de betrouwbaarheid van dit onderzoek gerelateerd tot de resultaten uit de berekeningen. Beide wanden zijn getoetst op de volgende aspecten.

- vervorming;
- materiaalspanningen;
- totale stabiliteit op basis van Bishop;
- Kranz stabiliteit;
- grondbreuk;
- opbarsten;
- verticaal draagvermogen;
- corrosie.

Voor het vergelijk is grondbreuk, opbarsting en Kranz stabiliteit niet van toepassing. Deze factoren kunnen onafhankelijk van het wandsysteem bekeken worden. Deze factoren zijn wel van belang geweest voor de totale berekening en de betrouwbaarheid van het onderzoek. De totale stabiliteit is afhankelijk van de grond kerende hoogte, inbeddingsdiepte en grondprofiel. Hierop heeft de wand geen direct invloed en dus wordt deze controlestep niet gezien als maatgevend in het vergelijk tussen de RD-wand en de Diepwand. De dimensioneringsberekeningen zijn zeer bepalend voor de kosten. Afhankelijk van de dimensioneringsberekeningen wordt de meest economische verhouding bepaald tussen optredende krachten en de dimensionering waarbij deze krachten nog steeds voldoen. Er zijn grote verschillen gevonden in het verticaal draagvermogen tussen beide bouwkuitsystemen. Dit verschil kan bepalend zijn voor een specifieke casus waarbij de wand als fundering dient.

Op kosten zal voornamelijk bij de RD wand moeten worden gelet op corrosie, inbeddingsdiepte en plooispanning.

In beide gevallen is de vervorming van de wand niet maatgevend geweest. In een specifieke casus waarbij de verhoudingen tussen de genoemde aspecten anders liggen zou dit wel een maatgevende factor kunnen zijn. De vervorming is

Maatgevende externe factoren

De diepwand wordt voornamelijk bepaald door de prijs van beton én de staalprijs op het moment van aanbesteden. De RD-wand daarentegen is enkel afhankelijk van de staalprijs. Het is niet berekend of er een bepaald kantelpunt bestaat waarbij de staalprijs hoog genoeg en de betonprijs laag genoeg staat om te zorgen voor een financieel aantrekkelijkere diepwand. Dit is een mogelijke situatie waarmee rekening moet worden gehouden bij het kiezen tussen een diepwand of een RD-wand.

9.1 De diepwand

Gedurende het ontwerpproces is gekozen voor een aanname van de buigstijfheid van de diepwand. Ondanks dat deze aanname gebaseerd is op een vergelijkbare diepwand van een betrouwbare bron (Inpijn Blokpoel, 2011) kan worden gesteld dat hier nog op kan worden geoptimaliseerd ten goede van het resultaat van deze haalbaarheidsstudie. Of hiermee de diepwand in de casus Stads Kantoor Venlo duurder of goedkoper wordt is onbekend. Wel kan worden verwacht dat het verschil niet voor grote veranderingen van het resultaat van dit onderzoek zorgt, omdat de aanname is gebaseerd op een vergelijkbare bron.

De hoeveelheid wapening in de diepwand kan veranderen door het itereren van het bepalen van de buigstijfheid met het M-N- κ diagram. Dit heeft invloed op de kosten.

9.2 De RD wand

Voor de RD-wand geldt dat de gereduceerde plooispanning in veel gevallen zorgde voor een onstabiel ontwerp, zie rapport; "STU-RD-RAP-005 Berekening RD wand". De getoetste buispalen vielen allen in doorsnedeklasse 4. Hierbij dient dan niet gerekend te worden met de vloeigrens van de staalsoort, maar met een gereduceerde plooispanning. Hieraan moet worden toegevoegd dat niet de meest economische benadering van deze gereduceerde plooispanning is gebruikt. Het is dus goed mogelijk dat bij het gebruik van een andere methode om de gereduceerde plooispanning te bepalen de resultaten positiever uitvallen. In het beste geval blijkt dat een RD-paal met een lagere hoeveelheid kilo's per meter wél voldoet.

Niet alleen plooï maar ook het verticaal draagvermogen was in veel gevallen niet voldoende. Het verticaal draagvermogen is gebaseerd op de oppervlakte van de RD-paal onder de voet, zonder ring bit. Wanneer de RD-palen worden gerealiseerd met een DTH dan wordt het oppervlak onder de buispaal vergroot door het gebruik van de "ring-bit solo" of "ring-bit integrated". Uitzondering hierop is de Under-Reamer welke na het boren inklappt en de buispaal achterlaat zoals deze nu is berekend.

Door het gebruik van ring-bits zou de inbeddingsdiepte wellicht nog verlaagd kunnen worden. Het puntdraagvermogen neemt namelijk toe, waardoor de wrijving zou kunnen afnemen. Dit betekent lagere hoeveelheid kilo's per strekkende meter. Dit is ten voordele van de RD-wand.

10. Aanbevelingen

Op basis van deze conclusie en discussie kan worden gesteld dat een verder onderzoek naar de uitvoerbaarheid van de RD-palenwand benodigd is. Hiermee kan de laatste stap worden gezet naar het bepalen van de afzetmarkt van de RD-wand. Nu kan wel worden gezegd dat de RD-palenwand goedkoper is dan de diepwand wanneer stijve grondprofielen zijn bepaald. Echter, er kan nog te weinig worden gezegd over de uitvoerbaarheid van de RD-palenwand.

11. Toepasbaarheid RD-wand in Nederland

Op basis van de getrokken conclusies en discussie kan worden gesteld dat de RD-palenwand op basis van materiaal goedkoper is dan de diepwand in Venlo. In het Rapport "STU-RD-RAP VU Amsterdam_TV B" staat beschreven dat de RD-palenwand op basis van materiaalkosten niet goedkoper is dan de combiwand. Hierbij zijn nog een aantal kanttekeningen benoemd die kunnen zorgen voor variatie van de conclusie. Een discussiepunt is de niet geheel trillingsvrije aanbreng van de combiwand. De RD-palenwand is wél geheel trillingsvrij.

