



Voorgespannen diepwanden

BIJLAGEN

L. Francke



Voorgespannen diepwanden

BIJLAGEN

Begeleiders TU Delft:

Prof. ir. drs. J.K. Vrijling
Prof. ir. A.Q.C. van der Horst
Ir. W.F. Molenaar
Ir. W.J.M. Peperkamp

Bedrijfsbegeleider:

Ing. J. van Staalduinen

Afstudeerder:

L. Francke 1311107
lfrancke@hotmail.com

Inhoudsopgave

B Literatuuronderzoek

C Definitie afstudeeronderzoek

C.1 Bouwmethoden en keerconstructies

D Uitgangspunten en randvoorwaarden

- D.1 Geometrie dwarsdoorsnede
- D.2 Bouwveiligheid
- D.3 Kwaliteitsclassificatie
- D.4 Schematisatie geologische grondopbouw
- D.5 Schematisatie grondwaterstanden / stijghoogten
- D.6 Materiaaleigenschappen
- D.7 Belastingen
 - D.7.1 Belastingen
 - D.7.2 Belastingfactoren
 - D.7.3 Belastingcombinaties
- D.8 Bouwfasering

E Ontwerp varianten

- E.1 Basis ontwerp diepwand
 - E.1.1 Samenvatting van verticaal evenwicht
 - E.1.2 Schematisering en modellering van fase 1
 - E.1.3.1 Grondopbouw
 - E.1.3.2 Stijghoogten en waterdrukken
 - E.1.3.3 Fasering
 - E.1.3.4 Algemene uitgangspunten
 - E.1.3.5 Bepaling rotatieveerstijfheid van de diepwand t.p.v. dak en vloer
 - E.1.3.6 Momentenverloop in bouwfasen
 - E.1.3.7 Resultaten diepwand berekening
 - E.1.3.8 Resultaten belastingen
 - E.1.3.9 Scheurmoment
 - E.1.4 Benodigde stijfheid met betrekking tot de vervormingseis
- E.2 Voorgespannen diepwand ontwerp
 - E.2.1.1 Algemene uitgangspunten
 - E.2.1.2 Bepaling rotatieveerstijfheid van de diepwand t.p.v. dak en vloer
 - E.2.1.3 Scheurmoment
 - E.2.2 Schematisering en bepaling voorspanning in diepwand
 - E.2.3 Uitkomsten effecten lengte voorspankabel
 - E.2.4 Uitkomsten effecten voorspankracht
 - E.2.5 Wanneer aanbrengen voorspanning
 - E.2.6 Bepaling voorspanning en voorspanverloop
 - E.2.7.1 Bouwfasering geoptimaliseerd ontwerp
 - E.2.7.2 Fasering geoptimaliseerd ontwerp
 - E.2.7.3 Stijghoogten en waterdrukken
 - E.2.7.4 Momentenverloop in bouwfasen
 - E.2.7.5 Resultaten diepwand berekening
 - E.2.7.6 Resultaten belastingen
 - E.2.7.7 Bepaling wapening voorgespannen diepwand ontwerp

E.3 Diepwand ontwerp met tussenstempel

E.3.1 Onderzoek vergelijkbaar ontwerp met tussen stempel

E.3.2 Aangepaste bouwfasen

E.3.3.1 Stijghoogten en waterdrukken

E.3.3.2 Fasering diepwand ontwerp met tussenstempel

E.3.3.3 Algemene uitgangspunten

E.3.3.4 Bepaling rotatieveerstijfheid van de diepwand t.p.v. dak en vloer

E.3.3.5 Momentenverloop in bouwfasen

E.3.3.6 Bepaling benodigd tussenstempel

E.3.3.7 Resultaten diepwand berekening

E.3.3.8 Resultaten belastingen

E.3.3.9 Scheurmoment

E.3.3.10 Bepaling wapening diepwand ontwerp met tussenstempel

F Vergelijkingen van varianten

F.1 Technische vergelijking

F.2 Economische vergelijking

G Parameterstudie

G.3 Beschouwing voorspanning in relatie met de grond

G.4 Verplaatsingen bij EEM-model

Bijlage B

Literatuuronderzoek

Literatuuronderzoek

Voorgespannen diepwanden
Spoorzone Delft

Begeleiders TU Delft:

Prof. ir. drs. J.K. Vrijling

J.K.Vrijling@tudelft.nl

Prof. ir. A.Q.C. van der Horst

A.Q.C.vanderHorst@tudelft.nl

Ir. W.F. Molenaar

W.F.Molenaar@tudelft.nl

Ir. W.J.M. Peperkamp

W.J.M.Peperkamp@tudelft.nl

Bedrijfsbegeleider:

Ing. J. van Staalduinen

jan.van.staalduinen@crommelijn.nl

Afstudeerder:

Lourens Francke

lfrancke@hotmail.com

1311107



Inhoudsopgave

1. Inleiding	1
2. Bouwmethoden	2
2.1 Bouwput	2
2.2 Bouwkuip	2
2.3 Integrale bouwmethoden	3
Wandendakmethode.....	3
Pneumatische caissons	4
3. Keerconstructies	6
3.1 Damwand.....	6
3.2 Diepwand.....	8
3.3 Palenwand.....	10
4. Voorspanning in beton.....	12
5. Waarom voorgespannen diepwand?	14
6. Toespitsing	15
6.1 Diepwand.....	15
6.2 Voorspanning in beton	21
6.3 Voorgespannen diepwand.....	26
7. Probleemstelling	28
8. Literatuur	31

Figurenlijst

Fig. 2.1 Principe bouwput.....	2
Fig. 2.2 Principe bouwkuip	2
Fig. 2.3 Principe wandendakmethode.....	3
Fig. 2.4 Principe pneumatische caisson	5
Fig. 3.1 Keerconstructie met damwanden.....	6
Fig. 3.2 Schematisatie diepwandproces.....	8
Fig. 3.3 Mogelijkheden palenwand.....	10
Fig. 3.4 Palenwand	11
Fig. 4.1 Principe van centriscie voorspanning.....	12
Fig. 4.2 Principe van centriscie voorspanning.....	13
Fig. 6.1 Diepwandgrijpers	15
Fig. 6.2 Diepwand frezen	16
Fig. 6.3 Schematisatie macrostabiliteitsberekening, van sleuf gevuld met bentoniet [4].....	18
Fig. 6.5 Maaiveldzakking na aanbrengen diepwand [2]	19
Fig. 6.6 Gebouwszakkingen in relatie tot afstand diepwand [2]	19
Fig. 6.7 Principe van voorspanning met aanhechting	22
Fig. 6.8 Principe van voorspanning zonder aanhechting	23
Fig. 6.9 Voorbeeld van een spananker	23
Fig. 6.10 Voorbeeld van een spreidanker	24
Fig. 6.11 Voorbeelden van een lusanker.....	24
Fig. 6.12 Voorbeelden van een lusanker.....	24
Fig. 6.13 Voorbeeld van een pruikanker.....	25
Fig. 6.14 Test paneel voorgespannen diepwand [13]	26
Fig. 6.15 Verloop van voorspankabel in diepwand [13]	27

1. Inleiding

Dit literatuuronderzoek vindt plaats in het kader van het afstudeerwerk "Voorgespannen diepwand, Spoorzone Delft".

Het project Spoorzone Delft omvat op hoofdlijnen het ontwerp en de realisatie van een 2400 meter lange spoortunnel geschikt voor viersporig treinverkeer, inclusief station, het ontwerp en de realisatie van een openbaar vervoerknooppunt, het ontwerp en realisatie van een ondergrondse parkeergarage en het deels bouwrijp en deels woonrijp maken van de spoorzone. Het project heeft onder andere raakvlakken met het door derden te maken stadskantoor en bouwblokken op de tunnel.

Vanuit de opdrachtgever Prorail is het project aanbesteed als Design&Construct, na een onderhandelingsperiode is dit contract gegund aan de Combinatie CrommeLijn(CCL) bestaande uit de bedrijven: Aannemingsmaatschappij CFE NV, Havekort Voormolen BV, TBI Infra en Dura Vermeer Groep NV. Ter ondersteuning voor het ontwerp is Grontmij ingeschakeld.

Het project Spoorzone Delft ligt midden in het oude centrum met veel oude belendingen op korte afstand welke grotendeels op staal en houten palen zijn gefundeerd. Het is hierbij van het grootste belang om vervormingen en zettingen zoveel mogelijk te beperken.

Naar aanleiding hiervan is bij Dura Vermeer het idee ontstaan om bij het project Spoorzone Delft, op de kritieke punten, een nieuwe techniek toe te passen. Namelijk, voorgespannen diepwanden. De aannemingscombinatie hoopt door toepassing van voorgespannen diepwanden onder anderen de vervormingen en verplaatsingen van de diepwanden nog verder te kunnen beperken en daardoor ook de eventuele schade aan belendingen.

Omdat er over het onderwerp "voorgespannen diepwanden" nog weinig specifieke literatuur is, zal er in dit literatuuronderzoek ingegaan worden op de onafhankelijke onderdelen en technieken die hierbij worden toegepast.

Als eerste zal er gekeken worden naar de mogelijke bouwmethoden om deze ondergrondse constructie te realiseren. Vervolgens zullen de mogelijke keerconstructie behandeld worden.

Dan zal er een ander punt naar voren komen, namelijk voorspanning van betonconstructie.

Na dus een overzicht verkregen te hebben van de mogelijkheden en principes, zal er kort in gegaan worden op de vraag: "Waarom dan voorgespannen diepwanden?".

Daarna zal er dan nog een toespitsing en verdieping plaats vinden met betrekking tot diepwanden en voorspanning in beton. Ook zal er dan gekeken worden wat er al bekend is van voorgespannen diepwanden.

Als laatste wordt de probleemstelling en het onderzoeksvoorstel geformuleerd.

2. Bouwmethoden

Er zijn verschillende bouwmethoden mogelijk om een ondergrondse constructie te realiseren. Er wordt hier een opsplitsing gemaakt in 3 methoden, namelijk de bouwput, de bouwkuip en integrale bouwmethoden.

Als eerste is het van belang om de verschillen tussen een bouwput en een bouwkuip duidelijk te hebben. Een bouwput is een ontgraving met natuurlijke taluds, een bouwkuip daar en tegen is een ontgraving met een verticale wandconstructie. Deze verticale wandconstructie kan hierbij uit verschillende materialen bestaan.

2.1 Bouwput

Een bouwkuip bestaat uit een open ontgraving met natuurlijke taluds, de aan te brengen helling zal hierbij afhankelijk zijn van de samenhang van de aanwezige grond.

Voordelen van de bouwput:

- Geen verticale grondkerende constructie nodig
- Relatief klein instortingsgevaar

Nadelen van de bouwput:

- Veel ruimte noodzakelijk voor toe passen taluds
- Enkel grondkerend, waterkering zal wanneer noodzakelijk door een andere constructie moeten gebeuren.
- Grote invloed op omgeving door ontspanningen en vervormen van de grond, als mede bemaling van de bouwput;
- Grote invloed op omgeving door benodigd oppervlakte
- Door groot oppervlak, ook groot bemalingscapaciteit noodzakelijk



Fig. 2.1 Principe bouwput

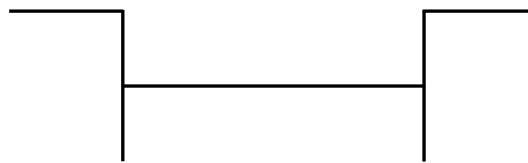


Fig. 2.2 Principe bouwkuip

2.2 Bouwkuip

Het principe van de bouwkuip komt grotendeels overeen met de bouwput. Het verschil is hier echter het toe passen van een verticale grondkerende en soms ook waterkerende constructie. Hierbij bestaat ook nog de mogelijkheid om de onderzijde water dicht te maken. Dit kan door de verticale keerconstructie door te laten lopen in een waterafsluitende laag of door een waterafsluitende laag aan te brengen in de grond.

Voordelen van de bouwkuip:

- Beperkt ruimte gebruik in vergelijking met een bouwput

- Is grond- en waterkerend uit te voeren
- Kan verticale belasting opnemen
- Kan ook gebruikt worden voor definitieve constructie
- Door kleinere oppervlak, minder bemalingscapaciteit noodzakelijk

Nadelen van de bouwkuip

- Als nog veel ruimte noodzakelijk rondom bouwkuip tbv. werkweg
- Meer geluidshinder door inbrengen grondkerende constructie

2.3 Integrale bouwmethoden

Naast deze open ontgravingsmethoden zijn er voor het toepassen in stedelijk gebied nog twee andere bouwmethoden te noemen. Dit zijn de:

- Wandendakmethode
- Pneumatische caissons

Wandendakmethode

Bij de wandendakmethode wordt er na het aanbrengen van de wandconstructie, in plaats van eerst ontgraven, eerst het dak aangebracht en daarna wordt er onder het dak ontgraven.

