



Adviesrapport versterking BTZ-kade

Quarleshaven Vlissingen

Opdrachtgever: North Sea Port

Referentie: R-01

Versie: 4.0 (Definitief)

Datum: 5 november 2018

Iv-Infra b.v.

Ingenieursbureau met Passie voor Techniek

Titel document: Adviesrapport versterking BTZ-kade

Ondertitel document: Quarleshaven Vlissingen

Referentie: R-01

Versie: 4.0 (Definitief)

Datum: 5 november 2018

Opdrachtgever: North Sea Port

Projectnummer opdrachtgever: ZSP 10217

Project: North Sea Port, Kade BTZ Quarleshaven Vlissingen

Projectnummer: INFR170799

Opgesteld door: H.J. Wolters / T.S. Albers /
C.T.J.D.M. Steenbergen

Gecontroleerd door: G.F.L. Vliet

Goedgekeurd door: H.J. Wolters

Paraaf: 

Paraaf: 

Paraaf: 



INHOUDSOPGAVE

1	Inleiding	6
1.1.	Achtergrond	6
1.2.	Leeswijzer	7
1.3.	Referenties	7
2	Uitgangspunten ontwerp	9
2.1.	Gevolgklasse/betrouwbaarheidsklasse	9
2.2.	Ontwerplevensduur	9
2.3.	Constructieve uitgangspunten	9
2.4.	Geometrische randvoorwaarden	12
2.5.	Geotechnische randvoorwaarden	13
2.6.	Hydraulische randvoorwaarden	14
2.7.	Schepen	16
2.8.	Belastingen	16
2.8.1.	Maaiveldbelasting	16
2.8.2.	Kraanbelasting	16
2.8.3.	Bolderbelasting	16
2.8.4.	Fenderbelasting	17
2.8.5.	Belastingcombinaties	17
2.9.	Corrosie	18
2.10.	Partiële veiligheidsfactoren	20
3	Modellering bestaande situatie	21
3.1.	Beschrijving modellering in Plaxis 2D	21
3.1.1.	Combiwand	21
3.1.2.	Ankers	21
3.1.3.	Funderingspalen	22
3.1.4.	Dekconstructie	23
3.1.5.	Taludbekleding	23
3.1.6.	Fasering	23
3.2.	Resultaten en toetsing	25
3.2.1.	Stabiliteit	25
3.2.2.	Sterkte voorwand en verankering	28
3.2.3.	Vervormingen	29
3.3.	Conclusie bestaande situatie	30
4	Versterking kademuur	31
4.1.	Extra verankering voorzijde	32
4.2.	Gewapende grond	33
4.2.1.	Specifieke uitgangspunten	33



4.2.2.	Ontwerp	35
4.2.3.	Samenvatting en aandachtspunten	39
4.3.	Verloop grondwaterstand in Plaxis	40
4.4.	Fasering	41
4.5.	Resultaten en toetsing	41
4.5.1.	Stabiliteit	41
4.5.2.	Sterkte voorwand en verankering	43
4.5.3.	Snedekrachten	43
4.5.4.	Toets voorwand	44
4.5.5.	Toets anker achter	45
4.5.6.	Toets anker voor	45
4.5.7.	Vervormingen	46
4.6.	Kostenraming	46
4.7.	Conclusie versterking	46
5	Toetsing bovenbouw	48
6	Analyse fenders	49
6.1.	Berekening afmeerenergie	49
6.1.1.	Massa van het schip (M)	50
6.1.2.	Afmeersnelheid (v)	50
6.1.3.	Eccentricity factor (C_e)	50
6.1.4.	Virtual mass factor (C_m)	51
6.1.5.	Softness factor (C_s)	51
6.1.6.	Cushion factor (C_c)	51
6.1.7.	Factor voor abnormale impact (γ_{abnormal})	52
6.1.8.	Afmeerenergie	52
6.2.	Controle bestaande foam fenders	52
6.3.	Variantenstudie alternatieve fenders	54
6.3.1.	Cone fenders met fenderschot	54
6.3.2.	Paal-fendersysteem	56
6.3.3.	Drijvend ponton voorzien van fenders aan weerszijden ponton	58
6.3.4.	Doorgaand remmingwerk met of zonder fenders	59
6.4.	Conclusie en aandachtspunten	60
7	Conclusies en aanbevelingen	61
7.1.	Conclusies	61
7.2.	Aanbevelingen	62
BIJLAGEN		64
A.	Tekeningen bestaande situatie	64
B.	Bepaling T_{skin} funderingspalen	65
C.	Sterktetoets buispaal	66



C.1.	Bestaande situatie (BGT*1,2)	66
C.2.	Versterking met belastinggeval 1 ($M_{sf} = 1,25$)	66
D.	Houdkracht groutlichaam	67
E.	Kostenraming	68
E.1.	Deterministisch	68
E.2.	Probabilistisch	68
F.	Specificaties Stratagrid	69
G.	Berekening gewapende grond – inwendige stabiliteit	70
H.	Wanddiktemetingen 7 maart 2018 en verschil na aanbrengen anodes	71
I.	Herberekening bovenbouw	72
J.	Standaard tabellen zeeschepen en binnenvaartschepen Havenbedrijf Rotterdam	73
K.	Berekening afmeerenergie ontwerpschepen	75
K.1.	Handysize	75
K.2.	Coaster	75
K.3.	Rijnmax. schip	75
L.	Notitie haalbaarheid toepassing coneenders BTZ-kade	76

1 Inleiding

1.1. Achtergrond

De voormalige kade van de Flushing Marine Terminal (FMT) in de Quarleshaven te Vlissingen, zie Figuur 1-1, is gebouwd aan het begin van de 21^e eeuw. De kade bestaat uit 9 secties. Een karakteristieke doorsnede van de kademuur is weergegeven in Figuur 1-2. Eén sectie van de kade (sectie 5) is in 2013 versterkt. Dit is momenteel de enige sectie die belast mag worden (uniforme terreinbelasting en belasting vanuit een mobiele kraan).

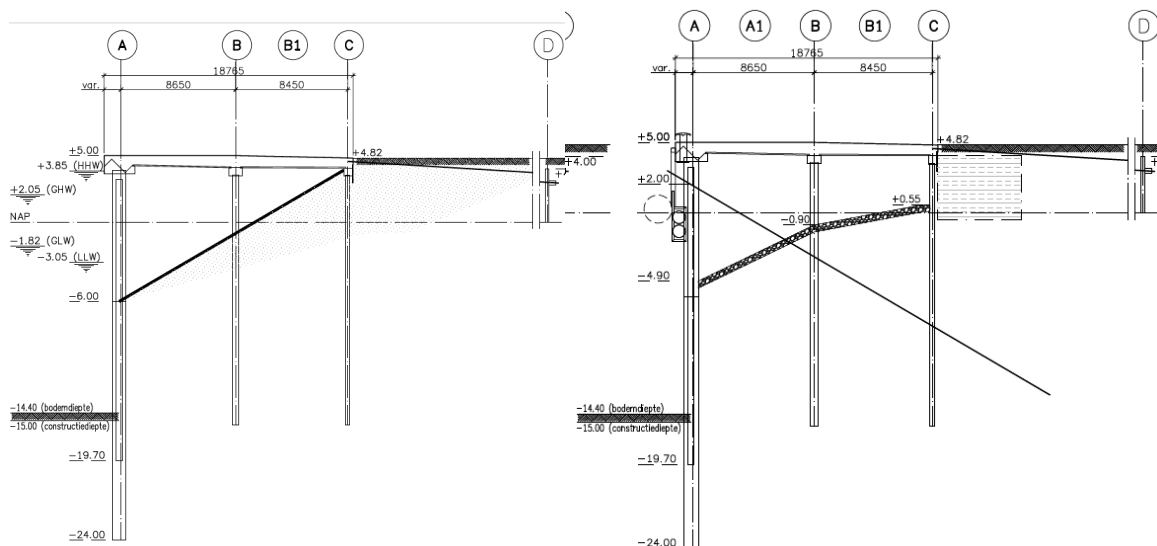
Sinds 2015 is de Bulk Terminal Zeeland (BTZ) gevestigd op het terrein. Om de mogelijkheden voor de bedrijfsvoering op de kade uit te breiden is North Sea Port aan het onderzoeken of sectie 2 t/m 4 en 6 t/m 8 ook versterkt kunnen worden. Er dient onderzocht te worden welke versterkingsopties er zijn en of de in sectie 5 toegepaste maatregelen kostentechnisch de meest optimale maatregelen zijn. Daarnaast moet ook beschouwd worden of sectie 5 verder aangepast moet worden om de restlevensduur van de gehele kade (m.u.v. sectie 1 en 9) gelijk te trekken.

In deze rapportage is de haalbaarheid voor het versterken van de kademuur onderzocht. Hiertoe is eerst de bestaande situatie gemodelleerd. Op basis van deze modellering zijn mogelijke versterkingsmaatregelen onderzocht. Vervolgens is de meest kansrijke versterking technisch uitgewerkt en voorzien van een kostenraming.

Ten slotte heeft North Sea Port gevraagd te onderzoeken of de bestaande fenders vervangen kunnen worden. Op dit moment liggen er drijvende foam fenders (voorzien van kettingen met autobanden) voor de kade die eigenlijk te breed zijn, waardoor binnenvaartschippers niet eenvoudig op veilige wijze op de kade kunnen komen. Een analyse naar alternatieve fenders maakt daarom ook deel uit van deze rapportage.



Figuur 1-1 Locatie BTZ-kade in de Quarleshaven te Vlissingen



Figuur 1-2: links doorsnede bestaande kademuur (sectie 2 t/m 4 en 6 t/m 8), rechts doorsnede reeds versterkte kademuur (sectie 5) [9]

1.2. Leeswijzer

Hoofdstuk 2 bevat de uitgangspunten voor het ontwerp van de versterking. Hoofdstuk 3 bevat de modellering van de bestaande situatie, waarna in hoofdstuk 4 de versterkingsmaatregelen zijn uitgewerkt en de kostenraming is opgenomen. In hoofdstuk 6 is een analyse uitgevoerd naar alternatieven voor de bestaande drijvende fenders. Hoofdstuk 7 bevat conclusies en aanbevelingen.

1.3. Referenties

Normen en richtlijnen

- [1] Eurocodes en nationale bijlages.
- [2] CUR-publicatie 166 (zesde druk) Damwandconstructies, 2012, Stichting CUR, Gouda.
- [3] CUR-publicatie 198, Kerende constructies in gewapende grond. Taludhelling steiler dan 70°, september 2000, Stichting CUR, Gouda.
- [4] Quay Walls Handbook, SBRCurnet Publication 211E, 2013.
- [5] Rijkswaterstaat Dienst Weg- en Waterbouwkunde, Taludbekleding van gezette steen, TAW-A2, Deel XXII, Band A, maart 1991.
- [6] PIANC, Guidelines for the Design of Fender Systems, 2002.
- [7] SBRCURnet, Binnenstedelijke kademuren, 2014.

Beschikbaar gestelde documentatie

- [8] Hakkers Constructief in Waterbouw, As Built tekening, Kade FMT Quarleshaven, Situering, aanzichten en doorsnede kade 5, tek.nr. 14030-TEK-001_REV, oktober 2014.
- [9] Hakkers Constructief in Waterbouw, As Built tekening, Kade FMT Quarleshaven, Bouwfaseringen, tek.nr. 14030-TEK-001_REV, oktober 2014.



- [10] Hakkers Constructief in Waterbouw, Bouwteam Zeeland Seaports Technisch programma van eisen, 23 januari 2013.
- [11] Zeeland Seaports, Vestiging STT op voormalig FMT-terrein, tekening kade Quarleshaven beschikbare voorzieningen, tek.nr. ZSPOR-2015-042, rev.2, maart 2015.
- [12] Fugro Geoservices b.v., Grondonderzoek kade Quarleshaven Zuid te Vlissingen, 2 juli 2013.
- [13] Zeeland Seaports, Bijleveldhaven NAP Peilkaart augustus 2017, 22 augustus 2017.
- [14] Zeeland Seaports, excelfile met eigenschappen bestaande constructie, aangeleverd per e-mail door J. Vader d.d. 20-09-2017.
- [15] Mabuwat utiliteitsbouw, Vervat Vlissingen kademuur Quarleshaven, Tekeningen 3431-3 t/m 10, 2001.
- [16] MOS Grondmechanica, Grondonderzoek Quarleshaven te Vlissingen, R119108-RH_1, 9 januari 2009.
- [17] Royal Haskoning, Beschouwing ontwerp kade FMT te Vlissingen, 9P5171, 25 maart 2004.
- [18] Zeeland Seaports, Functioneel Programma van Eisen, Uitbreiding kade BTZ, versie 1, 13 december 2017.
- [19] North Sea Port, E-mail Gerard Verburg (onderwerp: BTZ-kade | monitoringsplan m.b.t. staaldiktemetingen) d.d. 4 juni 2018
- [20] North Sea Port, Resultaten wanddiktemetingen o.b.v. inspectietekening Quarleshaven Kademuur VK0506 + VK0506A. Datum wanddiktemetingen: 7 maart 2018.
- [21] North Sea Port, Resultaten afname wanddikte na plaatsen anodes, aangeleverd per e-mail door Gerard Verburg op 24 juli 2018.
- [22] North Sea Port, Tekening Uitbreiding kade BTZ, huidige functionaliteit BTZ, ZSPOR-2017-085, 30 oktober 2018.

Overige documentatie

- [23] Rijkswaterstaat, Kenmerkende waarden Getijgebied 2011.0, 22 juli 2013.
- [24] Actueel Hoogbestand Nederland, via <http://ahn.nl>, april 2017.
- [25] Iv-Infra b.v., Zeeland Seaports Wapeningsonderzoek Kademuur Quarleshaven te Vlissingen, INPA130115, april 2013.
- [26] Iv-Infra b.v., Zeeland Seaports Betonsterkte onderzoek Kademuur Quarleshaven te Vlissingen, INPA130115, februari 2013.
- [27] QuayQuip, Fenders, catalogus gedownload via: <https://s3-eu-west-1.amazonaws.com/etb-qq-wordpress/wp-content/uploads/2017/05/Catalogue-Fenders-English-A4-Metric-v293.pdf>, juni 2018.
- [28] ShibataFenderTeam, Design Manual, gedownload via: <https://www.shibata-fender.team/files/content/Downloads/SFT-Design-Manual-A4-English-2017.pdf>, juni 2018.
- [29] ShibataFenderTeam, Product Catalogue, gedownload via: https://www.shibata-fender.team/files/content/Downloads/SFT_Product_Catalogue_A4_English.pdf, juni 2018.

Software

- [30] Plaxis 2D, versie 2016.1.

2 Uitgangspunten ontwerp

2.1. Gevolgklasse/betrouwbaarheidsklasse

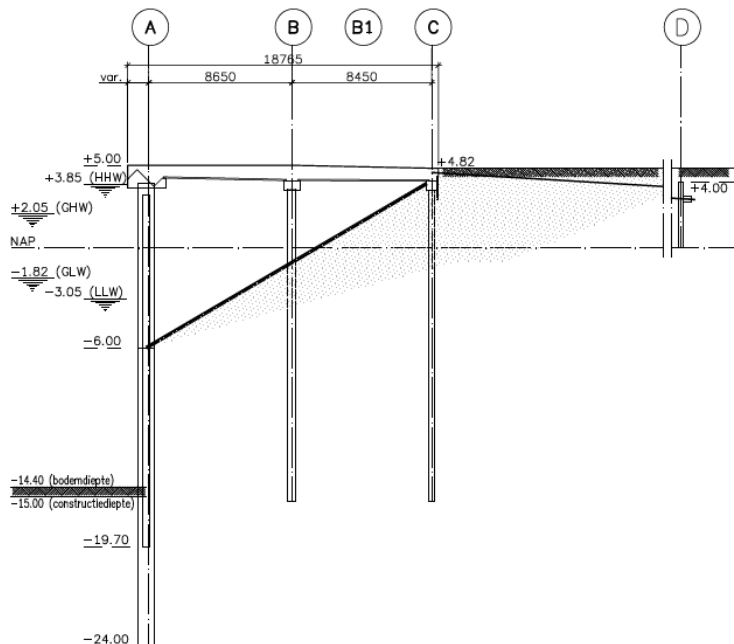
Conform de beschrijving in [4] tabel 6.1 is de kademuur ingedeeld in gevolgklasse CC2. Overeenkomstig deze gevolgklasse wordt de versterking ontworpen in betrouwbaarheidsklasse RC2.

2.2. Ontwerplevensduur

Er wordt aangenomen dat het oorspronkelijke ontwerp in 2001 voor 50 jaar is gemaakt. Hiermee is nu het uitgangspunt dat de constructie in de versterkte situatie tot 2051 moet functioneren. De resterende levensduur is daarmee 33 jaar.

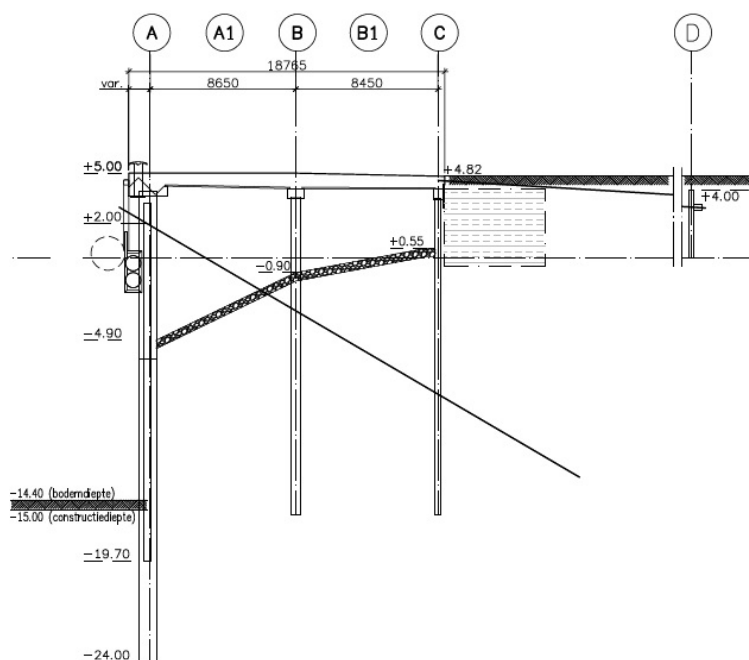
2.3. Constructieve uitgangspunten

Een bovenaanzicht van de huidige situatie is opgenomen in bijlage A. Een representatieve doorsnede van de huidige situatie bij secties 1 t/m 4 en 6 t/m 8 is gegeven in onderstaande figuur. De constructie bestaat uit een overbouwd talud (betonnen vloer op prefab betonpalen op as B en C) en aan de voorzijde een combiwand (as A). Aan de achterzijde bevindt zich een verankering met ankerschotten (as D). Sectie 2 t/m 4 en 6 t/m 8 dienen te worden versterkt.



Figuur 2-1 Doorsnede huidige situatie sectie 1 t/m 4 en 6 t/m 9 [9]

De doorsnede van de huidige situatie bij de reeds versterkte sectie 5 is gegeven in onderstaande figuur. In deze sectie zijn aan de voorzijde schroefinjectie ankers bijgeplaatst (één anker per buispaal). De bovenzijde van het talud is verflauwd en er is gewapende grond achter de vloer aangebracht als grondkering.



Figuur 2-2 Doorsnede huidige situatie versterkte sectie 5 [9]

De eigenschappen van de huidige constructie-onderdelen van de te versterken secties 2 t/m 4 en 6 t/m 8 zijn gegeven in onderstaande tabellen. Deze zijn gebaseerd op [8], [14] en [15].

Tabel 2-1: Eigenschappen combiwand

Combiwand	
Diameter / wanddikte buispalen	1016 / 15,4 (ca. NAP+4,5 m tot NAP-6,0 m) 1016 / 12,5 (NAP-6,0 m tot NAP-18,0 m) 1016 / 11,0 (NAP-18,0 m tot NAP-24,0 m)
Staalkwaliteit buispalen	X60
Inheidiepte buispalen	NAP-24,0 m
Bovenzijde combiwand	NAP+5,0 m (= bovenzijde dek; b.k. combiwand ca. 0,5 m lager)
Type tussenplanken	2*PU20
Staalkwaliteit tussenplanken	S240
Inheidiepte tussenplanken	NAP-19,7 m
Systeembreedte combiwand	2,26 m



Tabel 2-2: Eigenschappen verankering

Verankering	
Diameter ankers	Ø 57 mm
Vloeispanning ankers	550 N/mm ² (o.b.v. [17], pagina 5) ¹
H.o.h. afstand ankers	2,8 m ²
Lengte ankers	26,2 m
Aangrijpniveau aan betonnen dek	NAP+4,32 m
Aangrijpniveau bij ankerschot	NAP+2,75 m
Type ankerschot	5xL3N
Staalkwaliteit ankerschot	S240GP
Inheidiepte ankerschot	NAP+0,0 m
Bovenzijde ankerschot	NAP+4,0 m
Gording	Betonnen gording 500x350 mm (damwandkassen t.h.v. gording ook gevuld met beton)

Tabel 2-3: Eigenschappen dek constructie

Dek constructie	
Sterkteklasse funderingsbalken	C30/37
Sterkteklasse vloer	C35/45
Elasticiteitsmodulus C30/37 ongescheurd	33*10 ⁶ kPa
Elasticiteitsmodulus C30/37 gescheurd	15*10 ⁶ kPa
Elasticiteitsmodulus C35/45 ongescheurd	34*10 ⁶ kPa
Elasticiteitsmodulus C35/45 gescheurd	15*10 ⁶ kPa

Tabel 2-4: Eigenschappen funderingspalen

Funderingspalen	
Afmetingen landzijde	320 x 320 mm
Afmetingen waterzijde	420 x 420 mm
Paalpuntniveau landzijde en waterzijde	NAP-15,3 m
h.o.h. afstand palen landzijde	4,05 m
h.o.h. afstand palen waterzijde ³	2,4 m (sectie 1, 4, 6, 7 en 8) 2,585 m (sectie 2 en 3) 2,2 m (sectie 5 en 9)
Elasticiteitsmodulus beton gescheurd	10*10 ⁶ kPa

¹ Aangenomen wordt dat de ankers een breukspanning hebben van 700 N/mm² (aannee o.b.v. huidige leverbare ankerstaven)

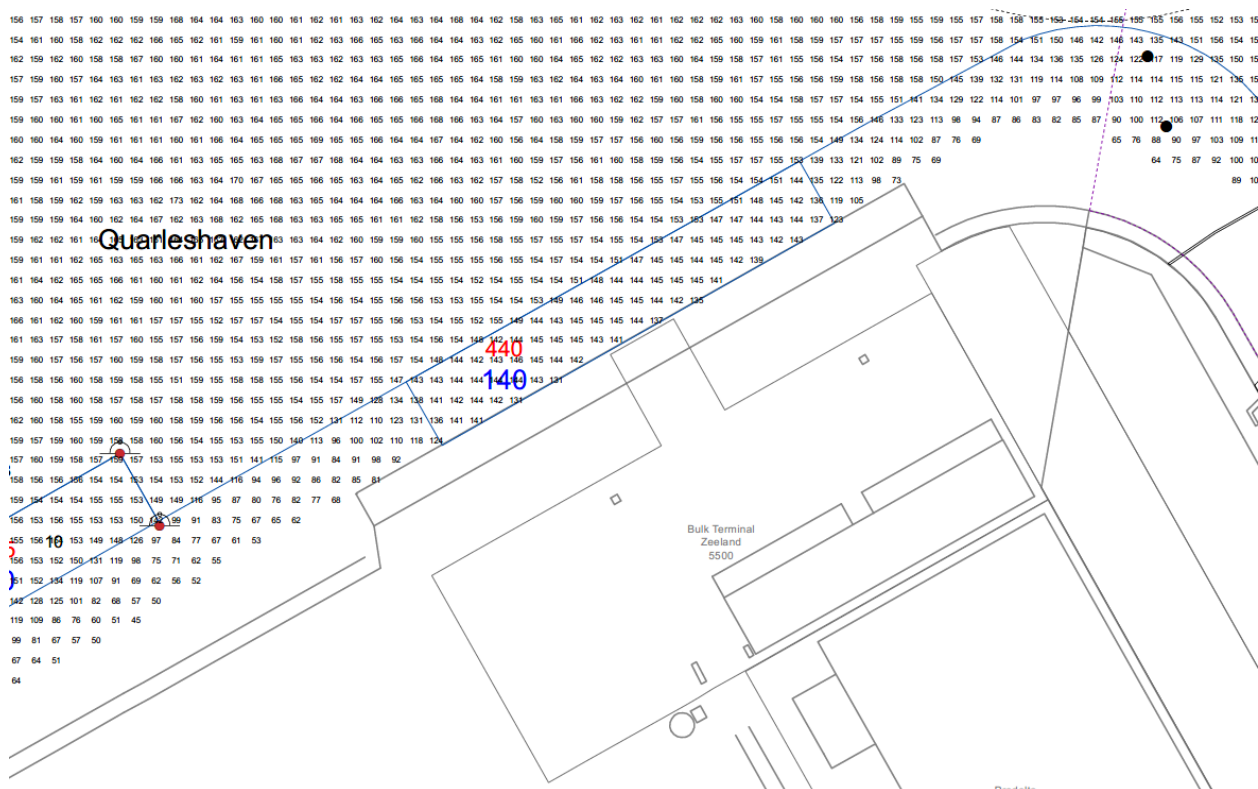
² In sectie 1 hebben de ankers een h.o.h. afstand van 2,4 m [15]. Aangezien deze sectie niet in de scope valt van deze rapportage wordt deze situatie niet beschouwd.

³ Voor de herberekening wordt in eerste instantie uitgegaan van de meest ongunstige h.o.h. afstand van 2,585 m. Indien noodzakelijk wordt in een later stadium de invloed van de kleinere h.o.h. afstand, 2,4 m, in de overige secties beschouwd. Aangezien sectie 1, 5 en 9 niet in de scope vallen wordt de h.o.h. afstand van 2,2 m niet beschouwd.



2.4. Geometrische randvoorwaarden

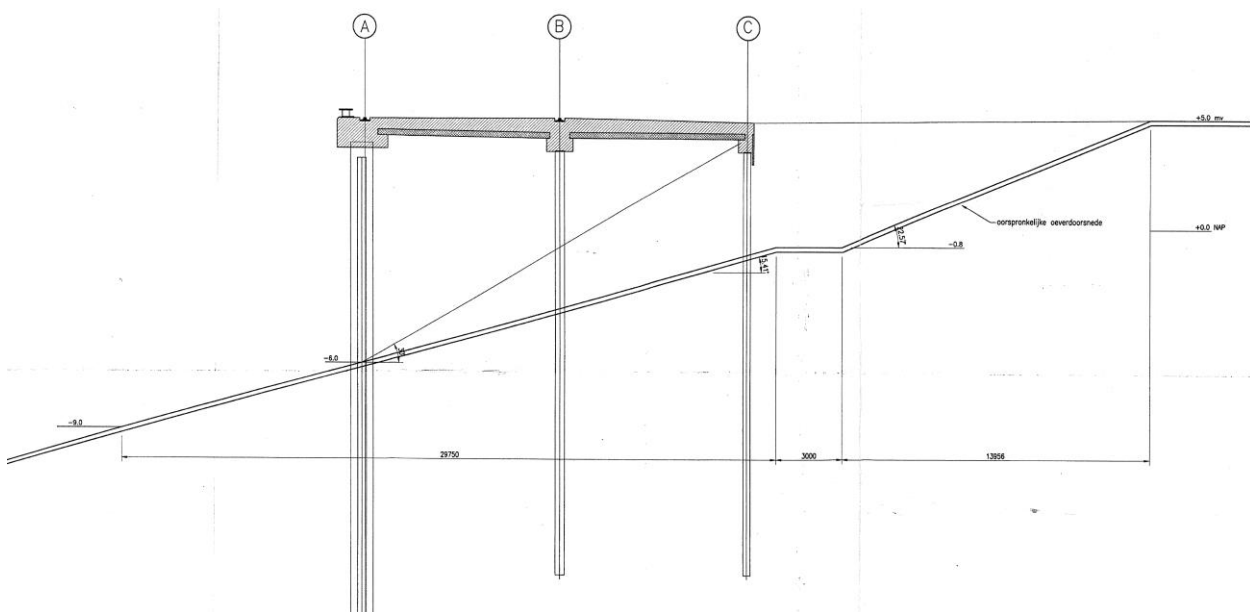
De constructiediepte is NAP-15,0 m [19]. Dit niveau wordt gehanteerd in de ontwerpberekeningen van de versterking. In augustus 2017 is een dieptepeiling uitgevoerd in de Quarleshaven, zie Figuur 2-3. Hieruit blijkt dat de actuele bodemligging voor de kade overall hoger is dan de constructiediepte. De constructiediepte wordt daarom gehanteerd als uitgangspunt in de berekeningen.



Figuur 2-3 Dieptepeiling Quarleshaven [13]

Bovenzijde constructie is NAP+5,0 m. Tot as B is dit niveau vlak, daarna verloopt dit tot NAP+4,82 m op as C. Het maaiveld achter de vloer ligt ook ongeveer op dit niveau.

Voordat de kade gebouwd is, was een glooiing aanwezig. Het taludverloop in deze oude situatie en in de huidige situatie is weergegeven in Figuur 2-4.



Figuur 2-4: Doorsnede voor- en na bouw kademuur [15]

Ook blijkt uit [15] dat er in de bouwfase een tijdelijke aanvulling tot NAP+2,0 m achter de combiwand aanwezig is geweest (vermoedelijk t.b.v. het plaatsen van de betonnen palen).

2.5. Geotechnische randvoorwaarden

Er is in geotechnisch onderzoek (grond- en laboratoriumonderzoek) beschikbaar uit 2013 van de versterking van sectie 5 [12]. Hierbij zijn 4 landsonderingen, 3 watersonderingen uitgevoerd met bij elke sondering een boring met boorbeschrijving. Dit grondonderzoek wordt als representatief voor de te versterkten secties aangehouden. Wanneer de versterking verder uitgewerkt wordt t.b.v. de voorbereiding van de uitvoering dienen aanvullende sonderingen uitgevoerd te worden.

De globale bodemopbouw bestaat gezien vanaf het maaiveld uit de wegverharding achter de kade, los gepakt zand, matig gepakt zand en ten slotte vast gepakt zand. Sondering DKM4 levert het meest ongunstige beeld van de grondopbouw en is daarom aangehouden. Het matig tot vast gepakte zand begint hier wat lager. In 2009 is een achttal sonderingen aan de waterzijde van de kademuur uitgevoerd ([16], sondering 12 t/m 19). Deze sonderingen laten een vergelijkbaar beeld zien en zijn gebruikt ter controle.

De sterkte- en stijfheidsparameters zijn gebaseerd op de laboratorium onderzoek [12]. De karakteristieke waarden zijn bepaald a.d.h.v. NEN-EN 1990. Voor de stijfheidsparameters van de zandlagen in het Hardening Soil model in Plaxis 2D wordt uitgegaan van de volgende correlaties (bij een referentiespanning van 100 kPa):

- $E_{50;ref}$ is bepaald uit de beschikbare labproeven.
- $E_{oed;ref} = E_{50;ref}$
- $E_{ur;ref} = 3 \cdot E_{oed;ref}$



De volumieke gewichten zijn de gemiddelde waarden uit de laboratorium proeven [12]. De grondopbouw en grondparameters zijn weergegeven in Tabel 2-5. Voor zand top laag zijn geen laboratoriumproeven beschikbaar. Hiervoor worden karakteristieke waarden uit NEN-EN 1997 tabel 2b aangehouden.

Tabel 2-5: Grondopbouw o.b.v. DKM-04 en geotechnische parameters

Niveau b.k. laag [m NAP]	Grondsoort	Bron	$\gamma/\gamma_{\text{sat}}$ [kN/m ³]	ϕ' [°]	c' [kN/m ²]	ψ [°]	$E_{\text{oed,ref}}$ [MPa]	$E_{50,\text{ref}}$ [MPa]	$E_{\text{ur,ref}}$ [MPa]
+5,0	Zand, top laag	Eurocode	17,0 / 19,0	30,0	0	0	25	25	75
+4,5	Zand, matig vast gepakt	Lab	17,3 / 20,4	31,9	0	1,9	47	47	142
-8,0	Zand, matig vast gepakt	Lab	17,6 / 20,6	31,4	0	1,4	53	53	159
-13,0	Zand, vast gepakt	Lab	17,7 / 20,8	32,7	0	2,7	83	83	250

Voor de overige Plaxis parameters worden de waarden uit Tabel 2-6 gehanteerd.

Tabel 2-6: Overige Plaxis parameters

Grondsoort	m	R_{int}	v
	[-]	[-]	[-]
Zand	0,5	0,67	0,2

2.6. Hydraulische randvoorwaarden

Het soortelijk gewicht van zout water is 10,25 kN/m³ [18].

Op basis van data vanuit meetstation Vlissingen [23] worden de volgende kenmerkende waterstanden aangehouden in de berekeningen⁴:

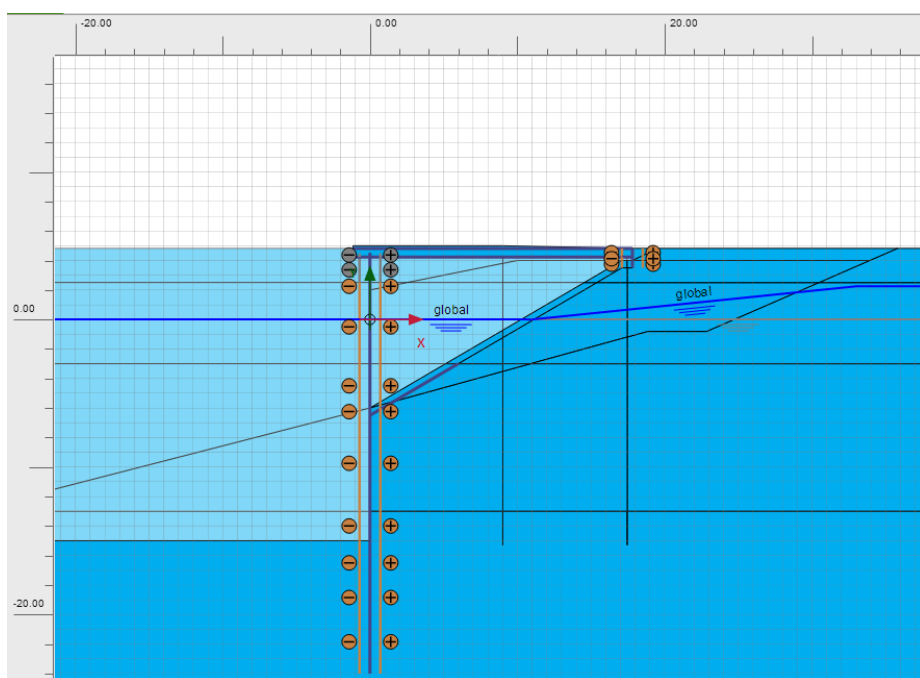
- Hoog hoogwater (1x per 10 jaar): NAP+3,85 m
- Laag astronomisch tij (LAT): NAP-2,56 m
- Getijverschil gemiddeld springtij ($\Delta h_{\text{getij;spring}}$) = 4,45 m
- Gemiddeld hoogwater (GHW): NAP+2,07 m
- Gemiddeld laagwater (GLW): NAP-1,76 m
- Gemiddelde waterstand (GWS): NAP+0,01 m

Er zijn geen gegevens beschikbaar van de grondwaterstand onder het talud of achter de kade. Deze grondwaterstand en het verloop tussen de buitenwaterstand en de grondwaterstand is van significant belang voor de stabiliteitsberekening van het talud. Bij gebrek aan verdere gegevens wordt conform tabel 6.11 [4] onder getijdecondities gerekend met de volgende waterstanden bij doorlatende omstandigheden (zandgronden):

⁴ GHW en GLW wijken enkele centimeters af van de informatie uit het Functioneel Programma van Eisen (FPvE) [18]. In het FPvE wordt echter gesteld dat voor de waterstanden uitgegaan moet worden van actuele websites, waarmee de gepresenteerde data van het meetstation [23] leidend is.

1. Buitenzijde: LAT; Binnenzijde: $\text{LAT} + 0,5 \cdot \Delta h_{\text{getij;spring}}$
2. Buitenzijde: GWS; Binnenzijde: $\text{GWS} + 0,5 \cdot \Delta h_{\text{getij;spring}}$

Aangezien er in dit geval een open ruimte achter de voorwand aanwezig is wordt aangenomen dat in deze ruimte de buitenwaterstand heerst. Deze aanname wordt onderbouwd met het gegeven dat ten tijde van de versterking van sectie 5 gaten zijn gemaakt in de vleugelwanden [8]. De binnenwaterstand heerst vervolgens in het grondlichaam achter deze holle ruimte, waarbij de freatische lijn omhoog loopt onder het talud (zie Figuur 2-5). Uit verkennende berekeningen blijkt dat wanneer de freatische lijn direct achter de bekleding omhoog loopt naar de grondwaterstand het talud reeds zonder belastingen instabiel is in de bruikbaarheidsgrenstoestand (BGT). Aangezien het talud onder dagelijkse omstandigheden wel stabiel is, is er voor gekozen om de freatische lijn wat flauwer op te laten lopen naar de grondwaterstand, zie figuur. Dit impliceert dat de grondwaterstand wel over ca. 15 m achter het talud reageert op de buitenwaterstand. Gezien het aanwezige zandige materiaal lijkt dit een realistisch scenario. Peilbuisonderzoek zou hier helderheid in kunnen scheppen.



Figuur 2-5: schematisatie verloop buitenwaterstand - grondwaterstand



2.7. Schepen

De maatgevende schepen die moeten afmeren aan de kade (sectie 2 t/m 8) zijn gegeven in Tabel 2-7.

Tabel 2-7: Maatgevende schepen [18]

	Zeeschepen	Coaster	Binnenvaartschepen
Naam	Handysize		Rijnmax schip
LOA	200 m	120 m	135 m
Breedte	32 m	Max. 20 m	17,5 m
DWT	50.000 ton	10.000 ton	7.000 ton
Diepgang	12 m	7,5 m	4,5 m

2.8. Belastingen

2.8.1. Maaiveldbelasting

Voor de maaiveldbelasting in de nieuwe situatie dient te worden uitgegaan van een uniforme belasting van 20 kN/m^2 op en achter de kade. Aanvullend dient onderzocht te worden wat de consequenties voor de versterkingsmaatregelen zijn wanneer 40 kN/m^2 op de kade zou worden geplaatst. De genoemde belastingen betreffen karakteristieke waarden.

