

Rapportage fundatievoorziening kade Wanssum

SDH

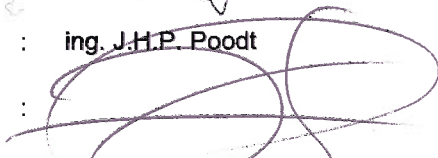
Definitief

In opdracht van:
Gemeente Venray

Grontmij Nederland B.V.
De Bilt, 26 oktober 2015

Verantwoording

Titel : Rapportage fundatievoorziening kade Wanssum
Subtitel : SDH
Projectnummer : 334295
Referentienummer : GM-0171557
Revisie : D1.0
Datum : 26 oktober 2015

Auteur(s) : ir. J. de Vlieger, T.M.J. van Erp MSc.
E-mail adres : tom.vanerp@grontmij.nl
Gecontroleerd door : ing. F. Verschoor
Paraaf gecontroleerd : 
Goedgekeurd door : ing. J.H.P. Poodt
Paraaf goedgekeurd : 
Contact : Grontmij Nederland B.V.
De Hölle Bilt 22
3732 HM De Bilt
Postbus 203
3730 AE De Bilt
T +31 88 811 66 00
F +31 30 310 04 14
www.grontmij.nl

Inhoudsopgave

1	Inleiding.....	5
1.1	Algemeen.....	5
2	Uitgangspunten.....	6
2.1	Locatie.....	6
2.2	Informatiebronnen.....	6
2.3	Grondonderzoek.....	6
2.4	Raakvlakken.....	7
2.4.1	Kabels en leidingen.....	7
2.4.2	Ankers.....	7
2.5	Belasting overslagconstructie.....	7
2.5.1	Steunpunt 1.....	8
2.5.2	Steunpunt 2.....	8
2.5.3	Steunpunt 3.....	8
2.5.4	Steunpunt 4.....	8
2.6	Windbelasting.....	8
2.7	Veiligheidsfilosofie.....	8
2.8	Materiaal eigenschappen.....	8
2.9	Belastingfactoren.....	9
3	Ontwerp.....	10
3.1	Algemeen.....	10
3.2	Fundatieplaat (steunpunt 1).....	10
3.2.1	Palenplan.....	10
3.2.2	Dimensionering.....	11
3.2.3	Belastingen.....	11
3.2.4	Modelleren in Scia Engineer.....	11
3.2.5	Pons.....	11
3.2.6	Wapening.....	11
3.2.7	Palen.....	11
3.2.7.1	Dimensionering palen.....	11
3.2.7.2	Schachtwrijving.....	12
3.2.7.3	Inheidiepte palen.....	12
3.2.7.4	Paalkopwapening.....	13
3.3	Fundatieplaat (steunpunt 2).....	13
3.3.1	Belastingen.....	13
3.3.2	Dimensionering.....	13
3.3.3	Stabiliteit.....	13
3.3.4	Modelleren in Scia Engineer.....	14
3.3.5	Wapening.....	14
3.4	Fundatie (steunpunt 3 en 4).....	14
3.4.1	Algemeen.....	14
3.4.2	Toetsing.....	14
4	Conclusie.....	16
4.1	Algemeen.....	16
4.2	Fundatieplaat steunpunt 1.....	16

4.3	Fundatieplaat steunpunt 2	16
4.4	Fundering steunpunt 3 en 4	16
4.5	Risico's	16

Bijlage 1:	Locatie overzicht
Bijlage 2:	Grondonderzoek
Bijlage 3:	Raakvlakken
Bijlage 4:	Windbelasting
Bijlage 5:	Scia resultaten fundatieplaat op palen
Bijlage 6:	Single Pile berekening (veerconstante)
Bijlage 7:	Berekening wapening fundatieplaat op palen
Bijlage 8:	D-Foundation paalberekening
Bijlage 9:	Invloed paalpunt op damwand
Bijlage 10:	Paalkopwapening
Bijlage 11:	D-Foundation fundering op staal
Bijlage 12:	Scia resultaten fundering op staal
Bijlage 13:	Berekening wapening fundering op staal
Bijlage 14:	Ontwerptekening
Bijlage 15:	Berekening damwand (Van Halteren)

1 Inleiding

1.1 Algemeen

De gemeente Venray heeft recentelijk de oostelijke kade aan de Industriehaven in Wanssum vernieuwd. Bij de vernieuwing is geen rekening gehouden met extra belastingen achter de kade (landzijde) als gevolg van mobiele kranen en/of ander materieel. SDH heeft aangegeven achter de kade te willen gebruiken voor het laden en lossen van bulk / goederen.

Aangezien de nieuwe kade geen extra belastingen kan opnemen buiten de ontwerpbelastingen dienen voor dit materieel nieuwe op palen geplaatste fundaties te worden gerealiseerd. In het voorliggend document worden de randvoorwaarden en eisen besproken die van toepassing zijn op het ontwerp van deze fundaties.

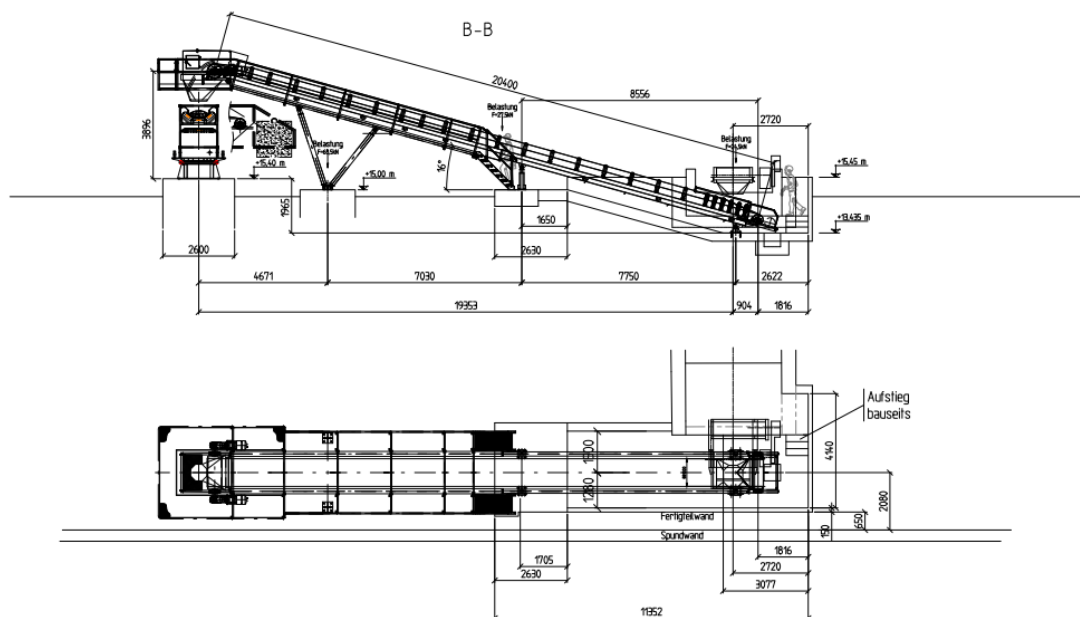


Figuur 1-1: Overzicht havengebied in Wanssum (met in het rood de nieuwe oostelijke kade)

2 Uitgangspunten

2.1 Locatie

Langs de kade dienen er 3 fundatievoorzieningen te komen. De locaties zoals aangeleverd door SDH staan in Figuur 2-1 en zijn ook weergegeven in de overzichtstekening in bijlage 1.



Figuur 2-1: Locaties fundatievoorzieningen

2.2 Informatiebronnen

Voor het opstellen van dit rapport zijn de onderstaande bronnen gebruikt:

- [1] Grondonderzoek t.b.v. revitalisatie haven te Wanssum – Mos Grondmechanica – 2 juli 2015
- [2] Damwandberekening oostkade, Revitalisering haven Wanssum, Geoptimaliseerd ontwerp, V14015, Van Halteren Infra BV, versie 4.0, 12-09-2014
- [3] Revisie tekeningen – Van Halteren – V14015-01 en V14015-02 Revisie damwand en ankers, 09-03-2015
- [4] Tekening - 14-0001-C-0643 Übersicht – Moerschen, revisie C, 14-09-2015
- [5] Tekening - 14-0002-C-0643 Übersicht Fundament – Moerschen, revisie C, 14-09-2015
- [6] Tekening - 14-0010-B-0643 Schiffsbeladeband – Moerschen, revisie B, 04-12-2014
- [7] Tekening - 14-0011-B-0643 Steigeband – Moerschen, revisie B, 02-02-2015

2.3 Grondonderzoek

In bijlage 2 is o.a. het grondonderzoek terug te vinden. In de onderstaande tabel is de grondopbouw gepresenteerd. Voor de fundatie is het puntdraagvermogen van belang, waardoor het bovenste gedeelte van de grondopbouw nauwelijks van belang is. De aangehouden karakteristieke grondparameters zijn gepresenteerd in Figuur 2-1. De grondparameters zijn ontleend aan tabel 2.b uit NEN 9997-1.

Tabel 2-1: Bodemopbouw en karakteristieke grondparameters (sondering 2)

Grondsoort	Bovenkant laag [m NAP]	γ_d [kN/m ³]	γ_n [kN/m ³]	c' [kPa]	ϕ' [°]
Ophoogzand	15,19 (mv)	19	21	0	35,0
Zand, los	13,5	17	19	0	30,0
Zand, matig	7,0	18	20	0	32,5
Zand, vast	2,0	19	21	0	35,0

2.4 Raakvlakken

2.4.1 Kabels en leidingen

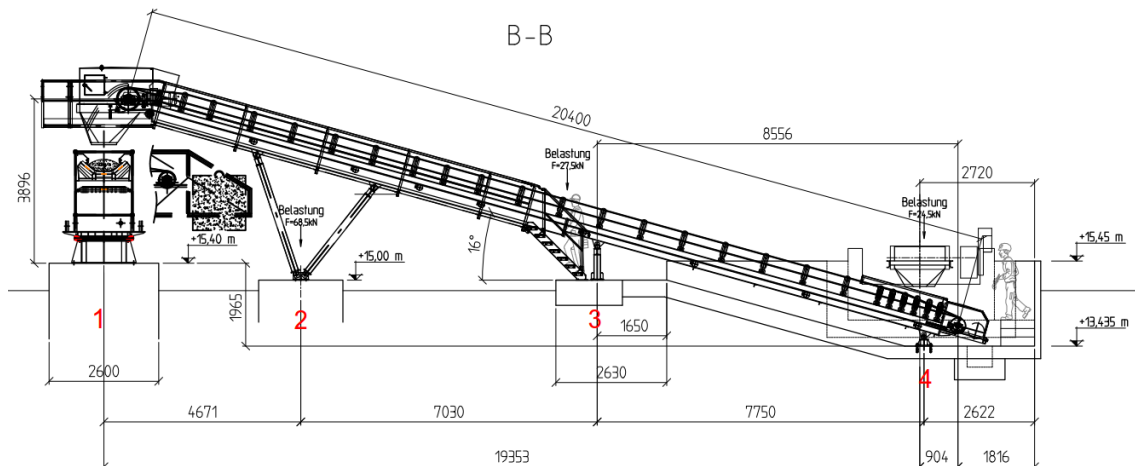
Bij het plaatsen van de palen dient er rekening gehouden te worden met de aanwezigheid van kabels en leidingen. In bijlage 3 is de ligging van alle aanwezige kabels en leidingen weergegeven.

2.4.2 Ankers

Naast de kabels en leidingen liggen er ook ankers in de grond. Voor het plaatsen van de palen dient hier rekening mee gehouden te worden. In bijlage 3 zijn de locaties van de ankers aangegeven.

2.5 Belasting overslagconstructie

Van de tekeningen die aangeleverd zijn door SDH zijn een aantal steunpunten af te leiden die een zekere belasting afdragen aan de grond. Deze steunpunten zijn weergegeven in de Figuur 2-2.



Figuur 2-2: Steunpunten overslagconstructie

De belastingen van de steunpunten zijn weergegeven in de Tabel 2-2.

Tabel 2-2: Belasting t.b.v. steunpunten

Belasting	Steunpunt			
	1	2	3	4
Verticale belasting (representatief)	160 kN	68,5 kN	27,5 kN	24,5 kN
Horizontale belasting (representatief)	0 kN	0 kN	0 kN	0 kN
Moment (representatief)	60 kNm	0 kNm	0 kNm	0 kNm
Rotatie (representatief)	0 kNm	0 kNm	0 kNm	0 kNm

In de onderstaande paragrafen wordt per steunpunt een korte toelichting gegeven.

2.5.1 Steunpunt 1

Dit steunpunt draagt de belasting af van de draaikrans. Voor dit steunpunt dienen de belastingen zoals weergegeven in Tabel 2-2 opgenomen te worden door de fundering. Voor de verticale belasting is een maximale belasting (beladen met materiaal) van 160 kN opgegeven door SDH. Tevens heeft SDH aangegeven dat er geen sprake is van een horizontale of roterende belasting (te verwaarlozen). Indien de draaikrans geen belasting draagt is de draaikrans in evenwicht. Indien de draaikrans wel een belasting draagt (132 kg/m) ontstaat er een moment van 60 kNm ($0,5 \cdot 1,32 \cdot 9,5^2$) ter plaatse van het steunpunt. Dit moment dient opgenomen te worden door de palen.

2.5.2 Steunpunt 2

Dit steunpunt draagt een deel van de belasting af van de loopband. Voor dit steunpunt dienen de belastingen zoals weergegeven in Tabel 2-2 opgenomen te worden door de fundering. Door SDH is aangegeven dat er geen horizontale krachten op dit steunpunt aangrijpen.

2.5.3 Steunpunt 3

Dit steunpunt draagt een deel van de belasting af van de loopband. De belasting is echter beperkt (27,5 kN). Voor de damwand is al rekening gehouden met een maximale belasting van 10 kN/m² tot een afstand van 4 m van de kade. Door het aanbrengen van een fundatieblok onder het steunpunt kan de kracht gespreid worden over een groter oppervlak waardoor de belasting lager wordt dan de maximaal toelaatbare 10 kN/m². In hoofdstuk 3 wordt aangegeven wat de minimale dimensies van de fundatieplaat moeten zijn.

2.5.4 Steunpunt 4

Dit steunpunt draagt een deel van de belasting af van de loopband. De belasting is echter beperkt (24,5 kN). Daarnaast is ter plaatse van het steunpunt een groot deel van de ondergrond afgegraven. Hierdoor neemt de druk op de damwand al af.

Voor de damwand is al rekening gehouden met een maximale belasting van 10 kN/m² tot een afstand van 4 m van de kade. Door het afgraven van de grond neemt de druk op de damwand af. En door aanbrengen van een fundatieblok onder het steunpunt kan de kracht gespreid worden over een groter oppervlak waardoor de belasting lager wordt dan de maximaal toelaatbare 10 kN/m². In hoofdstuk 3 wordt aangegeven wat de minimale dimensies van de fundatieplaat moeten zijn.

2.6 Windbelasting

Voor de transportband is rekening gehouden met windbelasting, in lengte richting van de transportband. Op de transportband treedt een windbelasting op van 0,52 kN/m². De totale horizontale belasting is 7 kN (incl. factoren) bij een oppervlak van 7 m² (oppervlak van de transportband). De horizontale belasting wordt meegenomen in steunpunt 2. De volledige berekening is weergegeven in bijlage 4.

De windbelasting op de steunpunt 1 is verwaarloosbaar daar het een open constructie is.

2.7 Veiligheidsfilosofie

De kade is onderdeel van een primaire waterkering. Bezijken van de fundatie voorziening kan resulteren in een kade die overbelast wordt. Voor de fundatie wordt daarom eveneens uitgegaan van gevolgklasse 3 (grote gevolgen ten aanzien van het verlies van mensenlevens, of zeer grote economische gevolgen, sociale gevolgen of gevolgen voor de omgeving).

2.8 Materiaal eigenschappen

De constructie bestaat uit de materialen; beton en betonstaal.

- Beton sterkteklasse C30/37
- Betonstaal sterkteklasse B500B
- Milieuklasse XD3/XF4 bovenzijde en XC4/XF3 onderzijde
- Scheurwijdte 0,20 mm bovenzijde en 0,30 mm onderzijde
- Dekking 50 mm alle zijden

2.9 Belastingfactoren

Voor de belastingfactoren wordt de onderstaande tabel gehandhaafd.

Belasting		Symbool	Combinatie		
			A1	A2	
				Overig	Damwand
Permanent	Ongunstig	γ_G	1,35 ^{a b c}	1,0	1,0
	Gunstig		0,9	1,0	1,0
Veranderlijk	Ongunstig	γ_Q	1,5 ^b	1,3 ^b	1,1 ^b
	Gunstig		0	0	0

^a Alleen bij kleine veranderlijke belastingen is deze waarde maatgevend, zie vergelijking (6.10a) in NEN-EN 1990:2002. In de andere gevallen wordt gerekend met $\gamma_G \times \xi$, zie vergelijking (6.10b) in NEN-EN 1990:2002, waarvoor, uitgaande van $\xi = 0,89$ geldt $\gamma_G \times \xi = 1,2$. Zie ook de nationale bijlage bij NEN-EN 1990:2002.

^b De hier gegeven waarden gelden voor RC2. Voor RC1 geldt een vermenigvuldigingsfactor van 0,9 en voor RC3 van 1,1. In de kolom damwand geldt dan voor RC1 $\gamma_Q = 1,0$ en voor RC3 $\gamma_Q = 1,25$.

^c Bij vloeistofdrukken met een fysiek beperkte waarde mag zijn volstaan met 1,2.

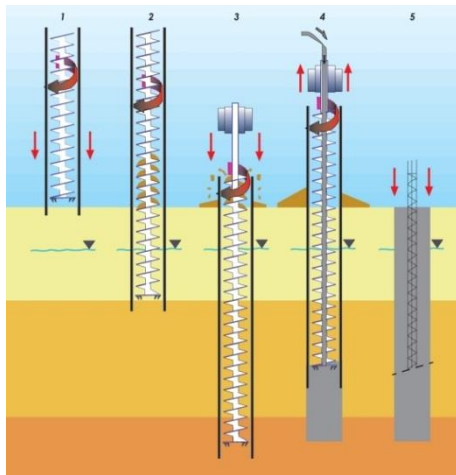
Voor de permanente belastingen wordt gerekend met een belastingfactor van 1,35. Voor de variabele belastingen geldt een belastingfactor van 1,65. De opgegeven stempeldrukken komen deels voort uit eigengewicht en deels uit het gewicht dat de kraan draagt. Aangezien dit in de berekening als één belasting wordt beschouwd dient de belastingfactor ook gecombineerd te worden. Gelet op het feit dat de opgegeven stempeldrukken voor ongeveer de helft uit het eigengewicht bestaan wordt gerekend met een belastingfactor van 1,50 voor de mobiele kraan.

3 Ontwerp

3.1 Algemeen

De constructie bestaat uit een betonnen plaat op 4 prefab beton palen. Het palenplan kan per plaat variëren. Voor de belastingen wordt rekening gehouden met verschillende posities van de mobiele kraan.

De keus is gevallen op een zogenaamde avegaarpaal. Bij dit type paal wordt de grond verwijderd en gevuld met beton waarna wapening wordt aangebracht. Het is een niet-grond verdringende paal.



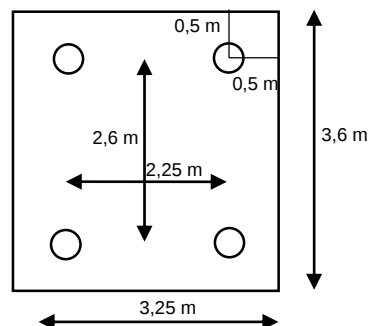
1. avegaar positioneren
2. avegaar in de bodem boren
3. betonpomp aansluiten, avegaar op diepte
4. avegaar omhoog trekken en beton aanbrengen
5. avegaar verwijderd en wapening aanbrengen

Figuur 3-1: Principe avegaarpaal

3.2 Fundatieplaat (steunpunt 1)

3.2.1 Palenplan

De afmetingen van de fundatieplaat zijn 3,25m bij 3,60 m. Het hart van de palen staan op 0,5 m vanaf de rand van de plaat. Er is gekozen voor het plaatsen van 4 avegaarpalen onder fundatieplaat. De ruimte tussen de palen en ankerstang is 0,5 m.



Figuur 3-2: Palenplan SDH

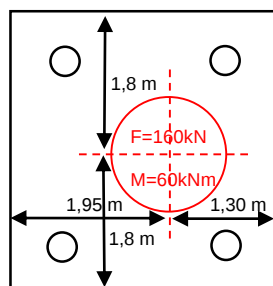
3.2.2 Dimensionering

De bovenkant van de fundatieplaat ligt op NAP +15,4 m. Het maaiveld ligt op NAP +14,9 m. De plaatdikte dient minimaal 0,6 m te zijn om de palen niet boven het maaiveld uit te laten steken.

3.2.3 Belastingen

In het ontwerp dienen alle mogelijke belastinggevallen meegenomen te worden om zo het maatgevende belastinggeval te achterhalen. In de onderstaande opsomming zijn de beschouwde belastinggevallen aangegeven.

- Belastinggeval 1: is het eigengewicht van de plaat.
- Belastinggeval 2: is de verticale belasting en het moment vanuit de overslagconstructie (160 kN verticaal en 60 kNm moment).



Figuur 3-3: Overzicht locatie belasting

3.2.4 Modelling in Scia Engineer

In Scia Engineer is een plaat op 4 steunpunten gemodelleerd. Hierbij is een model met scharnierende steunpunten en een model met rotatieveren ingevoerd.

De rotatieveer is bepaald met behulp van D-Sheet Single Pile. Hierin is een paal met een kopmoment als eenheidslast ingevoerd. De rotatieveer is 11 MNm/rad (moment 100 kN en rotatie 9,2 mrad). De Scia berekening is weergegeven in bijlage 5 en de D-Sheet Single Pile berekening in bijlage 6.

3.2.5 Pons

Pons is niet maatgevend gezien de dikte van de plaat en de kleine belasting.

3.2.6 Wapening

De wapening voor de funderingsplaat is #Ø16-150. In bijlage 7 wordt de berekening weergegeven.

3.2.7 Palen

3.2.7.1 Dimensionering palen

Het puntniveau dient zo diep mogelijk te liggen om extra belasting op de damwand te voorkomen. Op basis van sondering 1 en 2 kan het puntniveau niet dieper worden aangebracht dan NAP +1,65 m.

De capaciteit van de palen is berekend in D-Foundation. De berekening is weergegeven in bijlage 8. Hieruit volgen de onderstaande resultaten.

Tabel 3-1 Resultaten paal draagvermogen avegaarpaal diameter van 300 mm

sondeer grafiek	P.P.N. [m+NAP]	$R_{b,d}$ [kN]	$R_{s,d}$ [kN]	$R_{c,d}$ [kN]	$F_{nk,d}$ [kN]	$R_{c,net,d}$ [kN]	$F_{c,d}$ [kN]	voldoet? (ja/nee)
2	+1,65	275	462	737	0	737	158	ja

waarbij geldt:

P.P.N. paalpuntniveau;

$R_{b;d}$	rekenwaarde puntdraagvermogen;
$R_{s;d}$	rekenwaarde schachtwrijving;
$R_{c;d}$	rekenwaarde maximum paaldraagvermogen;
$F_{nk;d}$	rekenwaarde negatieve kleef;
$R_{c;net;d}$	rekenwaarde netto paaldraagvermogen;
$F_{c;d}$	rekenwaarde paalkopbelasting (druk);

Het puntdraagvermogen is voldoende om de belasting op te kunnen nemen.

3.2.7.2 Schachtwrijving

Ondanks het feit dat de palen worden gedimensioneerd op het paalpunt draagvermogen, bestaat er als gevolg van kleine verplaatsingen (bij belasting) toch een kans op het optreden van schachtwrijving langs de palen. Deze schachtwrijving kan zich vertalen in een extra horizontale belasting op de reeds aangelegde kade (damwand). In deze paragraaf zal worden bepaald of schachtwrijving eventueel een probleem gaat vormen voor de damwand.

Het aandeel van de belasting dat naar de schacht gaat is 65 kN representatief (op basis van het last-zakkingsdiagram). Van deze belasting zal slechts $\frac{1}{4}$ deel afgedragen worden op de damwand, wat resulteert in een belasting van 16,3 kN (in verticale richting). De rest van de belasting wordt afgedragen aan de omliggende grond. De schachtwrijving die nu in verticale richting bekend is dient omgerekend te worden in een horizontale belasting. Hiervoor wordt een coëfficiënt voor de actieve gronddruk toegepast van 0,3. Dit leidt tot een horizontale schachtwrijving van 4.9 kN.

De schachtwrijving zal zich zowel in het horizontale vlak als het verticale vlak van de damwand verdelen. De lengte (verticaal) waarover de schachtwrijving wordt verdeeld op de damwand is gelijk aan de lengte waarover de schachtwrijving via de paal wordt afgedragen aan de grond. Dit is een lengte van 13 m. Voor de breedte (horizontaal) waarover de schachtwrijving wordt verdeeld is een waarde van 2 m aangehouden. Dit komt erop neer dat de schachtwrijving over een vlak van 13 m bij 2 m (26 m²) wordt verdeeld over de damwand en daarmee een horizontale belasting van 0,2 kN/m² geeft op de damwand.

In de ontwerp berekening van de aangelegde kade (zie bijlage 15) is er reeds rekening gehouden met een representatieve bovenbelasting (verticaal) van 10 kN/m² voor de eerste 4 m achter de damwand en daarachter een bovenbelasting van 20 kN/m². Met een K_a waarde van 0,3 resulteert dat in een horizontale druk van minimaal 3,0 kN/m² ($= 0,3 \cdot 10 \text{ kN/m}^2$). Deze belasting is vele malen hoger dan de 0,2 kN/m² afkomstig van de schachtwrijving. Op de locaties waar de fundatievoorzieningen zijn gepland zal in de toekomst geen bovenbelasting van 10 kN/m² meer kunnen worden afgegeven aan de ondergrond. Op deze locaties zijn dan immers de fundatievoorzieningen aanwezig. Er kan dus geconcludeerd worden dat de damwand de resulterende belastingen als gevolg van schachtwrijving kan weerstaan.

3.2.7.3 Inheidiepte palen

De eis die in de fundatieberekening is aangehouden is dat de damwand geen hinder mag ondervinden van de palen. Dit betekent dat er naast de al in rekening gebrachte belastingen geen permanente belastingen bij mogen komen voor de damwand. Dit komt omdat het huidige ontwerp van de damwanden net voldoet aan de gestelde normen. Dit volgt uit de controles in het ontwerpdocument van de aangelegde kade van de aannemer (unity checks tot 0,99).

Wanneer een paal in de grond zit draagt het zijn belastingen af via de kop van de paal. De kracht wordt vervolgens overgedragen op de grond. Vervolgens spreidt de kracht zich horizontaal onder een hoek die gelijk is aan de hoek van inwendige wrijving van de grond. De afstand tussen de damwand en de palen is minimaal 1,0 m. Bij een hoek van inwendige wrijving van 30° zal er invloed ter plaatse van de damwand op een diepte van 0,58 m onder het paalpuntniveau merkbaar zijn. Aangezien het paalpunt niveau op NAP +1,65 ligt begint de paal vanaf NAP +1,07 m (NAP +1,65 m – 0,58 m) en lager invloed uit te oefenen (een kracht af te dragen) op de damwand. De onderkant damwand (inheinniveau) is gelijk aan NAP -0,1 m, dus de damwand wordt over de onderste 1,17 m belast door de paal.

Ter plaatse van de damwand (op NAP +1,07 m) heeft de paal al een groot deel van de belasting gespreid, en wel in een cirkel met een straal van 1,0 m. De belasting die aangrijpt op de damwand is te interpreteren als een lijnlast (bovengrens). Deze lijnlast wordt bepaald door de paalbelasting te delen door de omtrek van cirkel waarin de belasting zich spreidt. Voor een cirkel met een straal van 1,0 m geldt een omtrek van 6,3 m. De paalbelasting is 158 en daarmee de belasting op de damwand 25 kN/m. In bijlage 9 is ter indicatie de invloed weergegeven van de aanvullende belasting op de damwand. De resultaten in bijlage 9 zijn indicatief en daarom alleen bedoel om de invloed aan te tonen en zijn niet de definitieve krachten op de damwand. Uit de berekening volgt dat de invloed van de paalbelasting op NAP +1,07 m verwaarloosbaar is.

3.2.7.4 Paalkopwapening

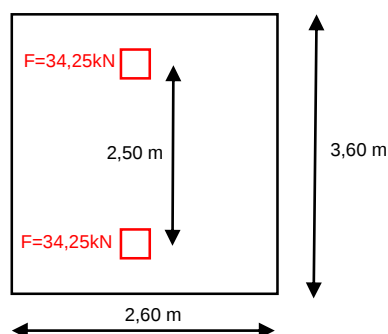
De kopmomenten zijn dusdanig klein, dat enkel praktische wapening toegepast dient te worden. De berekening is weergegeven in bijlage 10.

3.3 Fundatieplaat (steunpunt 2)

3.3.1 Belastingen

In het ontwerp dienen alle mogelijke belastinggevallen meegenomen te worden om zo het maatgevende belastinggeval te achterhalen. In de onderstaande opsomming zijn de beschouwde belastinggevallen aangegeven.

- Belastinggeval 1: is het eigengewicht van de plaat.
- Belastinggeval 2: is de verticale belasting vanuit de overslagconstructie (68,5 kN verticaal).



Figuur 3-4: Overzicht locatie belasting

3.3.2 Dimensionering

De fundatieplaat voor steunpunt 2 wordt op staal gefundeerd. De afmetingen van de plaat worden bepaald op de toelaatbare verdeelde belasting. De damwand is ontworpen op een gelijkmatig verdeelde belasting van 10 kN/m^2 over een strookbreedte van 4 m direct achter de damwand.

Een plaat met de afmetingen van $2,6\text{ m} \times 3,6\text{ m} \times 0,3\text{ m}$ heeft een gewicht van 70,2 kN. De hoeveelheid verwijderde grond is $2,6\text{ m} \times 3,6\text{ m} \times 0,2\text{ m}$, hetgeen een gewicht heeft van 33,7 kN. De belasting vanuit de overslagconstructie is 68,5 kN. Het totaal aan toegenomen belasting is 105 kN ($70,2 - 33,7 + 68,5$). De strook waarover het verdeeld wordt is $2,6\text{ m} \times 4,0\text{ m}$. Hierdoor is de gelijkmatig verdeelde belasting 10 kN/m^2 ; dit is gelijk aan de toegestane belasting vanuit de berekeningen van de reeds aangelegde kade.

Een aandachtspunt is wel dat de plaat niet verder belast mag worden, om overschrijding van de gelijkmatig verdeelde belasting 10 kN/m^2 te voorkomen.

3.3.3 Stabiliteit

In D-Foundation is de fundatieplaat op staal berekend op stabiliteit.

Tabel 3.2 Resultaten D-Foundation

Funderings- type	afmeting	V_d [kN]	$R_{v,d}$ [kN]	H_d [kN]	$R_{h,d}$ [kN]	Voldoet (ja/nee)
poer	2,6 x 3,6 m ²	200	1199	11	55	Ja

De zakking van de plaat is in de BGT 3 mm. Van de 3 mm wordt de helft veroorzaakt door het eigen gewicht van de plaat. Deze zakking is toelaatbaar. De berekening is weergegeven in bijlage 11.

3.3.4 Modelling in Scia Engineer

In Scia Engineer is de fundatieplaat op een bedding van 12 MPa/m³ ingevoerd. Hierbij is uitgegaan van gescheurd beton met een stijfheid van 15000 N/mm². In Scia Engineer is de stijfheid gecontroleerd of de plaat voldoende stijfheid heeft om de belasting gelijkmatig te verdelen. In bijlage 12 zijn de resultaten van Scia Engineer weergegeven. Hierin is aangegeven wat de vervorming van de plaat is bij de gegeven belastingen.

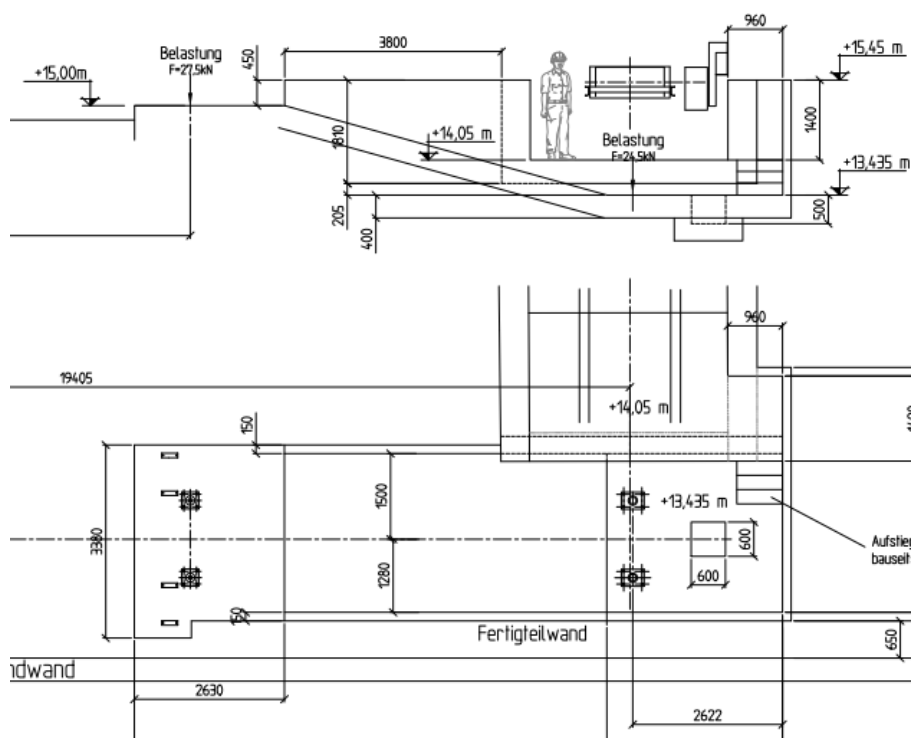
3.3.5 Wapening

De wapening voor de funderingsplaat is #Ø12-150. In bijlage 13 is de berekening weergegeven.

3.4 Fundatie (steunpunt 3 en 4)

3.4.1 Algemeen

Steunpunten 3 en 4 staan in een betonnen bak.



Figuur 3-5: Doorsnede en bovenaanzicht van de betonnen bak met steunpunten 3 en 4

3.4.2 Toetsing

De damwand van de reeds aangelegde kade is berekend op een bovenbelasting van 10 kN/m² over een strookbreedte van 4 m direct achter de damwand. Deze belasting mag niet overschreden worden.

Steunpunt 3 is maatgevend ten opzichte van steunpunt 4 vanwege de kleinste ontgraving. De grond dat ontgraven wordt zorgt voor een ontlasting van de damwand.

De belasting uit de overslagconstructie op steunpunt 3 is 27,5 kN. Verdeeld over een oppervlak van 6,12 m² (2*3,08) is de gelijkmatig verdeelde belasting 4,5 kN/m². Het eigengewicht van het

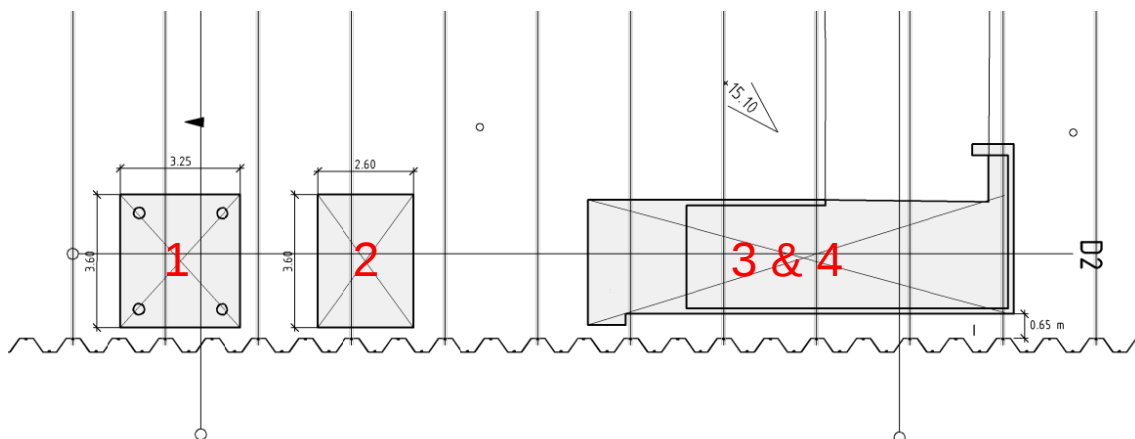
beton levert een belasting van $12,5 \text{ kN/m}^2$ ($0,5 \cdot 25$). De ontlasting ten gevolge van de ontgraving is $7,2 \text{ kN/m}^2$ ($0,4 \cdot 18$).

De totale belasting op de ondergrond is $4,5 + 12,5 - 7,2 = 9,8 \text{ kN/m}^2$. De belasting is lager dan de toelaatbare belasting van 10 kN/m^2 . De vloer dient niet verder belast te worden.

4 Conclusie

4.1 Algemeen

In Figuur 4-1 wordt een overzicht van de 3 fundatieplaten weergegeven.



Figuur 4-1: Overzicht locaties fundatieplaten

4.2 Fundatieplaat steunpunt 1

De fundatieplaat voor steunpunt 1 bestaat uit een betonnen plaat op 4 palen. De betonnen plaat heeft afmetingen van 3,25m x 3,6m x 0,6m en een sterkteklasse van C30/37. De palen bestaan uit 4 avegapalen met een diameter van 300 mm. Het puntniveau van de palen ligt op NAP +1,65 m.

4.3 Fundatieplaat steunpunt 2

De fundatieplaat voor steunpunt 2 bestaat uit een betonnen plaat op staal gefundeerd. De betonnen plaat heeft afmetingen van 2,6m x 3,6m x 0,3m en een sterkteklasse van C30/37. De bovenkant van de plaat ligt 10 cm boven het maaiveld op NAP +15,0 m. De fundatieplaat is gedimensioneerd en getoetst aan de toelaatbare belasting van 10 kN/m². Naast de belasting van uit de overslagconstructie mag de fundatieplaat niet verder belast worden.

4.4 Fundering steunpunt 3 en 4

Voor steunpunt 3 en 4 is gecontroleerd of de belasting van 10 kN/m² niet wordt overschreden. Op basis van de belasting uit de overslagconstructie en het eigengewicht wordt hieraan voldaan. Verdere belasting is niet toelaatbaar.

4.5 Risico's

Het is belangrijk dat bij het aanbrengen van de palen de damwand gemonitord wordt. De doorbuiging die bepaald is in de damwandberekening mag niet overschreden worden. Hieruit volgt dat er een maximale verplaatsing mag optreden van 20 mm.

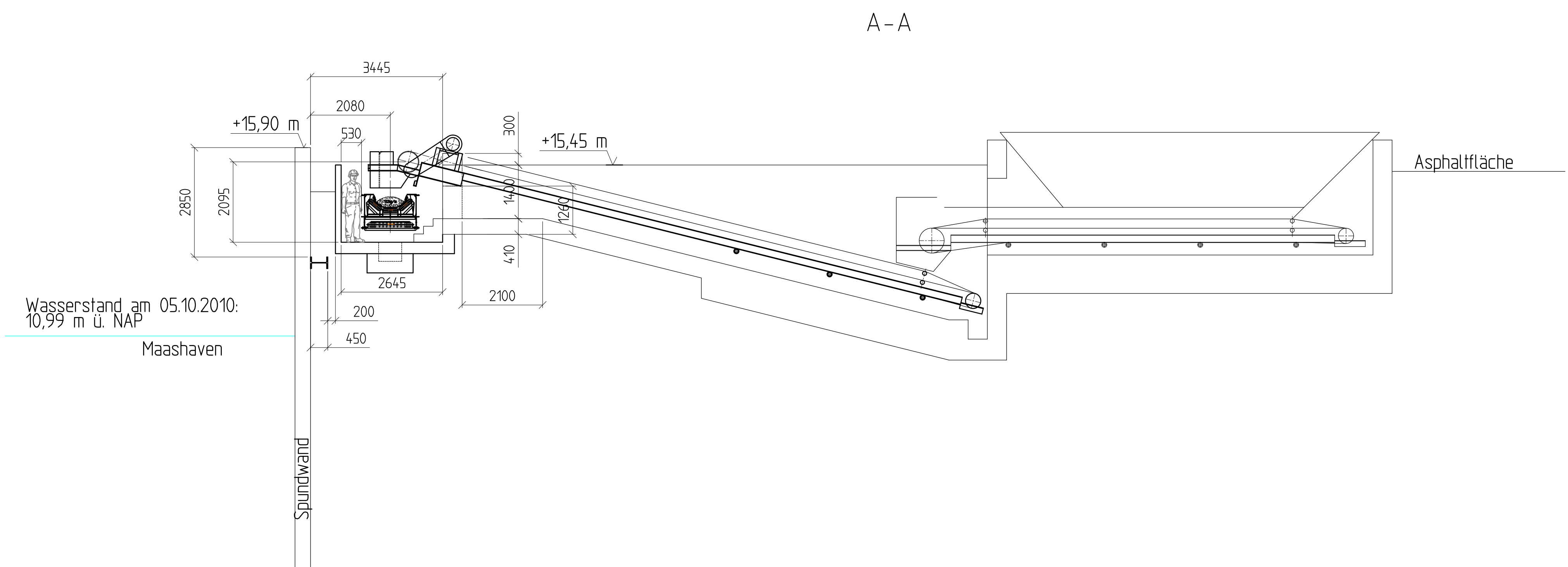
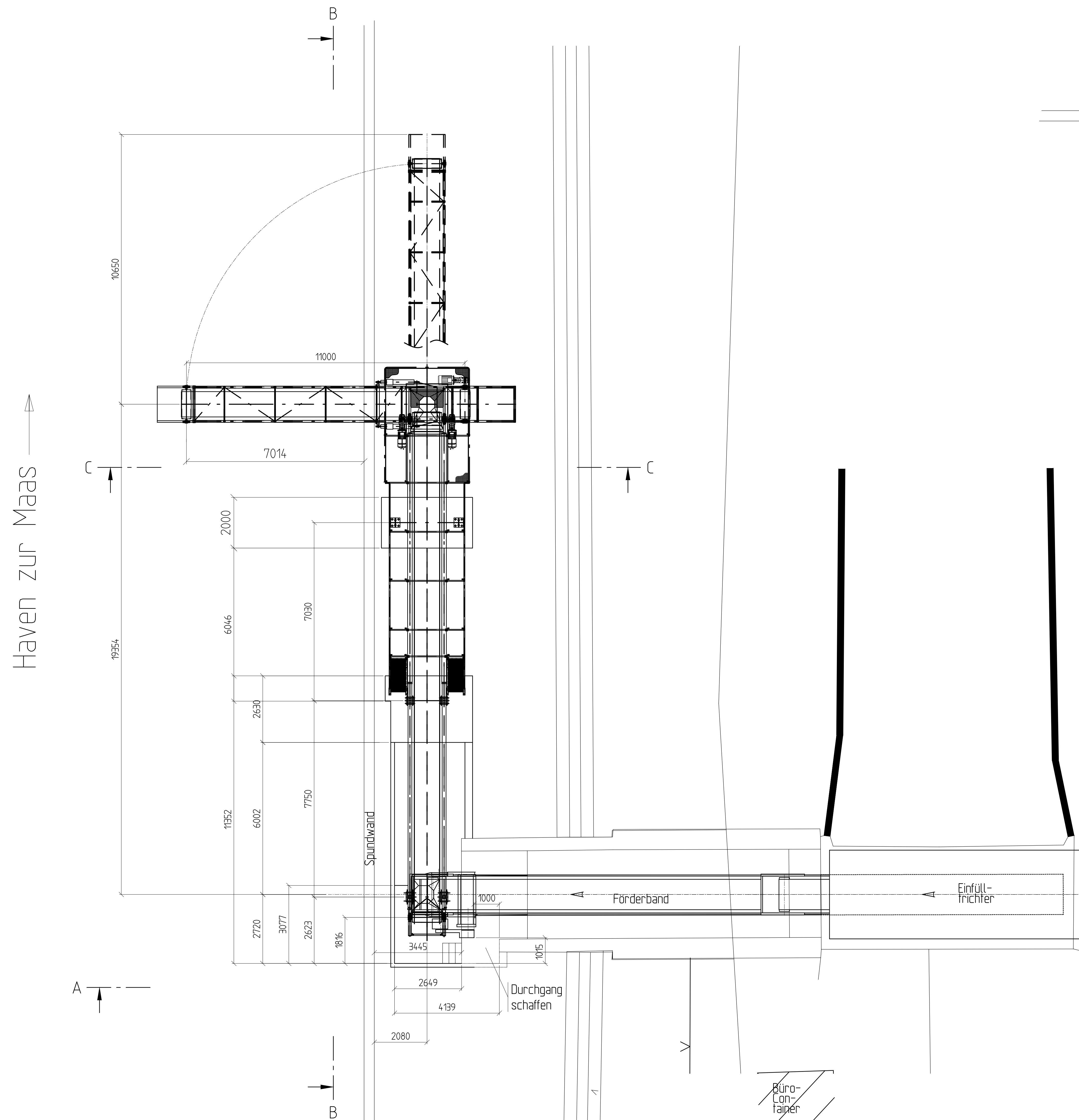
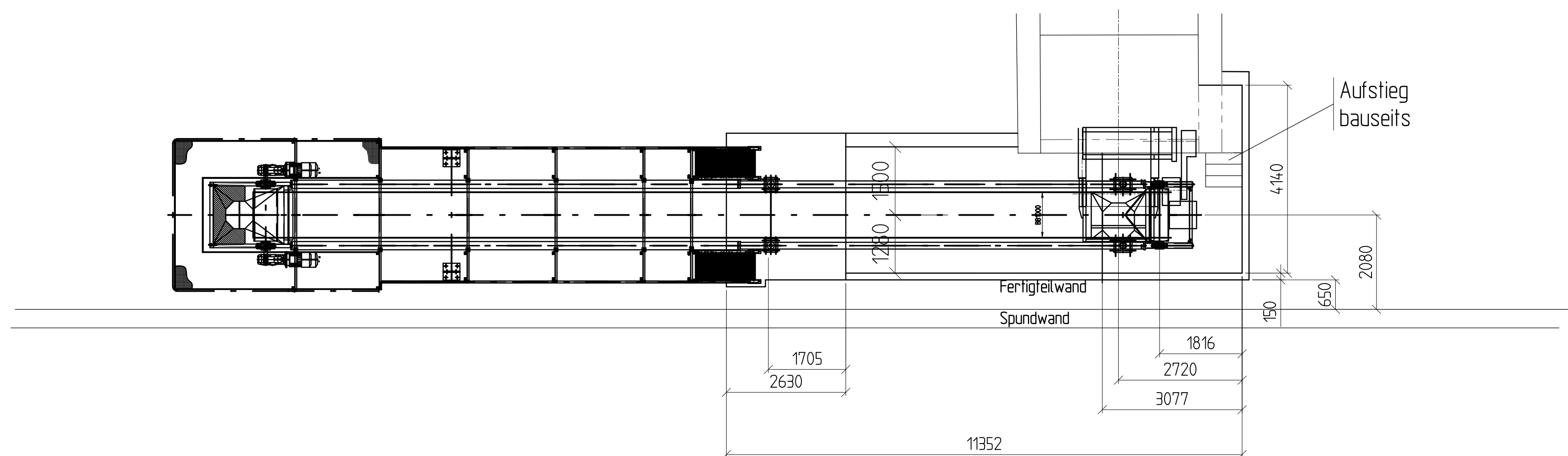
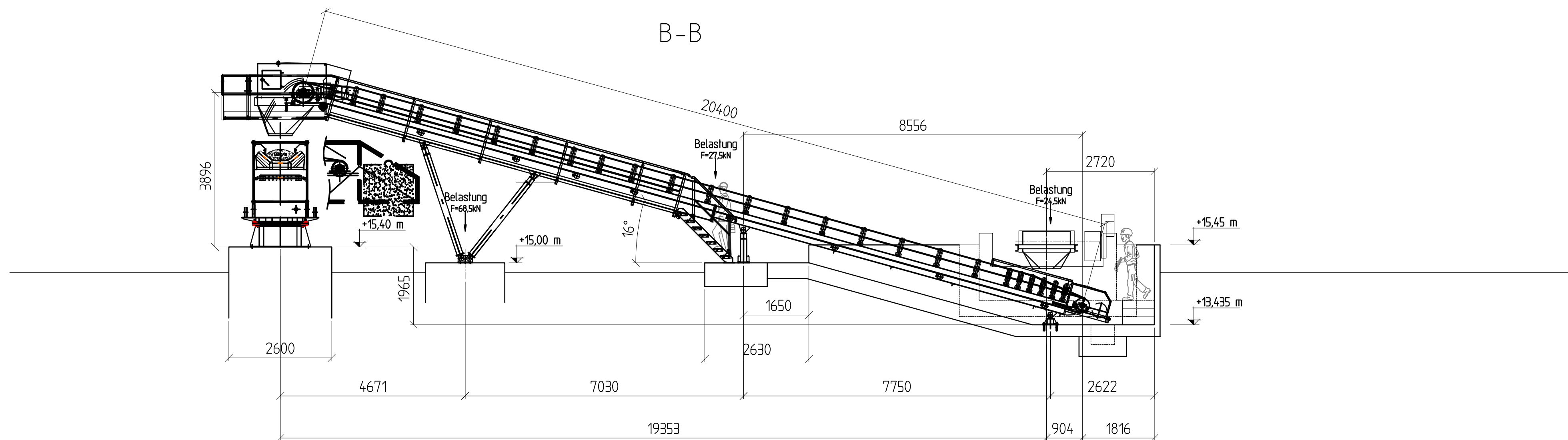
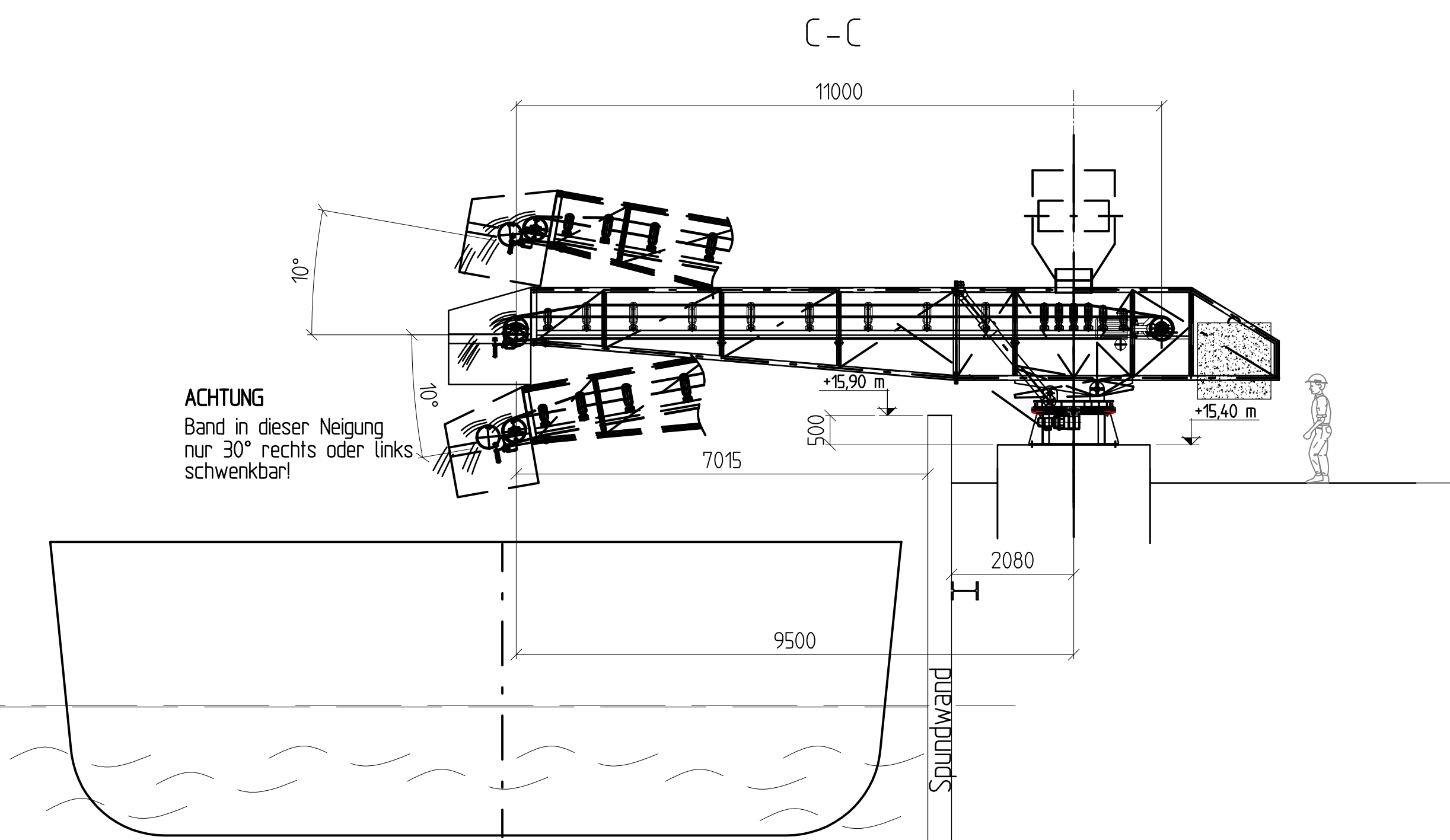
Tevens wordt geadviseerd om gedurende de uitvoering een controle te doen of het toegepaste materieel (boorinstallatie, betonpompinstallatie, etc.) niet de maatgevende belastingen overschrijden. De maatgevende belastingen komen overeen met 10 kN/m² over de eerste 4m achter de kade en daarachter 20 kN/m².