Hier wordt dan de volgende bouwvolgorde bij aangehouden.

- Als eerste worden de tijdelijke of definitieve wanden van de constructie aangebracht, in principe zijn alle typen wanden hierbij mogelijk
- Dan wordt er een geringe diepte ontgraven, afhankelijk van de diepteligging van het dak
- Hierna kan het dak aangebracht worden. Dit gebeurt zowel met geprefabriceerde dakplaten als met in het werk gestorte dakconstructie, afhankelijk ook van de te realiseren verbindingen met de wandconstructie
- Daarna kan op maaiveldniveau weer gebruik worden gemaakt van het tunneldak. Onder het dak kan begonnen worden met de ontgraving.
- Als laatste kan de tunnelvloer worden aangebracht en andere constructie delen.

Op de genoemde bouwvolgorde zijn ook enkele varianten te benoemen. De eerste 2 genoemde punten worden ook wel in tegenovergesteld volgorde gedaan. Dit is afhankelijk van de diepteligging van het tunneldak en de grondwaterstand.

Het ontgraven onder het tunneldak is niet altijd zonder meer mogelijk. Wanneer er een grondwaterstand aanwezig is zal er mogelijk bemaling toegepast moeten worden om toch in de droge te kunnen werken. Een

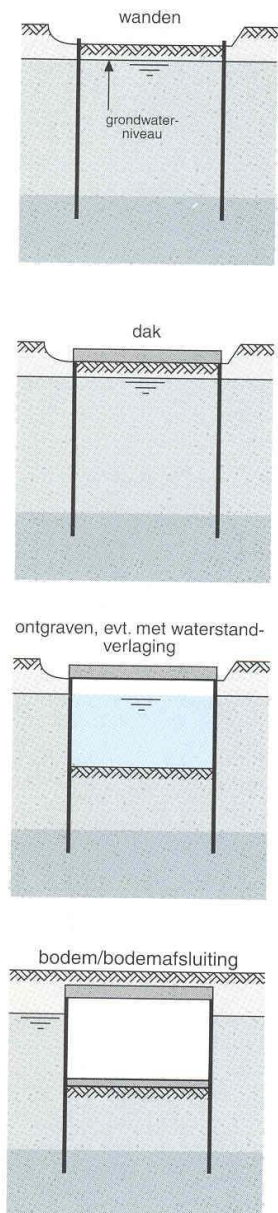


Fig. 2.3 Principe wandendakmethode

andere mogelijkheid is het toepassen van overdruk onder het dak, het grondwater wordt hierbij naar beneden 'gedrukt' en kan er dus in de droge gewerkt worden. Hierbij zal er wel met overgangssluizen gewerkt moeten worden en zal het dak ook gedimensioneerd moeten worden op deze overdruk. Als laatste is er nog de mogelijkheid om een ondoorlatende laag aan te brengen. Dit kan door middel van een groutboog (Haagse tramtunnel), bevriezing van een grondlaag of door een waterafsluitende gelstructuur aan te brengen. Soms is er een van nature waterremmende laag aanwezig. (klei of veenpakket)

Voordelen van de wandendakmethode:

- Maaiveld is maar beperkt tijd niet te gebruiken, na aanbrengen dak is gebruik weer mogelijk. Dit geeft maar een korte tijd overlast.
- De wanden dragen de verticale belasting van het dak en de eventuele opwaartse belasting op de vloer.
- Door beperkte en kortdurende omgevingshinder is de wandendakmethode erg geschikt voor toepassing in stedelijk gebied.

Nadelen van de wandendakmethode:

- Aan- en afvoer van materiaal en materieel moet als nog gebeuren ter plaatse van het dak.
- Door ontgraving onder het tunneldak, wordt ontgraving een complexer uitvoeringspunt.

Pneumatische caissons

Bij het pneumatisch afzinken van een caisson wordt de ondergrondse constructie op het maaiveld gemaakt loodrecht boven de plek waar de constructie uiteindelijk moet komen. Door de grond onder de bodem weg te graven zakt de constructie door de zwaartekracht naar beneden. Hierbij ontstaat er ook een luchtbel onder de vloer, welke door overdruk in stand wordt gehouden. Hierdoor wordt het toetreden van grondwater voorkomen en kan er dus in de droge gewerkt worden. Het weggraven gebeurt in een werkkamer onder de bodem van de caisson. De werkkamer heeft wanden die naar beneden taps toelopen naar een snijrand. Tijdens het zakken staat de caisson, voor zover niet op de luchtbel, op de snijranden. Het ontgraven onder de caisson gebeurt door middel van kleine graafmachines of met behulp van spuitlansen en pompen. Wanneer de constructie op diepte is, wordt de werkkamer gevuld met beton.

Voordelen van de pneumatische caisson

- De invloed op de omgeving is zeer gering, ontspanning van grond en zettingen zijn zeer beperkt
- Het ruimtebeslag van de bouwkuip is minimaal
- Deze methode is in alle in Nederland voorkomende bodemomstandigheden toe te passen
- Heeft een relatief korte bouwtijd

Nadelen van de pneumatische caisson

- De constructie moet worden gedimensioneerd op de afzinkfase, dit geeft een aanzienlijke overdimensionering in de gebruiksfase
- De vaste kosten zijn relatief hoog. Economisch wordt pneumatisch afzinken pas interessant bij afzinkdieptes van meer dan 10 m

- Cohesieve grondlagen vormen een belemmering voor de voortgang en het beheersen van het afzinkproces, vooral als ze diepgelegen en meer dan 2 m dik zijn.
- Aansluitingen tussen caisson is moeilijk en risicovol
- Geringe productie bij werken onder druk, waardoor lange bouwtijd
- Mensen moeten onder druk werken, dit geeft extra risico's en eisen.

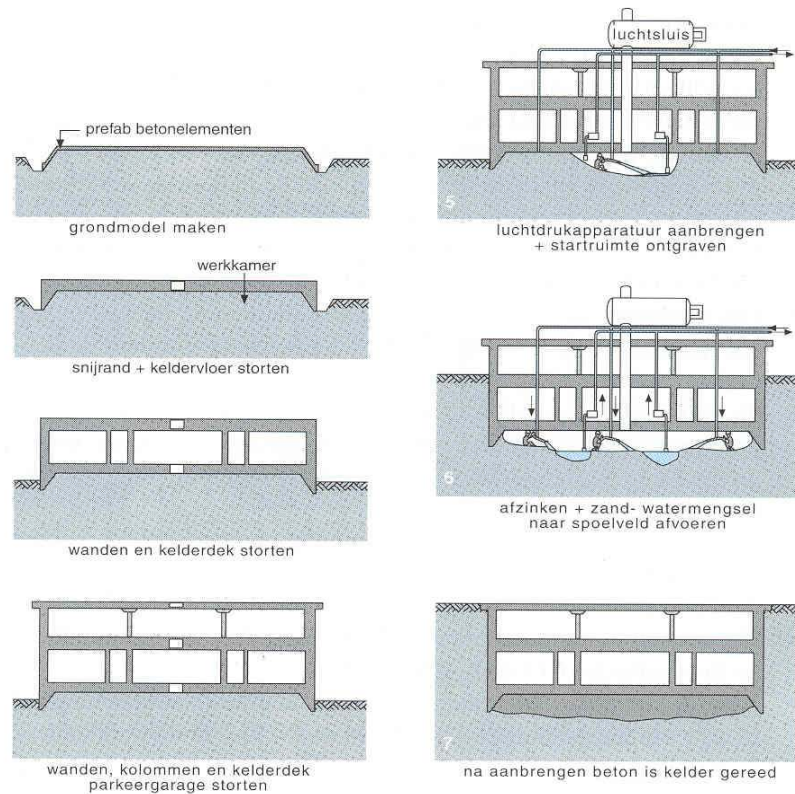


Fig. 2.4 Principe pneumatische caisson

3 Keerconstructies

Bij het toepassen van een bouwkuip is het noodzakelijk om een verticaal kerende constructie aan te brengen. Wanneer er dan gekeken wordt naar de situatie in Nederland, met een veelal hoog grondwaterniveau, wordt er hier enkel gelet op constructies die zowel grond- als waterkerend zijn, waarbij soms ook een verticale belasting moet worden opgenomen.

De volgende constructie types zullen hierbij behandeld worden:

- Damwand
- Diepwand
- Palenwand

3.1 Damwand

Een damwandconstructie bestaat uit naast elkaar in de grond geplaatste slanke constructie-elementen, die verticaal of onder een kleine hoek met de verticaal in de grond worden gezet. Voor damwandplanken wordt uitsluitend staal, beton en hout gebruikt.

Hierbij vindt hout voornamelijk toepassing als oeverbescherming voor de in ons land veel voorkomende waterwegen. Beton is vaak een alternatief voor hout uit het oogpunt van duurzaamheid. Als houten damwand zich boven water bevindt, moet duurzaam of verduurzaamd hout worden toegepast.

In het algemeen komt hout en beton in aanmerking voor damwand met een geringe kerende hoogte, die bovendien niet of nauwelijks wordt blootgesteld aan grote externe krachten. Voor grotere kerende hoogten en zware belastingen valt de keuze meestal op stalen damwandprofielen.

Recent is er ook begonnen met het toepassen van geprefabriceerde damwandplanken van voorgespannen beton. Door voorspanning toe te passen kunnen er stijvere en langere betonnen damwandplanken gerealiseerd worden.



Fig. 3.1 Keerconstructie met damwanden

Door de grotere ontgravingsdiepten kwam er steeds meer vraag naar stijvere damwand constructies. Hieruit is een nieuwe variant ontstaan namelijk de combiwand. Hierbij worden buispalen met er tussen damwandplanken toegepast. Door het gebruik van buispalen wordt het traagheidsmoment van de constructie verhoogd en neemt de vervorming af.

Ontwerp

Voor het berekenen van damwandconstructie zijn er een aantal rekenmodellen te benoemen, namelijk:

Methode Blum

Blum heeft een grafische en benaderende analytische methode ontwikkeld voor de berekening van verankerde, opgelegde of ingeklemde wanden en van onverankerde wanden. De methode is toepasbaar voor de meeste grondsoorten.

Vanwege de eenvoud en het brede toepassingsgebied is het daarom ook lange tijd de meest gebruikte methode geweest. Ook nu wordt er nog vaak gebruikt van gemaakt in eerste oriëntatiefase van het ontwerp. Optimalisatie vindt dan echter plaats met een meer geavanceerd rekenmodel.

Rekenmodel 'verenmodel'

Dit rekenmodel (bijv. MSheet) is gebaseerd op de theorie van de elastisch ondersteunde ligger. Hierbij is het mogelijk om gecompliceerde randvoorwaarden zoals meervoudige verankering en uitvoeringsfasen mee te nemen in de damwandberekening. Ook bij deze berekeningsmethode is een aangepaste modellering van het grondgedrag nodig. Door de complexiteit is een handberekening hierbij niet meer mogelijk.

Berekening met de eindige-elementenmethode (EEM)

De EEM is een nog gecompliceerdere berekening welke dan ook is opgezet als computermodel. Met dit model kunnen spanningen en vervormingen in een grondmassief en zich daarin bevindende constructie-elementen worden berekend.

Spanningsevenwichten en vervormingen worden beschreven door een gekoppeld stelsel van partiële en gewone differentiaalvergelijkingen. Deze vergelijkingen worden numeriek opgelost.

Aanbreng methodes

Om de damwandconstructie aan te brengen zijn er 3 methoden te onderscheiden, namelijk heien, trillen en drukken. Om het inbrengen van de damwandplanken te vergemakkelijken of de hinder te beperken kan gebruik worden gemaakt van voorboren of fluïderen.

Heien en trillen kan maar beperkt worden toegepast in bebouwde omgeving omdat dit trillingen veroorzaakt, als alternatief is daar dan ook het drukken voor ontwikkeld. Dit geeft namelijk geen trillingen, maar is relatief wel erg duur.

Risico's

Bij het toepassen van damwandelementen zijn een aantal risico's te benoemen.

Bij grotere kerende hoogte ontstaan er meer vervormingen omdat het damwandelementen maar een beperkte stijfheid hebben. In de nabijheid van belendingen ontstaat er dan het gevaar van zakkingen van de belendingen. Al kunnen vervormingen gedeeltelijk ondervangen worden met ankers en stempels. Met in de grond gemaakte groutstempels zou de vervormingen nog meer beperkt kunnen worden.

Het aanbrengen van het damwandelement brengt in meer of mindere mate trillingen met zich mee, wanneer dit in de directe omgeving van belendingen plaats vindt ontstaat er grote kans op schade.

Bij het inbrengen van de damwandplanken bestaat er de kans dat deze uit het slot lopen. Het is van belang om daar van te voren aandacht aan te besteden en het tijdens het aanbrengen ook te controleren. Wanneer een plank uit het slot loopt kan het ontstane gat gedicht worden door injectie.