2.8.2. Kraanbelasting

Op de kraanbanen dient een belasting van 20 ton/m aanwezig te kunnen zijn. De kraanbanen bevinden zich op as A en B. Naast de verticale belasting dient rekening gehouden te worden met een horizontale component als gevolg van wind- en rembelasting. Op basis van [4] wordt deze aangehouden op 15% van de verticale belasting van 200 kN/m . Er wordt daarom een horizontale belasting van 30 kN/m in rekening gebracht. De genoemde belastingen betreffen karakteristieke waarden.

2.8.3. Bolderbelasting

Er bevinden zich in de huidige situatie 60T bolders op de combiwand [15][17]. Op iedere moot is 1 bolder aanwezig. In de versterkte zone sectie 5 zijn twee 60T bolders geplaatst. Gezien de breedte van het dek en bijbehorende schijfwerking wordt de bolderbelasting gespreid over een halve sectie. Dit leidt tot een karakteristieke lijnlast $600/18 = 33,3 \text{ kN/m}$. Er zijn tevens 30T haalpennen aanwezig op de kade. Deze zijn niet maatgevend boven de 60T bolders. De 90T landbolders zijn separaat gefundeerd achter de kade en niet beschouwd in deze studie.

N.B. in de toekomstige situatie is de wens om op de secties 2, 3, 4, 6, 7 en 8 30T bolders te plaatsen [22]. Dit betekent dat de bolderbelasting in de praktijk wat lager zal zijn dan nu aangehouden in de berekeningen. De positieve invloed hiervan op de krachtswerking in de constructie als beschouwd in deze rapportage is echter gering. Om deze reden is deze wijziging in bolderkracht niet meegenomen in de berekeningen.



2.8.4. Fenderbelasting

Voor de fenderbelasting is in dit stadium uitgegaan van een representatieve lijnlast van 150 kN/m op NAP. Mogelijk gaat de fendering in de toekomst wijzigen, zie ook hoofdstuk 6. Hier is op dit moment geen rekening mee gehouden in de berekeningen. Uit de herberekening van het dek en de verbindingen met de palen (zie hoofdstuk 5 / bijlage I) volgt dat de verbinding tussen de combiwand en het dek bij bovengenoemde lijnlast van 150 kN/m op NAP volledig is uitgenut. Dat wil zeggen dat de toekomstige fendering niet tot hogere belastingen op de kade mag leiden dan in de huidige situatie het geval is.

2.8.5. Belastingcombinaties

Voor de belastingcombinaties wordt uitgegaan van de volgende combinatiefactoren conform [4] tabel 6.5:

- Uniforme belasting:
 - $\psi_0 = 0,7$
- Kraanbelasting:
 - $\psi_0 = 0,6$
- Bolderbelasting:
 - $\psi_0 = 0,7$
- Fenderbelasting:
 - $\psi_0 = 0,7$

Onderstaande belastinggevallen worden onderzocht. Dit zijn naar verwachting de maatgevende gevallen en in de berekeningen wordt dit nader onderzocht o.b.v. gevoeligheidsanalyses. Tevens wordt gekeken naar de invloed van alleen maaiveldbelasting achter de vloer of zowel maaiveldbelasting op en achter de vloer. Aangezien de bolderbelasting beperkt is wordt de bolderbelasting telkens als bijkomende belasting meegenomen. De impact van fenderbelasting op de krachtswerking in de combiwand is gunstig en daarom is deze ook alleen als bijkomende belasting meegenomen. Dit resulteert in de volgende belastinggevallen (voor de belastingfactoren wordt verwezen naar paragraaf 2.10):

- BG1: Uniforme bovenbelasting (achter en op de vloer) + 0,6*kraanbelasting + 0,7*bolderbelasting
- BG2: Uniforme bovenbelasting (achter de vloer) + 0,6*kraanbelasting + 0,7*bolderbelasting
- BG3: Kraanbelasting + 0,7*Uniforme bovenbelasting (achter en op de vloer) + 0,7*bolderbelasting
- BG4: Kraanbelasting + 0,7*Uniforme bovenbelasting (achter de vloer) + 0,7*bolderbelasting
- BG5: Uniforme bovenbelasting (achter en op de vloer) + 0,7*fenderbelasting



2.9. Corrosie

Op 7 maart 2018 zijn wanddiktemetingen van de buispalen uitgevoerd [20]. De resultaten van deze metingen zijn opgenomen in bijlage H⁵. De metingen zijn op vier locaties (raaien) en op drie niveaus genomen. De gemiddelde waarden van de dikte buispaal per raai en niveau zijn opgenomen in Tabel 2-8.

Tabel 2-8: gemiddelde waarden dikte buispalen [20]

Niveau	Raai 1	Raai 2	Raai 3	Raai 4	Alle raaien samengenomen
NAP-4,0 m	12,7	13,4	14,2	12,5	13,2
NAP-8,0 m	12,1	12,3	11,3	11,6	11,8
NAP-11,0 / -12,0 m	11,7	11,2	11,5	12,2	11,7

Op basis hiervan wordt geconcludeerd dat de gemiddelde afroesting gelijk is aan:

NAP-4,0 m: $15,4 - 13,2 = 2,2$ mm

NAP-8,0 m: $12,5 - 11,8 = 0,7$ mm

NAP-11,0 / -12,0 m: $12,5 - 11,7 = 0,8$ mm

Een inschatting van de corrosiesnelheid o.b.v. [4] (empirisch onderzoek) voor de onderwaterzone is 0,05 mm – 0,20 mm per jaar en zou daarmee tussen de 0,6 mm en 2,4 mm liggen. De gemeten waarden sluiten dus goed aan bij standaard waarden uit [4]. Voor een ontwerpberekening is het niet aanbevolen te rekenen met gemiddelde waarden, omdat de kans reëel is dat er niet onderzochte buispalen zijn met kleinere wanddiktes.

Uit de metingen is op basis van een student-t verdeling de waarde bij 95% betrouwbaarheid bepaald (karakteristieke waarde). Dit wil zeggen dat de kans dat de wanddikte kleiner is dan deze waarde 5% is. Bij de bepaling van de karakteristieke waarden zijn de verschillende raaien samengevoegd en zijn de metingen per niveau beschouwd. De resultaten zijn opgenomen in Tabel 2-9.

Tabel 2-9: bepaling karakteristieke waarde wanddikte

Niveau	Aantal metingen N	Gemiddelde waarde μ [mm]	Standaard deviatie s_p [mm]	t-factor 95% en N-1 vrijheidsgraden	Karakteristieke waarde $\mu - t^*s_p$
NAP-4,0 m	33	13,2	1,19	1,694	11,2
NAP-8,0 m	36	11,8	0,81	1,690	10,4
NAP-11,0 / -12,0 m	33	11,7	0,73	1,694	10,5

De karakteristieke afroesting waarmee wordt gerekend in het ontwerp in de genoemde zones is daarmee:

- NAP-4,0 m: $15,4 - 11,2 = 4,2$ mm
- NAP-8,0 m: $12,5 - 10,4 = 2,1$ mm

⁵ In bijlage H (derde pagina) is ook te zien dat de afname in wanddikte nadat de anodes zijn aangebracht nihil is en vooral voort lijken te komen uit meetfouten [21]



- NAP-11,0 / -12,0 m: $12,5 - 10,5 = 2,0$ mm

Voor de zones waarin geen metingen zijn verricht worden de bovengrenzen van de volgende theoretische waarden o.b.v. [4] figuur 8.6 aangehouden:

- Atmosferische zone: $0,05 - 0,10$ mm / jaar
- Splash zone: $0,15 - 0,40$ mm / jaar
- Getijdezone: $0,10 - 0,25$ mm / jaar
- Laagwaterzone: $0,10 - 0,25$ mm / jaar
- Onderwaterzone: $0,05 - 0,20$ mm / jaar
- Bodem: $0,02 - 0,05$ mm / jaar

In 2013 is tegelijkertijd met de versterking van sectie 5 ook kathodische bescherming aangebracht op alle secties langs de kade. Om deze reden wordt de gemeten over het waterzijdige deel aangehouden vanaf het 2001 (bouwjaar van de kade) tot 2013. Hierbij is het uitgangspunt dat de kathodische bescherming iedere keer vervangen wordt bij einde levensduur. In de bodem wordt met 50 jaar corrosie gerekend.

Er wordt dus uitgegaan van de corrosie tot aan 2051 als gegeven in Tabel 2-10.

Tabel 2-10: gehanteerde corrosie tot aan 2051

Zone	Voorzijde	Achterzijde
Splashzone	$0,40 \cdot 12^6 = 4,8$ mm	$0,25 \cdot 12 = 3,0$ mm
Getijde- en laagwaterzone	$4,2$ mm ⁷	$0,25 \cdot 12 = 3,0$ mm
Onderwaterzone boven NAP-6,0 m	$4,2$ mm	$0,20 \cdot 12 = 2,4$ mm
Onderwaterzone tussen NAP-6,0 m en NAP-8,0 m	$4,2$ mm	$0,05 \cdot 50 = 2,5$ mm
Onderwaterzone onder NAP-8,0 m	$2,1$ mm	$0,05 \cdot 50 = 2,5$ mm
Bodem	$0,05 \cdot 50 = 2,5$ mm	$0,05 \cdot 50 = 2,5$ mm

⁶ De kathodische bescherming zal in deze zone niet goed werken. De nu in rekening gebracht $4,8$ mm is daarom mogelijk een onderschatting. Het is onbekend hoeveel afroesting er de afgelopen jaren is opgetreden in deze zone, omdat er geen metingen zijn uitgevoerd. Aanbevolen is periodiek te meten wat de afroesting in deze zone is en indien de afroesting snel verloopt maatregelen te nemen (bijvoorbeeld een coating aanbrengen), zie ook paragraaf 7.2.

⁷ De theoretische waarde is de getijdezone lager dan de gemeten waarde op een dieper niveau. Om deze reden is de gemeten waarde hier toegepast.



De splashzone bevindt zich boven gemiddeld hoogwater (GHW). De getijde- en laagwaterzone bevindt zich tussen gemiddeld laagwater (GLW) en GHW. Zie paragraaf 2.6. Aangenomen wordt dat aan de binnenzijde van de buispalen geen corrosie optreedt omdat dit volledig is afgesloten door de betonnen bovenbouw. Dit resulteert in de volgende opbouw van de buispalen na corrosie:

Tabel 2-11: eigenschappen buispalen na corrosie

B.k. zone	Diameter	Wanddikte voorzijde	Wanddikte achterzijde
NAP + 5,0 m	1008,2 mm	10,6 mm	12,4 mm
NAP + 2,07 m	1008,8 mm	11,2 mm	12,4 mm
NAP – 1,76 m	1009,4 mm	11,2 mm	13,0 mm
NAP – 6,0 m	1009,3 mm	8,3 mm	10,0 mm
NAP – 8,0 m	1011,4 mm	10,4 mm	10,0 mm
NAP – 15,0 m	1011 mm	10,0 mm	10,0 mm
NAP – 18,0 m	1011 mm	8,5 mm	8,5 mm

Voor de bestaande ankerstangen wordt uitgegaan van 2,5 mm corrosie rondom over 50 jaar.

2.10. Partiële veiligheidsfactoren

De kade is ingedeeld in risicoklasse RC2. De verschillende (bouw)fases (zie ook paragraaf 3.1.6) worden doorgerekend met representatieve waarden voor de verschillende parameters. Dit leidt tot een berekening van de bruikbaarheidsgrenstoestand (BGT). Ter controle van de uiterste grenstoestand (UGT) wordt conform [4] paragraaf 6.7.2 uitgegaan van een sterktereductie berekening (ϕ' -C' reductie) in Plaxis. Hierbij worden de sterkteparameters van de grond stapsgewijs gereduceerd tot een veiligheidsfactor van 1,25, behorende bij RC2 en uitgaande van een kademuur met vloer op palen er achter, zie tabel 6.3 uit [4]. De snedekrachten die in deze fase worden gevonden worden getoetst. Omdat met een ϕ' -C' reductie alleen de sterkteparameters worden aangepast worden separaat de partiële factoren op de belastingen verwerkt. Conform [4] dient er voor constructies die zowel fundatie als kerende constructie zijn (categorie A1 en A2) uitgegaan te worden van de volgende belastingfactoren in CC2:

- Belastingen bovenop de vloer:
 - Variabele maaiveldbelasting: 1,5
 - Horizontale belasting (bolder- en fenderbelasting en horizontale kraanbelasting): 1,3
- Belastingen achter de vloer:
 - Variabele belasting: 1,1

Voor de grondstijfheidsparementers is de materiaalfactor gelijk aan 1,0. Het waterstandsverloop conform paragraaf 2.6 is reeds een ontwerpituatie en het waterstandsverschil wordt daarom in UGT niet verder vergroot. Voor het bodemniveau geldt ook dat de aangehouden constructiediepte reeds een ontwerpwaarde is.

Naast de UGT berekening met een ϕ' -C' reductie worden ook de snedekrachten getoetst volgend uit de BGT fase maal een factor 1,2 (het maatgevende scenario wordt hierbij getoetst).



3 Modelling bestaande situatie

In dit hoofdstuk is de uitwerking van de bestaande situatie opgenomen. De eerste paragraaf geeft een beschrijving van de modellering in Plaxis 2D. De tweede paragraaf bevat de resultaten uit het Plaxis model en de toetsing van de constructieonderdelen en mechanismen.

3.1. Beschrijving modellering in Plaxis 2D

3.1.1. Combiwand

De combiwand wordt gemodelleerd als plaalement bestaande uit diverse platen (i.v.m. aanwezige verschillen in wanddikte buispaal en tussenplanken. De constructie wordt ongecorrodeerd gemodelleerd. Bij de sterkte-toets wordt de corrosie in rekening gebracht. De systeembreedte van de combiwand is 2,266 m rekening houdend met sloten van 20 mm aan weerszijden van de buispalen en 10 mm t.b.v. excentriciteit trekkend plaatsen tussenplanken ($1016 + 2 \cdot 600 + 2 \cdot 20 + 10 = 2266$). Dit komt overeen met de h.o.h. afstand als vermeld op tekening [8].

Tabel 3-1: invoer combiwand als plaalement in Plaxis

Buispaal 1016/15,4 + tussenplanken (b.k. constructie)		
EA ₁ / EA ₂	6,88*10 ⁶	[kN/m]
EI	6,19*10 ⁵	[kNm ² /m]
w	2,55	[kN/m/m]
Buispaal 1016/12,5 + tussenplank (vanaf NAP-6,0 m)		
EA ₁ / EA ₂	6,04*10 ⁶	[kN/m]
EI	5,17*10 ⁵	[kNm ² /m]
w	2,24	[kN/m/m]
Buispaal 1016/11,0 + tussenplank (vanaf NAP-18,0 m)		
EA ₁ / EA ₂	5,61*10 ⁶	[kN/m]
EI	4,64*10 ⁵	[kNm ² /m]
W	2,08	[kN/m/m]
Buispaal 1016/11,0 (vanaf NAP-19,7 m)		
EA ₁ / EA ₂	3,22*10 ⁶	[kN/m]
EI	4,06*10 ⁵	[kNm ² /m]
w	1,20	[kN/m/m]

3.1.2. Ankers

De ankers worden gemodelleerd als node-to-node anchor. De ankerschotten worden geschematiseerd als plaalement waarbij de eigenschappen van het schot zijn vertaald naar eigenschappen per strekkende meter. De ankers worden ook ongecorrodeerd ingevoerd.



De sterktereductie als gevolg van corrosie wordt in de toets meegenomen.

Tabel 3-2: invoer ankers en ankerschotten

Ankerstang Ø 57 mm		
EA	$5,36 \cdot 10^5$	[kN]
L _{spacing}	2,8	[m]
Ankerschotten 5*L3N		
EI ⁸	$4,30 \cdot 10^4$	[kNm ² /m]
W ⁹	1,37	[kN/m/m]
EA ₁ / EA ₂ ¹⁰	$3,69 \cdot 10^6$	[kN/m]

3.1.3. Funderingspalen

De funderingspalen worden gemodelleerd als embedded beam row¹¹.

Tabel 3-3: invoer funderingspalen

Palenrij landzijde 320x320 mm		
E	$10 \cdot 10^6$	[kN/m ²]
γ	25,0	[kN/m ³]
A	0,1024	[m ²]
I	$0,8738 \cdot 10^{-3}$	[m ⁴]
L _{spacing}	4,05	[m]
T _{skin,b.k. paal}	0	[kN/m]
T _{skin;NAP-8,0 m}	195	[kN/m]
T _{skin;NAP-13,0 m}	279	[kN/m]
T _{skin,end, max}	317	[kN/m]
F _{max}	780	kN
Palenrij waterzijde 420x420 mm		
E	$10 \cdot 10^6$	[kN/m ²]
γ	25,0	[kN/m ³]
A	0,1764	[m ²]
I	$2,593 \cdot 10^{-3}$	[m ⁴]
L _{spacing}	2,585	[m]
T _{skin,b.k. paal}	0	[kN/m]
T _{skin;NAP-8,0 m}	155	[kN/m]
T _{skin;NAP-13,0 m}	266	[kN/m]

⁸ EI_{Schot} = EI_{L3N/m} * 5 * breedte_{L3N} / systeembreedte = $48720 \cdot 0,4 \cdot 5 / 2,266$

⁹ W_{Schot} = W_{plank/m2} * 5 * breedte_{L3N} / systeembreedte = $1,55 \cdot 0,4 \cdot 5 / 2,266$

¹⁰ EA_{Schot} = W_{Schot} / 78 * E_{staal} = $1,37 / 78 \cdot 2,1 \cdot 10^8$

¹¹ Voor de bepaling van T_{skin} zie bijlage B. Voor F_{max} geldt o.b.v. NEN 9997:

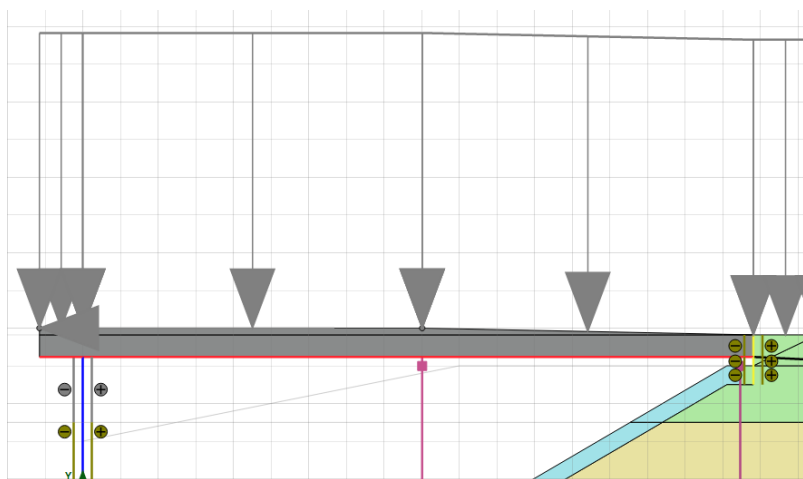
$F_{max} = (\alpha_p \cdot \beta \cdot s \cdot q_{bmax} \cdot A) / \xi_3 = (0,7 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 15000 \cdot b \cdot h) / 1,39$

$T_{\text{skin, end, max}}$	315	[kN/m]
F_{max}	1320	kN

3.1.4. Dekconstructie

Het dek is als volgt geschematiseerd in Plaxis 2D:

- Volume element met het gedrag van een lineair elastisch materiaal en het gewicht van beton (24 kN/m^3). De stijfheid van dit materiaal is als zeer stijf aangenomen.
- Aan de onderzijde van dit volume element is een plaalement gemodelleerd. Deze plaat heeft geen gewicht (dit zit al in het volume element), maar alleen een axiale en buigstijfheid. Hierbij is als uitgangspunt ongescheurd beton aangenomen met een stijfheid van $33 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2$. Een controle som met stijfheid van gescheurd beton ($10 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2$) leert dat de berekende momenten en dwarskrachten in de plaat niet noemenswaardig veranderen. De gehanteerde parameters van de plaat zijn:
 - EA: $26,4 \cdot 10^6 \text{ kN/m}$
 - EI: $1,4 \cdot 10^6 \text{ kNm}^2/\text{m}$
- De combiwand en funderingspalen zijn met een inklemming verbonden aan de vloer.



Figuur 3-1: modellering dek met volume element (grijs) en plaalement (rood)

3.1.5. Taludbekleding

Er is een taludbekleding aanwezig. Omdat de specificaties onbekend zijn en de impact hiervan op de stabiliteit van het talud gering is, is deze taludbekleding niet gemodelleerd. Wel is langs het oppervlak een dunne laag in het model toegevoegd met hogere cohesie (10 kPa) om numerieke instabiliteit van het Plaxis model te voorkomen. Er kunnen anders rekenkundig zeer lokale bezwijkvlakjes ontstaan wanneer er geen korrelspanningen aan het oppervlak aanwezig zijn. De bekleding zorgt echter voor enige samenhang van het talud waardoor deze bezwijkvlakjes niet realistisch zijn.

3.1.6. Fasering

Op basis van [15] is de volgende fasering aangehouden in het model.

1. Initiële fase – vlak maaiveld
2. Aanleg havenbassin met daarin de oorspronkelijke glooiing

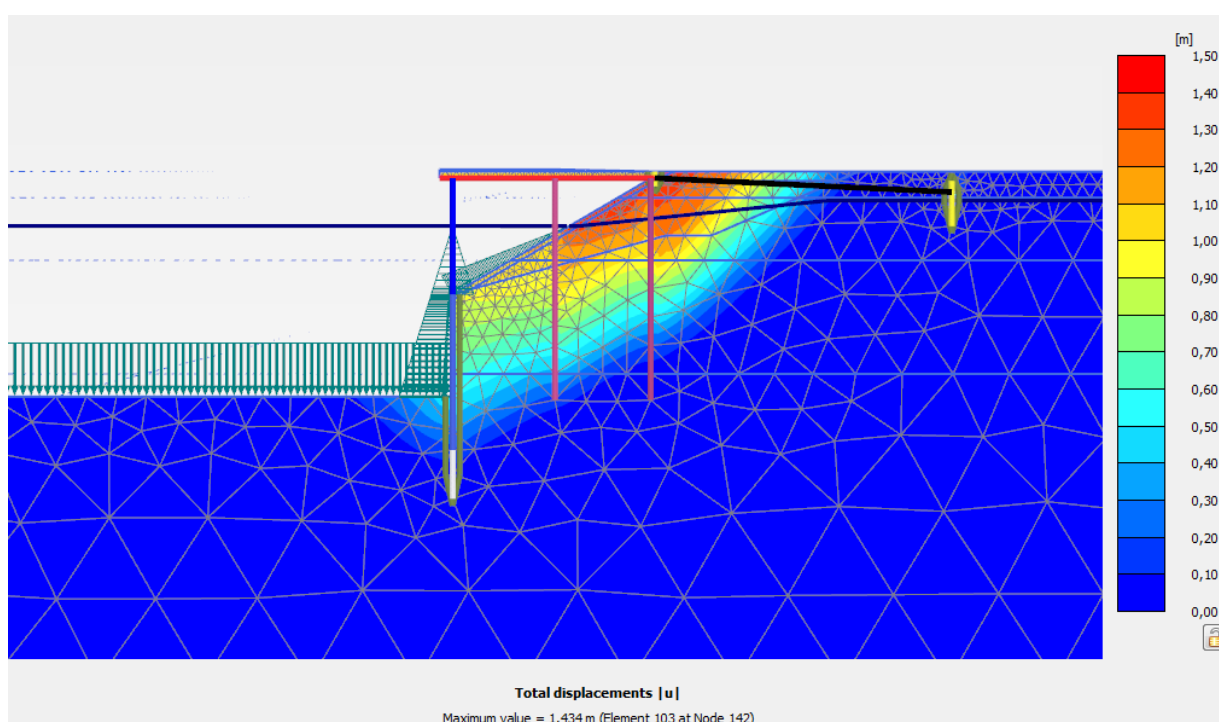


3. Plaatsen combiwand
4. Tijdelijk aanvullen tot NAP+4,0 m t.p.v. de waterzijdige paalfundatie, aflopend tot NAP+2,0 m tegen de combiwand.
5. Plaatsen betonnen funderingspalen
6. Herstellen talud tot NAP-6,0 m achter combiwand en onder 30 graden oplopend tot achterzijde dek.
7. Dek en verankering plaatsen
8. Vrijbaggeren kademuur
9. Waterstandsverloop
10. Belastingscenario's – BGT
11. Belastingscenario's – UGT

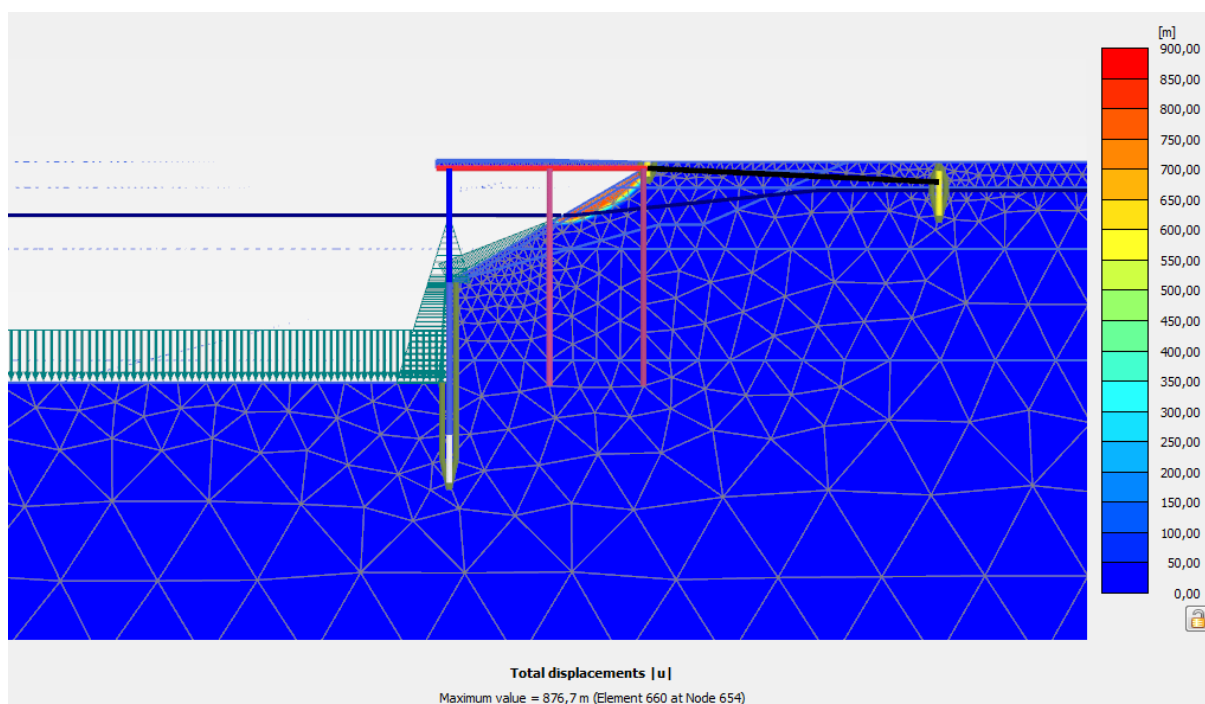
3.2. Resultaten en toetsing

3.2.1. Stabiliteit

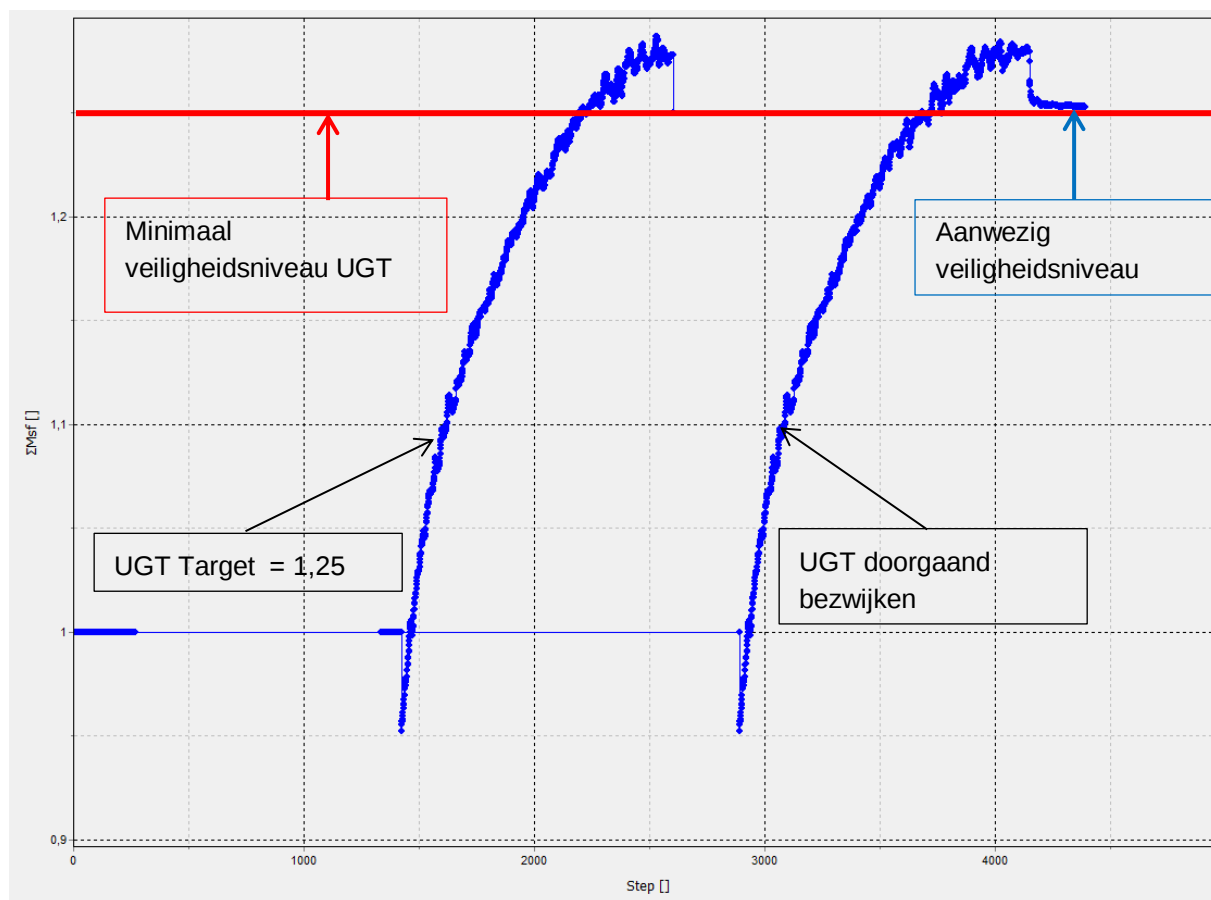
In eerste instantie is een berekening uitgevoerd zonder maaiveld-, kraan- en bolderbelasting. Hierbij wordt geconcludeerd dat de vereiste UGT veiligheid (factor 1,25) net behaald wordt. Er wordt een factor van ca. 1,25 gevonden (de berekende veiligheidsfactor is een fractie hoger dan vereist) waarbij geconcludeerd wordt dat er net wordt voldaan aan de stabiliteitseis, zie Figuur 3-2 t/m Figuur 3-4. De grondverplaatsingen zijn echter bij een stabiliteitsfactor 1,25 dermate groot dat dit resulteert in een zeer grote aandrijvende actieve grondbelasting op de voorwand (zie Figuur 3-2).



Figuur 3-2: Resultaten UGT berekening - zonder belastingen bij vereiste factor 1,25 [-]



Figuur 3-3: Resultaten UGT berekening - zonder belastingen bij doorgaand bezwijken



Figuur 3-4: Verloop sterktereductieberekening – zonder belastingen

Doordat de constructie in UGT rond de te behalen veiligheidsfactor van 1,25 bijna gefaald is, zie Figuur 3-4, lopen met name de momenten in de voorwand zeer sterk op. De vervormingen van het grondlichaam achter de constructie zijn dermate groot (ca. 1,4 m), evenals de vervormingen van de constructie zelf (ca. 1,0 m horizontaal) dat er feitelijk al in een eerder stadium van een gefaalde constructie gesproken kan worden. Een UGT toets uitvoeren bij een veiligheidsfactor van 1,25 is daarom niet realistisch. Geconcludeerd wordt dat de bestaande situatie onvoldoende stabiel is in UGT en dat daarom geen belastingen op de kade toelaatbaar zijn.



3.2.2. Sterkte voorwand en verankering

Om toch een beeld te geven van de prestaties van de voorwand en de verankering worden deze getoetst bij de snedekrachten in BGT maal een factor 1,2. De relevante snedekrachten voor de situatie zonder belasting zijn opgenomen in Tabel 3-4. Ditzelfde is gedaan voor belastinggeval 1¹². De resultaten zijn opgenomen in Tabel 3-5.

Tabel 3-4: Snedekrachten BGT*1,2 zonder belastingen

Snedekracht	Symbool	Waarde BGT *1,2	Eenheid
Buigend moment in voorwand	M_d	841	[kNm/m]
Normaalkracht in voorwand	N_d	447	[kN/m]
Ankerkracht	P_{max}	293	[kN]

Tabel 3-5: Snedekrachten BGT*1,2 BG1 (kraanbelasting, maaiveldbelasting op en achter de vloer en bolderbelasting)

Snedekracht	Symbool	Waarde BGT *1,2	Eenheid
Buigend moment in voorwand	M_d	859	[kNm/m]
Normaalkracht in voorwand	N_d	822	[kN/m]
Ankerkracht	P_{max}	307	[kN]

Voor de toets van de buispaal is de situatie met maaiveldbelasting op en achter de vloer maatgevend. Maatgevend is het inklemmingsmoment dat zich ongeveer op de sectieovergang NAP-18,0 m bevindt. De buispaal (waarbij de positieve invloed van zandvulling in de buis wordt meegenomen) voldoet net met een u.c. van 0,99, zie bijlage C1. Deze U.C. treedt pas op aan het einde van de levensduur, wanneer de theoretische corrosie in de bodem is opgetreden. Ook wordt de bijdrage van de tussenplanken aan de sterkte in deze fase nog verwaarloosd. In werkelijkheid nemen deze ook een klein gedeelte van het moment op. Het verticale draagvermogen van de buispalen van de combiwand is op basis van een verkennende berekening (onder aanname van een geheide stalen buis) ruim voldoende in deze situatie.

Voor de ankerkracht is de situatie met maaiveldbelasting op en achter de vloer maatgevend. De toelaatbare ankerkracht voor de ankerstaaf is: $\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D_{corr}^2 \cdot \min(f_{vloei}; f_{breuk}/1,4) = (\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,052^2 \cdot \min(550 \cdot 10^3; 700 \cdot 10^3/1,4)) = 1061 \text{ kN}$. De rekenwaarde van de ankerkracht is $P_d = 1,25 \cdot P_{max} = 1,25 \cdot 307 = 384 \text{ kN}$. De ankerstaaf voldoet met een u.c. van 0,36. De momenten in het ankerschot zijn dermate klein (ca. 31 kN/m in UGT) dat de capaciteit van het ankerscherm ruim voldoende is.

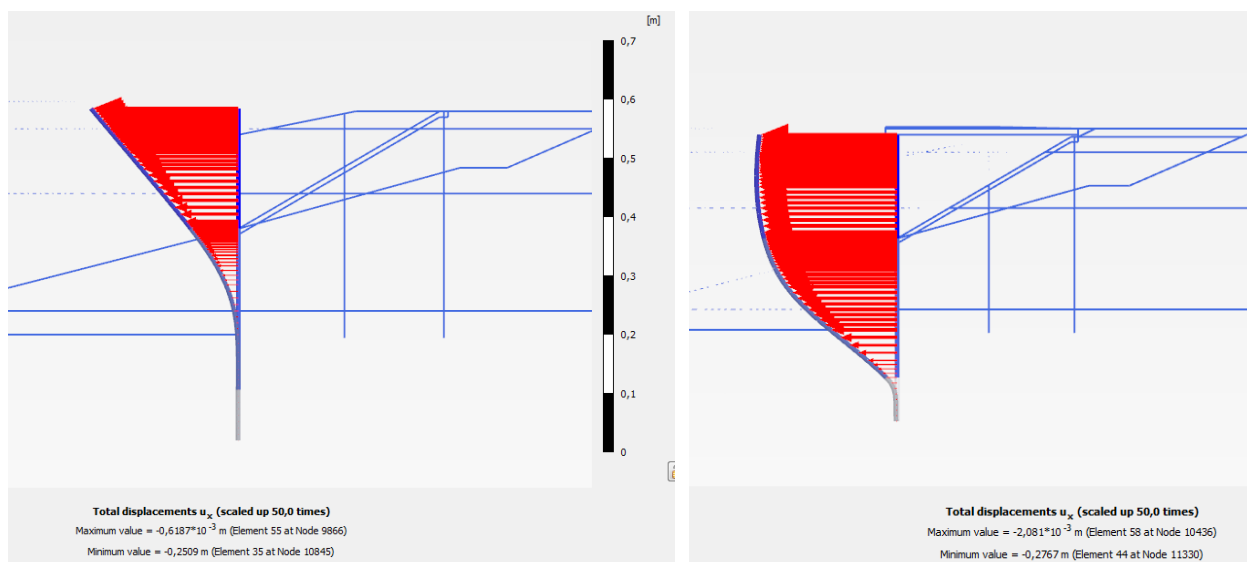
¹² Omdat deze berekening alleen bedoeld is om een beeld te geven van de prestaties van de voorwand en verankering zijn de overige drie belastinggevallen niet beschouwd. Naar verwachting geven deze eenzelfde beeld.



Bovenstaande toetsingen geven een indicatie dat de bestaande constructie (mits aangepast t.b.v. de stabiliteit) voldoende potentie (qua sterkte) heeft om behouden te blijven. De voorwand is kritisch maar voldoet rekenkundig.

3.2.3. Vervormingen

Tijdens de bouwphase treden rekenkundig relatief grote vervormingen op van de combiwand op (ca. 25 cm horizontaal) als gevolg van het aanvullen achter de combiwand om de palen en vloer te kunnen bouwen. In het Plaxis model is na het plaatsen van de vloer deze verplaatsing gereset. Indien dit niet gedaan wordt raakt het model instabiel. Het is onbekend of de vervormingen in bouwphase in werkelijkheid zijn opgetreden en of correctieve maatregelen getroffen zijn. Ook is het onbekend welke deformaties de voorwand heeft ondergaan. In de eindsituatie BGT (BG1) is de voorwand in het model ca. 27 cm vervormd in horizontale richting bij BG1 met belasting op en achter de vloer. Dit zijn relatief grote vervormingen die mogelijk de functionaliteit van de kade kunnen hinderen.