De locatie van de ankers en de kabels en leidingen dienen in het werk nauwkeurig bepaald te worden, om te voorkomen dat de elementen elkaar kruisen. Het palenplan dient eventueel hierop aangepast te worden in overleg met de constructeur.

De fundatieplaten mogen enkel belast worden door de aanwezige overslagconstructie.

Bijlage 1

Locatie overzicht



C	Kellerabst. zur Spundw. n. Kundenwunsch geändert!	0643	14.9.15	Hein
B	Steigeband verl. und Verladeband verschoben	0643	30.01.15	Heinem.
Index	Art der Änderung	Auflr.-Nr.	Datum	Name
Weitergabe ohne Vertiefung des Dokuments. Veränderung des Maßstabs ist nicht zulässig. Zustimmung des Auftraggebers ist erforderlich. Alle Rechte für den Fall der Weitergabe oder Nutzung vorbehalten. M MOERSCHEN GmbH				
Gezeichnet	Datum	Name	Kunde	SDH
Geprüft	26.06.2014	Kranberg	Wanssum	
Maßstab	Umbau		Projekt-Nr.	14-0001-B-0643
1:75	Schiffsverladung		Zeichnungs-Nr.	14-0001-B-0643
			Moerschen GmbH Lerschstraße 76 42877 Moers-Kranberg Tel. 02756-436555, Fax 02756-436555	0

Bijlage 2

Grondonderzoek

Opdracht : 1501050
Plaats : Wanssum
Project : Grondonderzoek t.b.v. revitalisering haven

Betreft : Grondonderzoek t.b.v. revitalisering haven
te
WANSSUM

Opdrachtgever : Grontmij Nederland B.V.
T.a.v. Dhr. T.M.J. van Erp
Postbus 271
3730 AG DE BILT
NL

Behandeld door : M. Blaak (088 - 51 30 216)

Kenmerk : R1501050-RH_1

Datum : 2 Juli 2015

MOS GRONDMECHANICA B.V.

Correspondentieadres :	Postbus 801, 3160 AA Rhoon	Centraal telefoonnummer :	+31(0)88-5130200
Hoofdkantoor Rhoon	Kleidijk 35	3161 EK	Rhoon
Vestiging Helmond	Vossenbeemd 90B	5705 CL	Helmond
Vestiging Almelo	Het Wendelgoor 13	7604 PJ	Almelo
Vestiging Amsterdam	Gyroscoopweg 120	1042 AZ	Amsterdam
Vestiging Suriname	Ds Martin Luther Kingweg 150	District Wanica	Suriname Tel. +597-488188

1. ONDERZOEKSOPDRACHT

Ten behoeve van bovengenoemd project hebben wij in uw opdracht een grondonderzoek uitgevoerd. De opdracht omvatte de volgende werkzaamheden:

- Bureauwerkzaamheden waaronder klic-melding en interpretatie
- 13 locaties uitzetten en waterpassen t.o.v. RD en NAP
- 13 sonderingen tot een diepte van maaiveld -30 m inclusief meting van de plaatselijke wrijving

2. UITGEVOERDE WERKZAAMHEDEN

Landmeten

Voor de uitvoering van dit onderzoek heeft de opdrachtgever ons een tekening ter beschikking gesteld met daarop de positionering van de onderzoekslocaties.

Aan de hand van de verstrekte tekening heeft Mos Grondmechanica een klic-melding gedaan. De onderzoekslocaties zijn met behulp van GPS-RTK apparatuur in het veld uitgezet en gewaterpast. De onderzoekslocaties zijn op tekening weergegeven en in dit rapport opgenomen.

Sonderen

Op 30 juni 2015 zijn de sonderingen met de nummers 1 t/m 13 uitgevoerd tot een diepte variërend van maaiveld -11,9 m tot maaiveld -16,5 m. De sonderingen zijn met een sondeerunit met een drukcapaciteit van 200 kN uitgevoerd. Bij elke sondering is per 20 mm de tijd, de diepte, de conusweerstand (q_c), de plaatselijke wrijving (f_s) en de helling (i) gemeten en als data opgeslagen. Tevens is het berekende wrijvingsgetal gepresenteerd.

Het wrijvingsgetal geeft nader inzicht in de aanwezige grondsoorten. Voor de in Nederland meest voorkomende, normaal geconsolideerde, grondsoorten kunnen indicatief de volgende wrijvingsgetallen worden aangehouden:

Zand: 0,5 % - 1,5 % Klei / Leem: 2% - 4% Veen: 8% - 10 %

De sonderingen zijn uitgevoerd conform toepassingsklasse 3, type TE1 van de NEN-EN-ISO-22476-1.

De sonderingen zijn niet uitgevoerd tot de gewenste diepte van maaiveld -30 m in verband met obstructies op de nu behaalde dieptes.

Dit verslag is opgesteld door:

M. Blaak (088 - 51 30 216)

Contr. MvE

Rhoon, 2 Juli 2015

Mos Grondmechanica B.V.

Inhoud:

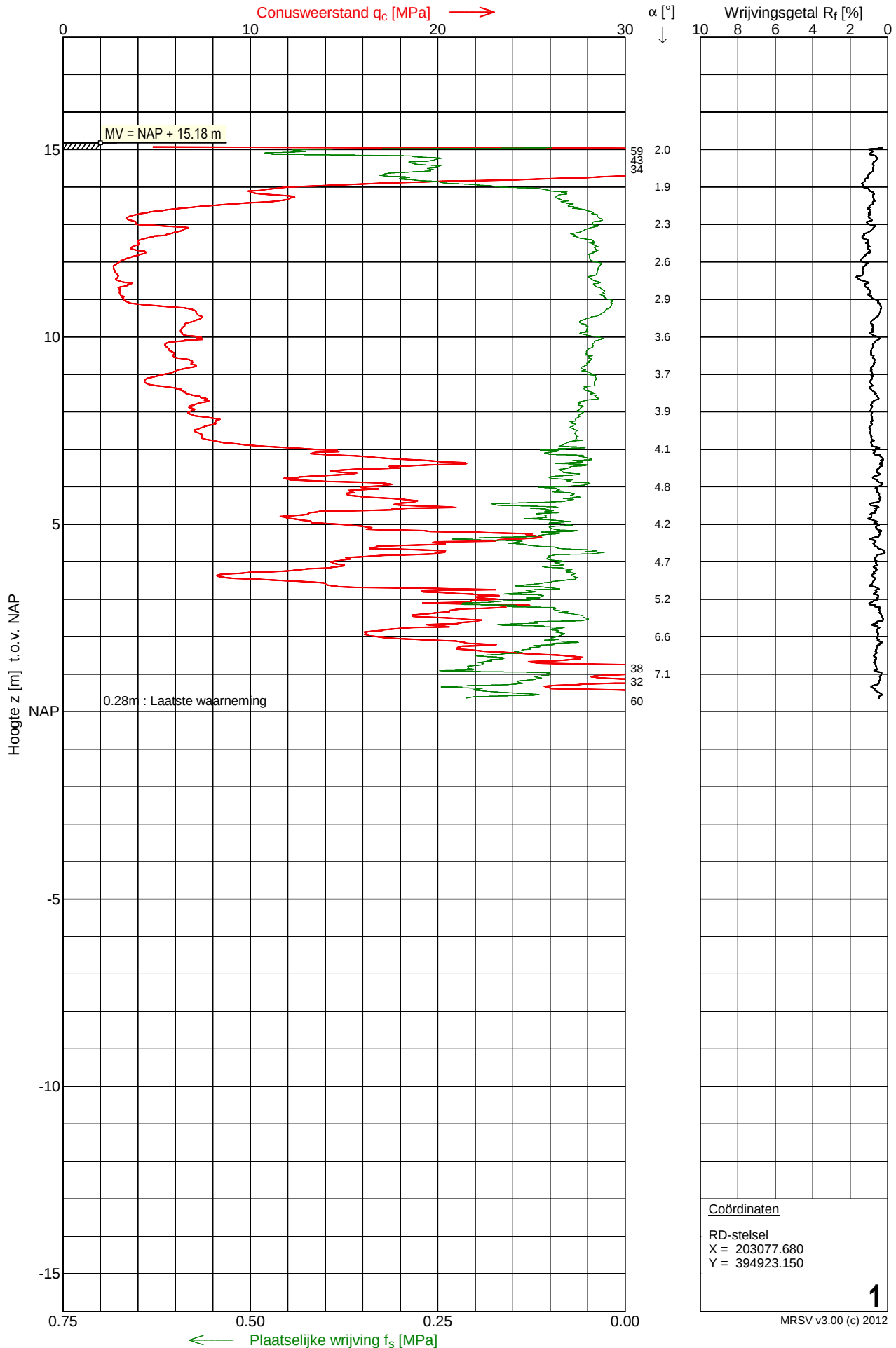
- **Sonderingen**
- **Coördinatenlijst**
- **Situatietekening**

Sondering 1

Opdracht : 1501050
Plaats : Wanssum
Datum : 30-06-2015
Project : Revitalisering haven

Conus nummer : S15-CFII.1110
Soort conus : Elektrisch
Opp. conuspunt : 1500 mm²

NEN-EN-ISO-22476-1
Klasse 3, type TE1
Sondeerunit : SW9
Blad : 1 van 1

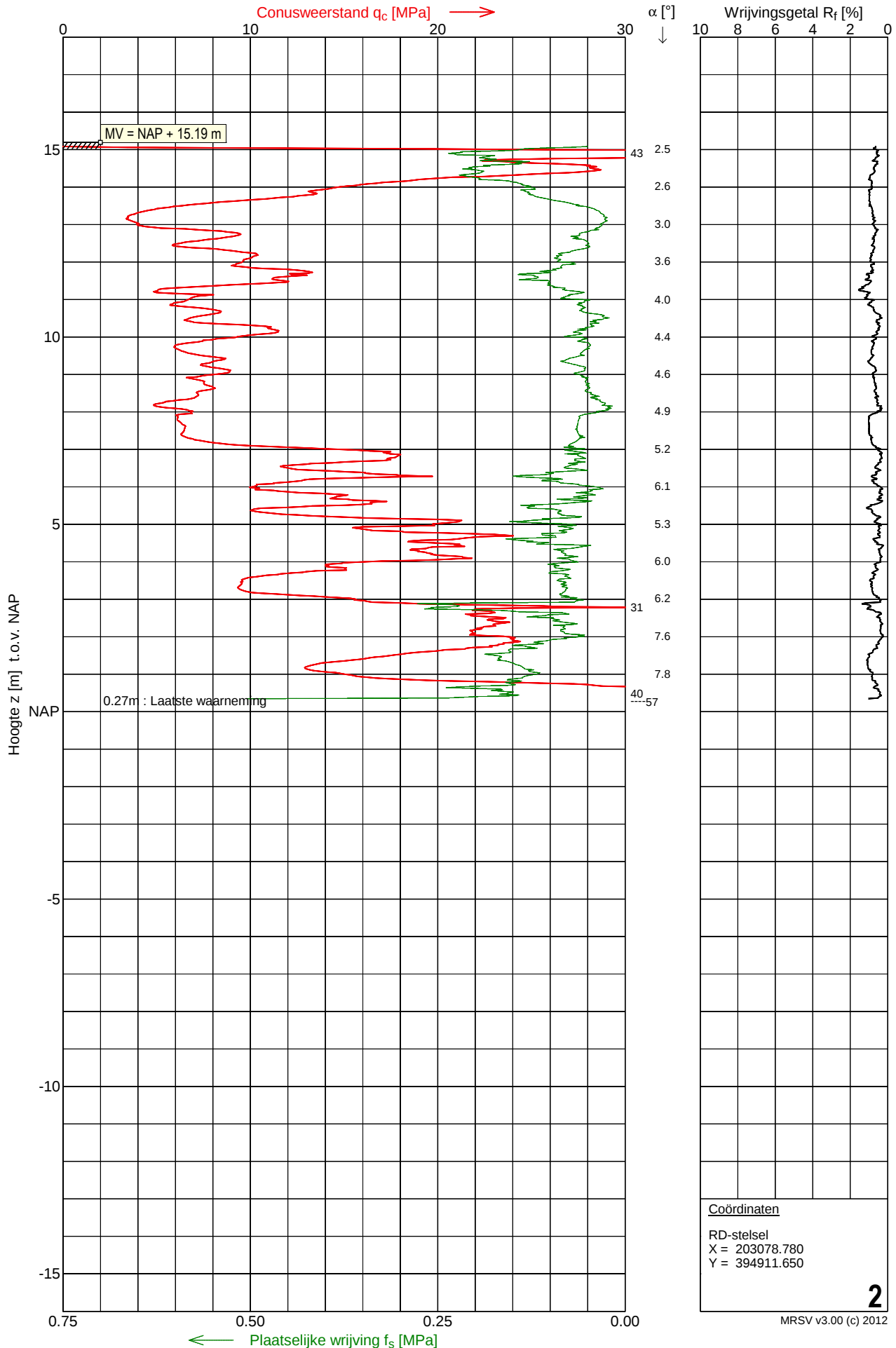


Sondering 2

Opdracht : 1501050
Plaats : Wanssum
Datum : 30-06-2015
Project : Revitalisering haven

Conus nummer : S15-CFII.1110
Soort conus : Elektrisch
Opp. conuspunt : 1500 mm²

NEN-EN-ISO-22476-1
Klasse 3, type TE1
Sondeerunit : SW9
Blad : 1 van 1

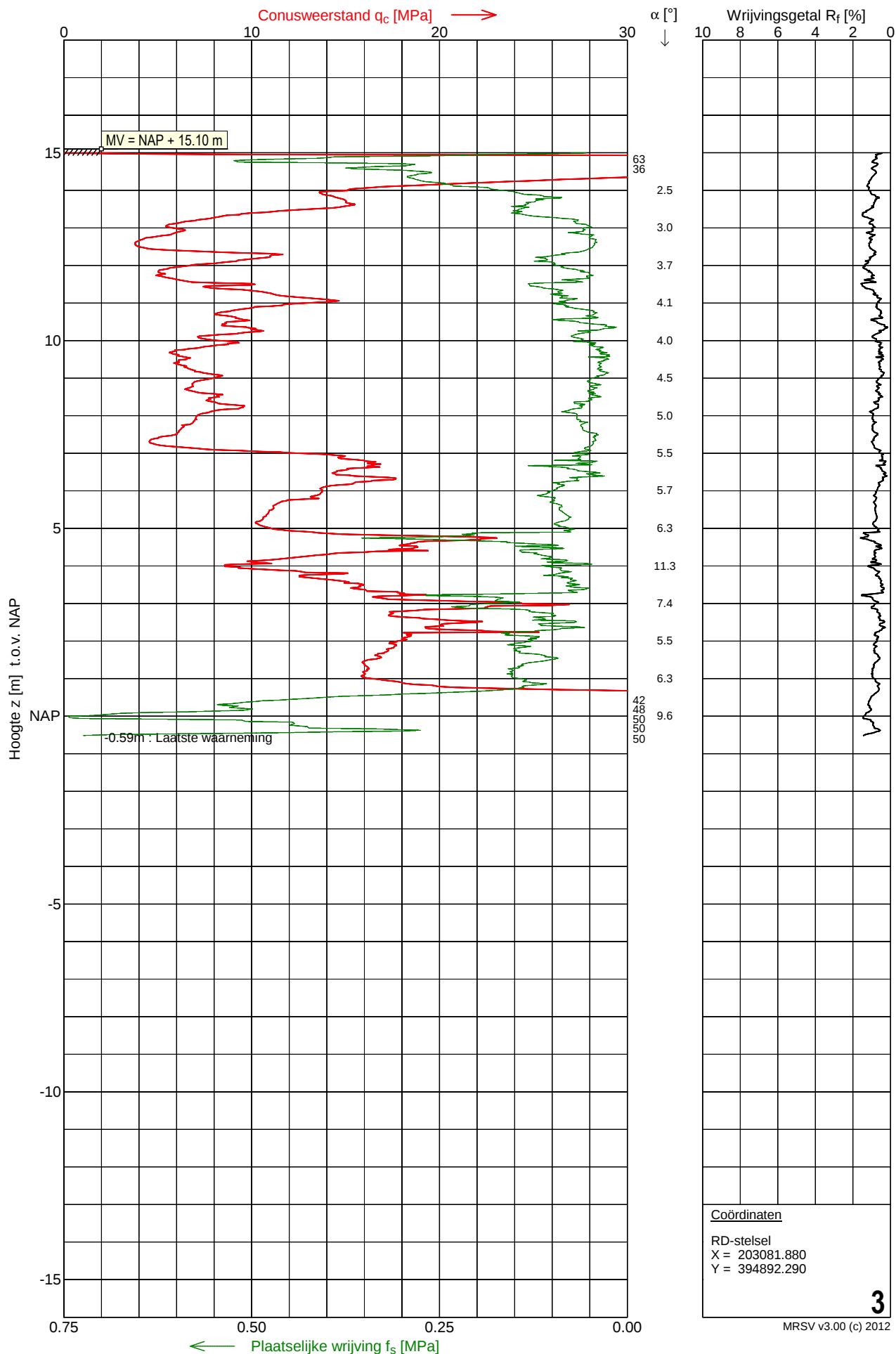


Sondering 3

Opdracht : 1501050
Plaats : Wanssum
Datum : 30-06-2015
Project : Revitalisering haven

Conus nummer : S15-CFII.1110
Soort conus : Elektrisch
Opp. conuspunt : 1500 mm²

NEN-EN-ISO-22476-1
Klasse 3, type TE1
Sondeerunit : SW9
Blad : 1 van 1

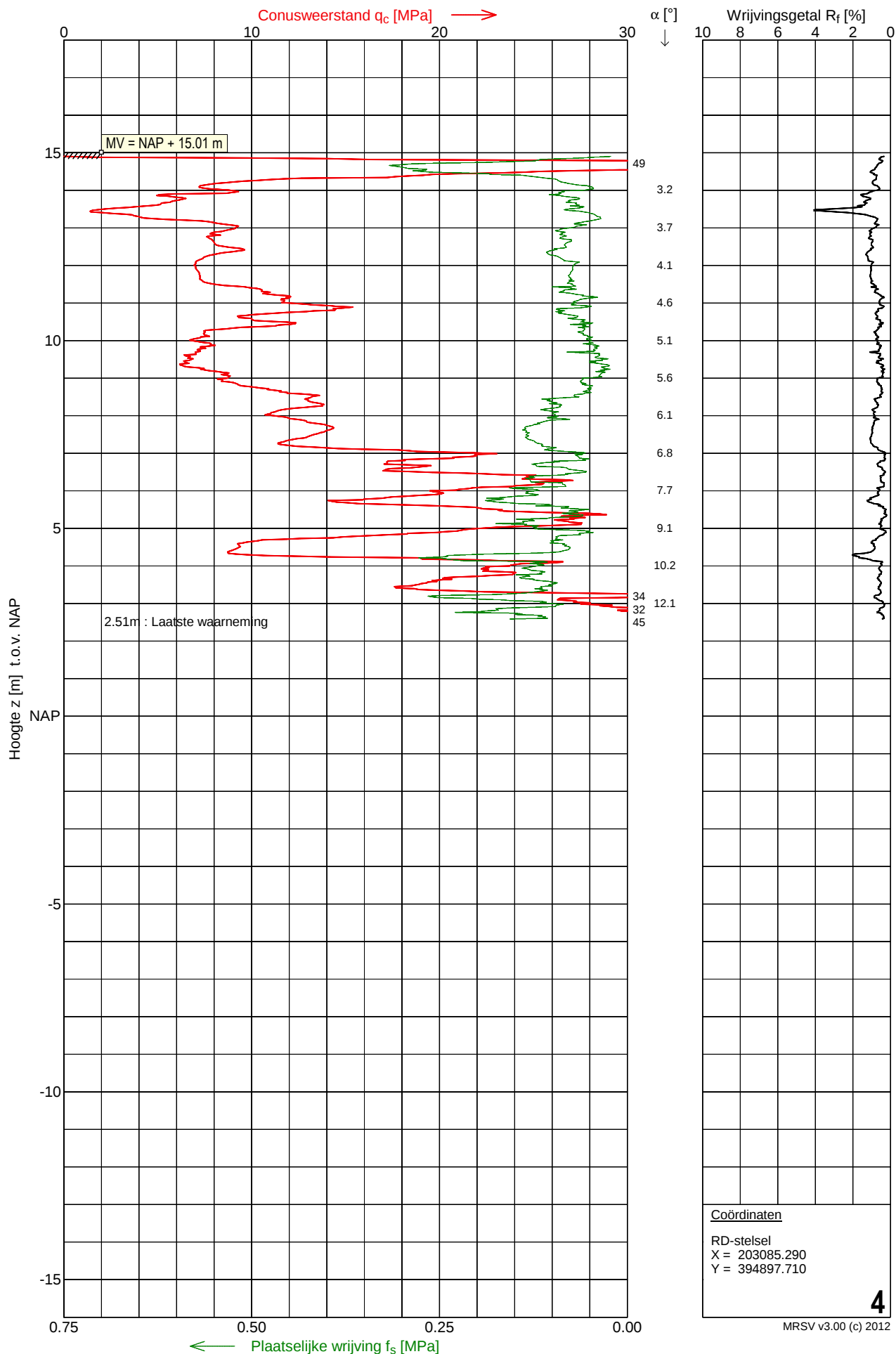


Sondering 4

Opdracht : 1501050
Plaats : Wanssum
Datum : 30-06-2015
Project : Revitalisering haven

Conus nummer : S15-CFII.1110
Soort conus : Elektrisch
Opp. conuspunt : 1500 mm²

NEN-EN-ISO-22476-1
Klasse 3, type TE1
Sondeerunit : SW9
Blad : 1 van 1

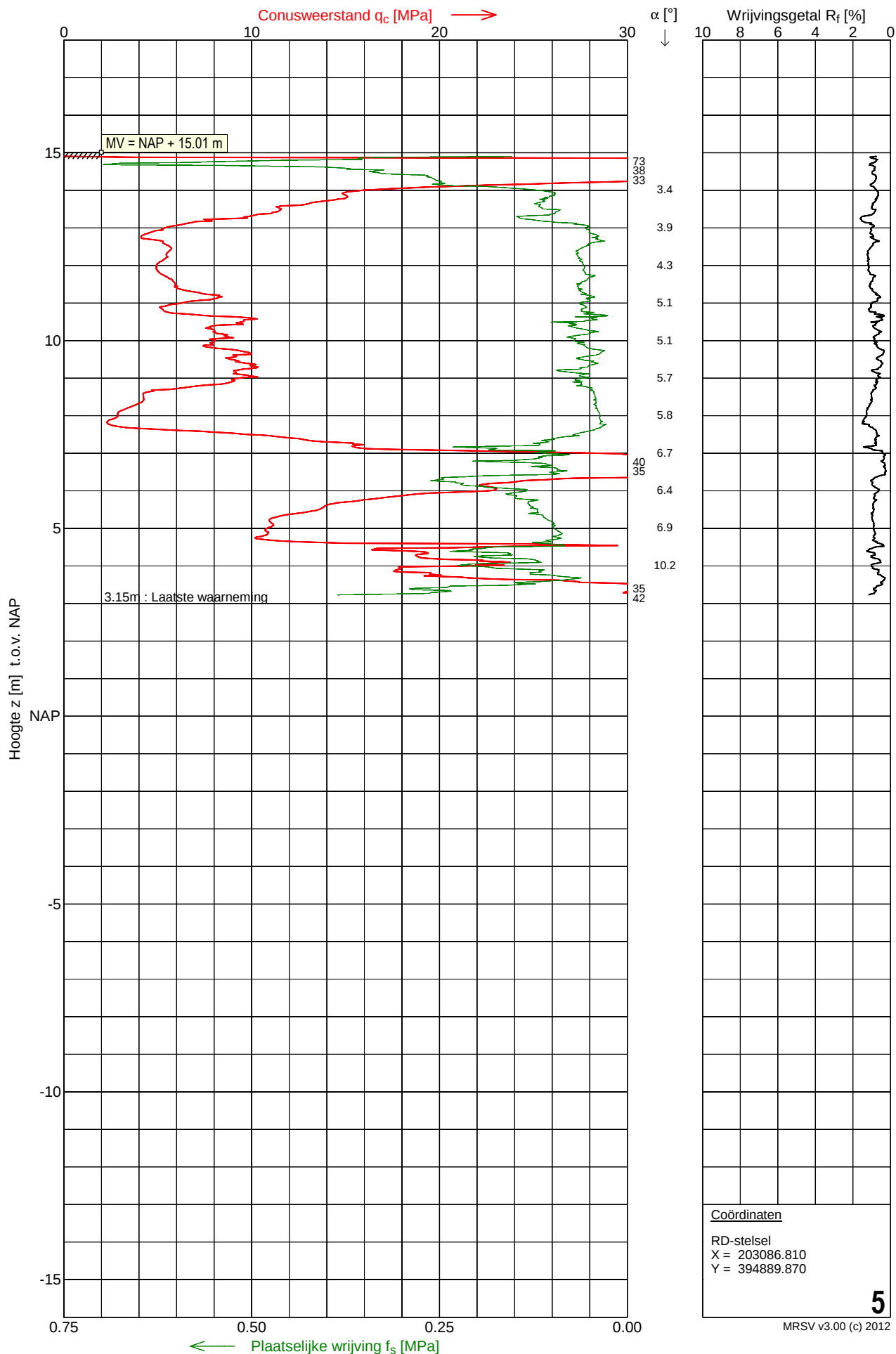


Sondering 5

Opdracht : 1501050
Plaats : Wanssum
Datum : 30-06-2015
Project : Revitalisering haven

Conus nummer : S15-CFII.1110
Soort conus : Elektrisch
Opp. conuspunt : 1500 mm²

NEN-EN-ISO-22476-1
Klasse 3, type TE1
Sondeerunit : SW9
Blad : 1 van 1

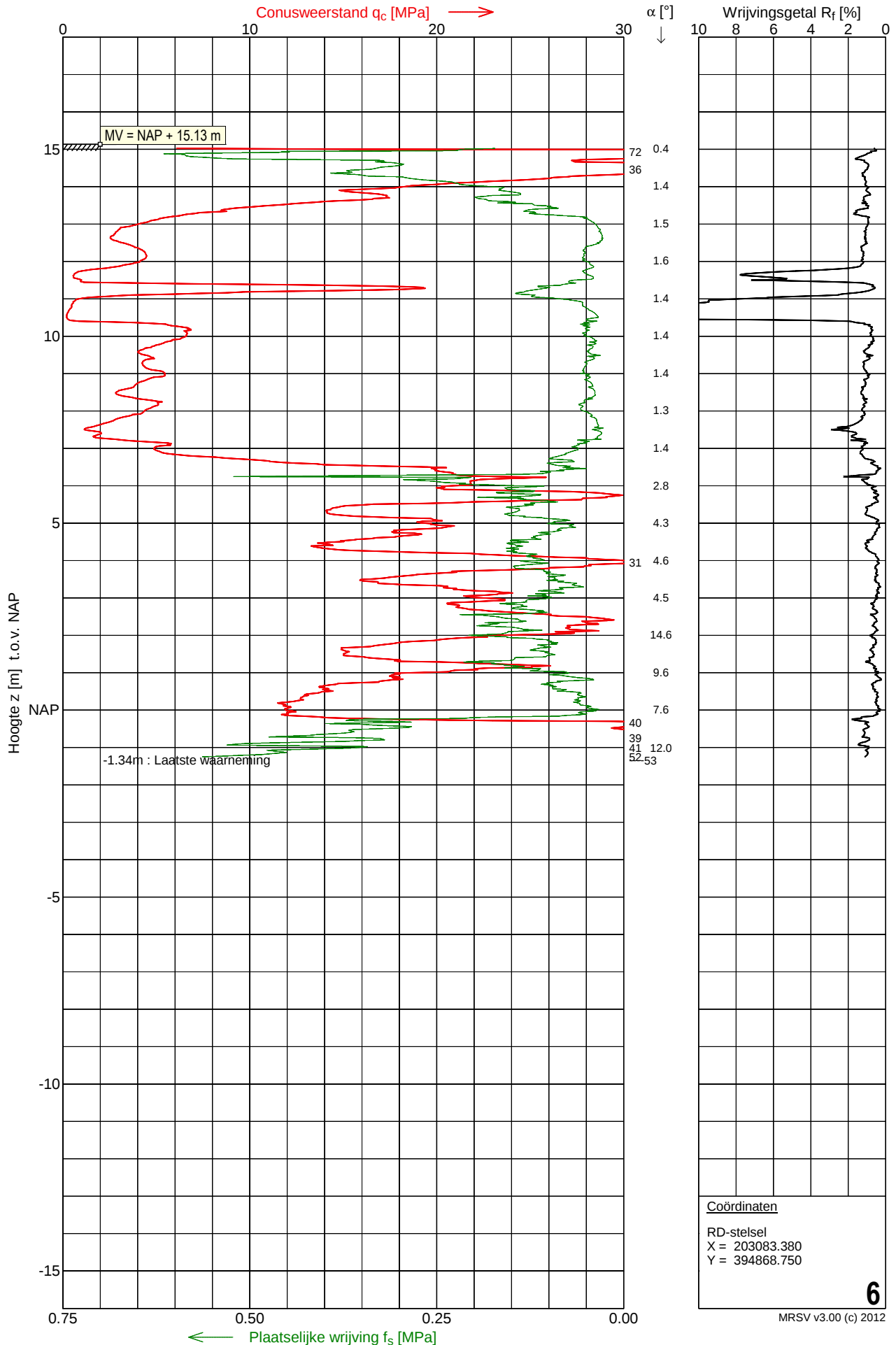


Sondering 6

Opdracht : 1501050
Plaats : Wanssum
Datum : 30-06-2015
Project : Revitalisering haven

Conus nummer : S15-CFII.1110
Soort conus : Elektrisch
Opp. conuspunt : 1500 mm²

NEN-EN-ISO-22476-1
Klasse 3, type TE1
Sondeerunit : SW9
Blad : 1 van 1

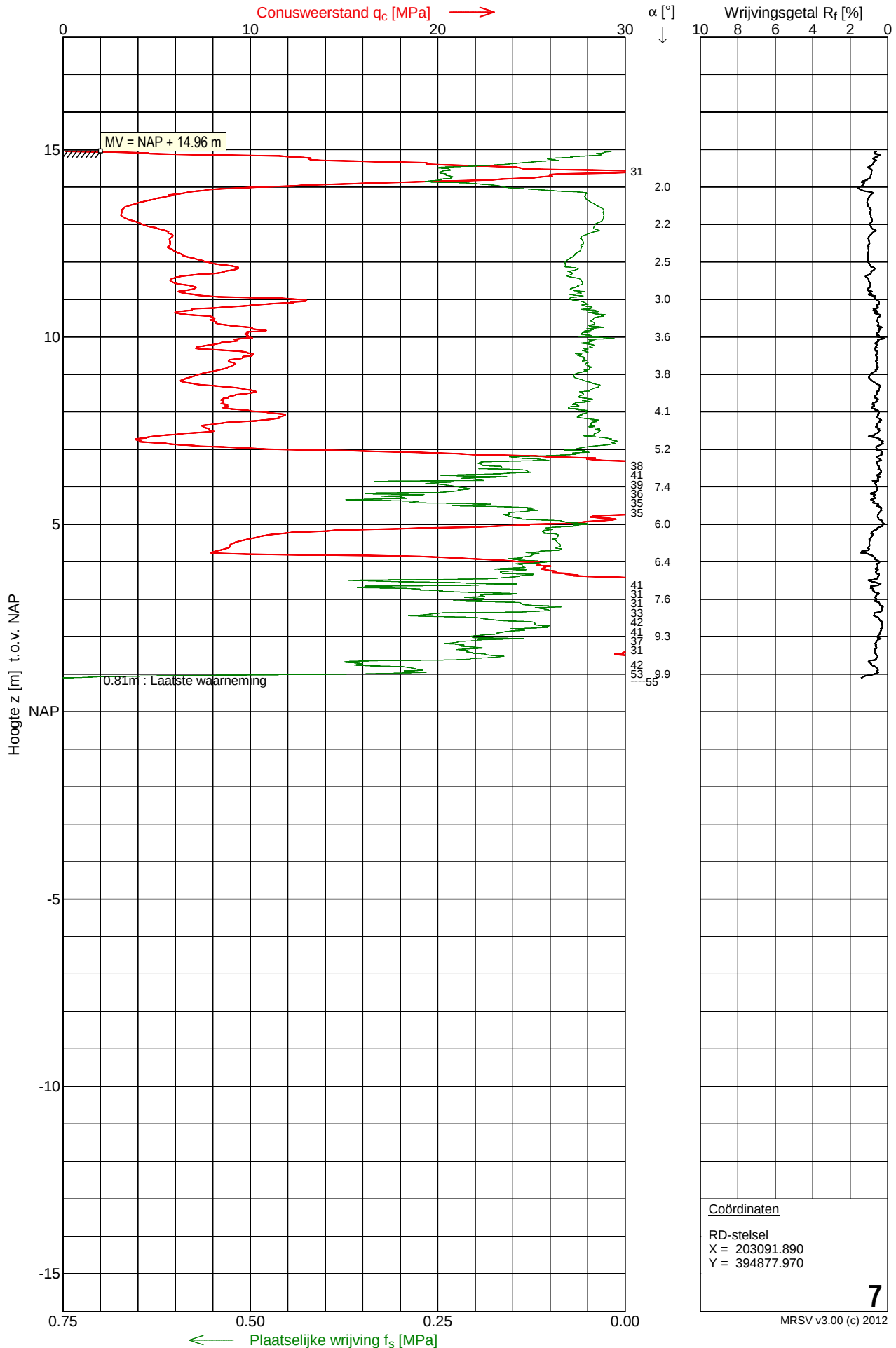


Sondering 7

Opdracht : 1501050
Plaats : Wanssum
Datum : 30-06-2015
Project : Revitalisering haven

Conus nummer : S15-CFII.1110
Soort conus : Elektrisch
Opp. conuspunt : 1500 mm²

NEN-EN-ISO-22476-1
Klasse 3, type TE1
Sondeerunit : SW9
Blad : 1 van 1

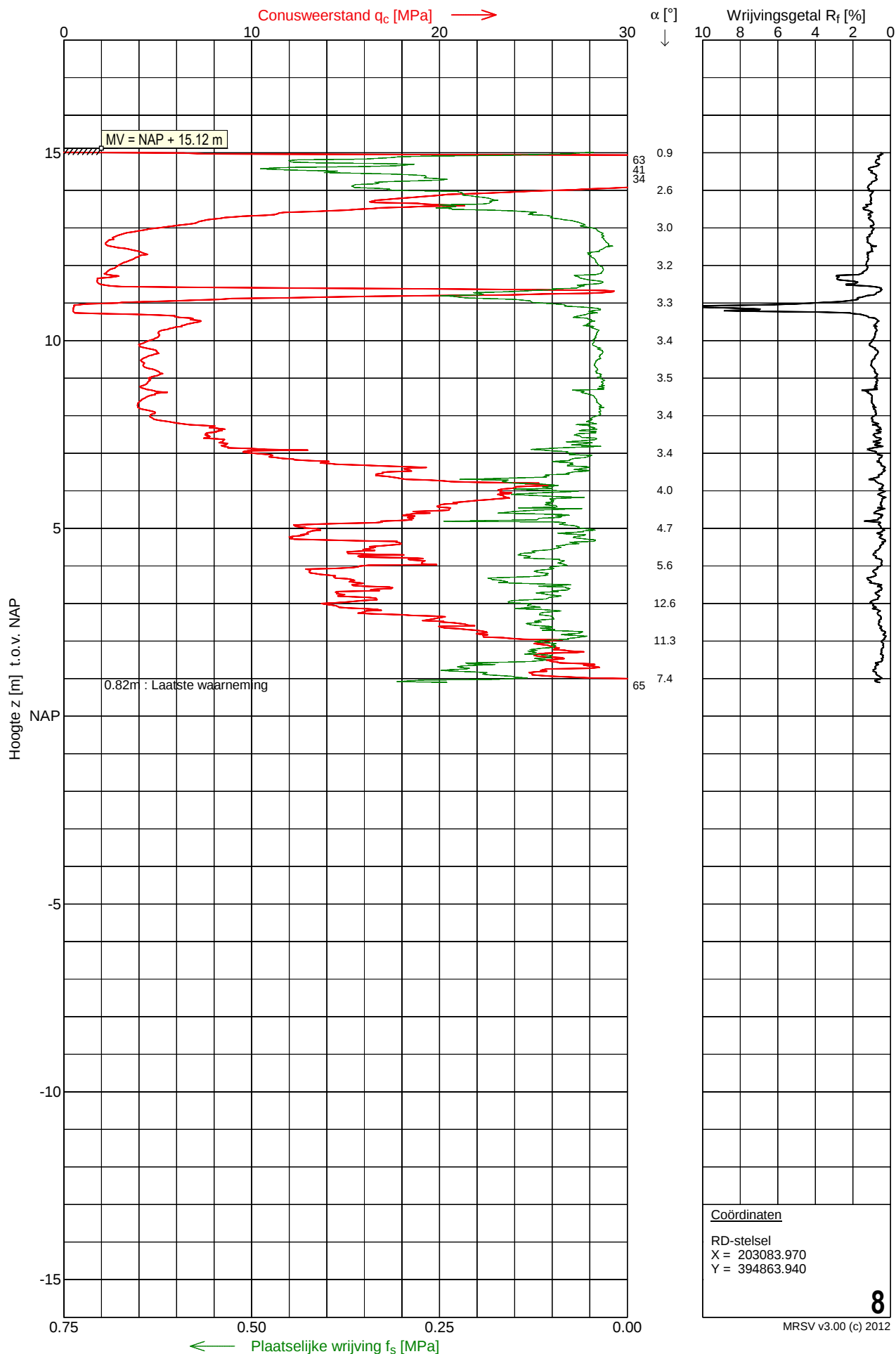


Sondering 8

Opdracht : 1501050
Plaats : Wanssum
Datum : 30-06-2015
Project : Revitalisering haven

Conus nummer : S15-CFII.1110
Soort conus : Elektrisch
Opp. conuspunt : 1500 mm²

NEN-EN-ISO-22476-1
Klasse 3, type TE1
Sondeerunit : SW9
Blad : 1 van 1

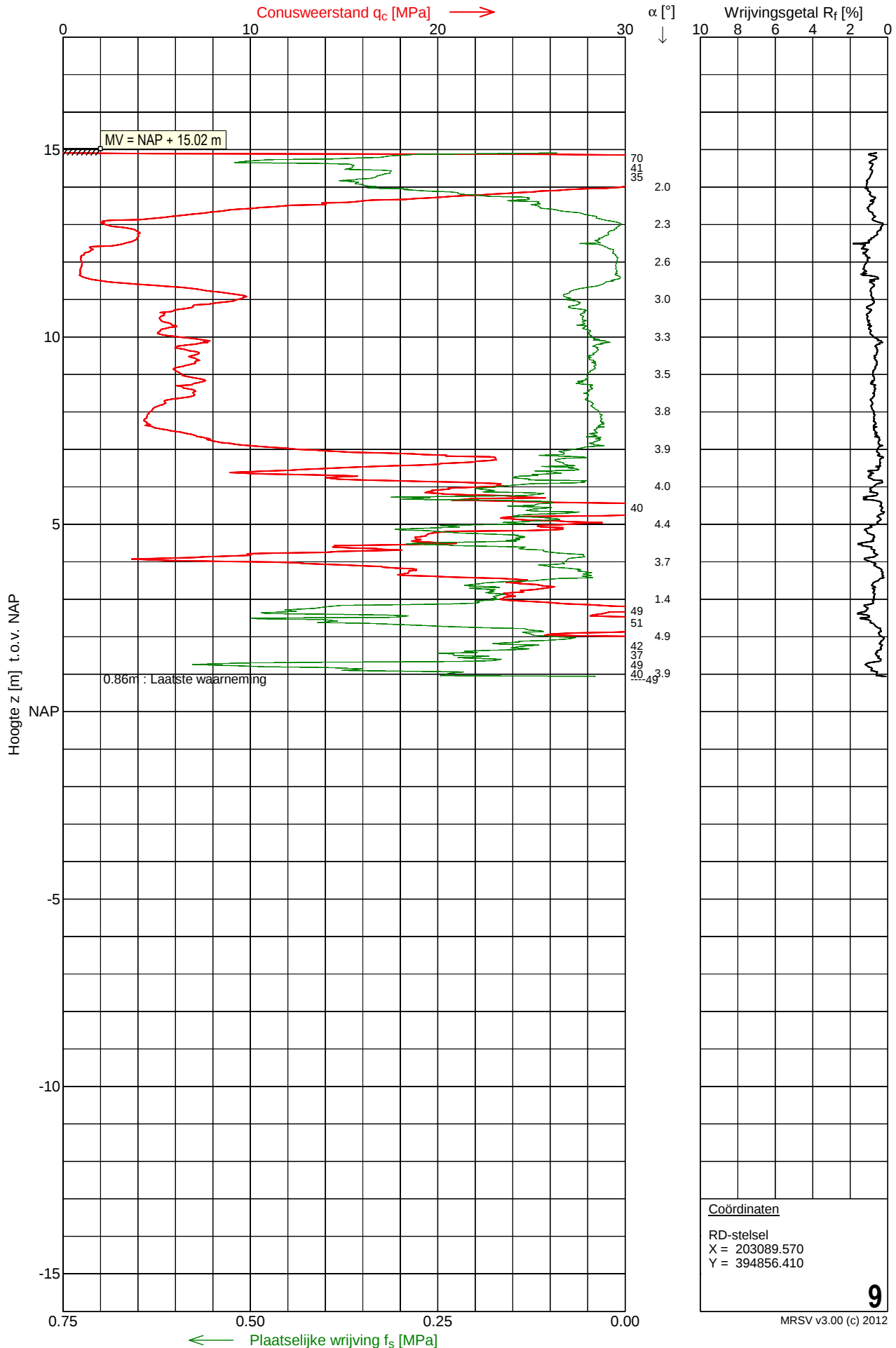


Sondering 9

Opdracht : 1501050
Plaats : Wanssum
Datum : 30-06-2015
Project : Revitalisering haven

Conus nummer : S15-CFII.1110
Soort conus : Elektrisch
Opp. conuspunt : 1500 mm²

NEN-EN-ISO-22476-1
Klasse 3, type TE1
Sondeerunit : SW9
Blad : 1 van 1

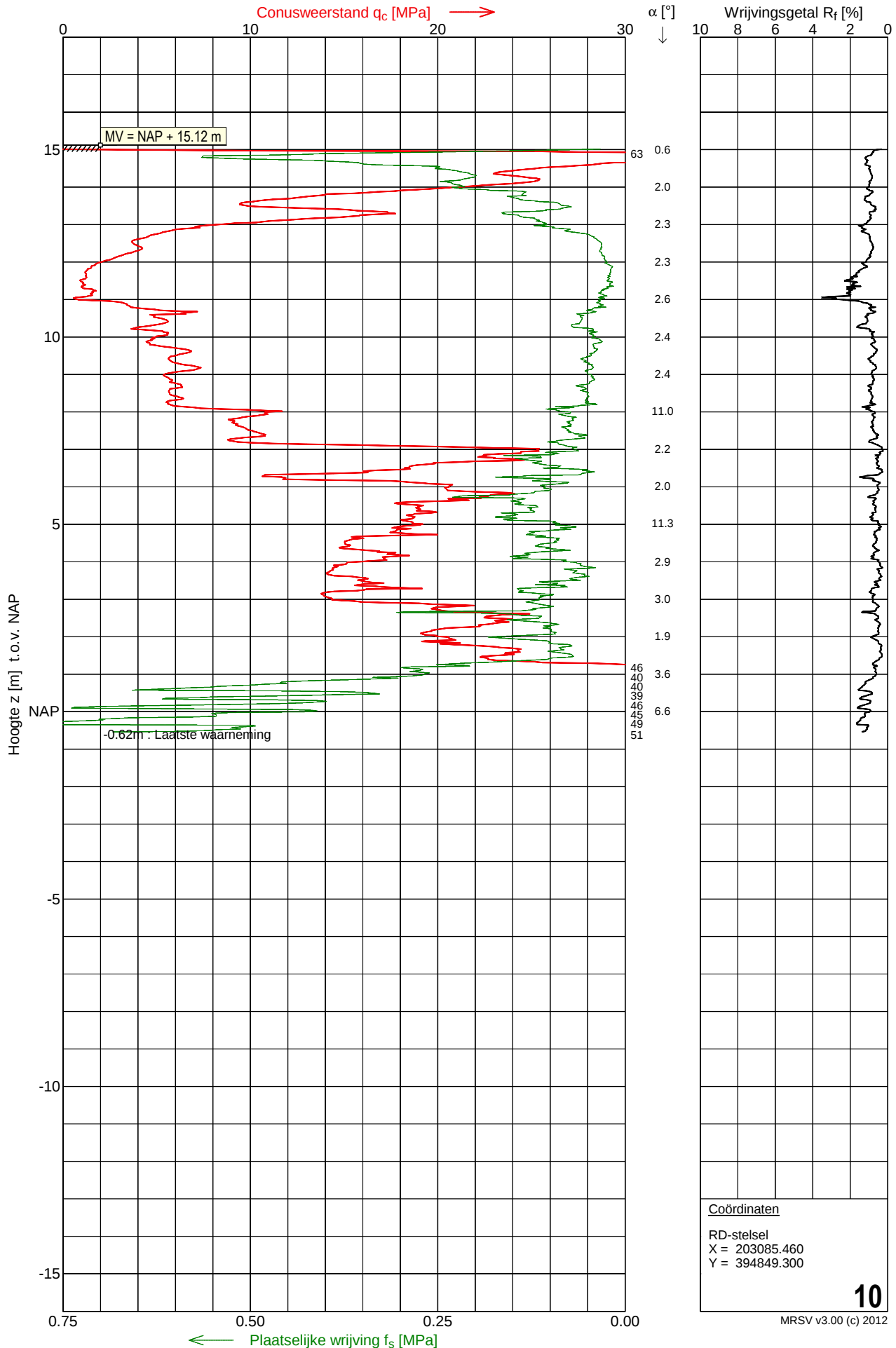


Sondering 10

Opdracht : 1501050
Plaats : Wanssum
Datum : 30-06-2015
Project : Revitalisering haven

Conus nummer : S15-CFII.1110
Soort conus : Elektrisch
Opp. conuspunt : 1500 mm²

NEN-EN-ISO-22476-1
Klasse 3, type TE1
Sondeerunit : SW9
Blad : 1 van 1

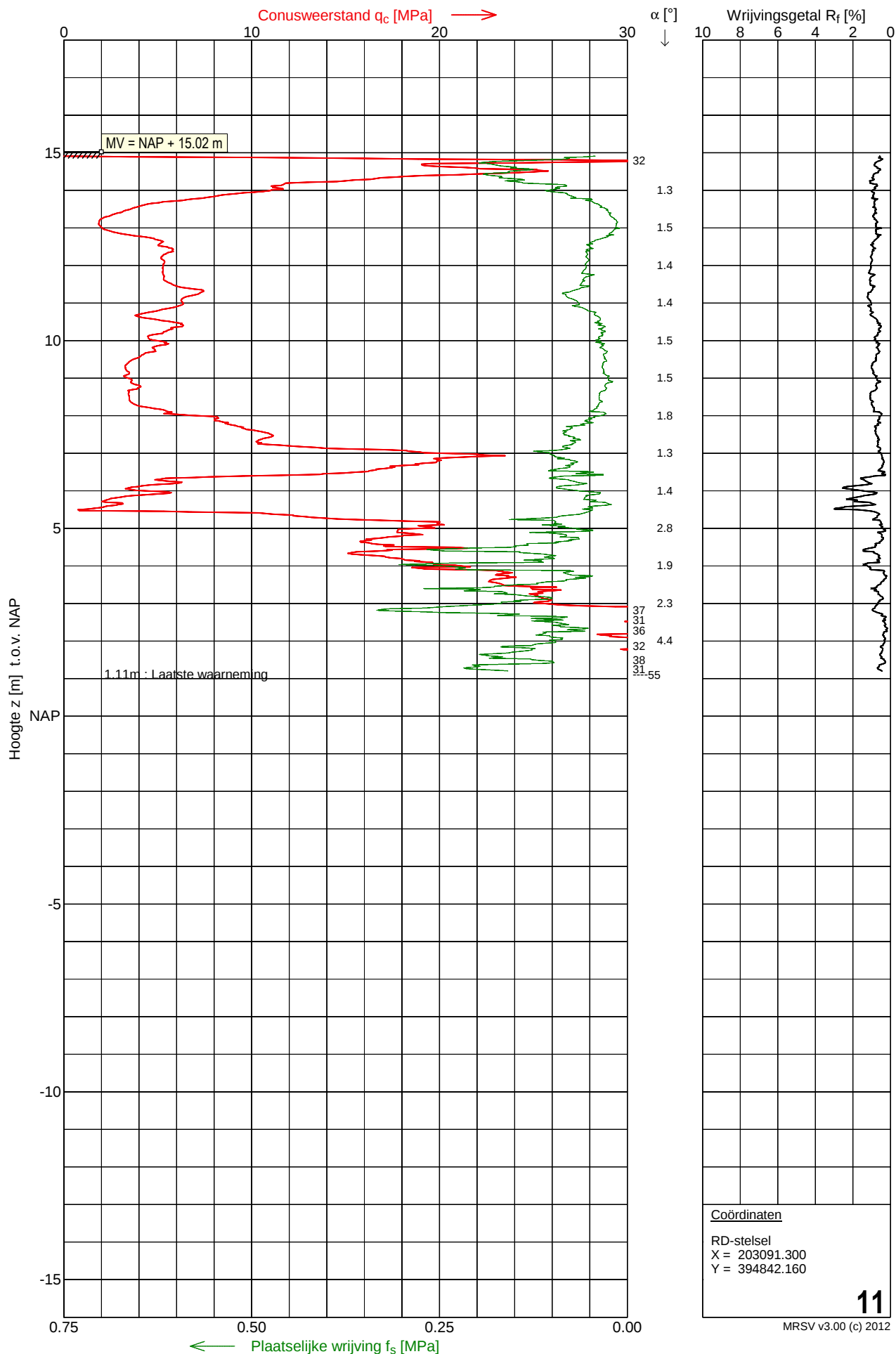


Sondering 11

Opdracht : 1501050
Plaats : Wanssum
Datum : 30-06-2015
Project : Revitalisering haven

Conus nummer : S15-CFII.1110
Soort conus : Elektrisch
Opp. conuspunt : 1500 mm²

NEN-EN-ISO-22476-1
Klasse 3, type TE1
Sondeerunit : SW9
Blad : 1 van 1

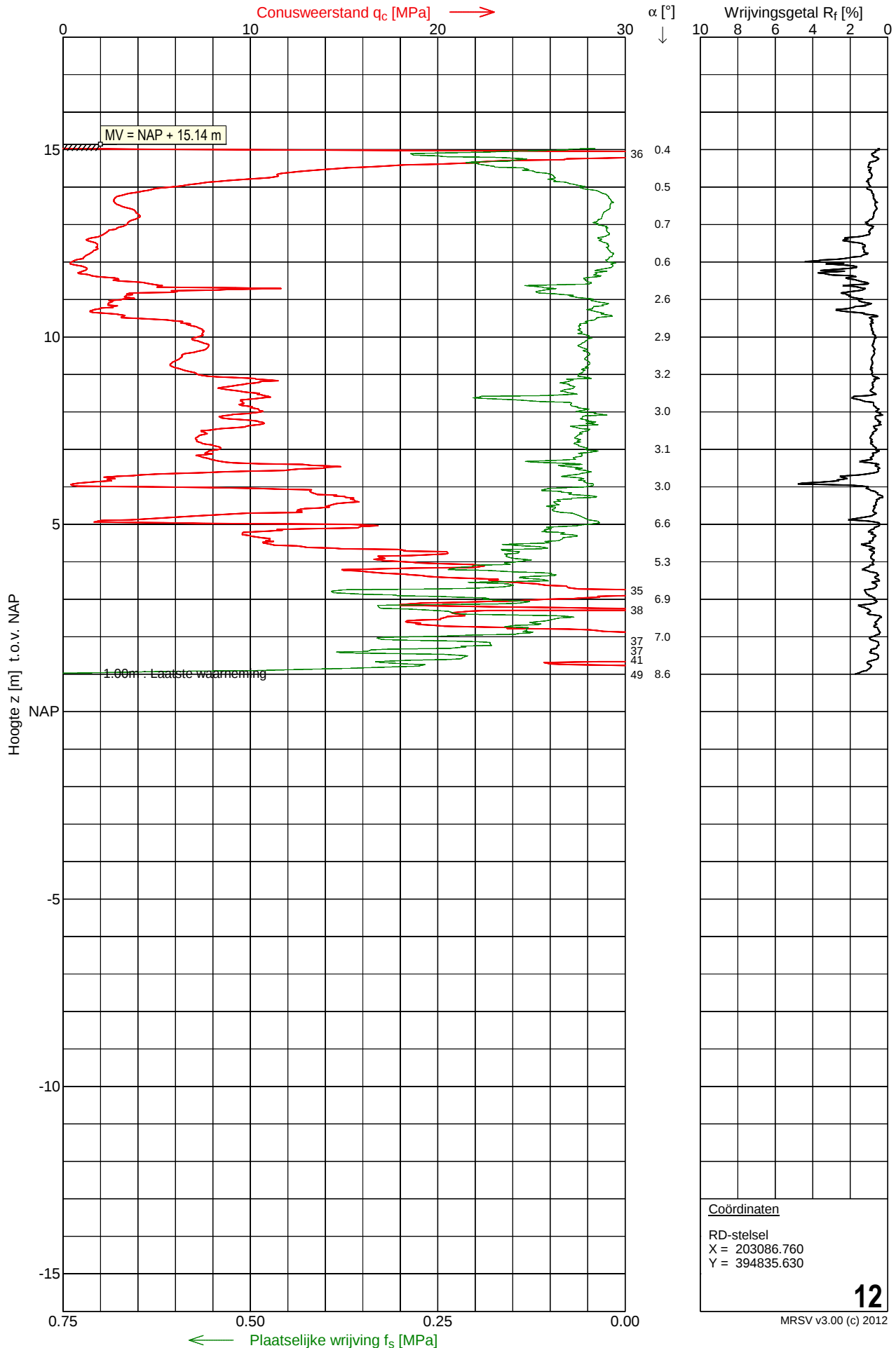


Sondering 12

Opdracht : 1501050
Plaats : Wanssum
Datum : 30-06-2015
Project : Revitalisering haven

Conus nummer : S15-CFII.1110
Soort conus : Elektrisch
Opp. conuspunt : 1500 mm²

NEN-EN-ISO-22476-1
Klasse 3, type TE1
Sondeerunit : SW9
Blad : 1 van 1

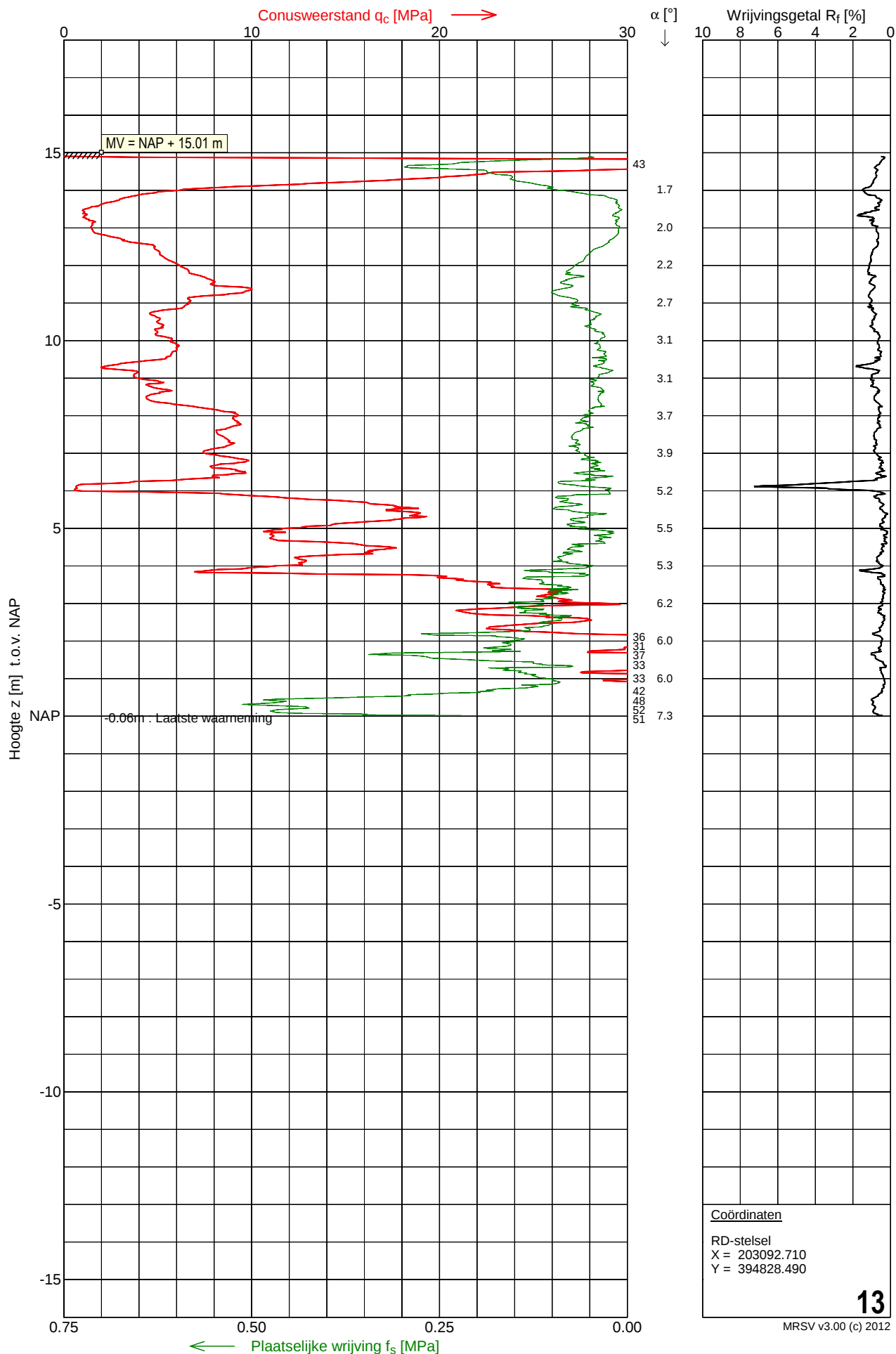


Sondering 13

Opdracht : 1501050
Plaats : Wanssum
Datum : 30-06-2015
Project : Revitalisering haven

Conus nummer : S15-CFII.1110
Soort conus : Elektrisch
Opp. conuspunt : 1500 mm²

NEN-EN-ISO-22476-1
Klasse 3, type TE1
Sondeerunit : SW9
Blad : 1 van 1

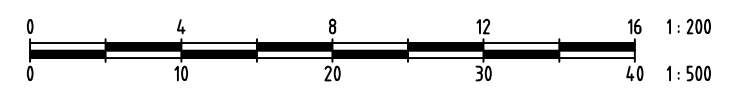


Opdr.nr. 1501050
Plaats Wanssum
Datum 30-06-15
Projekt Revitalisering haven

Meting uitgevoerd in RD stelsel

Sondeer nummer	X [m] Opgemeten	Y [m] Opgemeten	Z [m] TOV NAP
1	203077.68	394923.15	15.18
2	203078.78	394911.65	15.19
3	203081.88	394892.29	15.10
4	203085.29	394897.71	15.01
5	203086.81	394889.87	15.01
6	203083.38	394868.75	15.13
7	203091.89	394877.97	14.96
8	203083.97	394863.94	15.12
9	203089.57	394856.41	15.02
10	203085.46	394849.30	15.12
11	203091.30	394842.16	15.02
12	203086.76	394835.63	15.14
13	203092.71	394828.49	15.01

Naam vast punt -
Hoogte vast punt -
Opgegeven door Rijkswaterstaat
Gewaterpast door Dhr. H. van Ham
Datum waterpassing 30-06-15
Omschrijving vast punt Meting uitgevoerd met Leica RTK GPS systeem



H:\projecten\2015\1501050 - Wanssum - Revitalisering haven\1501050.dwg, 01-07-15 9:10:19, cs,
ISO full bleed A2 (420.00 x 594.00 MM), 1:1

MOS GRONDMECHANICA B.V.