Als laatste is er nog het gevaar van piping en mogelijk op persen van de bouwput bodem. Dit gevaar ontstaat bij te korte damwanden in relatie met de doorlatendheid van de grond.

3.2 Diepwand

De diepwandtechniek kent haar oorsprong aan het begin van de 20^{ste} eeuw, maar is vooral vanaf de jaren '60 in Duitsland, Frankrijk en Italië ontwikkeld. In Nederland is deze voor het eerst toegepast in 1967 bij de Schiphol tunnel. Dat de toepassing in Nederland enigszins is achtergebleven, heeft als oorzaak dat damwanden meestal goedkoper zijn. Toch zijn deze typen wanden niet zonder meer te vergelijken. Het intrillen van stalen damwandplanken en het graven en ter plaatse storten van diepwandpanelen verschillen wezenlijk van elkaar op aspecten als constructiestijfheid, inbrengdiepte, procescyclustijden, productietijden, materieelinzet, kosten, geluids- en trillingshinder.

Optimalere benutting van de ondergrond door middel van verdiepte aanleg van infrastructurele werken en bouwconstructies met meerdere ondergrondse bouwlagen in combinatie met de beperkingen die opgelegd zijn in verband met omgevingshinder, heeft het ertoe geleid dat diepwanden vanaf de jaren '90 steeds meer worden toegepast.

Voordelen van diepwanden:

- Toepasbaar als definitieve wand, vraagt wel aandacht bij uitvoering
- Bevestigingsvoorzieningen voor vloer- en dakaansluitingen vooraf in te storten
- Kan ook als funderingselement gebruikt worden
- Trillingsarm aan te brengen
- Stijve elementen tot grote dieptes mogelijk
- Uitvoering ook mogelijk bij aanwezigheid harde lagen en kleine obstakels in de ondergrond

Nadelen van de diepwanden:

- Grote werkruimte benodigd
- Grote hoeveelheid af te voeren grond uit diepwandsleuf
- Door aan te houden cyclus zijn lange werktijden noodzakelijk
- Afvoeren van bentoniet resten, milieubelastend
- Beheersing voegdichtheid.

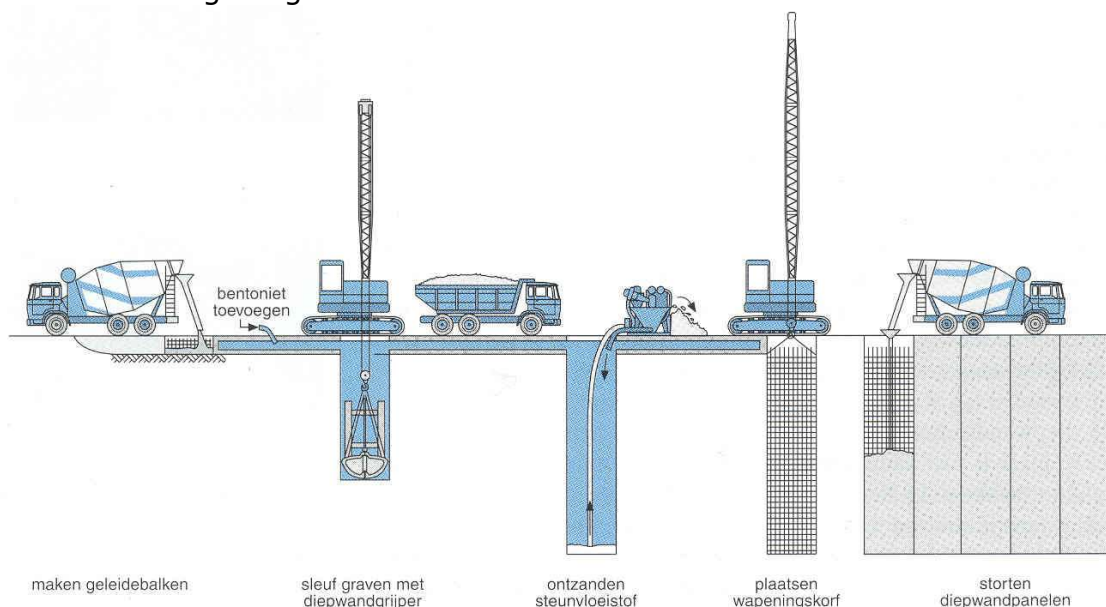


Fig. 3.2 Schematisatie diepwandproces

Principe

Diepwanden zijn te omschrijven als; in de grond gevormde betonpanelen. De panelen worden veelal gemaakt in gegraven sleuven, waarbij de stabiliteit van de sleuf wordt verzorgd door deze gevuld te houden met een steunvloeistof, meestal bentoniet. Voor het storten van de beton wordt de steunvloeistof opgeschoond. Vervolgens wordt één of meerdere wapeningskorven geplaatst en wordt de betonspecie door middel van stortkokers gestort.

In Nederland zijn voor het maken van diepwanden nog weinig normen beschikbaar. Er is een CUR-publicatie als aanbeveling op de NEN 6720:1995 (VBC), dit is Aanb. 76 Rekenregels voor diepwand. Vaak wordt er verwezen naar de Duitse norm (DIN 4126). Ook bestaat er een Europese norm, de NEN-EN-1538. De CUR-publicatie 189 "Cement-bentonietschermen" kan ook geraadpleegd worden omdat diepwanden veel overeenkomsten hebben met cementbentonietschermen.

Voor stabiliteitsberekeningen wordt er vaak ook verwezen naar de CUR 166 "Damwandconstructies"

Belangrijke aspecten bij het ontwerpen en berekenen van diepwanden zijn:

- De grond- en waterkering in bouw- en gebruiksfase
- De overall stabiliteit van de wandconstructie in de gebruiksfase
- De stabiliteit van de diepwandsleuf in uitvoeringsfase
- De zettingen van belendingen, zowel als gevolg van het graven als ten gevolge van de vervorming van de diepwanden na ontgraving.
- Het eventueel benodigde verticale draagvermogen, indien de diepwand ook als fundering gebruikt wordt.

Sterkte bouwkuipwand

Veelal werd verondersteld dat diepwanden zeer stijf zijn en dus weinig vervormen. Ter vergelijking, de EI van een AZ50 is $2,54 \cdot 10^5$ kNm, een diepwand met een dikte van 0,6m heeft een EI van $5,13 \cdot 10^5$ kNm. Vaak werd er daarom uitgegaan van neutrale gronddrukcoëfficiënten aan de actieve zijde van de wand. Er wordt in deze Blum methode voorbijgegaan aan het feit dat bij het ontwikkelen van de passieve gronddrukken verplaatsingen nodig zijn. Deze zijn groter dan die voor het ontwikkelen van actieve gronddrukken. Rekenprogramma's die uitgaan van het principe van elastoplastische gedrag van de grond geven dan ook een beter inzicht in de optredende momenten en ankerkrachten. Een eindige-elementenmethode (EEM) zoals Plaxis geeft ook een goed inzicht in de vervormingen van de wand en het naastgelegen grondmassief. Wanneer er echter alleen naar de sterkte en vervormingen van de diepwand (bouwkuipwand) gekeken wordt is het beter om het programma MSheet te gebruiken. Dit programma is relatief eenvoudig en geeft ook vrij nauwkeurige uitkomsten.

Diepwanden kunnen ook als funderingswand worden toegepast. De panelen zijn namelijk zeer geschikt om grote belastingen naar draagkrachtige lagen over te brengen. De draagkracht wordt hierbij hoofdzakelijk ontleend aan positieve kleef. De puntweerstand, die vanwege het grote oppervlak aanzienlijk is, wordt in slappe grond niet meegerekend omdat er een relatief grote zetting nodig is om die te mobiliseren. Bij ondergrondse constructies is de wandwrijving ook in omgekeerde zin van belang, namelijk in verband met het gevaar van opdrijven.

3.3 Palenwand

Bij een palenwand worden de palen "tegen elkaar" of "in elkaar geboord" om een aaneensluitende grondkerende en/of waterremmende wand te kunnen maken. "Tegen elkaar" is grondkerend en "in elkaar" is grondkerend en waterremmend.

Om buigende momenten te kunnen opnemen moeten de palen gewapend zijn. Hiervoor kan een wapeningskorf, een stalen profiel of een centrale voorspanstaaf worden gebruikt.

De palenwand wordt vooral gemaakt door avegaarpalen en buisschroefpalen. De gebruikelijke diameters van de palen variëren van 300 tot 800 mm. Bij niet-grondverdringende palen wordt de grond verwijderd door schroeven of boren, waarna het boorgat met beton, cementgrout of bentonietcement wordt gevuld.

Het voordeel van een palenwand boven een damwand is dat deze niet alleen een kerende functie, maar ook groot verticaal draagvermogen heeft. Ook de zettingen kunnen zeer beperkt blijven, vooral bij de toepassing van verbuisde schroefpalen. Door de hoge buigstijfheid worden de horizontale vervormingen sterk gereduceerd.

Bij de uitvoering is het plaatsen van de palen van groot belang, een boorframe is hierbij een goed hulpmiddel. Ook het controleren van de verticaliteit is van groot belang om lekkages te voorkomen.

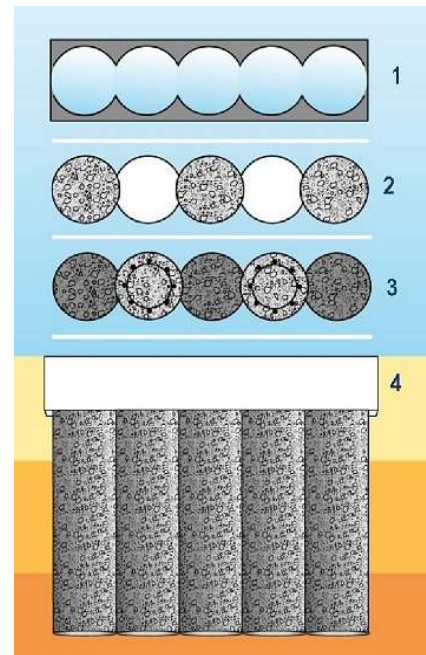


Fig. 3.3 Mogelijkheden palenwand

Uitvoeringsmethoden

Uitvoering met avegaar

Bij deze methode van uitvoering wordt de avegaar eerst op diepte geboord, daarna wordt hij getrokken en tegelijkertijd met beton afgevuld. Direct daarna wordt de wapeningskorf trillend ingebracht.

Vanwege de ontspanning van de omliggende grond en het in trillen van de wapeningskorf is deze methode niet zo geschikt in de omgeving van belendingen.

Uitvoering met verbuisde buisschroefpalen

Dit is een avegaar met een grote binnenbuis diameter en relatief kleine schoepen, waaromheen een buitenbuis in tegengestelde richting draait. Nadat de verbuisde buisavegaar op diepte is ingeboord, wordt de wapeningskorf of het stalen profiel ingebracht. Daarna wordt het beton gestort en wordt tegelijkertijd de verbuisde avegaar getrokken.

In tegenstelling tot de vorige methode is deze wel zeer geschikt om in de omgeving van belendingen te gebruiken. Door de toepassing van de buis treedt er weinig of geen ontspanning op van de omliggende grond. Ook de wapeningskorf kan zonder trillen ingebracht worden doormiddel van de grote diameter van de binnenbuis.

Uitvoering met verbuisde schroefpalen

Deze methode is een soort combinatie van de vorige twee. Hier wordt er een avegaar met een kleine binnenbuis diameter gebruikt, waaromheen dan weer een buitenbuis in de tegengestelde richting draait. Wanneer deze op diepte

geboord is, wordt de verbuisde avegaar getrokken en gelijktijdig afgevuld met beton. Daarna wordt de wapeningskorf of het stalen profiel al trillend in het beton gebracht.

Deze methode is ook redelijk geschikt in de omgeving van belendingen. Door de toepassing van de buis treedt er ook weinig of geen ontspanning op van de omliggende grond. Wel zullen er trillingen optreden bij het aanbrengen van de wapeningskorf of het stalen profiel.

Vanwege de betrekkelijk grote schoepafmetingen is de methode ook geschikt in gebieden met veel, relatief kleine obstakels.

Omgevingseffect

De effecten op de omgeving verschillen zoals ook al genoemd per methode. Door het gebruik van een buitenbuis wordt de ontlasting van de omliggende grond tegengegaan dat de kans op zettingen en vervormingen in de omgeving dus ook verkleind.

Het in trillen dan wel aanbrengen van de wapening zonder in trillen geeft ook beperking van risico's, al zal het ook zeer afhankelijk zijn van de optredende trillingen en de staat van de omliggende belendingen.

Door het boren ontstaat er ook in vergelijking met trillen maar een beperkte geluidsoverlast, wat zeker ook positief is voor de omgeving.



Fig. 3.4 Palenwand

Risico's

Welke mogelijke risico's zijn er verbonden aan deze methode? Zettingen en trillingen zijn al genoemd in het vorige. Als zijn trillingen meestal beter te bepalen en te voorspellen dat de optredende zettingen.