Figuur 3-5: Vervorming combiwand in de bouwphase (links 0,25 m) en eindfase (rechts 27 cm)



3.3. Conclusie bestaande situatie

De bestaande constructie is gemodelleerd in Plaxis 2D. Uit de berekeningen volgt dat de constructie in de BGT situatie stabiel is. Ook in geval er belasting op de constructie aanwezig is. In de UGT situatie is de stabiliteit echter onvoldoende. Het talud onder de vloer is relatief steil en raakt instabiel wanneer de veiligheidsfactoren over de sterkteparameters worden meegenomen. Als gevolg hiervan lopen de momenten in de voorwand fors op. Geconcludeerd wordt dat de bestaande situatie niet voldoet aan de norm.

Op basis van een verkennende toetsing wordt verder geconcludeerd dat de voorwand en verankering waarschijnlijk gehandhaafd kunnen blijven indien er maatregelen genomen worden om het talud te stabiliseren en de voorwand te ontlasten. Een indicatieve toets leert dat de buispalen en verankering voldoende capaciteit hebben, waarbij de buispalen het meest kritisch zijn. De berekende vervormingen in eindsituatie zijn wel groot. Rekenkundig is de constructie tijdens de bouwfase significant vervormd a.g.v. het aanvullen achter de combiwand. Het is echter onbekend of de combiwand in werkelijkheid ook dermate vervormd is in deze fase. Gezien de toelaatbare uitvoeringstoleranties voor het aanbrengen van de vloer lijkt dit niet aannemelijk. Om deze reden is in de berekeningen de vervorming na deze fase gereset.



4 Versterking kademuur

Om in de toekomst belasting de gewenste belastingen op en achter de vloer te kunnen aanbrengen is het noodzakelijk maatregelen te nemen. In de basis is het noodzakelijk het talud onder de vloer te verflauwen. Om dit mogelijk te maken is een grondkering achter de vloer noodzakelijk die het hoogteverschil opvangt. Aan de voorwand is een extra anker benodigd. Uit verkennende berekeningen is gebleken dat zonder anker aan de voorwand de momenten in de voorwand in UGT ruim groter worden dan toelaatbaar. Voor de grondkering achter de wand zijn twee varianten verkend:

1. Gewapende grond
2. Verankerde damwand

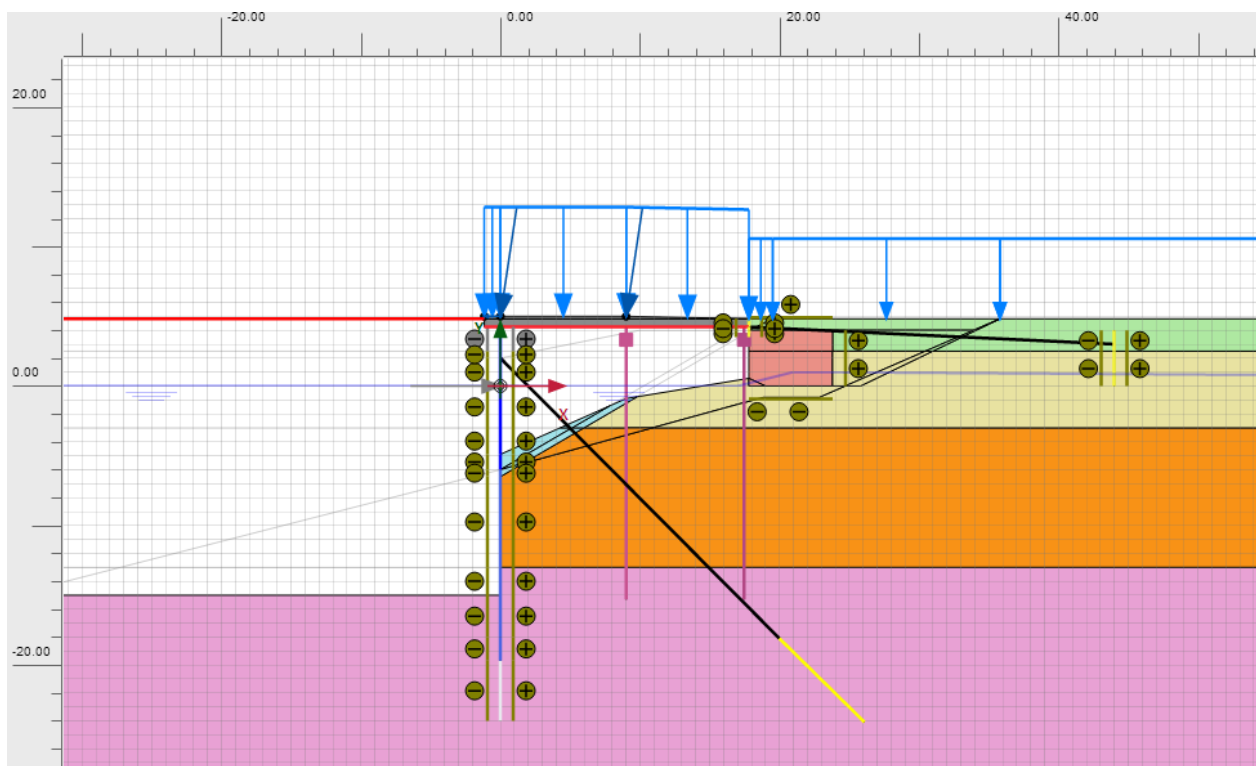
Variant 1 is een maatregel waarbij de maaiveldbelasting en grondbelasting naar een lager niveau gebracht worden en dus ook op een lager niveau de voorwand in gaan. De gewapende grond kan dusdanig gedimensioneerd worden dat geen horizontaal belasting in de vloer gebracht wordt.

Bij variant 2 dient voorkomen te worden dat de damwand gaat afsteunen op de achterzijde van de vloer en deze richting het water gaat drukken. Een extra anker aanbrengen aan de voorwand t.b.v. afdragen horizontaal belasting geeft hierbij niet voldoende zekerheid, omdat de belasting door de vloer via de verbinding vloer/combiwand overgedragen moet worden naar het anker. De staat van de vloer en met name de verbindingen is onzeker. Een oplossing met damwand is dan alleen effectief wanneer deze damwand zelf verankerd wordt.

Van deze varianten is in eerste instantie een vergelijkende kostenraming gemaakt. Voor variant 1 is hierbij gebruik gemaakt van de oplossing als toegepast in sectie 5 [8]. Voor variant 2 is op basis van ervaring een inschatting van de benodigde dimensies gemaakt. Hieruit is gebleken dat variant 1: gewapende grond de goedkoopste oplossing is. Ook uitvoeringstechnisch is deze minder risicovol omdat de bestaande verankering niet losgekoppeld hoeft te worden. Om deze reden wordt in navolgende paragrafen variant 1 verder uitgewerkt. De principeoplossing is gegeven in Figuur 2-2.

Paragraaf 4.1 beschrijft de eigenschappen van de nieuwe verankering aan de voorwand. In paragraaf 4.2 wordt het ontwerp van de gewapende grondconstructie uitgewerkt. Paragraaf 4.3 gaat in op het verloop van de grondwaterstand in de ontwerpsituatie en in paragraaf 4.4 wordt de rekenfasering gegeven. De resultaten van de berekeningen en de toetsing van constructie op sterkte en stabiliteit is opgenomen in paragraaf 4.5. Paragraaf 4.6 bevat de kostenraming en paragraaf 4.7 de conclusies m.b.t. de versterkte situatie.

De gemodelleerde doorsnede in Plaxis is weergegeven in Figuur 4-1.



Figuur 4-1: Doorsnede versterkte kademuur in Plaxis

4.1. Extra verankering voorzijde

Er worden schroefinjectie ankers $\varnothing 76,1/14,2$ mm (h.o.h. 2,266 – iedere buispaal) aangebracht aan de voorzijde. De staalkwaliteit van deze ankers is E470 waarbij de vloeispanning gelijk is aan 500 N/mm^2 en de breukspanning 700 N/mm^2 . De ankers worden gemodelleerd als node-to-node anchor. De groutlichamen worden geschematiseerd als geogrids. De ankers worden ongecorrodeerd ingevoerd. De sterktereductie als gevolg van corrosie wordt in de toets meegenomen. Voor de corrosie wordt uitgaan van 0,05 mm rondom per jaar. Over een resterende levensduur van 33 jaar komt dit neer op 1,65 mm rondom. De ankers hebben een totale lengte van ca. 38 m (incl. 7 m groutlichaam) en worden aangebracht onder een hoek met de horizontaal van 45° . Het aangrijpniveau aan de combiwand is NAP+2,0 m. Dit is het laagst mogelijke niveau i.v.m. het aanbrengen van de ankers boven water.

Tabel 4-1: invoer schroefinjectie ankers

Schroefinjectie anker $\varnothing 76,1/14,2$ mm		
EA	$5,69 \cdot 10^5$	[kN]
Lspacing	2,266	[m]
Voorspanning	300	[kN]
Groutlichaam (geogrids)		
EA	$2,51 \cdot 10^5$	[kN/m]

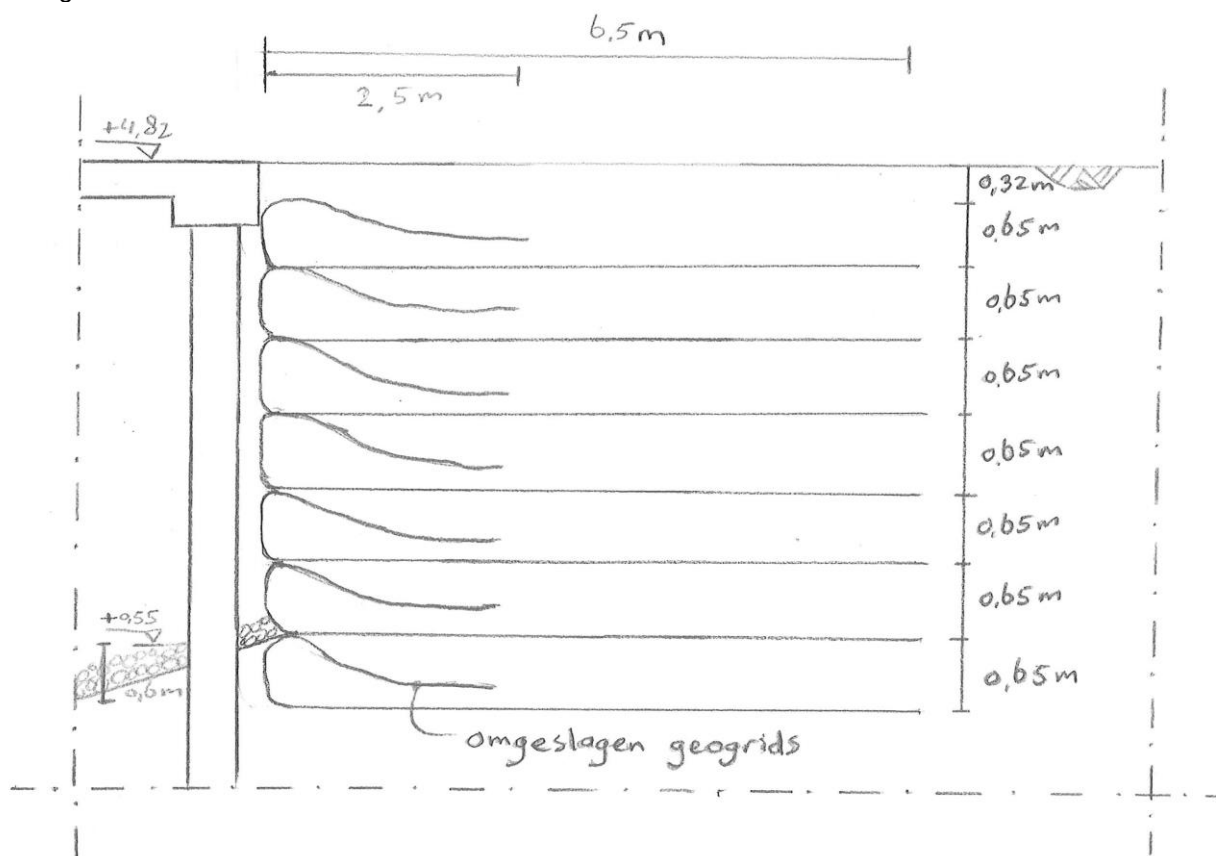
4.2. Gewapende grond

De gewapende grond is ingevoerd in Plaxis 2D als een lineair elastisch materiaal met de stijfheid van het origineel aanwezige zand. De geotextielen zijn dus niet in detail ingevoerd omdat het Plaxis model gebruikt wordt om de stabiliteit van de gehele kadeconstructie te beschouwen. Als geheel gedraagt de gewapende grond zich naar verwachting als een lineair elastisch massief, waarbij de horizontale spanningsafdracht tot een minimum wordt beperkt. De dimensies en eigenschappen van de gewapende grond zijn in deze paragraaf bepaald.

4.2.1. Specifieke uitgangspunten

4.2.1.1. Geometrie

De geometrie van het gewapende grondmassief is weergegeven in Figuur 4-2. In navolgende paragrafen is deze geometrie nader onderbouwd.



Figuur 4-2: Geometrie gewapend grondmassief

4.2.1.2. Geotechnische parameters in en naast gewapend massief

Het gewapende massief wordt opgebouwd uit zand. De naastgelegen grond is ook opgebouwd uit zand. Het zand in het gewapende massief wordt verdicht. De geotechnische parameters zijn in onderstaande tabellen opgenomen.

Tabel 4-2: Grondparameters in gewapend massief

Parameters zand binnen gewapend massief	
ϕ_1	30°
c_1	0 kPa
γ_{droog}	18 kN/m ³
γ_{nat}	20 kN/m ³

Tabel 4-3: Grondparameters naast gewapend massief

Parameters zand binnen gewapend massief	
ϕ_1	30°
c_1	0 kPa
γ_{droog}	18 kN/m ³
γ_{nat}	20 kN/m ³

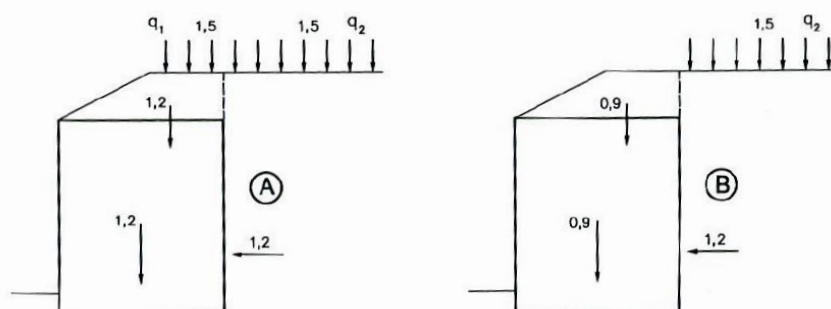
4.2.1.3. Vervorming van het gewapend massief

De ondergrond betreft een niet-zettingsgevoelige zandige ondergrond die al door een maaiveldhoogte van NAP+5,0 meter belast was. De korrelspanningen worden niet verhoogd door het aanbrengen van gewapende grond.

4.2.1.4. Belastingcombinaties en partiele factoren

Er worden twee belastinggevallen als maatgevende situatie onderscheiden, zie ook Figuur 4-3:

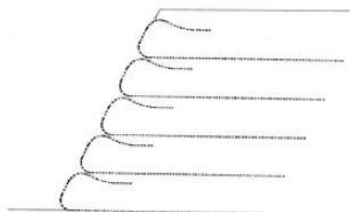
- Geval A: De belasting en partiële factoren hebben hun maximale waarde. Dit leidt doorgaans tot de maximale waarde voor de trekkracht in de wapening en de maximale gronddruk onder het massief.
- Geval B: Het eigen gewicht heeft een minimale waarde waardoor het kantelmoment in dit geval een maximale waarde heeft. Dit geval is doorgaans maatgevend voor de aanhechting van de wapening en het horizontaal glijden van het massief.



Figuur 4-3: Belastinggeval A (maximale bovenbelasting) en geval B (minimale bovenbelasting) [3]

4.2.1.5. Materiaal wapening

Het gewapende massief wordt ontworpen met diverse lagen van omgeslagen polyester geogrids (PET). In Figuur 4-4 is indicatief een schets weergegeven (voor de BTZ-kade wordt de voorzijde verticaal uitgevoerd). De treksterkte ligt conform [3] tussen 30-200 kN/m en de breukrek tussen 8-12%.



Figuur 4-4: Schets van omgeslagen geogrids [3]

4.2.1.6. Methode

De gehanteerde rekenmethode voor inwendige stabiliteit betreft de 'Back wedge method' (verankerde wig methode) uit de CUR198 [3]. Deze is van toepassing voor rekbare wapening, dat wil zeggen wapening waarbij meer dan 1% rek optreedt bij de rekenwaarde van de belasting. Deze methode is van toepassing op wapening van geogrids.

4.2.2. Ontwerp

4.2.2.1. Globale dimensionering

Op basis van vuistregels uit de CUR198 [3] kan de minimale lengte van de wapening bepaald worden. Dit is 0,7 maal de kerende hoogte van het gewapende massief. Met een kerende hoogte van 4,27 meter is de minimaal benodigde lengte ongeveer 3,5 m. De bepaling van de lengte van de wapening is echter een iteratief proces. Het blijkt dat om stabiliteitsredenen een lengte van 6,5 meter benodigd is.

De minimale waarde van de inbedding van een gewapend grondmassief is 0,6 meter, gelijk aan de indringingsdiepte van vorst in de grond. Deze waarde is aangehouden.

Daarnaast is uitgegaan van een (parallel aan de kade) doorlopende wapening.

4.2.2.2. Uitwendige stabiliteit

Bij de analyses voor de uitwendige stabiliteit wordt het gewapende massief als één geheel gezien. Er worden drie mechanismen gecontroleerd;

- 1) overschrijding van de draagkracht van de ondergrond en kantelen;
- 2) het horizontaal afglijden (om horizontaal belasten van de vloer/palen te voorkomen);
- 3) het afschuiven langs een diep glijvlak.

Draagkracht ondergrond en afschuiven langs diep glijvlak

De kadeconstructie, inclusief het gewapende grondmassief is gemodelleerd in Plaxis. De veiligheid tegen overschrijding van draagkracht en het afschuiven langs een diep glijvlak worden aangetoond in Plaxis, zie paragraaf 4.5.



Het faalmechanisme kantelen is alleen van belang bij 'harde' ondergronden zoals gesteente. Voor 'zachte' ondergrond zoals in Nederland, kan ervan uit worden gegaan dat de constructie niet zal kantelen als voldaan is aan het draagkrachtcriterium.

Horizontale afglijden

Voor de horizontale stabiliteit is het gewicht van het gewapende massief berekend met het effectief gewicht van 'onder water' materiaal. Dit is conservatief. Er dienen twee situaties beschouwd te worden: het glijvlak grond-grond en het glijvlak grond-wapening.

Glijvlak grond – grond

De horizontaal werkende kracht bestaat uit de componenten van de gronddruk en de horizontale kracht als gevolg van de verdeelde belasting.

$$H_{e.g.grond} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_{e.g.nat} \cdot H^2 \cdot K_a \cdot \gamma_{belasting,grond} = \frac{1}{2} \cdot 10,0 \cdot 4,87^2 \cdot 0,395 \cdot 1,2 = 56 \text{ kN/m}$$

$$H_{q-last} = q \cdot H \cdot K_a \cdot \gamma_{belasting,q} = 20,0 \cdot 4,87 \cdot 0,395^{13} \cdot 1,5 = 58 \text{ kN/m}$$

$$H_{Totaal} = H_{e.g.grond} + H_{q-last} = 56 + 58 = 114 \text{ kN/m}$$

De verticaal werkende kracht bestaat uit het eigen (onderwater) gewicht van de grond van het gewapende massief.

$$V = \gamma_{belasting,e.g.} \cdot \gamma_{e.g.,droog} \cdot H \cdot B = 0,9 \cdot 10,0 \text{ kN/m}^3 \cdot 4,87\text{m} \cdot 6,5\text{m} = 285 \text{ kN/m}$$

De wrijvingscoëfficiënt f tussen grond en het grond is aangenomen op $\tan(\varphi_d) = \tan(25,7) = 0,48$.

$$N_{totaal} < V \cdot f$$

$$114 \text{ kN/m} < 285 \text{ kN/m} \cdot 0,48 = 137 \text{ kN/m}$$

Het glijvlak grond – grond voldoet aan de veiligheid tegen horizontaal afschuiven.

Glijvlak grond – wapening

De horizontaal en verticaal werkende krachten zijn gelijk aan hierboven. De wrijvingscoëfficiënt f tussen grond en het geogrid is aangenomen op 0,9 maal de wrijvingsfactor tussen grond en grond [5]. Dit is gebaseerd op een geotextiel met ruw oppervlak. Aangezien een geogrid toegepast wordt is het contactoppervlak tussen het grid en de grond beperkter dan bij een geotextiel. Het grid heeft in tegenstelling tot een geotextiel voor een deel open ruimtes waarbij de wrijvingscoëfficiënt bepaald wordt door grond - grond. Daarom is de aanname van een ruw geotextiel reëel.

$$N_{totaal} < V \cdot f$$

$$114 \text{ kN/m} < 285 \text{ kN/m} \cdot 0,9 \cdot 0,48 = 123 \text{ kN/m}$$

¹³ $(1 - \sin(\varphi_d)) / (1 + \sin(\varphi_d))$ met $\varphi_d = \tan^{-1}(\tan(30)/1,2)$



Het glijvlak grond – wapening voldoet aan de veiligheid tegen horizontaal afschuiven.

4.2.2.3. Detaillering wapening

De laagindeling van de wapening is afhankelijk van het toegepaste materiaal. Voor geogrids wordt normaal gesproken een laagdikte van 0,6 á 0,7 meter aangehouden [3]. Het is wenselijk om de laagdikten constant te houden in verband met de uitvoeringswerkzaamheden. De totale hoogte van het gewapende grondmassief (inclusief inbedding) bedraagt 4,87 m. Er wordt in dit geval uitgegaan van zeven lagen met een laagdikte van 0,65 m. De 0,32 meter dikke laag hierboven wordt aangevuld met bestaand funderingsmateriaal, zie ook Figuur 4-2.

Er is gekozen om geogrids van polyester toe te passen. Bijvoorbeeld Stratagrid SG550 of gelijkwaardig. De maximale lange termijn rekenwaarde van de treksterkte van dit grid bedraagt 65,2 kN/m (zie bijlage F). In deze waarde zijn de veiligheidsfactoren voor kruip, schade bij aanbrengen en duurzaamheid al inbegrepen. Omdat de producent kwaliteitseisen hanteert wordt geen factor voor onzekerheid meegenomen. Om deze representatieve waarde naar een rekenwaarde om te zetten moet nog de reductiefactor ten aanzien van het risico van de constructie in rekening gebracht worden. Conform [3] bedraagt dit $\gamma_{m,ris} = 1,1$. De rekenwaarde van de treksterkte bedraagt daarom $65,2/1,1 = 59,3$ kN/m.

Een belangrijk aandachtspunt is dat het grid een levensduur in zout water van minimaal 34 jaar (tot aan 2051) moet hebben.

4.2.2.4. Inwendige stabiliteit

Bij het beoordelen van de inwendige stabiliteit wordt eerst de trekkracht in de wapening berekend. Deze trekkracht is getoetst aan de sterkte van de wapening en voldoet (alle waarden kleiner dan 59,3 kN/m). Ook wordt de trekkracht getoetst aan de aanhechting van de wapening. Zoals vermeld in is de gehanteerde rekenmethode voor inwendige stabiliteit de 'Back wedge method' (verankerde wig methode) uit de CUR198 [3]. Hierin dient per wapeningslaag het horizontaal afschuiven en het afschuiven langs een wig beschouwd te worden. In onderstaande tabellen zijn de uitkomsten te zien van de berekeningen. De berekening van laag 7 (veel de maatgevende laag) is als voorbeeld bijgevoegd in bijlage G.

Op ieder niveau van het gewapend massief zijn de volgende bezwijkmechanismen beschouwd:

- Bezwijken van individuele elementen (sterkte en aanhechting);
- Horizontaal afschuiven van het bovenliggende deel van het massief;
- Afschuiven langs een wig;
- Minimale omslaglengte.

Voor de maatgevende laag zijn hieronder de uitkomsten van de berekening weergegeven.



Toetsing sterkte wapening

De toetsing van de trekkracht in de wapening ten opzichte van de sterkte van de wapening is in onderstaande tabel opgenomen. De sterkte van de wapening is conservatief getoetst met het gewicht van verzadigde grond ($\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$)

Tabel 4-4: Toetsing sterkte wapening

Laagnummer	Optredende trekkracht [kN/m]	Sterkte [kN/m]	UC [-]
7	42,1	59,3	0,71

Toetsing trekkracht en aanhechting

Per laag dient gecontroleerd te worden of de wapeningslengte voldoende is om de berekende trekkracht over te brengen op de grond. Dit wordt de aanhechting van de wapening genoemd. De toetsing van de trekkracht ten opzichte van de aanhechting is in onderstaande tabel opgenomen. De bovenste laag is hierbij niet beschouwd. Aangenomen wordt dat bovenliggende maaiveldafwerking in de vorm van een straatlaag en bestrating voor voldoende aanhechtingskracht zorgt. Daarom is de tweede laag getoetst. De controle is conservatief uitgevoerd met effectief volumiek onder water gewicht.

Tabel 4-5: Toetsing aanhechting

Laagnummer	Optredende trekkracht [kN/m]	Aanhechting [kN/m]	UC [-]
1	13,8	15,4	0,89

Toetsing horizontaal evenwicht

Horizontaal evenwicht is per laag beschouwd voor het denkbeeldige glijvlak grond – grond en geogrid – grond. Aangezien de wrijvingscoëfficiënt van geogrid – grond maatgevend is, wordt alleen de UC hiervan weergegeven in onderstaande tabel. De controle is conservatief uitgevoerd met effectief volumiek onder water gewicht.

Tabel 4-6: Toetsing horizontaal afschuiven

Laagnummer	Horizontale kracht [kN/m]	Weerstand [kN/m]	UC [-]
7	114	123	0,92

Toetsing inwendig afschuiven

Het inwendig afschuiven is per laag bepaald door het beschouwen van een vormvaste wig. De wig is stabiel indien de wrijvingskracht samen met de weerstand van de wapening in staat zijn de krachten te weerstaan die de wig zouden laten afschuiven. De bovenste laag is hierbij niet beschouwd omdat dit slechts een enkele laag is. De controle is conservatief uitgevoerd met effectief volumiek onder water gewicht.



Tabel 4-7: Toetsing inwendig afschuiven

Laagnummer	Optredende trekkracht [kN/m]	Weerstand [kN/m]	UC [-]
1	16,0	30,8	0,52

Toetsing omslaglengte

De grids dienen zoals vermeld te worden omgeslagen. De lengte van de omslag moet voldoende zijn om permanent in de zandlaag verankerd te blijven. De omslaglengte is aangenomen op 2,5 meter. Zodoende hoeven geen verbindingen tussen de grids toegepast te worden. De controle is conservatief uitgevoerd met effectief volumiek onder water gewicht.

Tabel 4-8: Toetsing omslaglengte

Laagnummer	Optredende trekkracht [kN/m]	Weerstand [kN/m]	UC [-]
7	92,2	94,9	0,97

4.2.2.5. Bekleding

Als bekleding van het gewapende massief wordt aan de binnenzijde van het verticale deel van de omgeslagen geogrids een zanddicht geodoek toegevoegd. Op de plekken waar het zand tussen het grid door zou kunnen verhinderd het zanddichte doek dit. Het doek heeft geen constructieve functie en heeft enkel als doel om te voorkomen dat grond zich tussen de gaten van het grid door in de richting van het water kan verplaatsen.

4.2.3. Samenvatting en aandachtspunten

Per laag gewapende grond is een gridlengte van 6,5 meter benodigd. Hierbij moet de hoogte van de laag en de omslaglengte opgeteld worden. Per laag is dit: $6,5 \text{ m} + 0,65 \text{ m} + 2,5 \text{ m} = 9,65 \text{ m}$. Dit wordt afgerond naar een praktische maat van 10,0 m. Het gewapende massief bestaat uit 7 lagen. $8 \text{ lagen} \times 10 \text{ m}^2/\text{m} = 70 \text{ m}^2/\text{m}$.

Het geodoek is benodigd om de gronddichtheid te waarborgen. Per laag is hier circa 1,0 m voor nodig. Met 8 lagen geeft dit een hoeveelheid van $7 \text{ lagen} \times 1 \text{ m}^2/\text{m} = 7 \text{ m}^2/\text{m}$.

Voor het gewapend massief dient over een breedte van 6,5 m en een hoogte van 4,87 m aangevuld te worden met zand. Dit komt neer op circa $35 \text{ m}^3/\text{m}$.

Tabel 4-9: Samenvatting hoeveelheden per m' gewapende grond

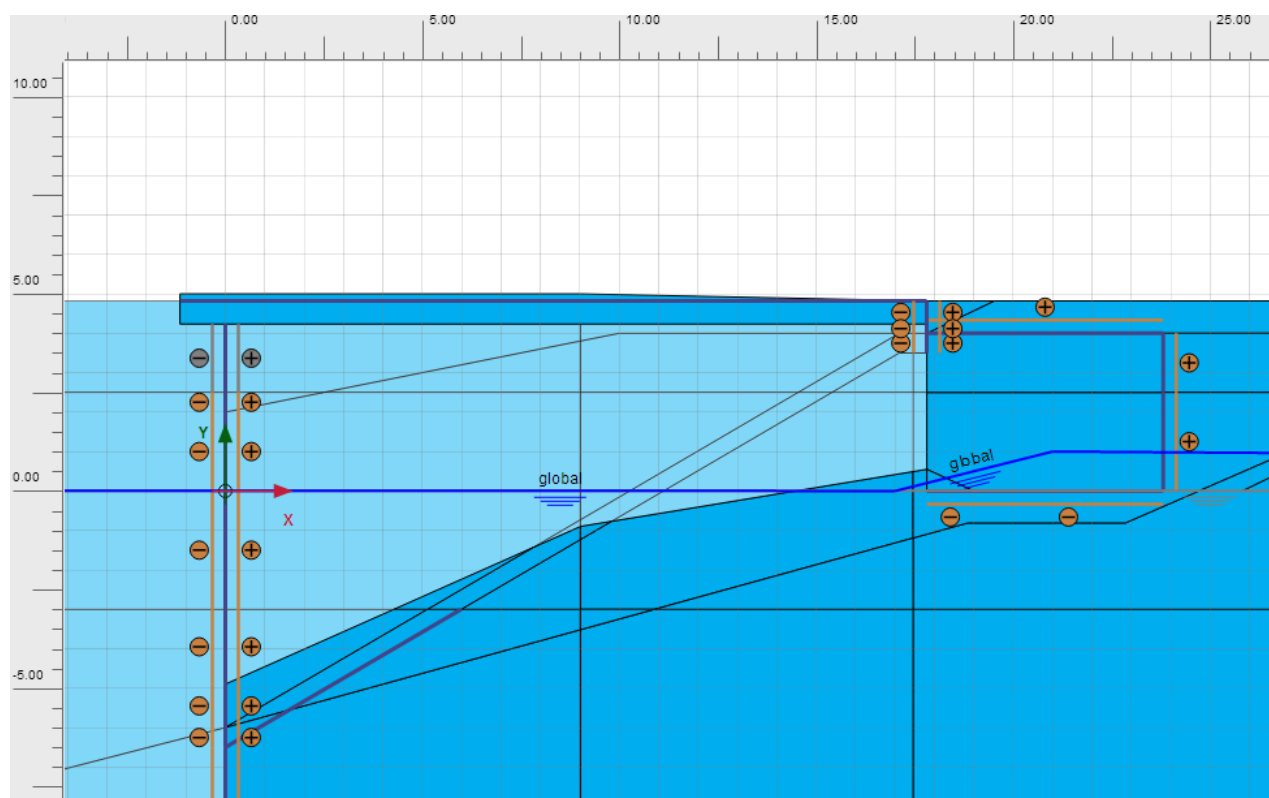
Onderdeel	Hoeveelheid	Eenheid
Geogrid (Stratagrid SG550 o.g.)	70	m^2/m
Geodoek	7	m^2/m
Aanvulzand	35	m^3/m

Aandachtspunten voor de vervolgfase:

- De geogrids van de gewapende grond kruipen. Dit houdt in dat er in de loop van de tijd een horizontale vervorming van het massief plaats vindt. Omdat het gewapende massief op beperkte afstand van de funderingspalen geplaatst wordt, kan bij contact, kracht vanuit het massief naar de palen worden overgedragen. Dit effect moet geminimaliseerd worden om overbelasting van de palen te voorkomen.
- De aansluiting tussen het gewapende massief en de betonnen vloer dient grond dicht te zijn. Dit detail dient nader uitgewerkt te worden.
- Eventuele (ongelijkmatige) zakkingen van het gehele massief als gevolg van uitzakken van het talud.
- Verdichting van het massief zelf om zakkingen te voorkomen.

4.3. Verloop grondwaterstand in Plaxis

In de toets van de bestaande situatie is een aanname gedaan voor de grondwaterstand en het verloop hiervan tussen het talud onder de vloer en het achterland (zie paragraaf 2.6). In de versterkte situatie is door North Sea Port voorgeschreven dat drainage toegepast moet worden [19]. De detaillering van deze drainage maakt geen deel uit van voorliggende rapportage. Op basis van [4] tabel 6.12 wordt uitgegaan van een grondwaterstand die 0,5 m hoger ligt dan de buitenwaterstand. Uitgaande van een buitenwaterstand van GWS wordt de binnenwaterstand NAP+0,51 m. Aangenomen wordt dat de freatische lijn verloopt over de halve breedte van het pakket gewapende grond. Dit is weergegeven in Figuur 4-5.



Figuur 4-5: Modellerings verloop grondwaterstand



4.4. Fasering

De fasering in het Plaxis model is uitgebreid tot de volgende totaalfasering (dikgedrukte fases zijn toegevoegd):

1. Initiële fase – vlak maaiveld
2. Aanleg havenbassin met daarin de oorspronkelijke glooiing
3. Plaatsen combiwand
4. Tijdelijk aanvullen tot NAP+4,0 m t.p.v. de waterzijdige paalfundatie, aflopend tot NAP+2,0 m tegen de combiwand.
5. Plaatsen betonnen funderingspalen
6. Herstellen talud tot NAP-6,0 m achter combiwand en onder 30 graden oplopend tot achterzijde dek.
7. Dek en verankering plaatsen
8. Vrijbaggeren kademuur
- 9. Plaatsen schroefinjectieankers voorwand**
- 10. Ontgraven sleuf aan achterzijde en loskoppelen bestaande legankers**
- 11. Verflauwen talud onder de vloer**
- 12. Aanbrengen gewapende grond, opnieuw koppelen bestaande legankers en aanvullen sleuf**
13. Waterstandsverloop
14. Belastingscenario's – BGT
15. Belastingscenario's – UGT

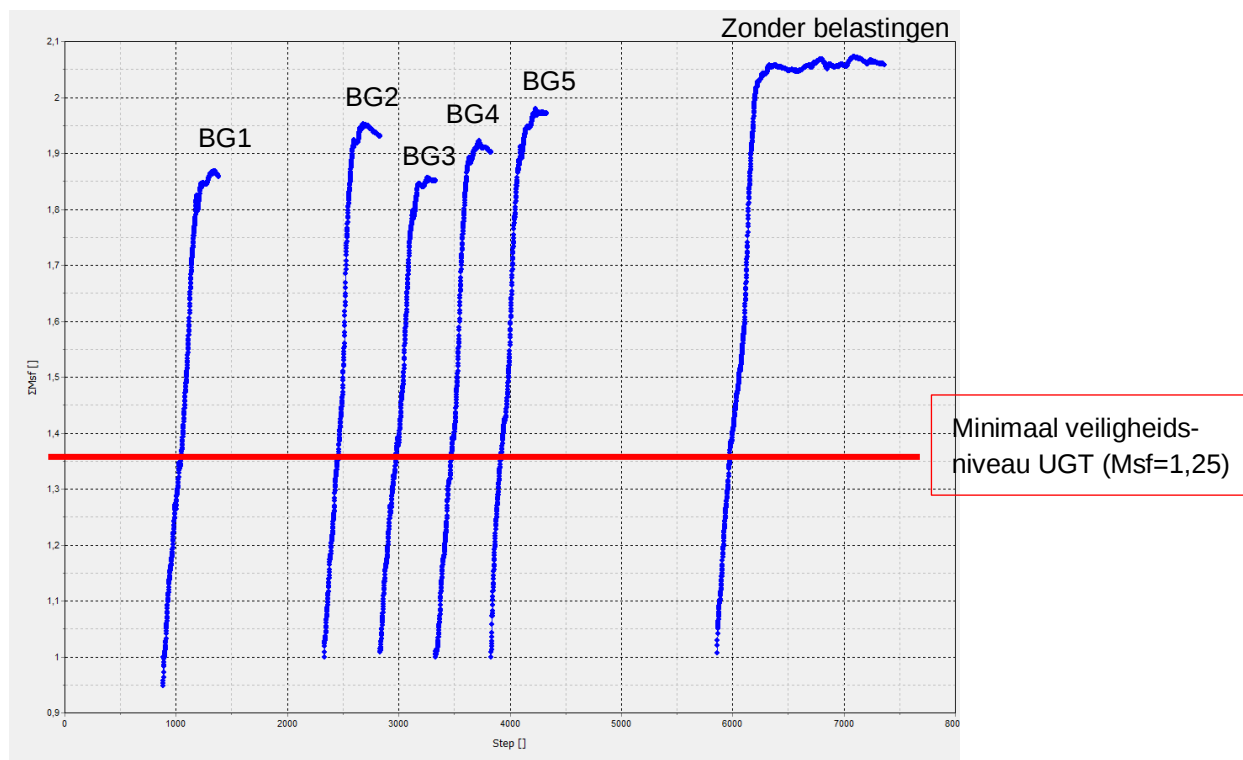
4.5. Resultaten en toetsing

4.5.1. Stabiliteit

Er zijn stabiliteitsberekeningen uitgevoerd voor de volgende scenario's:

- Geen belastingen
- BG1: Uniforme bovenbelasting (achter en op de vloer) + 0,6*kraanbelasting + 0,7*bolderbelasting
- BG2: Uniforme bovenbelasting (achter de vloer) + 0,6*kraanbelasting + 0,7*bolderbelasting
- BG3: Kraanbelasting + 0,7*Uniforme bovenbelasting (achter en op de vloer) + 0,7*bolderbelasting
- BG4: Kraanbelasting + 0,7*Uniforme bovenbelasting (achter de vloer) + 0,7*bolderbelasting
- BG5: Uniforme bovenbelasting (achter en op de vloer) + 0,7*fenderbelasting

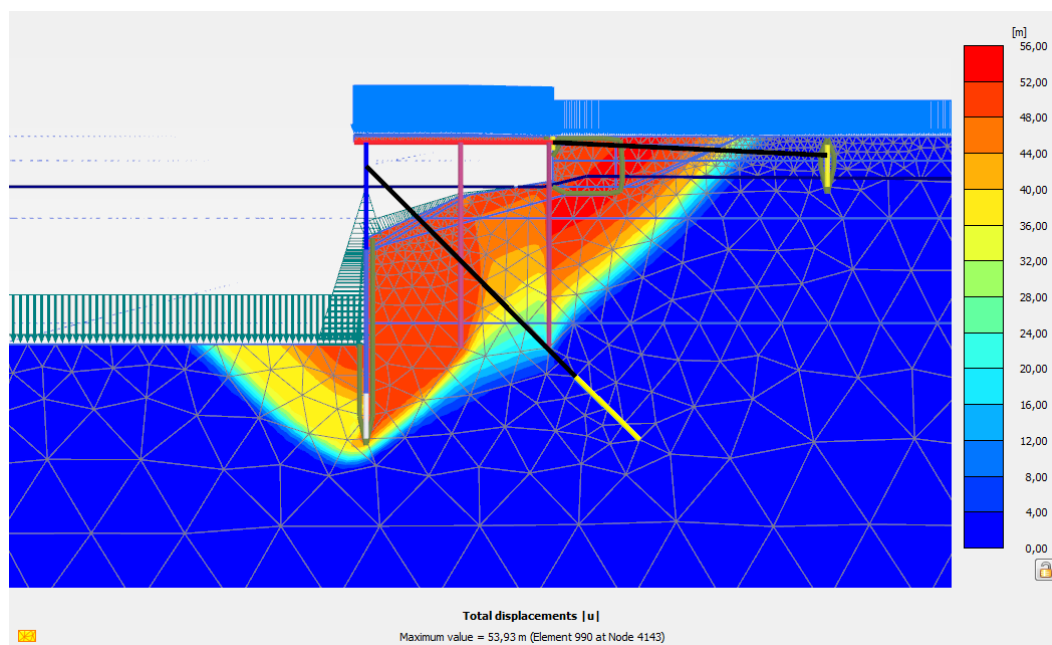
De berekende stabiliteitsfactoren voor deze situaties zijn weergegeven in Figuur 4-6. Te zien is dat in alle gevallen ruim voldaan wordt aan de vereiste stabiliteitsfactor van 1,25. Ook is op te maken dat de situaties met uniforme belasting op de vloer (BG1 en BG3) maatgevend zijn boven de situaties zonder uniforme belasting op de vloer (BG2 en BG4). De fenderbelasting werkt gunstig voor de stabiliteit (BG5).