Hieronder treft u de dienstverlening van Mos Grondmechanica B.V. aan. Voor specifieke diensten die niet direct in het overzicht terug zijn te vinden kunt u uiteraard vrijblijvend contact met ons opnemen.



VELDWERK

Sonderen op land, water en in beperkte ruimte, elektrisch, met waterspanning, dissipatie, seismisch, magnetisch, geleidbaarheid, videoconus, bolconus, T-bar en slagsonderen

Geotechnisch boren en (on)geroerde monsternamen

Sonisch boren

Peilbuizen en waterspanningsmeters plaatsen

X, Y en Z metingen en Lintvoegmetingen

Plaatdruk- en CBR-proeven

In situ doorlatenheidsproeven

LABORATORIUM

Classificatie proeven (o.a. vol. gewicht, KVD, PI)

Samendrukkingsproeven (Oedometer en CRS)

Triaxiaalproeven

DS en DSS-proeven

Doorlatendheidsproeven

Dichtheidsbepaling (Proctor en CBR)

Cementbentoniet onderzoek

GEOMONITORING

Deformatiemeting (inclino- en extensometing)

(Grond)waterspanningsmeting

Zettingsmonitoring

Trillingsmonitoring (SBR)

Akoestische doormeten van palen (CUR 109)

Online meetgegevens via portal

Tankmonitoring (conform EEMUA 159)

OVERIG

Funderingsonderzoek (F3O)

Heitoezicht

Uitvoeringsbegeleiding

GEOTECHNISCH ADVIES

Paalfundering

Fundering op staal

Grondkerende constructies

Bouwputontwerp

Omgevingsbeïnvloeding (Plaxis)

Zettingsanalyse (bouwrijp maken, opslagtanks)

Taludstabiliteit

Tankbouwadvis

Trillingsprognose

Schade expertise

Review en 2nd Opinion

GEOHYDROLOGISCH ADVIES

Bemalingen (incl. retourbemalingen)

Vergunningsaanvragen

Pompproeven

Warmte Koude Opslag

Omgekeerde Osmose

Barrièrewerking

Drainage

Infiltratie hemelwater

MILIEU (MOS MILIEU B.V.)

Verkennd-, nader- en saneringsonderzoek

Partijkeuringen besluit bodemkwaliteit (Bbk)

Saneringsbegeleiding

Waterbodem onderzoek.

Vergunning aanvragen.

2nd Opinion / Contra-Expertise Bodemonderzoeken.

Mos Grondmechanica opereert structureel vanuit 4 vestigingen in Nederland en 1 in Suriname. Via het zusterbedrijf Mosgeo B.V. worden wereldwijd projecten uitgevoerd, daar waar onze specifieke kennis en ervaring wordt gevraagd. In Liberia heeft Mosgeo B.V. een dochtermaatschappij: Mosgeo Liberia Inc.

Meer weten?

Bezoek onze website www.mosgeo.com

Vragen?

Mail ons op info@mosgeo.com of voor een offerte op offerte@mosgeo.com

MOS GRONDMECHANICA B.V.

Correspondentieadres : Postbus 801, 3160 AA Rhoo

Centraal telefoonnummer : +31(0)88-5130200

Hoofdkantoor Rhoo

Kleidijk 35

3161 EK

Rhoo

Vestiging Helmond

Vossenbeemd 90B

5705 CL

Helmond

Vestiging Almelo

Het Wendelgoor 13

7604 PJ

Almelo

Vestiging Amsterdam

Gyroscoopweg 120

1042 AZ

Amsterdam

Vestiging Suriname

Ds Martin Luther Kingweg 150

District Wanica

Suriname

Tel. +597-488188

Mosgeo B.V.

Kleidijk 35

3161 EK

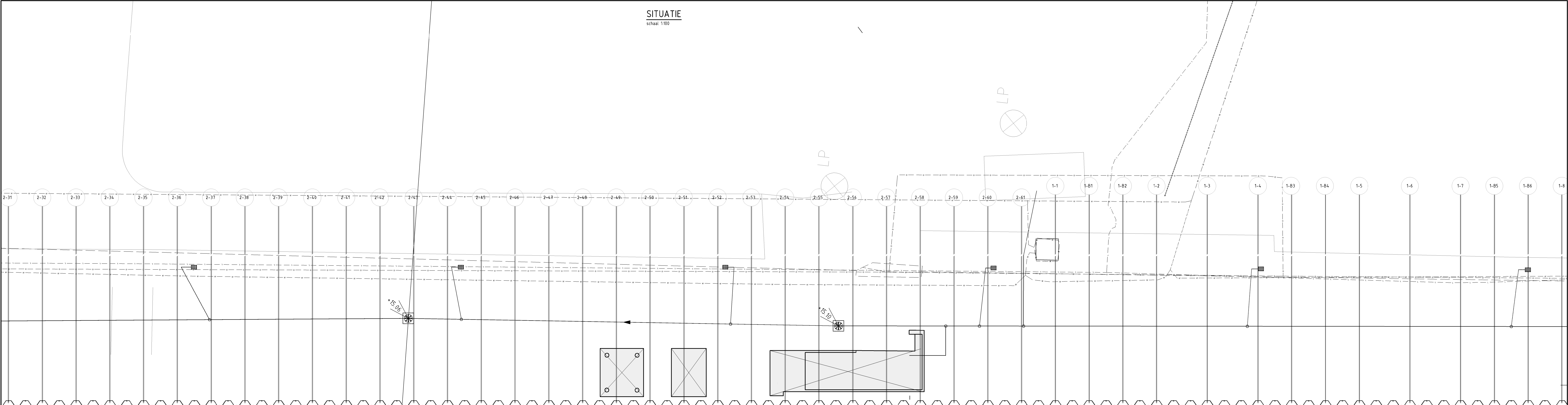
Rhoo

+31(0)88-5130200

Bijlage 3

Raakvlakken

SITUATIE
schaal 1:100

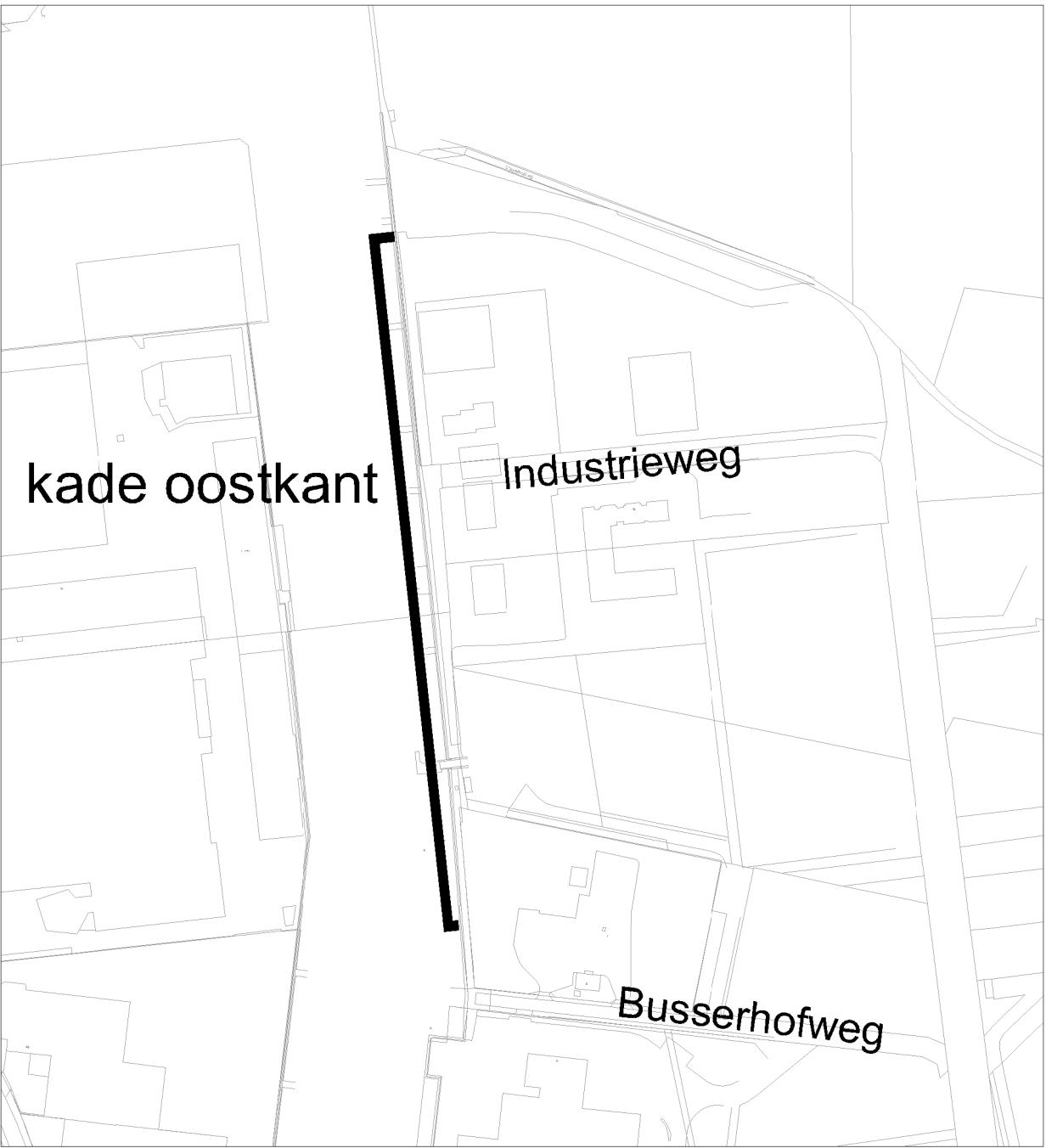


LEGENDA BESTAANDE SITUATIE

	PERCEELGRENS BESTAAND		LOCATIE SONDERING
	SECTIEGRENS BESTAAND		BESTAANDE HOOGTE
	INSPECTIEPUT BESTAAND		
	HWA BETON Ø600MM BESTAAND		
	BESTAANDE MEERPAAL		
	BESTAANDE LICHTMAST		

LEGENDA KABELS EN LEIDINGEN

	ENEXIS GAS HOGEDRUK
	ENEXIS LAAGSPANNING
	ENEXIS MIDDENSPPANNING
	DATATRANSPORT
	WATERLEIDING MAATSCHAPPIJ LIMBURG



ALLE MATEN IN HET WERK TE CONTROLEREN
MATEN IN METERS
DIAMETERS IN MILLIMETERS
HOOGTEMATEN IN METERS T.O.V. N.A.P.

Gemeente Venray
Revitalisering haven Wanssum, kade oostkant
Overeenkomst
Raakvlakken

Tekeningnummer 334195-600-03	Rev. 1	Bestandnaam 334295401.dwg	Formaat A0A1	Schaal 1:100	Blad 1	Aantal 1
Kontant DE BILT ORANJERIE	Projectnummer 334295	Bestandsnummer	Datum van uitgave 21-10-2015	Get. JCM	Gepl. TVE	Aus. FV

Bijlage 4

Windbelasting

Basiswindsnelheid v_b

v_b	=	$C_{dir} \cdot C_{season} \cdot v_{b,0}$	=	24,5 [m/s]
waarin:				
C_{dir}	=		=	1,0 [-]
C_{season}	=		=	1,0 [-]
$v_{b,0}$	=	tabel NB1	=	24,5 [m/s]

Waarschijnlijkheidsfactor C_{prob}

C_{prob}	=		=	1,05 [-]
Mede afhankelijk van:				
Overschrijdingskans p (1x100jaar)	=		=	0,010 [-]
Vormparameter K (windgebied I, tabel NB2)	=		=	0,281 [-]
Exponent n	=		=	0,5 [-]

Gemiddelde windsnelheid $v_m(z)$

$v_m(z)$	=	$C_r(z) \cdot C_o(z) \cdot v_b$	=	16,0 [m/s]
waarin:				
$C_r(z)$	=	terreinruwheidsfactor	=	0,65 [-]
$C_o(z)$	=	orografiefactor	=	1,0 [-]
v_b	=	basiswindsnelheid	=	24,5 [m/s]

Terreinruwheidsfactor

Terreincategorie	:		II	
z_0	=	Tabel NB4.1	=	0,2 [m]
z_{min}	=		=	4 [m]
z_{max}	=		=	200 [m]
Terreinfactor k_r :				
k_r	=	$0,19 \times (z_0/0,05)^{0,07}$	=	0,21 [-]
$C_r(z_{min})$	=	$k_r \cdot \ln(z_{min}/z_0)$ voor $z \leq z_{min}$	=	0,63 [-]
$C_r(z)$	=	$k_r \cdot \ln(z/z_0)$ voor $z_{min} \leq z \leq z_{max}$	=	0,65 [-]
In het geval van:				
z	=	hoogte boven het maaiveld	=	4,5 [m]

Orografiefactor

$C_o(z)$	=	geen heuvels o.i.d. anders bijlage A3	=	1,0 [-]
----------	---	---------------------------------------	---	---------

Windturbulentie

Standaardafwijking op turbulente component:

σ_v	=	$k_r \cdot v_b \cdot k_l$	=	5,1 [m/s]
waarin:				
k_r	=	terreinfactor	=	0,21 [-]
v_b	=	basiswindsnelheid	=	24,5 [m/s]
k_l	=	turbulentiefactor	=	1,0 [-]

Turbulentieintensiteit $I_v(z)$

$I_v(z_{min})$	=	$\sigma_v / v_m(z_{min})$ voor $z \leq z_{min}$	=	0,32 [-]
----------------	---	---	---	----------

Extreme winddruk

$q_p(z)$	=	$1 + 7 \cdot I_v(z)$	x	$0,5 \cdot \rho \cdot v_m^2(z)$	=	0,52 [kN/m ²]
waarin:						
ρ	=		=		=	1,25 [kg/m ³]

Bouwwerfactor $C_s C_d$

Conform NEN-EN 1991-1-4 6.2 (1) a)

$C_s C_d$ = bouwwerfactor = 1,00 [-]

Krachtfactor voor de constructie C_f

Conform NEN-EN 1991-1-4 7.4.3

C_f = 1,80 [-]

Windkracht

F_w	=	$C_s C_d \cdot C_f \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref}$	=	7 [kN]
-------	---	--	---	--------

waarin:

$C_s C_d$ = 1,00 [-]

C_f = 1,80 [-]

$q_p(z_e)$ = 0,52 [kN/m²]

A_{ref} = Transportbrug = 7 [m²]

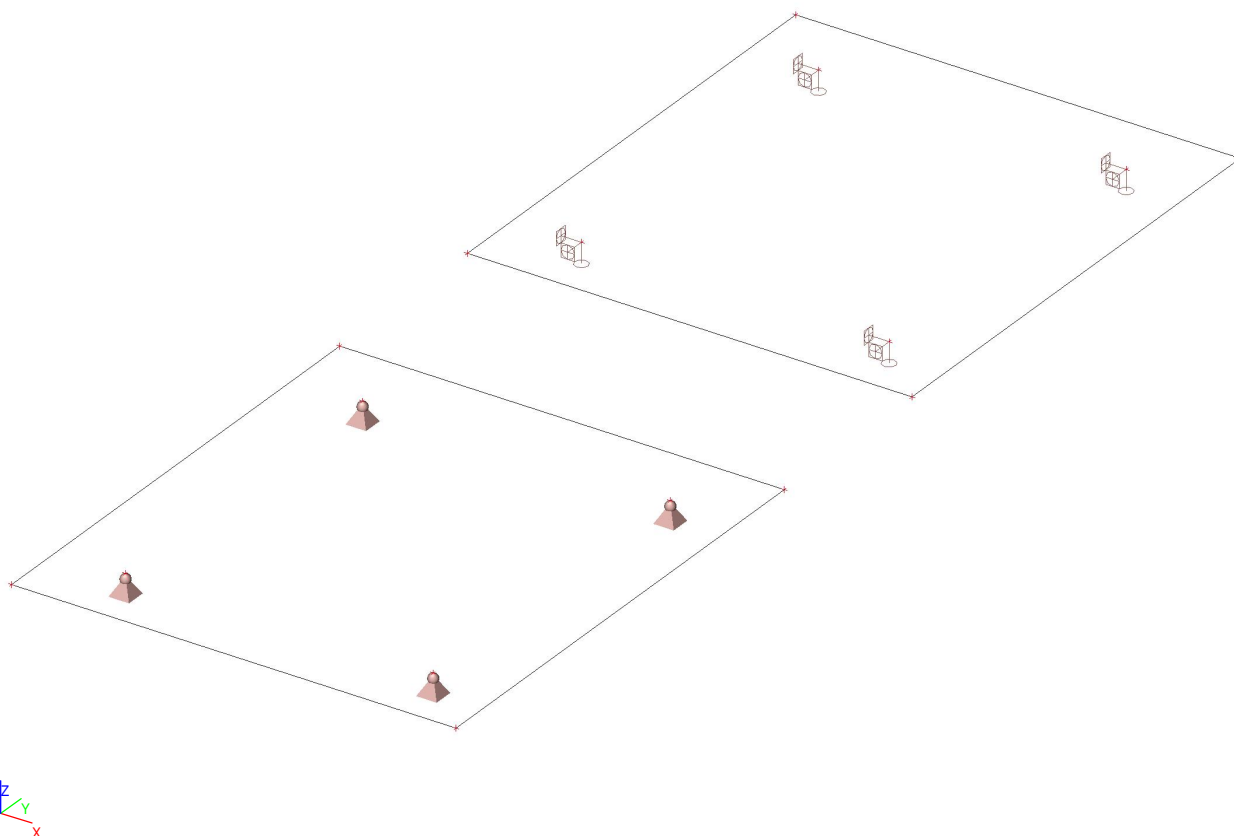
Bijlage 5

Scia resultaten fundatieplaat op palen

1. Project

Licentienaam	Grontmij N.V.
Project	-
Onderdeel	-
Omschrijving	-
Auteur	-
Datum	16. 10. 2015
Constructie	Algemeen XYZ
Aantal knopen :	16
Aantal staven :	0
Aantal platen :	2
Aantal vaste lichamen :	0
Aantal gebruikte doorsneden :	0
Aantal belastingsgevallen :	3
Aantal gebruikte materialen :	1
Gravitatieversnelling [m/s ²]	9,810
Nationale norm	EC - EN

2. Rekenmodel



3. Materialen

Beton EC2

Naam	Type	ρ [kg/m ³]	E_{mod} [MPa]	μ	α [m/mK]	$f_{c,k.28}$ [MPa]
C30/37	Beton	2500,0	3,2800e+04	0.2	0,00	30,00

4. Knopen

Naam	Coördinaat X [m]	Coördinaat Y [m]	Coördinaat Z [m]
K1	0,000	0,000	0,000
K2	3,250	0,000	0,000
K3	3,250	3,600	0,000
K4	0,000	3,600	0,000
K5	0,500	0,500	0,000
K6	2,750	0,500	0,000
K7	2,750	3,100	0,000

Naam	Coördinaat X [m]	Coördinaat Y [m]	Coördinaat Z [m]
K8	0,500	3,100	0,000
K9	0,000	5,000	0,000
K10	3,250	5,000	0,000
K11	3,250	8,600	0,000
K12	0,000	8,600	0,000
K13	0,500	5,500	0,000
K14	2,750	5,500	0,000

Naam	Coördinaat X [m]	Coördinaat Y [m]	Coördinaat Z [m]
K15	2,750	8,100	0,000

Naam	Coördinaat X [m]	Coördinaat Y [m]	Coördinaat Z [m]
K16	0,500	8,100	0,000

5. 2D-elementen

Naam	Laag	Type	Rekenmodel	Materiaal	Dikte type	D. [mm]
E1	Laag1	vloer (90)	Standaard	C30/37	constant	600
E2	Laag1	vloer (90)	Standaard	C30/37	constant	600

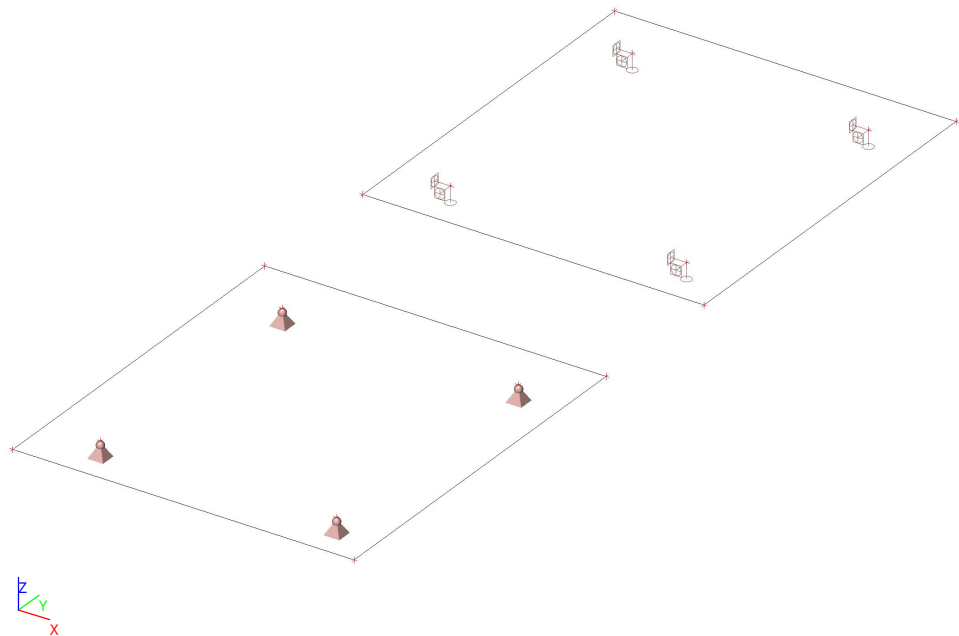
6. Knoopondersteuningen

Naam	Knoop	Systeem	Type	X	Y	Z	Rx	Ry	Rz	Stijfheid Rx [MNm/rad]	Stijfheid Ry [MNm/rad]
Sn1	K5	GCS	Standaard	Vast	Vast	Vast	Vrij	Vrij	Vrij		
Sn2	K6	GCS	Standaard	Vast	Vast	Vast	Vrij	Vrij	Vrij		
Sn3	K8	GCS	Standaard	Vast	Vast	Vast	Vrij	Vrij	Vrij		
Sn4	K7	GCS	Standaard	Vast	Vast	Vast	Vrij	Vrij	Vrij		
Sn5	K13	GCS	Standaard	Vast	Vast	Vast	Verend	Verend	Vrij	1,1000e+01	1,1000e+01
Sn6	K14	GCS	Standaard	Vast	Vast	Vast	Verend	Verend	Vrij	1,1000e+01	1,1000e+01
Sn7	K15	GCS	Standaard	Vast	Vast	Vast	Verend	Verend	Vrij	1,1000e+01	1,1000e+01
Sn8	K16	GCS	Standaard	Vast	Vast	Vast	Verend	Verend	Vrij	1,1000e+01	1,1000e+01

7. Belastingsgevallen

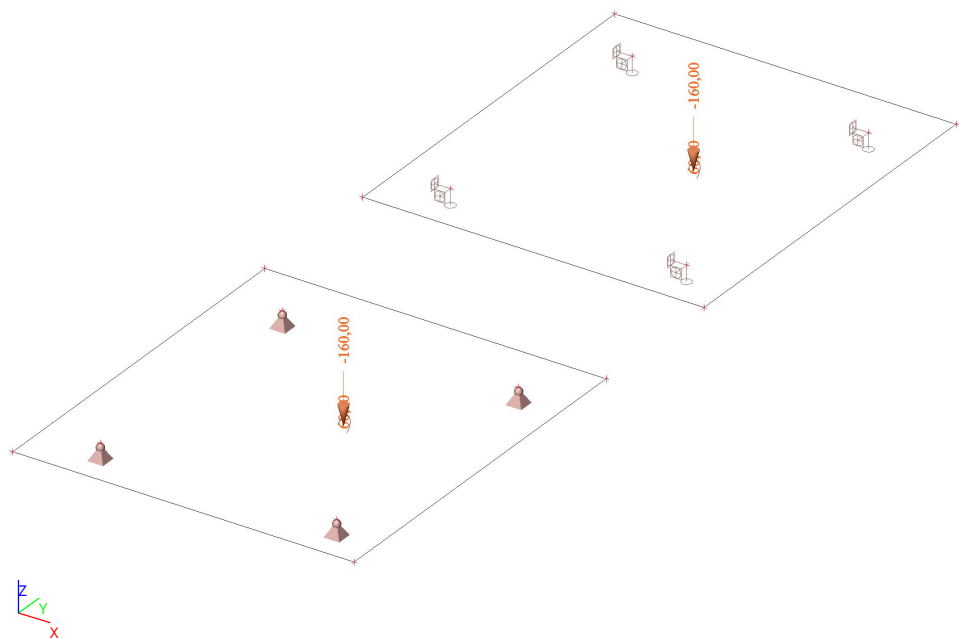
7.1. Belastingsgevallen - BG1

Naam	Omschrijving	Actie type	Lastgroep	Richting
	Spec	Belastingtype		
BG1		Permanent	LG1	-Z
		Eigen gewicht		



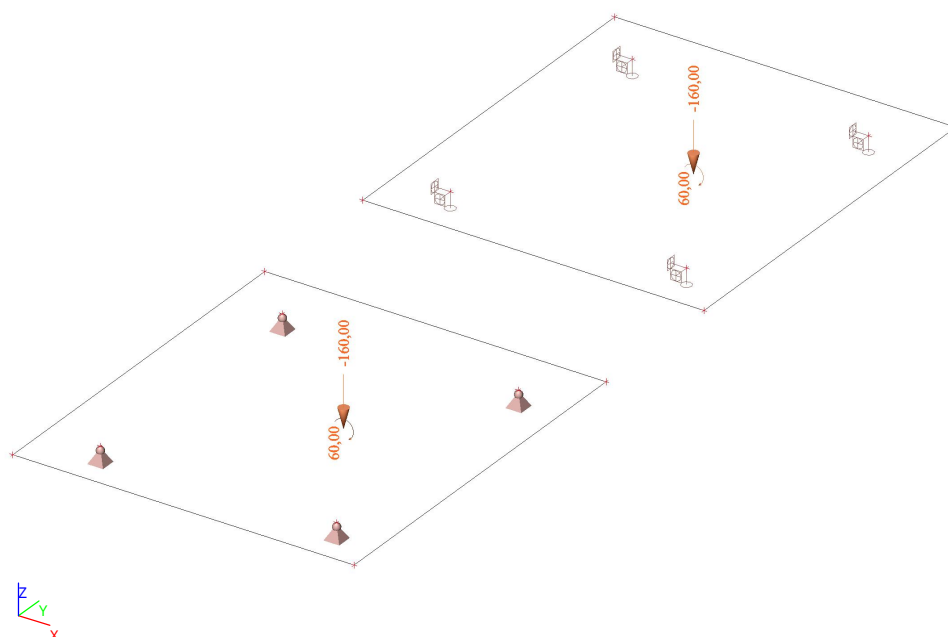
7.2. Belastingsgevallen - BG2

Naam	Omschrijving	Actie type	Lastgroep
	Spec	Belastingtype	
BG2		Permanent	LG1
		Standaard	



7.3. Belastingsgevallen - BG3

Naam	Omschrijving	Actie type	Lastgroep
	Spec	Belastingtype	
BG3		Permanent	LG1
		Standaard	



8. Vrije puntlast

Naam	Belastingsgeval	Systeem	Type	Coördinaat X [m]	Coördinaat Y [m]	Coördinaat Z [m]	Waarde - F [kN]
FF1	BG2	GCS	Kracht	1,950	1,800	0,000	-160,00
FF2	BG3	GCS	Kracht	1,950	1,800	0,000	-160,00
FF3	BG3	GCS	Kracht	1,950	6,800	0,000	-160,00
FF4	BG2	GCS	Kracht	1,950	6,800	0,000	-160,00

9. Vrije momentbelasting

Naam	Belastingsgeval	Rich	Type	Geldigheid	Selecteer	Waarde - F [kNm]	Coördinaat X [m]	Coördinaat Y [m]	Coördinaat Z [m]	Coördinaat X [m]
FM1	BG2	Mx	Moment	Alle	Auto	60,00	1,950	1,800	0,000	
FM2	BG3	My	Moment	Alle	Auto	60,00	1,950	1,800	0,000	
FM3	BG3	My	Moment	Alle	Auto	60,00	1,950	6,800	0,000	
FM4	BG2	Mx	Moment	Alle	Auto	60,00	1,950	6,800	0,000	

10. Combinaties

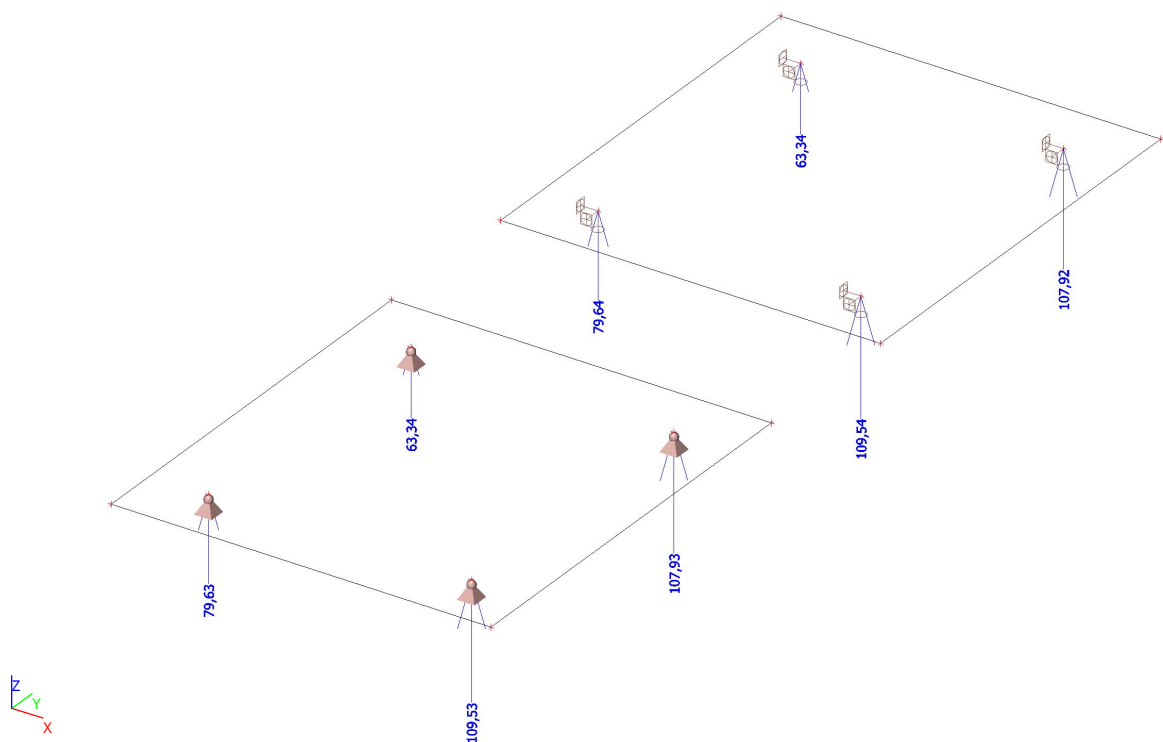
Naam	Omschrijving	Type	Belastingsgevallen	Coëff. [-]
Combi1 - BGT		Lineair - BGT	BG1	1,00
			BG2	1,00
Combi1 - UGT		Lineair - UGT	BG1	1,35
			BG2	1,50
Combi2 - BGT		Lineair - BGT	BG1	1,00
			BG3	1,00
Combi2 - UGT		Lineair - UGT	BG1	1,35
			BG3	1,50

11. Resultaatklassen

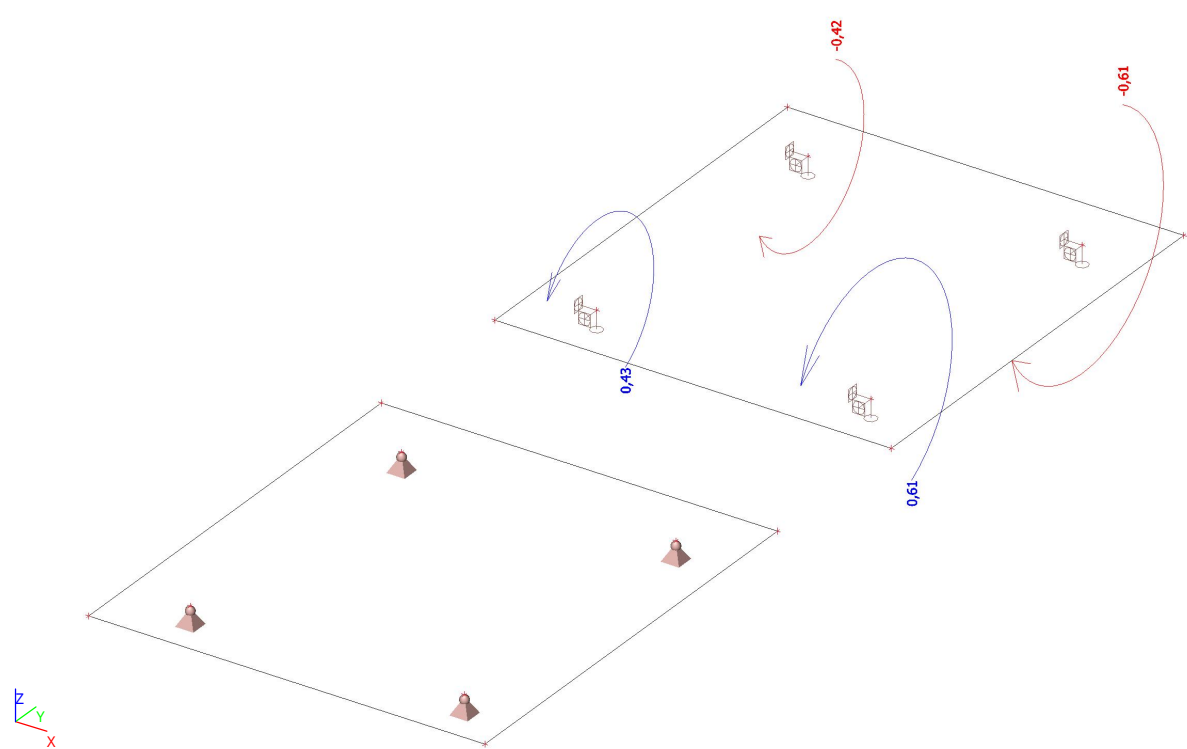
Naam	Lijst
Alle UGT	Combi1 - UGT - Lineair - UGT Combi2 - UGT - Lineair - UGT
Alle BGT	Combi1 - BGT - Lineair - BGT Combi2 - BGT - Lineair - BGT