De verticaliteit van de palen is van groot belang, zeker bij grotere lengtes. Wanneer deze schuin geplaatst worden ontstaat er een grote kans van lekkage omdat palen niet meer op elkaar aansluiten en er dus gaten in de wand ontstaan. Zoals opgetreden is bij de Middelburgse bouwput van het "A-Theather". In vergelijking met diepwanden zijn er veel meer voegen, wat dus ook meer risico geeft op lekkage.

4. Voorspanning in beton

De oorsprong van voorgespannen beton ligt aan het einde van de 19^{de} eeuw. Men maakte gebruik van wapening in het beton, door de toen nog slechte kwaliteit van beton, trad er door krimp tijdens verharding en door later aangebrachte belasting grote scheurvorming op. Het wapeningsstaal blijft zijn lengte houden maar het beton krimpt tijdens het verharden. Door deze scheurvorming werd men voorzichtig in het toepassen van beton, omdat men bang was voor de veiligheid van de gebouwen.

Er werd gezocht naar oplossingen op deze scheurvorming tegen te gaan. Ze kwamen daarbij op het onder trekspanning aanbrengen van wapening waardoor deze als het ware met het beton kon mee krimpen. Ook werd gezien, wanneer de trekspanning verder opgevoerd werd, dat de draagkracht van de op buiging belaste ligger hierdoor toenam. Terwijl er nauwelijks of geen scheurvorming optrad.

Bij het toepassen van nog grotere trekspanning in de wapening bleek de draagkracht echter weinig te vergroten. Dit was te wijten aan de kruip in de onder druk staande beton en het onder trek staande staal.

Door de vooruitgang in kennis van de materialen beton en staal, werd de kwaliteit van deze materialen verbeterd waardoor het fenomeen kruip beter onder controle was te houden. En dus de draagkracht van op buiging belast constructie vergroot werd.

Tegenwoordig wordt voorgespannen beton dan ook veelvuldig toegepast. Door het gebruik van voorspanning wordt er efficiënter met materiaal omgegaan, omdat hierdoor de gehele betonddoorsnede meewerkt in de krachtsopnamen. Tevens is het mogelijk om op deze manier slankere constructie te realiseren, vervormingen te beperken en ook grotere overspanningen te maken zonder tussensteunpunten.

Principe

De op trek belaste betonddoorsnede wordt zodanig voorgespannen (onder spanning gezet) dat ook bij de grootste uitwendige belasting nog steeds een drukspanning in de hele doorsnede aanwezig is. Dit is voordelig, want beton kan ongeveer 10 keer meer druk dan trek opnemen.

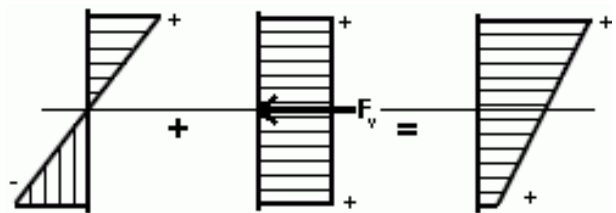


Fig. 4.1 Principe van centrische voorspanning

Bij een op twee steunpunten opgelegde, op buiging belaste balk treedt bovenaan druk op (+), onderaan trek (-) zoals aangegeven in het linkse spanningsdiagram. Door het aanbrengen van een voorspankracht (F_v) ontstaat een drukspanning in de doorsnede van de balk (*middelste figuur*). Deze drukspanning compenseert de trekspanning aan de onderkant van de balk (en versterkt de drukspanning aan de bovenkant van de balk) waardoor in de hele doorsnede een drukspanning ontstaat bij dezelfde belasting (*rechter figuur*), een voor beton gunstiger situatie.

Excentrische voorspanning

Om te voorkomen dat de drukspanning aan de bovenkant groter wordt, wordt de voorspankracht c.q. voorspankabels, F_v niet aangebracht in het midden van de balk, maar excentrisch, onder of boven de neutrale lijn, in het gebied waar anders trekspanningen zouden ontstaan. (zie Fig. 4.2)

Dit betekent dat bij balken die over meerdere steunpunten doorlopen, ter plaatse van de steunpunten de voorspankabels boven in de balk liggen, in het gebied waar een negatief moment optreedt.

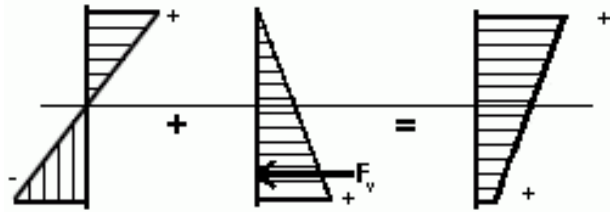


Fig. 4.2 Principe van centrische voorspanning

Typen voorspanning

Er zijn 3 types voorspanning te onderscheiden. Kort zullen deze hier toegelicht worden.

Uitwendige voorspanning

Het voor te spannen element wordt door middel van een hydraulische pers onder druk gezet tussen twee onverplaatsbare punten (bijv. rotswand of zeer vaste grondmassa's). Van de grote initiële voorspankracht zal een groot gedeelte te niet gedaan worden door kruip en relaxatie van het beton. Deze methode is daarom dan ook uitsluitend geschikt voor tijdelijke constructies, of wanneer regelmatig naspannen mogelijk moet blijven. Slechts bij hoge uitzondering wordt deze methode dan ook in definitieve constructies toegepast.

Voorspannen met voorgerekt staal

Dit principe wordt gebruikt bij de massaproductie (prefab) van betonelementen. In de werkplaats wordt de voorspanwapening opgespannen door vijzels, verschillende betonnen elementen worden rond de voorgerekte wapening gestort en zodra het geheel sterk genoeg is, worden de vijzels ontspannen, en de uit het beton stekende strengen doorgezaagd. De voorspankracht wordt door middel van aanhechtingspanningen over een bepaalde lengte (de overdrachtslengte) van de strengen op het beton overgedragen. De overdrachtslengte hangt af van de aangebrachte voorspanning en de profilering van het voorspanstaal.

Voorspannen met nagerekt staal

Hierbij worden eerst het element gestort met en omhullingsbuis, voor of na het storten wordt hier de voorspankabel in aangebracht. Na het verharderen van het beton worden de kopvlakken als steun gebruikt voor de voorspanvijzels. Na het spannen wordt de voorspanwapening op de kopvlakken verankerd. Zodoende wordt de voorspankracht via de ankerplaten op het beton overgedragen.

Hierbij zijn er ook twee typen te onderscheiden. Namelijk met aanhechting of zonder aanhechting.

Bij het type met aanhechting wordt de omhullingsbuis geïnjecteerd met een speciale mortel, zodat samenwerking tussen beton en voorspankabel mogelijk wordt en het voorspanstaal afdoende tegen corrosie is beschermd.

Het type zonder aanhechting wordt niet geïnjecteerd met mortel, hier wordt de voorspankabel van tevoren met vet en een kunststofmantel omhuld. Hierbij fungeert het vet als corrosiewering. Deze complete kabel met kunststofmantel wordt voor het storten van het beton in de omhullingsbuis aangebracht.

5. Waarom voorgespannen diepwand?

Om nu vervormingen en zettingen van de kerende wand te beperken is de stijfheid van de constructie van het grootste belang. Daarom zal er per keerconstructie bepaald worden wat de mogelijkheden tot verstijving van de constructie zijn.

N.B. Stempeling en verankering behoren tevens tot de mogelijkheden om vervormingen en afmetingen van de wandconstructie te beperken. Deze opties worden hierbij voorlopig buitenbeschouwing gelaten.

Damwanden:

- Toepassen van zwaardere en/of grotere damwandprofielen
- Toepassen van een combiwand

Diepwanden:

- Toepassen van dikkere wand
- Toepassen van meer wapening
- Toepassen van voorspanning (EI kan toenemen van $1,0 \cdot 10^6$ kNm²/m naar $2,6 \cdot 10^6$ kNm²/m bij een diepwand van 1,0 meter)

Palenwanden:

- Toepassen grotere paaldiameter
- Toepassen van wapening in de palen

Er zijn dus verschillende mogelijkheden om een stijvere keerconstructie te realiseren. Er zijn echter ook nog andere effecten die een rol spelen in. We kijken daarbij eerst naar de damwand en dan naar de palenwand

Zoals al aangegeven wordt een damwand door heien, trillen of drukken aangebracht. Heien en trillen is niet toegestaan op kritieke punten, door deze trillingen is schade aan belendingen te verwachten.

Een ander belangrijk punt is de zwerfstroom problematiek. Door Prorail zijn hiervoor strenge eisen opgesteld. Bij het toepassen van stalendamwand kan niet aan deze eis worden voldaan.

De palenwand kan trillingsvrij aangebracht worden, ook aan de eisen van Prorail met betrekking tot zwerfstroom kan voldaan worden. Bij de palenwand zitten er echter grote risico's aan de waterdichtheid. Zeker bij grotere dieptes is de kans op lekkage tussendoor de palen, als gevolg van scheefstand, erg groot. Lekkages kunnen grote invloed hebben op zettingen in de omgeving, maar ze kunnen ook grote impact hebben op de grondwaterstand waardoor er ook grote zettingen kunnen optreden.

Diepwanden hebben relatief al een grote stijfheid, deze is, naar verwachting, nog aanzienlijk te vergroten door toepassing van voorspanning.

Vanuit deze eerste beschouwing is het aannemelijk om verder onderzoek te doen naar het principe van voorspanning in diepwanden.

Vanuit deze visie zal er dan ook verder onderzoek gedaan worden naar voorspanning in diepwanden.

6. Toespitsing

Na een algemeen overzicht te geven van keerconstructies en voorspanning in beton zal er nu wat verder ingegaan worden op de factoren en effecten die van belang zijn bij diepwanden en voorspanning in beton.

6.1 Diepwand

Hier zal gekeken worden welke factoren van belang zijn bij het ontwerp en de uitvoering van diepwanden.

Panelen afmetingen

Het graven van de panelen gebeurt in sleuven waarvan de lengten bepaald zijn aan de hand van de wandlay-out, het mogelijke productieproductietempo, de stabiliteits- en eventueel de zettingsberekeningen.

Bij diepwanden is er onderscheid te maken in start-, sluit- en volgpanelen. Uit economisch oogpunt is het het best om de panelen zo groot mogelijk te maken (6 tot 8 m) en te werken met zgn. driegangspanelen. Als een grote sleuflengte niet mogelijk is, kan er gekozen worden voor het toepassen van zgn. tweegangspaneel (3 tot 5 m). Wanneer ook dit nog een te grote sleuflengte geeft worden in bijzondere situaties nog wel eengangspanelen toegepast. Het gebruik van kleinere en dus ook meer panelen leidt tot een langere bouwtijd en bovendien tot een groter aantal voegen, wat in veel gevallen de kritische plekken zijn. De voegen zijn namelijk ongewapende zones en als er relatief veel ongewapende zones zijn, leidt dit tevens tot een hogere wapeningsdichtheid in de tussen gelegen zones, wat ook nadelig kan zijn.

Eengangspanelen worden ook wel toegepast om zettingen te voorkomen van belendingen die erg dicht bij de diepwandconstructie staan. De keuze voor eengangspanelen kan ook worden gemaakt uit logistieke overwegingen, wat dan voornamelijk de continue aanvoer van beton betreft.

Graafmaterieel

Voor het ontgraven van de sleuf zijn er grofweg 2 soorten te onderscheiden, namelijk met het behulp van een diepwandgrijper of met behulp van een diepwandfrees. Bij de eerste zal er voor elke grijperbak een gehele draaicyclus doorlopen moeten worden. Wanneer een diepwandfrees toegepast wordt zal het een continu proces zijn, hierbij is echter wel een groter terrein in de omgeving noodzakelijk om de grond en de bentoniet van elkaar te scheiden. In Nederland wordt tot op heden alleen met diepwandgrijpers gewerkt.



Fig. 6.1 Diepwandgrijpers



Fig. 6.2 Diepwand frezen

Voegconstructie tussen panelen

Omdat een diepwand bestaat uit tegen elkaar gestorte panelen, zijn er voorzieningen nodig om goed sluitende voegen te realiseren. Hiervoor worden in de panelen aan de zijden waar nog geen aansluiting met een al gestort paneel gemaakt is, stalen voegprofielen geplaatst. Deze voegprofielen of voegmallen hebben een breedte die ongeveer gelijk is aan de sleufbreedte en worden verticaal geplaatst zodra er ontgraven is. Hierdoor ontstaat er een strakke verticale voeg, nadat het profiel is verwijderd.

Ondanks alle getroffen maatregelen is de aanwezigheid van vochtige plekken en lichte lekkages onvermijdelijk. Grotere of duidelijk waarneembare lekkages kunnen worden gedicht door middel van injecties.