De RD-palenwand is dus geschikt als trillingsvrij bouwkuipsysteem in Nederland. En kan in stijve grondprofielen concurreren met de diepwand. Het is niet duidelijk of de RD-palenwand kan concurreren met de combiwand.

12. Bijlagen

12.1 *Bijlage I; bestaande bouwkuipensystemen in Nederland*

12.2 *Bijlage II; grondonderzoek*

12.3 *Bijlagen III; Multi-criteria analyse*

12.4 *Bijlagen IV; berekening diepwand*

12.5 *Bijlagen V; berekening RD-wand*

Bibliografie

- "Geotechniek", N. 3. (2017). *NEN 9997-1+C1 (nl)*. Delft: Nederlands Normalisatie-instituut.
- America West Drilling Supply, Inc. Rotex. (2008, dec 22). *symmetrix-1*. Opgehaald van youtube: <https://www.youtube.com/watch?v=OlwiP1zWMGc&feature=youtu.be>
- Blok, I. R. (2017). *Tabellen voor Bouwkunde en Waterbouwkunde*. Eindhoven: ThiemeMeulenhoff.
- bouwkosten. (2021, juni 3). *kostenkengetallen betonnen wand*. Opgehaald van Bouwkosten.nl: https://www.bouwkosten.nl/Ramen/Utiliteitsbouw/Kostenkengetallen_16_Funderingsconstructies/kostengegevens-Kostenkengetallen/2406271.htm
- Broek, T. v. (2021). *Grondonderzoeks analyse Venlo Stads Kantoor*. Giessen : DVA Engineering.
- Brouwershaven, T. v. (sd). *Model D-sheet*. DVA Engineering, Giessen .
- COB; centrum ondergronds bouwen. (2000). *bouwen vanaf het maaiveld; deel 2*. Rotterdam: A.A. Balkema.
- CUR Bouw & Infra. (2010). *CUR 231; Handboek Diepwanden*. Gouda.
- CUR bouw & infra. (2012). *166 6e herziene druk, deel 1*. Gouda: CUR.
- CUR Bouw & Infra. (2012). *CUR 166; Damwandconstructies 6e herziene druk*. Gouda: COB
- CUR bouw en infra. (2012). *166 damwandconstructies deel 2*. Gouda.
- De Koning. (2021, maart 11). *Giken F-301; silent piler*. Opgehaald van [gebrdekoning.nl](https://www.gebrdekoning.nl/wp-content/uploads/2018/04/Giken-F-301-definitief.pdf) : <https://www.gebrdekoning.nl/wp-content/uploads/2018/04/Giken-F-301-definitief.pdf>
- Deltares systems. (2019). *D-sheet piling user manual*. Delft: Deltares.
- FUGRO B.V. (2010). *ruimtelijke plannen bergendal*. Nijmegen: FUGRO.
- Google. (2021, maart 2). *Venlo, stads Kantoor*. Opgehaald van Google maps: <https://www.google.com/maps/place/Stads Kantoor+Venlo/@51.3664623,6.1637097,162m/data=!3m1!1e3!4m5!3m4!1s0x47c75aba6ef2f211:0x24dd0a402c3268f3!8m2!3d51.3672764!4d6.1638262>



- Inpijn Blokpoel. (2011). *Grondonderzoek stadskantoor Venlo*. Venlo:
Ter beschikking gesteld door: DVA Engineering.
- Massink, H. (2017, januari 18). *5.5 Dynamica van water en grond: methode bishop*.
Opgehaald van mymedia.avans:
https://mymedia.avans.nl/media/5.5+Dynamica+van+Water+en+GrondA++Methode+Bishop/0_pdj109eh
- Mikael Lammassaari, S. M. (2021). SSAB.
- Nederlandse norm. (2017). *NEN 9997-1+C2*. Delft: NEN.
- NEN-EN 206-1/ NEN 8005. (2017). *NEN-EN 206-1/ NEN 8005*. Delft: Nederlandse norm.
- Prof. dr. ir. Stoel, A. v., ir. Dieteren, H., & dr. ir. Backhausen, U. (2014). *8.8 Ontwerpen van groutankers; Reader geotechniek*. Den Haag: KIVI.
- Robit Group. (2017, jun 8). *Pilling in southern Finland*. Opgehaald van youtube:
https://www.youtube.com/watch?v=OzMQm_uwfMk&feature=youtu.be
- Robit Group. (2017, jun 8). *Pipe-pile-wall piling in southern Finland*. Opgehaald van youtube:
<https://www.youtube.com/watch?v=8zxcIDBaKpA&feature=youtu.be>
- Royal HaskoningDHV. (2021). *nieuw stadskantoor Venlo*. Opgehaald van Royal
haskoningDHV: <https://www.royalhaskoningdhv.com/nl-nl/nederland/projecten/nieuw-stadskantoor-venlo/5931>
- Schlumberger. (sd). *Drilling*.
- SSAB. (2021). *RD pile wall: Watertight retaining wall structure*. Stockholm, Zweden: SSAB.
- SSAB. (2021). *RD pile wall: Watertight retaining wall structure*. Stockholm, Zweden: SSAB.
- SSAB. (sd). *RD pile wall; design and installation manual*. Zweden: SSAB.
- YP Robit Rocktools. (2013, feb 22). *eccentric VS concentric casing system*. Opgehaald van
Youtube: <https://www.youtube.com/watch?v=tBcNe7UhlH0>