12. Reactiekrachten

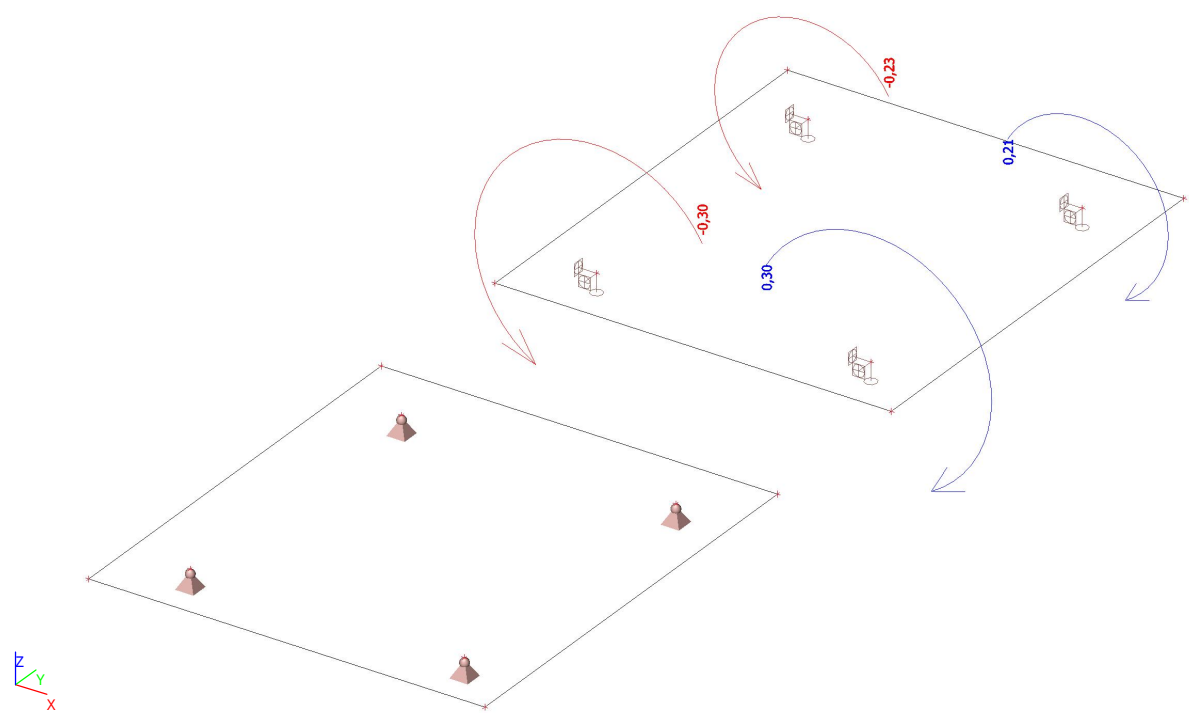
12.1. Reacties BGT; Rz



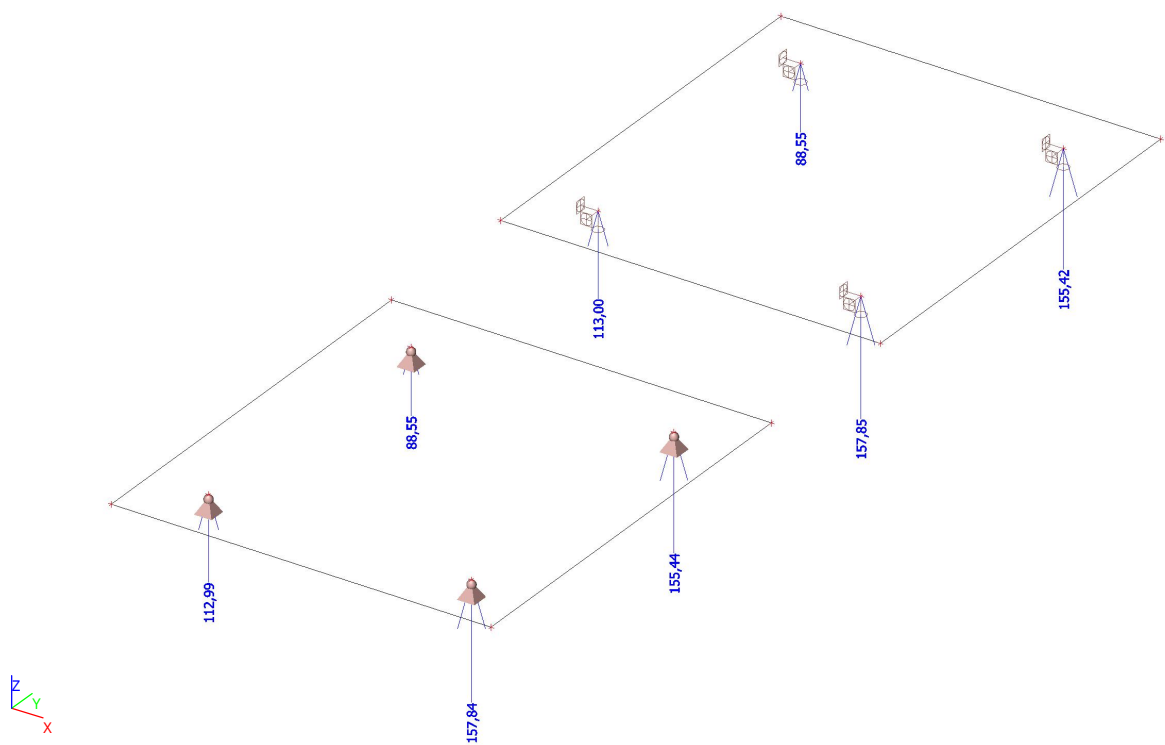
12.2. Reacties BGT; Mx



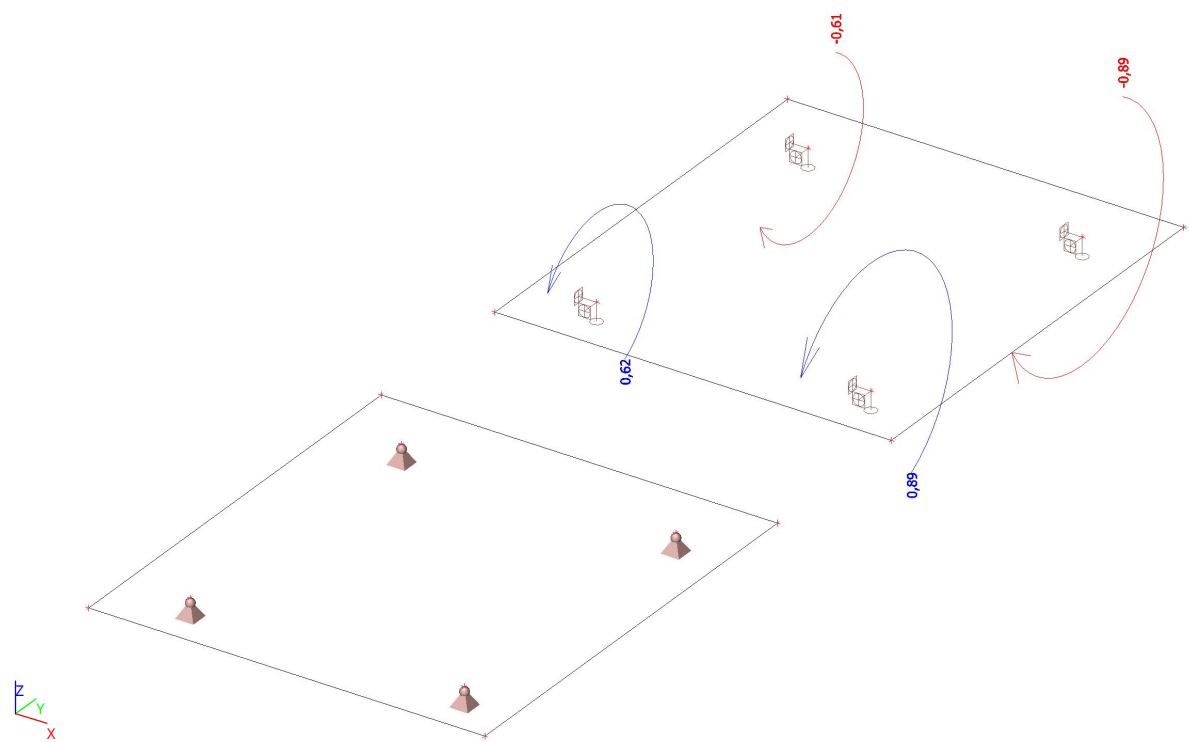
12.3. Reacties BGT; My



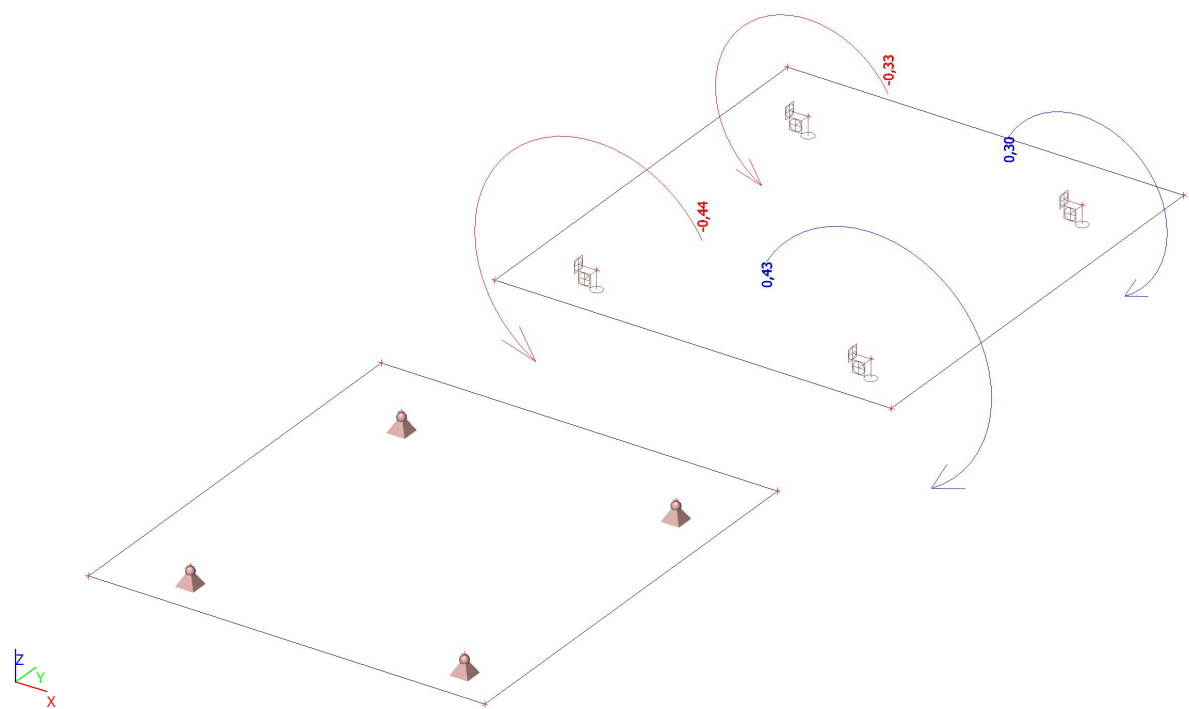
12.4. Reacties UGT; Rz



12.5. Reacties UGT; Mx

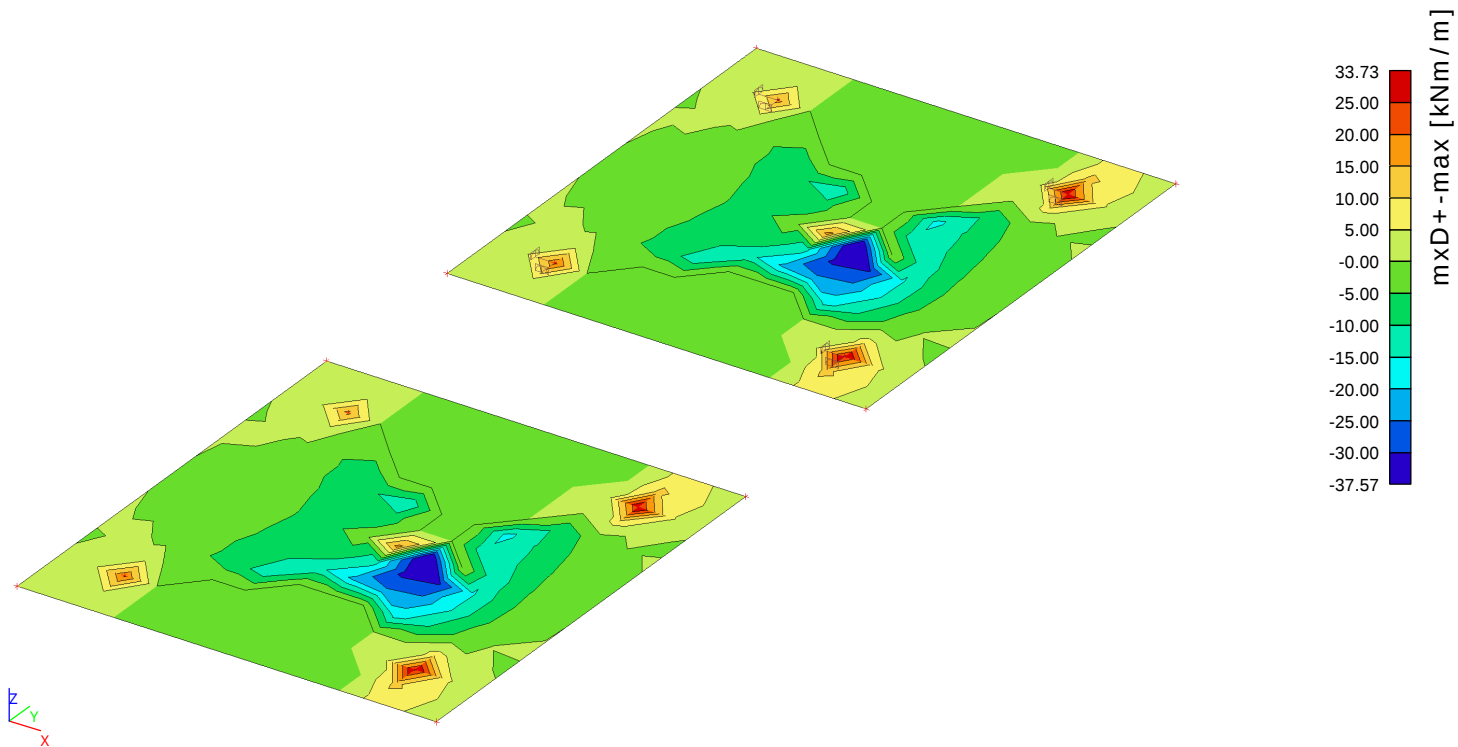


12.6. Reacties UGT; My

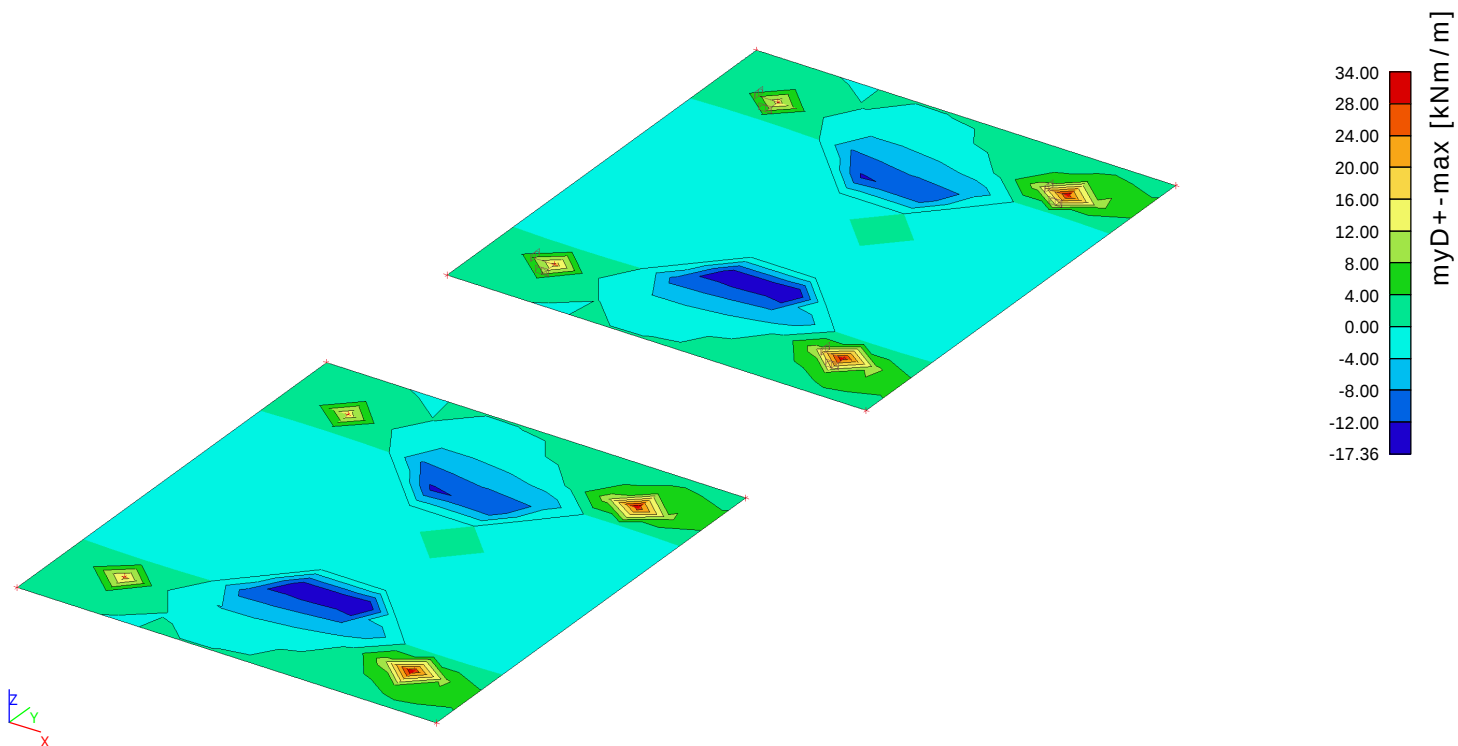


13. Momenten

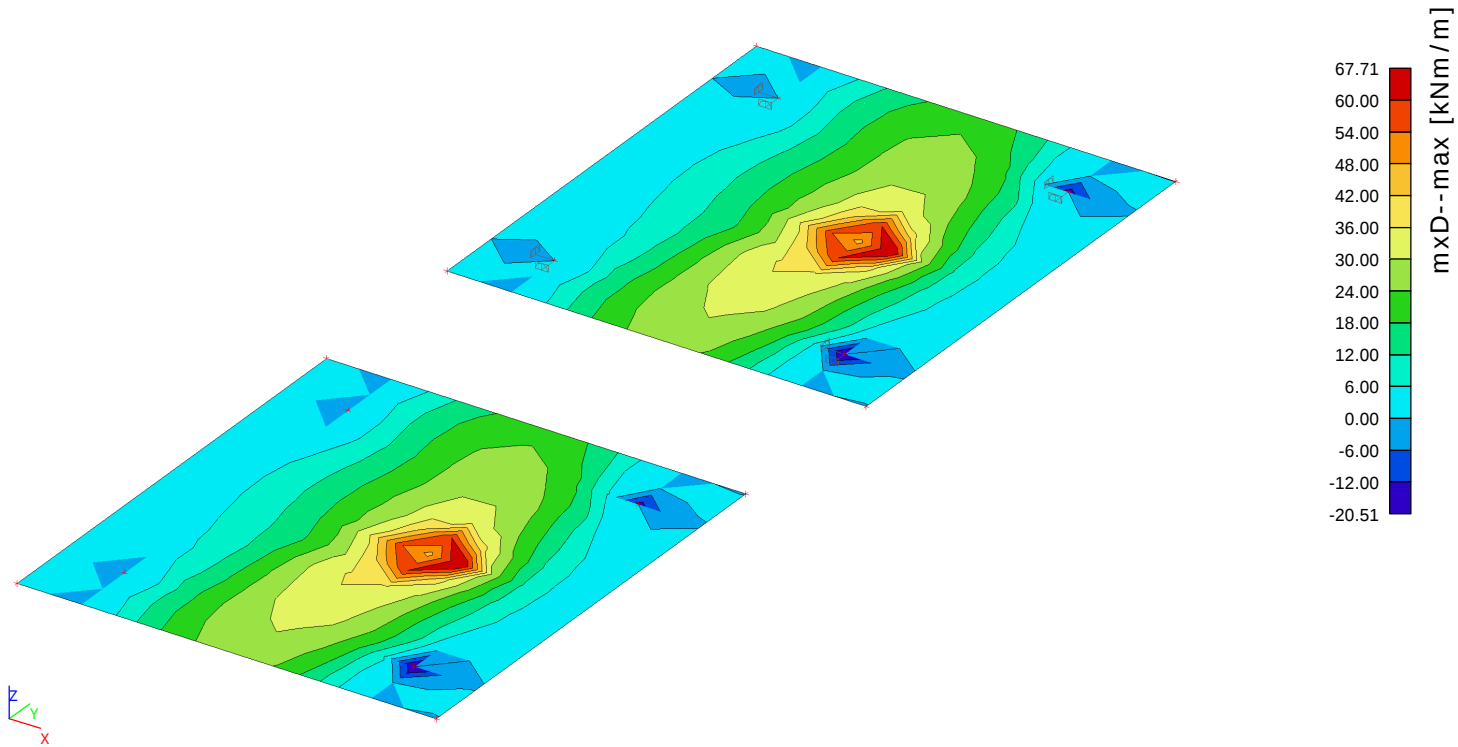
13.1. 2D element - Interne krachten BGT; mxD+



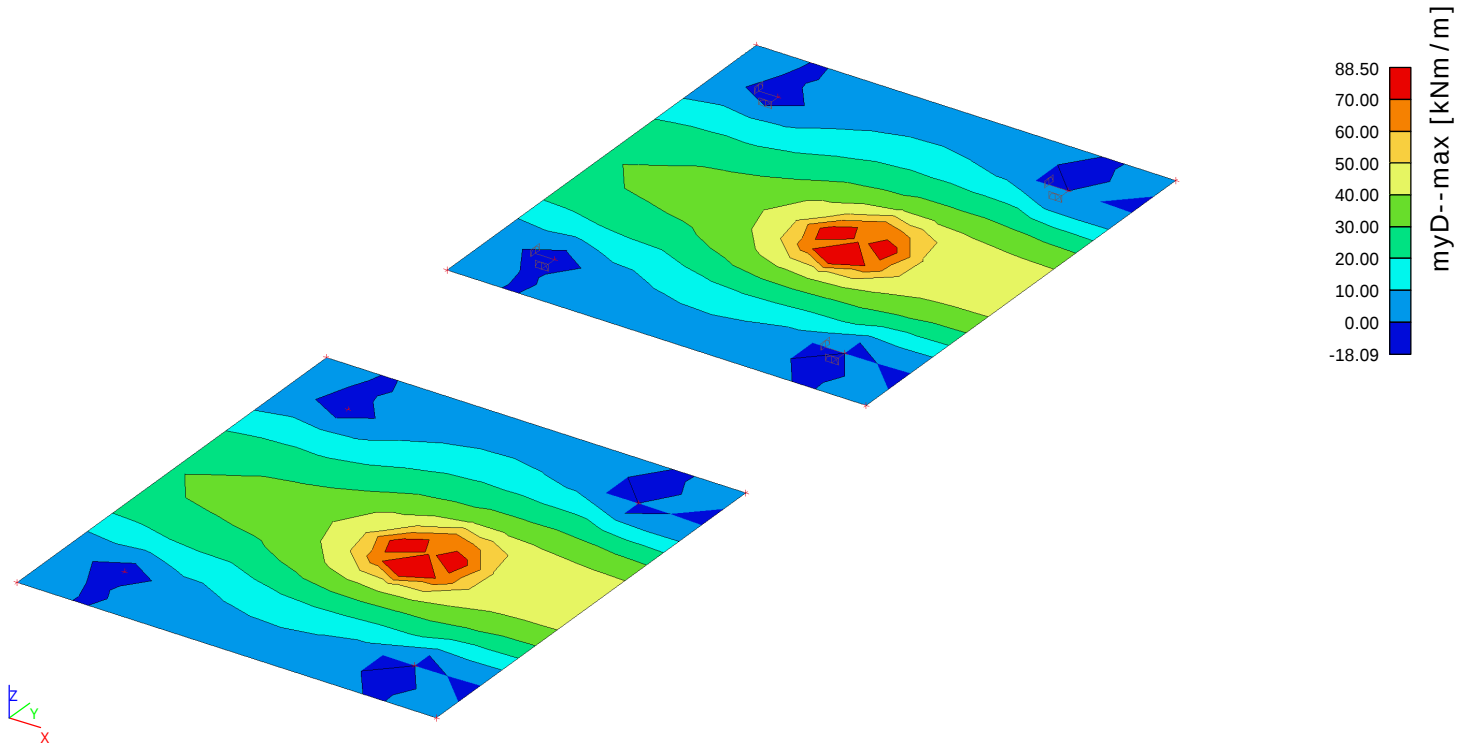
13.2. 2D element - Interne krachten BGT; myD+



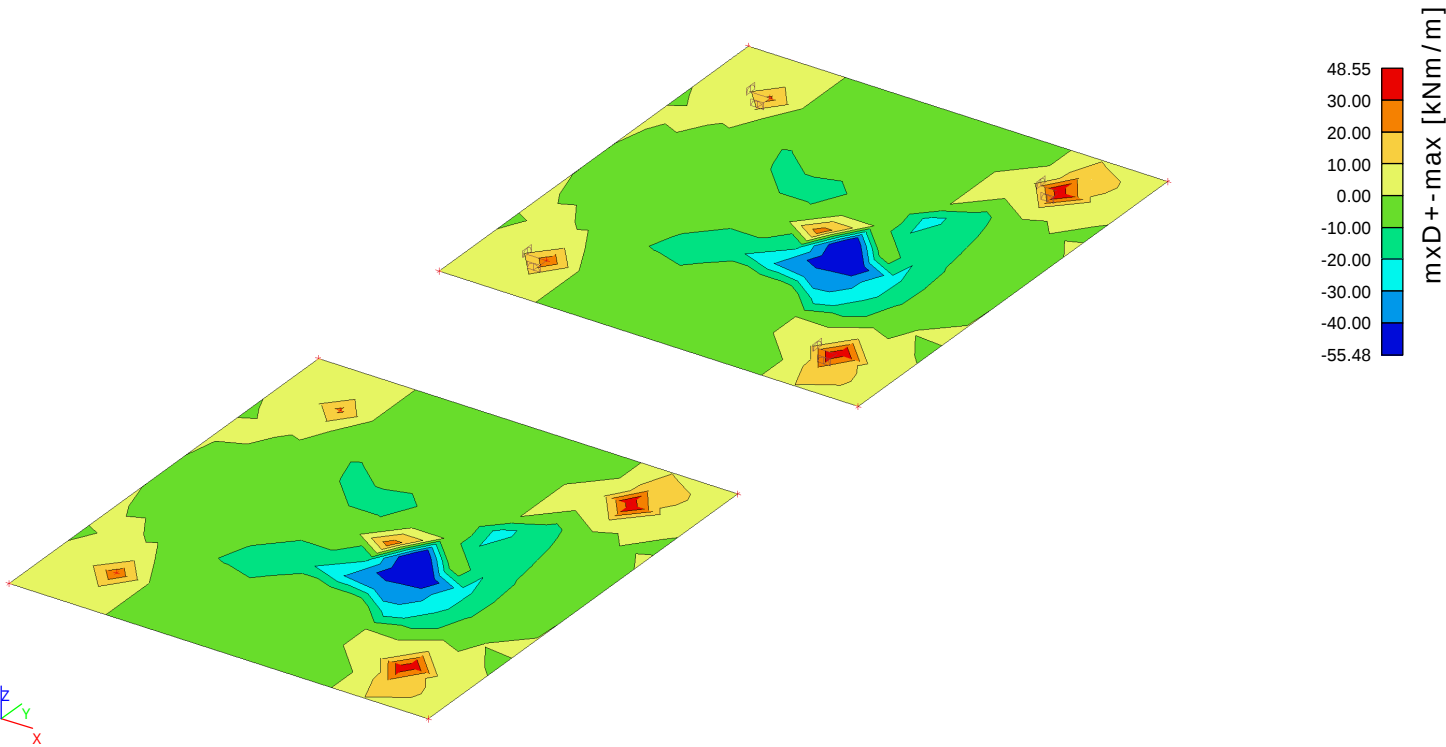
13.3. 2D element - Interne krachten BGT; mxD-



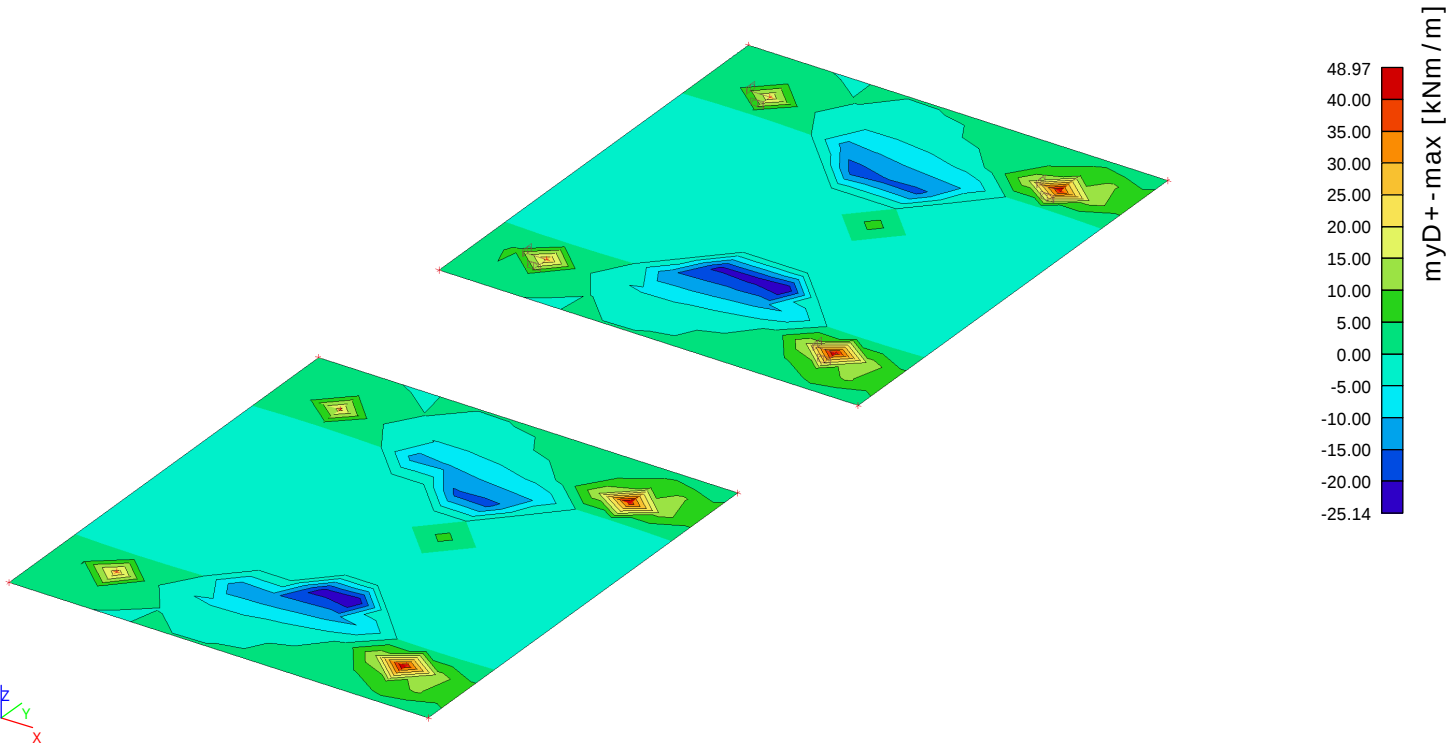
13.4. 2D element - Interne krachten BGT; myD-



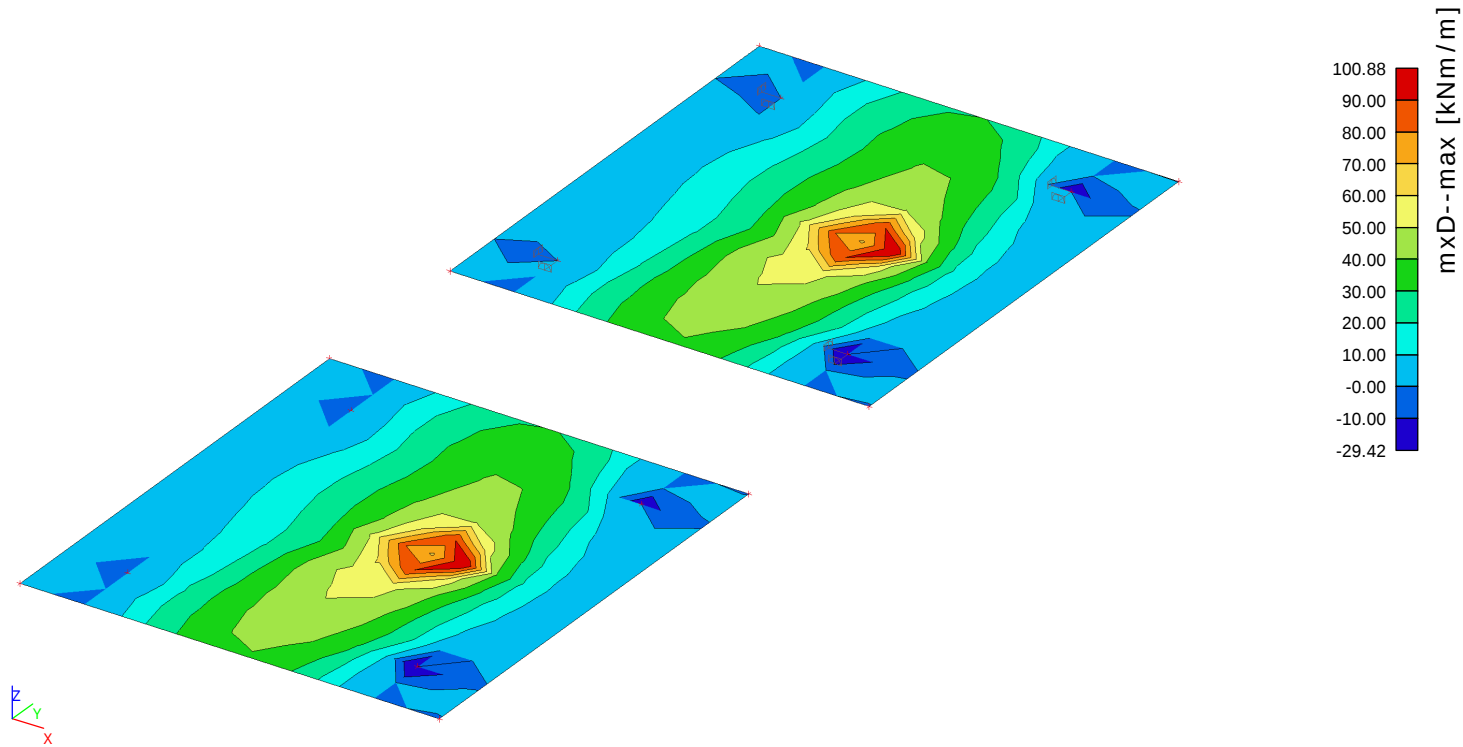
13.5. 2D element - Interne krachten UGT; mxD+



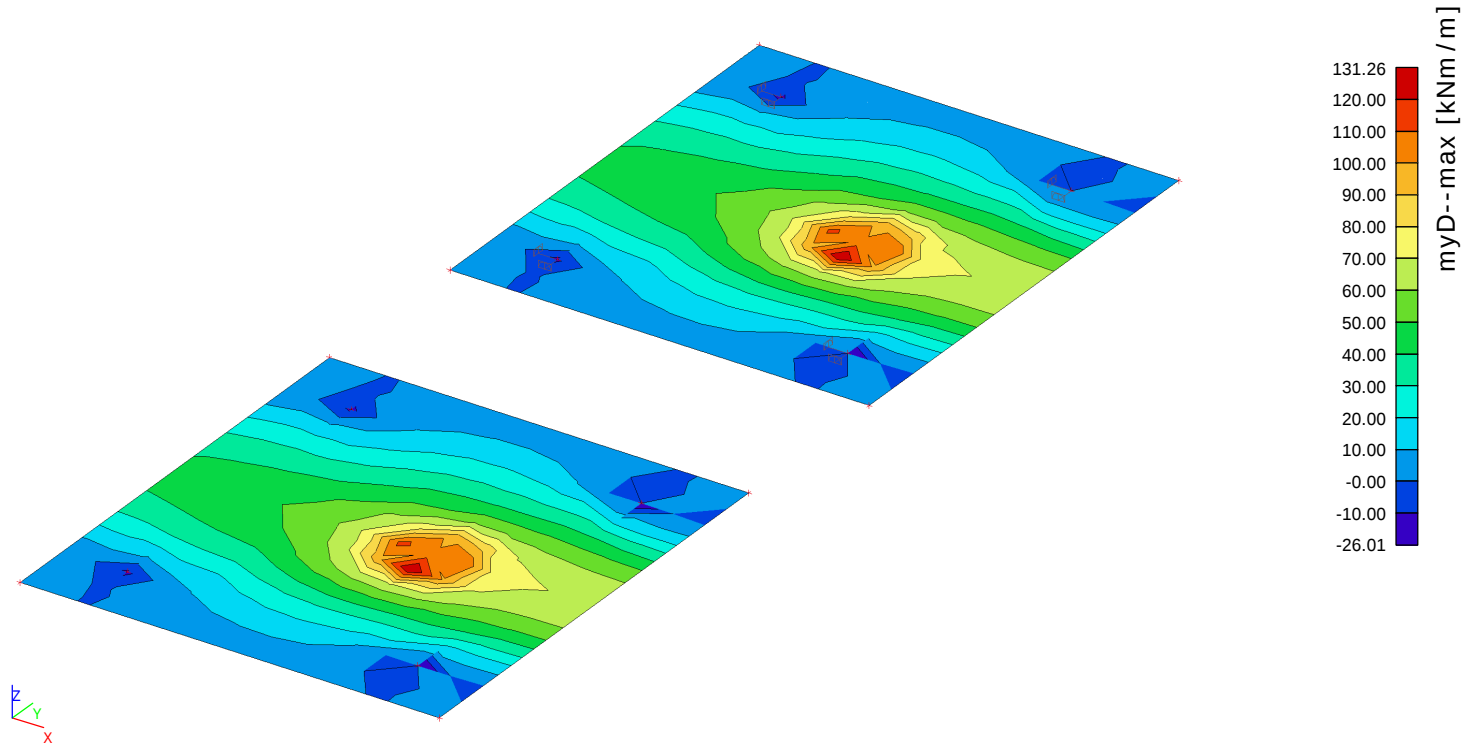
13.6. 2D element - Interne krachten UGT; myD+



13.7. 2D element - Interne krachten UGT; mxD-



13.8. 2D element - Interne krachten UGT; myD-



Bijlage 6

Single Pile berekening (veerconstante)

Report for D-Sheet Piling 15.1

Design of Diaphragm and Sheet Pile Walls
Developed by Deltares

Date of report: 10/16/2015
Time of report: 10:11:13 AM

Date of calculation: 10/16/2015
Time of calculation: 8:56:51 AM

Filename: P:\..\Ontwerp\Werkmap Jochim\SDH\Berekeningen\Single Pile

Project identification: Wanssum
Palen SDH
Bepaling rotatieveer

1 Summary

1.1 Overview of Maxima

Displacement [mm]	Moment [kNm]	Shear force [kN]	Mob. perc. moment [%]	Mob. perc. resistance [%]
-13,4	100,00	-45,30	0,0	0,8

2 Input Data

2.1 General Input Data

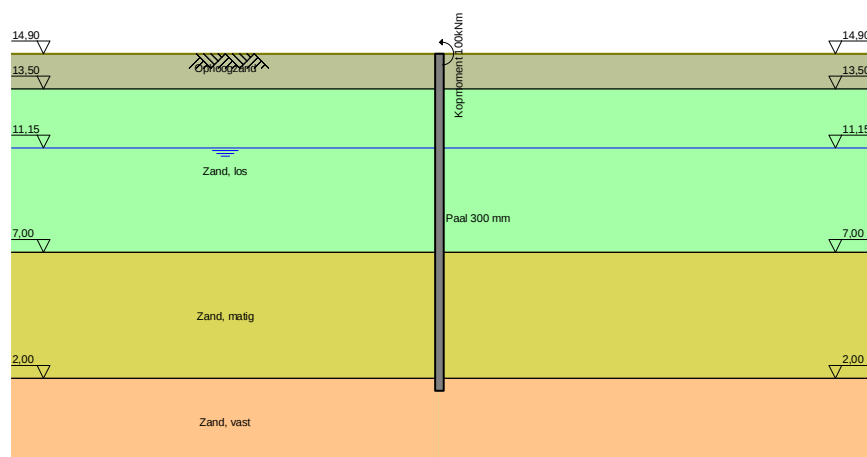
Model Single pile; Pile loaded by forces
 Unit weight of water 9,81 kN/m³

2.2 Pile Properties

Length 13,40 m
 Level top side 14,90 m
 Number of sections 1

2.3 Outline

Outline



2.4 Moments

Name	Level [m]	Moment [kNm]
Kopmoment 10...	14,90	100,00

2.5 Water Level

Water level: 11,15 [m]

2.6 Surface

Surface level: 14,90 [m]

2.7 Soil Material Properties

Layer name	Level [m]	Unit weight		Cohesion [kN/m ²]	Friction angle phi [degree]	Brinch Hansen used
		Unsat [kN/m ³]	Sat. [kN/m ³]			
Ophoogzand	15,19	19,00	21,00	0,00	35,00	Yes
Zand, los	13,50	17,00	19,00	0,00	30,00	Yes
Zand, matig	7,00	18,00	20,00	0,00	32,50	Yes
Zand, vast	2,00	19,00	21,00	0,00	35,00	Yes

Layer name	Level [m]	Earth pressure coefficients			Additional pore pressure	
		Active [-]	Neutral [-]	Passive [-]	Top [kN/m ²]	Bottom [kN/m ²]
Ophoogzand	15,19	0,00	0,00	10,93	0,00	0,00
Zand, los	13,50	0,00	0,00	12,80	0,00	0,00
Zand, matig	7,00	0,00	0,00	19,89	0,00	0,00
Zand, vast	2,00	0,00	0,00	28,25	0,00	0,00

2.8 Soil Material Properties calculated using Brinch Hansen

Layer name	Level [m]	Fictive cohesion [kN/m ²]
Ophoogzand	15,19	0,00
Zand, los	13,50	0,00
Zand, matig	7,00	0,00
Zand, vast	2,00	0,00

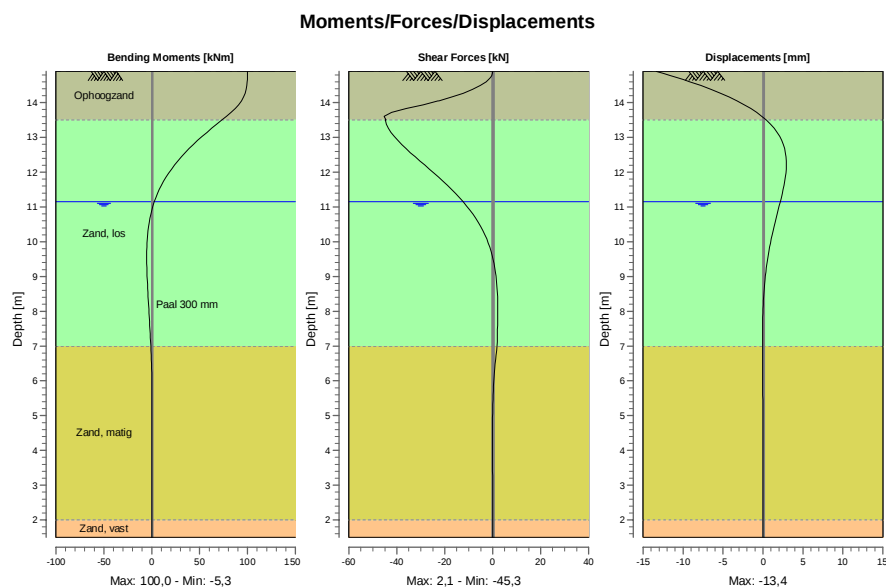
2.9 Modulus of Subgrade Reaction

Layer name	Level [m]	Ménard used	E-Mod Ménard [kN/m ²]	Soil type Ménard	Branch 1	
					Top [kN/m ³]	Bottom [kN/m ³]
Ophoogzand	15,19	Yes	21000,00	Sand	192798,81	192798,81
Zand, los	13,50	Yes	2100,00	Sand	19279,88	19279,88
Zand, matig	7,00	Yes	10000,00	Sand	91808,96	91808,96
Zand, vast	2,00	Yes	21000,00	Sand	192798,81	192798,81

3 Calculation Results

Number of iterations: 5

3.1 Charts of Moments, Forces and Displacements



3.2 Moments, Forces and Displacements

Segment number	Level [m]	Moment [kNm]	Shear force [kN]	Displacement [mm]
1	14,90	100,00	0,00	-13,4
1	14,60	99,72	-2,80	-9,1
2	14,60	99,72	-2,80	-9,1
2	14,05	93,62	-22,51	-3,2
3	14,05	93,67	-22,87	-3,2
3	13,50	73,10	-44,49	0,4
4	13,50	73,05	-44,78	0,4
4	12,91	47,93	-39,65	2,3
5	12,91	47,93	-39,64	2,3
5	12,32	27,25	-30,42	2,9
6	12,32	27,26	-30,41	2,9
6	11,74	12,28	-20,69	2,7
7	11,74	12,28	-20,68	2,7
7	11,15	2,67	-12,34	2,2
8	11,15	2,67	-12,33	2,2
8	10,56	-2,66	-6,03	1,5
9	10,56	-2,66	-6,03	1,5
9	9,96	-4,90	-1,85	0,9
10	9,96	-4,90	-1,85	0,9
10	9,37	-5,21	0,56	0,5
11	9,37	-5,21	0,56	0,5
11	8,78	-4,48	1,71	0,2
12	8,78	-4,48	1,71	0,2
12	8,19	-3,33	2,07	0,0
13	8,19	-3,33	2,07	0,0
13	7,59	-2,11	2,02	0,0

Segment number	Level [m]	Moment [kNm]	Shear force [kN]	Displacement [mm]
14	7,59	-2,11	2,01	0,0
14	7,00	-0,97	1,82	-0,1
15	7,00	-0,97	1,82	-0,1
15	6,36	-0,13	0,84	0,0
16	6,36	-0,13	0,84	0,0
16	5,71	0,19	0,22	0,0
17	5,71	0,19	0,22	0,0
17	5,07	0,23	-0,06	0,0
18	5,07	0,23	-0,06	0,0
18	4,43	0,16	-0,13	0,0
19	4,43	0,16	-0,13	0,0
19	3,79	0,08	-0,11	0,0
20	3,79	0,08	-0,11	0,0
20	3,14	0,03	-0,06	0,0
21	3,14	0,03	-0,06	0,0
21	2,50	0,01	-0,02	0,0
22	2,50	0,01	-0,02	0,0
22	2,00	0,00	0,00	0,0
23	2,00	0,00	0,00	0,0
23	1,50	0,00	0,00	0,0
Max		100,00	-44,78	-13,4
Max, minor nodes incl.		100,00	-45,30	-13,4

End of Report

Bijlage 7

Berekening wapening fundatieplaat op palen

Project : Wanssum
 Onderdeel : SDH
 Datum : kN/m/rad
 Eenheden : 08/10/2015
 Bestand : P:\334295\006 Realisatie\08 Meerwerk\08.01 Ontwerp
 palen en fundatieplaten\Ontwerp\Werkmap Jochim\SDH\
 Berekeningen\Wapening SDH plaat op palen.cnw

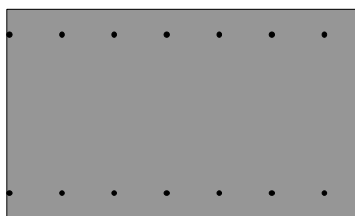
Toegepaste normen volgens Eurocode met Nederlandse NB

Belastingen	NEN-EN 1990:2002	C2:2010	NB:2011(nl)
	NEN-EN 1991-1-1:2002	C1:2009	NB:2011(nl)
Beton	NEN-EN 1992-1-1:2005	C2:2010	NB:2011(nl)

Controle hoofdwapening. (B)

GEOMETRIE

Elementtype : Vloer
 Betonkwaliteit : C30/37
 Soort spanningsrekdiagram : Bi-lineair diagram
 Doorsnede vorm : Rechthoek
 Afmetingen : b=1000 h=600
 Scheurvorming volgens art : 7.3.4
 Referentieperiode : 100 jaar



WAPENING

Staalkwaliteit	: B500B		
Soort spanningsrekdiagram	: Bi-lineair diagram met klimmende tak		
Beugeldiameter	: 16		
Toevallige inklemming	: nee		
Toegepaste wapening	:	Boven 6.67x16	Onder 6.67x16
Breedte stort sleuf	:	50	

Betondekking

Milieu	:	Boven XD3	Onder XC4
Gestort tegen bestaand beton	:	Nee	Nee
Element met plaatgeometrie	:	Ja	Ja
Specifieke kwaliteitsbeheersing	:	Nee	Nee
Oeffen beton oppervlak	:	Nee	Nee
Ondergrond	:	Glad / N.v.t.	Glad / N.v.t.
Constructieklasse	:	S5	S5
Grootste korrel	:	31.5	

TS/Construct

Rel: 5.27b 9 okt 2015

Project : Wanssum
 Onderdeel : SDH
 Datum : kN/m/rad
 Eenheden : 08/10/2015

Betondekking Boven Onder

Hoofdwapening	:		2de laag		2de laag
Nominale dekking	:		50		40
Toegepaste dekking	:		66		66
Gelijkwaardige diameter	:		16		16
$C_{min,b}$ $C_{min,dur}$ ΔC_{dur}	:	16	45	0	16 35 0
C_{min} ΔC_{dev} C_{nom}	:	45	5	50	35 5 40
Beugel / Verdeelwapening	:		1ste laag		1ste laag
Nominale dekking	:		50		40
Toegepaste dekking	:		50		50
Gelijkwaardige diameter	:		16		16
$C_{min,b}$ $C_{min,dur}$ ΔC_{dur}	:	16	45	0	16 35 0
C_{min} ΔC_{dev} C_{nom}	:	45	5	50	35 5 40

BELASTING**RESULTATEN**

Nr	NEd		MEd		Nrep		Mrep		Sterkte		Scheurvorming		Opm.
	[kN]		[kNm]		[kN]		[kNm]		Mu	Mu	Mu;rep	Mu;rep	
									[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	
1	0.0		50.0		0.0		35.0		319.8	-319.8	86.2	-163.5	
2	0.0		-135.0		0.0		-90.0		319.8	-319.8	86.2	-163.5	

Bijlage 8

D-Foundation paalberekening

Rapport voor D-Foundations 15.1

Ontwerp en Verificatie volgens Eurocode 7 van Strook- en Paalfunderingen
Ontwikkeld door Deltares

Bedrijfsnaam: Grontmij

Datum van rapport: 26-10-2015
Tijd van rapport: 12:04:59

Datum van berekening: 26-10-2015
Tijd van berekening: 12:02:47

Bestandsnaam: C:\Users\p624741\Desktop\Paalberekening SDH avegaar v1

Projectbeschrijving: Wanssum
Paalberekening SDH
D-Foundations Paalberekening SDH avegaar v1

1 Inhoudsopgave

1 Inhoudsopgave	2
2 Invoergegevens	3
2.1 Algemene Invoergegevens	3
2.2 Rapportage Gegevens	3
2.3 Toepassingsgebied Model Bearing Piles	3
2.4 Bovenbouw	3
2.5 Algemene Sondeergegevens	3
2.5.1 Overzicht Sonderingen in Funderingsplan	3
2.6 Grondgegevens	4
2.6.1 Grondprofiel 1	4
2.6.2 Grondprofiel 2	5
2.7 Paaltypen	5
2.7.1 Paaltype : Round 300	5
2.8 Funderingsplan	6
2.8.1 Overzicht Funderingsplan	6
2.9 Ontgravingsgegevens	6
2.10 Totale Belastingen (rekenwaarden)	7
2.11 Eisen	7
2.12 Opgegeven Parameters	7
2.13 Rekenopties	7
2.14 Model Opties	7
3 Bearing Piles (EC7-NL): Resultaten van de Optie Toetsing met Volledige Berekening	8
3.1 Fouten en waarschuwingen	8
3.2 Opmerkingen	8
3.3 Rekenparameters	8
3.3.1 Factoren Paal	8
3.3.2 Paaltype : Round 300	8
3.4 Toetsing Grenstoestand STR	9
3.5 Toetsing Grenstoestand GEO	9
3.6 Verificatie Bruikbaarheidsgrenstoestand	9
3.7 Aanvullende Informatie	9
3.7.1 De draagkracht schacht + punt bij Grenstoestand GEO	10
3.7.2 De draagkracht schacht + punt bij de Bruikbaarheidsgrenstoestand	10

2 Invoergegevens

2.1 Algemene Invoergegevens

Model Bearing Piles (EC7-NL)

2.2 Rapportage Gegevens

Geotechnisch adviseur :

Constructeur bovenbouw :

Opdrachtgever :

Titel 1 :

Wanssum

Titel 2 :

Paalberekening SDH

Titel 3 :

D-Foundations Paalberekening SDH avegaar v1

Nummer project :

Locatie project :

2.3 Toepassingsgebied Model Bearing Piles

De toetsingen uitgevoerd door het model BEARING PILES van D-FOUNDATIONS hebben betrekking op paalfunderingen waarop statische of quasi-statische belastingen werken die drukkrachten in de palen veroorzaken met dien verstande dat de berekening van de paalkrachten en de vervormingen is gebaseerd op sonderingen. Eventuele rijzing van (trek-)palen en mogelijke horizontale verplaatsingen van palen zijn niet in deze toetsingen opgenomen.

2.4 Bovenbouw

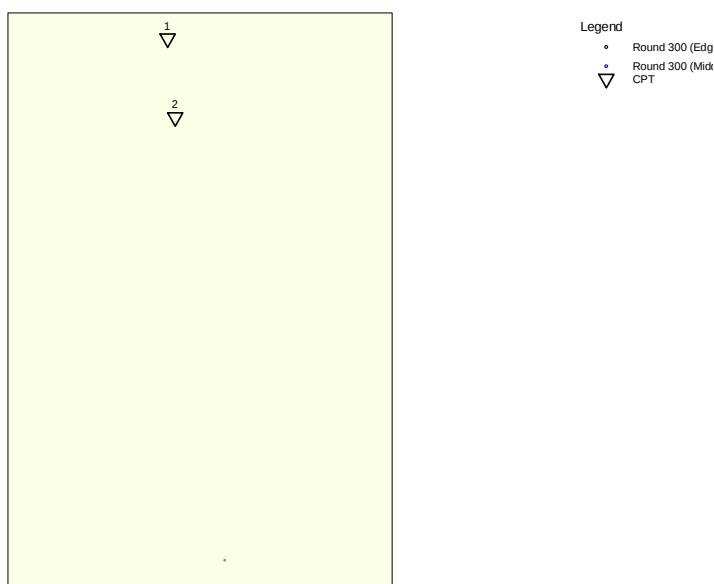
Stijfheidskarakteristiek : Slap

2.5 Algemene Sondeergegevens

Aantal sonderingen : 2

Tijdstip sonderingen : Sondering - Ontgraving - Installatie

2.5.1 Overzicht Sonderingen in Funderingsplan



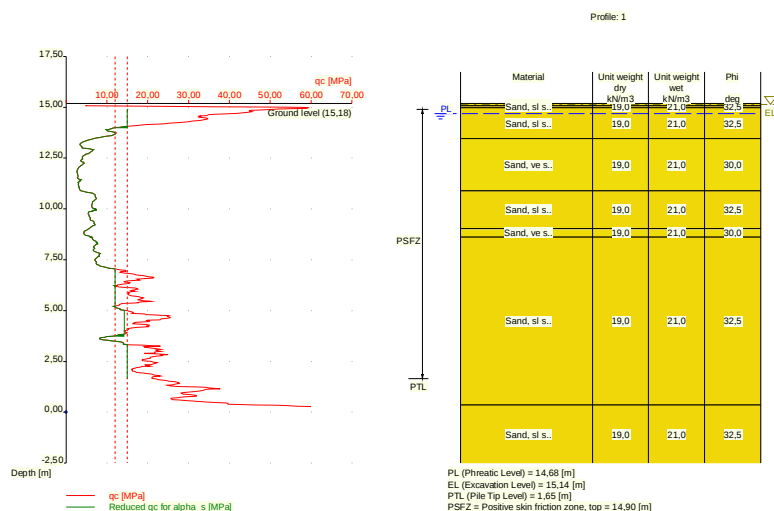
Nummer/naam sondering	Paalpunt-niveau [m R.N.]	Bovenkant pos. kleefzone [m R.N.]	Onderkant neg. kleefzone [m R.N.]	X-coor-dinaat [m]	Y-coor-dinaat [m]
1: 1	1,65	14,90	15,18	203077,68	394923,15
2: 2	1,65	14,90	15,19	203078,78	394911,65

2.6 Grondgegevens

Aantal grondprofielen (= aantal sonderingen) : 2

2.6.1 Grondprofiel 1

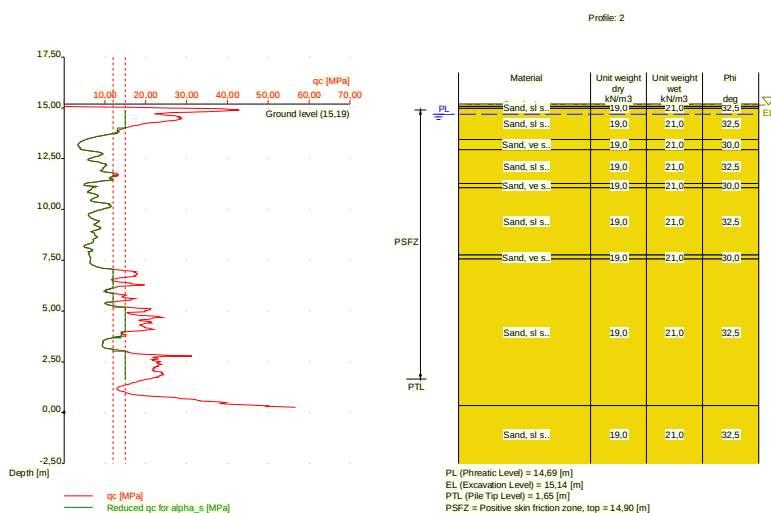
Behorende bij sondering	1
Maaiveldniveau in [m. t.o.v. referentie niveau] :	15,18
Niveau grondwaterstand in [m. t.o.v. referentie niveau] :	14,68
Paalpuntniveau in [m. t.o.v. referentie niveau] :	1,65
Bovenkant positieve kleefzone in [m. t.o.v. referentie niveau] :	14,90
Onderkant negatieve kleefzone in [m. t.o.v. referentie niveau] :	15,18
OCR-waarde draagkrachtige laag :	1,00
Verwachte maaiveldzakking in [m] :	0,00
Aantal lagen in profiel :	8



Nummer laag	Bovenkant laag [m R.N.]	Gamma [kN/m ³]	Gamma;sat [kN/m ³]	Phi [deg]	Grond-soort	Mediaan (Zand/Grind) [mm]
1	15,180	19,00	21,00	32,50	Zand	0,200
2	15,070	19,00	21,00	32,50	Zand	0,200
3	14,970	19,00	21,00	32,50	Zand	0,200
4	13,451	19,00	21,00	30,00	Zand	0,200
5	10,894	19,00	21,00	32,50	Zand	0,200
6	9,037	19,00	21,00	30,00	Zand	0,200
7	8,618	19,00	21,00	32,50	Zand	0,200
8	0,362	19,00	21,00	32,50	Zand	0,200

2.6.2 Grondprofiel 2

Behorende bij sondering	2
Maaiveldniveau in [m. t.o.v. referentie niveau] :	15,19
Niveau grondwaterstand in [m. t.o.v. referentie niveau] :	14,69
Paalpuntniveau in [m. t.o.v. referentie niveau] :	1,65
Bovenkant positieve kleefzone in [m. t.o.v. referentie niveau] :	14,90
Onderkant negatieve kleefzone in [m. t.o.v. referentie niveau] :	15,19
OCR-waarde draagkrachtige laag :	1,00
Verwachte maaiveldzakking in [m] :	0,00
Aantal lagen in profiel :	10



Nummer laag	Bovenkant laag [m R.N.]	Gamma [kN/m3]	Gamma;sat [kN/m3]	Phi [deg]	Grond-soort	Mediaan (Zand/Grind) [mm]
1	15,190	19,00	21,00	32,50	Zand	0,200
2	15,080	19,00	21,00	32,50	Zand	0,200
3	14,980	19,00	21,00	32,50	Zand	0,200
4	13,442	19,00	21,00	30,00	Zand	0,200
5	12,942	19,00	21,00	32,50	Zand	0,200
6	11,285	19,00	21,00	30,00	Zand	0,200
7	11,066	19,00	21,00	32,50	Zand	0,200
8	7,757	19,00	21,00	30,00	Zand	0,200
9	7,557	19,00	21,00	32,50	Zand	0,200
10	0,347	19,00	21,00	32,50	Zand	0,200

2.7 Paaltypen

2.7.1 Paaltype : Round 300

Paaltype :	Avegaarpaal
Materiaaltype paal :	Beton
Gladheidsbehandeling voor paal :	Geen gladheidsbehandeling
Paalvorm :	Ronde paal

beta (Paalvoetvormfactor) conform figuur 7i, NEN-EN 9997-1:2012.

s (factor voor de invloed vorm dwarsdoorsnede paalvoet) conform NEN-EN 9997-1:2012.

Paalafmetingen :

Diameter [m] : 0,300

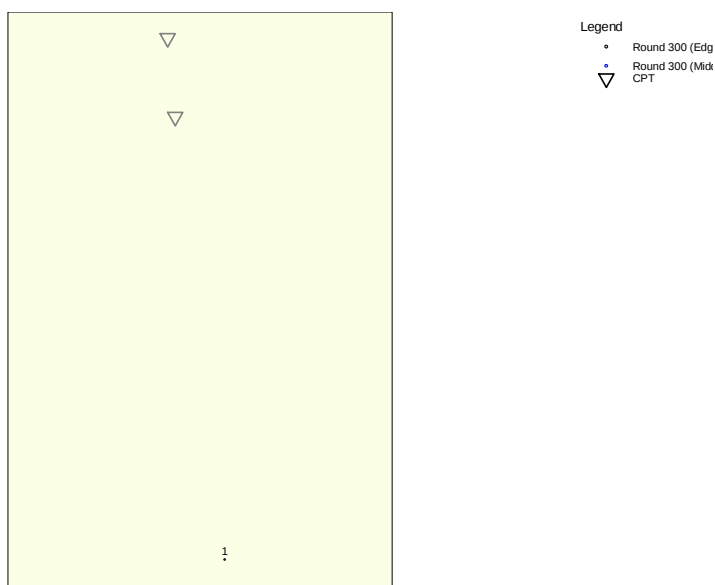
2.8 Funderingsplan

Aantal palen : 1

Aantal samenwerkende palen* : 1

* : 0 = niet ingevoerd, 1 = slappe bovenbouw, >1 = stijve bovenbouw

2.8.1 Overzicht Funderingsplan



Paal nr/naam	X-coor- dinaat [m]	Y-coor- dinaat [m]	Fc;d (STR/GEO) [kN]	Fc;d (BGT) [kN]	P0 [kN/m ²]	Paalkop- niveau [m R.N.]
1: 1	203086,00	394847,00	158,00	110,00	0,00	15,14

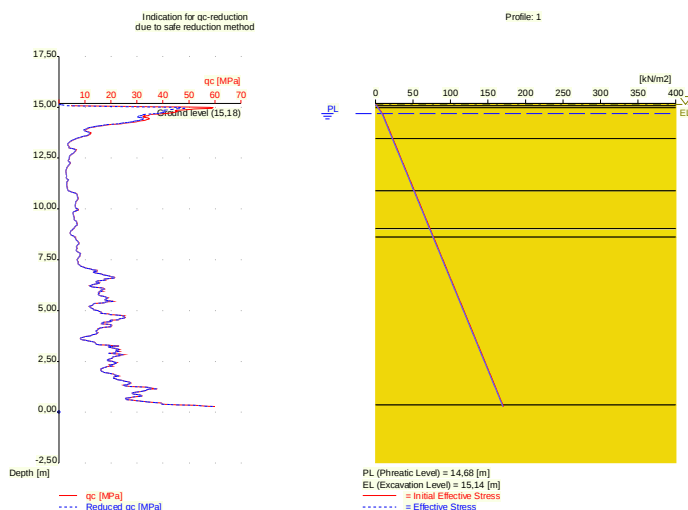
2.9 Ontgravingsgegevens

Niveau ontgraving in [m. t.o.v. referentie niveau] :

15,14

Reductie model :

Safe (NEN)



2.10 Totale Belastingen (rekenwaarden)

Totale belasting op alle palen	
In grenstoestand STR/GEO in [kN] :	158,00
In Bruikbaarheidsgrenstoestand in [kN] :	110,00

2.11 Eisen

Grenstoestand GEO	
Maximaal toegestane zakking in [m] :	0,150
Maximaal toegestane (relatieve) rotatie :	1 / 100
Bruikbaarheidgrenstoestand	
Maximaal toegestane zakking in [m] :	0,150
Maximaal toegestane (relatieve) rotatie :	1 / 300

2.12 Opgegeven Parameters

Opgegeven ksi3-factor [-] :	1,39
Opgegeven ksi4-factor [-] :	1,39

2.13 Rekenopties

Gebruik paalgroep bij negatieve kleef (standaard)
 Geen gebruik tussenresultatenfile
 Pas reductie toe bij avegaar (standaard)
 Gebruik de invloed van ontgravingen (standaard).