Figuur 4-6: Stabiliteitsfactoren zonder belastingen, BG1, BG2, BG3, BG4 en BG5



Het bezwijkvlak bij BG1 (doorgaand bezwijken) is weergegeven in Figuur 4-7. In de andere belastinggevallen ziet het bezwijkvlak er vergelijkbaar uit.



Figuur 4-7: Resultaat BG1 bij doorgaand bezwijken

4.5.2. Sterkte voorwand en verankering

De voorwand en verankeringen dienen in UGT getoetst te worden aan de snedekrachten in de volgende situaties:

- Na sterktereductie berekening tot $M_{sf} = 1,25$
- BGT waarden vermenigvuldigd met factor 1,20

In alle gevallen zijn de resultaten uit de sterktereductie berekening maatgevend. Om deze reden worden alleen deze waarden beschouwd in navolgende paragrafen.

4.5.3. Snedekrachten

De snedekrachten voor de verschillende belastinggevallen zijn opgenomen in Tabel 4-10 t/m Tabel 4-13.

Tabel 4-10: Snedekrachten BG1

Snedekracht	Symbool	Waarde UGT ($M_{sf} = 1,25$)	Eenheid
Buigend moment in voorwand	M_d	945	[kNm/m]
Normaalkracht in voorwand	N_d	1040	[kN/m]
Ankerkracht anker achter	$P1_{max}$	238	[kN]
Ankerkracht anker voor	$P2_{max}$	840	[kN]



Tabel 4-11: Snedekrachten BG2

Snedekracht	Symbool	Waarde UGT (Msf = 1,25)	Eenheid
Buigend moment in voorwand	M_d	880	[kNm/m]
Normaalkracht in voorwand	N_d	806	[kN/m]
Ankerkracht anker achter	$P1_{max}$	226	[kN]
Ankerkracht anker voor	$P2_{max}$	800	[kN]

Tabel 4-12: Snedekrachten BG3

Snedekracht	Symbool	Waarde UGT (Msf = 1,25)	Eenheid
Buigend moment in voorwand	M_d	930	[kNm/m]
Normaalkracht in voorwand	N_d	1136	[kN/m]
Ankerkracht anker achter	$P1_{max}$	227	[kN]
Ankerkracht anker voor	$P2_{max}$	862	[kN]

Tabel 4-13: Snedekrachten BG4

Snedekracht	Symbool	Waarde UGT (Msf = 1,25)	Eenheid
Buigend moment in voorwand	M_d	881	[kNm/m]
Normaalkracht in voorwand	N_d	983	[kN/m]
Ankerkracht anker achter	$P1_{max}$	227	[kN]
Ankerkracht anker voor	$P2_{max}$	865	[kN]

Tabel 4-14: Snedekrachten BG5

Snedekracht	Symbool	Waarde UGT (Msf = 1,25)	Eenheid
Buigend moment in voorwand	M_d	781	[kNm/m]
Normaalkracht in voorwand	N_d	856	[kN/m]
Ankerkracht anker achter	$P1_{max}$	144	[kN]
Ankerkracht anker voor	$P2_{max}$	249	[kN]

4.5.4. Toets voorwand

Voor de toets van de buispaal is BG1 maatgevend. Het grootste moment bevindt zich op hoogte in de wand ca. NAP-10,4 m. De normaalkracht is hier nog niet maximaal, maar aangezien de invloed beperkt is wordt deze wel maximaal meegenomen in de sterketetoets. De gecorrodeerde buispaal is hier 10 mm dik. De buispaal (waarbij de positieve invloed van zandvulling in de buis wordt meegenomen) voldoet met een u.c. van 0,77, zie bijlage C2. Hierbij wordt de bijdrage van de tussenplanken aan de sterkte verwaarloosd. In werkelijkheid nemen deze ook een klein gedeelte van het moment op. Anderzijds wordt ook het 2^e orde moment in de buispalen verwaarloosd. Dit streept de verwaarlozing van de sterkte van de tussenplanken



grotendeels weg.¹⁴ Het verticale draagvermogen van de buispalen van de combiwand is op basis van een verkennende berekening (onder aanname van een geheide stalen buis) ruim voldoende in deze situatie.

Op niveau NAP-4,0 m (en mogelijk de zone daaronder) treedt meer corrosie op dan t.p.v. het maatgevende moment. Wanneer deze extra corrosie in rekening wordt gebracht en conservatief getoetst wordt met het maximale moment en normaalkracht (die eigenlijk op NAP-10,4 m optreden) voldoet de buispaal nog met een u.c. van 0,91. Hierbij is gerekend met een gemiddelde wanddikte van 9,15 mm (het gemiddelde tussen de wanddikte voorzijde- en achterzijde). Geconcludeerd wordt dat de gehele voorwand voldoende sterkte heeft.

De situatie met een uniforme belasting van 40 kN/m² op de kade is niet beschouwd, omdat uit bijlage I blijkt dat het betonnen dek geen grotere uniforme belasting kan hebben.

4.5.5. Toets anker achter

De ankerkracht in het anker achter de vloer is vrijwel gelijk in de verschillende belastinggevallen. Het anker wordt wat ontlast doordat aan de voorzijde een anker wordt aangebracht en wordt voorgespannen (dit is nodig om de momenten in de combiwand te reduceren). De toelaatbare ankerkracht voor de ankerstaaf is: $\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D_{\text{corr}}^2 \cdot \min(f_{\text{vloei}}, f_{\text{breuk}}/1,4) = (\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,052^2 \cdot \min(550 \cdot 10^3; 700 \cdot 10^3/1,4)) = 1061 \text{ kN}$. De rekenwaarde van de ankerkracht is $P_d = 1,25 \cdot P_{\text{max}} = 1,25 \cdot 238 = 298 \text{ kN}$. De ankerstaaf voldoet met een u.c. van 0,28. De momenten in het ankerschot zijn dermate klein (ca. 33 kN/m bij BG1) dat de capaciteit van het ankerscherm ruim voldoende is.

Aangezien er voldoende marge in de sterkte van de ankers aanwezig is wordt het effect van zettingen op de ankerstangen niet aanvullend beschouwd. Gezien het steile talud in de huidige situatie is de kans reëel dat er in het verleden zettingen zijn opgetreden die tot spanningen in de ankerstangen hebben geleid. Dit zorgt er voor dat de restcapaciteit in de ankers beperkt is. Aangezien er zonder zettingen nog ruim 70% van de anker capaciteit beschikbaar is, mag worden verondersteld dat het effect van zettingen niet tot overbelasting van de ankers zal leiden.

4.5.6. Toets anker voor

De schroefinjectieankers worden maatgevend belast in BG3. De ankerstang heeft een ongecorrodeerd doorsnedeoppervlak van 2761 mm². Rekening houdend met 1,65 mm corrosie rondom wordt het staaloppervlak 2375 mm². De toelaatbare ankerkracht is dan: $2375 \cdot 10^{-6} \cdot \min(f_{\text{vloei}}, f_{\text{breuk}}/1,4) = 2375 \cdot 10^{-6} \cdot \min(500 \cdot 10^3; 700 \cdot 10^3/1,4) = 1188 \text{ kN}$. De rekenwaarde van de ankerkracht is $P_d = 1,25 \cdot P_{\text{max}} = 1,25 \cdot 862 = 1078 \text{ kN}$. De ankerstang voldoet met een u.c. van 0,91.

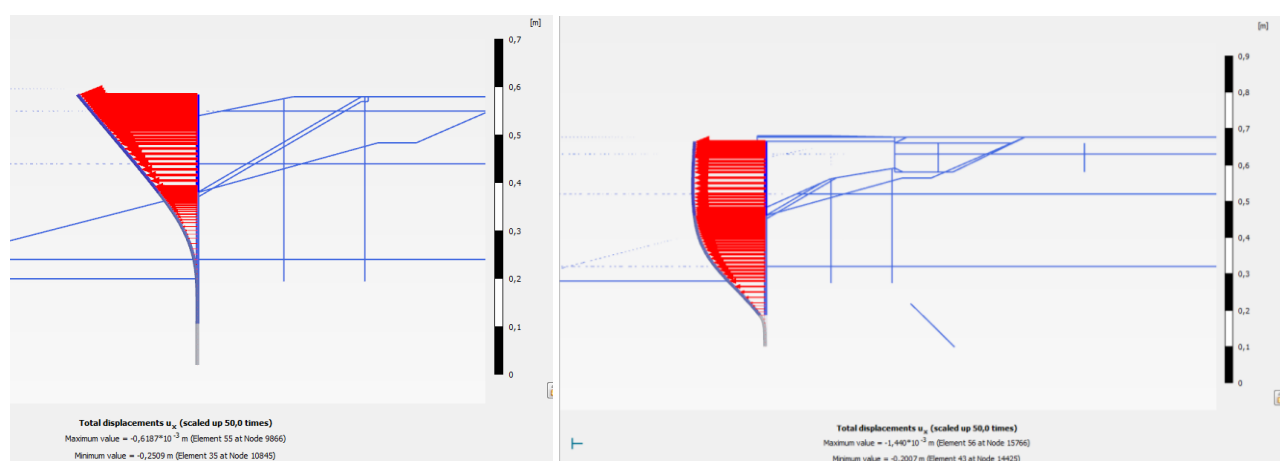
In bijlage D1 is een berekening van de houdkracht van het groutlichaam opgenomen. De groutlichamen dienen een kracht op te nemen van $P_d = 1,1 \cdot P_{\text{max}} = 1,1 \cdot 862 = 948 \text{ kN}$. Hieruit blijkt dat bij een groutlichaam van 7 m lengte de rekenwaarde van de houdkracht gelijk is aan 1198 kN. Het groutlichaam voldoet met een u.c. van 0,79.

¹⁴ Een schaduwberekening conform figuur 6.16 uit [4] leert dat de momenten in de buispaal ca. 5% hoger worden a.g.v. het 2^e orde moment.

4.5.7. Vervormingen

Zoals vermeld in paragraaf 3.2.3 zijn er tijdens de oorspronkelijke bouwphase rekenkundig relatief grote vervormingen van de combiwand (ca. 26 cm horizontaal). Dit is het gevolg van het aanvullen achter de combiwand om de palen en vloer te kunnen bouwen. In het Plaxis model is na het plaatsen van de vloer deze verplaatsing gereset. Indien dit niet gedaan wordt raakt het model instabiel. Het is onbekend of de vervormingen in bouwphase in werkelijkheid zijn opgetreden en of correctieve maatregelen getroffen zijn. Ook is het onbekend welke deformaties er momenteel in de voorwand aanwezig zijn.

In de eindsituatie BGT (BG3) van de versterkte situatie is de voorwand in het model ca. 20 cm vervormd in horizontale richting. Aangezien de kraanrails achter de kade niet door een vaste kraan, maar een mobiele kraan gebruikt worden lijkt deze vervorming acceptabel.



Figuur 4-8: Vervorming combiwand in de bouwphase (links 25 cm) en eindfase BGT BG3 (rechts 20 cm)

4.6. Kostenraming

De kostenraming voor het versterken van de kade met gewapende grond en een verankering aan de voorwand als uitgewerkt in dit hoofdstuk is opgenomen in bijlage E. In deze bijlage is ook een probabilistische analyse toegevoegd. De totale projectkosten (excl. btw) zijn geraamd op ca. € 1.875.000,-.

4.7. Conclusie versterking

Geconcludeerd wordt dat de bestaande situatie versterkt kan worden door schroefinjectieankers aan de voorwand in te brengen met de volgende eigenschappen:

- Type: 76,1 / 14,2;
- Staalkwaliteit: E470
- Totale ankerlengte: ca. 38 m
- Lengte groutlichaam: 7 m
- Aangrijpniveau: NAP+2,0 m
- Ankerhoek: 45°
- Voorspanning: 300 kN



Verder dient het talud onder de vloer verflauwd te worden en een gewapende grondconstructie aangebracht te worden met de volgende eigenschappen:

- Breedte massief: 6,0 m
- Hoogte massief: 4,87 m (incl. 0,32 funderingslaag boven de gewapende grond)
- Aanvulmateriaal: zand
- Aantal lagen: 7 lagen van 0,65 m dikte
- Gridlengte: 10,0 m (inclusief omslaglengte en hoogte laag)
- Totale oppervlak geogrid: 70 m²/m
- Type Geogrid: Stratagrid SG550 o.g.
- Geodoek t.b.v. grond dichtheid: 7 m²/m

Uit de berekeningen (zie Figuur 4-7) volgt dat er achter de kade tot enkele meters voor het ankerschot sprake is van een actieve wig (van de kademuur of gewapende grond). In deze zone is het niet toegestaan een hogere terreinbelasting dan 20 kN/m² te hanteren. Ook aan de actieve zijde van het ankerscherm mag de belasting niet hoger worden dan deze waarde. De actieve wig van het ankerscherm heeft een breedte van ongeveer 5 m. Om deze reden is tot 32 m achter het dek van de kademuur niet meer terreinbelasting dan 20 kN/m² toelaatbaar. Samenvattend zijn de toelaatbare uniforme belastingen op en achter de kade als volgt:

- Op het dek: 20 kN/m²
- Zone van 32 m achter het dek: 20 kN/m²
- Zone meer dan 32 m achter het dek: geen restricties



5 Toetsing bovenbouw

De herberekening en toetsing van het betonnen dek, de balken en de paalkoppen (incl. verbinding combiwand met balk) is opgenomen in bijlage I.



6 Analyse fenders

In dit hoofdstuk wordt een verkennende studie uitgevoerd naar alternatieve fendering voor de BTZ-kade. De reden dat deze studie wordt uitgevoerd is dat de bestaande drijvende foam fenders voor de kade te breed zijn waardoor met name binnenvaartschippers niet op eenvoudige wijze veilig de kade op kunnen. De studie richt zich er op om verschillende varianten voor de fenders te onderzoeken en hieruit de beste optie(s) te selecteren. Het hoofdstuk is opgedeeld in vier paragrafen. In de eerste paragraaf worden berekeningen gemaakt van de afmeerenergie behorende bij de verschillende schepen die gebruik maken van de kade. In de tweede paragraaf worden de bestaande drijvende foam fenders getoetst aan de berekende energieën en in de derde paragraaf is de variantenstudie naar alternatieve fenders opgenomen. In de vierde paragraaf wordt een conclusie gegeven met enkele aandachtspunten.

6.1. Berekening afmeerenergie

De afmeerenergie is berekend voor de schepen uit [18]:

- Zeevaart: Handysize
- Coaster
- Binnenvaart: Rijnmax schip

De afmeerenergie is berekend volgens de regels uit PIANC 2002 paragraaf 4.2 [6]. Voor een aantal specifieke uitgangspunten (o.a. afmeersnelheid en afmeerhoek) is gebruik gemaakt van standaard tabellen van Havenbedrijf Rotterdam voor zeeschepen en binnenvaartschepen. Deze tabellen zijn specifiek en voor Vlissingen representatiever dan de getallen uit [6], die gebaseerd zijn op de Spaanse ROM standard. De tabellen zijn opgenomen in bijlage J.¹⁵

Onder normale condities wordt de afmeerenergie berekend met de volgende formule:

$$E_d = \frac{1}{2} \underline{M} v^2 C_e C_m C_s C_c$$

Met:

E_d	= ontwerp energie (onder normale omstandigheden) [kNm]
$\underline{M}$	= massa van het schip, i.e. water displacement [t]
v	= afmeersnelheid van het schip loodrecht op de kade [m/s]
C_e	= eccentricity factor [-]
C_m	= virtual mass factor [-]
C_s	= softness factor [-]
C_c	= cushion factor [-]

¹⁵ De tabel voor zeeschepen is onlangs als standaardtabel toegevoegd aan het handboek kademuren [4] (erratum juni 2018)



Onder abnormale omstandigheden volgt de afmeerenergie uit de formule:

$$E_{d;abnormal} = \gamma_{abnormal} E_d$$

Met:

$\gamma_{abnormal}$ = factor voor abnormale impact

6.1.1. Massa van het schip (M)

De massa van het schip (waterverplaatsing) wordt berekend aan de hand van de hoofddimensies van het schip. De block factor C_b wordt aangenomen op 0,85. Dit is de bovengrens voor bulkschepen conform [6] tabel 4.2.2. De dichtheid van zeewater is 1,025 t/m³. In Tabel 6-1 is de berekening van de massa opgenomen.

Tabel 6-1: Massa van het schip (M)

Schip	Dead Weight Tonnage (DWT) [t]	Length over all (LOA) [m]	Breedte (B) [m]	Diepgang (geladen) (D) [m]	Massa (M) [t]
Handysize	50.000	200	32	12	66.912
Coaster	10.000	120	20	7,5	15.683
Rijnmax	7.000	135	17	4,5	9.262

6.1.2. Afmeersnelheid (v)

De afmeersnelheid is gebaseerd op de standaard tabellen van Havenbedrijf Rotterdam (bijlage J).

Tabel 6-2: Afmeersnelheid (v)

Schip	Afmeersnelheid (v) [m/s]
Handysize	0,12
Coaster	0,15
Rijnmax	0,15

6.1.3. Eccentricity factor (C_e)

De eccentricity factor wordt berekend met de formule uit [6] paragraaf 4.2.4:

$$C_e = \frac{K^2 + K^2 \cos(\phi)^2}{K^2 + R^2}$$

Met:

K = traagheidsstraal van het schip

R = afstand tussen het contactpunt fender en het zwaartepunt van het schip

ϕ = hoek tussen de snelheidsvector en de lijn tussen het contactpunt en het zwaartepunt schip.



Hierbij worden de volgende uitgangspunten aangehouden:

- Voor een doorgaande kade is het contactpunt op 25% van de scheepslengte
- De afmeerhoek is gebaseerd op de standaard tabellen van Havenbedrijf Rotterdam (bijlage J);
- De block coëfficiënt C_b is 0,85 voor alle schepen

Dit leidt tot de C_e waarden uit Tabel 6-3

Tabel 6-3: Eccentricity factor (C_e)

Schip	Afmeerhoek (α) [°]	Eccentricity factor (C_e) [-]
Handysize	7	0,60
Coaster	7	0,60
Rijnmax	15	0,64

6.1.4. Virtual mass factor (C_m)

The virtual mass factor wordt berekend met de formule van Vasco Costa [6]:

$$C_m = 1 + 2D/B$$

De waarden voor C_m voor de verschillende schepen zijn opgenomen in .

Tabel 6-4: Virtual mass factor (C_m)

Schip	Virtual mass factor (C_m) [-]
Handysize	1,75
Coaster	1,75
Rijnmax	1,51

6.1.5. Softness factor (C_s)

Deze factor is op 1,0 aangenomen voor alle schepen. Voor grote schepen en relatief harde fenders mag deze eventueel aangepast worden naar 0,9, maar omdat dit een variantenstudie naar het type fenders betreft is in dit stadium uitgegaan van de meest ongunstige waarde.

6.1.6. Cushion factor (C_c)

Conform [6] wordt deze factor op 1,0 gesteld voor alle schepen. Het absorberende effect van opgesloten water tussen het schip en de kade is alleen significant bij afmeerhoeken kleiner dan 5°. De in rekening te brengen afmeerhoeken voor de schepen voor de BTZ-kade zijn groter.



6.1.7. Factor voor abnormale impact (γ_{abnormal})

De factoren voor abnormale impact zijn gebaseerd op de standaardtabellen van Havenbedrijf Rotterdam (bijlage J). Deze komen overeen met de algemene getallen uit [6].

Tabel 6-5: Factor voor abnormale impact (γ_{abnormal})

Schip	Factor for abnormal impact (γ_{abnormal}) [-]
Handysize	1,75
Coaster	1,75
Rijnmax	2,00

6.1.8. Afmeerenergie

De uitgangspunten uit voorgaande paragrafen resulteren in de ontwerpwaarden voor de afmeerenergie per schip. De resultaten zijn opgenomen in Tabel 6-6.

Tabel 6-6: Ontwerpwaarden afmeerenergie

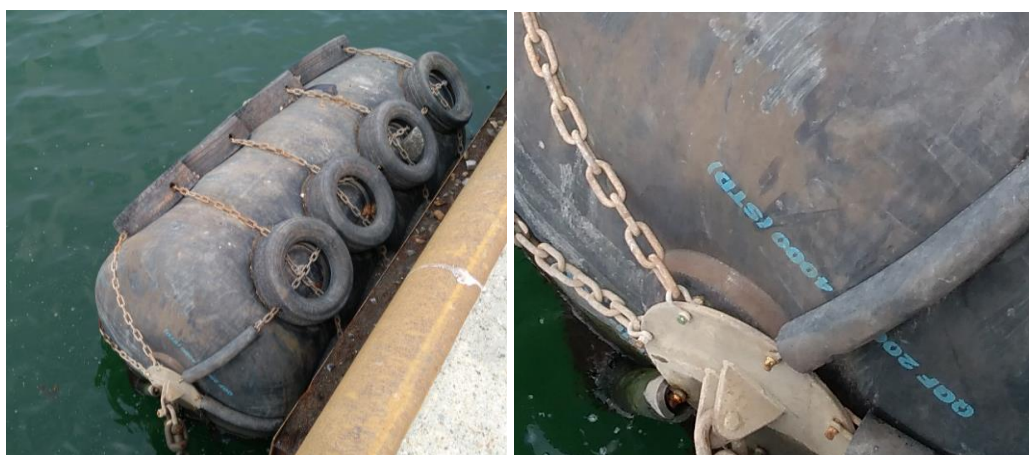
Schip	Afmeerenergie normaal (E_d) [kNm]	Afmeerenergie abnormaal ($E_{d,\text{abnormal}}$) [kNm]
Handysize	507	887
Coaster	187	327
Rijnmax	101	202

De volledige energieberekening per schip is opgenomen in bijlage K.

6.2. Controle bestaande foam fenders

De bestaande fenders (zie Figuur 6-1) hebben de volgende eigenschappen [27]:

- QuayGuard foam fender (voorzien van kettingen met autobanden)
- Standaard capaciteit: leidt tot 172 kPa huiddruk schepen
- Diameter x Lengte: 2000 x 4000 mm
- Energie absorptie capaciteit: 540 kNm
- Reactie kracht: 1005 kN
- Hart op hartafstand: ca 36 m [8], één fender dient daarom de volledige energie op te nemen.



Figuur 6-1: Bestaande fenders voor de BTZ-kade (foto's genomen op 31-05-2018)

De minimaal opneembare energie is lager dan de waarde uit de catalogus. De maximale reactiekracht is hoger dan de cataloguswaarde. De capaciteit en reactiekracht wordt beïnvloed door de afmeerhoek, temperatuur, snelheid waarmee de fender wordt ingedrukt en fabriekstolerantie. De minimaal opneembare energie (E_f) van deze fender volgt uit (o.b.v. voorbeeldberekening uit [28]):

$$E_F = E_{RPD} * f_{tol} * f_{ang} * f_{temp} * f_{vel}$$

En de maximale reactiekracht (R_f):

$$R_F = R_{RPD} * f_{tol} * f_{ang} * f_{temp} * f_{vel}$$

Hierin zijn:

E_{RPD} = Rated Performance Data energieopname bij 23°C, 0,15 m/s aanvaarsnelheid, 0° aanvaarhoek en gemiddelde fabriekstolerantie

R_{RPD} = Rated Performance Data reactiekracht bij 23°C, 0,15 m/s aanvaarsnelheid, 0° aanvaarhoek en gemiddelde fabriekstolerantie

f_{tol} = correctiefactor fabriekstolerantie

f_{ang} = correctiefactor afmeerhoek

f_{temp} = correctiefactor temperatuur

f_{vel} = correctiefactor snelheid

Een inschatting van de toleranties op basis van [28] levert de waarden uit Tabel 6-7 op.



Tabel 6-7: Minimale opneembare energie en maximale reactiekracht

Parameter	Energie	Reactiekracht
E_{RPD} / R_{RPD}	540 kNm	1005 kN
f_{tol}	0,85	1,15
f_{ang}	$1,00^{16}$	1,00
f_{temp}	$0,98^{17}$	$1,22^{18}$
f_{vel}	1,00	1,00
E_F / R_F	450 kNm	1410 kN

In Tabel 6-8 wordt getoetst of de berekende energieën opneembaar zijn:

Tabel 6-8: Conclusies m.b.t. de bestaande fenders

Schip	Normale impact	Abnormale impact
Handysize	$507 > 450$ (voldoet niet)	$887 > 450$ (voldoet niet)
Coaster	$187 < 450$ (voldoet)	$327 < 450$ (voldoet)
Rijnmax	$101 < 450$ (voldoet)	$202 < 450$ (voldoet)

Geconcludeerd wordt dat naast de praktische bezwaren van de huidige fenders (afstand tot de kades) er ook technische bezwaren zijn wanneer de schepen uit het programma van eisen [18] gebruik moeten maken van de kade. De Coaster en Rijnmax kunnen gebruik maken van de fenders, maar de Handysize niet.

6.3. Variantenstudie alternatieve fenders

In deze paragraaf is een inventarisatie gemaakt van alternatieve fenders (4 varianten) die de berekende energie kunnen opnemen. Hierbij is m.n. gekeken naar de verwachte effecten van de fenders op de kade (reactiekrachten), de toepasbaarheid voor kleine en grote schepen in getijgebied, de bereikbaarheid van de kade en de kosten,

6.3.1. Cone fenders met fenderschot

Bij deze variant worden twee cone fenders aangebracht op de combiwand met hierop een fenderschot, zie Figuur 6-2. In het fenderschot kan een ladder worden geïntegreerd.

Een mogelijke optie voor de fenderspecificaties zou zijn [29]:

- Twee cone fenders SCP1200.
- Minimale energie absorptie: $2 \times 575 \times 0,80 = 920 \text{ kNm}^{19}$
- Reactiekracht vanuit één fender: $916 \times 1,4 = 1280 \text{ kN}^{20}$

¹⁶ Op basis van maatgevende schip Handysize met aanvaarhoek 7°

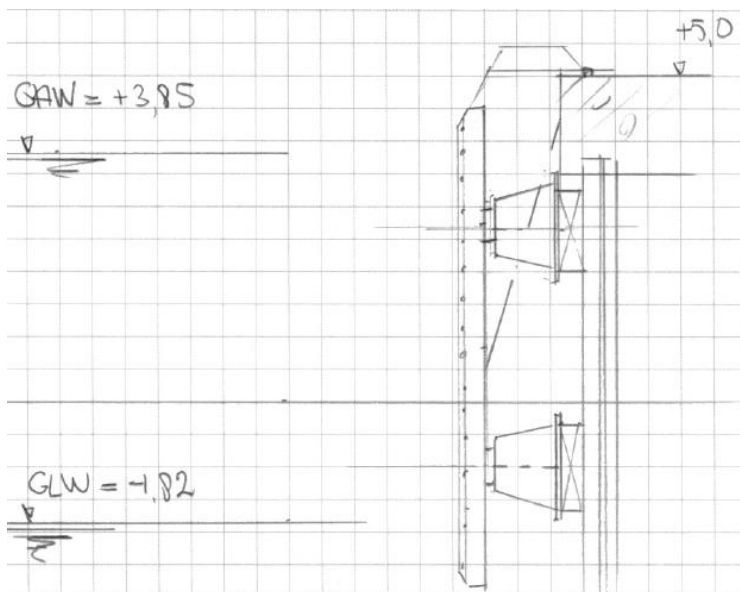
¹⁷ Bij 40°C

¹⁸ Bij -10°C

¹⁹ Rekening houdend 20% reductie op E_{RPD} o.b.v. paragraaf 6.2

²⁰ Rekening houdend met 40% toeslag op R_{RPD} o.b.v. paragraaf 6.2

- Hoogte fenderschot: ca. 6 m en breedte ca. 2 m. De huiddruk bij het grootste schip (waarbij het gehele fenderschot gebruikt wordt) is dan $1280 / (6 \times 2) = 107 \text{ kPa}$.
- Het hart van de bovenste fender op 1,2 m onder onderzijde vloer kade .
- Het fenderschot doorzetten tot LAT (NAP-2,56 m), opdat de kleine schepen bij laagwater niet onder het fenderschot vast komen te zitten.
- Het fenderschot wordt voorzien van een trap.
- Om van het fenderschot op de kade te komen zijn twee mogelijkheden:
 - Fenderschot doorzetten tot bovenzijde kade (NAP+5,0 m) en vervolgens een horizontale brug met glijoplegging op de kade. Minimale afstand tussen voorzijde kade en achterzijde fenderschot is 0,9 m.
 - Fenderschot niet tot boven doorzetten en een schuine trap op de kade, eveneens met glijoplegging.
- De fenders dienen bevestigd te worden op enige afstand (minimaal 0,3 m) uit buitenzijde buispalen om te voorkomen dat het fenderschot tegen het beton aankomt. Er dient een gording/spreidingsconstructie aangebracht te worden op de combiwand t.b.v. juiste krachtsinleiding en spreiding.
- Voor de gegeven schepen is het aanbevolen 2 fendersystemen per kadesectie aan te brengen. Dit komt goed overeen met de richtlijn als gegeven in BS 6349 van 0,15 maal de lengte van het kortste schip. In dit geval is het kortste schip 120 m (coaster) en $120 \times 0,15 = 18 \text{ m}$. Een kadesectie is ongeveer 36 m lang.



Figuur 6-2: Variant 1: cone fenders met fenderschot [29][29]

Voordelen:

- Toepasbaar bij getijdebeweging, grote variatie aan ontwerpschepen in combinatie met een goede stabiliteit van het fendersysteem.
- De afmetingen van het fenderschot zijn af te stemmen op de toelaatbare huiddrukken.
- In het schot kan een ladder worden geïntegreerd.
- Systemen met SPC fenders zijn robuust en kunnen worden uitgerust met een overload stopper.



- De montage van de fendering verloopt eenvoudig en snel.
- Oplossing is veelvuldig toegepast in Nederland en heeft zichzelf bewezen

Nadelen:

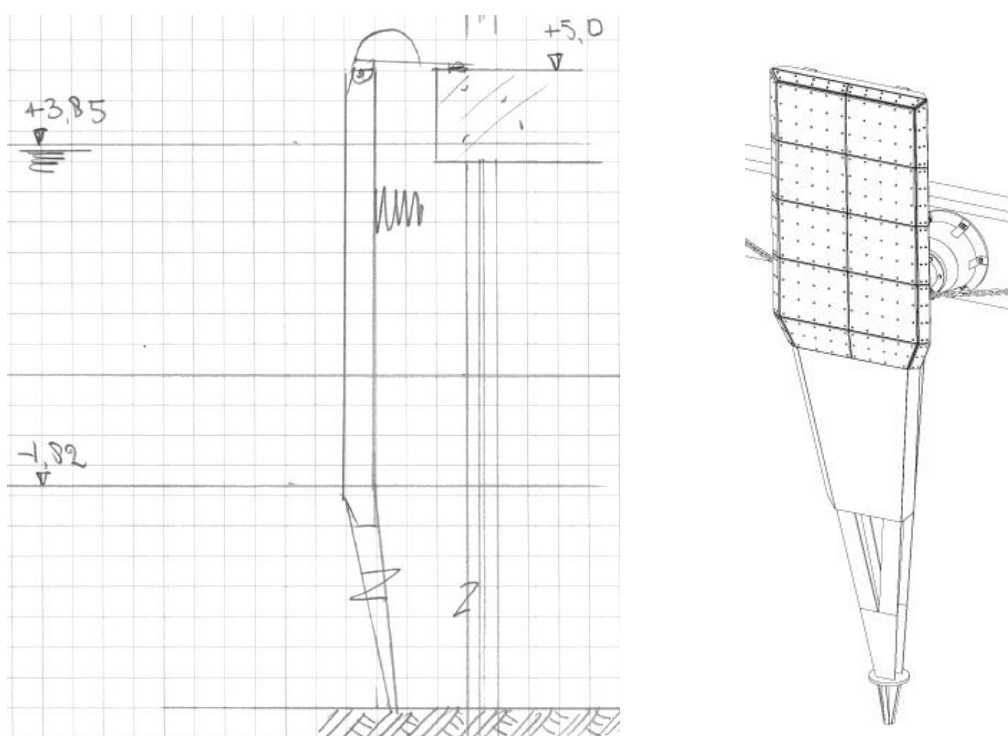
- Kleine schepen zullen bij laagwater alleen de onderste fender activeren. Dit vraagt aandacht en de toepassing van trekkettingen.
- In verband met de snelheidscomponent van de ontwerpschepen evenwijdig aan de kade is er aandacht vereist t.a.v. schuifspanningen op de fenders.
- Systemen met element fenders zijn gevoelig voor overbelasting en vragen veel onderhoudskosten.
- Gezien de hoogte van het dek in relatie tot de afmetingen van de benodigde fenders zal bevestiging op de vloer in plaats van de op de combiwand zelf niet mogelijk zijn.
- Om de reactiekrachten op de kade niet te groot te laten worden dient er een groot contactoppervlak aanwezig te zijn waarover de krachten worden gespreid. Uit bijlage I volgt dat er niet meer dwarskracht in de verbinding combiwand met het dek geïntroduceerd mag worden dan in de huidige situatie het geval is.
- Onderste fender moet in de getijdezone aangebracht worden (beperkte werkruimte en werktijden).

Kosten:

Voor het genoemde fendersysteem kan worden uitgegaan van een richtprijs van ca. € 25.000,- per systeem (excl. montage, excl. benodigde voorzieningen op de combiwand en excl. btw). Uitgaande van twee fendersystemen per kade zouden er $7 \times 2 = 14$ systemen aangebracht moeten worden. Dit leidt tot kosten voor het leveren van ca. € 350.000,-.

6.3.2. Paal-fendersysteem

Een andere variant is het toepassen van een paal-fendersysteem. Dit is in de basis hetzelfde systeem als de hiervoor beschreven variant, waarbij één conefender wordt toegepast en de onderste fender wordt vervangen door een paal. De paal wordt aan de onderzijde in de bodem gezet of aan de combiwand bevestigd. Voor de conefender aan de bovenzijde is waarschijnlijk een zwaarder type nodig dan bij de vorige variant, maar dan wel een enkele fender. De afmetingen van het fendershot (met geïntegreerde ladder) zijn vergelijkbaar. Schetsen van deze variant zijn gegeven in Figuur 6-3.



Figuur 6-3: Variant 2: paal-fendersysteem²¹

Voordelen:

- Toepasbaar bij getijdebeweging en grote variatie aan ontwerpschepen.
- Door twee fenders horizontaal naast elkaar te plaatsen is de inbouwhoogte te beperken.
- In het schot kan een ladder worden geïntegreerd.
- Robuust systeem met relatief weinig onderhoudskosten en downtime.
- Bij keuze voor een vast punt in de bodem in plaats van op de combiwand is de reactiekracht op de combiwand kleiner dan bij variant 1.

Nadelen:

- Bij toepassing van slechts 1 fender is een grotere inbouwhoogte nodig ten opzichte van variant 1, hetgeen meer afstand tot de kade genereert
- Om de reactiekrachten op de kade niet te groot te laten worden dient er een groot contactoppervlak aanwezig te zijn waarover de krachten worden gespreid. Uit bijlage I volgt dat er niet meer dwarskracht in de verbinding combiwand met het dek geïntroduceerd mag worden dan in de huidige situatie het geval is.
- In verband met de snelheidscomponent van de ontwerpschepen evenwijdig aan de kade is er aandacht vereist t.a.v. schuifspanningen op de fenders.
- Gezien de hoogte van het dek in relatie tot de afmetingen van de benodigde fenders zal bevestiging op de vloer in plaats van de op de combiwand zelf niet mogelijk zijn.
- De prijs is sterk afhankelijk van de afstand tot het scharnierpunt op de bodem.