Steunvloeistof

Om bij het ontgraven van de sleuf deze open en stabiel te houden wordt er gebruik gemaakt van een steunvloeistof. Vaak wordt hiervoor een bentonietspoeling toegepast. Deze bentoniet kan in verschillende kwaliteiten verkregen worden. De keuze zal onder anderen bepaald worden op basis van de voorkomende grondsoorten en hun eigenschappen.

De stabiliserende werking van bentoniet komt op de volgende manier tot stand:

- Door een iets hogere volumieke massa van het bentonietmengsel en iets hoger vloeistof niveau dan de stijghoogte van het grondwater, ontstaat er een grotere hydrostatische druk.
- Door de grotere hydrostatische druk zal het mengsel enigszins uitfilteren, bij geringe uitfiltering zal al een afdichtend laagje bentonietcake gevormd worden op de sleufwanden. Dit beperkt de bentoniet verliezen door indringing en geeft door het cake-effect een stabiele sleufwand.
- Het laatst genoemde effect ontstaat door dat de schuifspanningen van het thixotrope mengsel voorkomen dat individuele gronddeeltjes van de sleufwand door de cake vallen (microstabiliteit).
- Door deze thixotrope eigenschap stijft het mengsel op als deze tot rust komt. De kleiplaatjes gaan dan als het ware een kaartenhuisstructuur opbouwen.

Tijdens het proces van ontgraven zal de volumieke massa en viscositeit van het bentonietmengsel toenemen door het vermengen met de grond. Tijdens het ontgraven is dit een positief verschijnsel omdat hierdoor een grotere stabiliteit ontstaat. Wanneer echter begonnen wordt met het storten slaat dit om in een negatieve eigenschap van het mengsel. Om tijdens het storten bentoniet insluitingen te voorkomen is het van groot belang dat de volumieke massa van

het bentoniet mengsel zo laag en viskeuze mogelijk is. Dit wordt bereikt door het bentoniet te regenereren, waarbij de grond gescheiden wordt van het bentoniet.

Wapening en wapenen

De wapening van diepwanden geeft andere of aanvullende eisen in vergelijking met normale betonnen wandconstructies. Door de grote van de panelen kunnen de wapeningskorven vaak niet in zijn geheel vervoerd worden en moet deze dus op de bouwplaats verder samengesteld worden. De stijfheid van de wapeningskorven spelen een ondergeschikte rol, omdat ze verticaal afgehangen worden. Het is echter wel van belang dat ze bij het transport en aanbrengen niet te veel vervormen.

Voor het inbrengen van de wapening is het van belang dat deze zo gestroomlijnd mogelijk wordt gemaakt, dit om zo min mogelijk obstakels te vormen voor het omhoog vloeiende betonspecie. Om zijdelingse insluitingen te voorkomen is het belangrijk op de maaswijdte tussen de staven ruim te kiezen.

De dekking van de wapening in diepwanden is van groot belang. Het beton bevindt zich altijd in een vochtig milieu en de wand vlakheid is beperkt. Maar ook om een goede doorstroming van de betonspecie te garanderen is er voldoende ruimte tussen de wapening en de wand noodzakelijk.

Beton en betonstorten

Het beton wordt gestort door middel van een stortkoker, vanaf beneden naar boven wordt zo het diepwandpaneel gestort. Het is hierbij van belang dat de beton voldoende plastisch is zodat de specie gemakkelijk tussen de wapening kan stromen en de bentoniet kan verdrijven. Om bentoniet insluitingen te voorkomen moet de stortkoker ook minimaal 2 m in de beton steken.

Door middel van een peillood wordt er per vracht bepaald hoeveel er werkelijk aan beton is verbruikt. Dat wordt uitgezet in een stortkromme en dan vergeleken met het theoretische volume. Op deze manier kunnen wand oneffenheden vrij nauwkeurig bepaald worden.

Het is van groot belang dat het stortproces zo min mogelijk onderbroken wordt. Wanneer het proces onderbroken wordt is de kans aanwezig dat het oude stortfront al opgestijfd is waardoor er een nieuw stortfront gevormd wordt, waarbij er een bentoniet film achter blijft tussen het oude en nieuwe stortfront. Wat waarschijnlijk tot lekkage zal leiden.

Men is nog erg voorzichtig met het toepassen van hogere beton sterkteklassen. Het is namelijk achteraf moeilijk te controleren en het storten is ook maar beperkt controleerbaar. Vaak wordt er nog conservatief gerekend met C20/25. Uit praktijkonderzoek blijkt echter dat ook hogere beton sterkteklassen goed te realiseren zijn. In hoeverre dit mogelijk is, is nog onbekend.

Stabiliteit

De stabiliteit van de gehele constructie is van groot belang, maar vooral in uitvoeringsfase is de stabiliteit van de sleuf van groot belang. De steunvloeistof heeft hier in een zeer belangrijke taak om de sleufstabiliteit te waarborgen. Hierbij wordt onderscheid gemaakt tussen macrostabiliteit en microstabiliteit.

Bij de macrostabiliteit wordt de afschuifstabiliteit van een wig grond beschouwd. Als gevolg van de ontgraving zal de grond langs de wand de neiging hebben in de sleuf te glijden. Dit wordt tegen gewerkt door de overdruk van de steunvloeistof en de boogwerking in de grondlagen rond de sleuf.

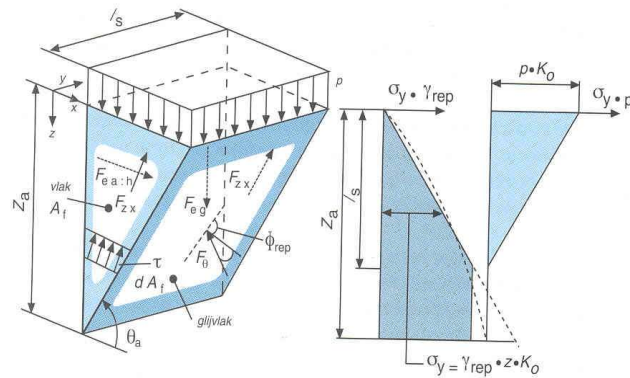


Fig. 6.3 Schematisatie macrostabiliteitsberekening, van sleuf gevuld met bentoniet [4]

Voor het berekenen van de macrostabiliteit zijn er een aantal modellen. Hierbij wordt gebruik gemaakt van de grondmechanische eigenschappen, de sleuflengte (mbt de boogwerking), de te bereiken diepte en de vloeistofniveaus. Deze modellen geven echter maar een benadering van de werkelijkheid. Er wordt hierbij ook regelmatig gebruik gemaakt van een model die in de Duitse norm, DIN 4126, beschreven staat. De verschillende modellen geven echter een grote spreiding in resultaten.

Om de macrostabiliteit te vergroten kunnen de volgende maatregelen genomen worden:

- De grondwaterstand rond de wand verlagen, hierdoor ontstaat er een grotere overdruk door de steunvloeistof
- Het volumegewicht van de steunvloeistof verhogen door toevoeging van toeslagstoffen.

Microstabiliteit betreft het gedrag van individuele grondkorrels in sleufwanden. Korrels kunnen namelijk ook met een sneeuwbaaleffect in de sleuf vallen, wat lokale instabiliteit tot gevolg heeft. In het ergste geval kan dit het begin zijn van een totaal stabiliteitsverlies. Over het algemeen kan gesteld worden dat grovere, dus goed doorlatende lagen, een groter risico vormen dan slecht doorlatende en samenhangende lagen. Met de korreldiameter en de (inwendige) schuifspanning van de steunvloeistof kan de veiligheid van de microstabiliteit worden bepaald. Zie hiervoor ook de DIN 4126.

Vervorming en invloed omgeving

De vervormingen zijn te onderscheiden in 3 fasen.

- 1ste fase bij het ontgraven van de diepwandsleuf,
- 2de fase het ontgraven van de bouwkuip en
- 3de fase het aanbrengen van de afbouwconstructie.

In de eerste fase hangen de vervormingen in sterke mate af van de veiligheid tegen stabiliteitsverlies van de sleuf en een aantal uitvoeringsparameters. De vervormingen zijn met een 2D EEM-berekeningen moeilijk te voorspellen en 3D-berekeningen zijn zeer bewerkelijk en tijdrovend. Fig. 6.5 geeft een indruk van praktijkwaarden, na fase 1, van de maaiveldzakking ten gevolge van het installeren van een diepwand.

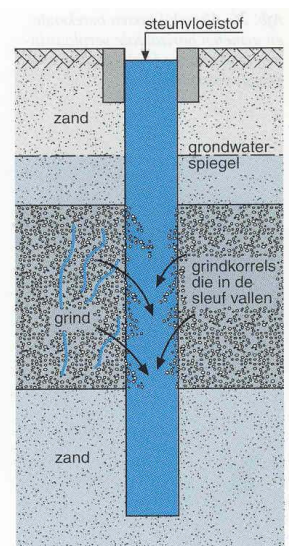


Fig. 6.4 Microstabiliteit [4]

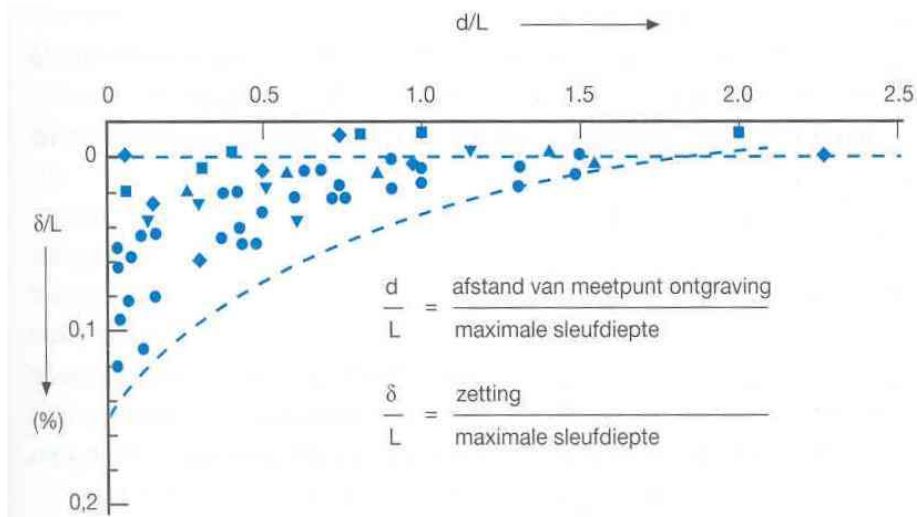


Fig. 6.5 Maaiveldzakking na aanbrengen diepwand [2]

Wanneer de gemeten zakkingen van verschillende projecten vergeleken worden met voorbeelden uit de literatuur, blijkt dat alle waarnemingen aan de bovengrens liggen. Er treedt dus in praktijk minder zakking op dan in theorie bepaald. Uit deze gemeten waarnemingen kan wel het verband tussen de zakkingen en de afstand tot de diepwand worden afgeleid. (zie Fig. 6.6) Het gaat hier niet om zakkingen van het maaiveld maar van gebouwen. Door de stijfheid van gebouwen kan er dan sprake zijn van een herverdeling waardoor de zakkingsmaxima worden uitgevlakt.

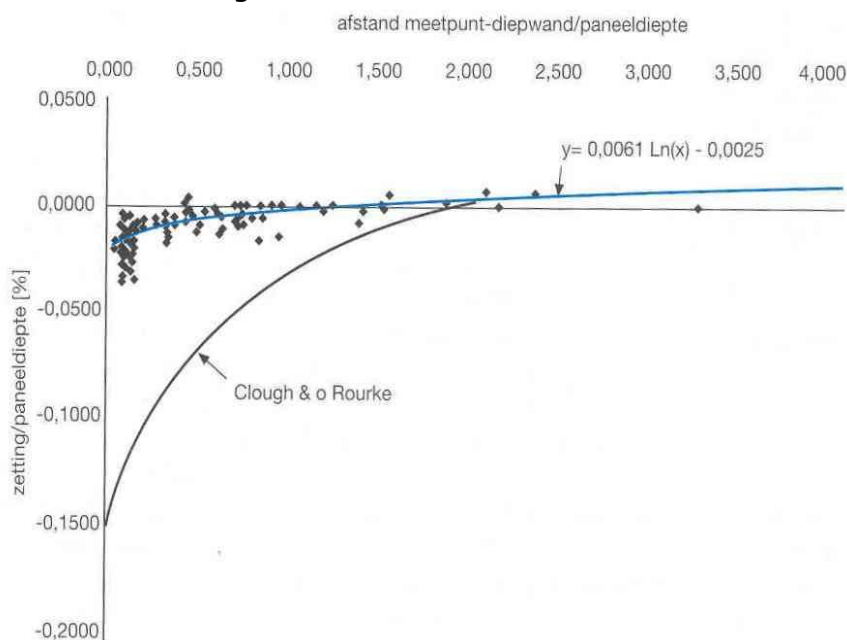


Fig. 6.6 Gebouwszakkingen in relatie tot afstand diepwand [2]

Uit de ervaringen in Den Haag, kan geconcludeerd worden dat het mogelijk is om in een uit zand bestaande bodem met een behoorlijke pakking diepwanden te vervaardigen zonder noemenswaardige zakkingen optreden. Een voorwaarde is dat men de veiligheidsfactor (op de sleufstabiliteit) hoog genoeg houdt, ten minsten 1,3 (volgens de DIN 4126).