2.14 Model Opties

Geselecteerde paaltypen :
 -Round 300

Geselecteerde profielen :
 -1
 -2

3 Bearing Piles (EC7-NL): Resultaten van de Optie Toetsing met Volledige Berekening

3.1 Fouten en waarschuwingen

Waarschuwing : De ksi3 (NEN-EN 1997 1:2005 NEN-EN 9997-1, bijlage A) is door de gebruiker zelf is door de gebruiker zelf opgegeven. Een onderbouwing van de van de NORM afwijkende waarde dient te worden bijgevoegd.
 Waarschuwing : De ksi4 (NEN-EN 1997 1:2005 NEN-EN 9997-1, bijlage A) is door de gebruiker zelf is door de gebruiker zelf opgegeven. Een onderbouwing van de van de NORM afwijkende waarde dient te worden bijgevoegd.
 Waarschuwing : De diepte van de sonderingen voldoen niet aan de eisen zoals gesteld in NEN-EN 9997-1 art 3.2.3.

De sonderingen voldoen niet aan de eisen zoals gesteld in
 NEN-EN 9997-1 par 3.2.3 omdat :

- niet alle palen binnen het voorgeschreven gebied per sondering vallen.

3.2 Opmerkingen

Het programma gaat bij de controle van het grondonderzoek, volgens NEN-EN 9997-1 art 3.2.3 lid (e), uit van het opgegeven testniveau. Het houdt geen rekening met eventueel verschillende paalpuntniveau's. Bij gebruikmaking van verschillende paalpuntniveau's dient de gebruiker zelf eventueel benodigd extra onderzoek te beoordelen.

Bij de controle volgens NEN-EN 9997-1 art 3.2.3 is rekening gehouden met een gemiddelde onderlinge afstand van 25 m.

Er wordt voldaan aan de eisen van NEN-EN 9997-1 art 3.3.3. De variantie (2,43%) is goed ($\leq 12\%$).

3.3 Rekenparameters

3.3.1 Factoren Paal

gamma;b (NEN-EN 9997-1:2012, bijlage A.6 A.7 A.8, Grenstoestand STR/GEO) :	1,20
gamma;b (NEN-EN 9997-1:2012, bijlage A.6 A.7 A.8, de Bruikbaarheidsgrenstoestand) :	1,00
gamma;s (NEN-EN 9997-1:2012, bijlage A.6 A.7 A.8, Grenstoestand STR/GEO) :	1,20
gamma;s (NEN-EN 9997-1:2012, bijlage A.6 A.7 A.8, de Bruikbaarheidsgrenstoestand) :	1,00
ksi3 (naar eigen opgave) :	1,39
ksi4 (naar eigen opgave) :	1,39
Ksi 4 is gebruikt.	

3.3.2 Paaltype : Round 300

Paaltype :	Avegaarpaal
Materiaaltype paal :	Beton
Gladheidsbehandeling voor paal :	Geen gladheidsbehandeling
Paalvorm :	Ronde paal
beta (Paalvoetvormfactor; figuur 7i, NEN-EN 1997 1:2005 par. 7.6.2.3(g); NEN-EN 9997-1) :	1,00
s (NEN-EN 1997 1:2005 par. 7.6.2.3(h), NEN-EN 9997-1 : factor voor invloed vorm dwarsdoorsnede paalvoet) :	1,00
Paalafmetingen :	
Diameter [m] :	0,300

Sondering	Alpha_s Zand/ Grind	Alpha_s Klei/Leem Veen	Alpha_p
1	0,0060	--	0,8000
2	0,0060	--	0,8000

3.4 Toetsing Grenstoestand STR

Eis volgens NEN-EN 9997-1:2012 par. 2.4.7 / 2.4.8: $E_d \leq C_d$.

Slappe constructie dus vergelijking per paal.

$F_{c;d} = 158,000$ [kN]

$R_{c;d} = 737,051$ [kN]

Er wordt voldaan aan de eis van grenstoestand STR.

NB: Negatieve kleeft maakt GEEN deel uit van de toetsing van Grenstoestand STR. De eventuele invloed van negatieve kleeft wordt verwerkt in de toetsing van de grenstoelstanden GEO en de Bruikbaarheidsgrenstoestand. De intermediate results bevatten het overzicht van de berekende waarden voor negatieve kleeft.

In dit project speelt negatieve kleeft geen rol.

3.5 Toetsing Grenstoestand GEO

Zakkingseis volgens NEN-EN 9997-1:2012 paragraaf 2.4.9; NEN-EN 9997-1: $S_d \leq S_{req}$.

$S_d = 0,003$ [m]

$S_{req} = 0,150$ [m]

Er wordt voldaan aan de zakkingseis van grenstoestand GEO.

Bij 1 paal is er geen sprake van rotatie zoals bedoeld in NEN-EN.

3.6 Verificatie Bruikbaarheidsgrenstoestand

Zakkingseis volgens NEN-EN 9997-1:2012 paragraaf 2.4.9; NEN-EN 9997-1: $S_d \leq S_{req}$.

Voor woningen en woongebouwen geldt : $S_{req} = 0.05$ m. Voor overige typen bovenbouw geldt deze eis eveneens tenzij er een nadere zakkingseis is gedefinieerd.

$S_d = 0,002$ [m]

$S_{req} = 0,150$ [m]

Er wordt voldaan aan de zakkingseis van de Bruikbaarheidsgrenstoestand.

Bij 1 paal is er geen sprake van rotatie zoals bedoeld in NEN-EN.

3.7 Aanvullende Informatie

Rekenwaarden van de optredende maximale schachtspanningen (berekend op het scheidingsvlak tussen positieve en negatieve kleeftzone)

Bij Grenstoestand STR, GEO : $\sigma = 2,23$ [N/mm²]

Bij de Gebruiksgrenstoestand : $\sigma = 1,56$ [N/mm²]

De maximale zakking werd gevonden bij :

Grenstoestand GEO

Sondering 2

Paalnaam: 1

Componenten van deze maximale zakking zijn :

$s_{neg} = 0,000$ [m]

$s_b = 0,002$ [m]

$s_{el;d} = 0,001$ [m]

$s_2 = 0,000$ [m]

Bruikbaarheidsgrenstoestand

Sondering 1
 Paalnaam: 1

Componenten van deze maximale zakking zijn :

sneg = 0,000 [m]
 sb = 0,001 [m]
 sel;d = 0,001 [m]
 s2 = 0,000 [m]

sneg is hierbij de zakking ten gevolge van de negatieve kleef indien de verwachte maaiveldzakking (mvz) is gelegen tussen de volgende grenzen : $0.02 < mvz \leq 0.10$ meter.

Bij maaiveldzakkingen buiten deze grenzen is sneg 0.

3.7.1 De draagkracht schacht + punt bij Grenstoestand GEO

naam sondering	Draagkracht Schacht [kN] Rs;d	Draagkracht Punt [kN] Rb;d	Draagkracht Totaal [kN]
1	414,783	454,957	869,740
2	462,265	274,786	737,051

3.7.2 De draagkracht schacht + punt bij de Bruikbaarheidsgrenstoestand

naam sondering	Draagkracht Schacht [kN] Rs;d	Draagkracht Punt [kN] Rb;d	Draagkracht Totaal [kN]
1	497,739	545,948	1043,687
2	554,718	329,743	884,461

Einde Rapport

Bijlage 9

Invloed paalpunt op damwand

Report for D-Sheet Piling 15.1

Design of Diaphragm and Sheet Pile Walls
Developed by Deltares

Date of report: 10/16/2015
Time of report: 9:53:14 AM

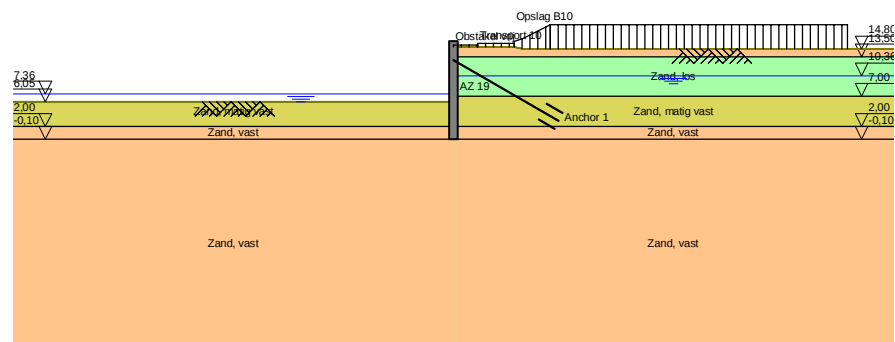
Date of calculation: 10/16/2015
Time of calculation: 9:51:20 AM

Filename: P:\..\SDH\Berekeningen\A1-10-corrosie paalpuntbelasting v2

1 Construction Stage 9: Stage 9

1.1 Outline

Outline - Stage 9: Stage 9

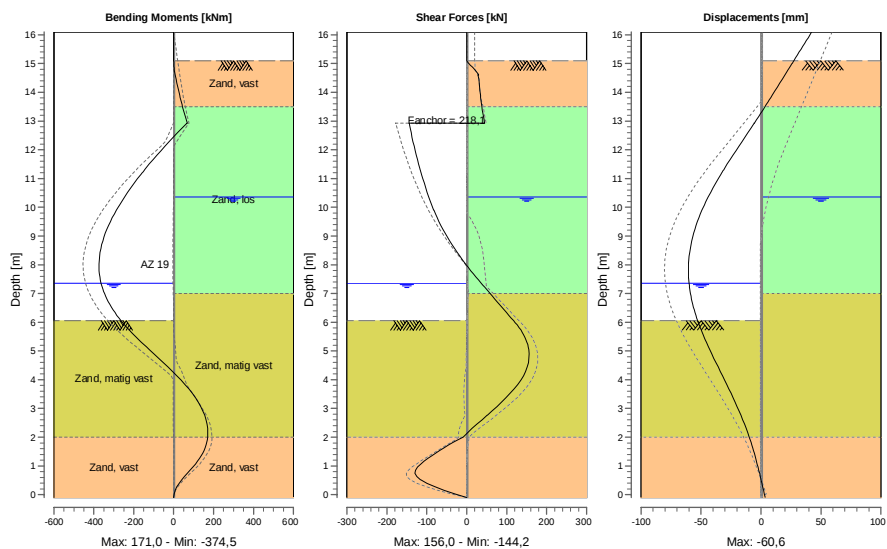


1.2 Calculation Results

Number of iterations: 6

1.2.1 Charts of Moments, Forces and Displacements

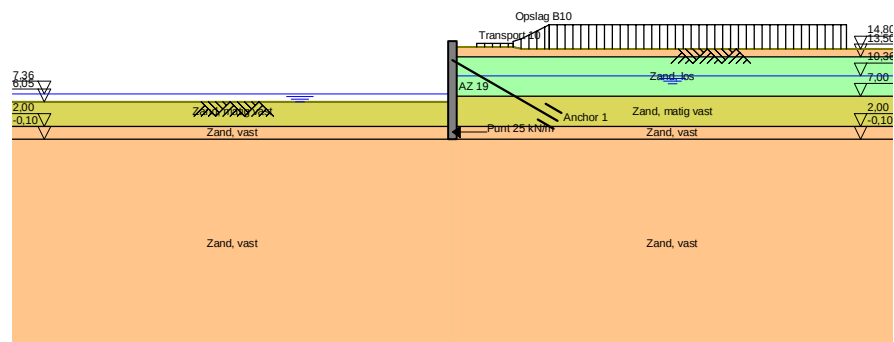
Moments/Forces/Displacements - Stage 9: Stage 9



2 Construction Stage 10: Stage 9 Paal

2.1 Outline

Outline - Stage 10: Stage 9 Paal

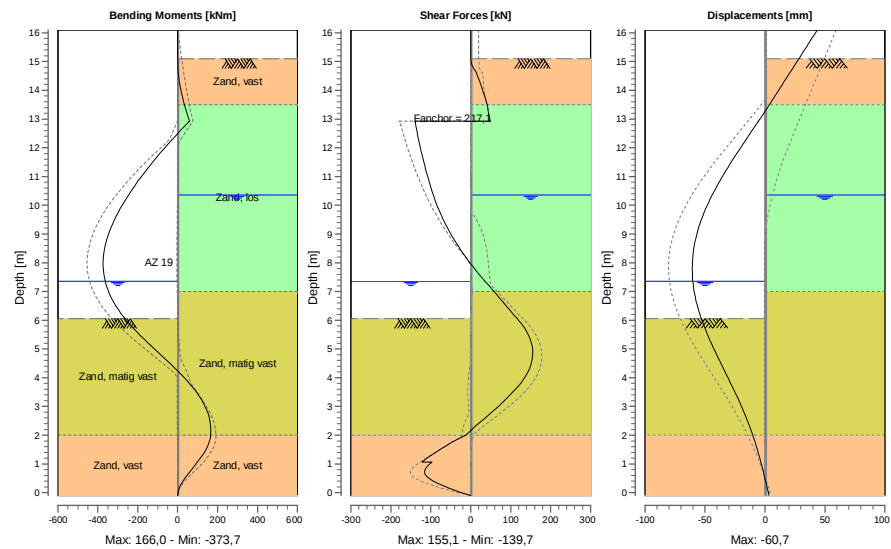


2.2 Calculation Results

Number of iterations: 5

2.2.1 Charts of Moments, Forces and Displacements

Moments/Forces/Displacements - Stage 10: Stage 9 Paal



End of Report

Bijlage 10

Paalkopwapening

@ Grontmij	Project:	Wanssum - SDH	Projectnr:	334295
	Onderdeel:	Paalkopwapening	Datum:	16-10-2015
			Blad:	1 van 1

Paalkopwapening

Paalbelastingen

Eigen gewicht plaat	F_{rep}	=	43,88 kN	
Variabele belasting	F_{rep}	=	40 kN	(160kN / 4palen)
Kopmoment Scia	$M_{x,rep}$	=	1,0 kNm	
	$M_{y,rep}$	=	1,0 kNm	
Kopmoment totaal	M_{rep}	=	1,4 kNm	
Veiligheidsfactor	γ	=	0,9	gunstig
	γ	=	1,5	ongunstig

Paalkopwapening

Uitgaande van minimale normaalkracht is de volgende wapening nodig:

Betonkwaliteit	C30/37	f_{cd}	=	20 N/mm
Afmeting paal		D	=	300 mm
Betonoppervlak		A_c	=	70686 mm ²

Tabel 10.4.b

Normaalkracht minimaal		=	75,49 kN
Kopmoment totaal	M_d	=	2,1 kNm

$N / (f_{cd} * A_c)$	=	0,053
$M_d / (f_{cd} * d * A_c)$	=	0,005

	$\rho * f_{yd} / f_{ct}$	=	0
	ρ	=	0,000
Benodigde staaloppervlak	A_{st}	=	0 mm ²

BGT Uitgaande van een maximale staalspanning in de BGT van 200 N/mm².

Kopmoment	M_{rep}	=	1,4 kNm
Normaalkracht	N_{rep}	=	83,9 kN

$N / (f_{cd} * A_c)$	=	0,059
$M_{rep} / (f_{cd} * d * A_c)$	=	0,003

	$\rho * f_{yd} / f_{ct}$	=	0
	ρ	=	0,000
Benodigde staaloppervlak	A_{st}	=	0 mm ²

Praktische wapening toepassen.

Bijlage 11

D-Foundation fundering op staal

Report for D-Foundations 14.1

Design and Verification according to Eurocode 7 of Bearing/Tension Piles and Shallow Foundations
Developed by Deltares

Company: Grontmij Nederland B.V.

Date of report: 9-10-2015

Time of report: 11:04:52

Date of calculation: 8-10-2015

Time of calculation: 11:25:45

Filename: P:\..\Ontwerp\Werkmap Jochim\SDH\Berekeningen\Fundering op staal

Project identification: Wanssum
SDH - fundatie op staal
D-Foundations Fundering op staal

1 Table of Contents

1 Table of Contents	2
2 Input Data	3
2.1 General Input Data	3
2.2 General Report Data	3
2.3 Application Area Model Shallow Foundations	3
2.4 Superstructure	3
2.5 General CPT Data	3
2.5.1 View of CPT's in Foundation Plan	3
2.6 Soil Data	4
2.6.1 Soil Profile 1	4
2.6.2 Soil Profile 2	5
2.7 Foundation Data	6
2.8 Foundation Plan	6
2.8.1 View of Foundation Plan	6
2.9 Load Data	6
2.9.1 Vertical Loads	7
2.9.2 Horizontal Loads	7
2.10 Requirements	7
2.11 Overruled Parameters	7
2.12 Calculation Options	7
3 Shallow Foundations (EC7-NL): Results of Verification	8
3.1 Errors and Warnings	8
3.2 Verification of Limit State STR	8
3.2.1 Vertical Bearing Capacity, Undrained Situation	8
3.2.2 Vertical Bearing Capacity, Drained Situation	8
3.2.3 Horizontal Bearing Capacity	8
3.2.4 Stability	8
3.3 Verification of Limit State GEO	8
3.3.1 Verification of Settlement at Limit State GEO	8
3.4 Verification of Serviceability limit state	9
3.4.1 Verification of the Serviceability Limit State	9
3.5 Additional Information	9

2 Input Data

2.1 General Input Data

Model Shallow Foundations (EC7-NL)

2.2 General Report Data

Geotechnical consultant :

Design engineer superstructure :

Principal :

Title 1 : Wanssum

Title 2 : SDH - fundatie op staal

Title 3 : D-Foundations Fundering op staal

Number of project :

Location of project :

2.3 Application Area Model Shallow Foundations

The verifications performed by the model Shallow Foundation of D-FOUNDATIONS concern shallow foundations on which only static or quasi-static loads work. The foundation surface must be practically level and should not exceed an angle of 2.5 degrees with the horizon.

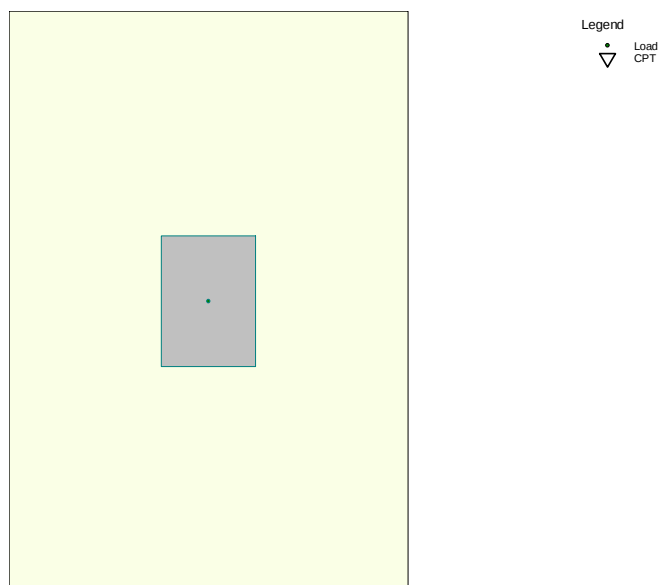
2.4 Superstructure

Rigidity of the superstructure : Non-Rigid

2.5 General CPT Data

Number of CPT's : 2

2.5.1 View of CPT's in Foundation Plan



Number/name CPT	X-coor- dinate [m]	Y-coor- dinate [m]
1: 1	203077,68	394923,15
2: 2	203078,78	394911,65

2.6 Soil Data

Number of soilprofiles: 2

2.6.1 Soil Profile 1

Belonging to CPT

Surface level in [m. reference level] :

Phreatic level in [m. reference level] :

Placement depth of foundation element in [m R.L.] =

Concentration value according to Frohlich [-] =

Number of layers in profile :

1

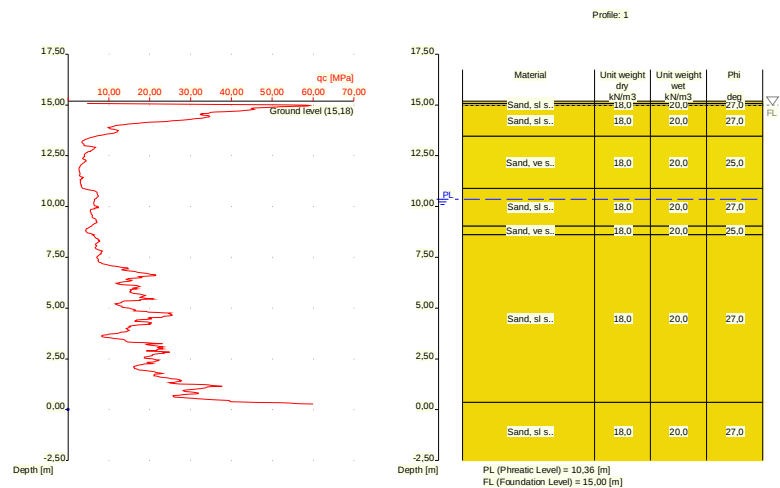
15,18

10,36

15,00

3

8



Number layer	Level top layer [m R.L.]	Gamma [kN/m ³]	Gamma sat [kN/m ³]	Phi [deg]	Cohesion [kPa]	f _{undr} [kPa]	Cc [-]	Ca [-]
1	15,180	18,00	20,00	27,00	0,00	0,00	0,01	0,00
2	15,070	18,00	20,00	27,00	0,00	0,00	0,01	0,00
3	14,970	18,00	20,00	27,00	0,00	0,00	0,01	0,00
4	13,451	18,00	20,00	25,00	0,00	0,00	0,01	0,00
5	10,894	18,00	20,00	27,00	0,00	0,00	0,01	0,00
6	9,037	18,00	20,00	25,00	0,00	0,00	0,01	0,00
7	8,618	18,00	20,00	27,00	0,00	0,00	0,01	0,00
8	0,362	18,00	20,00	27,00	0,00	0,00	0,01	0,00

Number layer	Level top layer [m R.L.]	e ₀ [-]	Material type
1	15,180	0,26	Sand
2	15,070	0,26	Sand

Number layer	Level top layer [m R.L.]	e0 [-]	Material type
3	14,970	0,26	Sand
4	13,451	0,26	Sand
5	10,894	0,26	Sand
6	9,037	0,26	Sand
7	8,618	0,26	Sand
8	0,362	0,26	Sand

2.6.2 Soil Profile 2

Belonging to CPT

Surface level in [m. reference level] :

Phreatic level in [m. reference level] :

Placement depth of foundation element in [m R.L.] =

Concentration value according to Frohlich [-] =

Number of layers in profile :

2

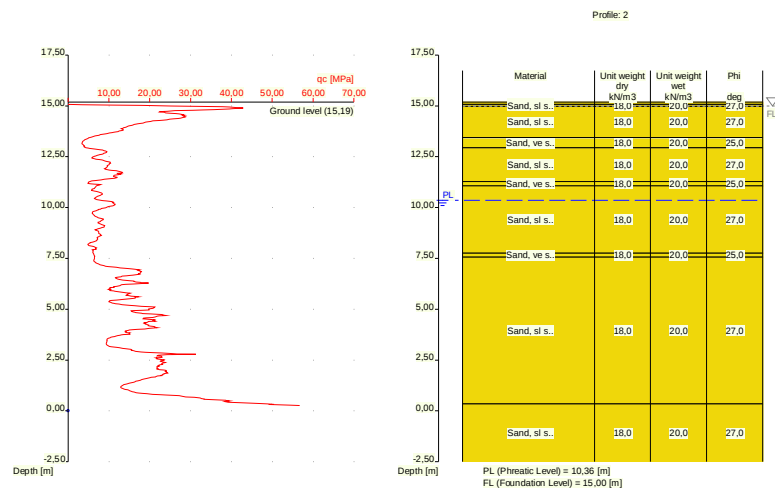
15,19

10,36

15,00

3

10



Number layer	Level top layer [m R.L.]	Gamma [kN/m ³]	Gamma sat [kN/m ³]	Phi [deg]	Cohesion [kPa]	f _{undr} [kPa]	Cc [-]	Ca [-]
1	15,190	18,00	20,00	27,00	0,00	0,00	0,01	0,00
2	15,080	18,00	20,00	27,00	0,00	0,00	0,01	0,00
3	14,980	18,00	20,00	27,00	0,00	0,00	0,01	0,00
4	13,442	18,00	20,00	25,00	0,00	0,00	0,01	0,00
5	12,942	18,00	20,00	27,00	0,00	0,00	0,01	0,00
6	11,285	18,00	20,00	25,00	0,00	0,00	0,01	0,00
7	11,066	18,00	20,00	27,00	0,00	0,00	0,01	0,00
8	7,757	18,00	20,00	25,00	0,00	0,00	0,01	0,00
9	7,557	18,00	20,00	27,00	0,00	0,00	0,01	0,00
10	0,347	18,00	20,00	27,00	0,00	0,00	0,01	0,00

Number layer	Level top layer [m R.L.]	e0 [-]	Material type
1	15,190	0,26	Sand

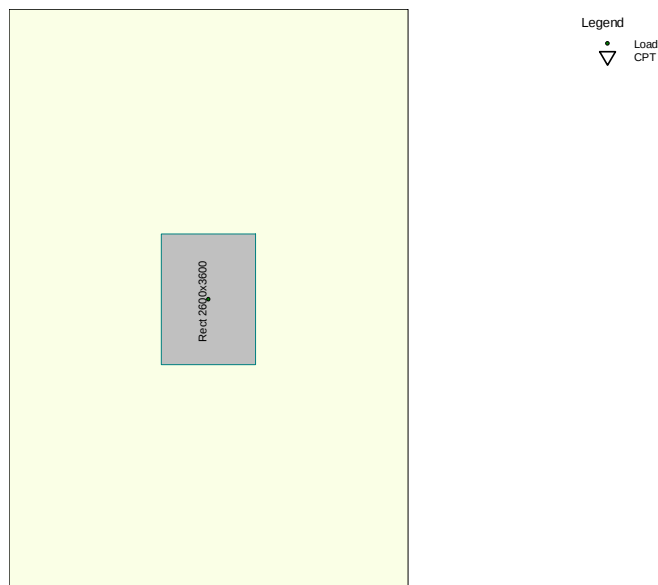
Number layer	Level top layer [m R.L.]	e0 [-]	Material type
2	15,080	0,26	Sand
3	14,980	0,26	Sand
4	13,442	0,26	Sand
5	12,942	0,26	Sand
6	11,285	0,26	Sand
7	11,066	0,26	Sand
8	7,757	0,26	Sand
9	7,557	0,26	Sand
10	0,347	0,26	Sand

2.7 Foundation Data

Element name	Element shape	Width [m]	Length [m]	Diameter [m]	Type
Rect 2600x3600	Rectangular elem.	2,60	3,60	n.a.	Cast in place

2.8 Foundation Plan

2.8.1 View of Foundation Plan



Element number/name	Xm [m]	Ym [m]	angle [deg]	Matching type name	Matching profile name	Matching load name	Nearby slope
1: 1	0,00	0,00	0,00	Rect 2600x3600	1	Load (1)	None

2.9 Load Data

2.9.1 Vertical Loads

Load	LS STR/GEO			SLS		
	eLat. [m]	eLong. [m]	Vd [kN]	eLat. [m]	eLong. [m]	Vd [kN]
Load (1)	0,00	0,00	200,00	0,00	0,00	140,00

2.9.2 Horizontal Loads

Load	LS STR/GEO		SLS		Kappa [deg]
	eH [m]	Hd [kN]	eH [m]	Hd [kN]	
Load (1)	0,00	11,00	0,00	7,00	90,00

2.10 Requirements

Limit state GEO

Maximum allowed settlement in [m] : 0,150

Maximum allowed (relative) rotation : 1 / 100

Serviceability Limit State

Maximum allowed settlement in [m] : 0,150

Maximum allowed (relative) rotation : 1 / 300

2.11 Overruled Parameters

All parameters according to standard.

2.12 Calculation Options

Do not create intermediate results file

Do not use the interaction model.

3 Shallow Foundations (EC7-NL): Results of Verification

3.1 Errors and Warnings

The placement depth of the element 1 does not comply with NEN-EN 9997-1:2012 6.4, NEN-EN 9997-1 (d). This level should be at least 0.6 m below the surface level. Note: for elements placed alongside other buildings, this demand is 0.8 m.

The input does not comply with the demands of the NEN-EN, a calculation however can and will be performed. The results of this calculation are at best indicative.

3.2 Verification of Limit State STR

Required by NEN-EN 9997-1:2012 section 2.4.7 / 2.4.8: $E_d \leq C_d$.

3.2.1 Vertical Bearing Capacity, Undrained Situation

Found elem. name	Calc. case	Vd [kN]	Rd [kN]	Rd (Squeeze) [kN]	Fpull [kN]	Result of verification
1	NONE					

- the highest value of Rd is used in the verification!
 -Fpull ($0.5 \cdot w' \cdot c_{u;d}$) is the tension force in the element per meter which should be handled by the element in case of squeeze (see last paragraph 6.5.2.2 NEN-9097-1 (r), NEN-EN).

3.2.2 Vertical Bearing Capacity, Drained Situation

Found elem. name	Calc. case	Vd [kN]	Rd [kN]	Vd (Punch) [kN]	Rd (Punch) [kN]	Result of verification
1	Case B	200,00	1199,23	0,00	0,00	PASSED

Note: both the situation with and without punch through are checked!

3.2.3 Horizontal Bearing Capacity

Found elem. name	Hd [kN]	Rd undrained [kN]	Rd drained [kN]	Result of verification undrained	Result of verification drained
1	11,00	0,00	55,83	n.a.	PASSED

3.2.4 Stability

Found elem. name	Minimum l' [m]	Minimum w' [m]	Phi`d [deg]	Tip over stability	Total stability
1	3,60	2,60	23,40	PASSED	PASSED

3.3 Verification of Limit State GEO

Required by NEN-EN 9997-1:2012 paragraaf 2.4.9; NEN-EN 9997-1: $S_d \leq S_{req}$. $S_{req} = 0,150$ [m] $S_d = s_1; d + s_2; d$

3.3.1 Verification of Settlement at Limit State GEO

Found elem. name	s1 (20%) [m]	s1;gd (5%) [m]	s2 [m]	Result of verification (20%)	Result of verification (5%)
1	0,006	0,007	0,000	PASSED	PASSED

Note: the verification at 20% is demanded by the NEN, at 5% is recommended by Deltares!

The maximum increase in soil tension found while calculating the settlement, is 100 % of the effective foundation pressure.

With only 1 element rotation as defined in the NEN is not an issue.

3.4 Verification of Serviceability limit state

Required by NEN-EN 9997-1:2012 paragraaf 2.4.9; NEN-EN 9997-1: $S_d \leq S_{req}$.

For houses, the requirement is : $S_{req} = 0.05$ m. For other types of superstructures a different (well considered) requirement can be specified.

$S_{eq} = 0,150$ $S_d = s_1;d + s_2;d$

3.4.1 Verification of the Serviceability Limit State

Found elem. name	s1 (20%) [m]	s1;gd (5%) [m]	s2 [m]	Result of verification (20%)	Result of verification (5%)
1	0,003	0,004	0,000	PASSED	PASSED

Note: the verification at 20% is demanded by the NEN, at 5% is recommended by Deltares!

The maximum increase in soil tension found while calculating the settlement, is 100 % of the effective foundation pressure.

With only 1 element rotation as defined in the NEN is not an issue.

3.5 Additional Information

The maximum settlement at limit state GEO is 0,006 meter and has been found at foundation element 1.

The maximum settlement at the Serviceability Limit State is 0,003 meter and has been found at foundation element 1.

End of Report

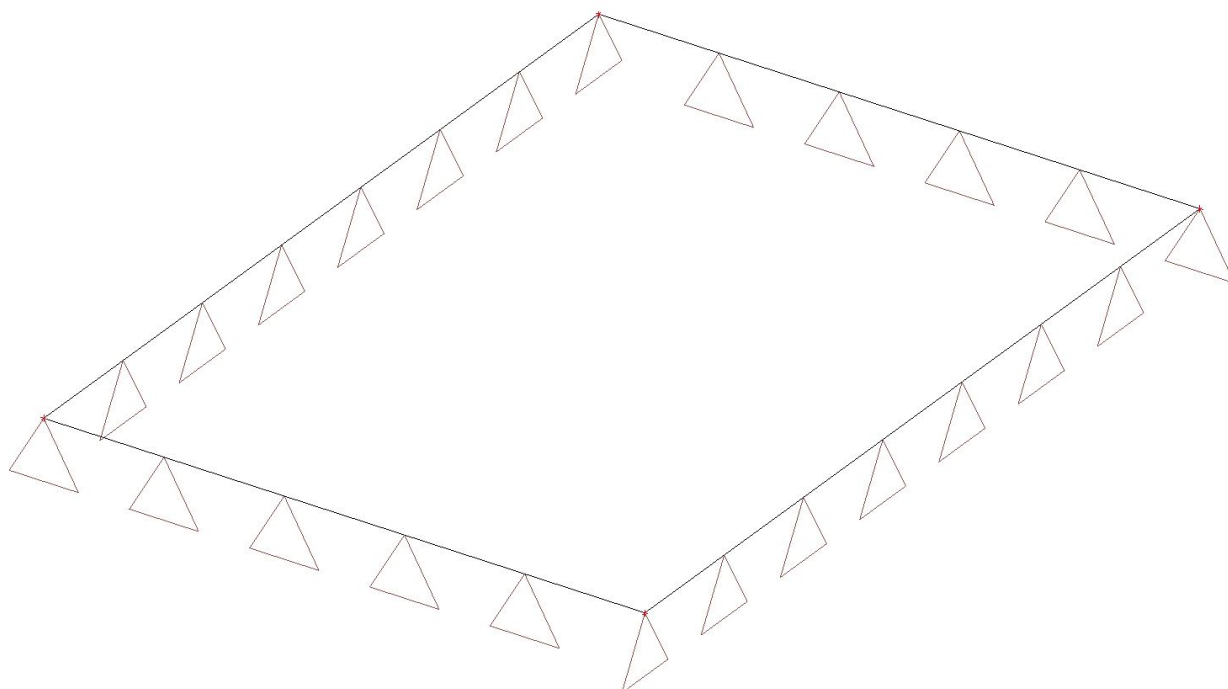
Bijlage 12

Scia resultaten fundering op staal

1. Project

Licentienaam	Grontmij NV
Project	-
Onderdeel	-
Omschrijving	-
Auteur	-
Datum	07. 10. 2015
Constructie	Algemeen XYZ
Aantal knopen :	4
Aantal staven :	0
Aantal platen :	1
Aantal vaste lichamen :	0
Aantal gebruikte doorsneden :	0
Aantal belastingsgevallen :	2
Aantal gebruikte materialen :	1
Gravitatieversnelling [m/s ²]	9,810
Nationale norm	EC - EN

2. Rekenmodel



3. Materialen

Beton EC2

Naam	Type	ρ [kg/m ³]	E_{mod} [MPa]	μ	α [m/mK]	$f_{c,k,28}$ [MPa]
C30/37 E=15000MPa	Beton	2500,0	1,5000e+04	0.2	0,00	30,00

4. Knopen

Naam	Coördinaat X [m]	Coördinaat Y [m]	Coördinaat Z [m]
K1	0,000	0,000	0,000
K2	2,600	0,000	0,000
K3	2,600	3,600	0,000
K4	0,000	3,600	0,000

5. 2D-elementen

Naam	Laag	Type	Rekenmodel	Materiaal	Dikte type	D. [mm]	
E1	Laag1	vloer (90)	Standaard	C30/37 E=15000MPa	constant	300	

6. 2D elementondersteuningen

Naam	Type	Bedding	2D-element
SS1	Individueel	Bedding1	E1

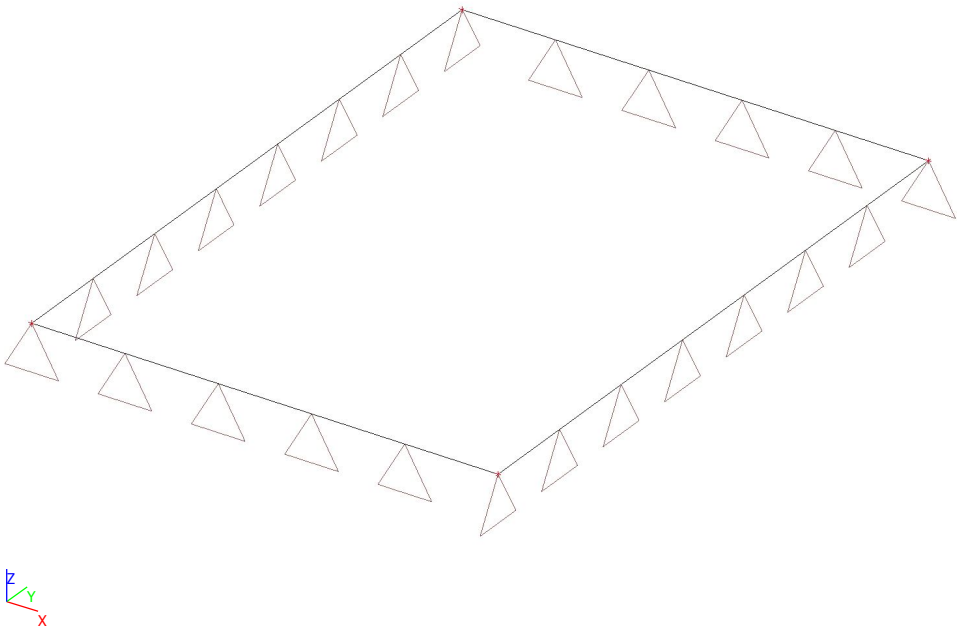
7. Beddingen

Naam	C1x [MN/m³]	C1z	C1y [MN/m³]	Stijfheid [MN/m³]	C2x [MN/m]	C2y [MN/m]
Bedding1	1,0000e-01	Verend	1,0000e-01	1,2000e+01	0,0000e+00	0,0000e+00

8. Belastingsgevallen

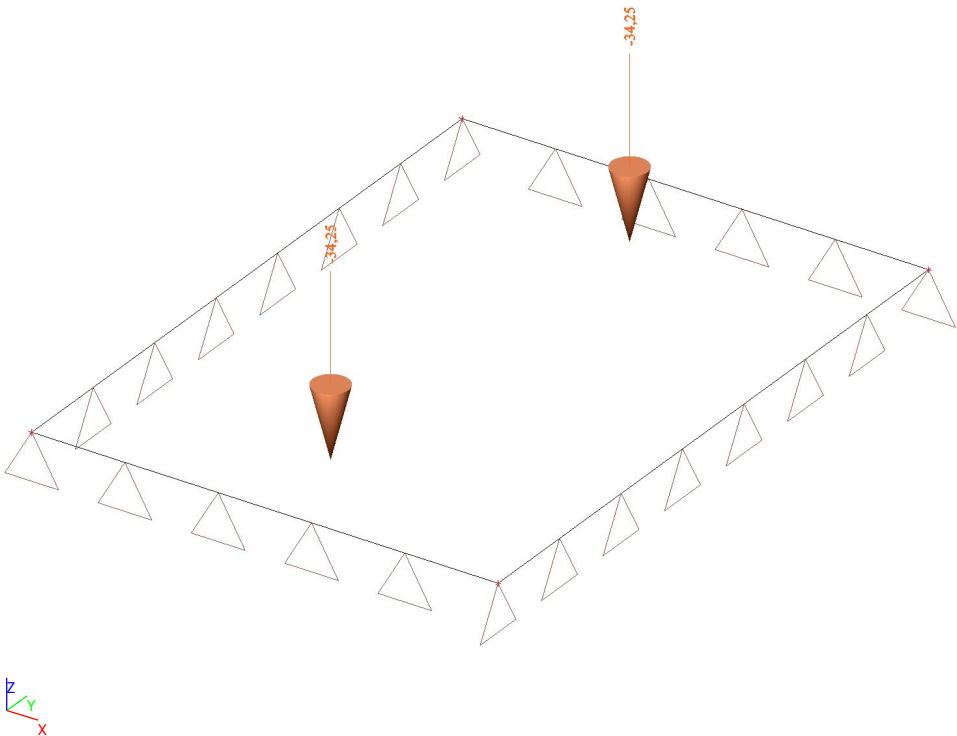
8.1. Belastingsgevallen - BG1

Naam	Omschrijving Spec	Actie type Belastingtype	Lastgroep	Richting
BG1		Permanent Eigen gewicht	LG1	-Z



8.2. Belastingsgevallen - BG2

Naam	Omschrijving Spec	Actie type Belastingtype	Lastgroep
BG2		Permanent Standaard	LG1



9. Vrije puntlast

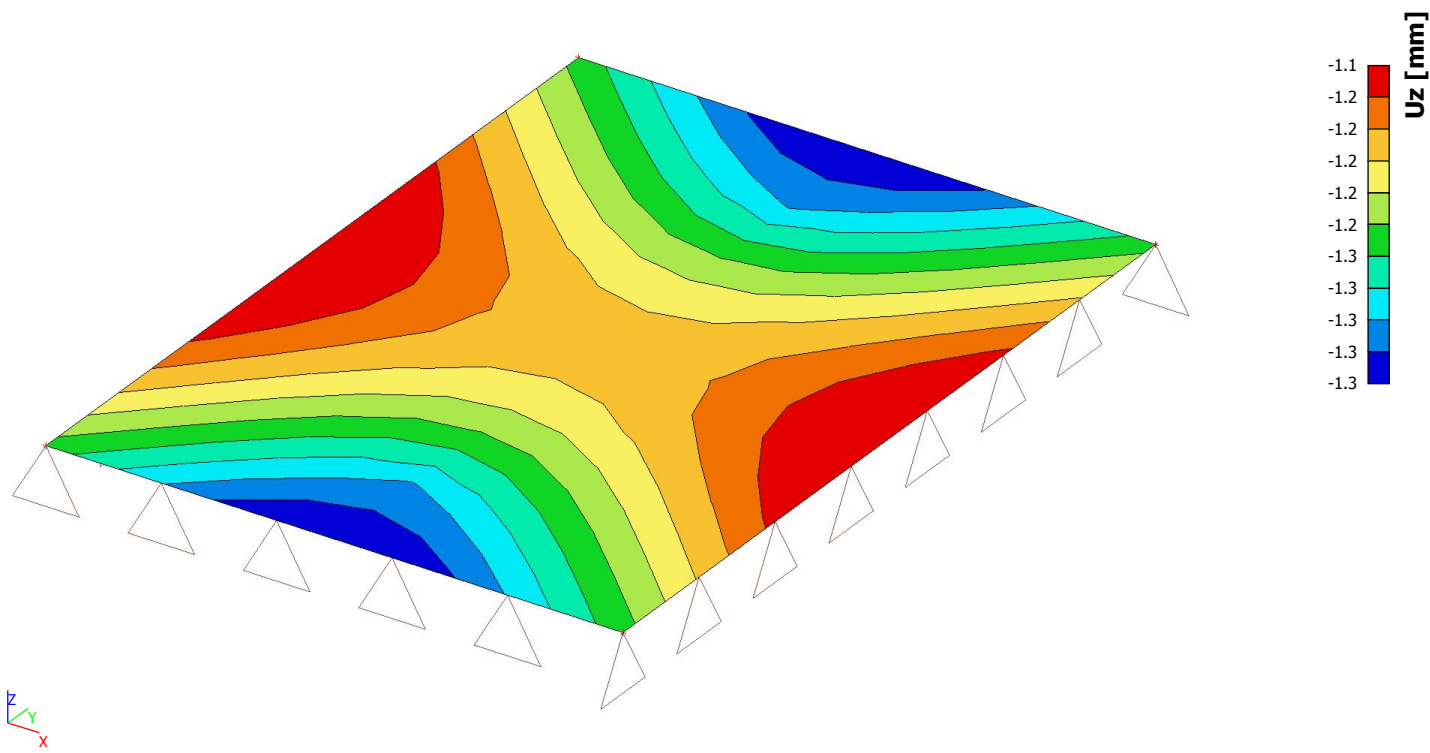
Naam	Belastingsgeval	Systeem	Type	Coördinaat X [m]	Coördinaat Y [m]	Coördinaat Z [m]	Waarde - F [kN]
FF1	BG2	GCS	Kracht	1,300	0,550	0,000	-34,25
FF2	BG2	GCS	Kracht	1,300	3,050	0,000	-34,25

10. Combinaties

Naam	Omschrijving	Type	Belastingsgevallen	Coëff. [-]
Combi1 - BGT		Lineair - BGT	BG1	1,00
			BG2	1,00
Combi1 - UGT		Lineair - UGT	BG1	1,35
			BG2	1,50

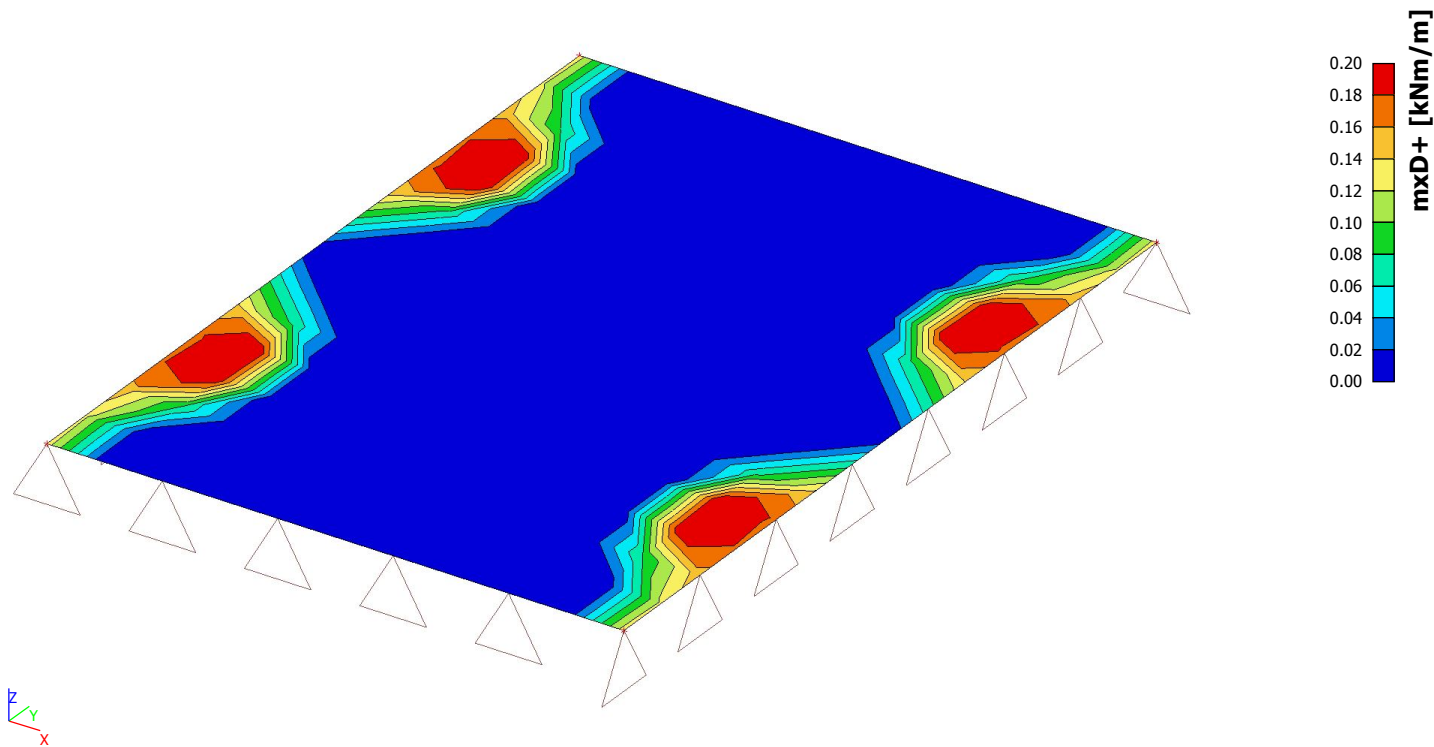
11. Vervorming

11.1. Verplaatsing van knopen; Uz

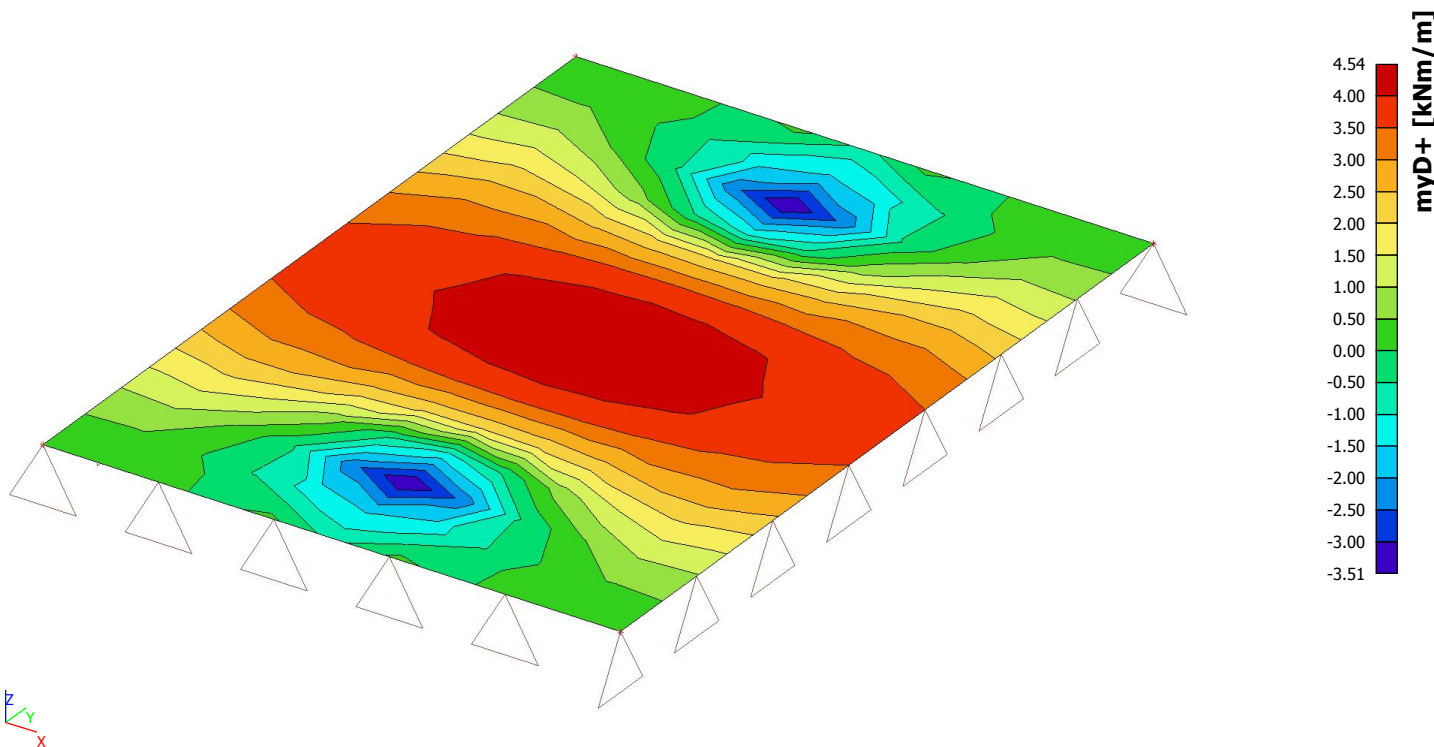


12. Momenten

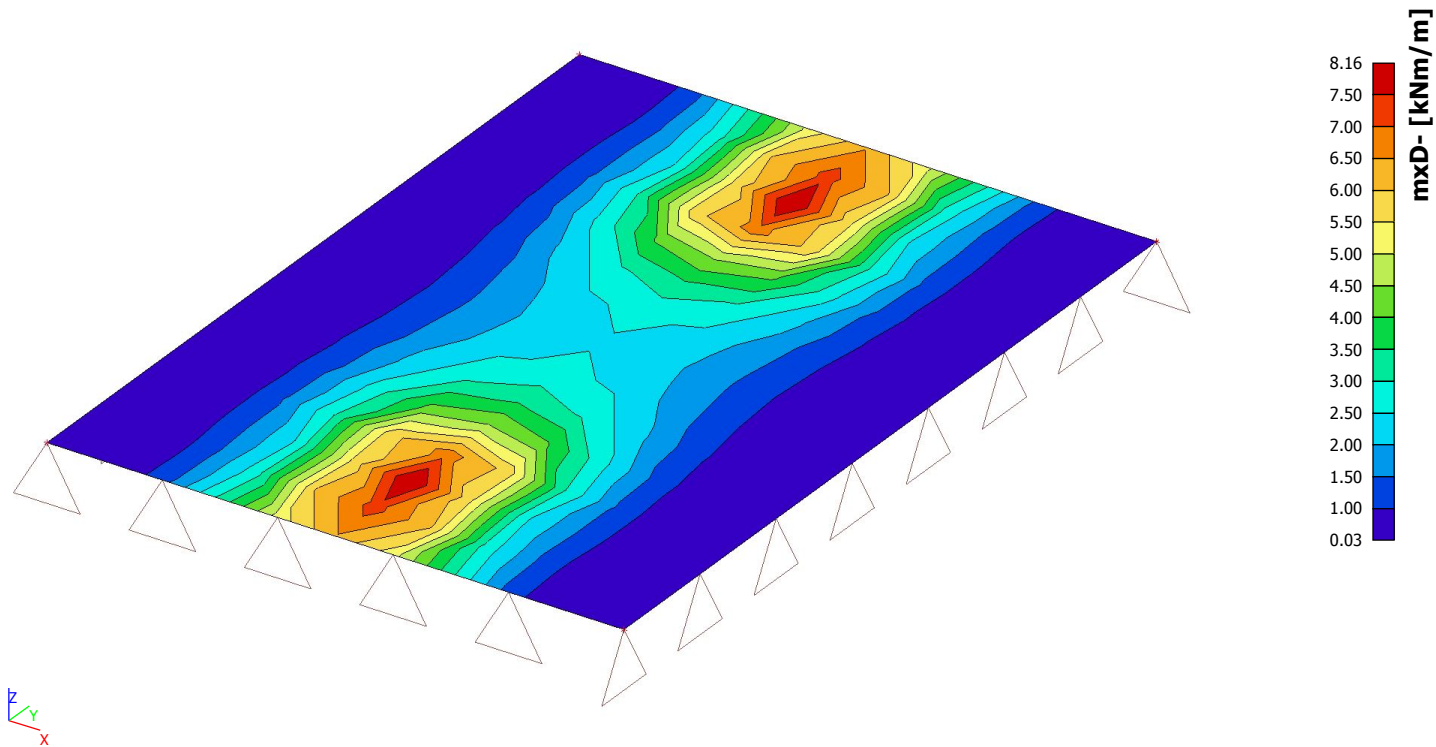
12.1. 2D element - Interne krachten BGT; $mxD+$