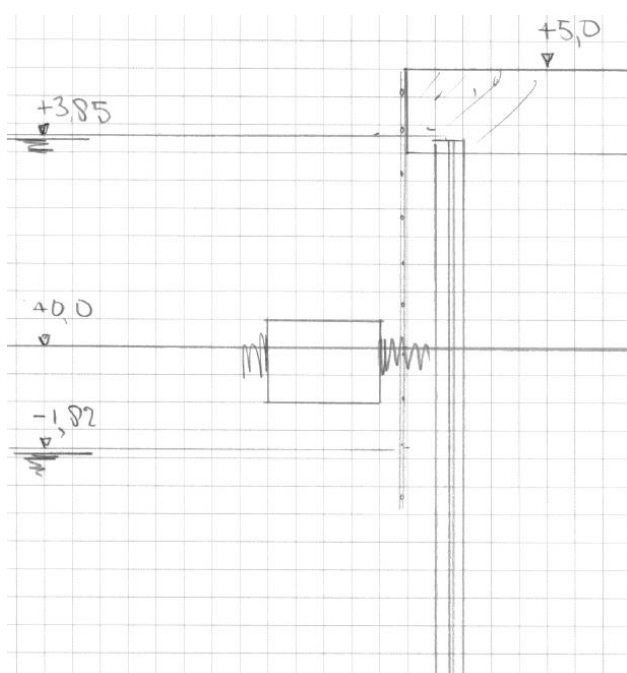
²¹ <https://www.shibata-fender.team/en/products/fixed-fenders/pile-fenders.html>

Kosten:

De kosten van deze variant zijn hoger dan die van variant 1, omdat naast de fenders en de schotten een paal geïnstalleerd moet worden. Gezien de bodemligging rond NAP-15,0 m is een forse paal benodigd..

6.3.3. Drijvend ponton voorzien van fenders aan weerszijden ponton

Bij deze variant wordt een rij met gekoppelde pontons voor de kade gelegd waarbij aan weerszijden (tussen de kade en de pontons en aan de buitenzijde van de pontons) fenders worden toegepast. Een schets en voorbeeld van deze variant zijn gegeven in Figuur 6-4. De pontons worden onderling gekoppeld en aan de koppen op hun plaats gehouden d.m.v. pontonpalen of ankerpalen.



Figuur 6-4: Drijvend ponton voorzien van fenders aan weerszijden ponton²²

Voordelen:

- Drijvende constructie, die meebeweegt met het getij.
- De kade is eenvoudig te bereiken middels overstap op ponton en trap aan de kade.
- De reactiekracht op de kade is goed te spreiden en er kunnen meerdere kleine fenders tegelijk gemobiliseerd worden.

Nadelen:

- Relatief dure oplossing. De pontons nemen zelf geen energie op en zijn dus puur een hulpconstructie om op de kade te komen.
- Geen robuust systeem met veel bewegende onderdelen en fenders aan voor- en achterzijde en relatief hoge onderhoudskosten.

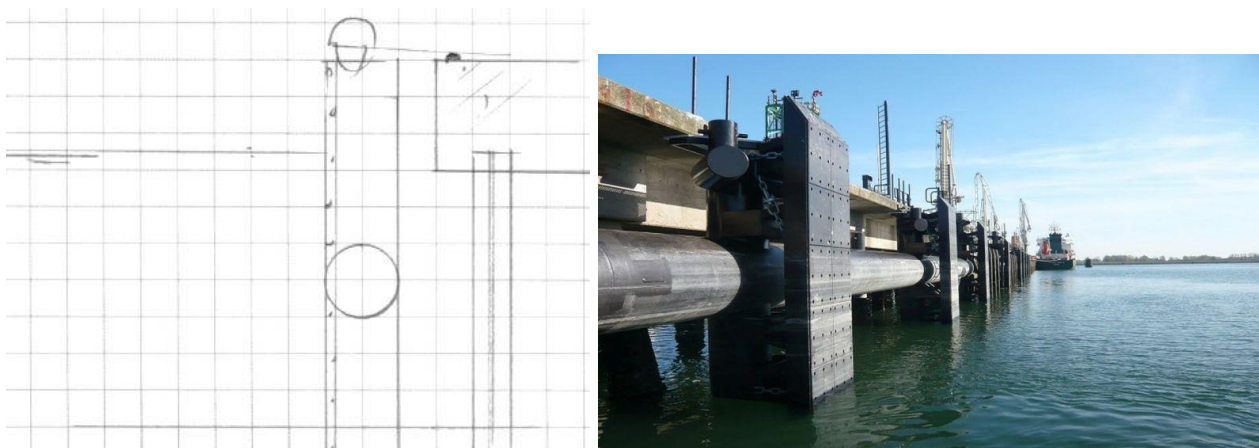
²² <http://www.pmsmarinedock.com/en/marine-dock-components/>

Kosten:

De kosten van deze variant zullen hoger liggen dan voor variant 1. Dat geldt ook voor de onderhoudskosten.

6.3.4. Doorgaand remmingwerk met of zonder fenders

Bij deze variant wordt een remmingwerk voor de bestaande kade geplaatst waaraan fenderschotten wordt bevestigd. Een schets en voorbeeld van deze variant zijn gegeven in Figuur 6-5. Aan de bovenzijde wordt een horizontale trap aangebracht en met een glijoplegging op de kade gelegd.



Figuur 6-5: Variant 4: doorgaand remmingwerk met of zonder fenders²³

Voordelen:

- Separate constructie los van de bestaande kade waardoor geen reactiekrachten door de kade moeten worden opgevangen. De onzekerheid in de verbinding tussen de combiwand en het dek wordt daarmee weggenomen.

Nadelen:

- Relatief dure oplossing, aangezien een volledig zelfstandige constructie tot in de bodem moet worden gefundeerd en de reactiekrachten moet kunnen opvangen.
- Afstand tot de kade wordt groter. Dit kan impact hebben op de bedrijfsvoering (i.v.m. reikwijdte van de kranen).

Kosten:

De kosten van deze variant zullen aanzienlijk hoger liggen dan voor variant 1.

²³ https://www.shibata-fender.team/en/references/references-detail/euro-tank-terminal-rotterdam-netherlands.html?application=Oil%20&%20Gas%20Terminals&fender_type=FE%20Element%20Fenders&country=Netherlands

6.4. Conclusie en aandachtspunten

Op basis van bovenstaande beschrijvingen wordt geconcludeerd dat variant 1 vanuit de kosten gezien de beste oplossing is. Daarnaast is er veel ervaring in Nederland en buitenland met dit principe. Voor deze variant geldt echter wel dat de reactiekrachten die vanuit de fenders op de kade worden uitgeoefend ingeleid moeten worden in de kadeconstructie. De reactiekracht vanuit de fenders die momenteel voor de kade drijven is k reeds kritisch voor de verbinding combiwand-vloer van de kadeconstructie (zie bijlage I). Dit betekent dus dat bij toepassing van andere fenders de reactiekrachten op de kade niet hoger mogen worden. Er dient dus een grote spreiding van de reactiekracht plaats te vinden. Dit is nader onderzocht in een aanvullende notitie die opgenomen is in bijlage L. Hierin wordt geconcludeerd dat de BTZ kade zelfs met zeer omvangrijke maatregelen om de krachten in te leiden, niet geschikt is voor toepassing van cone fenders met dergelijke grote afmetingen



Figuur 6-6: Bevestiging met beugels aan de buispalen van de combiwand²⁴

In het licht van bovenstaande conclusie is de verwachting dat ook met het paal-fendersysteem de belasting op de huidige kade te groot wordt. Om deze reden zijn alleen de opties met pontons voor de kade of een losstaand remmingwerk nog een mogelijkheid, omdat deze geen/beperkte extra belastingen op de kade uitoefenen. Deze varianten zullen echter hoge kosten met zich meebrengen.

²⁴ https://www.shibata-fender.team/en/references/references-detail/new-bulk-jetty-css-and-spc-system-sohar-oman.html?application=Bulk%20Terminals&fender_type=SPC%20Cone%20Fenders&country=Oman



7 Conclusies en aanbevelingen

7.1. Conclusies

In deze rapportage is de haalbaarheid voor het versterken van de BTZ kademuur onderzocht. Hiertoe is eerst de bestaande situatie gemodelleerd in Plaxis 2D. Voor de bestaande situatie wordt geconcludeerd dat de stabiliteit en sterkte van de constructie in de uiterste grenstoestand onvoldoende is. Het talud onder de vloer is relatief steil en raakt instabiel wanneer de veiligheidsfactoren over de sterkteparameters worden meegenomen. Als gevolg hiervan lopen de momenten in de voorwand fors op. Geconcludeerd wordt dat de bestaande situatie niet voldoet aan de norm.

Om deze reden is een versterkingsontwerp uitgewerkt. In eerste instantie zijn twee oplossingsrichtingen verkend:

1. Extra verankering aan de combiwand + verflauwen talud en aanbrengen gewapende grondconstructie achter de vloer;
2. Extra verankering aan de combiwand + verflauwen talud en aanbrengen verankerde damwand achter de vloer;

Op basis van vergelijkende kostenramingen is geconcludeerd dat optie 1 de voorkeur heeft. Deze oplossing is verder uitgewerkt. De gewapende grondconstructie is gedimensioneerd, de verankering is doorgerekend en de totale stabiliteit en sterkte van de constructie is beschouwd. De totale projectkosten (excl. btw) voor uitvoering van deze maatregelen in sectie 2 t/m 4 en 6 t/m 8 zijn geraamd op ca. € 1.875.000,-.

Uit de herberekening van het dek volgt dat Load Model 1 (conform NEN-EN 1991-2+C1:2011) en de variabele bovenbelasting van 20 kN/m^2 toelaatbaar zijn, zolang deze niet tegelijk aanwezig zijn. Dit wil zeggen dat er op een bepaalde sectie geen variabele bovenbelasting aanwezig mag zijn binnen 10 m van LM1. Een grotere uniforme belasting van 20 kN/m^2 is niet toelaatbaar. Om deze reden is de constructies als geheel ook niet getoetst bij grotere belastingen.

Daarnaast zijn de prefab voorgespannen palen getoetst. Het advies is om de paalkoppen te inspecteren op schade en vervormingen. Indien geen schade en vervormingen aanwezig zijn, kan gesteld worden dat de palen in de toekomst ook hun functie blijven vervullen, omdat in de situatie met taludverflauwing minder horizontale gronddruk tegen de palen aanwezig is. Indien wel schade aanwezig is moet beoordeeld worden in welke mate dat afbreuk doet aan het functioneren van de palen en zijn mogelijk herstel- of versterkingsmaatregelen nodig.

Ten slotte is een verkennende studie uitgevoerd naar alternatieve fendering voor de kade, omdat in de huidige situatie de binnenvaartschippers niet eenvoudig veilig op de kade kunnen komen. De conclusies zijn:

- De huidige fenders hebben onvoldoende capaciteit om de schepen uit het programma van eisen [18] af te laten meren.
- Een principe met 2 conefenders en een fendershot met geïntegreerde trap is niet haalbaar, omdat de reactiekrachten op de kade te groot wordt. De kade is hier niet op ontworpen. De verbinding tussen de



combiwand en het dek is in de huidige situatie bij afmerende schepen reeds kritisch. De enige haalbare alternatieven betreffen oplossingen met pontons voor de kade of een losstaand remmingwerk.

Sectie 5

Geconcludeerd wordt dat de benodigde verankering aan de voorwand zwaarder is dan nu uitgevoerd in sectie 5 (in sectie 5 zijn ankers $\varnothing 51,0 \times 12,5$ mm toegepast). De gewapende grondconstructie komt wel goed overeen met het voorliggende ontwerp. De zwaardere verankering komt voort uit het verschil tussen de destijds gestelde eisen [10] en de nu gestelde eisen [18]. Sectie 5 is versterkt voor een referentieperiode van 15 jaar, waarbij de damwandberekening is uitgevoerd aan de hand van betrouwbaarheidsklasse RC 1 uit CUR 166 [10].²⁵ De overige secties zijn nu beschouwd uitgaande van een referentieperiode van 33 jaar en betrouwbaarheidsklasse RC 2 uit CUR 211 (uitgaande van een kademuur met vloer op palen er achter). Dit heeft effect op de te hanteren corrosie op de onbeschermden constructiedelen en de partiële factoren op de sterkteparameters (i.e. voor sectie 5 is gerekend met een partiële factor 1,15 op $\tan(\varphi')$ en voor de overige secties met 1,25). Om sectie 5 op hetzelfde veiligheidsniveau te krijgen als de overige te versterken secties dient aanvullende verankering aan de voorwand aangebracht te worden. De nu aanwezige ankers hebben ongeveer de helft van de benodigde capaciteit.

7.2. Aanbevelingen

Naar aanleiding van de uitgevoerde analyses worden de volgende aanbevelingen gedaan:

1. Voordat besloten kan worden om de versterkingsmaatregelen verder uit te werken is het noodzakelijk om inspecties uit te voeren:
 - a. In de beoordeling van het dek en de paalfundering is als uitgangspunt genomen dat de staat van deze constructie-onderdelen goed is. Dit dient vastgesteld te worden tijdens de inspectie. Aanbevolen wordt een inspectie van de onderzijde van het dek uit te voeren.
 - b. Voor de paalkoppen geldt dat deze rekenkundig niet voldoen. Een inspectie moet uitwijzen of er schade en vervormingen aan de palen zijn opgetreden en in hoeverre in de toekomstige situatie aanvullende herstel- of versterkingsmaatregelen nodig zijn.
 - c. Er zijn geen wanddiktemetingen beschikbaar in de getijden- en splashzone van de combiwand. Hoewel deze zone niet direct maatgevend is in de sterkte-toets van de combiwand kan deze op termijn wel kritisch worden. Het wordt daarom aanbevolen om periodiek de wanddikte in de getijden- en splashzone te meten en zo te monitoren of op termijn maatregelen, zoals het aanbrengen van een coating, noodzakelijk zijn.
2. Wanneer vervolgens besloten wordt om de kade te gaan versterken wordt aanbevolen om de hier uitgewerkte oplossing verder uit te werken tot een definitief ontwerp. Enkele aandachtspunten hierbij zijn:
 - a. Grondsdichte aansluiting gewapende grond op de achterzijde van de vloer;
 - b. Zettingen van het gewapende grondmassief (bij sectie 5 zijn zettingen opgetreden na uitvoering van de versterking);

²⁵ De gehanteerde betrouwbaarheidsindex voor sectie 5 (β is 3,3 behorende bij betrouwbaarheidsklasse RC1 nieuwbouw) komt overigens overeen met de betrouwbaarheidsindex die behoort bij een verbouwing van een bestaande kade voor een levensduur van 15 jaar in betrouwbaarheidsklasse RC2. Deze redenering vindt zijn oorsprong in de NEN8700 serie en is onder meer beschreven in [7].

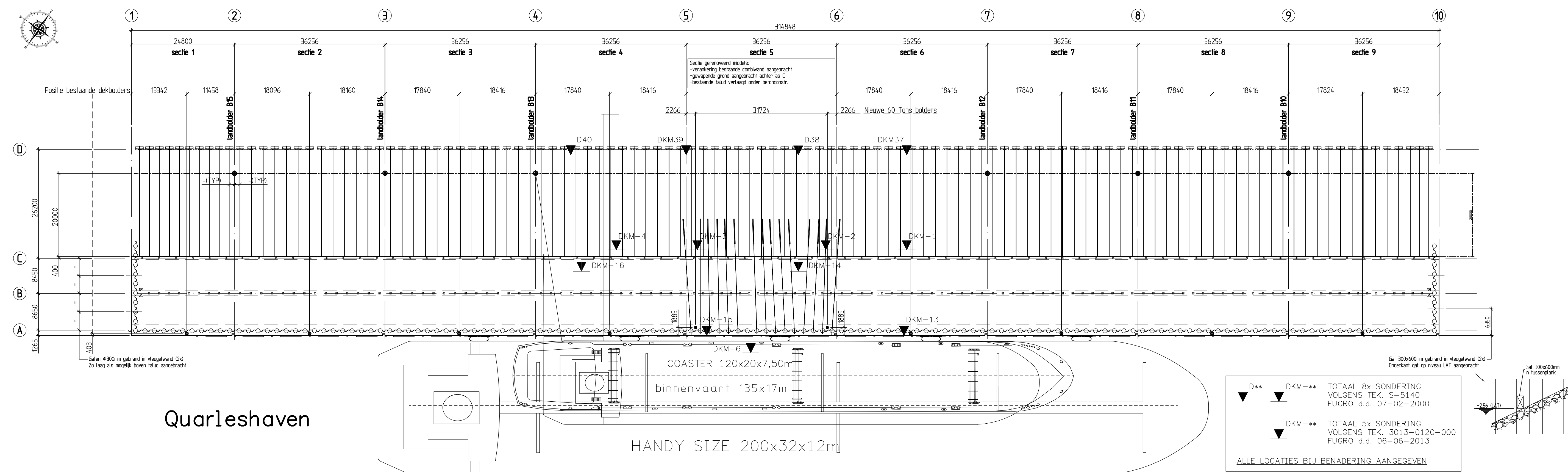


- c. Kruip van de geogrids. Er dient voorkomen te worden dat de bestaande funderingspalen aanvullend horizontaal belast worden.
 - d. Spanprotocol uitwerken voor de nieuwe verankering. Het is van groot belang dat de paalkoppen van de funderingspalen geen aanvullende horizontale belasting krijgen.
 - e. Detailleren drainagesysteem
 - f. Aanpassen verankering sectie 5
3. Indien gekozen wordt om de bestaande drijvende fenders te vervangen lijkt een oplossing met een losstaand remmingwerk of pontons voor de kade het meest kansrijk.

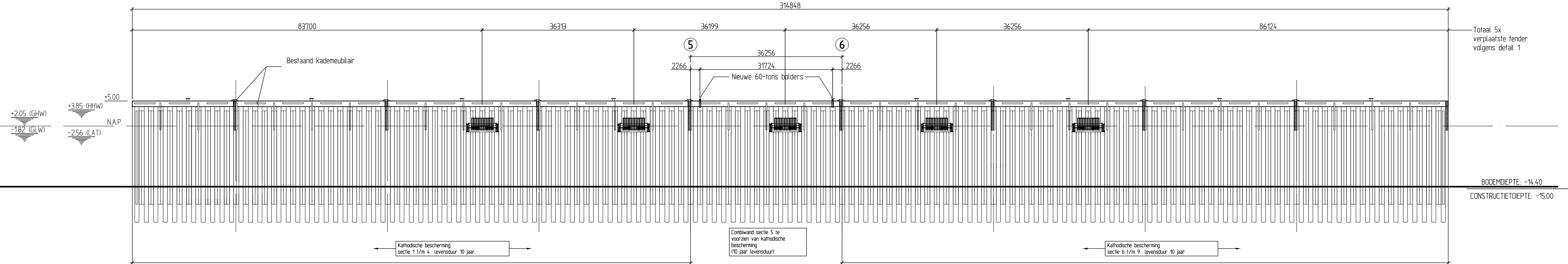


BIJLAGEN

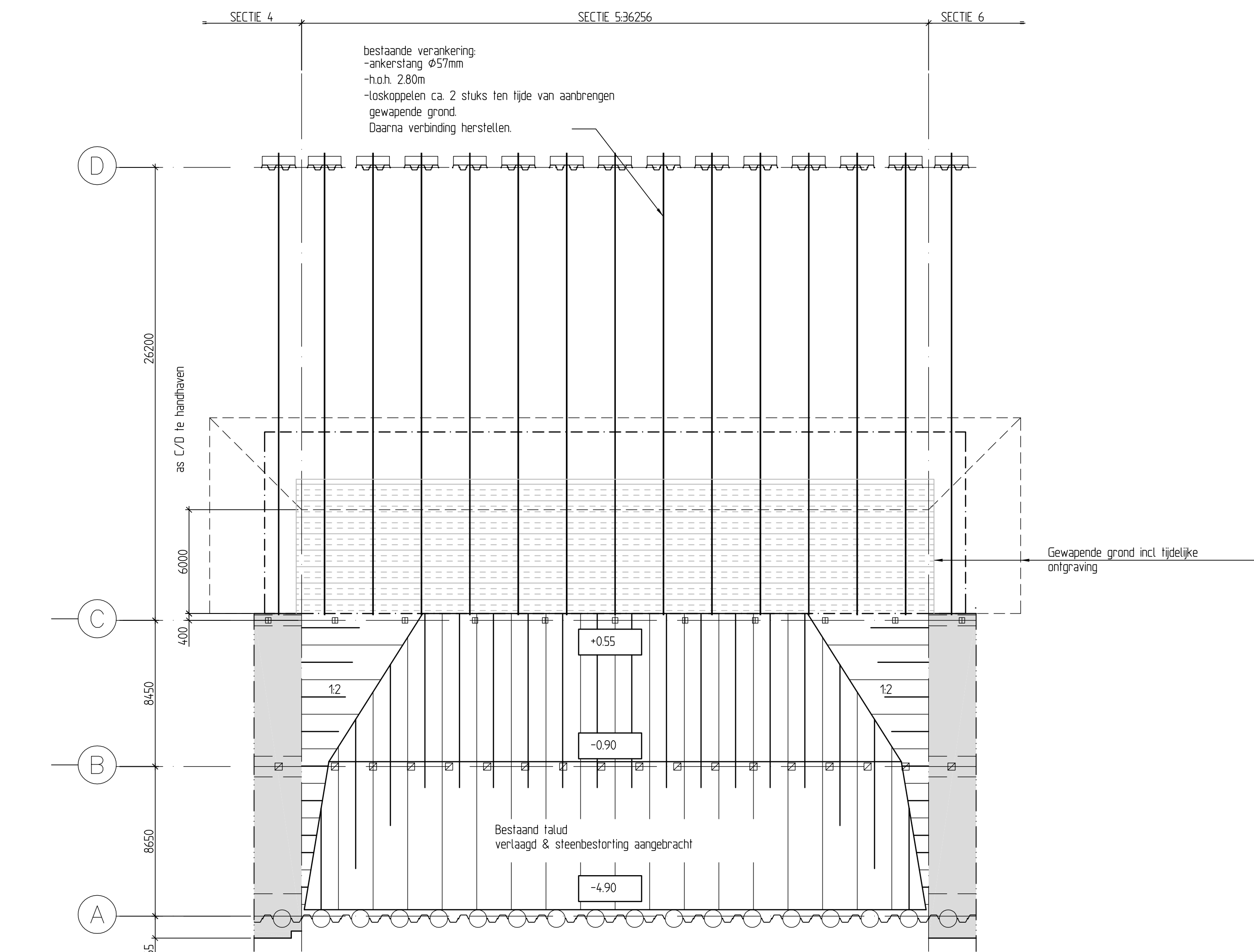
A. Tekeningen bestaande situatie



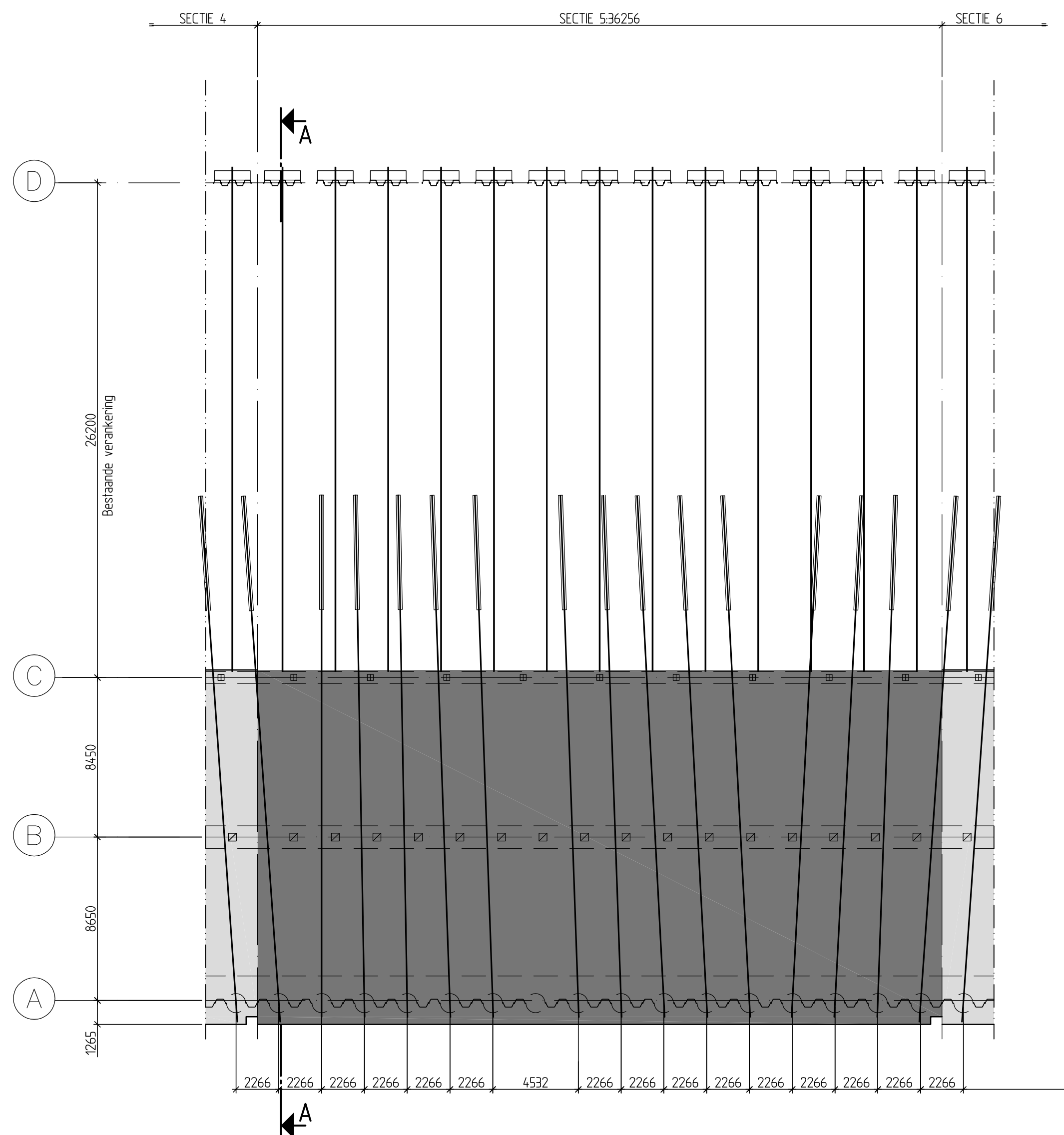
ALGEMEEN PLAN / BOVENAANZICHT STEIGER incl. SCHEEPSBEREIK
Schaal: 1500



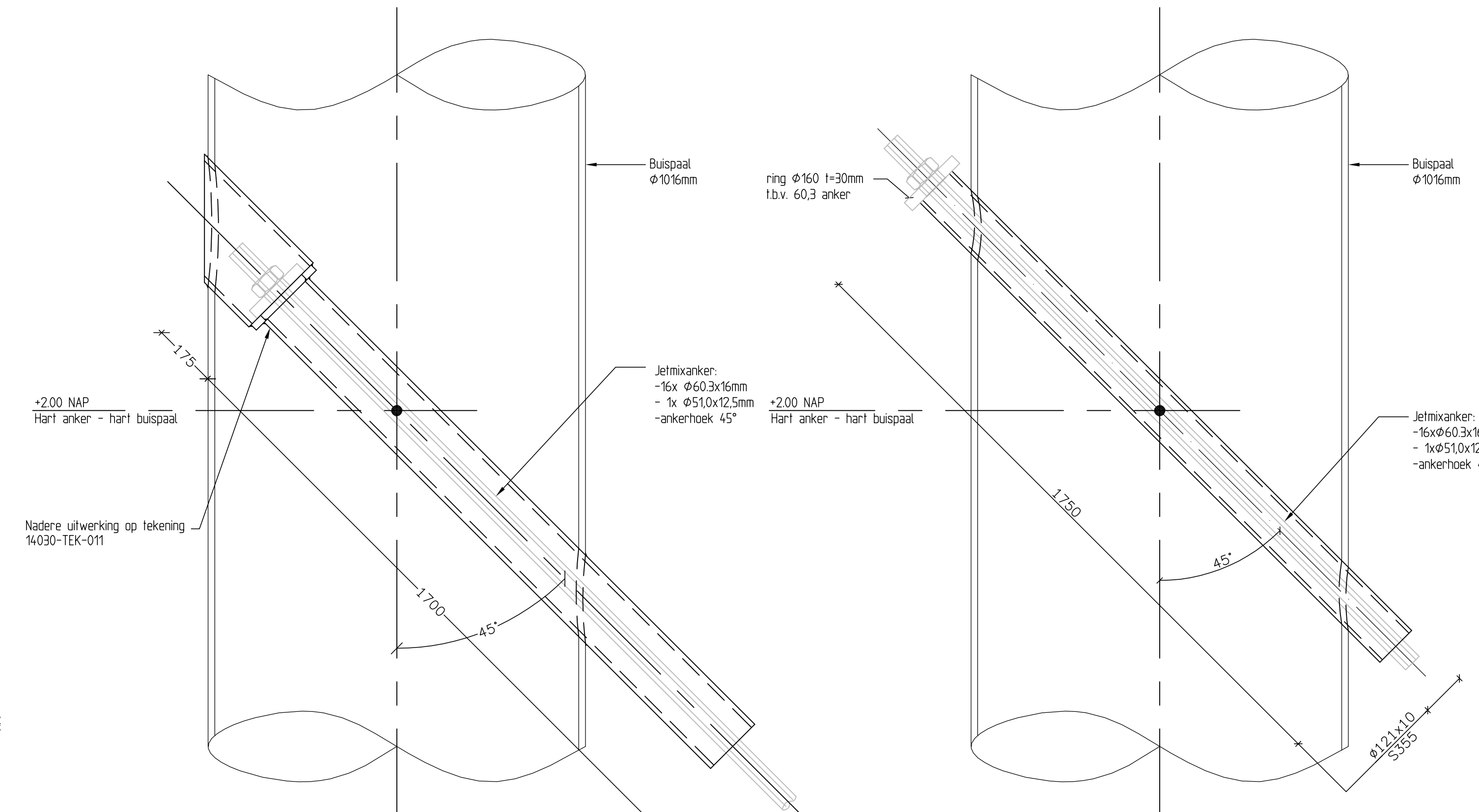
VOORAANZICHT STEIGER incl. NIEUWE FENDERING
Schaal: 1500



VERLAGING BESTAAND TALUD / GEWAPENDE GROND
Schaal: 1:200

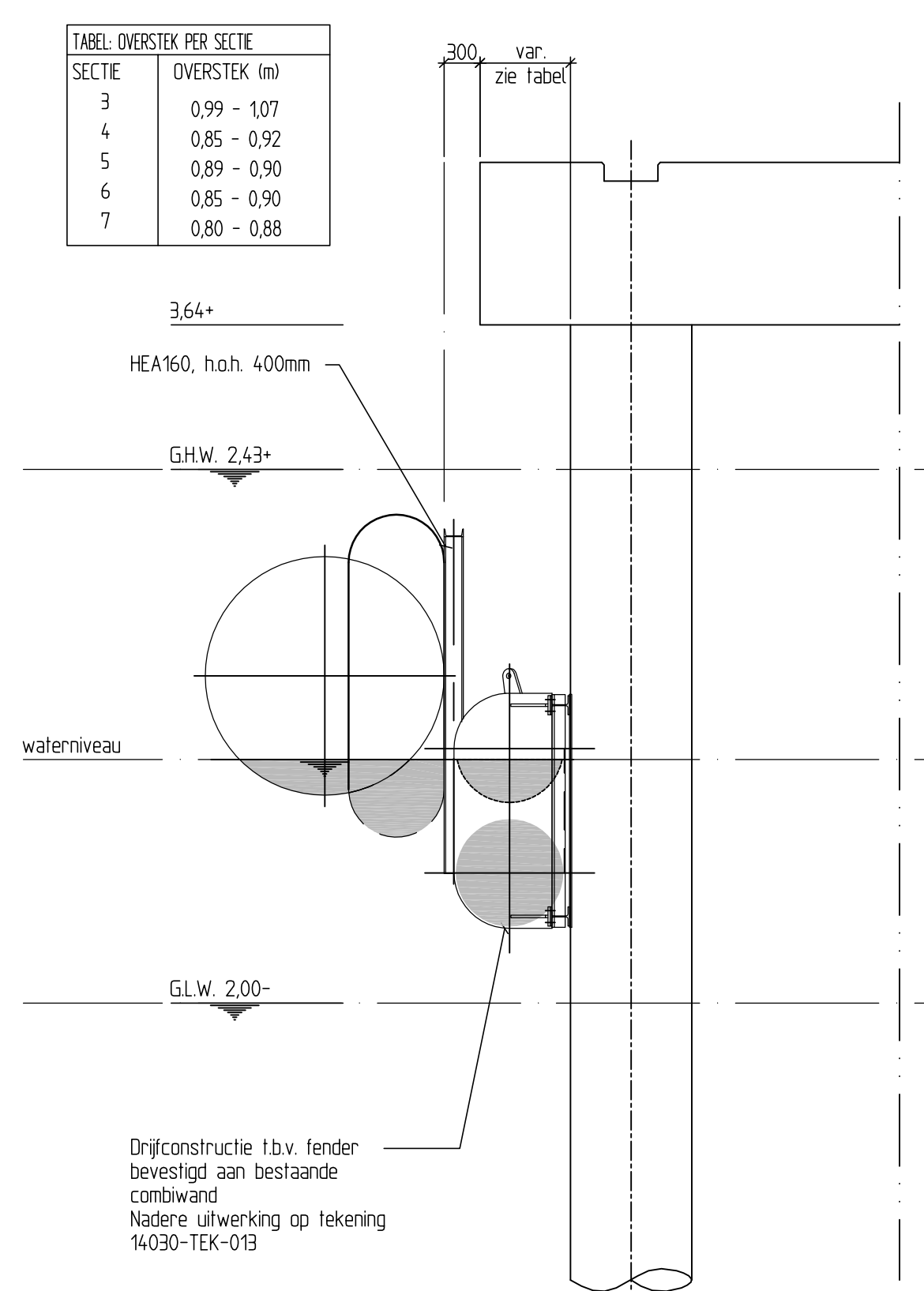


BOVENAANZICHT SECTIE 5 NIEUWE VERANKERING
Schaal: 1:200

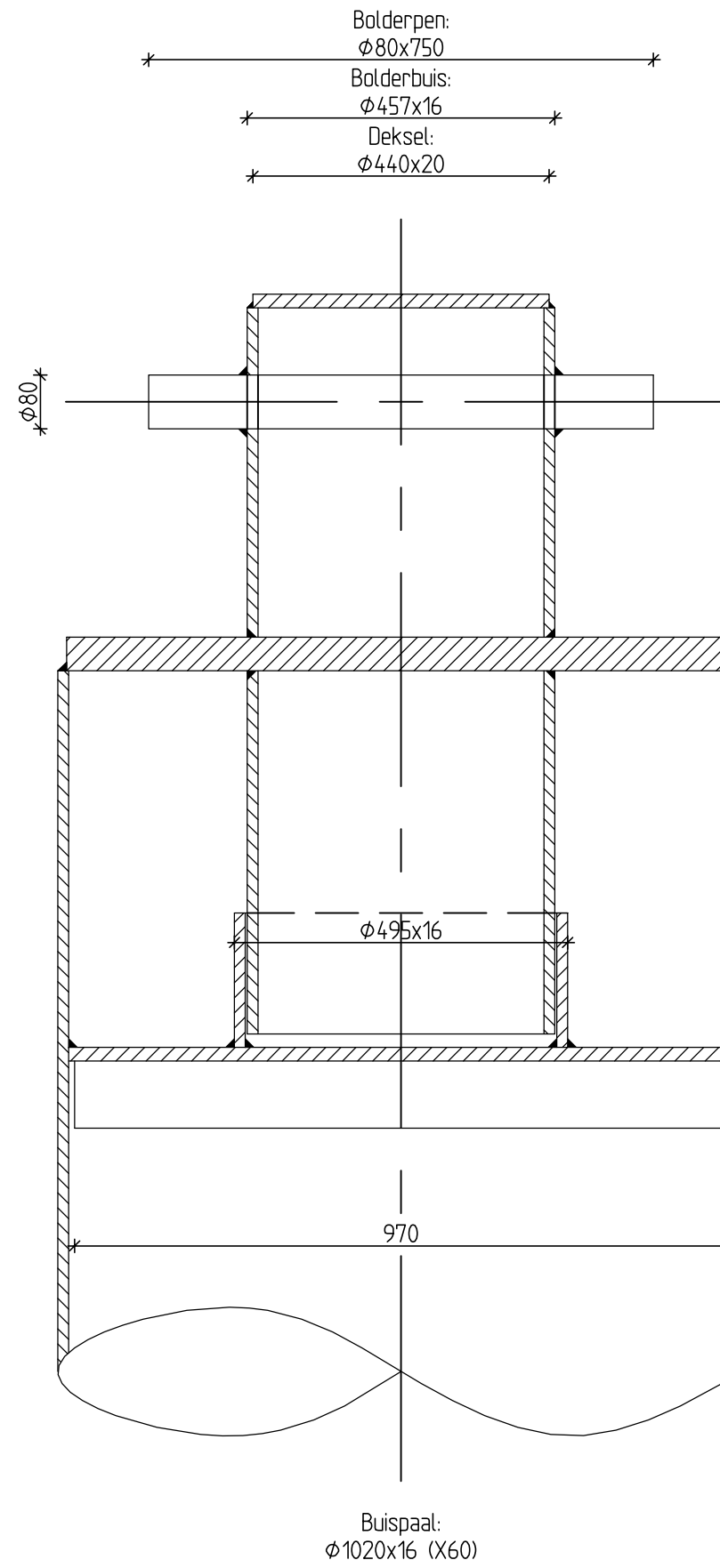


DETAIL: DOORSNEDE ANKERDOORVOER t.p.v. FENDER
Schaal: 1:10
- in totaal 4x uitvoeren