In de tweede fase, het ontgraven van de bouwkuip, is de vervorming van de diepwand van groot belang. Hoe groter de vervorming van de diepwand na

ontgraving hoe groter ook de zakkingen van het maaiveld zullen zijn. De zetting van de grond als reactie op de vervorming van de diepwand zijn ook zeer afhankelijk van de aanwezige grondsoorten en de laag opbouw.

De vervormingen zijn afhankelijk van:

- De belastingen buitenzijde bouwput;
- De diepte van de ontgraving en het bemalingniveau;
- Het toepassen van stempels of verankeringen;
- De (buig)stijfheid van de wand.

De stijfheid van de diepwand is afhankelijk van de dikte van de diepwand, de toegepaste betonklasse en de wapening.

Indien de vervorming worden gereduceerd door het toepassen van tijdelijke verankering of stempels ontstaat na het verwijderen ervan (in de laatste fase) de definitieve situatie. Door het verwijderen van tijdelijke ankers en aanbrengen van andere belastingen kan de diepwand nog enige vervorming ondergaan waardoor er als nog zettingen optreden aan het maaiveld.

Verankering / stempeling

Waar het omdraait bij verankering en stempeling is het overbrengen van de stempel- of ankerkrachten op de wand. Het is van belang dat de puntbelasting op de wand niet te groot wordt maar dat deze door een gording of wapening verdeeld wordt. Door een goede verankeringen of stempeling kunnen de vervormingen beperkt worden.

Het omslagpunt van stempelen dan wel verankeren ligt bij een bouwkuip breedte tussen de 25 en 30 meter. Bij grotere lengtes van stempels kunnen nog knikverkorters worden toegepast.

Een nadeel van stempels is dat ze bij het ontgraven van de bouwkuip en het maken van de constructie hinder kunnen veroorzaken.

Ankers kunnen echter weer niet toegepast worden als er andere ondergrondse constructies naast de bouwkuip liggen.

6.2 Voorspanning in beton

In hoofdstuk 4 is het algemene principe van voorspanning in beton bekeken, hier zal verder ingegaan worden op een aantal belangrijke factoren en effecten van voorspanning in beton.

Krimp

Krimp is te omschrijven als; vormverandering (verkorting) van beton bij afkoeling, uitdroging en/of cementshydratatie.

De krimp is afhankelijk van de volgende factoren:

- De relatieve vochtigheid
- De sterkteklasse van het beton
- De afmetingen van de doorsnede
- Het wapeningspercentage in de doorsnede
- De ouderdom van het beton.

Kruip

De kruip van beton wordt veroorzaakt door de vervorming van de gelstructuur, en de capillaire spanning van het chemisch niet-gebonden water.

Het verloop en uiteindelijke grootte van de kruip zijn afhankelijk van de volgende factoren:

- Het klimaat waarin de constructie zich bevindt; in het bijzonder spelen hier de relatieve vochtigheid en de temperatuur een rol.
- De ontwikkeling van de hydratatiegraad (mate waarin het cement zich chemisch heeft gebonden met water), evenals de hydratatiegraad bij belasten. Deze zijn afhankelijk van de ouderdom van het beton bij belasten, de toegepaste cementsoort, en de condities waaronder de verharding plaatsvindt.
- De sterkteklasse van het beton (grotendeels bepaald door de water-cementfactor)
- De duur van de belasting.

Kruip bestaat uit twee onderdelen, een omkeerbaar gedeelte en een blijvend gedeelte. Het omkeerbare gedeelte is hierbij nauwelijks afhankelijk van de ouderdom van beton en heeft ook snel zijn eindwaarde bereikt. Het blijvende gedeelte is juist wel sterk afhankelijk van de ouderdom van het beton en de eindwaarde wordt ook pas na lange tijd bereikt. Vanwege de grote spreiding in de optredende kruip wordt meestal afgezien van een gescheiden aanpak van deze twee onderdelen.

Relaxatie

Relaxatie berust op hetzelfde mechanisme als kruip. Bij relaxatie wordt echter de vervorming van het materiaal constant gehouden, en nemen de oorspronkelijke aanwezige spanningen in de loop van de tijd af.

Dit treedt zowel op in beton als in het voorspanstaal.

Scheurwijdtebeheersing

Het principe van voorgespannen beton is, dat het voorspanstaal de trekkrachten opneemt en het beton de drukkrachten.

Met de wetenschap dat voorspanstaal gevoelig is voor corrosie, werd aanvankelijk steeds geëist, dat voorgespannen constructies in de bruikbaarheidsgrenstoestand ongescheurd blijven. Men ziet echter ook in dat dit

bijna niet te realiseren is. Om waterdichtheid te garanderen zou een 3-dimensionale voorspanning nodig zijn met ook nog eens zeer nauwkeurige kennis over de optredende belastingen. Dit is een niet te realiseren opgave. Verder zijn de effecten van krimp, kruip en relaxatie niet geheel te voorspellen waardoor ook hierdoor onverwachte scheurvorming kan optreden.

Er is dan ook tot de conclusie gekomen dat een voorgespannen constructie het best gedimensioneerd en gedetailleerd kan worden op scheurvorming. De scheurwijdte kan hierbij het beheersbaar blijven door het voorspanstaal te combineren met gewoon betonstaal, betonstaal heeft namelijk betere aanhechtingseigenschappen dan voorspanstaal en is daarom zeer geschikt voor het beperken van de scheurwijdte. Zie voor de toegelaten scheurwijdte NEN 6720 art. 4.3.3.

Voorspansystemen

Er zijn verschillende opdelingen mogelijk van voorspansystemen. In hoofdstuk 4 is al een eerste opdeling benoemd, namelijk opspannen, voorspanning met nagerekt staal en voorspanning met voorgerekte staal. Hier wordt gekeken naar de manier van aanbrengen.

Hier wordt nog twee andere opdelingen besproken. Als eerste wordt er de opdeling gemaakt op basis van aanhechting van de voorspankabel, namelijk voorspanning met aanhechting (VMA) of voorspanning zonder aanhechting (VZA). Bij voorspanning met aanhechting wordt de omhullingsbuis na het voorspannen gevuld met grout. Hierdoor ontstaat er dus een aanhechting tussen de beton en de voorspankabel over de gehele lengte (Fig. 6.5). Bij voorspanning zonder aanhechting wordt de omhullingsbuis na het voorspannen afgesloten, maar niet gevuld met grout. Hierbij worden de voorspankrachten dus enkel overgebracht door de verankeringen (Fig. 6.6). Bij beide wordt er gebruik gemaakt van voorspanning met nagerekt staal.

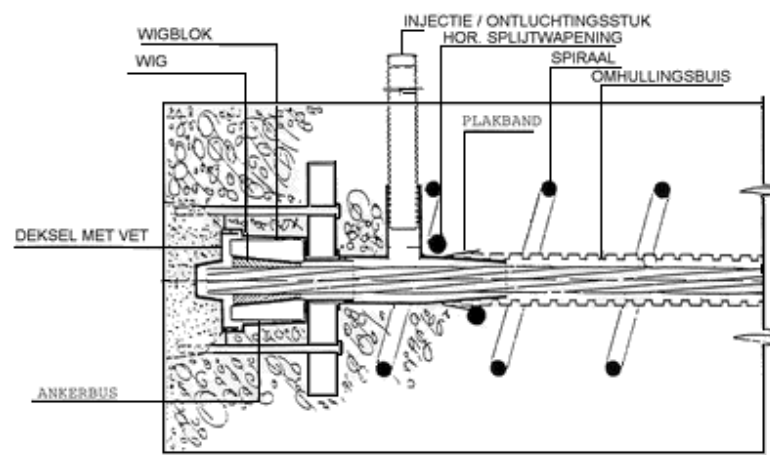


Fig. 6.7 Principe van voorspanning met aanhechting

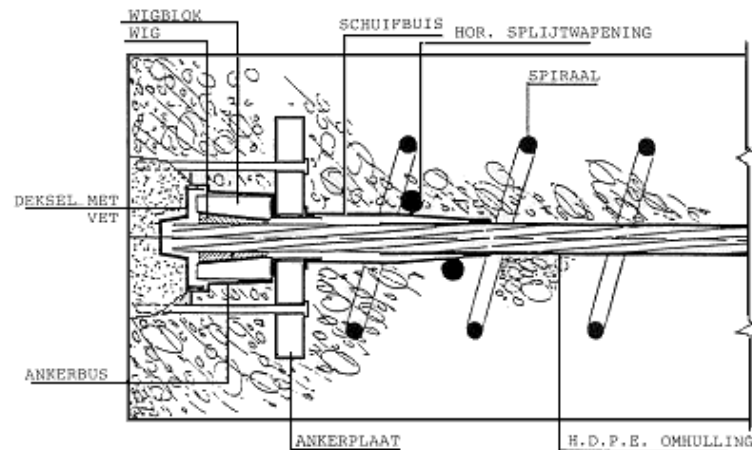


Fig. 6.8 Principe van voorspanning zonder aanhechting

Een andere manier van opdeling is op basis van de soort verankering. Hierbij wordt dan de opsplitsing gemaakt tussen spanankers en vaste ankers, bij de vaste ankers wordt geen voorspanning aangebracht dit gebeurt bij de spanankers.

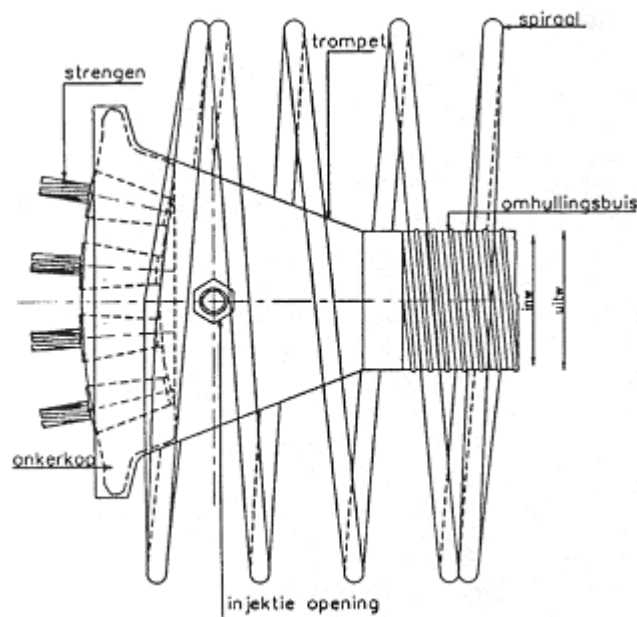


Fig. 6.9 Voorbeeld van een spananker

De vaste ankers zijn nogmaals opdelen in blinde dan wel niet blinde ankers. Blinde ankers worden hierbij in het beton ingestort en brengen door aanhechting de kracht van de voorspankabel over naar de beton. Een niet blind anker wordt verankerd door middel van een ankerplaat en wiggen.

Blinde ankers zijn te onderscheiden in de volgend typen:

Spreidankers

Spreidanker zijn samengesteld uit een gebogen rechthoekige ankerplaat, waarin de strengen door middel van gestuikte koppen zijn vastgezet en worden afgedekt met een afdekplaat. Bij dit type anker wordt de aanhechting tussen staal en beton benut; hiertoe wordt het laatste stuk van de strengen niet omhuld.