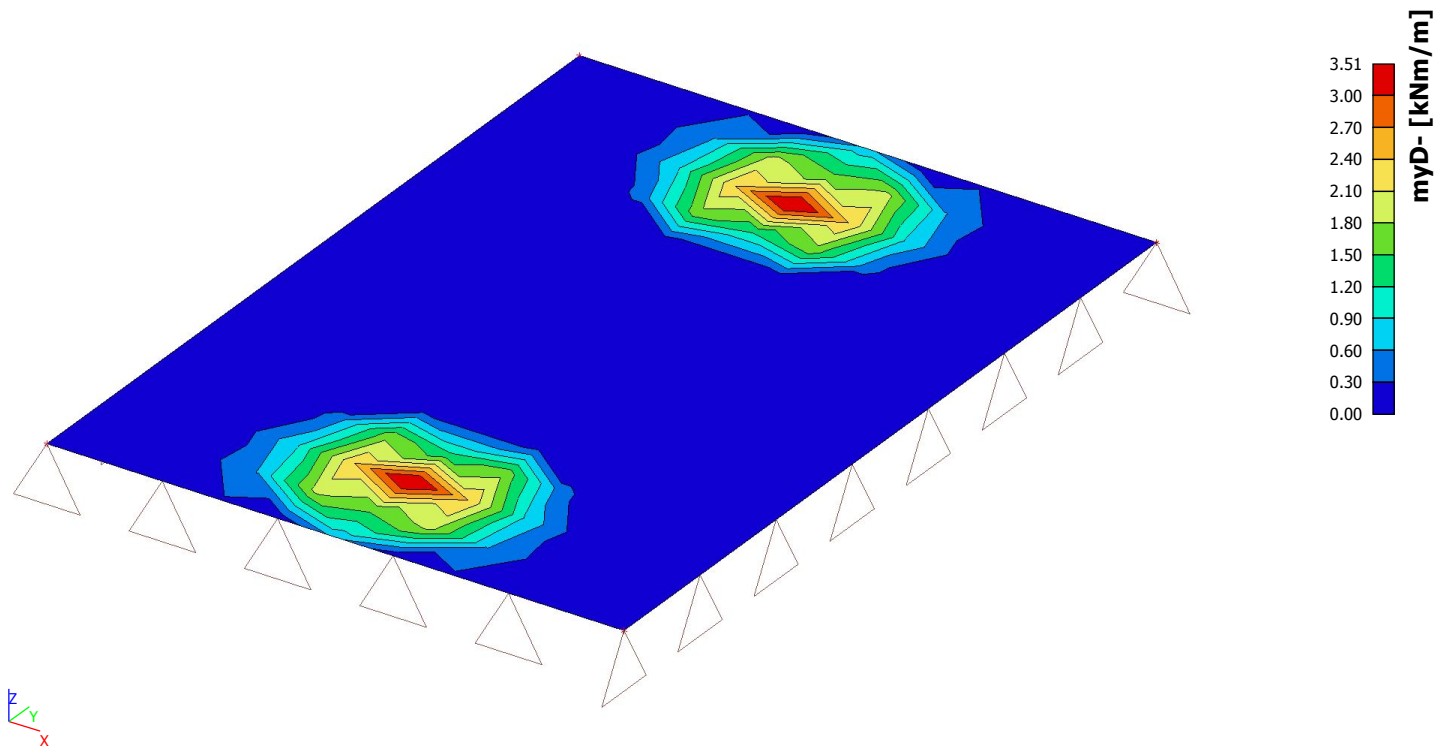
12.2. 2D element - Interne krachten BGT; $myD+$



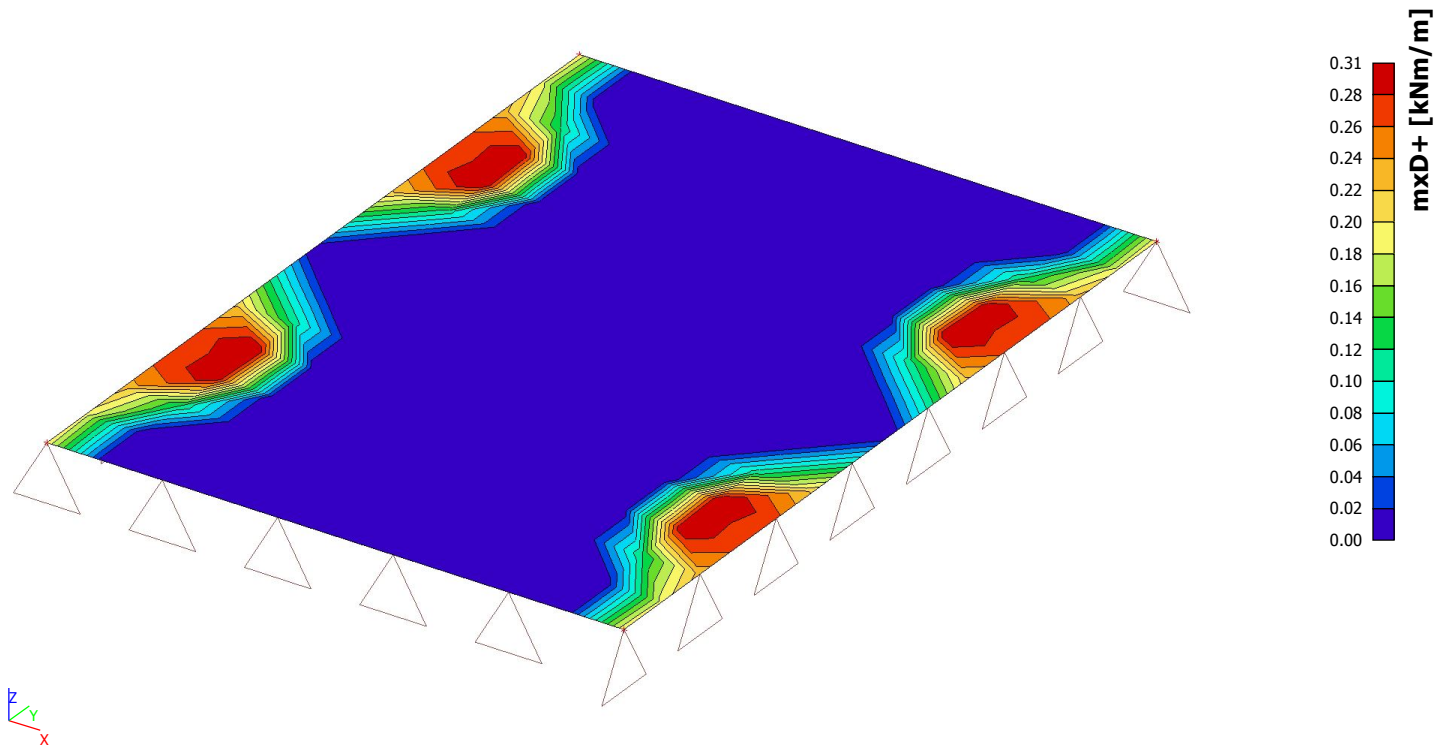
12.3. 2D element - Interne krachten BGT; mxD-



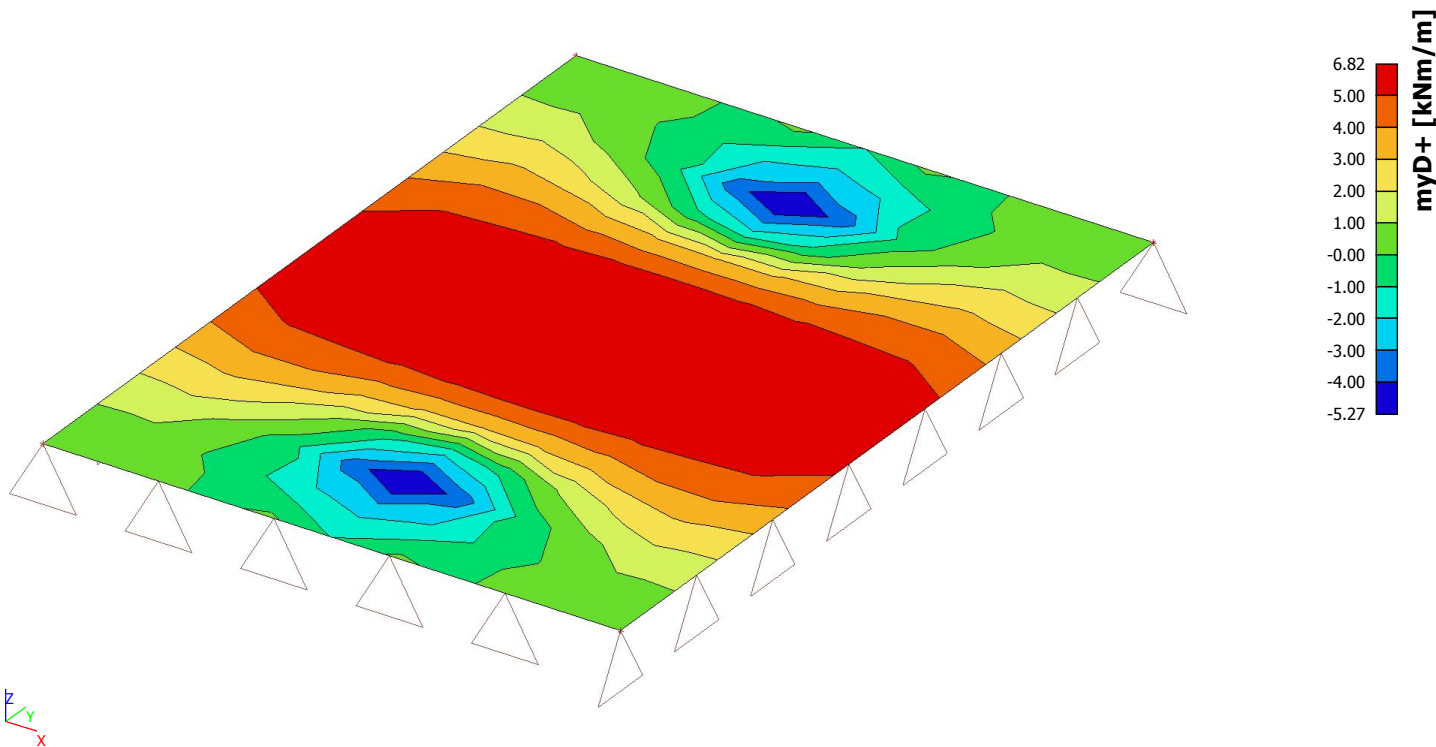
12.4. 2D element - Interne krachten BGT; myD-



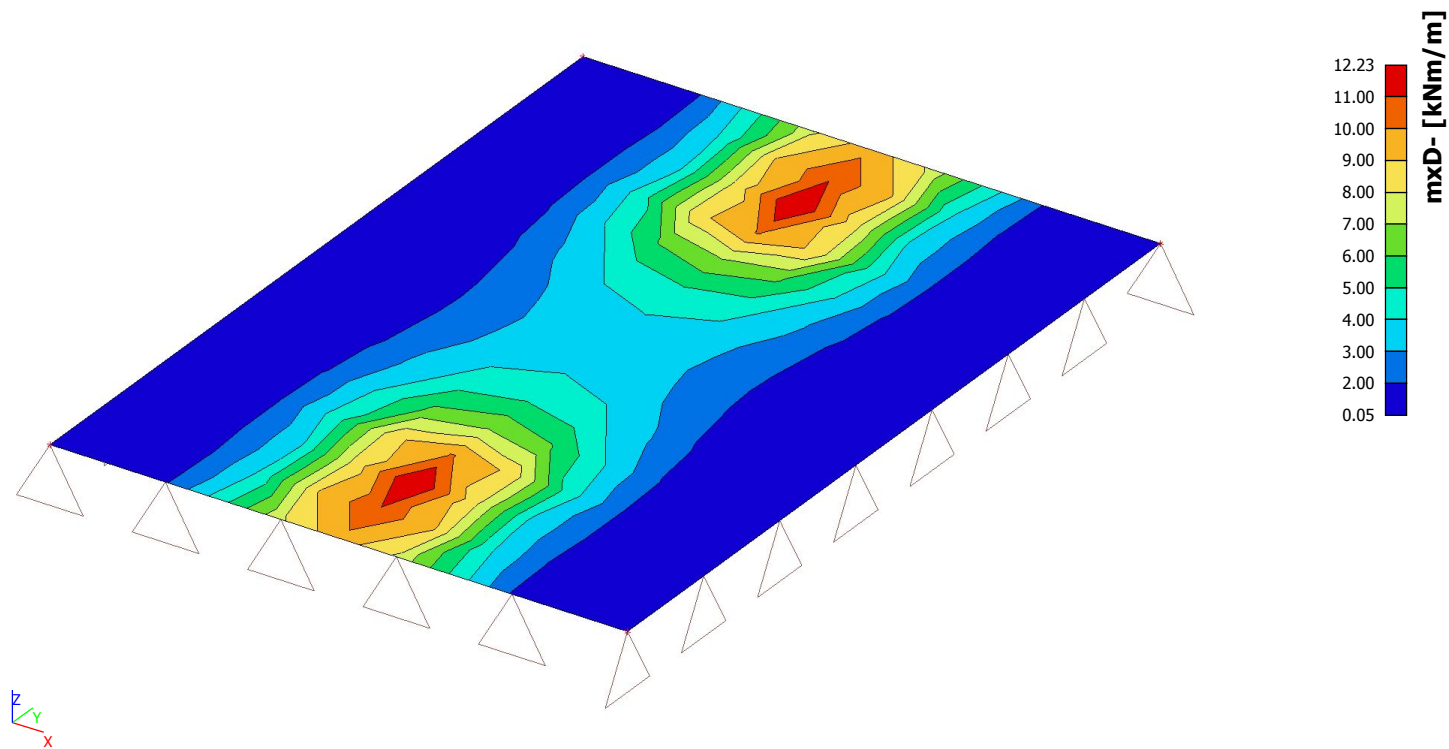
12.5. 2D element - Interne krachten UGT; mxD+



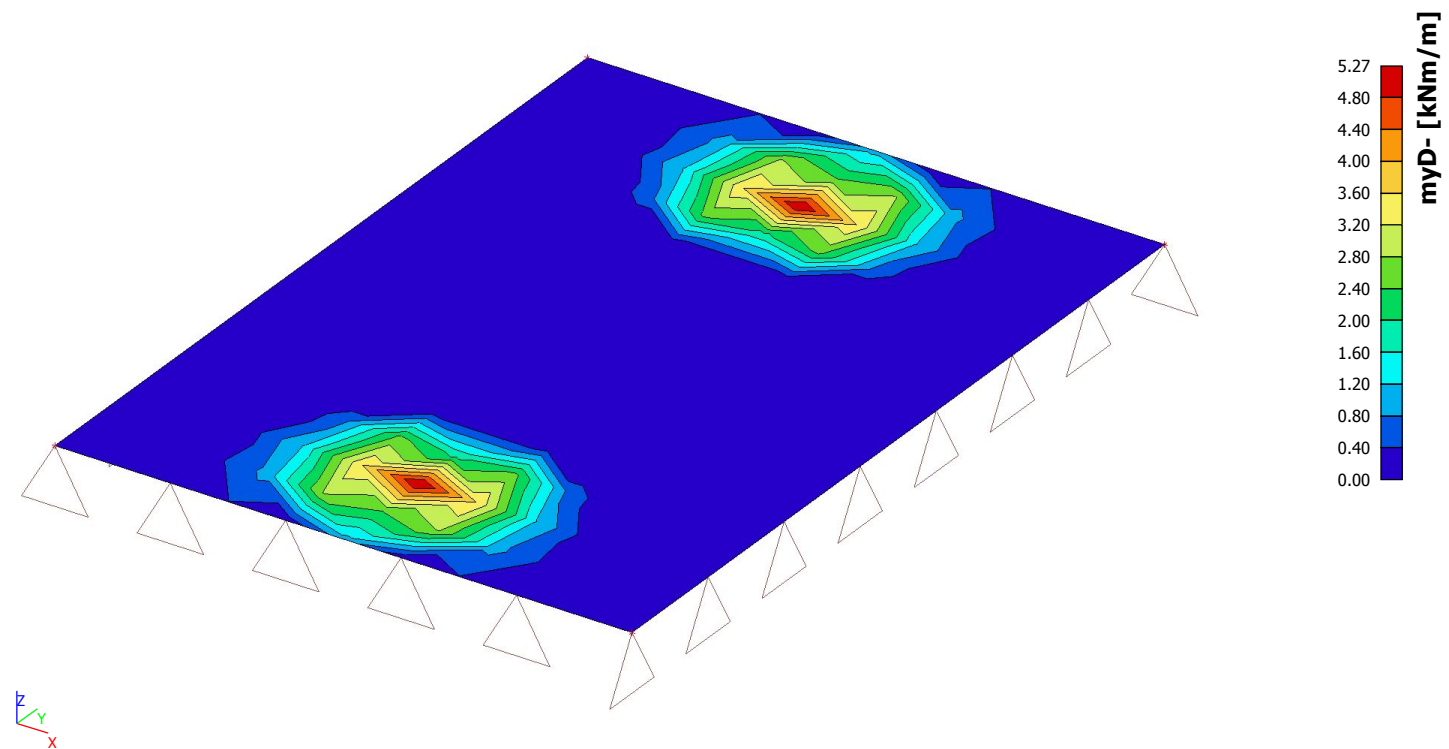
12.6. 2D element - Interne krachten UGT; myD+



12.7. 2D element - Interne krachten UGT; mxD-



12.8. 2D element - Interne krachten UGT; myD-



Bijlage 13

Berekening wapening fundering op staal

Project : Wanssum
 Onderdeel : SDH fundatie op staal
 Datum : kN/m/rad
 Eenheden : 08/10/2015
 Bestand : P:\334295\006 Realisatie\08 Meerwerk\08.01 Ontwerp
 palen en fundatieplaten\Ontwerp\Werkmap Jochim\SDH\
 Berekeningen\Wapening SDH plaat op staal.cnw

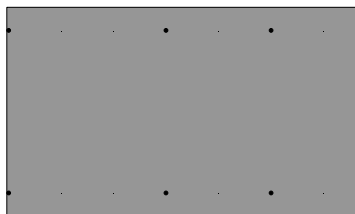
Toegepaste normen volgens Eurocode met Nederlandse NB

Belastingen	NEN-EN 1990:2002	C2:2010	NB:2011(nl)
	NEN-EN 1991-1-1:2002	C1:2009	NB:2011(nl)
Beton	NEN-EN 1992-1-1:2005	C2:2010	NB:2011(nl)

Controle hoofdwapening. (B)

GEOMETRIE

Elementtype : Vloer
 Betonkwaliteit : C30/37
 Soort spanningsrekdiagram : Bi-lineair diagram
 Doorsnede vorm : Rechthoek
 Afmetingen : b=1000 h=600
 Scheurvorming volgens art : 7.3.4
 Referentieperiode : 100 jaar



WAPENING

Staalkwaliteit	: B500B		
Soort spanningsrekdiagram	: Bi-lineair diagram met klimmende tak		
Beugeldiameter	: 12		
Toevallige inklemming	: nee		
Toegepaste wapening	:	Boven 6.67x12	Onder 6.67x12
Breedte stort sleuf	:	50	

Betondekking

Milieu	:	Boven XD3	Onder XC4
Gestort tegen bestaand beton	:	Nee	Nee
Element met plaatgeometrie	:	Ja	Ja
Specifieke kwaliteitsbeheersing	:	Nee	Nee
Oeffen beton oppervlak	:	Nee	Nee
Ondergrond	:	Glad / N.v.t.	Glad / N.v.t.
Constructieklasse	:	S5	S5
Grootste korrel	:	31.5	

TS/Construct

Rel: 5.27b 9 okt 2015

Project : Wanssum
 Onderdeel : SDH fundatie op staal
 Datum : kN/m/rad
 Eenheden : 08/10/2015

Betondekking Boven Onder

Hoofdwapening	:			2de laag			2de laag
Nominale dekking	:			50			40
Toegepaste dekking	:			62			62
Gelijkwaardige diameter	:			12			12
$C_{min,b}$ $C_{min,dur}$ ΔC_{dur}	:	12	45	0	12	35	0
C_{min} ΔC_{dev} C_{nom}	:	45	5	50	35	5	40
Beugel / Verdeelwapening	:			1ste laag			1ste laag
Nominale dekking	:			50			40
Toegepaste dekking	:			50			50
Gelijkwaardige diameter	:			12			12
$C_{min,b}$ $C_{min,dur}$ ΔC_{dur}	:	12	45	0	12	35	0
C_{min} ΔC_{dev} C_{nom}	:	45	5	50	35	5	40

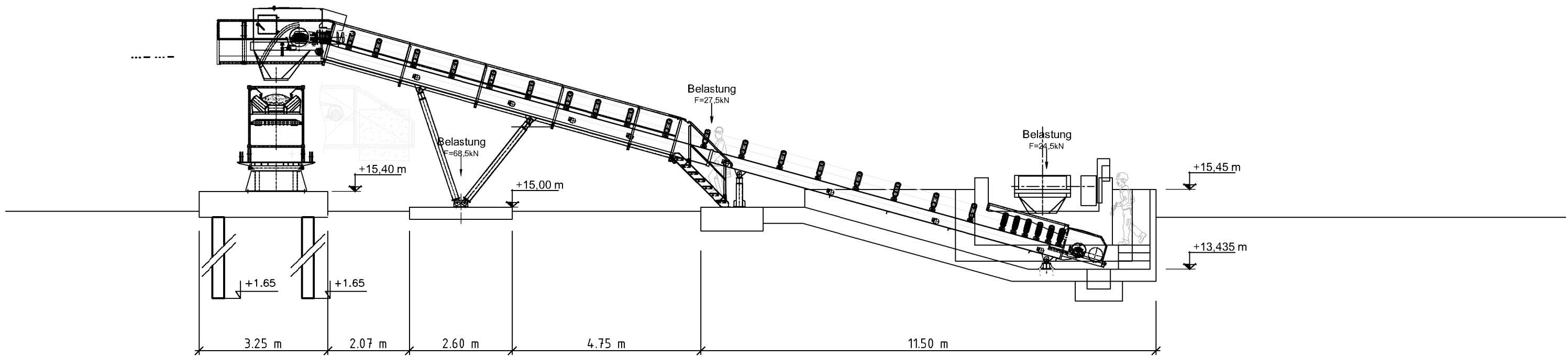
BELASTING**RESULTATEN**

Nr					Sterkte		Scheurvorming		Opm.
	NEd	MEd	Nrep	Mrep	Mu	Mu	Mu;rep	Mu;rep	
	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	
1	0.0	15.0	0.0	10.0	194.9	-194.9	40.4	-75.5	
2	0.0	-15.0	0.0	-10.0	194.9	-194.9	40.4	-75.5	

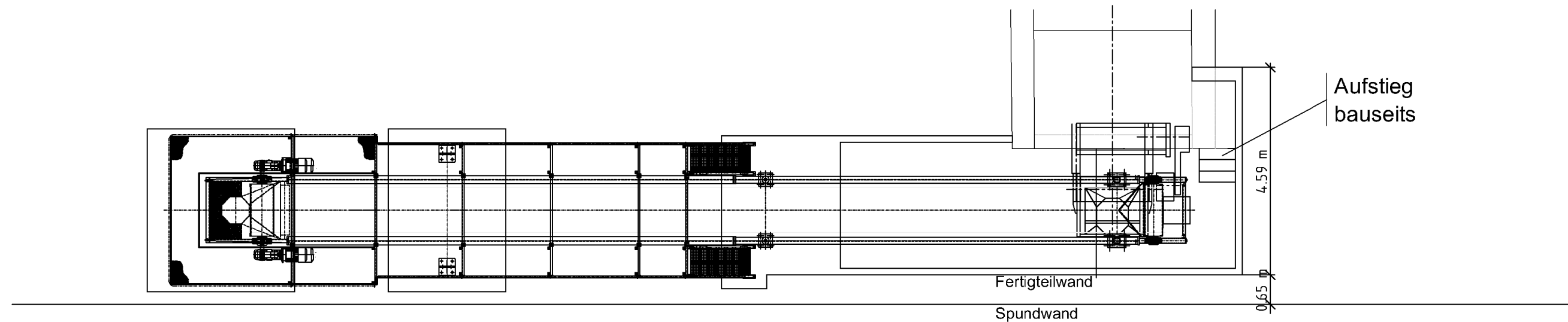
Bijlage 14

Ontwerptekening

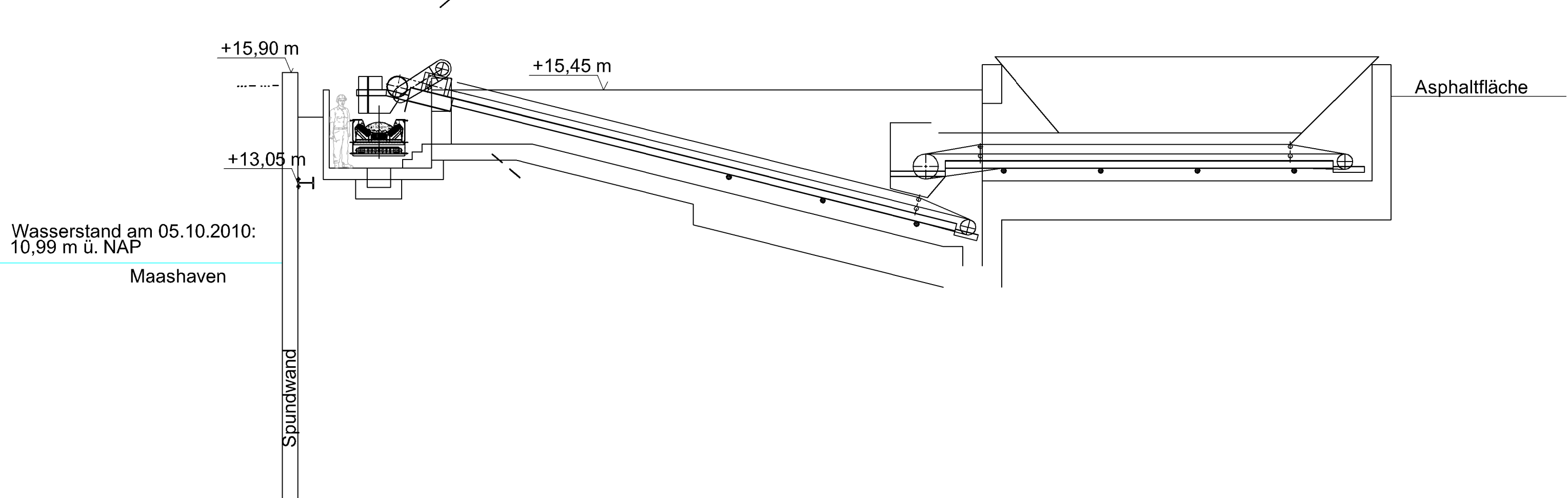
DWARSPROFIEL D2
schaal 1:100



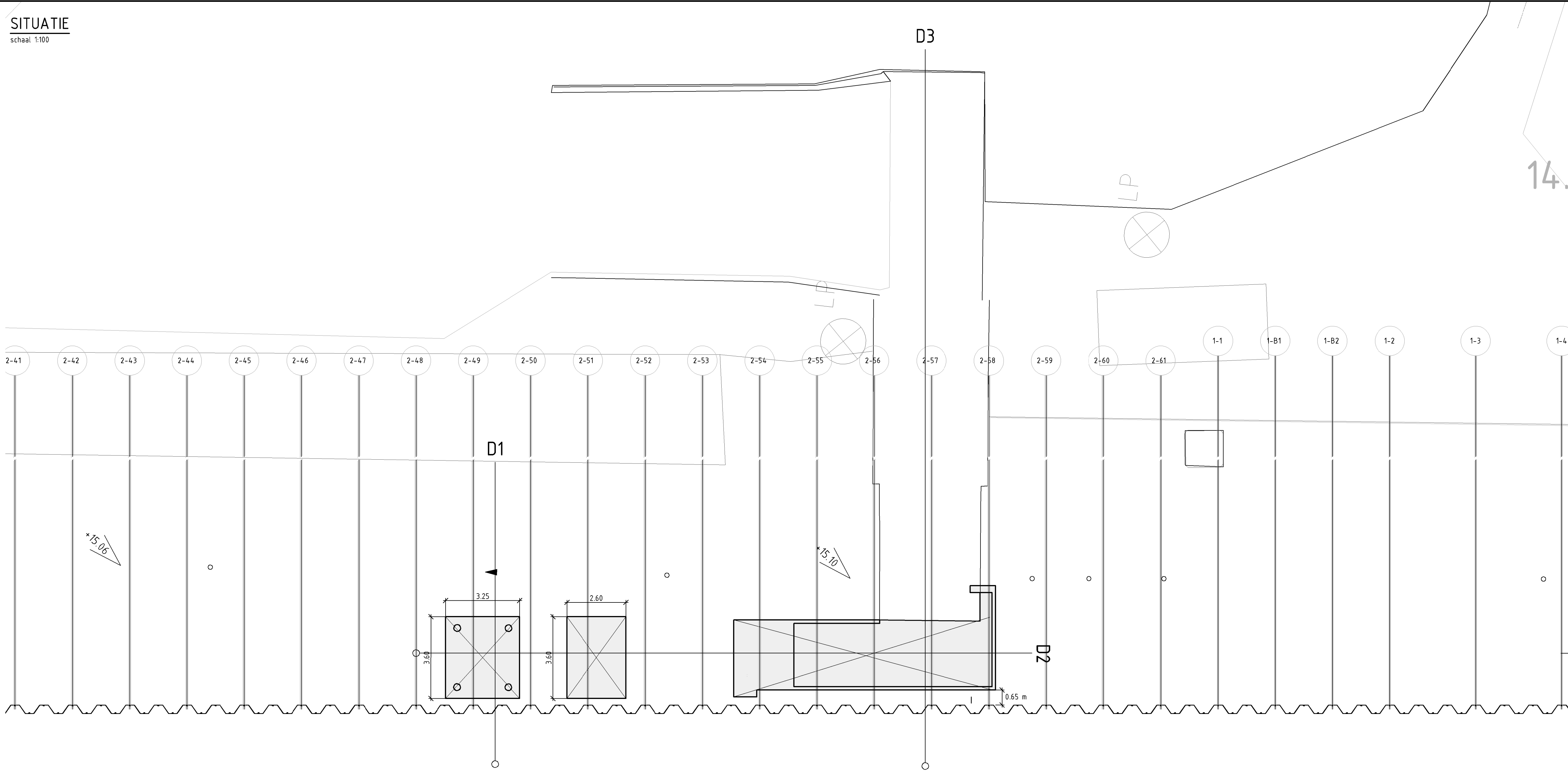
BOVENAANZICHT
schaal 1:100



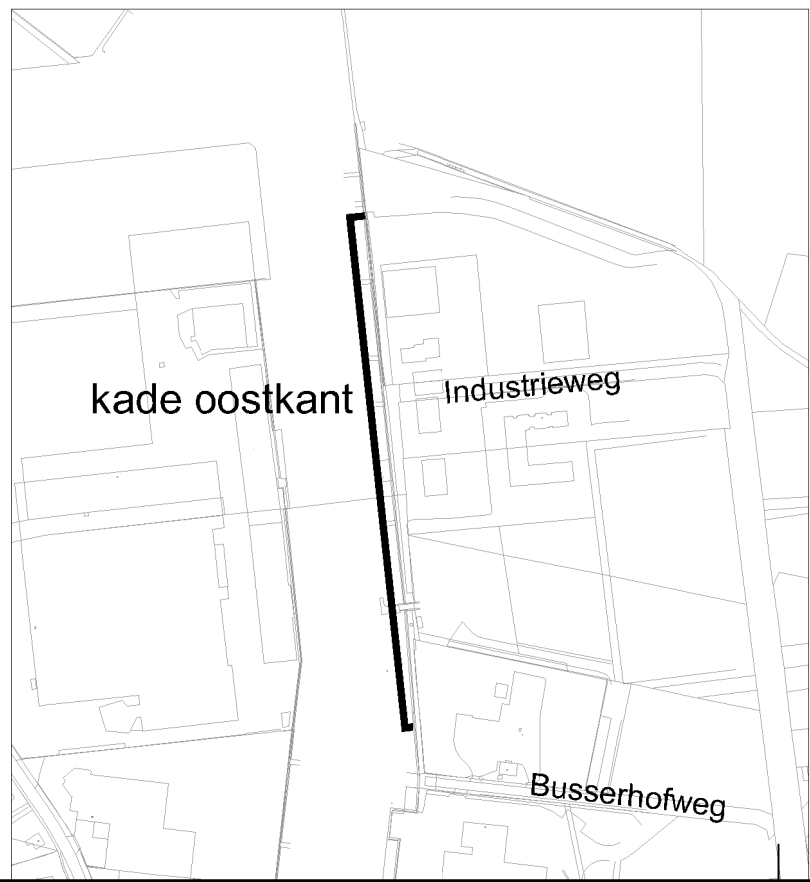
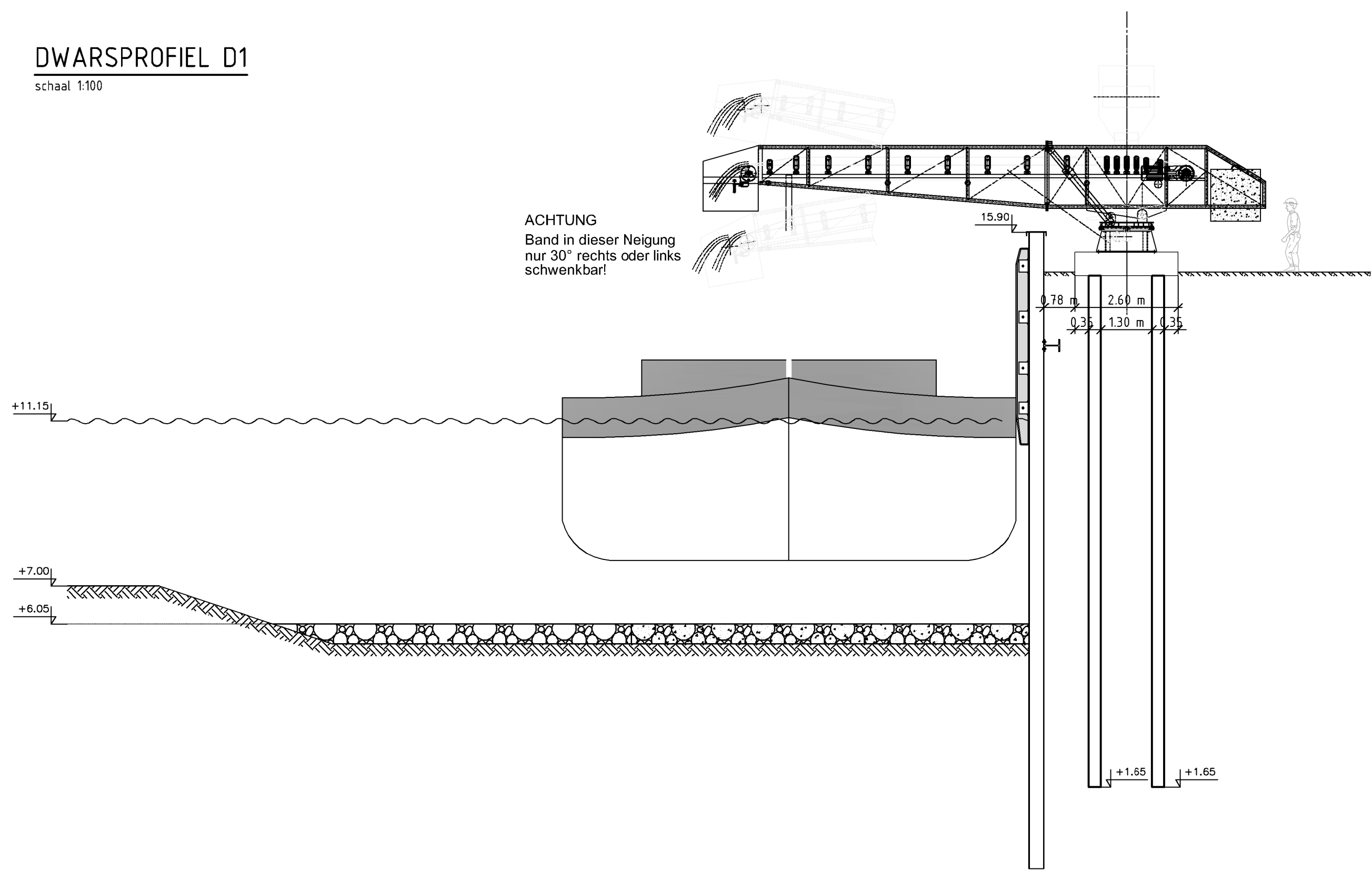
DWARSPROFIEL D3
schaal 1:100



SITUATIE
schaal 1:100



DWARSPROFIEL D1
schaal 1:100



ALLE MATEN IN HET WERK TE CONTROLLEREN
MATEN IN METERS
DIAMETERS IN MILLIMETERS
HOOGTEMATEN IN METERS T.O.V. N.A.P.

Gemeente Venray
Revitalisering haven Wanssum, kade oostkant
Overzicht
Situatie en dwarsprofielen Cemex

Tekeningnummer	Rev.	Bestandnummer	Formaat	Schaal	Blad	Aantal
334195-603	1	334295401.dwg	A0A1	1:100	1	1
Kontant	Projectnummer	Bestandsnummer	Datum van uitgave	Get.	Gepl.	Aus.
DE BILT ORANJERIE	334295		21-10-2015	JCM	TVE	FV

Grontmij

www.grontmij.nl

Grontmij Nederland B.V. Alle rechten voorbehouden

Bijlage 15

Berekening damwand (Van Halteren)

Damwandberekening oostkade

Revitalisering haven Wanssum

Geoptimaliseerd ontwerp



VAN
HALTEREN
INFRA BV

Damwandprofessionals met innovatieve daadkracht

Opdrachtgever: College van Burgemeester en Wethouders van de gemeente Venray
Middelen
Postbus 500
5800 AM Venray
06-53547089
De heer E. Weijzen
Erik.Weijzen@venray.nl

Contractnummer: 2014-04

Ingediend door: Van Halteren Infra B.V.
Postbus 141
3750 GC Bunschoten
06-53436133
Ing J.V. Dragt
vincentdragt@halteren.com

Documentinformatie	
Datum	12 september 2014
Projectnummer	V14015
Documentnaam	V14015 Damwandberekening haven Wansum, oostkade v4.0
Versie	4.0
Status	Definitief

Rol	Naam	Functie	Datum	Paraaf
Auteur	Ing. J.V. Dragt	Constructeur	12 september 2014	
Verificatie	Ing. H.W. Bolijn	Ontwerpleider	12 september 2014	
Autorisatie	ing. J.W. van Scherpenzeel	Projectleider	12 september 2014	

Inhoudsopgave

1	Algemeen	5
1.1	Inleiding	5
1.2	Normen en richtlijnen	5
1.3	Gebruikte software	5
1.4	Gegevens	6
1.5	Gebruikte materiaalgrootheden	6
2	Uitgangspunten	7
2.1	Stap 1 – Geometrie	7
2.1.1	Waterstanden haven	8
2.1.2	Grondwaterstand	8
2.1.3	Waterbodemniveau	8
2.1.4	Maaiveldniveau	8
2.1.5	Principe doorsnede constructie	9
2.2	Bouwfaserings	9
2.3	Belastingen	10
2.3.1	Bovenbelasting	10
2.3.2	Bolderkrachten	11
2.4	Veiligheidsklasse en ontwerplevensduur	11
2.4.1	Verankering	12
2.4.2	Vervormingen	12
2.5	Stap 2 - representatieve waarde van parameters	13
2.5.1	Grondparameters	13
2.5.2	Parameters kerende constructie	14
2.6	Stap 3 - Rekenwaarde van parameters	14
2.6.1	Algemeen	14
2.6.2	Damwand	16
2.6.3	Verankering	17
3	Berekening	18
3.1	Stap 4 - Berekeningsschema	18
3.2	Stap 5 - Berekening minimale inbeddingsdiepte	18
3.3	Stap 6 - Dimensioneringsberekeningen	19
3.4	Stap 7 - Controle op het moment	19
3.5	Stap 8 - Controle op dwarskracht en normaalkracht	20
3.5.1	Stap 8.1 - Controle op dwarskracht conform NEN-EN 1993-5:2007 + NB	20
3.5.2	Stap 8.1 - Controle op normaalkracht en knik	21
3.6	Stap 9 - Controle op ankerkrachten	22
3.7	Stap 10 - Controle op vervormingen	22
3.8	Stap 11 - Controle overige mechanismen	23
3.8.1	Stap 11.1 - Afschuiving langs een recht glijvlak bij verankerde damwand ('Kranz')	23
3.8.2	Stap 11.2 - Grondbreuk	23
3.8.3	Stap 11.3 - Verlies van totale stabiliteit	24
3.8.4	Stap 11.4 - Piping	24
3.8.5	Stap 11.5 - Overschrijding verticale draagkracht	24
3.9	Stap 12 - Uitvoeringsaspecten	26
4	Resultaten	26

Bijlage 1. – Uitdraai D-Sheet.....	27
Bijlage 2. – Sonderingen.....	28
Bijlage 3. – Beschouwing draagkracht	31
a. – Beschouwing draagkracht Lamkelma DKM 1; doorsnede 1.....	31
b. . Beschouwing draagkracht MOS 66 doorsnede 2 & 3	32
c. . Beschouwing draagkracht MOS 67 doorsnede 3.....	33
Bijlage 4. – Beschouwing Kranz stabiliteit.	34
a. Verificatie ankerkracht doorsnede 1.	34
b. Verificatie ankerkracht doorsnede 2.....	36
c. Verificatie ankerkracht doorsnede 3 MOS 66.....	38
d. Verificatie ankerkracht doorsnede 3 MOS 67.	40
e. Verificatie ankerkracht doorsnede 1 met bolder.....	42
f. Verificatie ankerkracht doorsnede 2 met bolder	44
g. Verificatie ankerkracht doorsnede 3 MOS 66 met bolder	46
h. – Verificatie ankerkracht doorsnede 3 MOS 67met bolder	48
Bijlage 5. – Berekeningsrapportage groutinjectieverankering.	50

Versie	Datum	Wijzigingen
1.0	26-06-2014	Initieel document.
2.0	09-07-2014	Documentbeoordelingsformulier D-100 d.d. 01-07-2014 verwerkt.
3.0	25-07-2014	Documentbeoordelingsformulier D-100 d.d. 16-07-2014 verwerkt.
4.0	12-09-2014	I.o.m. WSPM fase toegevoegd met 4,00 m. verval.

1 Algemeen

1.1 Inleiding

Voorliggende rapportage is opgesteld door Van Halteren Infra B.V. (VHI) als combinant in de aannemerscombinatie Schreuders/Van Halteren. Deze rapportage is opgesteld in het kader van het werk “Revitalisering Haven Wanssum, Kade Oostzijde”. Het werk wordt uitgevoerd in opdracht van de gemeente Venray binnen het contract met kenmerk 2014-04 met het daarbij behorende bestek inclusief nota's van inlichtingen alsmede de overige bindende en informatieve documenten waaronder het definitief ontwerp (DO). In de voorliggende rapportage wordt de nieuwe kadeconstructie van de oostzijde geoptimaliseerd. De functionele eisen uit het DO en het programma van eisen zijn in dit rapport vertaald naar een concrete, geoptimaliseerde oplossing. Allereerst worden de uitgangspunten behandeld, vervolgens de berekeningen en de resultaten van de berekening.

Deze rapportage behandelt alleen de dimensionering van de damwand alsmede de dimensionering van de groutinjectieverankering. De overige constructieve onderdelen die raakvlakken hebben met de damwand, zoals onder andere de gording, worden in separate documenten uitgewerkt na goedkeuring van de definitieve rapportage.

1.2 Normen en richtlijnen

De volgende normen en richtlijnen zijn gehanteerd in dit document:

Tabel 1-1 Normen en richtlijnen

Ref. nummer	Norm/richtlijn	Titel
1.	NEN-EN 1990	Grondslagen van het constructief ontwerp
2.	NEN 9997+C1_2012;	Geotechnisch ontwerp van constructies
3.	NEN-EN 1993-5	Ontwerp en berekeningen van staalconstructies – Deel 5: Palen en damwanden, met nationale bijlage.
4.	CUR 166 6 ^e druk	Damwandconstructies

1.3 Gebruikte software

In de volgende tabel (tabel 1-2) is aangegeven welke software is gebruikt bij de uitgevoerde berekeningen.

Tabel 1-2 Gebruikte software

Ref. nummer	programma	
a)	D-Sheet versie 9.3 build 1.1	Deltares systems 1990-2013
b)	Excel	Microsoft Office
c)	Durability 2_5_0_3	ArcelorMittal Commercial RPS -Sheetpiles

1.4 Gegevens

De volgende bindende en informatieve documenten zijn gehanteerd als input voor de berekeningen en worden geacht in het bezit te zijn van de lezer: (zie Tabel 1-3)

Tabel 1-3 Bindende en informatieve documenten

Ref. nummer	Titel	Datum	Auteur(s)	kenmerk	Organisatie
5.	Revitalisering haven Wanssum kade oostkant Programma van Eisen	18-02-2013	T.M.J. van Erp MSc ing. F. Verschoor ir. W.L. van Vilsteren	Projectnummer 334295 Referentie GM-0125416 Rev D1	Grontmij Nederland
6.	Revitalisering haven Wanssum kade oostkant Definitief ontwerp	12-02-2014	T.M.J. van Erp MSc ing. F. Verschoor ir. W.L. van Vilsteren	Projectnummer 334295 Referentie GM-0128122 Rev D2	Grontmij Nederland
7.	RAW bestek Kade Wanssum met nota's van inlichtingen	07-04-2014	A.J. Bonthuis ing. F. Verschoor ir. W.L. van Vilsteren	Besteknummer 2014-04 Projectnummer 334295	Gemeente Venray
8.	Tekening: Bestaande situatie met kabels etc.	07-04-2014	PF, TvE, WvV	Tekening 334295401 blad 1 Projectnummer 334295	Grontmij Nederland
9.	Tekening: Toekomstige situatie.	07-04-2014	PF, TvE, WvV	Tekening 334295401 blad 2 Projectnummer 334295	Grontmij Nederland
10.	Tekening: Dwarsprofielen.	07-04-2014	PF, TvE, WvV	Tekening 334295401 blad 3 Projectnummer 334295	Grontmij Nederland
11.	Grontonderzoek Lankelma	11-12-2010		Werknummer 30877	Lankelma ingenieurs
12.	Geotechnisch onderzoek Mos	20-03-2011	Th. van den Nieuwenhof	R5049210-HE_8	Mos Grondmechanica

1.5 Gebruikte materiaalgrootheden

Tabel 1-4 Staalkwaliteiten

Staalkwaliteit	Vloeispanning [N/mm]
S390GP	390

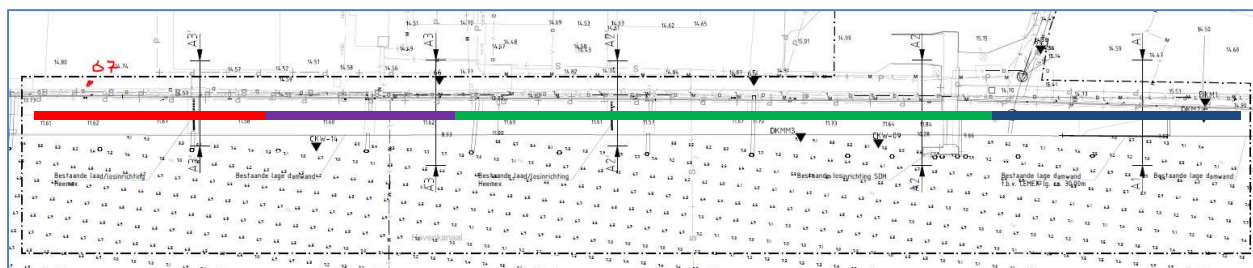
2 Uitgangspunten

De berekening is opgezet volgens het stappenplan uit [4]. In dit stappenplan wordt een systematiek gehanteerd waarbij eerst alle uitgangspunten en voorwaarden geïnventariseerd worden en vervolgens de berekeningsresultaten getoetst worden aan de geldende normen en richtlijnen.

De in onderstaande tekst geformuleerde uitgangspunten zijn van toepassing op de werkzaamheden welke binnen het bestek 'Revitalisering haven Wanssum, kade oostkant' gerealiseerd dienen te worden. De nieuwe verticale oeverconstructie wordt uitgevoerd met verankerde stalen damwand.

2.1 Stap 1 – Geometrie

Overeenkomstig [5] en [6] zijn een drietal maatgevende doorsneden opgesteld waarbij op basis van het grondonderzoek [11] en [12] voor doorsnede 3 een onderverdeling is gemaakt tussen Sondering MOS 66 (profiel A3) en Sondering MOS 67 (vanaf profiel A3' naar rechts) zie [figuur 1]. In tabel 2-1 is voor elke doorsnede de maatgevende sondering en tracélengte opgegeven deze beslaat.



Figuur 1 Overzicht doorsneden [uit 8] De aanduiding van sondering 67 is op basis van gegevens uit het grondonderzoek door de auteur toegevoegd.

Tabel 2-1 Locatie doorsneden met maatgevende sonderingen en tracé lengten.

dsn	kenmerk	sondering	Lengte
[-]	[-]	[-]	[m.]
1		dkm1	66,78
2		MOS 66	153,72
3; MOS 66		MOS 66	56,70
3; MOS 67		MOS 67	61,74

2.1.1 Waterstanden haven

De waterstand in de haven van Wanssum fluctueert met de waterstand (afvoer) van de rivier de Maas. Door de jaren heen zijn de waterstanden gemeten bij de brug bij Well dorp. Op basis daarvan zijn maximale en minimale waterstanden bepaald. Zie ook Tabel 2-2 Uitgangspunten waterstand uit [5] tabel 2-2.

Tabel 2-2 Uitgangspunten waterstand uit [5]

aspect	gegevens	grote	Eenheid
Hoogwaterstand	1/500 overschrijdingskans	15,90	[mtr NAP]
	1/250 overschrijdingskans	15,60	[mtr NAP]
Laagwaterstanden	Gemiddeld zomerpeil	10,90	[mtr NAP]
	Laagst bekend peil	10,85	[mtr NAP]
stuwpeil	Huidig stuwpeil	10,90	[mtr NAP]
	Toekomstig stuwpeil	11,15	[mtr NAP]
Vallend stuwpeil	Als gevolg van het openzetten van stuwen op de Maas tijdens ijsgang kan de waterstand plotseling snel zakken		
	- Minimale waterstand tijdens vallend water:	7,36	[mtr NAP]
	- Tijdsduur waarin Minimale waterstand optreedt	3	[dagen]
	- Verval in GWS: gedurende het Verval zal de GWS mee dalen tot	10,36	[mtr NAP]
Vallend stuwpeil	- Maximaal verval dat kan optreden over de kadeconstructie	3,00	[m]
	Als gevolg van het openzetten van stuwen op de Maas tijdens hoogwaterseizoen kan de waterstand plotseling snel zakken. Hierbij valt het water van 15,90 mtr +		
	- Maximale waterstand tijdens vallend water:	11,90	[mtr NAP]
	- Grondwaterstand gelijk aan maaiveld	14,90	[mtr NAP]
Vallend stuwpeil	- Maximaal verval dat kan optreden over de kadeconstructie	3,00	[m]

In de gebruiks-fase wordt gerekend met een waterstand in de haven van 11,35 + NAP. Ten tijde van een vallend stuwpeil is de rekenwaarde van de waterstand 7,36 +NAP respectievelijk 11,90 + NAP.