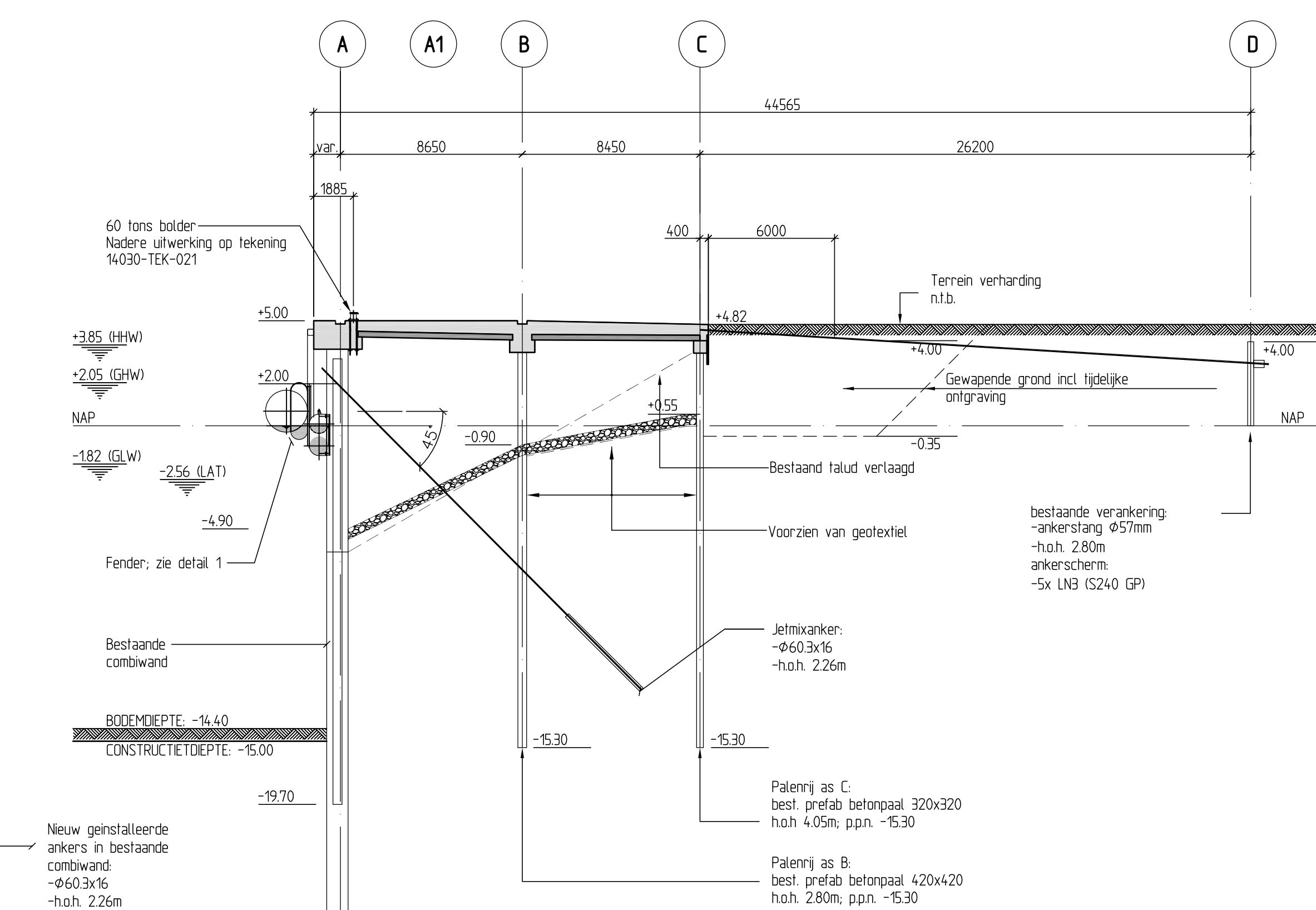
DETAIL: DOORSNEDE STANDAARD ANKERDOORVOER
Schaal: 1:10
- in totaal 1x uitvoeren



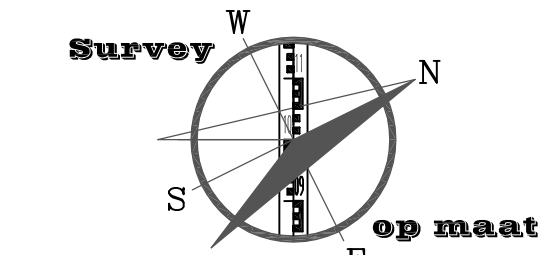
DETAIL: FENDER
Schaal: 1:50



DETAIL: KOP LANDBOLDER
Schaal: 1:10



DOORSNEDE A-A
Schaal: 1:200



Hakkers
CONSTRUCTIEF IN WATERBOUW

Werk: **Kade FMT Quarleshaven**
Onderdeel: **Situering, aanzichten en doorsnede kade 5**

Opmettende: **Zeeland Seaports**
Schiederspad 2
4531 PD Terneuzen
Tel: 0115-647400

Directie: **Zeeland Seaports**
Schiederspad 2
4531 PD Terneuzen
Tel: 0115-647400

Opmerkingen:

Nr: Datum: Naam: Wijziging: Formaat: B41x1189 [A0] Schaal: zie tek. Hoogte in: m tov. NAP. Platen in: mm

REV: 09-04-2015 SM REVISIE

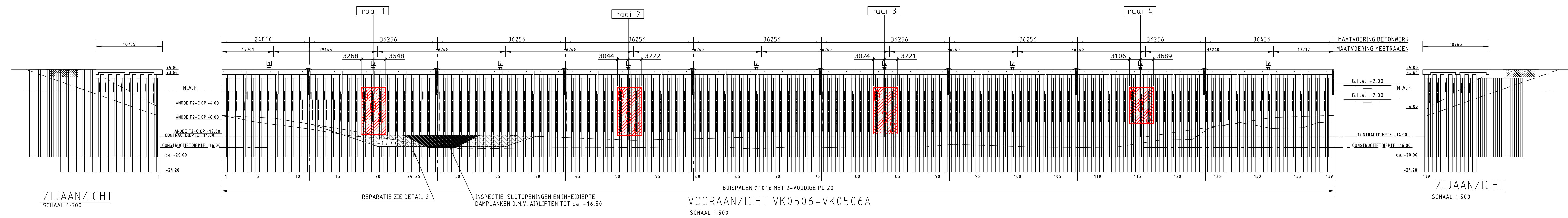
Revisietekening

Get.: B. Goudries Datum: 01-10-2014 Paraaf: Arc.: M. Teunissen Datum: 01-10-2014 Paraaf: Betsch: ZSP207 Tek. nr.: 14030-TEK-001_REV

AS BUILT



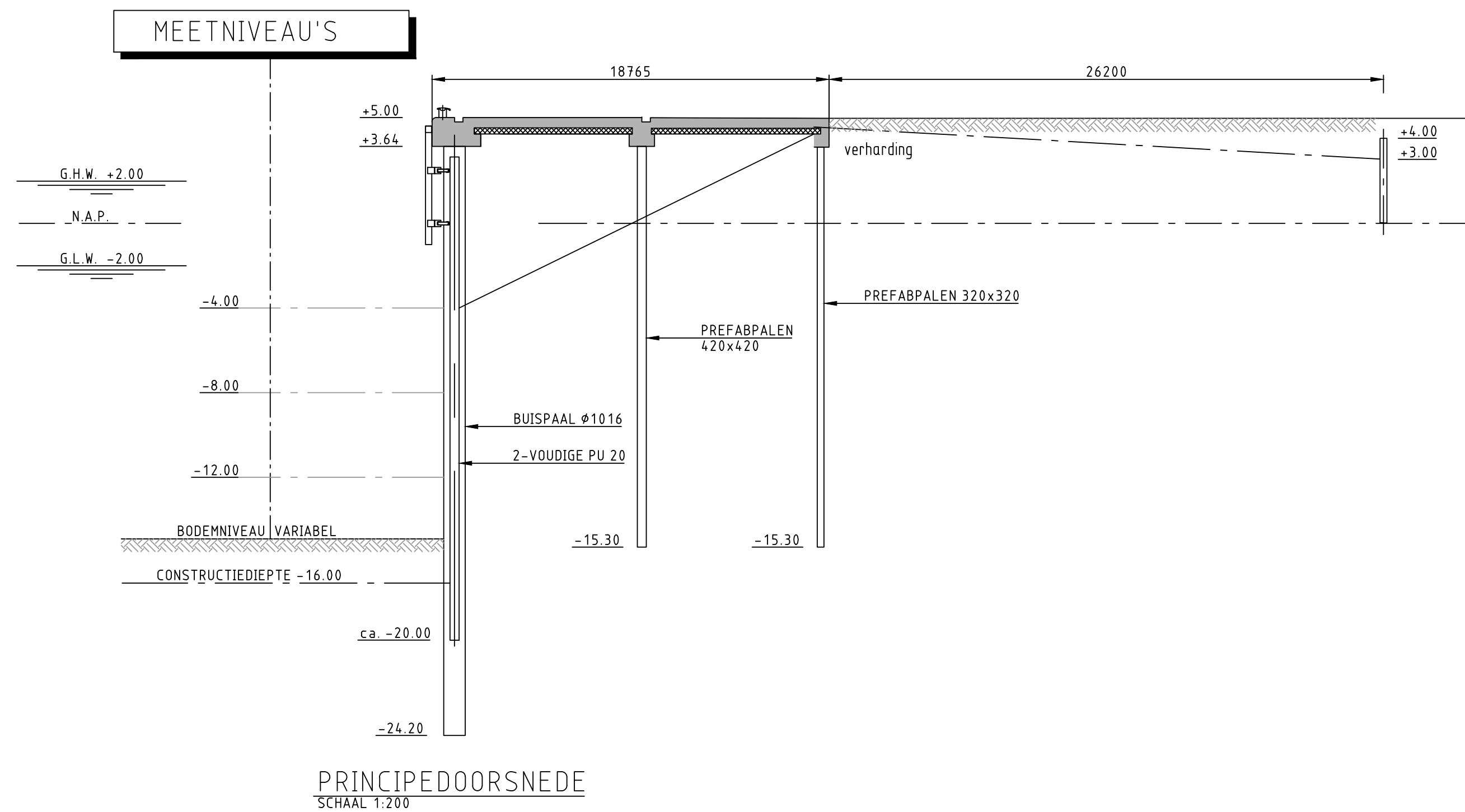
H. Wanddiktemetingen 7 maart 2018 en verschil na aanbrengen anodes



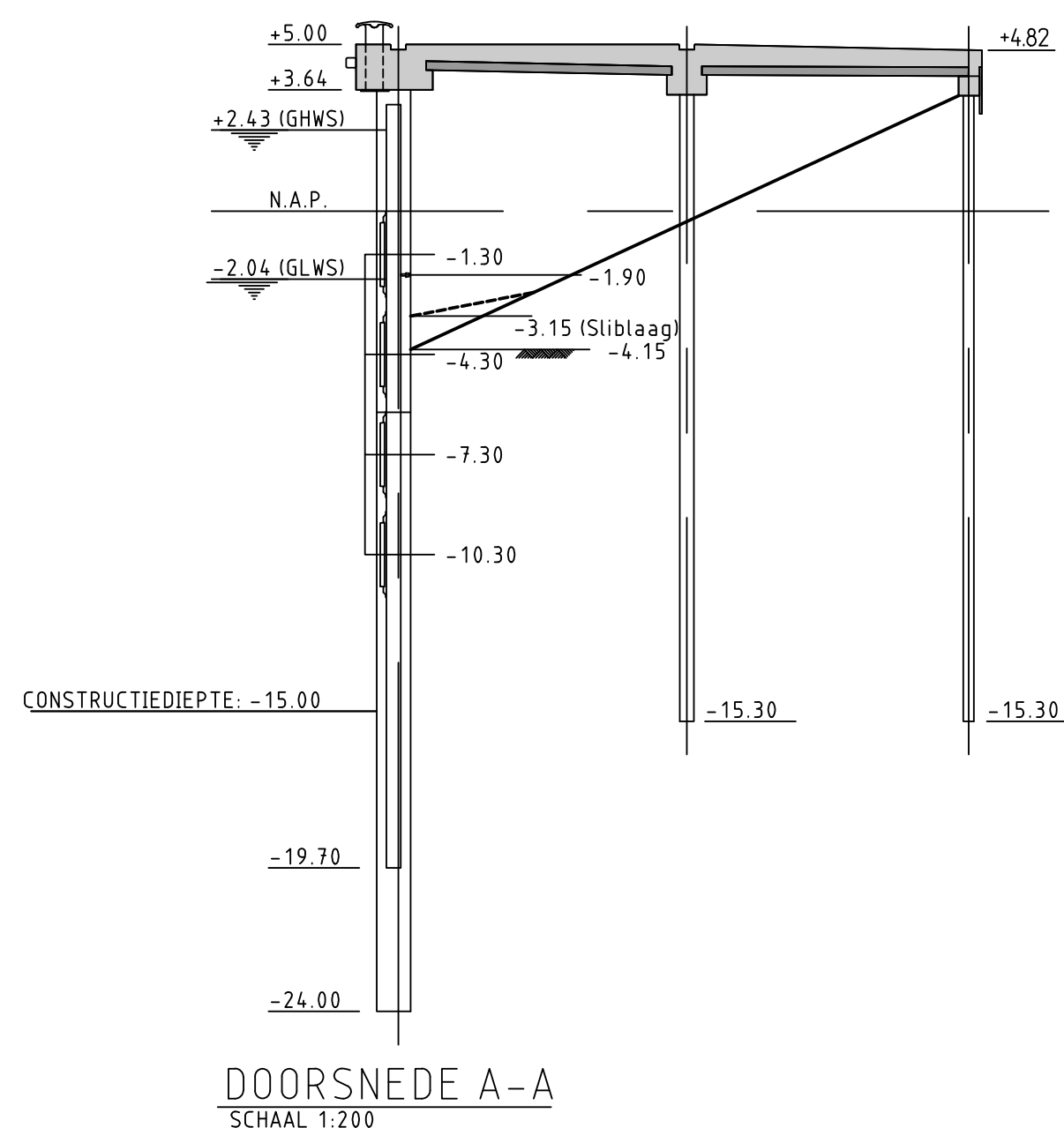
ZIJAANZICHT
SCHAAL 1:500

VOORAANZICHT VK0506+VK0506A
SCHAAL 1:500

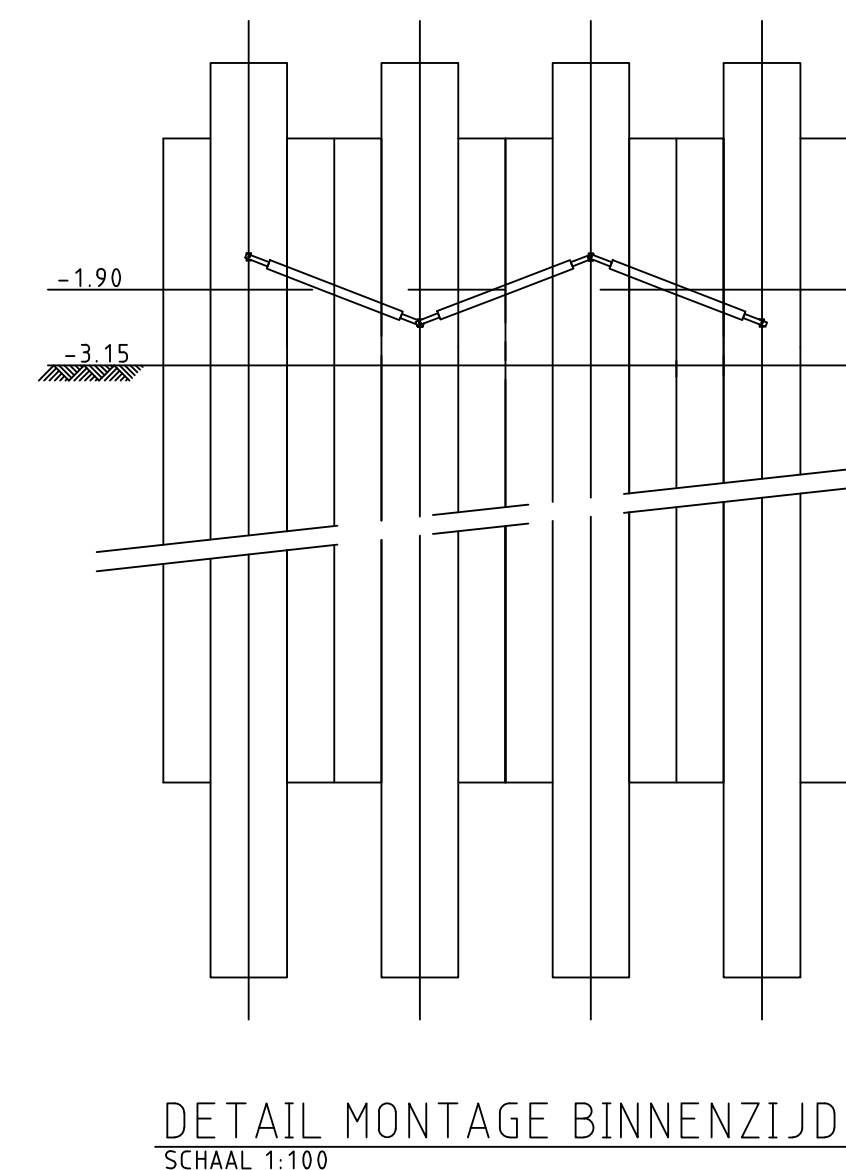
ZIJAANZICHT
SCHAAL 1:500



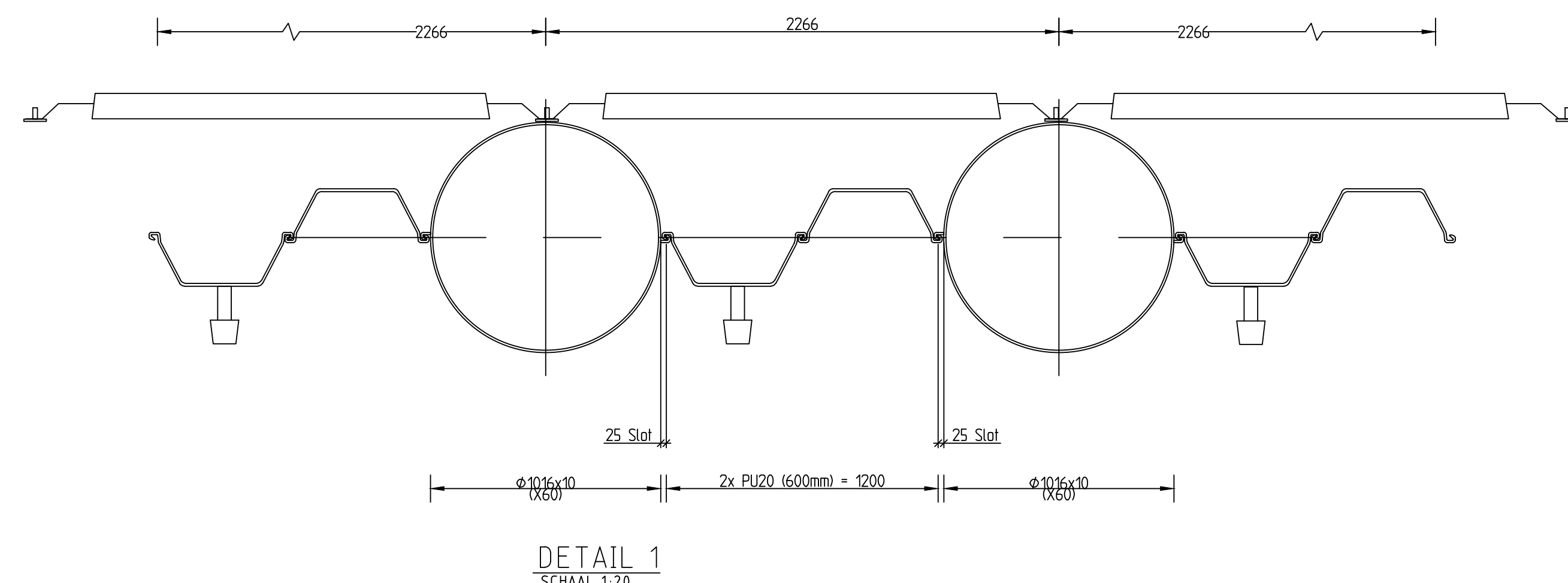
PRINCIPEDOORSNEDE
SCHAAL 1:200



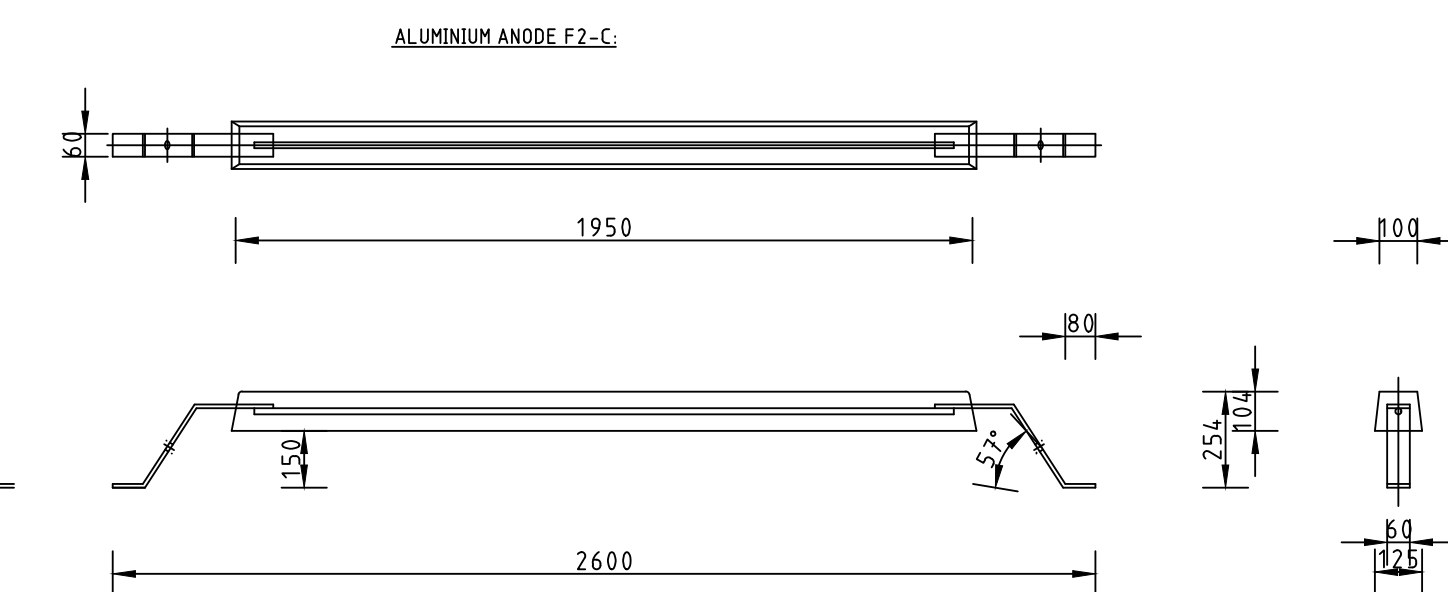
DOORSNEDE A-A
SCHAAL 1:200



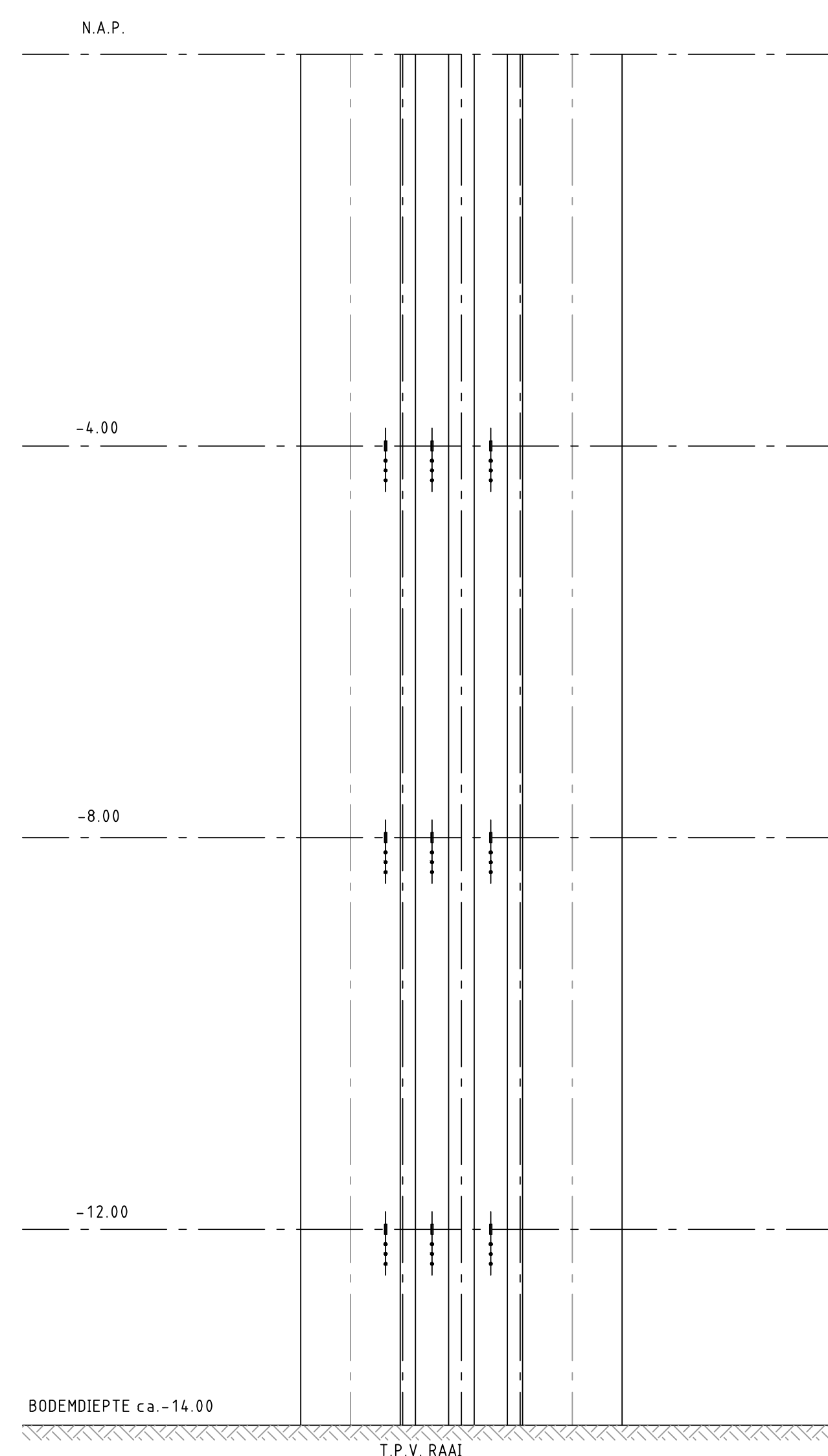
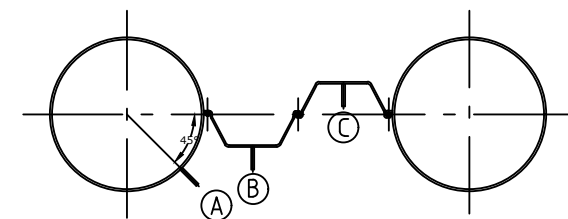
DETAIL MONTAGE BINNENZIJDE
SCHAAL 1:100



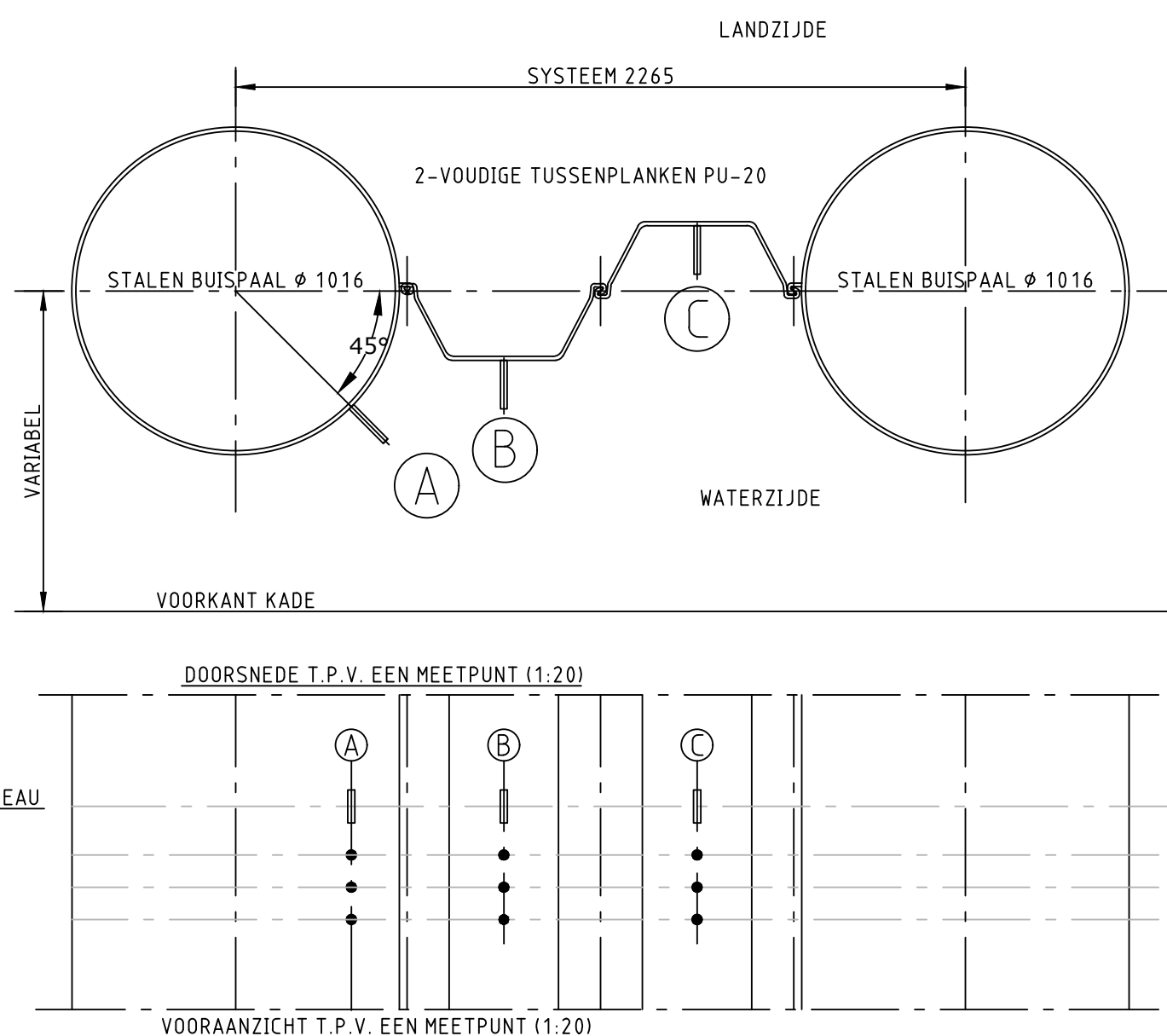
DETAIL 1
SCHAAL 1:20



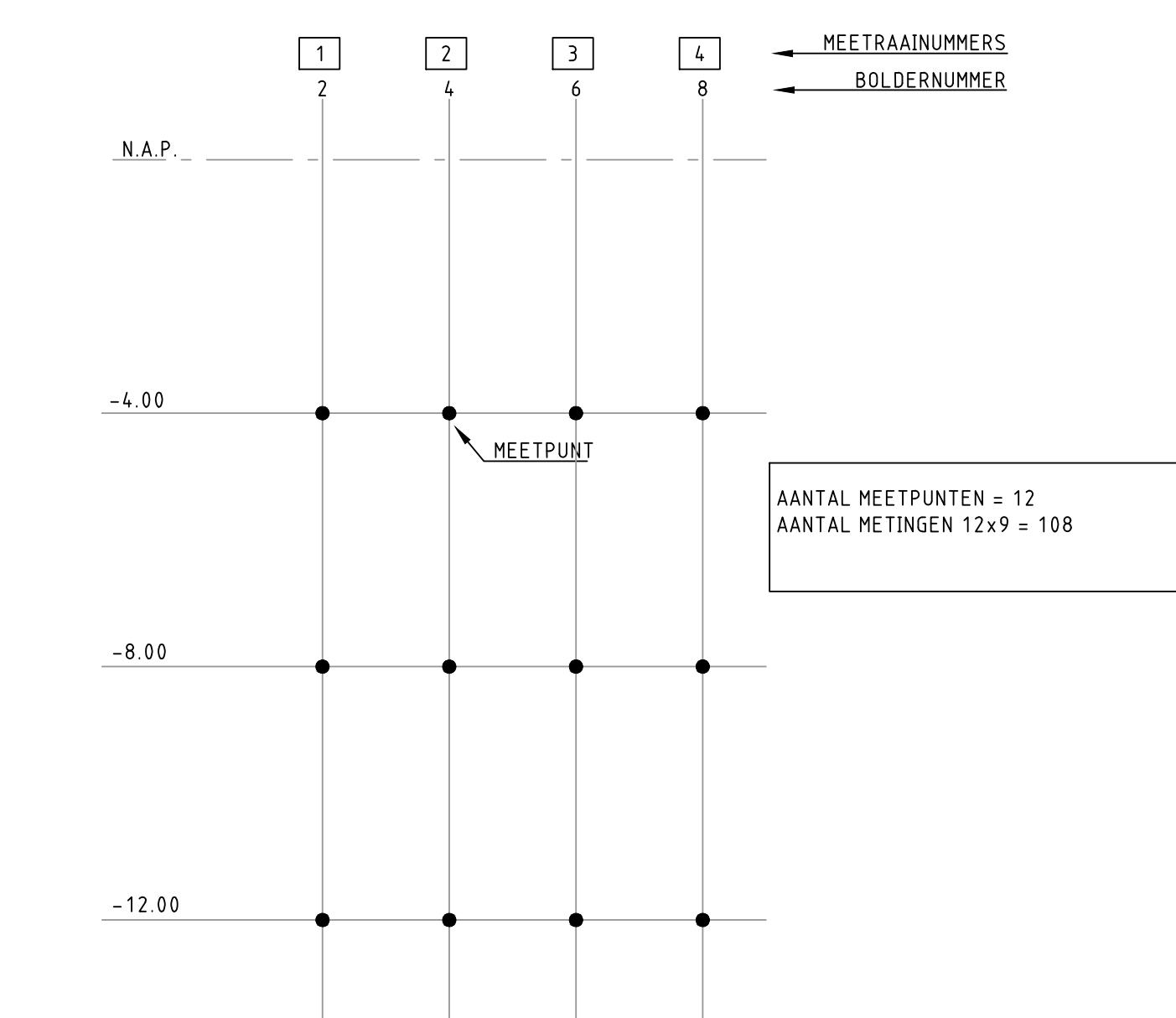
DETAIL ANODE
SCHAAL 1:20



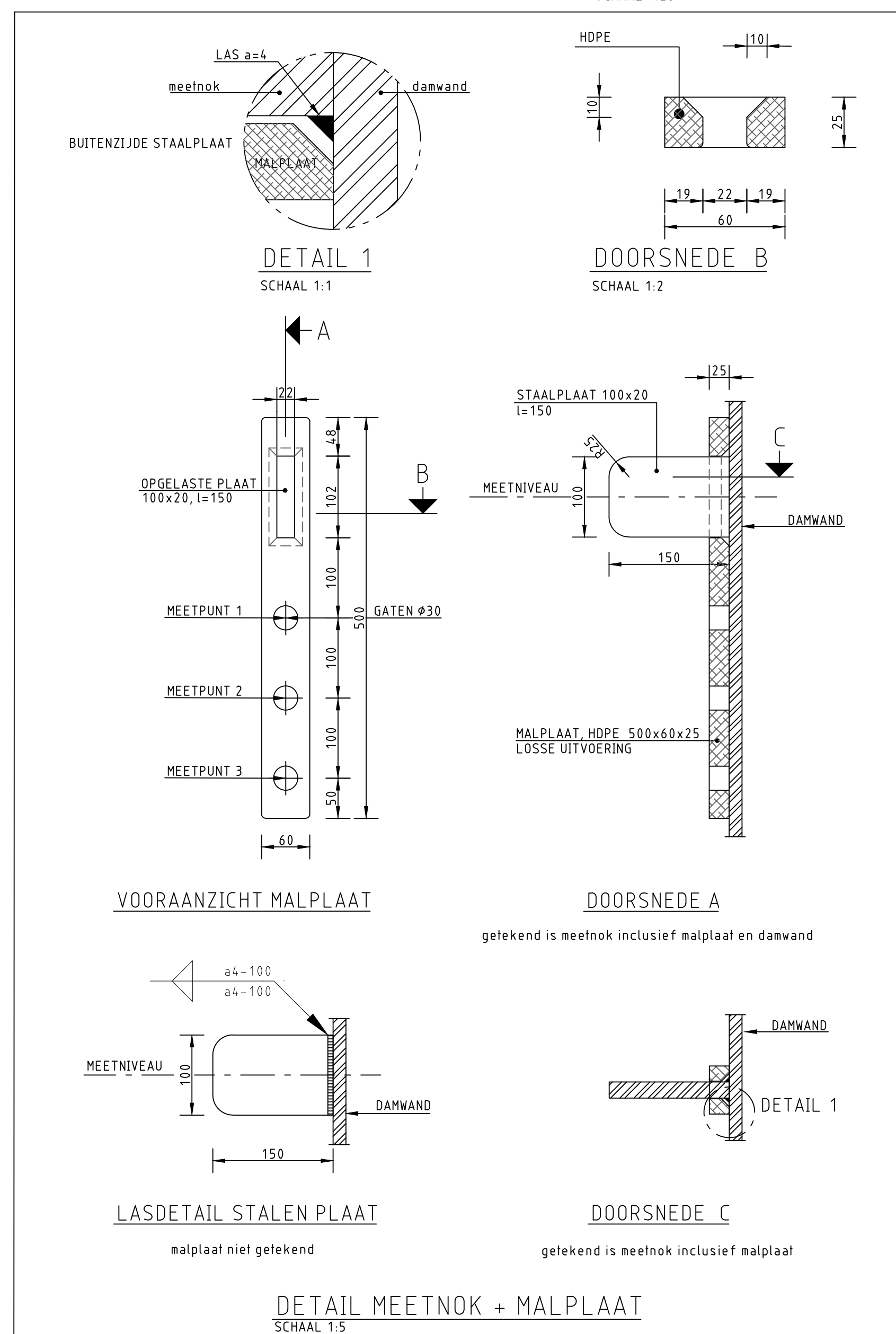
DETAIL MEETPUNT WANDDIKTE-CONTROLE METING
SCHAAL 1:50



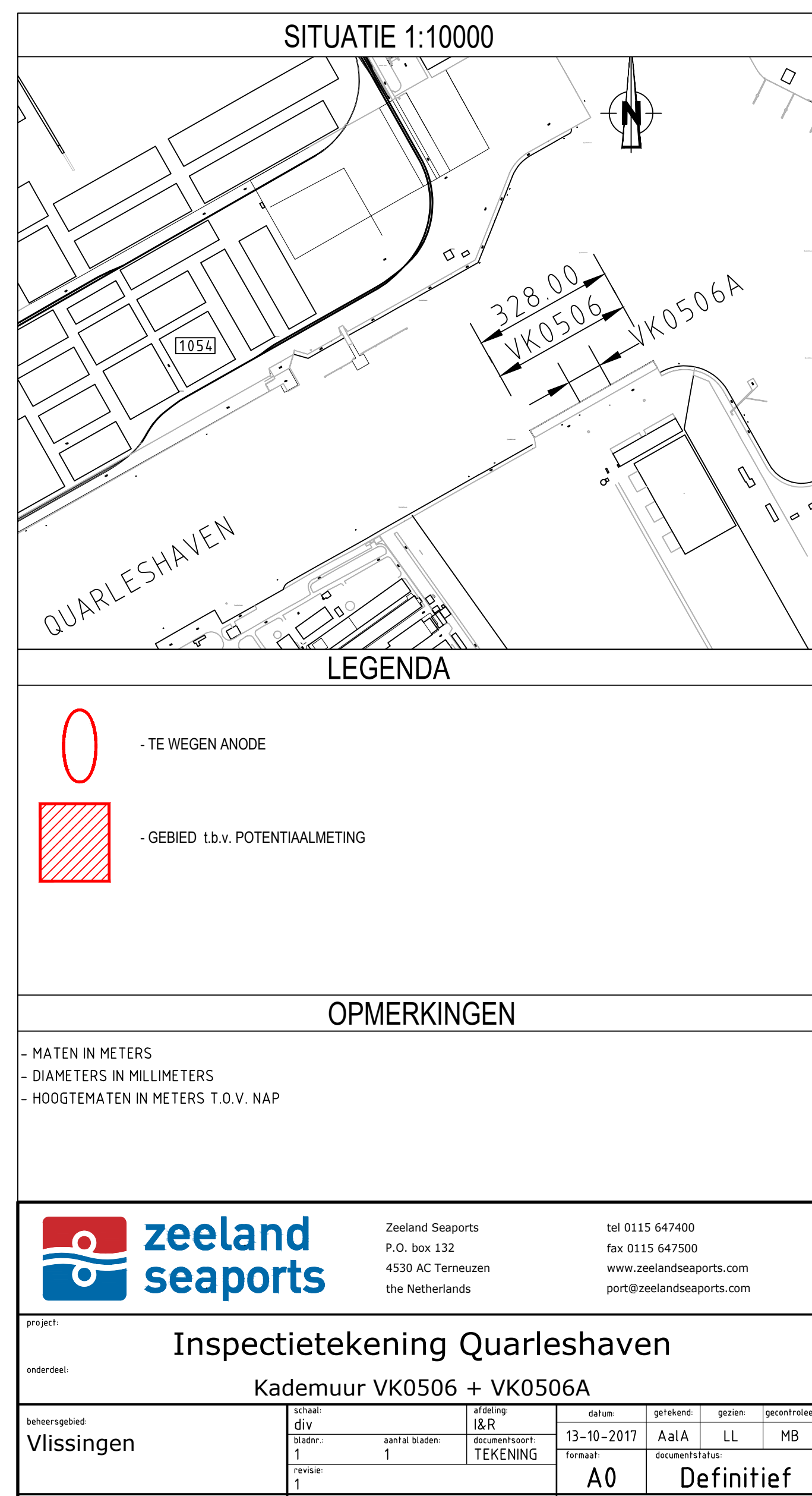
DETAIL MEETPUNT VAN WANDDIKTE-CONTROLE METING
SCHAAL 1:20



SCHEMA MEETPUNTEN WANDDIKTE-CONTROLE METING
SCHAAL 1:100



DETAIL MEETNOK + MALPLAAT
SCHAAL 1:5



SITUATIE 1:10000

LEGENDA

- TE WEGEN ANODE
- GEBIED 1d.v. POTENTIALMETING

OPMERKINGEN

- MATEN IN METERS
- DIAMETERS IN MILLIMETERS
- HOOGTEMATEN IN METERS T.O.V. NAP

zeeland seaports
Zeevast Seaports
P.O. box 132
4330 AC Termonden
the Netherlands

tel 0115 647400
fax 0115 647500
www.zeelandseaports.com
port@zeelandseaports.com

Inspectietekening Quarleshaven							
Kademuur VK0506 + VK0506A							
Aanvraag Vlissingen	div 1	aantal bladen 1	tekeningen TEKENING	datum	getekend	gezien	gecontroleerd
				13-10-2017	AalA	LL	MB
				Tekenaar	Gecontroleerd door		
A0				Definitief			