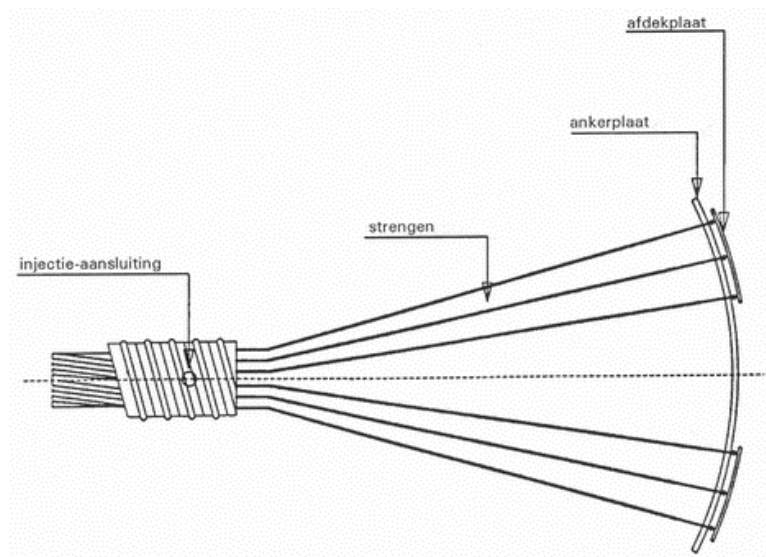


Fig. 6.10 Voorbeeld van een spreidanker

Lusankers

Er kunnen 2 soorten lusankers onderscheiden worden. Bij het eerste soort worden de strengen om een ankerstaaf gebogen. Het laatste stuk van de strengen wordt niet omhuld, zodat de aanhechting tussen beton en staal kan worden benut (Fig. 6.9)

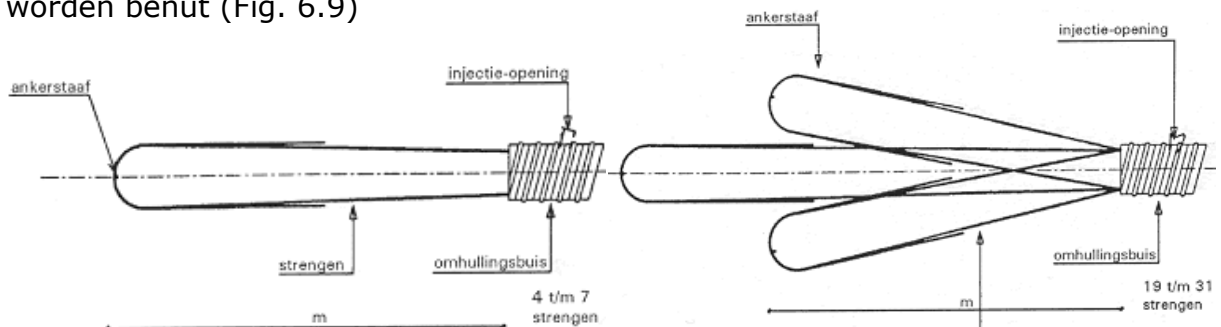


Fig. 6.11 Voorbeelden van een lusanker

Bij het tweede soort lusanker worden de uiteinden van de voorspankabel naast elkaar verankerd waardoor de voorspankabel in een U-vorm door de constructie ligt. De voorspankabel is hierbij over de gehele lengte beschermd door een omhullingsbuis. Na het verharden van de beton kan dan de voorspanning aangebracht worden. Zoals te zien in Fig. 6.10 zijn er verschillende cases mogelijk.

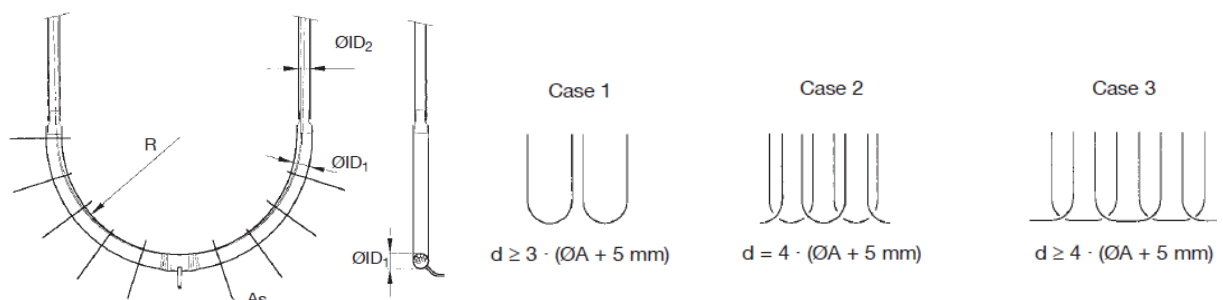


Fig. 6.12 Voorbeelden van een lusanker

Pruikanker

Dit is een vast anker gebaseerd op de aanhechting tussen beton en voorspanstaal. Aan het einde van de streng is een pruiк gestuikt (Fig. 6.11) welke ingestort worden in de beton.

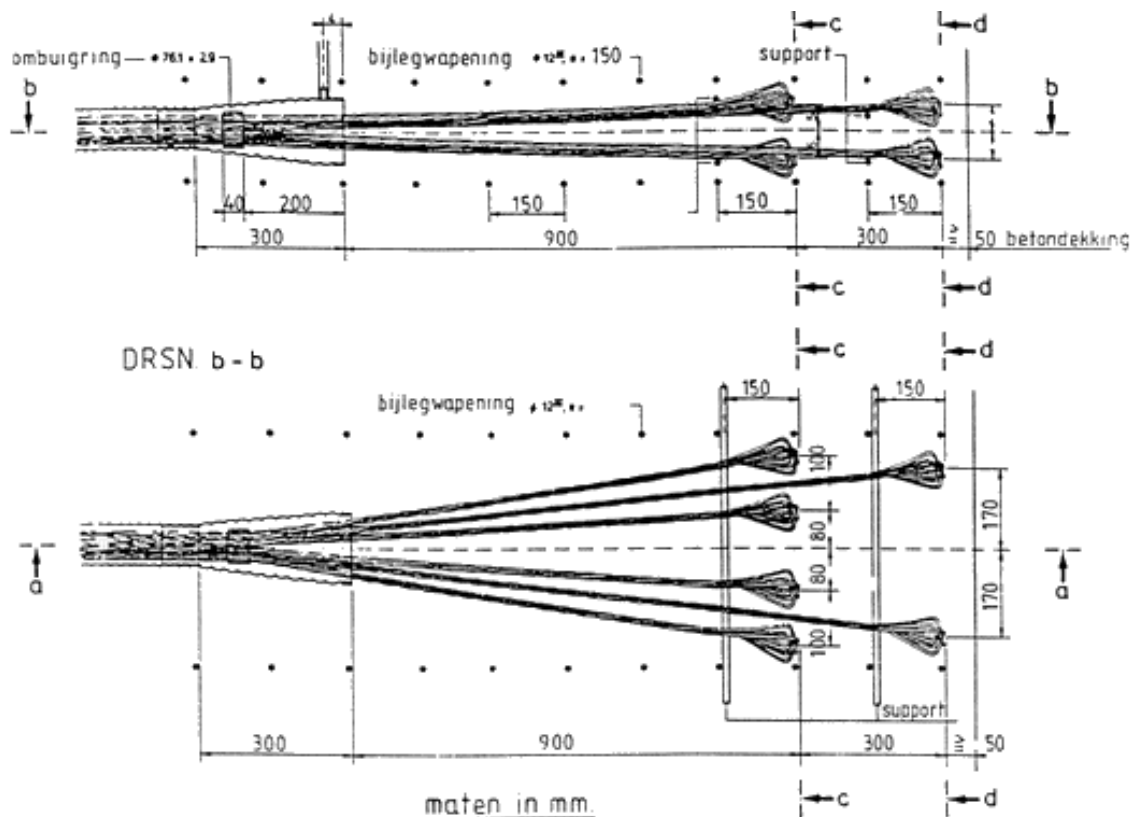


Fig. 6.13 Voorbeeld van een pruiкanker

Plaatsing en fixering voorspanwapening

Het goed aanbrengen en fixeren van de omhullingsbuis is van groot belang. Wanneer de voorspanning namelijk op een andere plaats komt te liggen dan berekend heeft dit grote gevolgen voor de spanningsverdeling in de doorsnede van de constructie. Het is belangrijk om in het ontwerp van de wapening ook rekening te houden met het kunnen fixeren van de voorspanning. Verder is het correct aanbrengen van de voorspankabel een aandachtspunt bij de uitvoering.

6.3 Voorgespannen diepwand

Het voorspannen van diepwanden kan vanuit diverse oogpunten worden overwogen. Naast het verhogen van de buigstijfheid kan voorspanning ook leiden tot minder tijdelijke stempels of verankeringen. Ook zijn andere voordelen te benoemen: het verminderen van de gewone wapening, het reduceren van de wanddikte en het beperken van de scheurvorming.

Het beton van de diepwand kan weinig of geen trek opnemen maar is sterk in het opnemen van drukkrachten. Door voorspanning aan te brengen wordt voorkomen dat er ergens trekspanning op treden in de betonddoorsnede. Geen trekspanningen geeft ook geen scheuren in het beton, waar door de voorgespannen diepwand dan als een elastische betonnen muur beschouwd kan worden en niet als een brosse betonnen muur.

Door het samenwerken van de sterke eigenschappen van beton en staal, is er dus een zeer sterke en stijve constructie te realiseren.

Door het toepassen van voorspanning in diepwanden kan de anker tussenafstand met meer van 50% vergroot worden[13]. Wanneer dan aan de bovenkant ook nog eens een steunbalk toegepast wordt is er nog een groter voordeel te verkrijgen.

Bij bepaalde constructies is geen zijdelingse verankering of stempeling mogelijk, omdat er bij een ondergrondse parkeergarage bijvoorbeeld een continue verticale ventilatie opening moet zijn, of dat er vanaf boven toegang moet zijn om water op te pompen. In deze gevallen is het toepassen van voorgespannen diepwand een goed alternatief.

Het eerste test paneel van een voorgespannen diepwand werd gemaakt in 1969 in London (zie Fig. 6.12). Het idee was dat als gevolg van de verankering, de buiging en vervorming als gevolg van de excentrische voorspanwapening beïnvloed zou worden door de stijfheid van de omringende grond. Het test paneel was 5 m lang, 15 m diep en 0,6 m dik, er werd een voorspankracht toegepast van 300 t met een maximale excentrische voorspanning van 0,2 m. Het testpaneel werd daarna 4 maanden gecontroleerd zonder dat er waarneembare vervormingen optraden. Er werd ook geen trekspanningen gemeten in de 5 doorsneden en er trad geen overbelasting van de voorspankabel op.

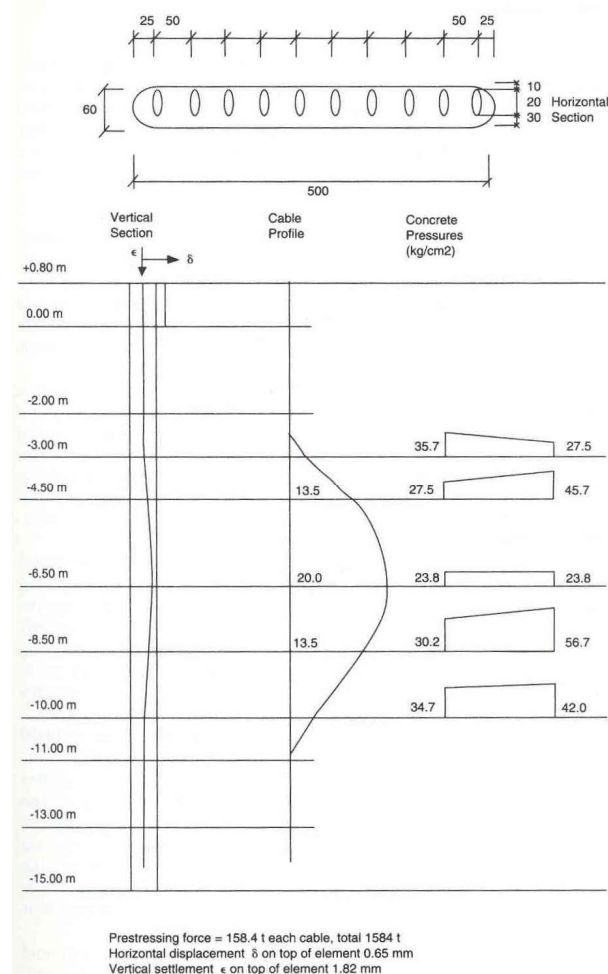


Fig. 6.14 Test paneel voorgespannen diepwand [13]

Voorspanning wordt normaal toegepast vanaf betonklasse C28/35, met lage kruip, krimp en thermische reactie. In diepwanden wordt tot op heden enkel C20/25 en bij uitzondering C28/35 toegepast. Dit heeft hoofdzakelijk te maken met de plasticiteit van beton. Een hogere sterkteklasse van beton heeft namelijk een kleinere plasticiteit waardoor er meer risico's op grout insluitingen en dergelijke ontstaan voor toepassing bij diepwanden. Bij het voorgaande testpaneel is beton toegepast met een sterkte die tussen de 27,5 N/mm² en de 31 N/mm² lag.

Het positieve echter van diepwand is dat deze in de grond geplaatst is in een meestal vochtige omgeving wat het uitharden bevordert en dus resulteert in een voldoende sterkte

Fixeren en voorspannen van de voorspankabel

Algemeen overzicht voor het aanbrengen van de voorspankabels is te zien in Fig. 6.13. Zoals te zien is in de figuur is het positioneren en van de voorspankabels vrij complex omdat deze bevestigd moet worden aan de wapeningskorf, maar er moet ook rekening gehouden worden met de openingen voor de stortkokers. Het is ook van groot belang dat er geen of nauwelijks vervorming van de wapeningskorf optreedt zodat de voorspankabel ook op de juiste plaats zit. Aan de onderzijde worden de voorspankabels in de goede U vorm gehouden door een stijvere metalen omhullingsbuis. Na het verharden kan de voorspankabel dan op spanning gebracht worden. Door de excentriciteit zal de wand willen gaan vervormen, dit zal echter door de gronddruk tegen gewerkt worden.