2.1.2 Grondwaterstand

De grondwaterstand in het maaiveld wordt in de berekening gelijk aan het havenpeil gehouden. Over het algemeen zullen de fluctuaties in de waterstand van de rivier de Maas dusdanig traag verlopen dat de grondwaterstand deze zal volgen. Uitzondering hierop is de situatie met ijsgang en spuien van het Maaswater. In dit geval kan er een verval optreden tussen grondwaterstand en havenpeil van 3 meter (zie tabel 2-2). Deze situatie is in de fasering van de damwandberekening opgenomen.

In de gebruiks-fase wordt gerekend met een waterstand in de haven van 11,35 + NAP. Ten tijde van een vallend stuwpeil is de rekenwaarde van de waterstand 10,36 +NAP, respectievelijk 14,90 + NAP.

2.1.3 Waterbodemniveau

Het waterbodemniveau en geometrie aan de passieve zijde van de damwand is afgeleid van [10] die bij het bestek gevoegd zijn. Het maatgevend waterbodemniveau is in tabel 2-3 opgegeven.

In het DO [6] is gerekend met een breedte voor het stortebed met stortsteen van 26 meter. Omdat in het geoptimaliseerd ontwerp een damwandplank met een kleinere inbeddingsdiepte wordt toegepast is ook de afstand van de passieve wig korter (zie § 4.3 van [6]). Het stortebed met stortsteen kan derhalve korter uitgevoerd worden.

Na goedkeuring van het geoptimaliseerd ontwerp wordt de exacte lengte van de bodembescherming bepaald.

2.1.4 Maaiveldniveau

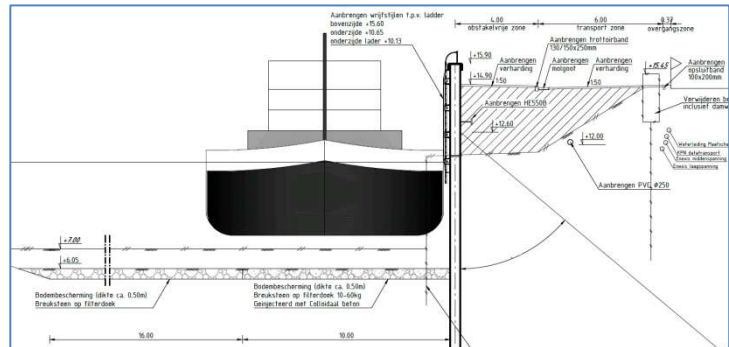
Het maaiveldniveau en de geometrie aan de actieve zijde van de damwand is afgeleid uit [8] [9] en [10] die bij het bestek [7] gevoegd zijn. Het in rekening gebrachte maatgevend maaiveld niveau in de gebruiks-fase is in tabel 2-3 per fase opgegeven.

2.1.5 Principe doorsnede constructie

De principe doorsnede van de verticale oeverconstructie is voor alle doorsneden nagenoeg gelijk. In onderstaande afbeelding (zie figuur 2) is dit uitgetekend en in tabel 2-3 worden de hoogten ten opzichte van voor de verschillende fasen in NAP weergegeven.

Tabel 2-3 Principe doorsnede

	t.o.v. NAP [mtr]
Maaiveldniveau	14,90
Kop damwand	15,90
Insteekniveau anker	12,93
Bodemniveau	5,55
Havenpeil	11,15
Grondwaterstand	11,15
Lage grondwaterstand (fase 6 en fase 9)	10,36
Hoge grondwaterstand (fase 7 en fase 10)	14,90
Havenpeil na laagwater val van 3 mtr (fase 6 en fase 9)	7,36
Havenpeil na hoogwater- val van 4 mtr (fase 7 en fase 10)	11,90



Figuur 2 Principe doorsnede

2.2 Bouwfasering

De fasering in de berekening voor het geoptimaliseerd ontwerp komt grotendeels overeen met de fasering zoals deze aangehouden is in [6]. Zie tabel 2-4.

Tabel 2-4 Bouwfasering

	Omschrijving	Aanvullende actie	Risico klasse	Partiële factoren zie tabel 2-17
(bouw) fase 1	Aanbrengen damwanden;	Initiële fase ¹⁾	RC 0	RC 0
(bouw) fase 2	Aanbrengen ankers;	Ankermoer handvast aandraaien;	RC 0	RC 0
(bouw) fase 3	Aanvullen tot maaiveld: 14,90 + NAP;	controleproef ankers uitvoeren, ankers voorspannen tot opgegeven waarde;	RC 0	RC 0
(bouw) fase 4	Ontgraven haven tot 5,55 + NAP;		RC 0	RC 1 ²⁾
(gebruik) fase 5	Bovenbelasting achter damwand;	Stortsteen aanbrengen in haven;	RC 3	RC 2 ³⁾
(gebruik) fase 6	Laag water met 3 mtr verval (10,36/7,36);	Extreme situatie (zie tabel 2-3);	RC 3	RC 3 ⁴⁾
(gebruik) fase 7	Hoog water met 4 mtr verval (14,90/11,90);	Extreme situatie (zie tabel 2-3);	RC 3	RC 3 ⁴⁾
(gebruik) fase 8	met hoogwaterterp tot 16,20 + NAP;		RC 3	RC 2 ³⁾
(gebruik) fase 9	met hoog waterterp en 3 m verval, Laag water met 3 mtr verval (10,36/7,36);	Extreme situatie (zie tabel 2-3);	Rc 3	Rc 3 ⁴⁾
(gebruik) fase 10	met hoog waterterp en 3 m verval, Hoog water met 4 mtr verval (14,90/11,90);	Extreme situatie (zie tabel 2-3);	RC 3	RC 3 ⁴⁾

- 1) In deze initiële situatie is de kopverplaatsing van de damwand op 'o' gezet. De damwanden zijn immers net aangebracht. Van enige verplaatsing kan dus nog geen sprake zijn. De resultaten laten een zeer geringe 'stempelkracht' zien. Gelet op de voorgaande zin kan deze 'stempelkracht' verwaarloosd worden.
- 2) De partiële factoren in RC1 zijn gelijk gesteld aan RC0, met uitzondering van de partiële factor op de kerende hoogte. De partiële factor op de kerende hoogte is gelijk gesteld aan de positieve en negatieve afwijking voor de baggerwerkzaamheden. Deze is conform het bestek 0,05 m. In tabel 2-17 zijn de partiële factoren opgenomen.
- 3) De partiële factoren in RC2 zijn gelijk gesteld aan RC3. In tabel 2-17 zijn de partiële factoren opgenomen.
- 4) De partiële factoren op de (grond-) waterstand zijn gelijk gesteld aan 0. In de betreffende fasen zijn de verschillen in de (grond-) waterstand als extreem gedefinieerd. In tabel 2-17 zijn de partiële factoren opgenomen.

2.3 Belastingen

De constructie wordt naast de actieve grondbelasting ook door uitwendige krachten belast.

2.3.1 Bovenbelasting

Vanuit [5] en de tekeningen van [7] zijn specifieke eisen gesteld aan de bovenbelasting achter de damwand. In de schematisering van de berekening is dat vertaald naar diverse belastinggevallen (zie tabel 2-5) met de belastingcombinaties per doorsnede per fase (zie tabel 2-6).

Tabel 2-5 Bovenbelasting met afstand gemeten vanaf de damwand

Belastinggeval	omschrijving	grootte [kN/m²]	dsn 1		dsn 2		dsn 3	
			van [m']	tot [m']	van [m']	tot [m']	van [m']	tot [m']
Bg 1	Obstakel vrije zonde	10,00	0,00	4,00	0,00	4,00	0,00	4,00
Bg 2	transport zone	20,00	4,00	10,00	4,00	10,00	4,00	10,00
Bg 3	overgangszone	40,00	10,00	10,76	10,00	14,23	10,00	10,37
Bg4a	opslag terrein	30,00-130,00	10,76	16,76				
Bg 4b	opslag terrein vervolg	130,00	16,76	45,00				
Bg 5	opslag terrein	40,00			14,23	45,00	10,37	45,00
Bg 6	steenbestorting	7,10	0	26,00	0	26,00	0	26,00

Tabel 2-6 Belastingcombinaties per fase per doorsnede

fase	dsn 1		dsn 2		dsn 3 MOS 66&67	
	actief	passief	actief	passief	actief	passief
fase 1	bg 4a, bg 4b		bg 5		bg 5	
fase 2	bg 4a, bg 4b		bg 5		bg 5	
fase 3	bg 4a, bg 4b		bg 5		bg 5	
fase 4	bg 4a, bg 4b		bg 5		bg 5	
fase 5	bg 1; bg 2 bg 3; bg 4a, bg 4b	bg 6	bg 1; bg 2; bg 3; bg 5	bg 6	bg 1; bg 2; bg 3; bg 5	bg 6
fase 6	bg 1; bg 2 bg 3; bg 4a, bg 4b	bg 6	bg 1; bg 2; bg 3; bg 5	bg 6	bg 1; bg 2; bg 3; bg 5	bg 6
fase 7	bg 1; bg 2 bg 3; bg 4a, bg 4b	bg 6	bg 1; bg 2; bg 3; bg 5	bg 6	bg 1; bg 2; bg 3; bg 5	bg 6
fase 8	bg 1; bg 2 bg 3; bg 4a, bg 4b	bg 6	bg 1; bg 2; bg 3; bg 5	bg 6	bg 1; bg 2; bg 3; bg 5	bg 6
fase 9	bg 1; bg 2 bg 3; bg 4a, bg 4b	bg 6	bg 1; bg 2; bg 3; bg 5	bg 6	bg 1; bg 2; bg 3; bg 5	bg 6
fase 10	bg 1; bg 2 bg 3; bg 4a, bg 4b	bg 6	bg 1; bg 2; bg 3; bg 5	bg 6	bg 1; bg 2; bg 3; bg 5	bg 6

2.3.2 Bolderkrachten

Volgens [6] moet er rekening gehouden worden met een bolderkracht van 250 kN. Deze belasting wordt verdeelt over een afstand van 5,04 [m]. De bolderbelasting in de damwandsom wordt daarmee $250/5,04=49,60$ kN/m. Zie ook tabel 2-7. In separaat te vervaardigen berekeningen, wordt de gording op deze spreiding gedimensioneerd.

Tabel 2-7 Ankerkracht

belasting geval	omschrijving	grootte [kN]	spreiding [m']	invoer [kN/m']	hoogte [m NAP]
Bg 7	ankerkracht	250,00	5,04	49,60	15,90

Voor de doorsneden met bolder zijn aparte berekeningen gemaakt met aanvullende fasen zie tabel 2-8.

Tabel 2-8 Bouwfasering met bolderkracht

	Omschrijving	Aanvullende actie	Risico klasse	Partiële factoren zie tabel 2-17
(gebruik) fase 5a	als fase 5, met bolderkracht		RC 3	RC 2
(gebruik) fase 8a	als fase 8 met bolderbelasting;		RC 3	RC 2

In het berekeningsprogramma zijn de laatste fasen zoals gepresenteerd in tabel 2-4 een nummer opgeschoven.
 fase 6 => fase7; fase7=>fase 8 ;fase 7a=> fase9 en fase 8 => fase 10.

Tabel 2-9 Belastingcombinaties per fase per doorsnede

fase	dsn 1		dsn 2		dsn 3 MOS 66&67	
	actief	passief	actief	passief	actief	passief
fase 5a	bg 1; bg 2 bg 3; bg 4a, bg 4b; bg 7	bg 6	bg 1; bg 2; bg 3; bg 5; bg 7	bg 6	bg 1; bg 2; bg 3; bg 5; bg 7	bg 6
fase 8a	bg 1; bg 2 bg 3; bg 4a, bg 4b; bg7	bg 6	bg 1; bg 2; bg 3; bg 5; bg 7	bg 6	bg 1; bg 2; bg 3; bg 5; bg7	bg 6

2.4 Veiligheidsklasse en ontwerplevensduur

De damwandconstructie wordt beschouwd in volgens de veiligheidsbeschouwing behorende bij veiligheidsklasse RCo voor de bouwfasen waarin de damwanden en de ankers worden aangebracht en in RC3 voor de gebruiksfase. De ontwerplevensduur bedraagt 100 jaar. De levensduur wordt gegarandeerd door een reductie toe te passen op de sterkte en stijfheid eigenschappen van de damwandplank. Daarnaast is er gerekend met een verhoging van de partiële factoren volgens § 2.4.7 van [4]. In § 2.6.1 van dit rapport is dit verder uitgewerkt.

2.4.1 Verankering

De verticale oeverconstructie wordt verankerd door middel van groutinjectieankers. Het ankerniveau is aangegeven in tabel 2-3. Het definitieve ankerontwerp wordt opgesteld door de leverancier van de verankering. Om een betrouwbaar geoptimaliseerd ontwerp te kunnen maken is op basis van [6] in de berekening voor de verankering uitgegaan van de gegevens zoals gepresenteerd in tabel 2-10.

Tabel 2-10 Rekenwaarden verankering.

[-]	type	hart op hart maat [m]	hoogte [NAP]	ankerlengte [m]	ankerhoek [°]
dsn 1	82,5/17,5	3,78	12,93	18,25	30,00
dsn2	76,1/17,2	2,52	12,93	17,00	30,00
dsn 3 MOS 66	76,1/17,5	2,52	12,93	17,00	30,00
dsn 3 MOS 67	76,1/17,5	2,52	12,93	17,00	30,00
dsn 1 met bolder	76,1/17,5	2,52	12,93	18,50	30,00
dsn2 met bolder	76,1/17,5	2,52	12,93	17,00	30,00
dsn 3 MOS 66 met bolder	76,1/17,5	2,52	12,93	17,00	30,00
dsn 3 MOS 67 met bolder	76,1/17,5	2,52	12,93	17,00	30,00

Er wordt bij de dimensionering van de verankering rekening gehouden met ankeruitval. Dit betreft een bijzondere belastingcombinatie waardoor de partiële factoren, de belasting- en materiaal factoren gelijk gesteld worden aan 1,0 en alle geometrische toeslagen gelijk aan 0.

2.4.2 Vervormingen

Vanuit [5] worden er geen eisen aan de vervorming van de constructie gesteld. Gelet op de aard van de constructie wordt door de ontwerper de volgende maximale vervorming toelaatbaar geacht.:

- 1/100 van de te keren hoogte.

Deze eis komt globaal overeen met de berekende vervormingen in het DO [6] van de opdrachtgever. De kerende hoogte is de hoogte vanaf maaiveld tot aan de kanaalbodem ter plaatse van de damwand.

2.5 Stap 2 - representatieve waarde van parameters

2.5.1 Grondparameters

Met behulp van de aanwezige sonderingen [5], tabel 2.b 'Representatieve waarden voor grondeigenschappen' volgens [2], tabel 3.3 'Representatieve waarde voor het laag- en hooggemiddelde van de horizontale beddingconstante bij spanningsverhoging' van [4] en ervaringsgetallen zijn de grondparameters bepaald.

Per traject is de maatgevende sondering geselecteerd voor de damwandberekening (zie ook §2.1)

Voor de maatgevende sonderingen is een grondprofiel opgesteld. Zie tabel 2-11; tabel 2-12 en tabel 2-13.

Een kopie van de sonderingen is opgenomen in bijlage 2.

Tabel 2-11 Grondeigenschappen DKM 1

dkm 1	volume gewicht		cohesie		wrijvingshoek		beddingsconstanten		
	niveau	γ	γ_{sat}	C'	σ	δ	$k_{h,1}$	$k_{h,2}$	$k_{h,3}$
	[m NAP]	[kN/m ³]	[kN/m ³]	[kN/m ²]	[°]	[°]	[kN/m ³]	[kN/m ³]	[kN/m ³]
klei; schoon; slap	16,50	14,00	14,00	0,00	17,50	11,67	2.000	800	500
leem; zw zandig; vast	14,00	21,00	21,00	5,00	27,50	18,33	6.000	4.000	2.000
leem; zw zandig; slap	13,75	19,00	19,00	0,00	27,50	18,33	4.000	2.000	800
zand; schoon; los	13,00	17,25	19,25	0,00	30,63	16,60	14.000	7.000	3.500
leem; zw zandig; vast	9,50	21,00	21,00	5,00	27,50	18,33	6.000	4.000	2.000
zand; schoon; los	9,00	17,25	19,25	0,00	30,63	16,60	14.000	7.000	3.500
zand; schoon; los	8,00	17,50	19,50	0,00	31,25	16,60	16.000	8.000	4.000
leem; st zandig	6,25	19,00	19,00	0,00	27,50	18,33	4.000	2.000	800
zand; schoon; vast	5,75	19,00	21,00	0,00	35,00	16,60	40.000	20.000	10.000

Tabel 2-12 Grondeigenschappen MOS 66

MOS 66	volume gewicht		cohesie		wrijvingshoek		beddingsconstanten		
	niveau	γ	γ_{sat}	C'	σ	δ	$k_{h,1}$	$k_{h,2}$	$k_{h,3}$
	[m NAP]	[kN/m ³]	[kN/m ³]	[kN/m ²]	[°]	[°]	[kN/m ³]	[kN/m ³]	[kN/m ³]
zand; sterk siltig; klei	17,00	18,00	20,00	0,00	25,00	16,67	14.400	7.200	3.600
leem, zwak zandig matig	13,50	20,00	20,00	2,00	27,50	18,33	5.000	3.000	1.400
zand schoon los 125%	12,00	17,25	19,25	0,00	30,63	16,60	14.000	7.000	3.500
zand schoon los	10,50	17,00	19,00	0,00	30,00	20,00	12.000	6.000	3.000
zand schoon los 125%	9,00	17,25	19,25	0,00	30,63	16,60	14.000	7.000	3.500
zand schoon vast	7,00	19,00	21,00	0,00	35,00	16,60	40.000	20.000	10.000
zand schoon matig	4,50	18,00	20,00	0,00	32,50	16,60	20.000	10.000	5.000
zand schoon vast	1,50	19,00	21,00	0,00	35,00	16,60	40.000	20.000	10.000

Tabel 2-13 Grondeigenschappen MOS 67

MOS 67	volume gewicht		cohesie		wrijvingshoek		beddingsconstanten		
	Niveau	γ	γ_{sat}	C'	σ	Δ	$k_{h,1}$	$k_{h,2}$	$k_{h,3}$
	[m NAP]	[kN/m ³]	[kN/m ³]	[kN/m ²]	[°]	[°]	[kN/m ³]	[kN/m ³]	[kN/m ³]
zand; schoon; los	17,00	17,00	19,00	0,00	30,00	20,00	12.000	6.000	3.000
leem; zw zandig; slap	13,00	19,00	19,00	0,00	27,50	18,33	4.000	2.000	800
zand; schoon; los 150%	12,00	17,50	19,50	0,00	31,25	16,60	16.000	8.000	4.000
zand; schoon; vast	6,50	19,00	21,00	0,00	35,00	16,60	40.000	20.000	10.000
zand; schoon; mat	4,00	18,00	20,00	0,00	32,50	16,60	20.000	10.000	5.000
zand; schoon; los	2,00	17,00	19,00	0,00	30,00	20,00	12.000	6.000	3.000
zand; schoon; vast	-1,50	19,00	21,00	0,00	35,00	16,60	40.000	20.000	10.000

2.5.2 Parameters kerende constructie

Voor het ontwerp van de damwand wordt uitgegaan van onbehandelde nieuwe warmgewalste damwanden. De in het ontwerp toe te passen damwandprofielen zijn opgenomen in onderstaande tabel 2-14.

Tabel 2-14 toe te passen damwand profielen

Type	Klasse	Staalsoort	W_x	I_x	M_{max}	EI_x
[-]	[-]	[N/mm ²]	cm ³ /m	cm ⁴ /m	kNm/m	kN/m ² /m
AZ19	2	390	1.870	35.540	729,30	74.634

2.6 Stap 3 - Rekenwaarde van parameters

2.6.1 Algemeen

De rekenwaarde van de grond- en geometrieparameters zijn bepaald met behulp van tabel 3.7 uit [4] (RC3), zie hieronder tabel 2-15.

Tabel 2-15 Partiële factoren γ en toeslagen Δ (tabel 3.7 uit [4])

Parameter	γ en Δ betrokken op X_{rep}						rekenwaarde
	RC 1		RC 2		RC 3		
	γ	Δ	γ	Δ	γ	Δ	
Cohesie c'	1,15	-	1,25	-	1,40	-	$X_{rep}/\gamma (c'/\gamma)$
Inwendige wrijving $\tan \varphi'$	1,15	-	1,175	-	1,20	-	$X_{rep}/\gamma (\tan \varphi'/\gamma)$
GWS lage zijde (NAP)	1,70	0,20	1,90	0,25	2,10	0,25	$\max(\mu+\gamma\sigma;\mu+\Delta)$ of $\min(\mu-\gamma\sigma;\mu-\Delta)$
GWS hoge zijde (NAP)	0,87	0,05	1,18	0,05	1,50	0,05	$\max(\mu+\gamma\sigma;\mu+\Delta)$
Bovenbelasting:							
- permanent	1,0		1,0		1,0		
- veranderlijk	1,0		1,1		1,25		

- De lage rekenwaarde van de beddingsconstante wordt verkregen uit deling van representatie waarde van het lage gemiddeld met $\gamma_{m,E} = 1,3$.
- De hoge rekenwaarde van de beddingsconstante wordt verkregen uit deling van de representatieve waarde van het hoge gemiddelde door $\gamma_{m,E} = 1,0$.
- De toeslag Δa behoort gelijk te zijn aan 10% van de afstand tussen het ankerniveau en het ontgravingsniveau met een maximum van 0,5 m.

Bovengenoemde waarden gelden voor een referentie periode van 50 jaar. Omdat de constructie een levensduureis heeft van 100 jaar moeten de partiële factoren aangepast worden. Hiervoor is onderstaande formule gebruikt uit §2.4.7 van [4].

$$\gamma_{(m;corr)} = e^{\alpha_R * (\beta_N - \beta_{Ref}) * \sqrt{\ln(1 + V_R^2)}}$$

In [6] zijn door de opdrachtgever deze waarden vastgesteld (zie tabel 2-16). Deze waarden zijn 1:1 overgenomen in damwand som.

Tabel 2-16 Berekening partiële factoren voor 100 jaar conform [6]

	Interne wrijving		Cohesie		Variabele belasting
	sterkte	stabiliteit	sterkte	stabiliteit	
$\gamma_{m,cor}$	1,065	1,065	1,135	1,135	1,057
γ_m	1,20	1,30	1,40	1,60	1,25
$\gamma_m * \gamma_{m,cor}$	1,28	1,38	1,59	1,82	1,32

In het damwandprogramma zijn deze laatste waarden ingevuld als partiële factoren ten behoeven van de berekening in de UGT in RC3.

In tabel 2-17 zijn de partiële factoren gepresenteerd waarmee gerekend is in de UGT fase.

In de tabel zijn de factoren onder 'RC 2' aangepast naar de, conform tabel 2-16 gewijzigde, factoren van RC 3.

In tabel 2-4 in §2.2 is per fase aangegeven met welke bouwphase gerekend wordt.

Deze waarden zijn ingevoerd in het damwandberekeningsprogramma [a)].

In de berekening voor de gebruiksfase is uitgegaan van een bodemniveau in de haven gelijk aan onderkant bodembescherming zie (tabel 2-4 in §2.2). Vanwege de aanwezigheid van een bodembescherming van geïnjecteerd breuksteen op filterdoek zijn variaties in het niveau van de havenbodem uitgesloten. De factor voor de variaties in het maaiveld is derhalve voor de gebruiksfases op 0 gezet. (conform factoren onder 'RC2') Omdat fase 6 en fase 8 reeds een extreme situatie zijn is een aanpassing van de geometrie voor de UGT berekening niet meer nodig. Voor de UGT berekening van deze fasen zijn alleen de partiële factoren op de grondmechanische eigenschappen en op de belastingen toegepast. (conform factoren onder 'RC3')

Tabel 2-17 Partiële factoren

The screenshot shows a software window titled "User Defined Partial Factors". It contains several tabs: "EC7 General", "EC7 NL" (selected), "EC7 B", and "CUR". Below the tabs, there are four columns representing different RC levels: "RC 0", "RC 1", "RC 2", and "RC 3". The window is organized into several sections, each with a group box header:

- Factors on loads:**
 - Factor on permanent load, unfavourable: [-] 1,00 [1,00] 1,00 [1,00] 1,00 [1,00] 1,00 [1,00]
 - Factor on permanent load, favourable: [-] 1,00 [1,00] 1,00 [1,00] 1,00 [1,00] 1,00 [1,00]
 - Factor on variable load, unfavourable: [-] 1,00 [1,00] 1,00 [1,00] 1,10 [1,32] 1,25 [1,32]
 - Factor on variable load, favourable: [-] 0,00 0,00 0,00 0,00
- Material factors:**
 - Factor on cohesion: [-] 1,00 [1,00] 1,15 [1,00] 1,25 [1,59] 1,40 [1,59]
 - Factor on tangent phi: [-] 1,05 [1,05] 1,15 [1,05] 1,175 [1,280] 1,20 [1,28]
 - Factor on modulus of subgrade reactions: [-] 1,30 [1,30] 1,30 [1,30] 1,30 [1,30] 1,30 [1,30]
- Geometry modification:**
 - Increase retaining height: [%] 10,00 [10,00] 10,00 [10,00] 10,00 [10,00] 10,00 [10,00]
 - Maximum increase retaining height: [m] 0,50 [0,50] 0,50 [0,05] 0,50 [0,05] 0,50 [0,05]
 - Change in phreatic line on passive side: [m] 0,15 [0,15] 0,20 [0,15] 0,25 [0,25] 0,25 [0,00]
 - Raise in phreatic line on active side: [m] 0,05 [0,05] 0,05 [0,05] 0,05 [0,05] 0,05 [0,00]
- Overall stability factors:**
 - Factor on cohesion: [-] 1,30 [1,30] 1,30 [1,30] 1,45 [1,82] 1,60 [1,82]
 - Factor on tangent phi: [-] 1,20 [1,20] 1,20 [1,20] 1,25 [1,38] 1,30 [1,38]
 - Factor on unit weight soil: [-] 1,00 [1,00] 1,00 [1,00] 1,00 [1,00] 1,00 [1,00]
- Vertical balance factors:**
 - Partial material factor (gamma m.b4): [-] 1,20 [1,20] 1,20 [1,20] 1,20 [1,20] 1,20 [1,20]

At the bottom of the window, there are buttons for "Reset", "OK", "Cancel", and "Help".

2.6.2 Damwand

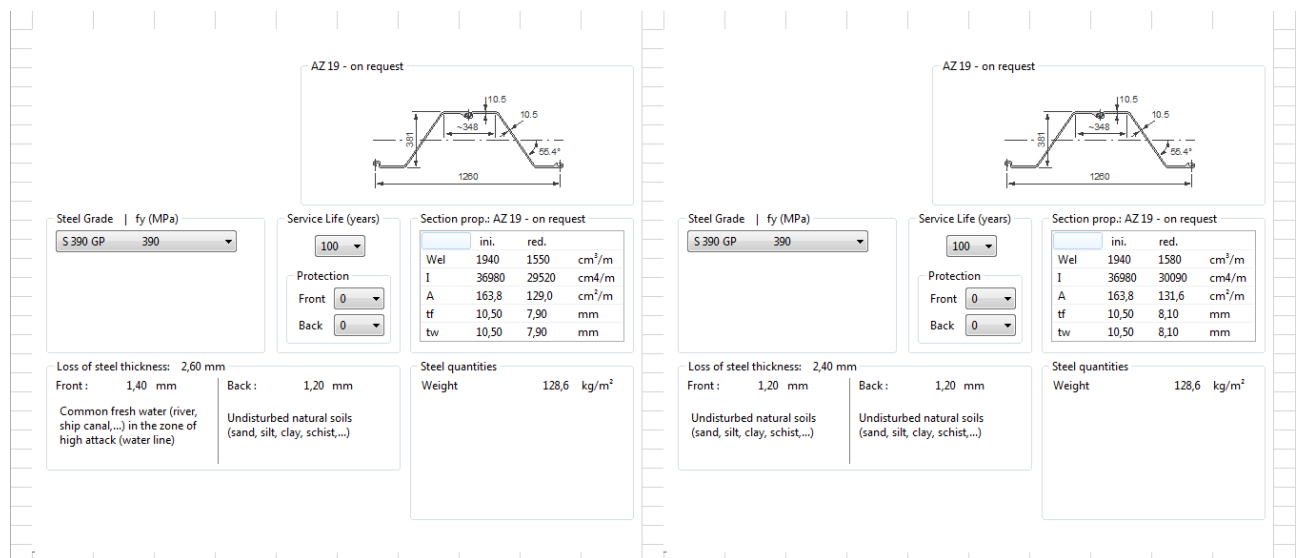
Corrosie damwand

Als gevolg van eisen uit [5] waarin staat dat het ontwerp gemaakt moet worden op een levensduur 100 moet er bij het bepalen van de eigenschappen van de damwanden rekening worden gehouden met corrosie. De mate van corrosie word afgeleid uit tabel 9.2 en tabel 9.3 van [4].

Voor de het damwandprofiel kan onderscheid gemaakt worden in een grond/water deel en een grond/grond deel. Het eerste deel loopt van de kop van de damwand tot kanaalbodem. Het tweede deel loopt van kanaalbodem tot plankpunt.

Voor het eerste deel wordt de corrosie vastgesteld op $1,2 + 1,4 = 2,6$ [mm] in 100 jaar. Voor het onderste deel is de te in rekening corrosie $1,2+1,2 = 2,4$ [mm] in 100 jaar.

Voor de planken uit tabel 2-14 resulteert dat in gewijzigde eigenschappen van de damwandprofielen. Deze eigenschappen zijn bepaalt middels het programma [c]) dat door de damwandleverancier ter beschikking is gesteld. (zie figuur 3).



Figuur 3 Gecorrodeerde damwand eigenschappen 'AZaz19 g/w' en 'AZ19 g/g'

In tabel 2-18 zijn deze waarden gepresenteerd.

Tabel 2-18 Gecorrigeerde rekenparameters damwandprofiel als gevolg van corrosie

Type	$W_{x,cor}$	$I_{x,cor}$	M_{max}	EI_x
[-]	[cm³/m]	[cm⁴/m]	kNm/m	kN/m²/m
AZ19 g/w	1.550	29.520	604,50	61.992
AZ19 g/g	1.580	30.090	616,20	63.189

De toe te passen damwandplanken hebben geen sloten in de neutrale lijn. Dat betekent dat er geen reductie nodig is voor scheve buiging conform § 3.2.2 van [4; deel 2].

2.6.3 Verankering

De verankering is gebaseerd op groutinjectie ankers, zie tabel 2-19. In de berekening wordt het staaloppervlak per strekkende meter damwand ingevoerd evenals de ankerhelling en ankerstanglengte. Als ankerstanglengte is de fictieve ankerlengte ingevoerd. De fictieve ankerlengte is de totale ankerlengte verminderd met de halve lengte van het groutlichaam en de overlengte.

Tabel 2-19 Reken grootheden verankering

profiel [-]	niveau verankering [m N.A.P.]	ankerhelling [° t.o.v. hor.]	doorsnede [m²/mtr]	Lengte [mtr]	$P_{d,max;grout}$ [kN/m]	Voorspankracht [kN/m']
1	12,93	30,00	9,45E-04	18,25	391,01	100,00
2	12,93	27,00	1,278E-03	17,00	462,94	180,00
3 dkm 66	12,93	30,00	1,278E-03	17,00	461,53	180,00
3 dkm 676	12,93	30,00	1,278E-03	17,00	441,96	100,00
1 bolder	12,93	30,00	1,278E-03	18,50	392,09	100,00
2 bolder	12,93	30,00	1,278E-03	17,00	467,08	180,00
3 dkm 66 bolder	12,93	30,00	1,278E-03	17,00	467,31	125,00
3 dkm 67 bolder	12,93	30,00	1,278E-03	17,00	465,66	125,00

De resultaten uit het definitieve ontwerp van de groutinjectieverankering is in bijlage 5 toegevoegd.

3 Berekening

De dimensioneringsberekeningen van de damwand zijn uitgevoerd met behulp van het programma D-sheet [a)], de berekeningen zelf zijn bijgevoegd in bijlage 1. In onderstaande tekst wordt allereerst de aangehouden trajectindeling gepresenteerd en vervolgens de te doorlopen stappen.

3.1 Stap 4 - Berekeningsschema

De berekeningen worden uitgevoerd volgens berekeningsschema B (zie tabel 3-1): rekenwaarde in de te toetsen fase en representatieve waarde in voorgaande fase.

Tabel 3-1 Berekeningsschema's (tabel 2.2 uit [4])

Fase	Schema A Rekenwaarden (d) in alle fasen	Schema B Rekenwaarden (d) in de te toetsen fase(n) en 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.

3.2 Stap 5 - Berekening minimale inbeddingsdiepte

Voor een gestempelde/verankerde wand hoort de minimale inbeddingsdiepte bij een vrije oplegging in de ondergrond (geen inklemming). Dit leidt tot een relatief hoge waarde van het veldmoment.

Voor dit ontwerp is een zo minimaal mogelijke inbeddingsdiepte gekozen, binnen de uitgangspunten en randvoorwaarden die gesteld zijn. In tabel 3-2 is de planklengte c.q. inbeddingsdiepte aangegeven waarmee gerekend is.

Tabel 3-2 Damwand type en planklengte.

dsn	Type damwand	Planklengte [m]
dsn 1	AZ19	15,50
dsn 2	AZ19	16,50
3 MOS 66	AZ19	16,00
3 MOS 67	AZ19	16,00
dsn 1 bolder	AZ19	15,00
dsn 2 bolder	AZ19	16,00
dsn 3 MOS 66 bolder	AZ19	16,00
dsn 3 MOS 67 bolder	AZ19	16,00

3.3 Stap 6 - Dimensioneringsberekeningen

Voor de dimensioneringsberekeningen van de damwand zijn de in onderstaande tabel 3-3aangegeven berekeningen nodig. Deze berekening zijn uitgevoerd met behulp van het programma D-sheet.

Tabel 3-3 Dimensioneringsberekeningen (tabel 3.8 van [4])

Nr	grenstoestand	beddingsconstante	Rekenwaarde grondwaterstand lage zijde (zie Tabel 2-15)
6.1	UGT	laag	$\max(\mu+\gamma\phi;\mu+\Delta)$ hoge grondwaterstand
6.2	UGT	hoog	$\max(\mu+\gamma\phi;\mu+\Delta)$ hoge grondwaterstand
6.3	UGT	laag	$\min(\mu-\gamma\phi;\mu-\Delta)$ lage grondwaterstand
6.4	UGT	hoog	$\min(\mu-\gamma\phi;\mu-\Delta)$ lage grondwaterstand
6.5	BGT	laag	-
¹⁾ 6.5*1,2	UGT	-	-
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 (van [4]) gebruikt.			BGT = Bruikbaarheidsgrenstoestand SLS = <i>Serviceability Limit State</i> (=BGT) In een BGT-berekening zijn alle partiële factoren factoren gelijk aan 1,0 en alle toeslagen gelijk aan 0,0.

¹⁾ Extra controle stap voor het bepalen van het maximale krachten. Zie § 2.4.6 van deel 2 van [4] voor een toelichting.

3.4 Stap 7 - Controle op het moment

Uit de D-sheet berekening van stap 6 volgt het maximaal op te nemen moment ($M_{s;d}$). De rekenwaarde van het moment $M_{s;d}$ dient getoetst te worden aan de rekenwaarde van de sterkte van de plank $M_{r;d}$, deze is gedefinieerd als volgt:

$$M_{r;d} = \frac{\beta_B \cdot W_{el} \cdot f_y}{\gamma_{m;st}}$$

Waarin:

- β_B scheve buigingsfactor [-];
- W_{el} elastisch weerstandsmoment van de dwarsdoorsnede [mm^3/m]
- f_y nominale (representatieve) waarde van de vloeispanning [N/mm^2]
- $\gamma_{m;st}$ materiaalfactor voor staal = 1,0 [-]

Voor dit project worden Z-planken toegepast. Voor Z-profielen zijn de factoren voor β_B en β_D gelijk aan 1,0.

Het moment wordt getoetst aan:

$$U. C. = \frac{M_{s;d}}{M_{r;d}} \leq 1$$

Hierbij wordt ervan uit gegaan dat alleen in de uiterste vezels de vloeispanning bereikt mag worden.

In onderstaande tabel 3-4 worden de resultaten van de getoetste momenten weergegeven.

Tabel 3-4 Controle maximaal moment

dsn	Type damwand	$M_{s;d}$ [kNm/m']	$M_{u;d}$ [kNm/m']	toets $M_{s;d}/M_{u;d}$ [-]
dsn 1	AZ19	558,80	604,50	0,92
dsn 2	AZ19	574,80	604,50	0,95
3 MOS 66	AZ19	572,00	604,50	0,95
3 MOS 67	AZ19	565,80	604,50	0,94
dsn 1 bolder	AZ19	553,70	604,50	0,92
dsn 2 bolder	AZ19	576,10	604,50	0,95
dsn 3 MOS 66 bolder	AZ19	574,00	604,50	0,95
dsn 3 MOS 67 bolder	AZ19	561,50	604,50	0,93

Uit de toets van het moment wordt geconcludeerd dat de berekende damwanden voldoen op moment.

3.5 Stap 8 - Controle op dwarskracht en normaalkracht

3.5.1 Stap 8.1 - Controle op dwarskracht conform NEN-EN 1993-5:2007 + NB

Uit de Dsheet berekening volgt de maximale dwarskracht. Deze rekenwaarde van de maximale dwarskracht moet getoetst worden aan de dwarskrachtcapaciteit van de damwand. De dwarskrachtcapaciteit van de damwandplank wordt conform de [3] bepaald volgens: $V_{pl,Rd} = \frac{A_V \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$ (5.5)

$V_{pl,Rd}$ rekenwaarde van de dwarskrachtcapaciteit van de plastische doorsnede [N/m];
 f_y nominale (representatieve) waarde van de vloeispanning [N/mm²]
 γ_{M0} partiële veiligheidsfactor voor staal = 1,0 [-]
 A_V Dwarsdoorsnede oppervlak van de damwandplank in dezelfde richting als de dwarskracht [mm²/m];
 Gedefinieerd als volgt: $A_V = t_w \cdot (h - t_f)$ (5.6)
 Waarin: t_w = (gecorrodeerde) dikte van het lijf [mm]
 t_f = (gecorrodeerde) dikte van de flens [mm]
 h = (gecorrodeerde) hoogte van het damwandprofiel

De optredende dwarskracht moet kleiner zijn dan de dwarskrachtcapaciteit:

$$V_{Ed} < V_{pl,Rd} \quad (5.4)$$

De dwarskrachtcapaciteit (einde levensduur) voor een AZ19 profiel met wanddikte 10,5-2,6 = 7,9 mm (S390) bedraagt per strekkende enkele plank:

$$V_{pl,Rd} = \left(\frac{7,9 \cdot (378,4 - 7,9) \cdot 390}{\sqrt{3} \cdot 1} \right) / 1.000 = 659,05 \text{ kN}.$$

Per meter wordt dat $V_{pl,Rd} = 659,05 / 0,63 = 1.046,11 \text{ kN/m}^1$.

Uit tabel 3-5 blijkt dat de maximale dwarskrachtcapaciteit van het profiel niet overschreden wordt. De notatie $V_{E;d}$ uit [3] = $D_{S;d}$ uit [4]

Tabel 3-5 Controle op dwarskracht

dsn	Type damwand	$V_{E;d}$ [kN/m ¹]	$V_{pl,Rd}$ [kN/m ¹]	toets $V_{E;d}/V_{pl,Rd}$ [-]	$V_{E;d} < 0,50 V_{pl,Rd}$ [-]
dsn 1	AZ19	230,30	1.046,11	0,22	AKKOORD
dsn 2	AZ19	262,10	1.046,11	0,25	AKKOORD
3 MOS 66	AZ19	262,00	1.046,11	0,25	AKKOORD
3 MOS 67	AZ19	259,30	1.046,11	0,25	AKKOORD
dsn 1 bolder	AZ19	234,80	1.046,11	0,22	AKKOORD
dsn 2 bolder	AZ19	264,70	1.046,11	0,25	AKKOORD
dsn 3 MOS 66 bolder	AZ19	264,50	1.046,11	0,25	AKKOORD
dsn 3 MOS 67 bolder	AZ19	263,40	1.046,11	0,25	AKKOORD

Omdat ook voor alle doorsneden geldt dat $V_{E;d} < 50\%$ van $V_{pl,Rd}$ is controle op moment en dwarskracht niet nodig.

3.5.2 Stap 8.1 - Controle op normaalkracht en knik

Knik behoeft conform [3] niet meegenomen te worden indien geldt: $\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} \leq 0,04$ (5.11)

Waarin $N_{cr} = \frac{EI_{AZ19g,w} \cdot \pi^2}{l^2}$ (5.12)
 $l = 70\%$ de afstand tussen het ankerniveau en het (gemiddelde)plankpuntniveau volgens § 5.2.3 van [3].

$$N_{cr;0,04} = \frac{29.520 \cdot 2,1 \cdot \pi^2}{(12,03 \cdot 0,7)^2} \cdot 0,04 = 345,12 [\text{kN/m}]$$

N_{Ed} is de som van de verticale component van het anker met het eigengewicht van de damwandplank en het eigengewicht van de deksloof en gording. Het gewicht van de deksloof en de gording is aangehouden op 5,00 kN/m¹.

Uit een controle van de normaalkrachten (tabel 3-6) blijkt dat deze altijd kleiner is dan de waarde van $0,04 \cdot N_{cr}$, knik van het damwandprofiel behoeft dus niet getoetst te worden.

Tabel 3-6 Controle normaalkrachten en knik

dsn	$P_{\text{max;d;vert;anker}}$ [kN/m ¹]	$F_{\text{max;d;vert;damwand}}$ [kN/m ¹]	$F_{\text{a;max;d;vert;deksl/gord.}}$ [kN/m ¹]	N_{Ed} [kN/m ¹]	$0,04 \cdot N_{cr}$ [kN/m ¹]	$N_{Ed} < 0,04 N_{cr}$ [-]
dsn 1	176,78	19,93	5,00	201,71	318,12	AKKOORD
dsn 2	231,47	20,58	5,00	257,05	294,18	AKKOORD
3 MOS 66	230,77	20,58	5,00	256,34	294,18	AKKOORD
3 MOS 67	220,98	20,58	5,00	246,56	294,18	AKKOORD
dsn 1 bolder	196,05	19,93	5,00	220,98	318,12	AKKOORD
dsn 2 bolder	233,54	20,58	5,00	259,12	294,18	AKKOORD
dsn 3 MOS 66 bolder	233,66	20,58	5,00	259,23	294,18	AKKOORD
dsn 3 MOS 67 bolder	232,83	20,58	5,00	258,41	294,18	AKKOORD

Naast dat de planken gecontroleerd worden op knik dient ook de combinatiespanning buiging en normaalspanning gecontroleerd te worden. Volgens § 5.2.3 van [3] hoeft de invloed van de normaalkracht niet meegenomen te worden indien geldt: $\frac{N_{Ed}}{N_{pl;Rd}} \leq 0,1$ (5.17)

Waarin $N_{pl;Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{m0}$ (5.16)

Uit tabel 3-7 blijkt dat voor elke doorsnede aan deze eis wordt voldaan.

Tabel 3-7 controle normaalkracht en buiging

dsn	Type damwand	N_{Ed} [kN/m]	$0,1 \cdot N_{pl;Rd}$ [kN/m]	$N_{Ed} < 0,1 N_{pl;Rd}$ [-]
dsn 1	AZ19	201,71	503,10	AKKOORD
dsn 2	AZ19	257,05	503,10	AKKOORD
3 MOS 66	AZ19	256,34	503,10	AKKOORD
3 MOS 67	AZ19	246,56	503,10	AKKOORD
dsn 1 bolder	AZ19	220,98	503,10	AKKOORD
dsn 2 bolder	AZ19	259,12	503,10	AKKOORD
dsn 3 MOS 66 bolder	AZ19	259,23	503,10	AKKOORD
dsn 3 MOS 67 bolder	AZ19	258,41	503,10	AKKOORD

Verdere controle op moment en normaalspanning hoeft niet te worden beschouwd.

3.6 Stap 9 - Controle op ankerkrachten

Na goedkeuring van het geoptimaliseerd ontwerp wordt de berekening van de houdkracht van de verankering separaat verstrekt. In tabel 3-8 zijn de uitgangspunten voor de groutinjectieverankeringsberekening samengevat.

Tabel 3-8 Overzicht verankeringsgegevens ten behoeve van groutankerberekening

dsn	ankerhelling [° t.o.v. hor.]	niveau verankering [m. +/- N.A.P.]	voorspanning [kN/m']	P _{max;bgt} [kN/m']	P _{max;ugt} [kN/m']
dsn 1	30,00	12,93	100,00	276,64	353,56
dsn 2	30,00	12,93	180,00	361,81	462,94
3 MOS 66	30,00	12,93	180,00	361,17	461,53
3 MOS 67	30,00	12,93	100,00	331,60	441,96
dsn 1 bolder	30,00	12,93	100,00	327,59	392,09
dsn 2 bolder	30,00	12,93	180,00	373,22	467,08
dsn 3 MOS 66 bolder	30,00	12,93	125,00	371,72	467,31
dsn 3 MOS 67 bolder	30,00	12,93	125,00	360,39	465,66

De resultaten uit het definitieve ontwerp van de groutinjectieverankering is in bijlage 5 toegevoegd.

3.7 Stap 10 - Controle op vervormingen

De optredende vervormingen worden getoetst aan de in §2 gestelde eisen:

$U_{max} \leq U_{grens}$

$U_{grens} = 1/100$ van de te keren hoogte.

In onderstaande tabel 3-9 wordt een toets op de vervormingen uitgevoerd.

Tabel 3-9 Controle op vervormingen

dsn	Type damwand	kerende hoogte Δ [m]	eis $\delta_{min} < \Delta/100$ [mm]	δ_{optr} [mm]	toets $\delta_{min} < \delta_{optr}$ [-]
dsn 1	AZ19	9,40	94,00	65,4	AKKOORD
dsn 2	AZ19	9,40	94,00	66,5	AKKOORD
3 MOS 66	AZ19	9,40	94,00	66,4	AKKOORD
3 MOS 67	AZ19	9,40	94,00	70,2	AKKOORD
dsn 1 bolder	AZ19	9,40	94,00	61,2	AKKOORD
dsn 2 bolder	AZ19	9,40	94,00	63,9	AKKOORD
dsn 3 MOS 66 bolder	AZ19	9,40	94,00	66,9	AKKOORD
dsn 3 MOS 67 bolder	AZ19	9,40	94,00	65,3	AKKOORD

Geconcludeerd wordt dat de vervormingen aan de gestelde uitgangspunten voldoet.

3.8 Stap 11 - Controle overige mechanismen

3.8.1 Stap 11.1 - Afschuiving langs een recht glijvlak bij verankerde damwand ('Kranz')

De weerstand die de tussen damwand en ankerwand of grondanker liggende grondmoot kan leveren, kan berekend worden met de methode 'Kranz'. Er moet worden voldaan aan:

$$1,5 \cdot P_{max} \leq P_{Kr,rep}$$

Waarin:

$F_{A,max}$ maximaal optredende ankerkracht;

$F_{r,kr,rep}$ maximaal leverbare anker/stempelkracht volgens 'Kranz', bepaald met representatieve waarden voor de grondeigenschappen.

Indien de onderkant van het ankerlichaam op een dieper niveau ligt dan de onderkant van de damwandplank wordt altijd voldaan aan bovenstaande voorwaarde.

Tabel 3-10 Controle op vervormingen

dsn	Type damwand	bijlage	$1,5 \cdot P_{max}$ [m]	$P_{Kr,rep}$ [mm]	toets $1,5 \cdot P_{max} \leq P_{Kr,rep}$ [-]
dsn 1	AZ19	Bijlage 4.a	530,34	581,15	AKKOORD
dsn 2	AZ19	Bijlage 4.b	694,41	721,81	AKKOORD
3 MOS 66	AZ19	Bijlage 4.c	692,30	721,76	AKKOORD
3 MOS 67	AZ19	Bijlage 4.d	662,94	735,06	AKKOORD
dsn 1 bolder	AZ19	Bijlage 4.e	588,14	607,59	AKKOORD
dsn 2 bolder	AZ19	Bijlage 4.f	700,62	720,80	AKKOORD
dsn 3 MOS 66 bolder	AZ19	Bijlage 4.g	700,97	721,20	AKKOORD
dsn 3 MOS 67 bolder	AZ19	Bijlage 4.h	698,49	734,50	AKKOORD

Geconcludeerd wordt dat de verankering voldoet op 'Kranz'-stabiliteit..

3.8.2 Stap 11.2 - Grondbreuk

Voor de toets op grondbreuk wordt gebruik gemaakt van het berekende percentage gemobiliseerde weerstand. Volgens tabel 3.10 van [4] geldt voor een RC 3 berekening een minimale waarde van $\gamma_{grondbreuk}$ van 1,7 [-]. Voor de toets van de gemobiliseerde weerstand wordt de reciproque van deze waarde beschouwd in [%]. In tabel 3-11 zijn de resultaten voor dit perceel samengevat.

Tabel 3-11 Controle grondbreuk (BGT)

dsn	Type damwand	gemob. Weerstand BGT [%]	eis < 1/1,7	toets
dsn 1	AZ19	52,80	58,82	AKKOORD
dsn 2	AZ19	50,50	58,82	AKKOORD
3 MOS 66	AZ19	50,50	58,82	AKKOORD
3 MOS 67	AZ19	52,50	58,82	AKKOORD
dsn 1 bolder	AZ19	52,50	58,82	AKKOORD
dsn 2 bolder	AZ19	50,40	58,82	AKKOORD
dsn 3 MOS 66 bolder	AZ19	50,80	58,82	AKKOORD
dsn 3 MOS 67 bolder	AZ19	52,10	58,82	AKKOORD

Geconcludeerd wordt dat de damwand voldoet aan de controle op grondbreuk.

3.8.3 Stap 11.3 - Verlies van totale stabiliteit

Verlies van de totale stabiliteit wordt getoetst in de D-sheet berekening. In tabel 3-12 zijn de resultaten samengevat.

Tabel 3-12 Controle algehele stabiliteit (UGT)

Dsn	Type damwand	stabiliteit	eis	toets
		[-]	> 1	[-]
dsn 1	AZ19	1,14	1,00	AKKOORD
dsn 2	AZ19	1,28	1,00	AKKOORD
3 MOS 66	AZ19	1,28	1,00	AKKOORD
3 MOS 67	AZ19	1,14	1,00	AKKOORD
dsn 1 bolder	AZ19	1,12	1,00	AKKOORD
dsn 2 bolder	AZ19	1,28	1,00	AKKOORD
dsn 3 MOS 66 bolder	AZ19	1,28	1,00	AKKOORD
dsn 3 MOS 67 bolder	AZ19	1,14	1,00	AKKOORD

Geconcludeerd wordt dat de damwand algeheel stabiel is.

3.8.4 Stap 11.4 - Piping

Het Fenomeen 'piping' kan optreden als er een vrije waterspiegel aanwezig is aan de hoge zijde van de damwand. Bovendien moet de (grond-) waterstand aan de lage zijde ten minste gelijk te zijn aan het niveau van het terrein daar.

Conform het bestek wordt de passieve zijde van de stalen damwand voorzien van bodemverdediging. Het bestek voorziet bodemverdediging bestaande uit wiepen, kunststoffilterdoek en stortsteen. De eerste 10,00 m wordt gepenetreerd met colloïdaal beton.

Door toepassing van bodemverdediging, met grond dicht kunststoffilterdoek, zal het fenomeen 'piping' niet optreden.

3.8.5 Stap 11.5 - Overschrijding verticale draagkracht

De damwand wordt zowel op buiging als in verticale richting belast. Met onderstaande formule wordt beoordeeld of de buiging en draagkracht separaat van elkaar bepaald mogen worden.

$$\frac{V_s}{2L-l} > 12,5 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Tabel 3-13 Interactie berekening verticale draagkracht en buiging

profiel	Type damwand	V_s	$V_s/2L-l$	<12,5
		[kN/m ²]	[kN/m ²]	[-]
dsn 1	AZ19	201,71	9,32	AKKOORD
dsn 2	AZ19	257,05	11,35	AKKOORD
3 MOS 66	AZ19	256,34	11,32	AKKOORD
3 MOS 67	AZ19	246,56	10,89	AKKOORD
dsn 1 bolder	AZ19	220,98	10,21	AKKOORD
dsn 2 bolder	AZ19	259,12	11,44	AKKOORD
dsn 3 MOS 66 bolder	AZ19	259,23	11,45	AKKOORD
dsn 3 MOS 67 bolder	AZ19	258,41	11,41	AKKOORD

Uit tabel 3-13 blijkt dat de toets voor alle profielen voldoet. De controle van horizontale en verticale stabiliteit mag afzonderlijk van elkaar mag gebeuren.