				Meting A	Meting B	Meting C	Meting D
Raai	Niveau	Meetpunt	Datum	Dikte staal	Dikte staal	Dikte staal	Dikte staal
[nr.]	[mNAP]		[-]	[mm]	[mm]		[mm]
1	-4,0	1	07-mrt-18	11,6	12,1	13,1	
		2	07-mrt-18	14,3	12,3	12,2	
		3	07-mrt-18	13,6	12,2	13,3	
	-8,0	1	07-mrt-18	12,0	12,0	11,5	
		2	07-mrt-18	12,5	11,9	11,6	
		3	07-mrt-18	13,7	12,0	11,8	
	-12,0	1	07-mrt-18	11,2	10,6	13,2	
		2	07-mrt-18	11,5	11,8	12,3	
		3	07-mrt-18	11,4	11,7	12,0	
2	-4,0	1	07-mrt-18	14,2	12,2	13,2	
		2	07-mrt-18	14,3	13,1	13,8	
		3	07-mrt-18	14,3	12,3	13,2	
	-8,0	1	07-mrt-18	14,0	10,8	11,2	
		2	07-mrt-18	12,0	13,0	11,6	
		3	07-mrt-18	13,3	13,0	12,0	
	-12,0	1	07-mrt-18	11,3	11,0	10,2	
		2	07-mrt-18	11,2	12,2	10,8	
		3	07-mrt-18	11,3	11,4	11,1	
3	-4,0	1	07-mrt-18	14,5	-	14,5	
		2	07-mrt-18	15,0	-	13,7	
		3	07-mrt-18	14,9	-	12,7	
	-8,0	1	07-mrt-18	10,9	11,8	12,0	
		2	07-mrt-18	10,3	10,2	12,5	
		3	07-mrt-18	10,9	11,2	11,9	
	-12,0	1	07-mrt-18	11,4	-	11,8	
		2	07-mrt-18	11,3	-	12,0	
		3	07-mrt-18	11,4	-	11,3	
4	-4,0	1	07-mrt-18	14,2	11,9	11,8	
		2	07-mrt-18	14,3	11,0	11,5	
		3	07-mrt-18	14,5	11,1	12,0	
	-8,0	1	07-mrt-18	11,6	11,5	11,6	
		2	07-mrt-18	11,2	11,4	11,8	
		3	07-mrt-18	11,7	11,7	11,6	
	-11,0	1	07-mrt-18	11,9	11,8	11,4	
		2	07-mrt-18	13,4	12,4	11,3	
		3	07-mrt-18	13,2	13,1	11,8	

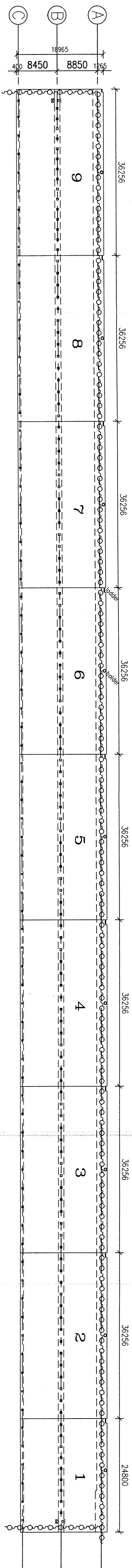
				Meting A	Meting B	Meting C	Meting D
Raai	Niveau	Meetpunt	Datum	Dikte staal	Dikte staal	Dikte staal	Dikte staal
[nr.]	[mNAP]		[-]	[mm]	[mm]		[mm]
1	-4,0	1	07-mrt-18	11,6	12,1	13,1	
		2	07-mrt-18	14,3	12,3	12,2	
		3	07-mrt-18	13,6	12,2	13,3	
	-8,0	1	07-mrt-18	12,0	12,0	11,5	
		2	07-mrt-18	12,5	11,9	11,6	
		3	07-mrt-18	13,7	12,0	11,8	
	-12,0	1	07-mrt-18	11,2	10,6	13,2	
		2	07-mrt-18	11,5	11,8	12,3	
		3	07-mrt-18	11,4	11,7	12,0	
2	-4,0	1	07-mrt-18	14,2	12,2	13,2	
		2	07-mrt-18	14,3	13,1	13,8	
		3	07-mrt-18	14,3	12,3	13,2	
	-8,0	1	07-mrt-18	14,0	10,8	11,2	
		2	07-mrt-18	12,0	13,0	11,6	
		3	07-mrt-18	13,3	13,0	12,0	
	-12,0	1	07-mrt-18	11,3	11,0	10,2	
		2	07-mrt-18	11,2	12,2	10,8	
		3	07-mrt-18	11,3	11,4	11,1	
3	-4,0	1	07-mrt-18	14,5	-	14,5	
		2	07-mrt-18	15,0	-	13,7	
		3	07-mrt-18	14,9	-	12,7	
	-8,0	1	07-mrt-18	10,9	11,8	12,0	
		2	07-mrt-18	10,3	10,2	12,5	
		3	07-mrt-18	10,9	11,2	11,9	
	-12,0	1	07-mrt-18	11,4	-	11,8	
		2	07-mrt-18	11,3	-	12,0	
		3	07-mrt-18	11,4	-	11,3	
4	-4,0	1	07-mrt-18	14,2	11,9	11,8	
		2	07-mrt-18	14,3	11,0	11,5	
		3	07-mrt-18	14,5	11,1	12,0	
	-8,0	1	07-mrt-18	11,6	11,5	11,6	
		2	07-mrt-18	11,2	11,4	11,8	
		3	07-mrt-18	11,7	11,7	11,6	
	-11,0	1	07-mrt-18	11,9	11,8	11,4	
		2	07-mrt-18	13,4	12,4	11,3	
		3	07-mrt-18	13,2	13,1	11,8	

Dikteverlies na Wd-meting bestek ZSP 273			
Meting A	Meting B	Meting C	Meting D
[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
3,2	0,5	-0,9	
0	0,5	-0,1	
1,3	0,2	-1	
-0,1	0	0,5	
-0,8	0,2		
-2,5	0	0	
0	1,3	-0,9	
-0,1	0,2	-0,1	
-0,2	0,3		
0,6	0,1	-1,2	
-0,1	-0,7		
-0,1	0	-1,3	
-2,4	0,6	-0,1	
-0,5	-1,5	0	
-1,4	-1,6	-0,1	
0,2	0,1	1,4	
0,2	-0,8	0,8	
0,3	0,1	0,7	
0,4		-2,2	
-0,5		-1,4	
-0,2		-0,4	
0	0,4	0,3	
1,1	2,2	-0,3	
0,8	1	0,3	
0,2		0,3	
0,2		0,1	
0,1		0,7	
0,7	-0,4	3,1	
0,2		0,3	
0	0,6	0	
0,2	0,8	0,2	
0,5	0	0,2	
0,1	-0,3	0,3	
0	0,2	0,3	
-1,7	-0,4	0,5	
-1,3	-1	0	

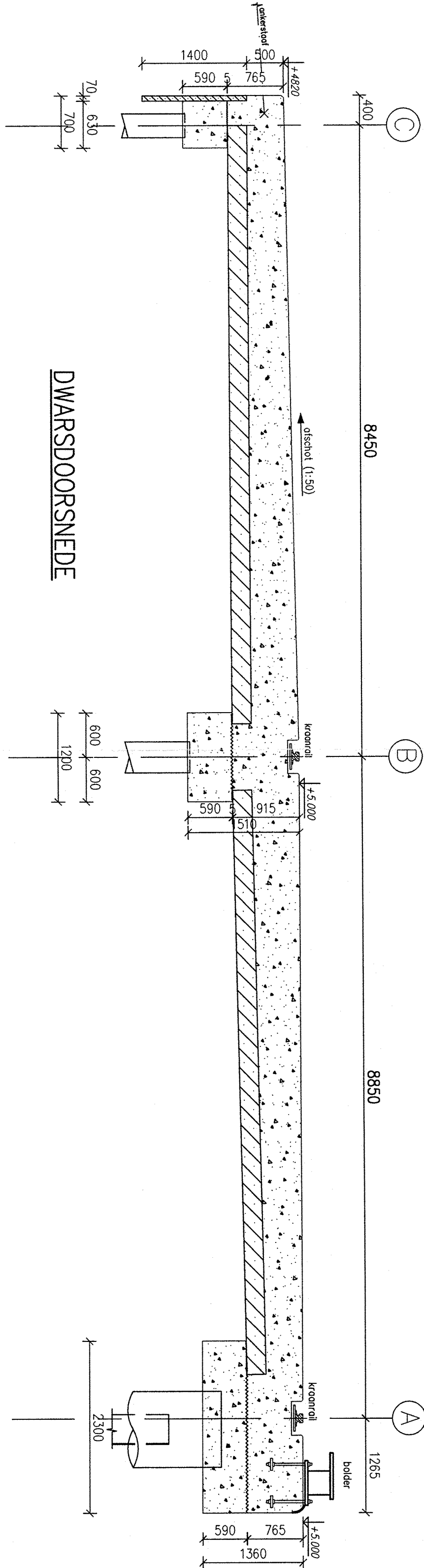


Bijlage I

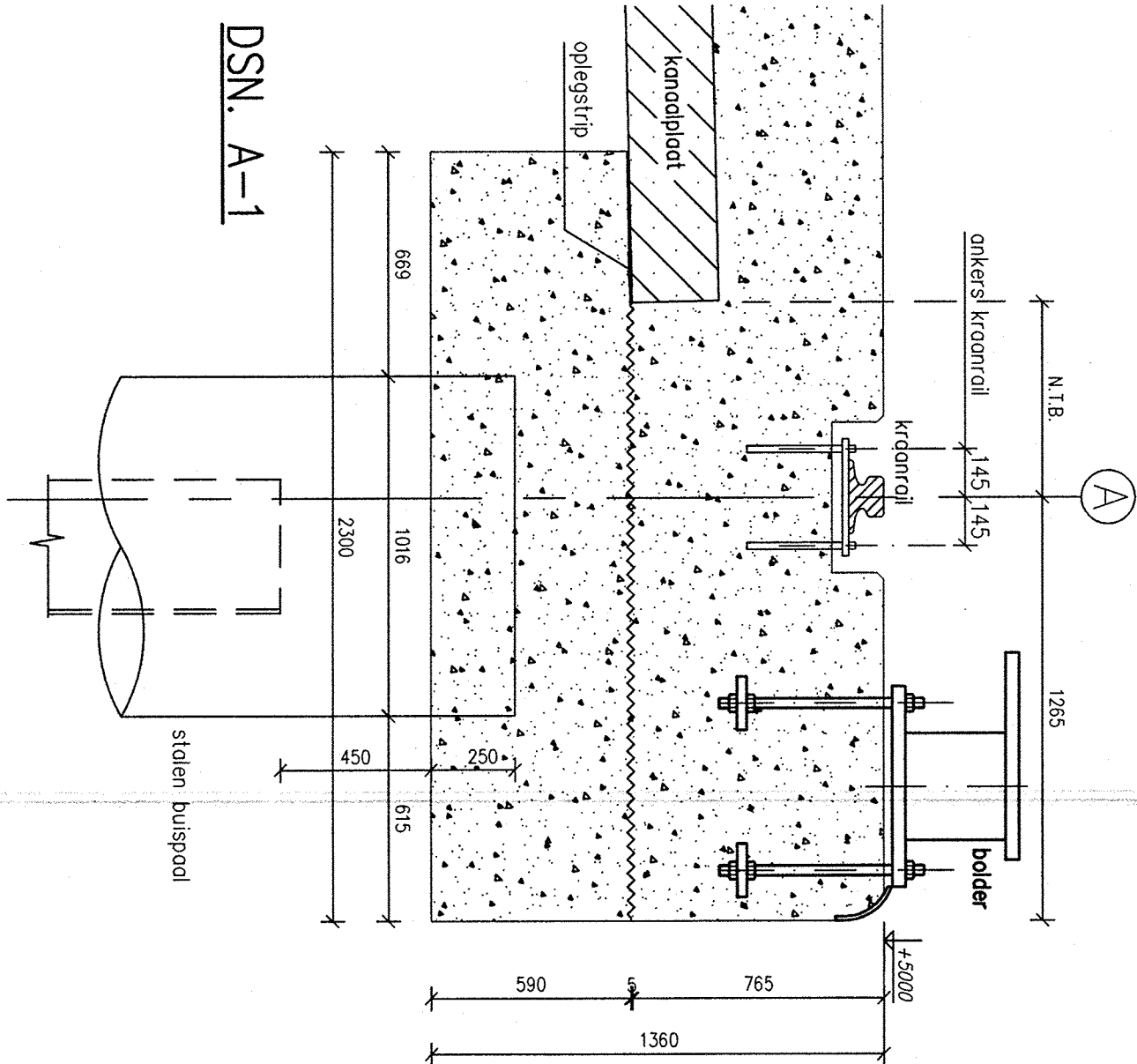
Tekeningen



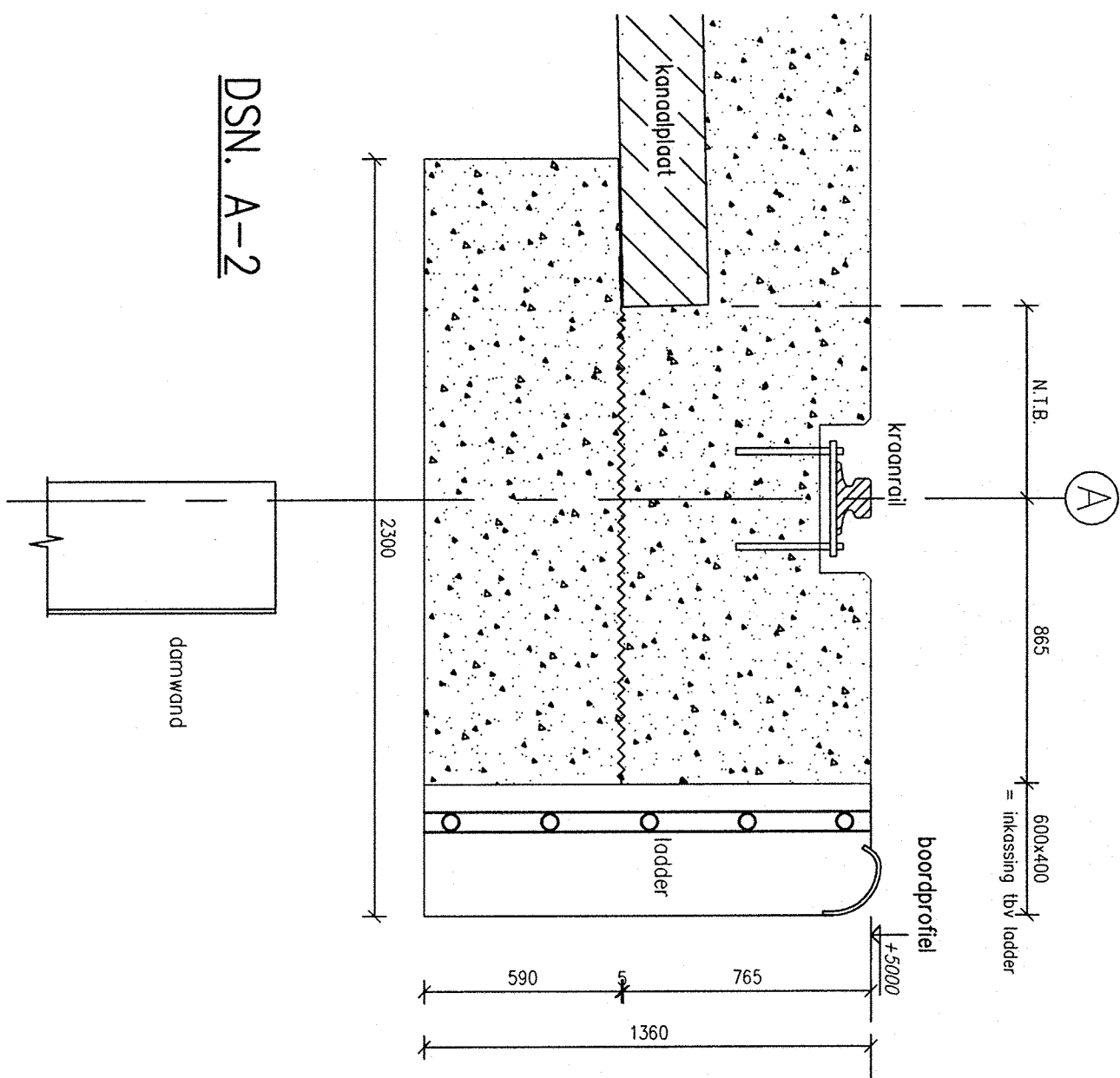
OVERZICHT STEIGER (1:500)



DWARSDOORSNEDE



DSN. A-1





This architectural drawing shows a plan view of a circular structure. A horizontal line, labeled 'A' at its left end, represents a viewing platform or walkway. The platform has a total width of 2300 units. A section of the platform, 400 units wide, is shaded with vertical lines. The distance from the left edge of the platform to the center of the circular structure is 865 units. The circular structure has a diameter of 600 units. Inside the circle is a triangular frame with three rectangular openings at its vertices. A small circle, 20 units in diameter, is located on the platform, 600 units from the right edge of the circular structure. The text 'Viewing platform' is written vertically along the right side of the platform.

Technical drawing of a door assembly, showing a side view and a detail of the door handle.

Side View Dimensions:

- Overall width: 1360
- Door width: 590
- Distance from door edge to handle center: 765
- Door height: 2300
- Distance from top of door to handle center: 855
- Distance from handle center to bottom of door: 400
- Bottom door detail: 1500

Detail View Dimensions (Handle):

- Top offset: 20
- Top width: 225
- Bottom width: 225
- Bottom offset: 20
- Note: H=200-250

Notes:

- ① = Phrasing the ladder

Technical drawing of a door cross-section. The drawing shows the internal structure of the door, including the frame, hinges, and locking mechanism. Key dimensions and components are labeled:

- Dimensions:**
 - Overall width: 1360
 - Overall height: 2000
 - Top section height: 1255
 - Bottom section height: 20
 - Distance from bottom to hinge: 590
 - Distance from hinge to lock: 765
 - Distance from lock to top: 250
 - Distance from top to hinge: 1016
 - Distance from hinge to lock: 1016
 - Distance from lock to top: 2300
- Components and Labels:**
 - NTB**: Top section of the door.
 - kravall**: Locking mechanism.
 - optiering 100, 50**: Hinge or handle component.

[illegible]

WERK
GET.

VERVAT
KADEMUUR QUARLESHAVEN
te VLISSINGEN

D.D.

ONDERBOEL

BETONCONSTRUCTIE
SECTIE 2 t/m 8 BALK A

OPDRACHTGEVER

ARCHITECT
GET.
SCHAAL
1:50/20

DATUM
11-04-2001
TEKENING NO.
2576--202

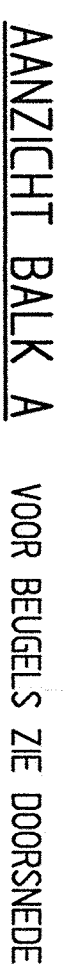
REV.

REV.

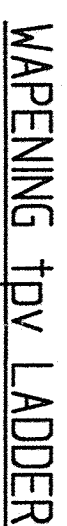
- VOOR IN TE STORTEN ONDERDELEN ZIE TEKENINGEN MABUWAT
- VOOR OVERZICHT ZIE TEKENING 201
- VOOR WAPENING ZIE TEKENING 202W

Z
ADVIESBURO ZEVENBERGEN
VOOR BOUW- EN WATERBOUWKUNDE
LAAN HOFRUST 7 2282 AL
RUSMIJK TEL. 070-3998211
FAX 070-3906679
E-mail: Zbergen-rw@planet.nl

LAAN HOFRUST 7 2282 AL RIJSWIJK TEL. 070-3998211
FAX 070-3906679 E-mail 7bergen-rw@planet.nl



AANZICHT BALK A VOOR BEUGELS ZIE DOORSNEDENDE



WAPENING tpy LADDER



DOORSNEDE t.p.v. PAAL



DOORSNEDE 3



DOORSNEDE TUSSEN PALEN

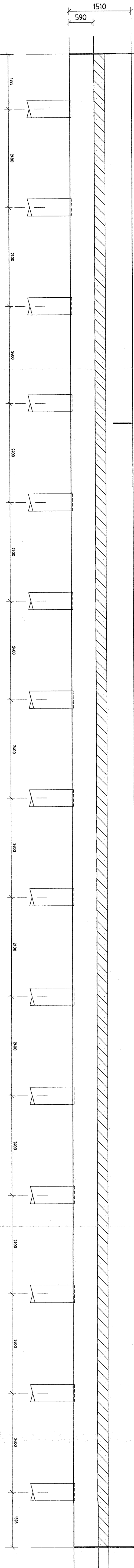
UITVOERING

[illegible]

dl 20

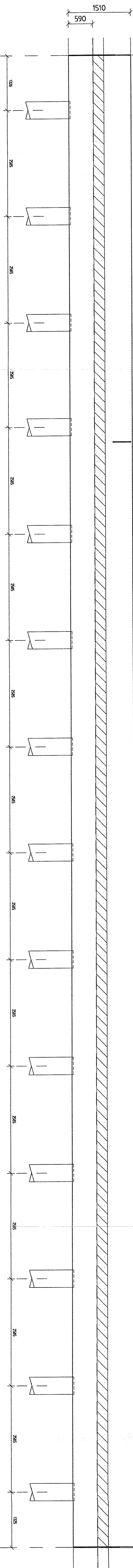
1

dl 20



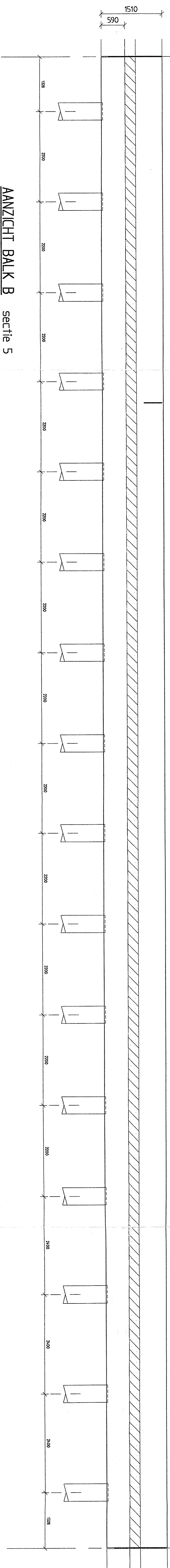
AANZICHT BALK B sectie 4-6-7 en 8

1



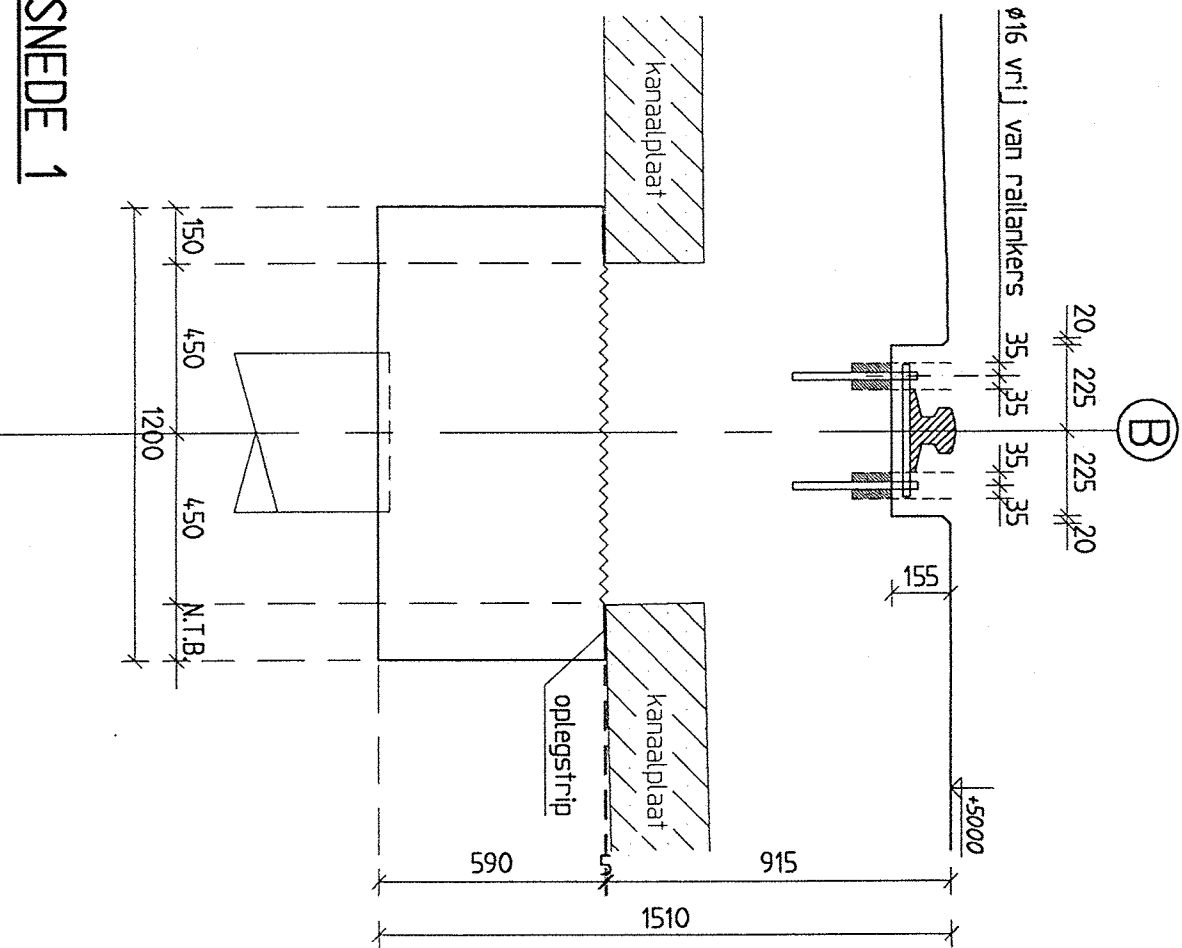
AANZICHT BALK B sectie 2 en 3

1

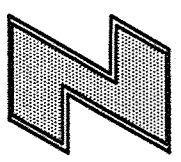


AANZICHT BALK B sectie 5

DOORSNEDE 1



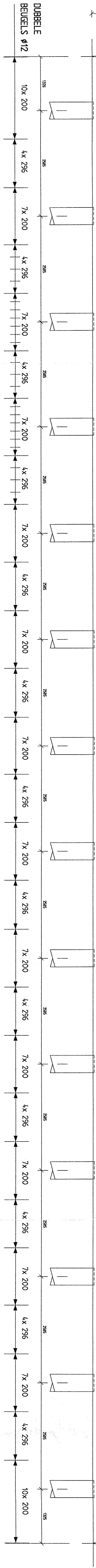
20 APR. 2001



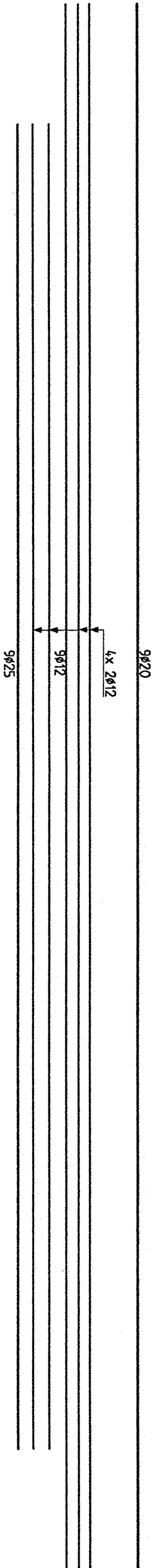
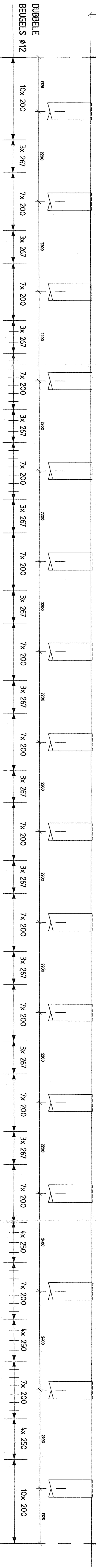
ADVIESBURO ZEVENBERGEN
VOOR BOUW- EN WATERBUWKUNDE
LAAN HOFRIJST 7 2282 AL RUSWIK TEL. 070-3998211
FAX 070-3906679 E-mail: 7be@buro-zevenbergen.nl

- VOOR IN TE STORTEN ONDERDELEN ZIE TEKENINGEN MABUWAT
- VOOR OVERZICHT ZIE TEKENING 201
- VOOR WAPENING :
sectie 2-3 en 5 ZIE TEKENING 204W
sectie 4 en 6 t/m 8 ZIE TEKENING 205W

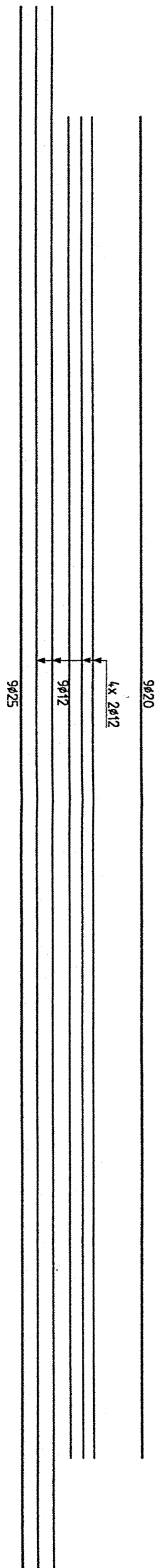
WERK	GET.				
VERVAT KADEMUUR QUARLESHAVEN te VLISSINGEN	D.D.				
ONDERDEEL BETONCONSTRUCTIE SECTIE 2 t/m 8 BALK B					
OPDRACHTGIVER					
ARCHITEKT					
REV.	INHOUD	GET.	SCHAL.	DATUM	TEKENING NO.
GEZ.			150/20	19-04-2001	2576-204
					REV.