De toets op verticale stabiliteit (conform [4] §4.10.10) is uitgevoerd met een spreadsheetprogramma. Zie bijlage 3 Verreweg het grootste deel van de verticale draagkracht wordt gerealiseerd door de schachtwrijving tussen de damwandplank en de grond. De capaciteit van deze schachtwrijving is gebaseerd op de beschikbare formules in § 7.6.2.3 van [2]. De formule luid:

$$R_{s;cal;max;i} = O_{s;\Delta L;gem} * \int_{\Delta L} q_{s;max;z;i} * dz$$

$$\text{Met } q_{s;max;z} = \alpha_s * q_{c;z;a}$$

α_s volgt uit tabel 7.c en 7.d van [2]:

$$\alpha_{s;zand} = 0,006 [-]$$

$$\alpha_{s;klei} = 0,02 [-]$$

$$\alpha_{s;veen} = 0,00 [-]$$

$R_{s;d}$ wordt vervolgens berekend door het samenvoegen van formule (7.7) en (7.8) van [2]:

$$R_{s;d} = \frac{R_{s;cal;min}}{\xi_4 * \gamma_s}$$

$\gamma_s = 1,2 [-]$ conform tabel A.6 van [2].

$\xi_4 = 1,39$ (voor $n = 4$ conform tabel A.10a van [2]).

Volgens §2.1 is voor dit profiel één sondering beschouwd. Omdat de minimale waarde is aangehouden mag de waarde voor ξ_4 aangehouden worden bij $n=4$.

In bijlage 3 is deze toets voor elke doorsnede uitgevoerd.

Een klein aandeel van de draagkracht wordt geleverd door het puntdraagvermogen. Voor de bepaling van het puntdraagvermogen zijn de onderstaande parameters bepaald:

$$R_{b;d} = A_{punt;st} \cdot \alpha_p \cdot \beta \cdot s \cdot (q_{c;puntniveau}) / (\xi_4 * \gamma_s)$$

Waarin:

$A_{punt;st}$ staaldoorsnede [m^2/m];

α_p 1,0 [-];

β 1,0 [-];

s 0,62 [-];

$q_{c;puntniveau}$ aflezen de sonderingsgrafiek van [2];

Volgens tabel 3-14 is de maximale draagkracht altijd groter dan de verticale belasting. De constructie voldoet.

Tabel 3-14 q_c -waarde per doorsnede

Dsn	bijlage	niveau	$R_{s;d}$	$R_{b;d}$	$R_{c;d}$	V_s	toets $V_s/R_{c;d}$	<1,0
		[NAP]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[-]	[-]
dsn 1	Bijlage 3.a	0,40	401,39	69,75	471,14	201,71	0,43	AKKOORD
dsn 2	Bijlage 3.b	-0,10	446,87	69,75	516,62	257,05	0,50	AKKOORD
3 MOS 66	Bijlage 3.b	-0,10	446,87	69,75	516,62	256,34	0,50	AKKOORD
3 MOS 67	Bijlage 3.c	-0,10	287,55	32,55	311,10	246,56	0,79	AKKOORD
dsn 1 bolder	Bijlage 3.a	0,40	401,39	69,75	471,14	220,98	0,47	AKKOORD
dsn 2 bolder	Bijlage 3.b	-0,10	446,87	69,75	516,62	259,12	0,50	AKKOORD

dsn 3 MOS 66 bolder	Bijlage 3.b	-0,10	446,87	69,75	516,62	259,23	0,50	AKKOORD
dsn 3 MOS 67 bolder	Bijlage 3.c	-0,10	278,55	32,55	311,10	258,41	0,83	AKKOORD

3.9 Stap 12 - Uitvoeringsaspecten

In de uitgangspunten van de berekening zijn in de bouwfasering voorwaarden gesteld voor de uitvoeringswijze. Het is van groot belang dat deze bouwfasering aangehouden wordt. Het planktype is in overleg met de uitvoerder bepaald.

4 Resultaten

In tabel 4-1 en tabel 4-2 worden de resultaten van de berekeningen per traject gepresenteerd.

Tabel 4-1 Samenvatting resultaten stalen damwand

dsn	sondering	Kop damwand [mtr NAP]	Kanaalbodem [mtr NAP]	Type damwand	Planklengte [m]
dsn 1	LKM 1	15,90	5,55	AZ19	15,50
dsn 2	MOS 66	15,90	5,55	AZ19	16,00
3 MOS 66	MOS 66	15,90	5,55	AZ19	16,00
3 MOS 67	MOS 67	15,90	5,55	AZ19	16,00
dsn 1 bolder	LKM 1	15,90	5,55	AZ19	15,50
dsn 2 bolder	MOS 66	15,90	5,55	AZ19	16,00
dsn 3 MOS 66 bolder	MOS 66	15,90	5,55	AZ19	16,00
dsn 3 MOS 67 bolder	MOS 67	15,90	5,55	AZ19	16,00

Tabel 4-2 Samenvatting resultaten groutinjectieverankering

dsn	Type grout- injectieanker	Lengte anker [m]	Lengte groutlichaam [m]	Ankerniveau [mtr NAP]	Ankerhelling [°]
dsn 1	Ø82,5x17,5	22,00	6,50	12,93	30,00
dsn 2	Ø76,1x17,5	21,00	7,00	12,93	30,00
3 MOS 66	Ø76,1x17,5	21,00	7,00	12,93	30,00
3 MOS 67	Ø76,1x17,5	21,00	7,00	12,93	30,00
dsn 1 bolder	Ø76,1x17,5	22,00	6,00	12,93	30,00
dsn 2 bolder	Ø76,1x17,5	21,00	7,00	12,93	30,00
dsn 3 MOS 66 bolder	Ø76,1x17,5	21,00	7,00	12,93	30,00
dsn 3 MOS 67 bolder	Ø76,1x17,5	21,00	7,00	12,93	30,00

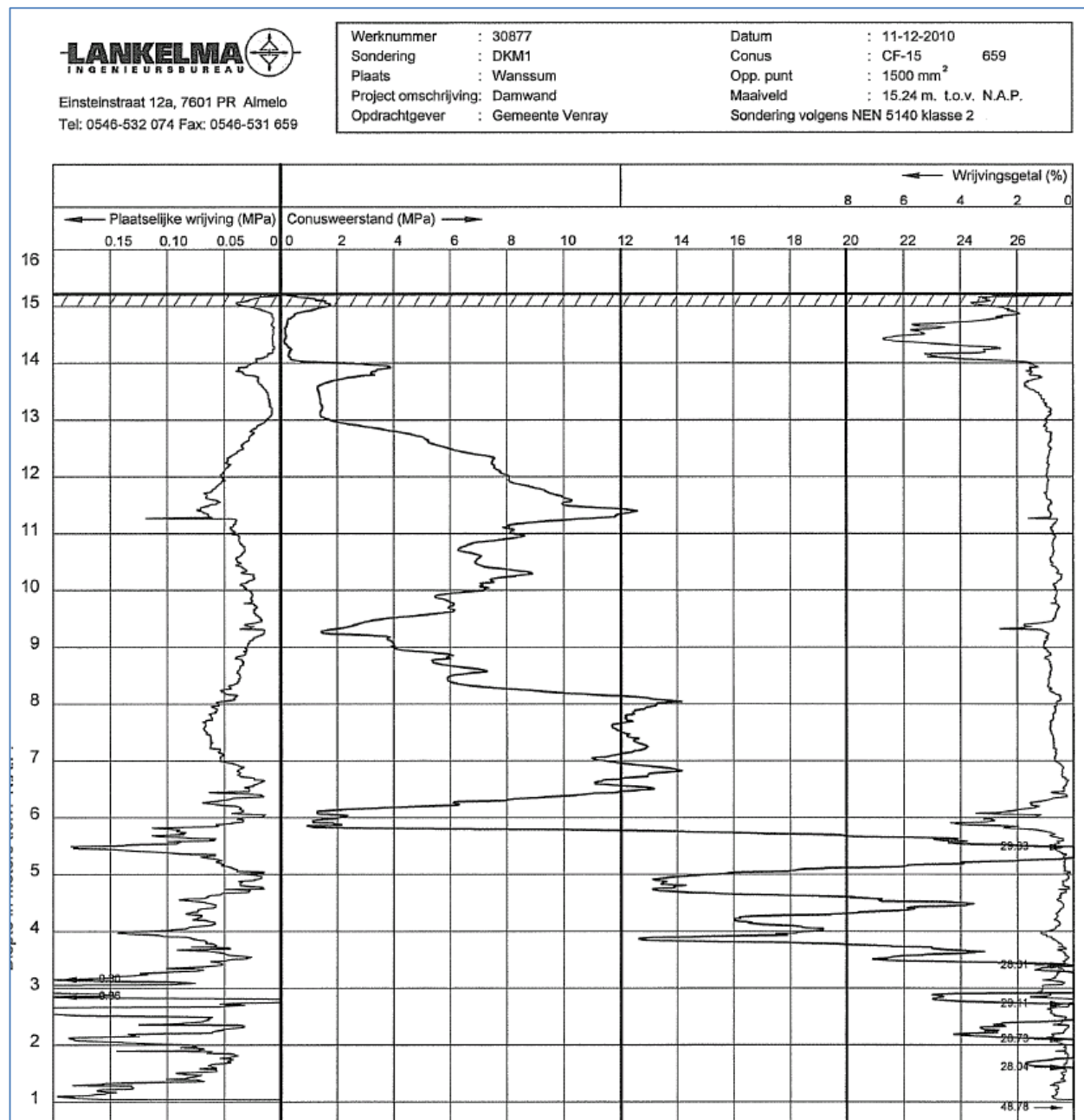
Voor de resultaten van de berekening van de gordingen en de details wordt verwezen naar de nog nader op te stellen berekeningen.

Bijlage 1.– Uitdraai D-Sheet.

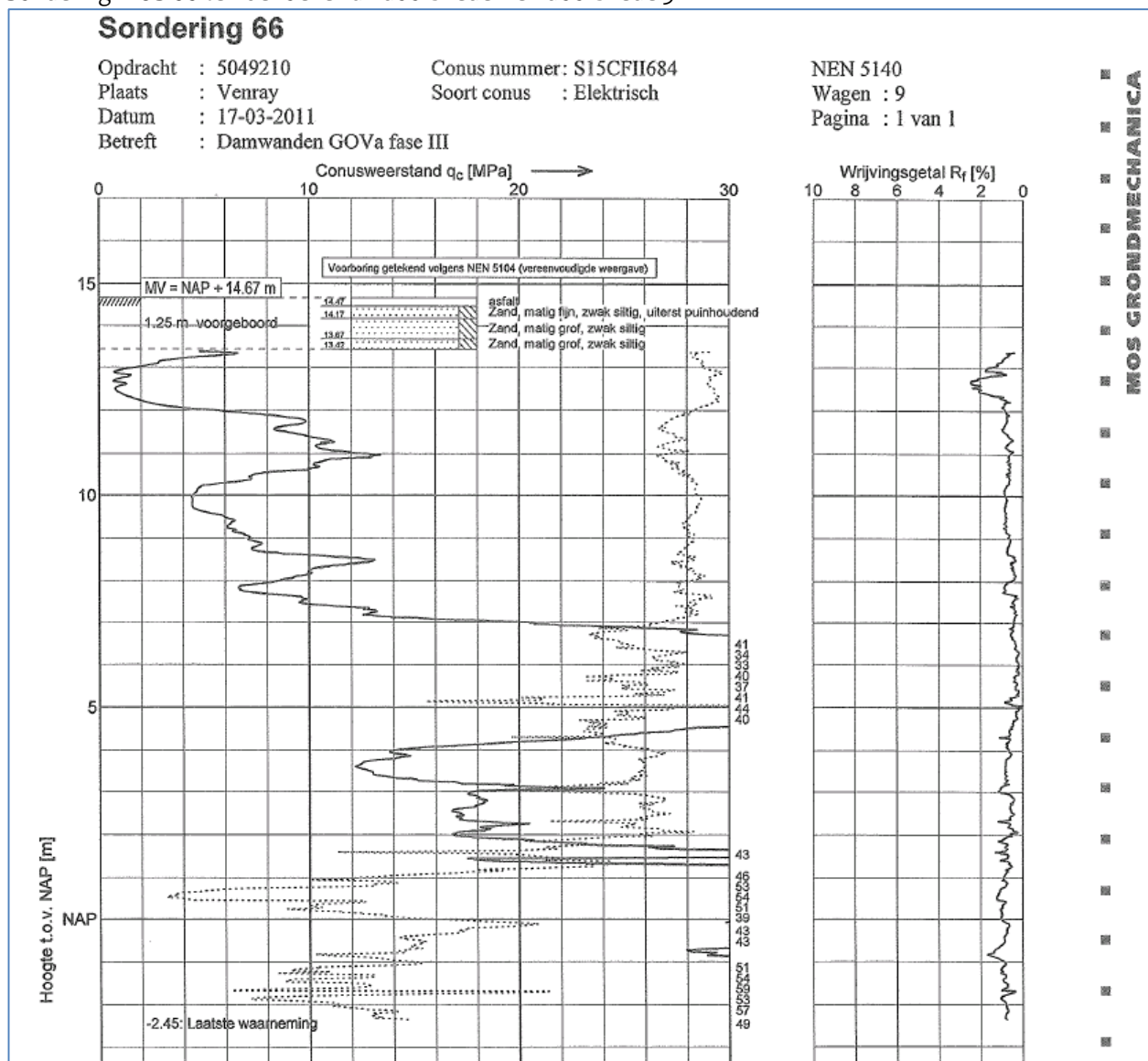
Doorsnede 1	: T14-0088;DSNA1
Doorsnede 2	: T14-0088;DSNA2
Doorsnede 3 MOS 66	: T14-0088;DSNA3 MOS 66
Doorsnede 3 MOS 67	: T14-0088;DSNA3 MOS 67
Doorsnede 1 incl. bolder	: T14-0088;DSNA1 met bolder
Doorsnede 2 incl. bolder	: T14-0088;DSNA2 met bolder
Doorsnede 3 MOS 66 incl. bolder	: T14-0088;DSNA3 MOS 66 met bolder
Doorsnede 3 MOS 67 incl. bolder	: T14-0088;DSNA3 MOS 67 met bolder

Bijlage 2. – Sonderingen

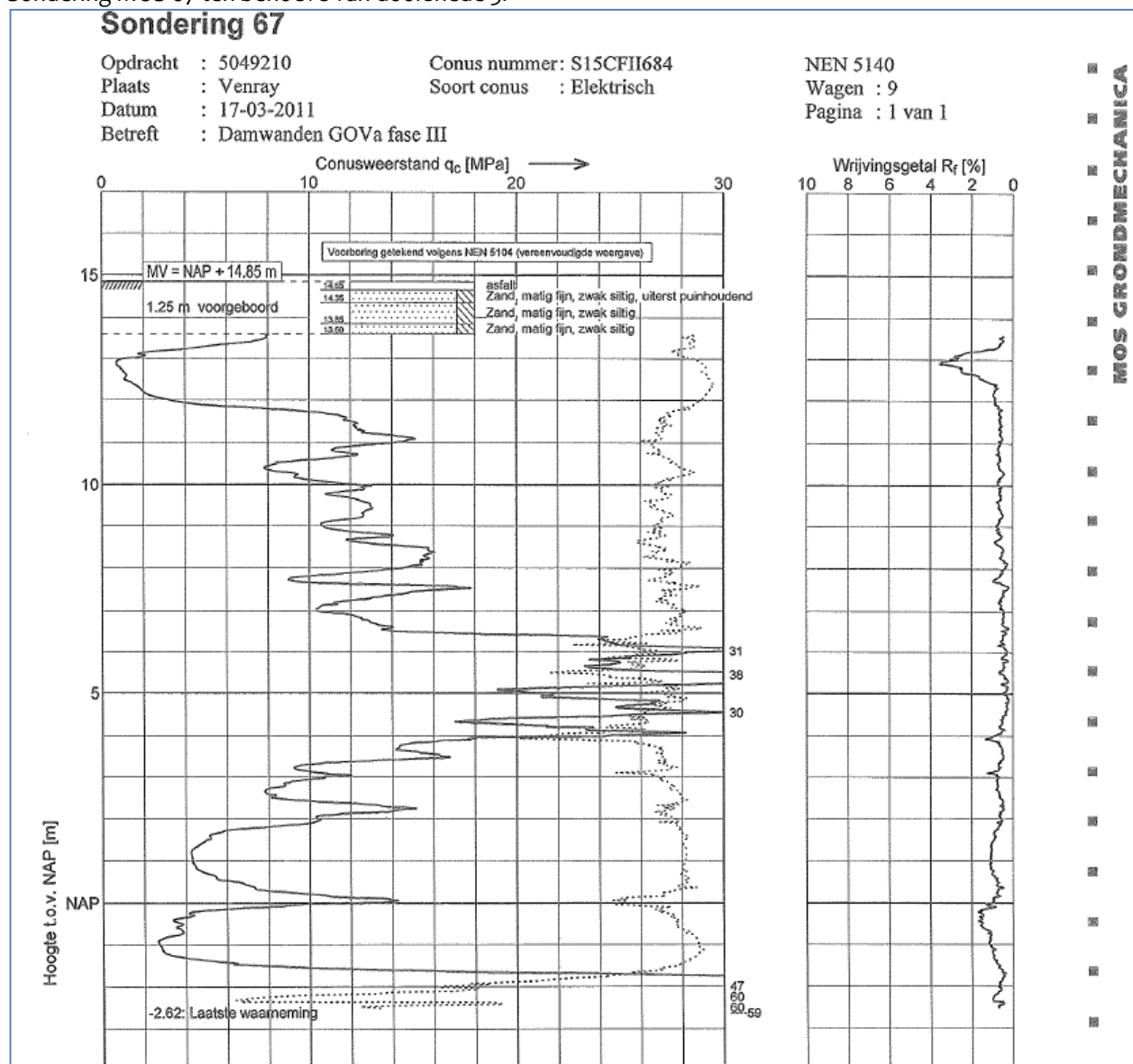
DKM 1 t.b.v. doorsnede 1.



Sondering MOS 66 ten behoeve van doorsnede 2 en doorsnede 3



Sondering MOS 67 ten behoeve van doorsnede 3.



Bijlage 3. – Beschouwing draagkracht .

a. – Beschouwing draagkracht Lamkelma DKM 1; doorsnede 1

VERTIKAALDRAAGVERMOGEN DAMWANDSCHERM				
Deze spreadsheet is bedoeld voor het berekenen van het vertikaal draagvermogen van stalen damwand. Het vertikaal draagvermogen wordt berekend aan de hand van de in de de NEN 9997-1+C1;2012 gegeven formules en de CUR 166 6e druk.				
Bij het invullen van de diverse gegevens dient men de volgende zaken in acht te				
- Het maaiveld kan nooit hoger liggen als de kop van de damwand. Indien zich achter de damwand een terp/ophoging bevindt, dan kan het gewicht daarvan worden				
- Op elk punt waar men de conusweerstand wenst in te voeren dient een laagscheiding te worden ingevoerd.				
- het kleefdraagvermogen wordt berekend over het niveau vanaf het laagste momenten 0-punt tot de teen van de damwand				
- het puntdraag vermogen wordt berekend op basis vande conusweerstand op het niveua van puntdamwand				
specificaties damwand:		berekeningsfactoren:		
type:	AZ19		ξ_4	1,39 [-]
omtrek:	1,35	m ² /m ² enkelzijdig	γ_s	1,2 [-]
plankpunt opp	131,60	cm ²	$\alpha_{s,zand}$	0,006 [-]
plankpuntniveau:	1,00	[m] NAP	$\alpha_{s,klei}$	0,020 [-]
momenten 0-punt	5,50	[m] NAP	$\alpha_{s,veen}$	0,000 [-]
			s	0,620 [-]
geometrie constructie:				
<i>Oorspronkelijke situatie</i>		zijde 1:	zijde 2:	
maaiveld:		12,43	12,43	[m] NAP
waterstand		11,15	11,15	[m] NAP
bovenlast:		0	0	[kN/m ²]
<i>Nieuwe situatie</i>				
maaiveld:		14,90	5,55	[m] NAP
waterstand		11,15	11,15	[m] NAP
bovenlast:		0	0	[kN/m ²]
rekenwaarde kleefdrukdraagvermogen:		416,83 kN /m ¹		
rekenwaarde puntdrukdraagvermogen:		73,37 kN /m ¹		
rekenwaarde drukdraagvermogen:		490,20 kN /m ¹		

b. . Beschouwing draagkracht MOS 66 doorsnede 2 & 3

VERTIKAALDRAAGVERMOGEN DAMWANDSCHERM				
Deze spreadsheet is bedoeld voor het berekenen van het vertikaal draagvermogen van stalen damwand. Het vertikaal draagvermogen wordt berekend aan de hand van de in de de NEN 9997-1+C1;2012 gegeven formules en de CUR 166 6e druk.				
Bij het invullen van de diverse gegevens dient men de volgende zaken in acht te				
- Het maaiveld kan nooit hoger liggen als de kop van de damwand. Indien zich achter de damwand een terp/ophoging bevindt, dan kan het gewicht daarvan worden				
- Op elk punt waar men de conusweerstand wenst in te voeren dient een laagscheiding te worden ingevoerd.				
- het kleefdraagvermogen wordt berekend over het niveau vanaf het laagste momenten 0-punt tot de teen van de damwand				
- het puntdraag vermogen wordt berekend op basis vande conusweerstand op het niveua van puntdamwand				
specificaties damwand:		berekeningsfactoren:		
type:	AZ19		ξ_4	1,39 [-]
omtrek:	1,35	m ² /m ² enkelzijdig	γ_s	1,2 [-]
plankpunt opp	131,60	cm ²	$\alpha_{s;zand}$	0,006 [-]
plankpuntniveau:	0,00	[m] NAP	$\alpha_{s;klei}$	0,020 [-]
momenten 0-punt	5,00	[m] NAP	$\alpha_{s;veen}$	0,000 [-]
			S	0,620 [-]
geometrie constructie:				
<i>Oorspronkelijke situatie</i>		zijde 1:	zijde 2:	
maaiveld:		11,60	11,60	[m] NAP
waterstand		11,15	11,15	[m] NAP
bovenlast:		0	0	[kN/m ²]
<i>Nieuwe situatie</i>				
maaiveld:		14,90	5,55	[m] NAP
waterstand		11,15	11,15	[m] NAP
bovenlast:		0	0	[kN/m ²]
rekenwaarde kleefdraagvermogen:		464,06 kN /m ¹		
rekenwaarde puntdrukdraagvermogen:		73,37 kN /m ¹		
rekenwaarde drukdraagvermogen:		537,43 kN /m ¹		

c. . Beschouwing draagkracht MOS 67 doorsnede 3

VERTIKAALDRAAGVERMOGEN DAMWANDSCHEM				
Deze spreadsheet is bedoeld voor het berekenen van het vertikaal draagvermogen van stalen damwand. Het vertikaal draagvermogen wordt berekend aan de hand van de in de de NEN 9997-1+C1;2012 gegeven formules en de CUR 166 6e druk.				
Bij het invullen van de diverse gegevens dient men de volgende zaken in acht te				
- Het maaiveld kan nooit hoger liggen als de kop van de damwand. Indien zich achter de damwand een terp/ophoging bevindt, dan kan het gewicht daarvan worden				
- Op elk punt waar men de conusweerstand wenst in te voeren dient een laagscheiding te worden ingevoerd.				
- het kleefdraagvermogen wordt berekend over het niveau vanaf het laagste momenten 0-punt tot de teen van de damwand				
- het puntdraag vermogen wordt berekend op basis vande conusweerstand op het niveua van puntdamwand				
specificaties damwand:		berekeningsfactoren:		
type:	AZ19		ξ_4	1,39 [-]
omtrek:	1,35	m ² /m ² enkelzijdig	γ_s	1,2 [-]
plankpunt opp	131,60	cm ²	$\alpha_{s;zand}$	0,006 [-]
plankpuntniveau:	0,50	[m] NAP	$\alpha_{s;klei}$	0,020 [-]
momenten 0-punt	5,00	[m] NAP	$\alpha_{s;veen}$	0,000 [-]
			S	0,620 [-]
geometrie constructie:				
<i>Oorspronkelijke situatie</i>		zijde 1:	zijde 2:	
maaiveld:		11,50	11,50	[m] NAP
waterstand		11,15	11,15	[m] NAP
bovenlast:		0	0	[kN/m ²]
<i>Nieuwe situatie</i>				
maaiveld:		14,90	5,55	[m] NAP
waterstand		11,15	11,15	[m] NAP
bovenlast:		0	0	[kN/m ²]
rekenwaarde kleefdrukdraagvermogen:		289,27 kN /m ¹		
rekenwaarde puntdrukdraagvermogen:		34,24 kN /m ¹		
rekenwaarde drukdraagvermogen:		323,51 kN /m ¹		

Bijlage 4. – Beschouwing Kranz stabiliteit.

a. Verificatie ankerkracht doorsnede 1.

Verificatie ankerkracht

D-Sheet Piling versie 9.3

Datum: 9/11/2014

Tijd: 11:15:32 AM

Probleemidentificatie

Doorsnede A 1

Revitalisering haven Wanssum, kade oostkant

Uitbreiding Haven Wanssum

Fase 10: Met hoogwaterterp en verval (1)

Hoogte van het ankerschot	:	0,00	[m]
Onderkant ankerschot	:	3,81	[m]
Bovenkant ankerschot	:	3,81	[m]
Lengte van het anker	:	18,25	[m]
Doorsnede van het anker	:	945,40	[mm²]

Verankering is: korte verankering

Resultaten Kranz berekening

Damwand actief, met belastingen	(Ea) :	241,866	[kN]
Damwand actief, geen belastingen	(Ea) :	194,633	[kN]
Horizontale kracht, met belastingen	(Er) :	-1552,203	[kN]
Horizontale kracht, geen belastingen	(Er) :	-1139,146	[kN]
Ankerschot actief	(Eo) :	647,597	[kN]
Cohesie x lengte	(Ec) :	0,000	[kN]
Factor t.g.v. hoek	(Es) :	1,181	[-]

Toegestane ankerkracht = $(Ea - (Er + Eo) + Ec) / Es$

Toegestane ankerkracht met belastingen	:	970,979	[kN]
Toegestane ankerkracht zonder belastingen	:	581,147	[kN]
Toegestane ankerkracht volgens Kranz	:	581,147	[kN]

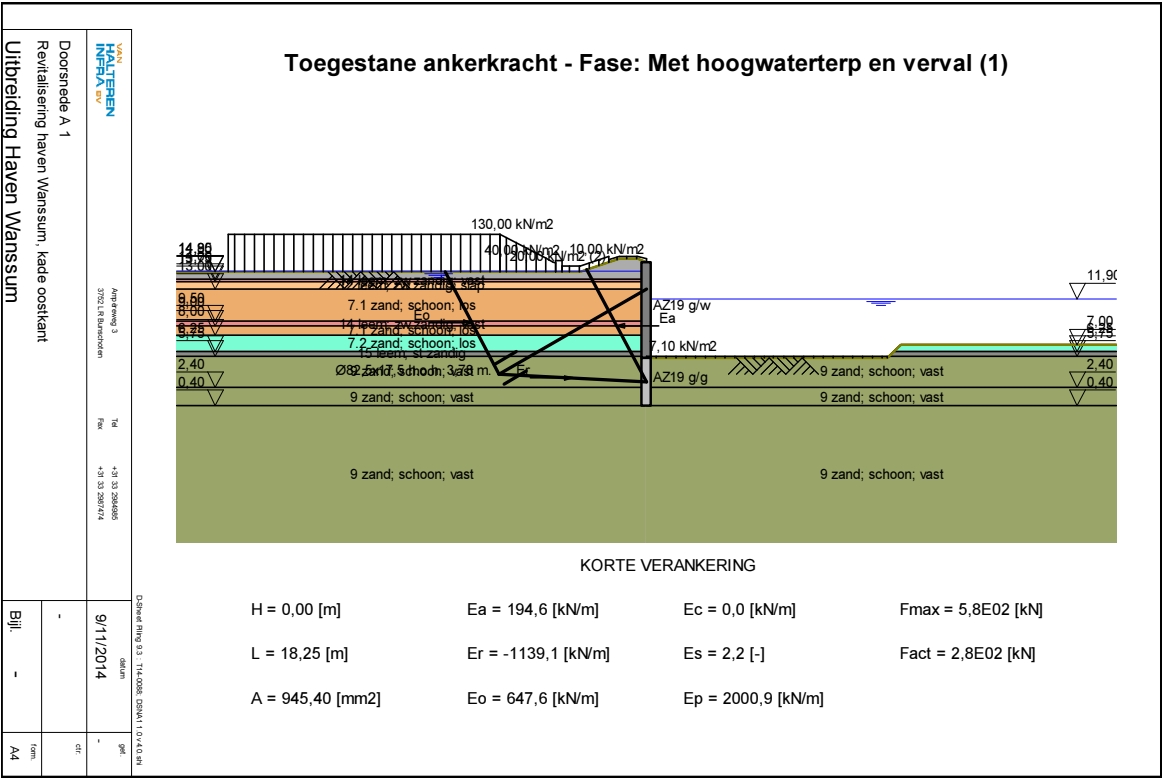
Toegestane ankerkracht	:	581,147	[kN]
Feitelijke ankerkracht (Rep)	:	276,644	[kN]
Feitelijke ankerkracht Cur ($1.5 * Fa; Max$)	:	528,718	[kN]

Toetsing anker:

Voldoet volgens toets op representatieve waarden

Voldoet volgens CUR

Einde van ankerkrachtverificatie



b. Verificatie ankerkracht doorsnede 2.

Verificatie ankerkracht

D-Sheet Piling versie 9.3

Datum: 9/11/2014

Tijd: 11:45:26 AM

Probleemidentificatie

Doornsede A2 dkm 66

Revitaliesering haven Wanssum, kade oostkant

Uitbreiding Haven Wanssum

Fase 10: Met hoogwaterterp en 3 mtr verval (1)

Hoogte van het ankerschot	:	0,00	[m]
Onderkant ankerschot	:	4,43	[m]
Bovenkant ankerschot	:	4,43	[m]
Lengte van het anker	:	17,00	[m]
Doorsnede van het anker	:	1278,00	[mm²]

Verankering is: korte verankering

Resultaten Kranz berekening

Damwand actief, met belastingen	(Ea) :	284,346	[kN]
Damwand actief, geen belastingen	(Ea) :	236,946	[kN]
Horizontale kracht, met belastingen	(Er) :	-1015,044	[kN]
Horizontale kracht, geen belastingen	(Er) :	-849,483	[kN]
Ankerschot actief	(Eo) :	290,062	[kN]
Cohesie x lengte	(Ec) :	0,000	[kN]
Factor t.g.v. hoek	(Es) :	1,103	[-]

Toegestane ankerkracht = $(Ea - (Er + Eo) + Ec) / Es$

Toegestane ankerkracht met belastingen	:	914,835	[kN]
Toegestane ankerkracht zonder belastingen	:	721,811	[kN]
Toegestane ankerkracht volgens Kranz	:	721,811	[kN]

Toegestane ankerkracht	:	721,811	[kN]
Feitelijke ankerkracht (Rep)	:	361,804	[kN]
Feitelijke ankerkracht Cur ($1.5 * Fa; Max$)	:	687,600	[kN]

Toetsing anker:

Voldoet volgens toets op representatieve waarden

Voldoet volgens CUR

Einde van ankerkrachtverificatie



c. Verificatie ankerkracht doorsnede 3 MOS 66.

Verificatie ankerkracht

D-Sheet Piling versie 9.3

Datum: 9/11/2014

Tijd: 12:14:56 PM

Probleemidentificatie

Doorsnede A3 dkm 66

Revitalisering haven Wanssum kade Oostzijde

Uitbreiding Haven Wanssum

Fase 10: Met hoogwaterterp en verval (1)

Hoogte van het ankerschot	:	0,00	[m]
Onderkant ankerschot	:	4,43	[m]
Bovenkant ankerschot	:	4,43	[m]
Lengte van het anker	:	17,00	[m]
Doorsnede van het anker	:	1278,00	[mm ²]

Verankering is: korte verankering

Resultaten Kranz berekening

Damwand actief, met belastingen	(Ea) :	284,384	[kN]
Damwand actief, geen belastingen	(Ea) :	236,979	[kN]
Horizontale kracht, met belastingen	(Er) :	-1014,887	[kN]
Horizontale kracht, geen belastingen	(Er) :	-849,358	[kN]
Ankerschot actief	(Eo) :	290,062	[kN]
Cohesie x lengte	(Ec) :	0,000	[kN]
Factor t.g.v. hoek	(Es) :	1,103	[-]

Toegestane ankerkracht = (Ea - (Er + Eo) + Ec) / Es

Toegestane ankerkracht met belastingen	:	914,766	[kN]
Toegestane ankerkracht zonder belastingen	:	721,759	[kN]
Toegestane ankerkracht volgens Kranz	:	721,759	[kN]

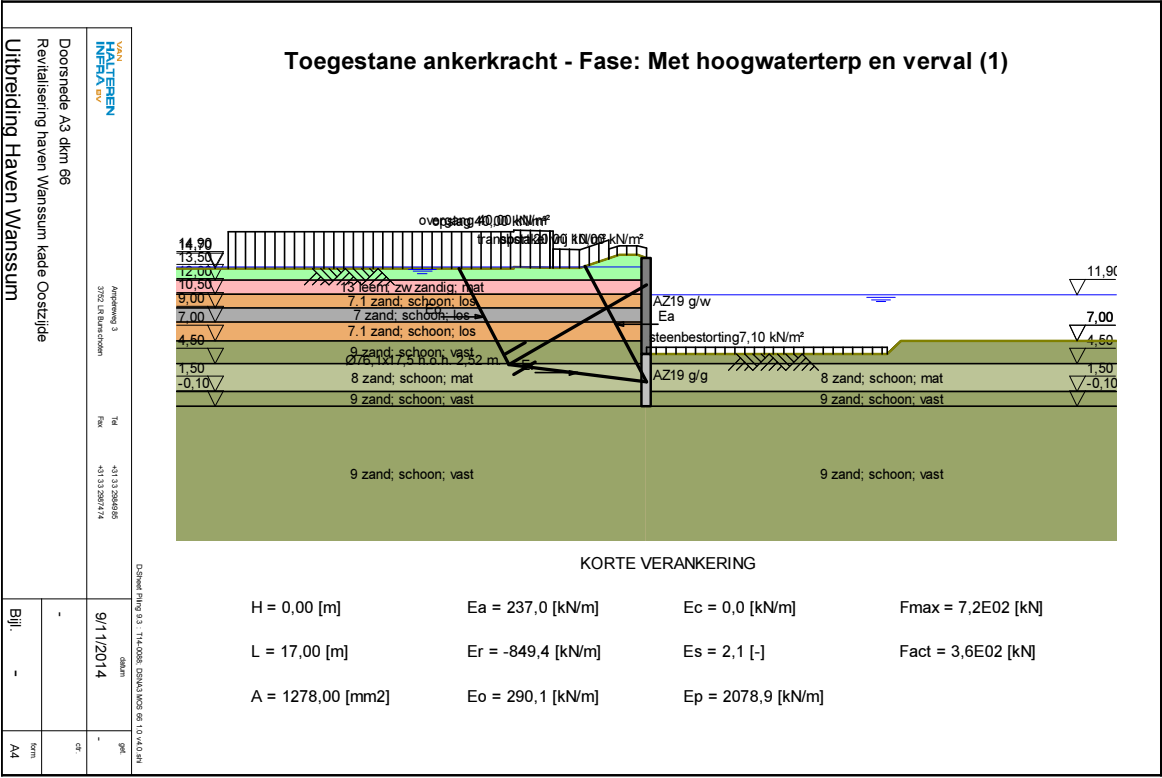
Toegestane ankerkracht	:	721,759	[kN]
Feitelijke ankerkracht (Rep)	:	361,167	[kN]
Feitelijke ankerkracht Cur (1.5 * Fa;Max)	:	686,424	[kN]

Toetsing anker:

Voldoet volgens toets op representatieve waarden

Voldoet volgens CUR

Einde van ankerkrachtverificatie



d. Verificatie ankerkracht doorsnede 3 MOS 67.

Verificatie ankerkracht

D-Sheet Piling versie 9.3

Datum: 9/11/2014

Tijd: 12:49:44 PM

Probleemidentificatie

Doorsnede A 3 dkm 67

Revitalisering haven Wansum, kade oostkant

Fase 10: Met hoogwaterterp en verval (1)

Hoogte van het ankerschot	:	0,00	[m]
Onderkant ankerschot	:	4,43	[m]
Bovenkant ankerschot	:	4,43	[m]
Lengte van het anker	:	17,00	[m]
Doorsnede van het anker	:	1278,00	[mm ²]

Verankering is: korte verankering

Resultaten Kranz berekening

Damwand actief, met belastingen	(Ea) :	265,896	[kN]
Damwand actief, geen belastingen	(Ea) :	221,590	[kN]
Horizontale kracht, met belastingen	(Er) :	-1061,829	[kN]
Horizontale kracht, geen belastingen	(Er) :	-881,887	[kN]
Ankerschot actief	(Eo) :	281,111	[kN]
Cohesie x lengte	(Ec) :	0,000	[kN]
Factor t.g.v. hoek	(Es) :	1,119	[-]

Toegestane ankerkracht = (Ea - (Er + Eo) + Ec) / Es

Toegestane ankerkracht met belastingen	:	935,503	[kN]
Toegestane ankerkracht zonder belastingen	:	735,061	[kN]
Toegestane ankerkracht volgens Kranz	:	735,061	[kN]

Toegestane ankerkracht	:	735,061	[kN]
Feitelijke ankerkracht (Rep)	:	331,599	[kN]
Feitelijke ankerkracht Cur (1.5 * Fa;Max)	:	656,397	[kN]

Toetsing anker:

Voldoet volgens toets op representatieve waarden

Voldoet volgens CUR

Einde van ankerkrachtverificatie



e. Verificatie ankerkracht doorsnede 1 met bolder

Verificatie ankerkracht

D-Sheet Piling versie 9.3

Datum: 9/11/2014

Tijd: 1:18:38 PM

Probleemidentificatie

Doorsnede A 1 - bolder

Revitalisering haven Wanssum, kade oostkant

Uitbreiding Haven Wanssum

Fase 12: Met hoogwaterterp en verval (1)

Hoogte van het ankerschot	:	0,00	[m]
Onderkant ankerschot	:	3,68	[m]
Bovenkant ankerschot	:	3,68	[m]
Lengte van het anker	:	18,50	[m]
Doorsnede van het anker	:	1278,00	[mm ²]

Verankering is: korte verankering

Resultaten Kranz berekening

Damwand actief, met belastingen	(Ea) :	242,402	[kN]
Damwand actief, geen belastingen	(Ea) :	195,105	[kN]
Horizontale kracht, met belastingen	(Er) :	-1618,632	[kN]
Horizontale kracht, geen belastingen	(Er) :	-1180,905	[kN]
Ankerschot actief	(Eo) :	655,517	[kN]
Cohesie x lengte	(Ec) :	0,000	[kN]
Factor t.g.v. hoek	(Es) :	1,186	[-]

Toegestane ankerkracht = (Ea - (Er + Eo) + Ec) / Es

Toegestane ankerkracht met belastingen	:	1016,611	[kN]
Toegestane ankerkracht zonder belastingen	:	607,590	[kN]
Toegestane ankerkracht volgens Kranz	:	607,590	[kN]

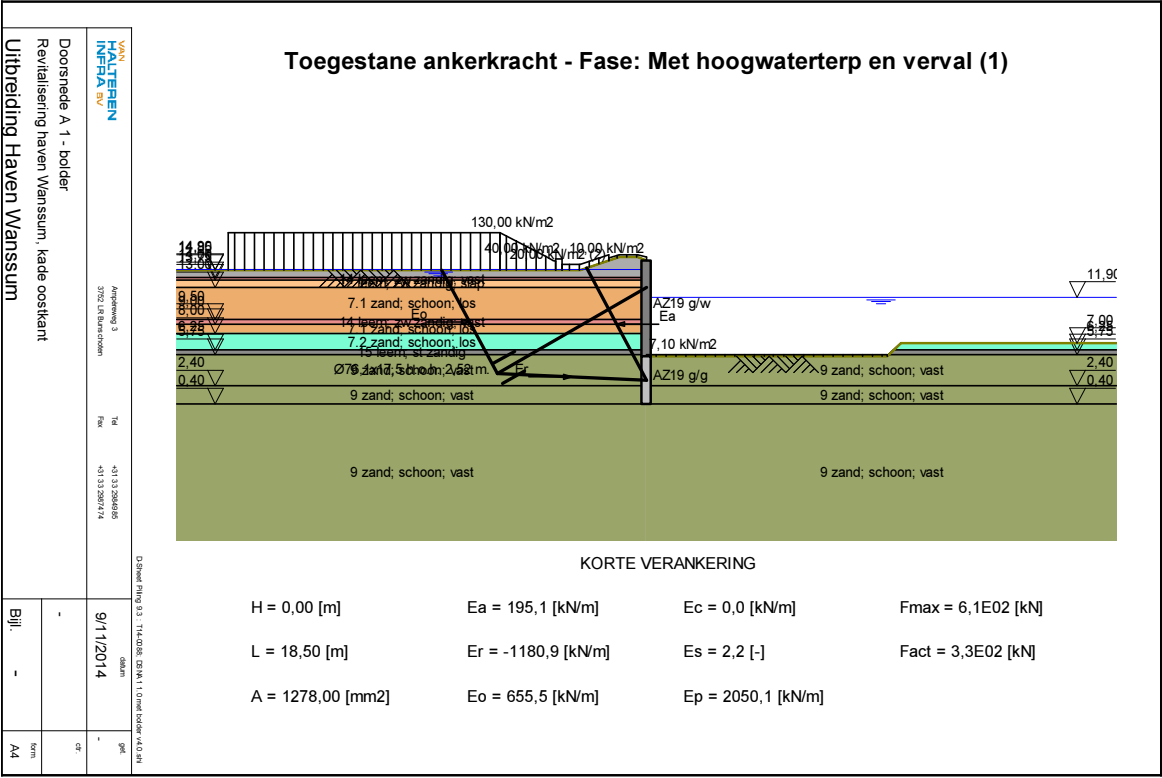
Toegestane ankerkracht	:	607,590	[kN]
Feitelijke ankerkracht (Rep)	:	326,740	[kN]
Feitelijke ankerkracht Cur (1.5 * Fa;Max)	:	586,699	[kN]

Toetsing anker:

Voldoet volgens toets op representatieve waarden

Voldoet volgens CUR

Einde van ankerkrachtverificatie



f. Verificatie ankerkracht doorsnede 2 met bolder

Verificatie ankerkracht

D-Sheet Piling versie 9.3

Datum: 9/11/2014

Tijd: 2:51:29 PM

Probleemidentificatie

Doornsede A2 dkm 66-bolder

Revitaliesering haven Wanssum, kade oostkant

Uitbreiding Haven Wanssum

Fase 12: Met hoogwaterterp en 3 mtr verval (1)

Hoogte van het ankerschot	:	0,00	[m]
Onderkant ankerschot	:	4,43	[m]
Bovenkant ankerschot	:	4,43	[m]
Lengte van het anker	:	17,00	[m]
Doorsnede van het anker	:	1278,00	[mm²]

Verankering is: korte verankering

Resultaten Kranz berekening

Damwand actief, met belastingen	(Ea) :	285,076	[kN]
Damwand actief, geen belastingen	(Ea) :	237,589	[kN]
Horizontale kracht, met belastingen	(Er) :	-1012,033	[kN]
Horizontale kracht, geen belastingen	(Er) :	-847,088	[kN]
Ankerschot actief	(Eo) :	290,062	[kN]
Cohesie x lengte	(Ec) :	0,000	[kN]
Factor t.g.v. hoek	(Es) :	1,102	[-]

Toegestane ankerkracht = $(Ea - (Er + Eo) + Ec) / Es$

Toegestane ankerkracht met belastingen	:	913,499	[kN]
Toegestane ankerkracht zonder belastingen	:	720,800	[kN]
Toegestane ankerkracht volgens Kranz	:	720,800	[kN]

Toegestane ankerkracht	:	720,800	[kN]
Feitelijke ankerkracht (Rep)	:	373,216	[kN]
Feitelijke ankerkracht Cur ($1.5 * Fa; Max$)	:	696,083	[kN]

Toetsing anker:

Voldoet volgens toets op representatieve waarden

Voldoet volgens CUR

Einde van ankerkrachtverificatie



g. Verificatie ankerkracht doorsnede 3 MOS 66 met bolder

Verificatie ankerkracht

D-Sheet Piling versie 9.3

Datum: 9/11/2014

Tijd: 2:06:27 PM

Probleemidentificatie

Doorsnede A3 dkm 66-bolder

Revitalisering haven Wanssum kade Oostzijde

Uitbreiding Haven Wanssum

Fase 12: Met hoogwaterterp en verval (1)

Hoogte van het ankerschot	:	0,00	[m]
Onderkant ankerschot	:	4,43	[m]
Bovenkant ankerschot	:	4,43	[m]
Lengte van het anker	:	17,00	[m]
Doorsnede van het anker	:	1278,00	[mm ²]

Verankering is: korte verankering

Resultaten Kranz berekening

Damwand actief, met belastingen	(Ea) :	284,786	[kN]
Damwand actief, geen belastingen	(Ea) :	237,334	[kN]
Horizontale kracht, met belastingen	(Er) :	-1013,229	[kN]
Horizontale kracht, geen belastingen	(Er) :	-848,039	[kN]
Ankerschot actief	(Eo) :	290,062	[kN]
Cohesie x lengte	(Ec) :	0,000	[kN]
Factor t.g.v. hoek	(Es) :	1,103	[-]

Toegestane ankerkracht = (Ea - (Er + Eo) + Ec) / Es

Toegestane ankerkracht met belastingen	:	914,030	[kN]
Toegestane ankerkracht zonder belastingen	:	721,202	[kN]
Toegestane ankerkracht volgens Kranz	:	721,202	[kN]

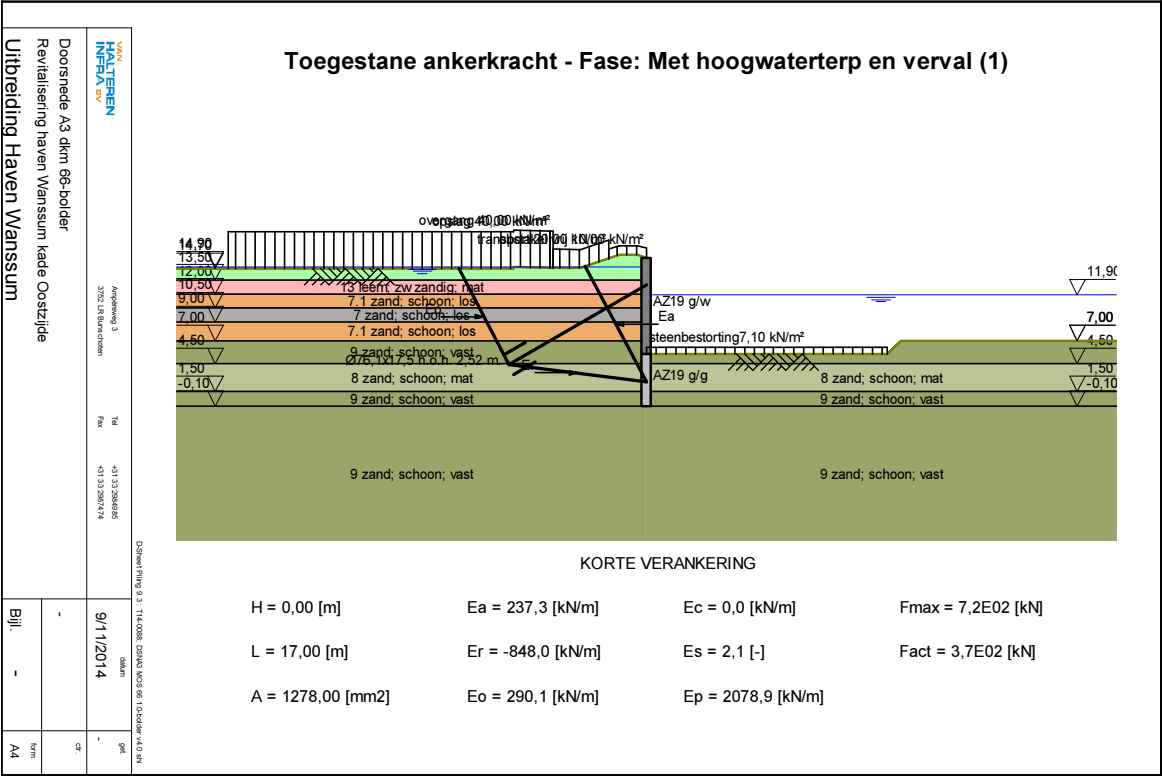
Toegestane ankerkracht	:	721,202	[kN]
Feitelijke ankerkracht (Rep)	:	371,719	[kN]
Feitelijke ankerkracht Cur (1.5 * Fa;Max)	:	696,392	[kN]

Toetsing anker:

Voldoet volgens toets op representatieve waarden

Voldoet volgens CUR

Einde van ankerkrachtverificatie



h. – Verificatie ankerkracht doorsnede 3 MOS 67met bolder

Verificatie ankerkracht

D-Sheet Piling versie 9.3

Datum: 9/11/2014

Tijd: 2:31:23 PM

Probleemidentificatie

Doorsnede A 3 dkm 67

Revitalisering haven Wanssum, kade oostkant

Uitbreiding Haven Wanssum

Fase 12: Met hoogwaterterp en verval (1)

Hoogte van het ankerschot	:	0,00	[m]
Onderkant ankerschot	:	4,43	[m]
Bovenkant ankerschot	:	4,43	[m]
Lengte van het anker	:	17,00	[m]
Doorsnede van het anker	:	1278,00	[mm ²]

Verankering is: korte verankering

Resultaten Kranz berekening

Damwand actief, met belastingen	(Ea) :	266,236	[kN]
Damwand actief, geen belastingen	(Ea) :	221,888	[kN]
Horizontale kracht, met belastingen	(Er) :	-1060,203	[kN]
Horizontale kracht, geen belastingen	(Er) :	-880,614	[kN]
Ankerschot actief	(Eo) :	281,111	[kN]
Cohesie x lengte	(Ec) :	0,000	[kN]
Factor t.g.v. hoek	(Es) :	1,118	[-]

Toegestane ankerkracht = (Ea - (Er + Eo) + Ec) / Es

Toegestane ankerkracht met belastingen	:	934,747	[kN]
Toegestane ankerkracht zonder belastingen	:	734,500	[kN]
Toegestane ankerkracht volgens Kranz	:	734,500	[kN]

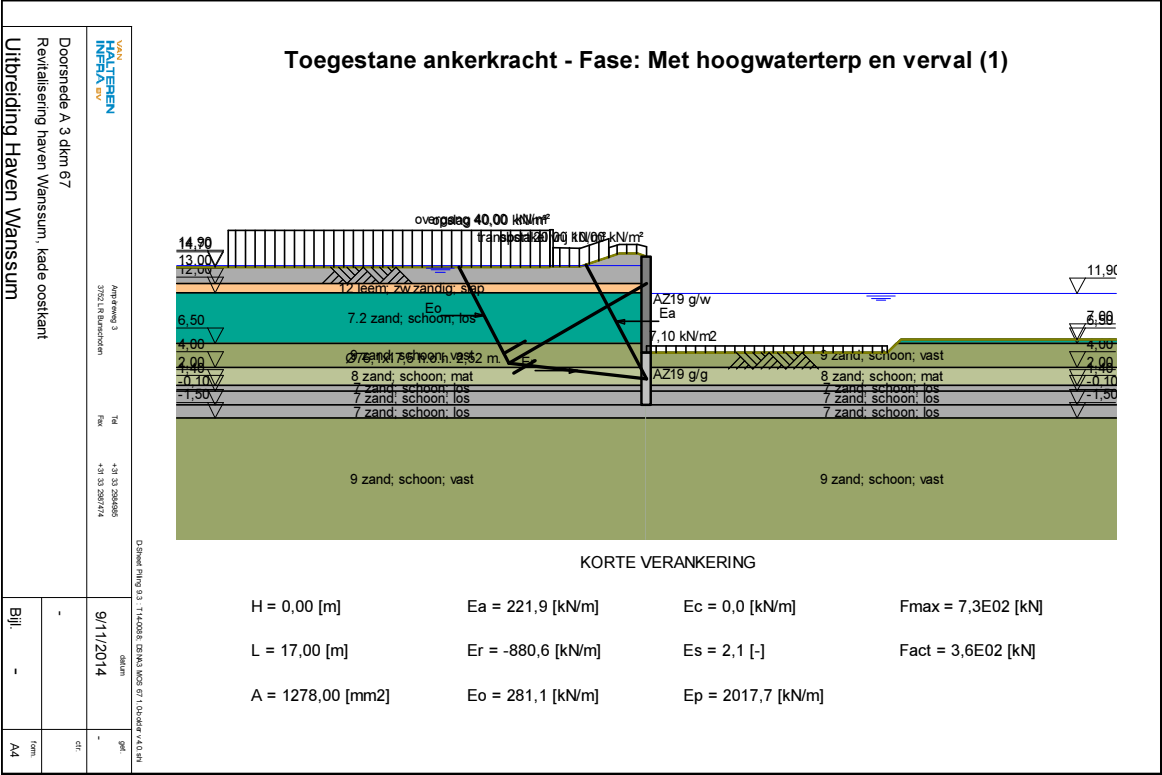
Toegestane ankerkracht	:	734,500	[kN]
Feitelijke ankerkracht (Rep)	:	360,390	[kN]
Feitelijke ankerkracht Cur (1.5 * Fa;Max)	:	693,187	[kN]

Toetsing anker:

Voldoet volgens toets op representatieve waarden

Voldoet volgens CUR

Einde van ankerkrachtverificatie



Bijlage 5. – Berekeningsrapportage groutinjectieverankering.