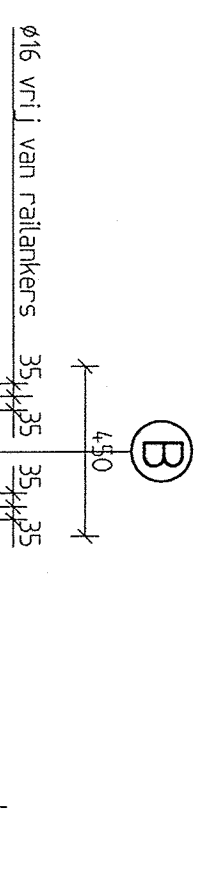
beugels los meeleveren

 $\frac{7}{2}$ 

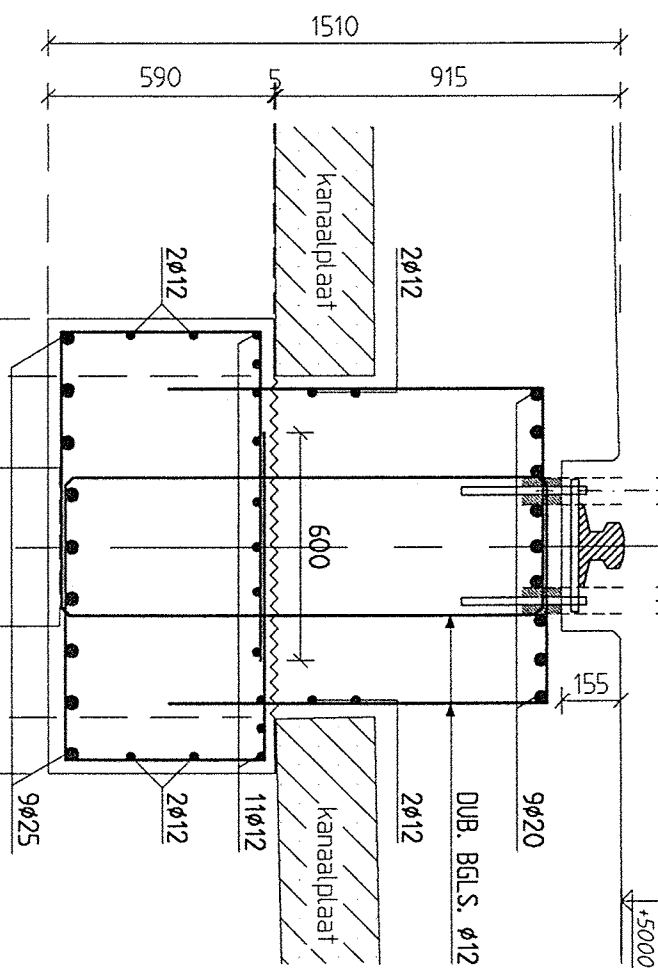
beugels los meeleveren



DELING PREFAB KOREWAPENING sectie 5



ø16 vrij van railankers	35	35
	***	***
	35	35



- VOOR JUSTE MAATVOERING ZIE TEKENING 204

Z
ADVIESBURO ZEVENBERGEN
VOOR BOUW- EN WATERBUWKUNDEN
LAAN HOFKRIST 7 2282 AL RIJSWIJK TEL. 070-3998217
FAX 070-3906679 E-mail 7bergen-r@wvplanet.nl

DOORSNEDE 1

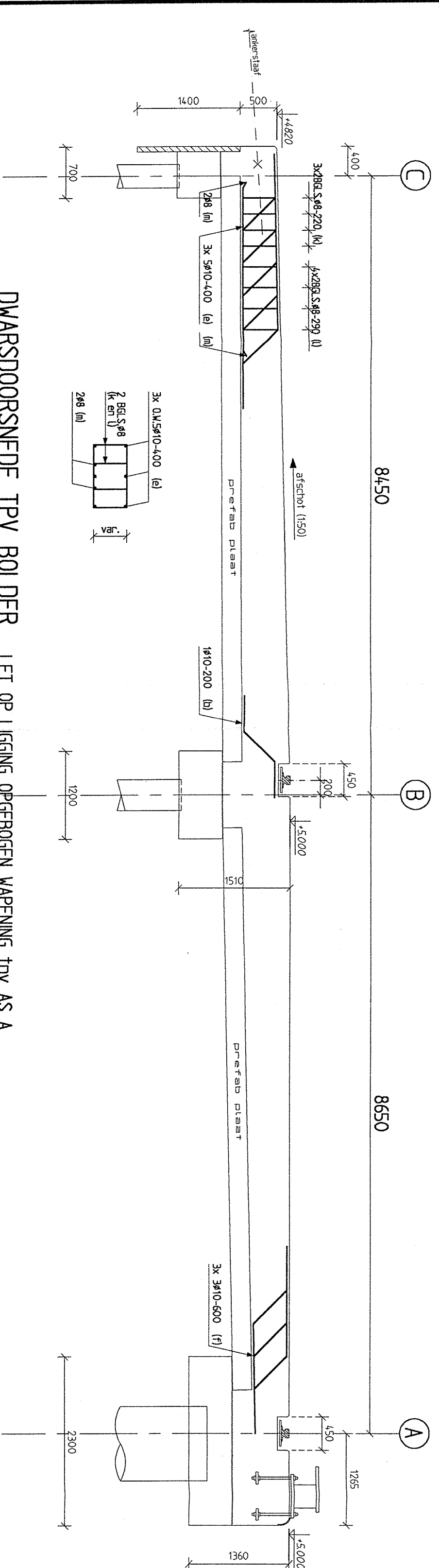
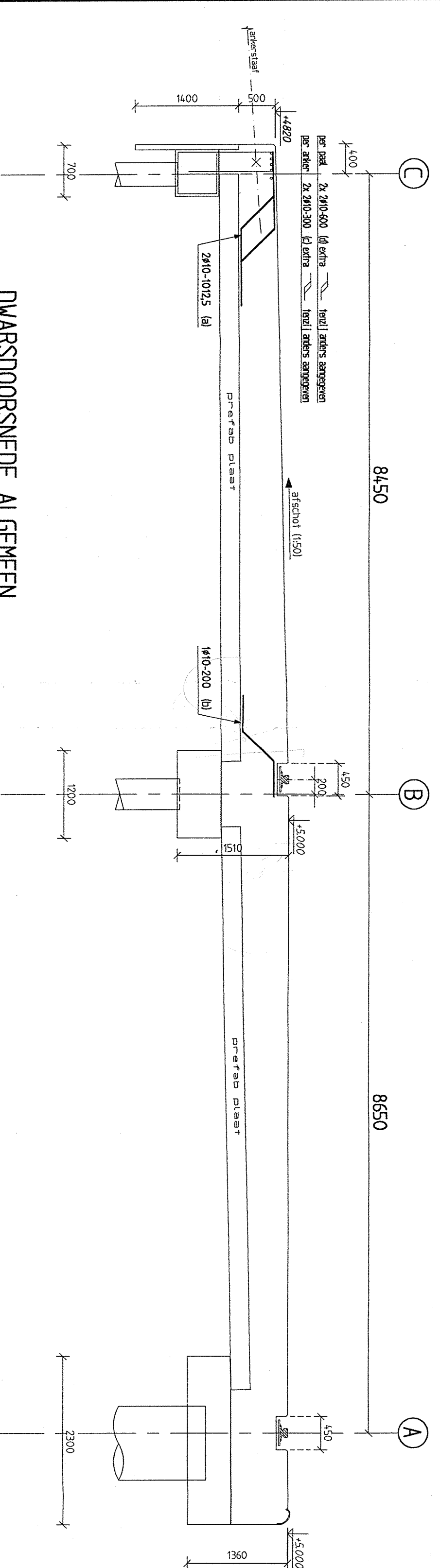
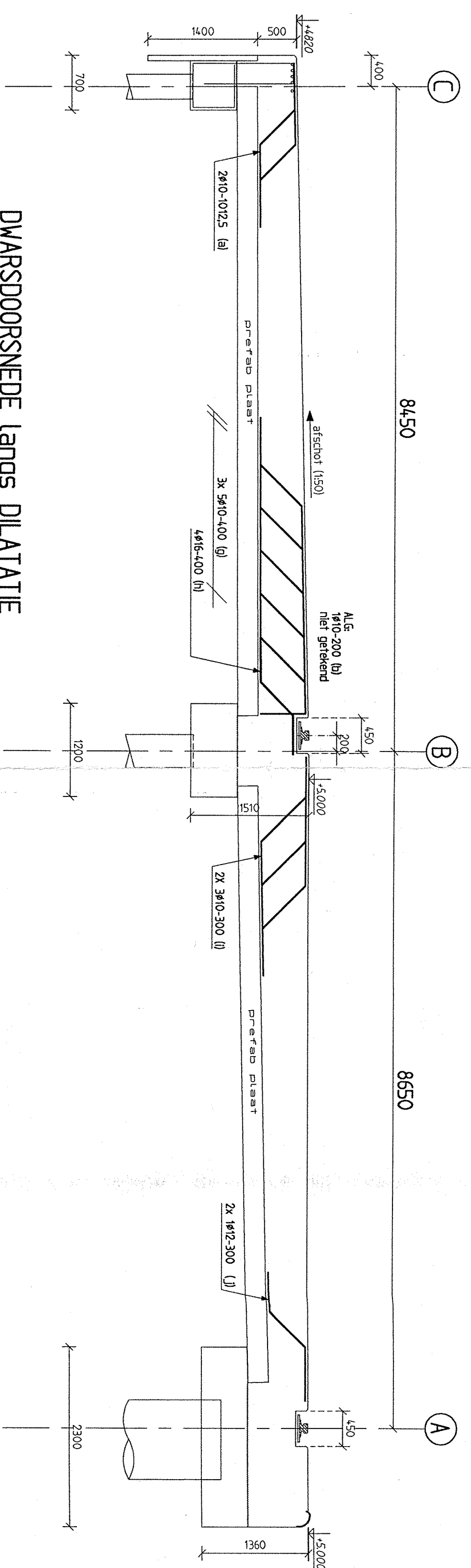
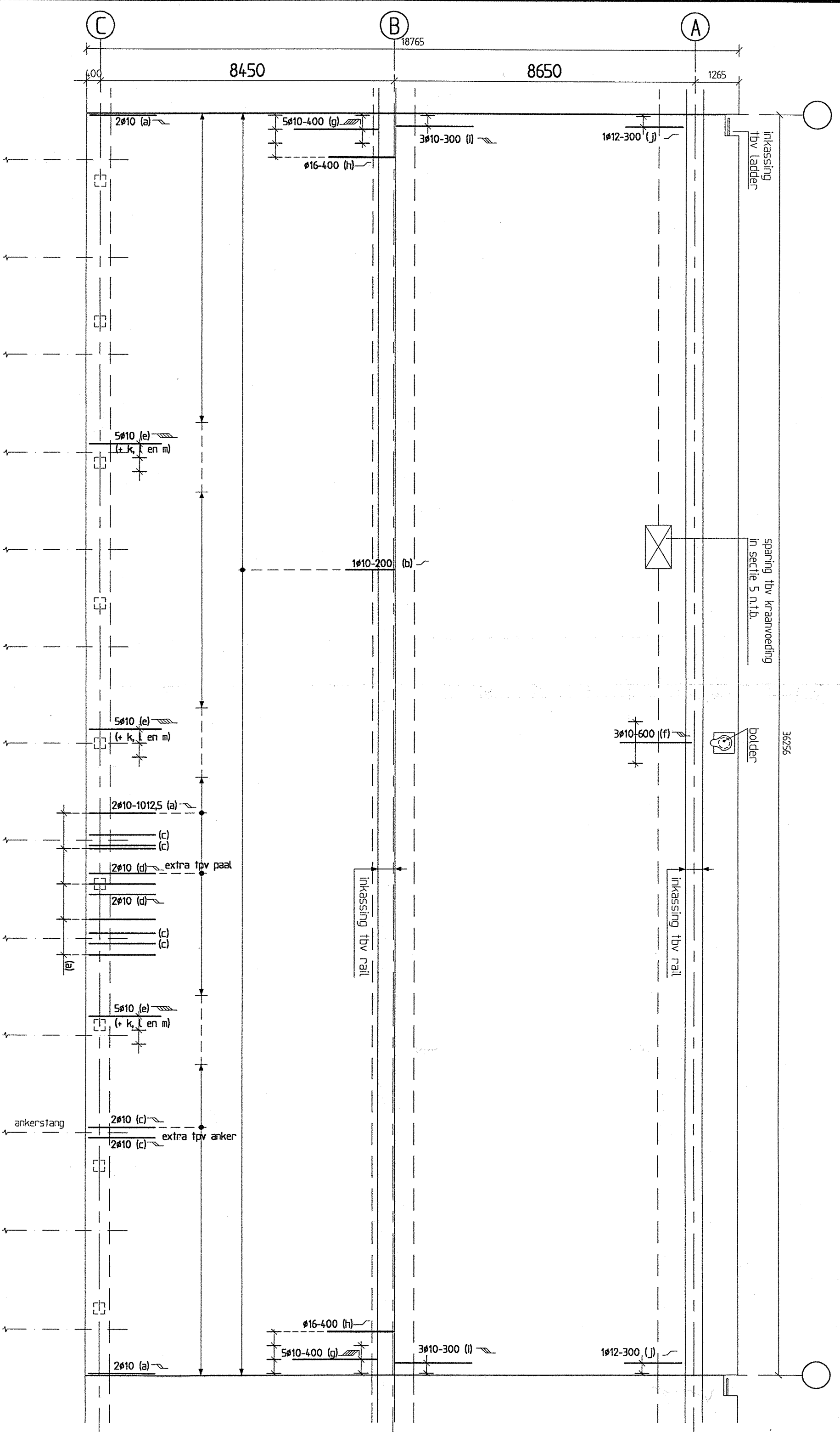
DOORSNEDE 2

DOORSNEDE 2

[illegible]

- VERTICALE LIGGING ANKERS MADER TE BEPALEN
- VOOR IN TE STORTEN ONDERDELEN ZIE TEKENINGEN MABUWAT
- VOOR OVERZICHT ZIE TEKENING 201
- VOOR WAPENING ZIE TEKENING 208W

ADVIESBURO ZEVENBERGEN
VOOR BOUW - EN WATERBOUWKUNDE
LAN HOFSTU 7 2282 AL RIJSWijk TEL. 070-3398211
FAX 070-3906579 E-mail: Thengren-r@planet.nl



DWARSDOORSNEDE TPV BOLDER

LET OP LIGGING OPGEBOGEN WAPENING tpv AS A
LET OP e, k, l en m KOMT 3x VOOR

LET OP LIGGING OPGEBOGEN WAPENING TPV AS A
LET OP e, k, l en m KOMT 3x VOOR

LET OP ϵ , k , l en m KOMT 3x VOOR

[illegible]

- DIARSRACHTWAPENING TUSSEN
DE ONDER- EN BOVENNETTEN

- SECIE 2 t/m 8 :

VOOR BOVENWAPENING ZIE TEKENING 213
VOOR ONDERWAPENING ZIE TEKENING 214.

SECIE 9 :

VOOR BOVENWAPENING ZIE TEKENING 220
VOOR ONDERWAPENING ZIE TEKENING 221

- SECTIE 2 t/m 8 :
VOOR BOVENWAPENING ZIE TEKENING 213
VOOR ONDERWAPENING ZIE TEKENING 214

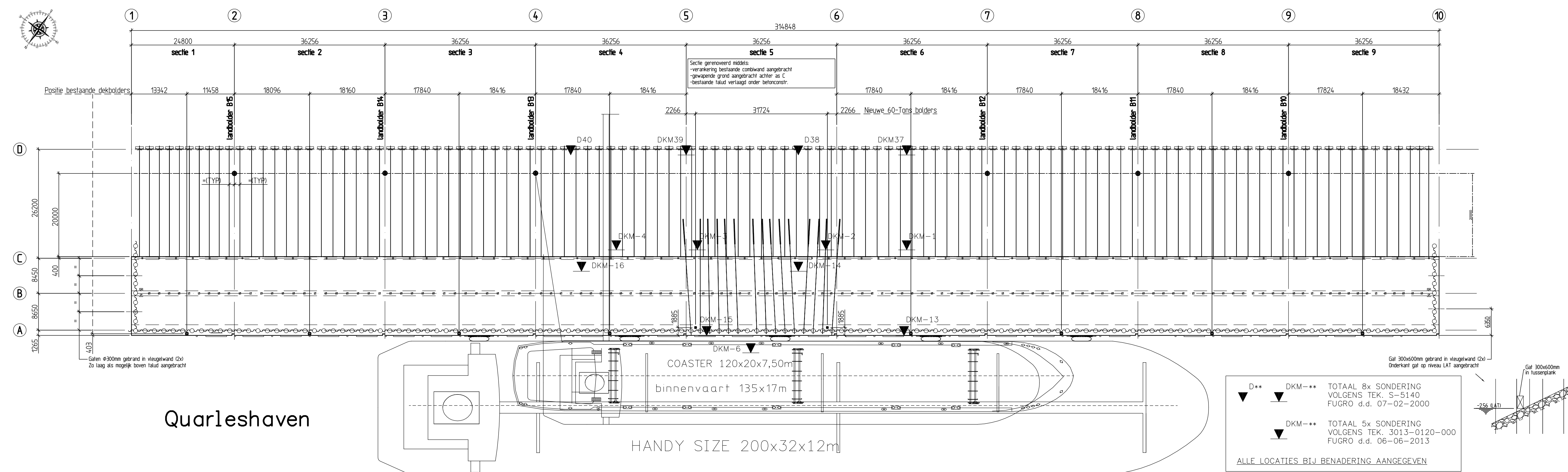
VOOR BOVENWAPENING ZIE TEKENING 220
VOOR ONDERWAPENING ZIE TEKENING 221

[illegible]

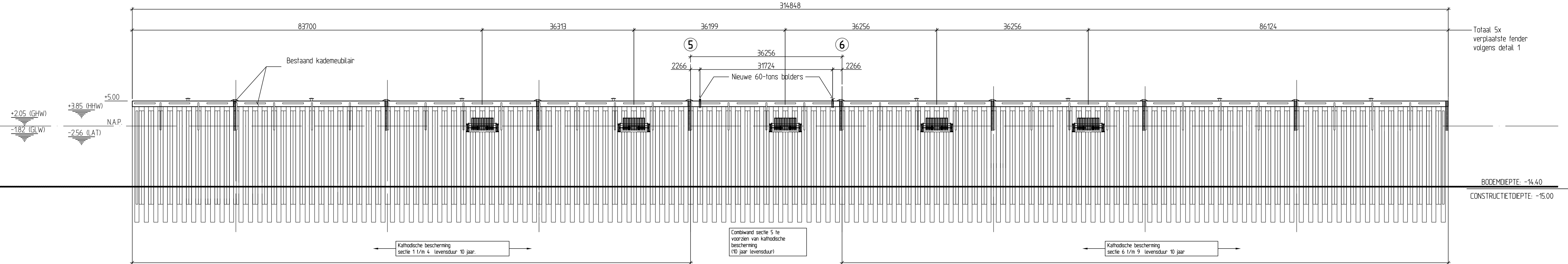
ADVIESBURO ZEVENBERGEN
VOOR BOUW - EN WATERBOUWKUNDEN
 LAAN HOFRIJST 7 2282 AL RIJSLIK TEL. 070-3998211
 FAX 070-3906679 E-mail: 7bergen-r@wcd.nl

LAAN HOFRUST 7 2282 AL RIJSWIJK TEL. 070-3998211
FAX 070-3906679 E-mail 7bergen-rw@planet.nl

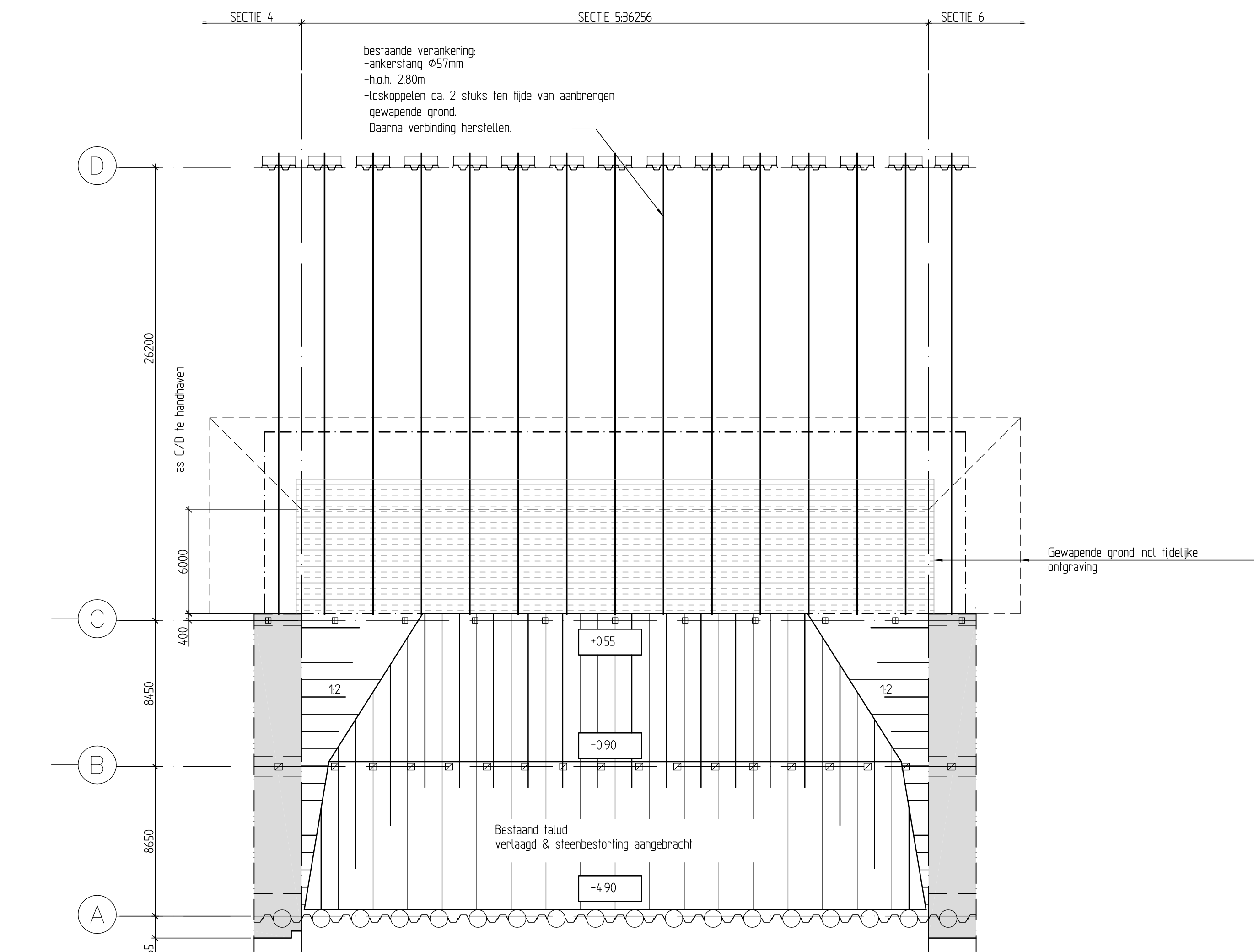
LAAN HOFRUST 7 2282 AL RIJSWIJK TEL. 070-3998211
FAX 070-3906679 E-mail 7bergen-rw@planet.nl



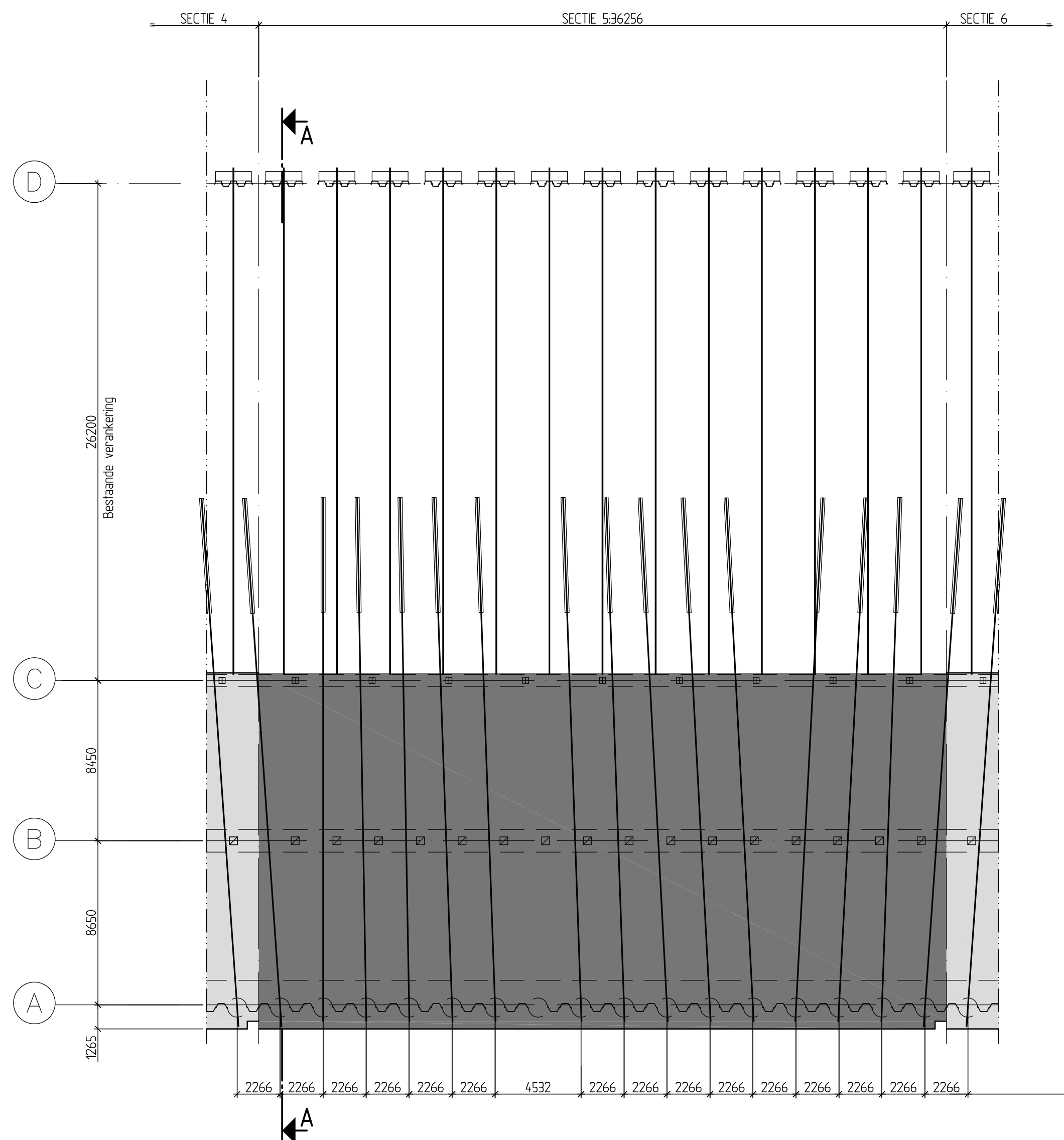
ALGEMEEN PLAN / BOVENAANZICHT STEIGER incl. SCHEEPSBEREIK
Schaal: 1500



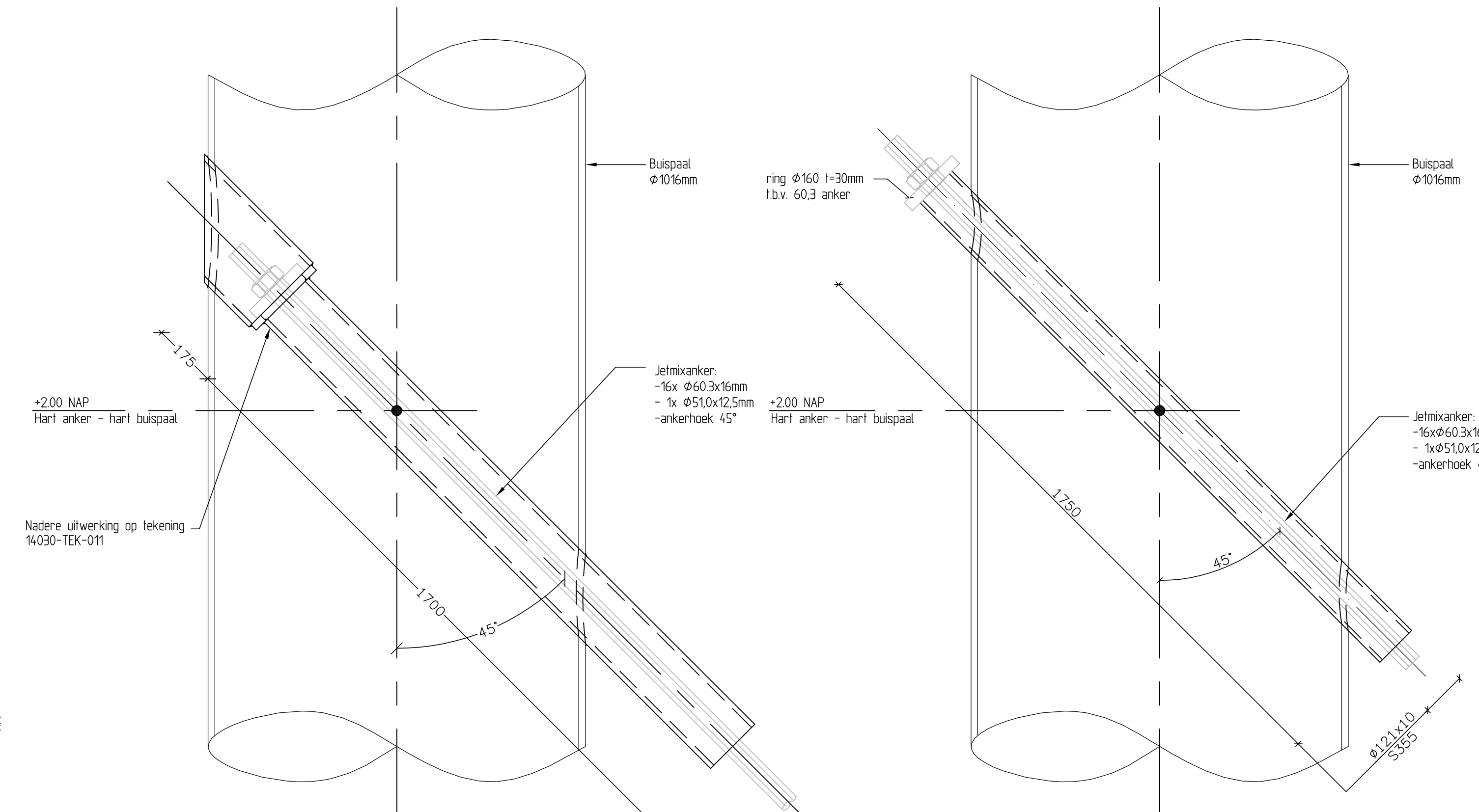
VOORAANZICHT STEIGER incl. NIEUWE FENDERING
Schaal: 1500



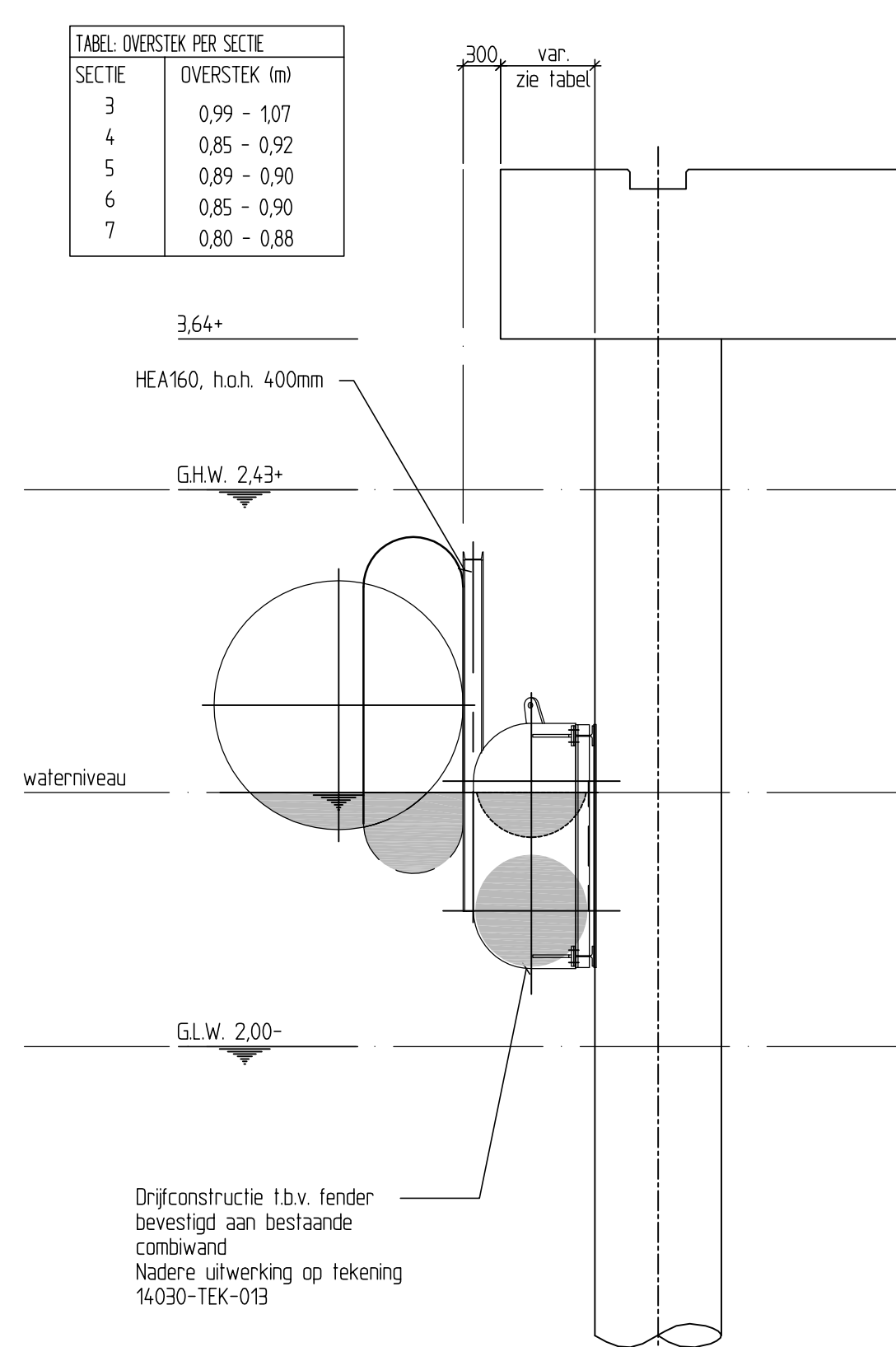
VERLAGING BESTAAND TALUD / GEWAPENDE GROND
Schaal: 1200



BOVENAANZICHT SECTIE 5 NIEUWE VERANKERING
Schaal: 1200

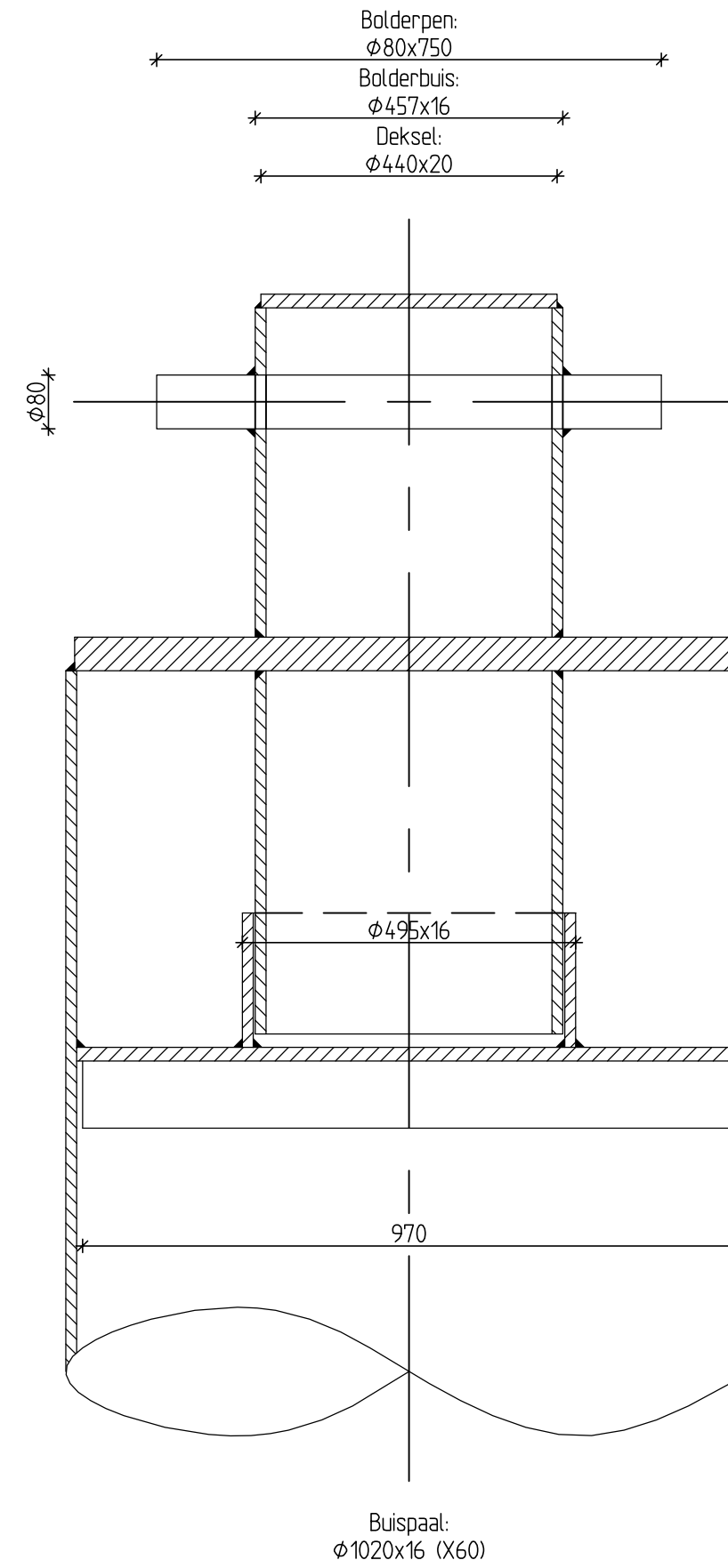


DETAIL: DOORSNEDE ANKERDOORVOER t.p.v. FENDER
Schaal: 1:10
- in totaal 4x uitvoeren

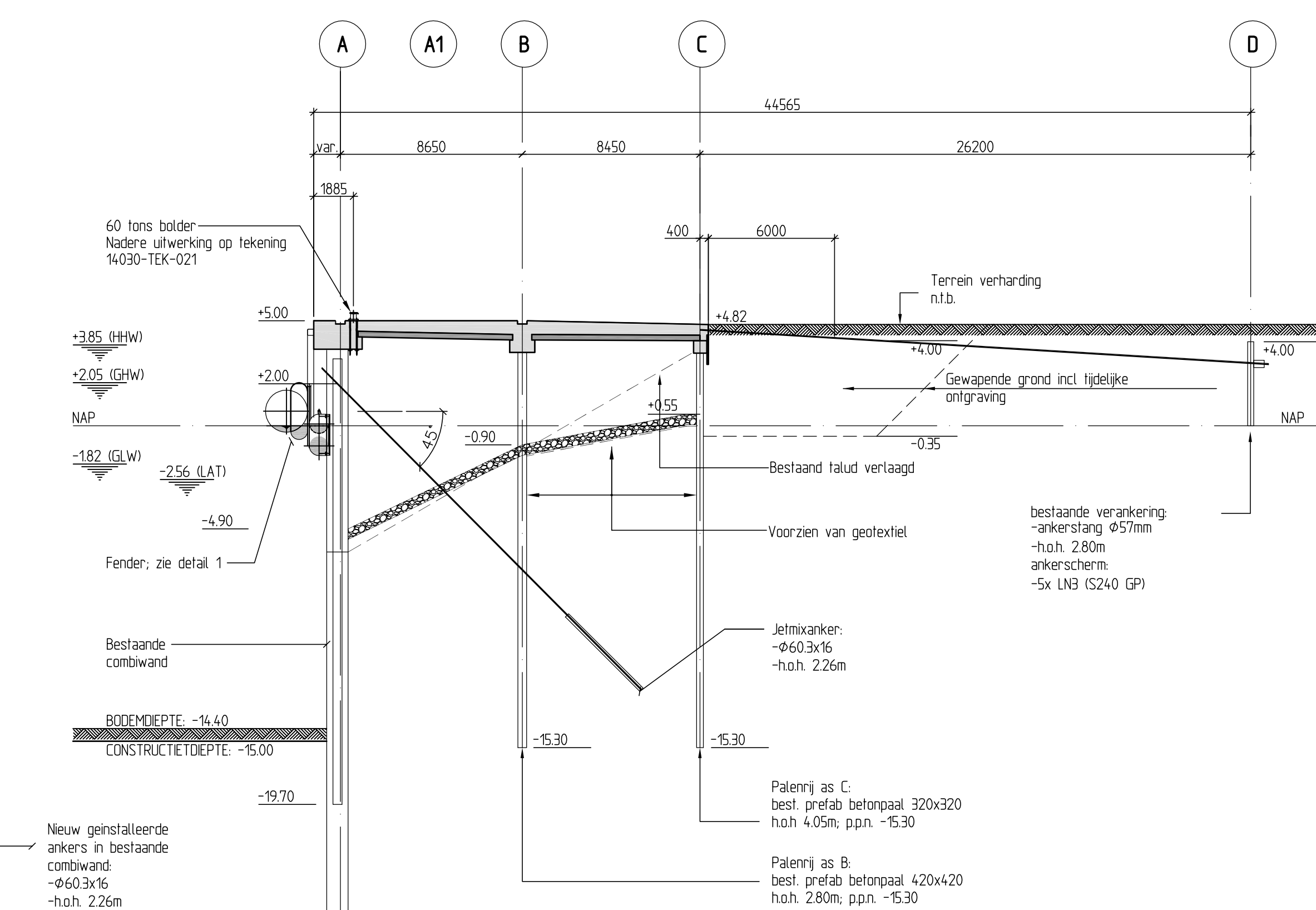


DETAIL: FENDER
Schaal: 150

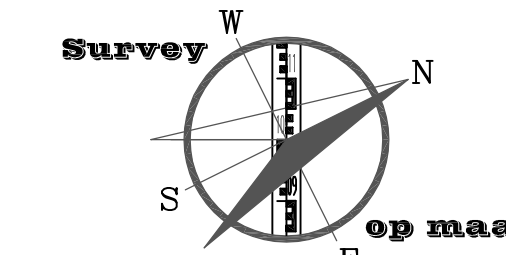
DETAIL: DOORSNEDE STANDAARD ANKERDOORVOER
Schaal: 1:10
- in totaal 1x uitvoeren



DETAIL: KOP LANDBOLDER
Schaal: 1:10



DOORSNEDE A-A
Schaal: 1200



Werk: Kade FMT Quarleshaven				Onderdeel: Situering, aanzichten en doorsnede kade 5			
Opdrachtgever: Zeeland Seaports				Schiedepad 2 4531 PD Terneuzen Tel. 0115-647400			
Directie: Zeeland Seaports				Schiedepad 2 4531 PD Terneuzen Tel. 0115-647400			
Opmerkingen:							
Nr:	Datum:	Naam:	Wijziging:	Formaat:	B41x1189 [A0]	Schaal:	zie tek.
REV	09-04-2015	SM	REVISE	Hoogte in:	m ten opz. van NAP	Plaat in:	mm
AS BUILT				Revisietekening			
				Get.:	B. Goudries	Datum:	01-10-2014
				Aanv.:	M. Teunissen	Datum:	01-10-2014
				Betek.:	ZSP207		
				Tek. nr.:	I4030-TEK-001_REV		

AS BUILT