Het bovenste gedeelte van de diepwand zal vervangen worden door het storten van een gewone betonnen balk, waar op de verankering van de voorspankabels kan plaats vinden. Na het voorspannen wordt er aan één kant van de voorspankabel grout geïnjecteerd, totdat het aan de andere kant naar boven komt.

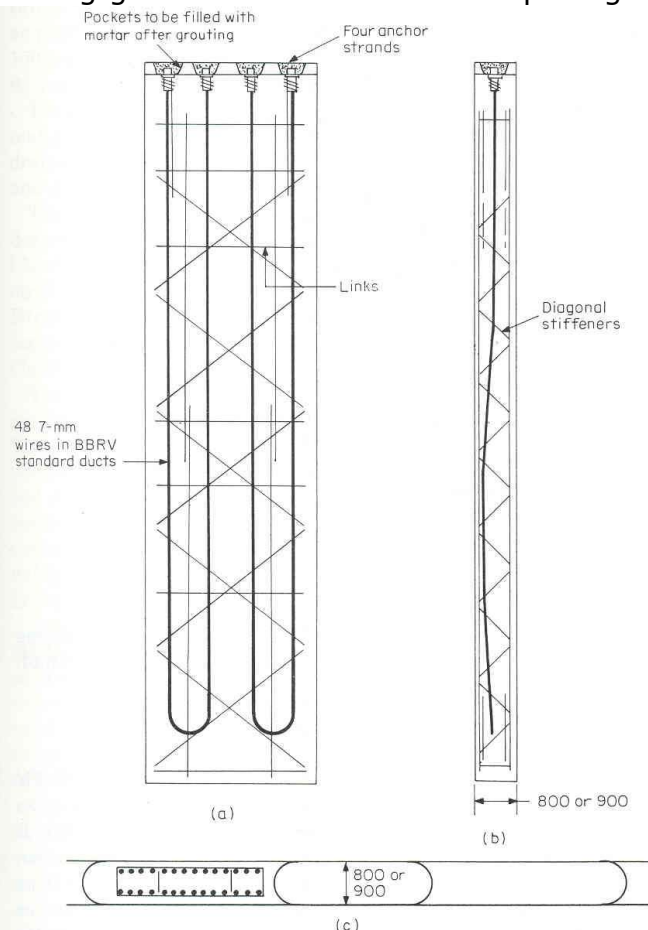


Fig. 6.15 Verloop van voorspankabel in diepwand [13]

Op de projecten German Embassy in London en Irlams O' Th' height underpass in Manchester is in de jaren '70 voorspanning in diepwanden toegepast. Hier is echter weinig over gepubliceerd en daarna ook niet of nauwelijks meer toegepast.

7. Probleemstelling

Vanuit de literatuurstudie en het vooronderzoek kan de volgende probleemstelling geformuleerd worden.

Wat is de invloed van een voorgespannen diepwand op het ontwerp van de wandconstructie in relatie met de vervormingen?

Deze probleemstelling kan weer opgedeeld worden in een aantal sub-probleemstellingen of deelvragen

- Welke grond- en waterkerende bouwmethoden voor diepe bouwkuipen zijn er, en wat zijn de effecten mbt. vervormingen en verplaatsingen van deze bouwmethoden? (is behandeld in de literatuurstudie)
- Welke wandconstructies kunnen worden toegepast? (is behandeld in de literatuurstudie)
- Wat zijn de toelaatbare vervormingen?
- Welke mogelijkheden biedt voorspanning?
- Welke technische effecten heeft het toepassen van voorgespannen diepwanden in Spoorzone Delft?
- Geeft het optimaliseren van de voorgespannen diepwand, voordelen voor Spoorzone Delft?
- Welke economische effecten heeft het toepassen van voorgespannen diepwanden?
- Is het toepassen van voorgespannen diepwanden uitvoeringstechnisch ook mogelijk?

Uitwerking

Vanuit de hier boven gemaakte opdeling wordt een korte uitwerking gegeven om enig inzicht te verkrijgen in het afstudeerproject.

Welke grond- en waterkerende bouwmethoden voor diepe bouwkuipen zijn er, en wat zijn de effecten mbt. vervormingen en verplaatsingen van deze bouwmethoden?

- Literatuurstudie

Welke wandconstructies kunnen worden toegepast?

- Literatuurstudie

Wat zijn de toelaatbare vervormingen?

- Inventarisatie projectgegevens
- Wat zijn de uitgangspunten van het project Spoorzone Delft
- Definiëren uitgangspunten afstudeerproject

Welke mogelijkheden biedt voorspanning?

- Afweging voorspanning diepwanden

Welke technische effecten heeft het toepassen van voorgespannen diepwanden in Spoorzone Delft?

- Modelleren en fasering
- Invloed van belastingen op de wand: gebouwbelasting, omgeving, grondsoorten / grondopbouw, grondwater
- Effecten stempels – voorspanning (ook mbt. fasering)

- Voorspanningsverloop (centrisch – excentrisch / over hele lengte – gedeelte)
- Voorspanning met aanhechting / Voorspanning zonder aanhechting
- Toe te passen spankracht (eigen gewicht, actieve – neutrale gronddruk)
- Toe te passen betonklasse
- Risico's (benoemen)

Geeft het optimaliseren van de voorgespannen diepwand, voordelen voor Spoorzone Delft?

- Waar is interessant reductie te behalen, welke effect heeft het op vervormingen (dmv. EEM-model, Plaxis)
- Modelleren en fasering
- Technieken en mogelijkheden van verankering voorspanning in diepwand
- Voorspanningsverloop (centrisch – excentrisch / over hele lengte – gedeelte)
- Risicobeheersing, is bij vaststellen onvoorziene effecten nog beheersing mogelijk.

Welke economische effecten heeft het toepassen van voorgespannen diepwanden?

- Wat zijn de economische effecten van voorspanning mbt:
 - Vervorming (zettingen)
 - Anker of stempel afstand
 - Dikte van de diepwand
 - Wapeningspercentage
 - Scheurvorming
- Waar ligt economische omslagpunt tussen toepassen wapening – voorspanning
- Is het economisch gezien een goede keuze om voorspanning toe te passen bij het project Spoorzone Delft

Is het toepassen van voorgespannen diepwanden uitvoeringstechnisch ook mogelijk?

- Aanbrengen en fixeren voorspankabel
- Storten beton
- Aanvoer van voorspankabel en wapeningskorven / prefabricage van wapeningskorven

In het onderzoek zal nu eerst geïnventariseerd en opgesteld worden wat de uitgangspunten van het project Spoorzone Delft worden.

Daarna zal er een modelleren en fasering gemaakt worden voor het project Delft, waarna de effecten op de van en op de diepwand duidelijk worden.

Vervolgens zal er door optimalisatie onderzoek gedaan worden naar de voordelen die voorspanning in de diepwand oplevert. Hierbij worden dmv. EEM-berekening de effecten van voorgespannen diepwanden op de omgeving gemodelleerd, hierbij wordt voornamelijk geldt op de vervormingen. Hier zal ook een stuk onderzoek plaatsvinden naar risicobeheersing van voorgespannen diepwand. Dan zal er gekeken worden naar de economische aspecten van voorgespannen diepwanden. Als laatste zal er ook nog kort onderzoek worden gedaan naar de uitvoeringstechnische zaken.

Afstudeerplanning

Om enig overzicht aan te geven mbt. de tijdsbesteding in dit afstudeerproject, hieronder een globale opgezette afstudeerplanning.

Omschrijving	Tijdsduur	Afrondingsdatum
Inventarisatie project Spoorzone Delft	2 weken	25 maart
Technische effecten voorgespannen diepwanden	8 weken	20 mei
Geeft het optimaliseren van de voorgespannen diepwand voordelen?	10 weken	26 augustus
Economische effecten	4 weken	23 september
Uitvoeringstechnische zaken	2 weken	7 oktober
Afronding verslag	2 weken	21 oktober
Leren voor herkansing	1 week	25 juni – 1 juli
Zomervakantie	3 weken	17 juli – 7 augustus

8. Literatuur

Boeken:

- [1] Bruggeling, Ir. A.S.G. (1953). Voorgespannen beton, Uitgeverij Waltman, Delft
- [2] Centrum voor Ondergronds Bouwen (2000). Handboek ondergronds bouwen, Deel 2 – Bouwen vanaf het maaiveld, Rotterdam
- [3] DHV/TEC/Bentham Crouwel (2006). Eindrapportage fase II: Settlement Risk Assessment, Voor Spoorzone Delft
- [4] DIN 4126
- [5] Federation of Piling Specialists, (1999). The essential guide to the ICE specification for piling and embedded retaining walls, Telford, London
- [6] Hajnal, I. (1984). Construction of diaphragm walls, A Willy-Interscience Publication, Boedapest
- [7] Libby, James R. (1990). Modern prestressed concrete design principles and construction methods, Van Nostrand Reinhold, London
- [8] Ou, Chang-Yu. (2006). Deep Excavation: Theory and Practice, Taylor and Francis, London
- [9] Paul, Davids B. (1992). Slurry wall: design, construction, and quality control, ASTM, Philadelphia
- [10] Puller, Malcolm (2003). Deep Excavation: a practical manual, Telford, London
- [11] Stichting PAO (2001). Damwandconstructies en bouwputten: Pao cursus, PAO, Delft
- [12] Walraven, Prof. dr. ir. J.C. (2006). Prestressed Concrete, TUD, Delft
- [13] Xanthakos, Petros P. (1994). Slurry walls as structural systems, US, McGraw-Hill

Sites:

<http://www.franki-grondtechnieken.com/pagina/technieken/technieken.htm>

<http://www.dywidag-systems.com/en/products/post-tensioning/bonded-strand-pt-system/anchorages/loop-anchorage.html>

<http://www.noordzuidlijn.nl/live/bijlagen/noordzuidlijn/documenten/2008/presentatie%20deltares.pdf>

<http://www.prorail.nl/SiteCollectionDocuments/Publiek/Doc/Publieksinformatie/Delft060707.pdf>

<http://www.spanstaal.nl/>

<http://www.tensacciai.it/index.php?page=downloads>

<http://www.vakbladgeotechniek.nl/downloads/geotechniek-nr1-jaargang11/nr1-jr11-Uitvoering-van-een-bouwput-met-SCB-wanden-in-het-centrum-van-Tilburg.pdf>

<http://www.vakbladgeotechniek.nl/downloads/geotechniek-nr1-jaargang11/nr1-jr11-Waterdichtheid-van-diepwanden.pdf>

<http://www.vakbladgeotechniek.nl/downloads/geotechniek-nr4-jaargang12/nr4-jr12-Geotechniek-Dynamische-belastingen-door-treinen-op-openstaande-diepwandsleuf.pdf>

www.wikipedia.nl

Bijlage C

Definitie afstudeeronderzoek

C.1 Bouwmethoden en keerconstructies

Zoals uit het literatuuronderzoek blijkt zijn er een aantal verschillende bouwmethoden. Door middel van een afweging zal er gekomen worden tot een toe te passen bouwmethode en keerconstructie. Als eerste zal er een kort beoordeling gegeven worden per bouwmethode voor de toe passing binnen het project "Spoorzone Delft". Deze zullen geplaatst worden naast de geschetste problematiek en de ontwerpfilosofie. Van daaruit zal een afweging plaatsvinden van de bouwmethode en keerconstructie.

Beoordeling bouwmethode:

Bouwput

Het toepassen van een bouwput is uitvoeringstechnisch voor project Delft onmogelijk. Door de benodigde taluds is er zeer veel ruimte nodig, wat in Delft niet aanwezig is. Tevens zal er een grondwaterstandverlaging moeten plaatsvinden wat tot grote problemen zal leiden. Hierdoor wordt deze mogelijkheid dus uitgesloten.

Pneumatische caisson

Het pneumatische caisson is qua ruimtegebruik te vergelijken met een bouwkuip, hierbij wordt er echter bovengronds gebouwd. Omdat er op zeer korte afstand van belendingen gebouwd moet worden, is deze methode ook niet toe te passen. Er is dan namelijk onvoldoende ruimte voor bekistingen en materieel. Tevens vormen de aansluitingen tussen de caissonmoten een specialistische aanpak om deze op een goede manier met elkaar te verbinden.

Deze methode is op de locatie Delft niet gewenst, mede vanwege het doorgaande verkeer op maaiveldniveau.

Boortunnel

Het toepassen van een boortunnel zou de aanpassing van het gehele ontwerp tot gevolg hebben. De aanlegdiepte zou dieper moeten worden waardoor de tunnel ook langer wordt en het station ook dieper komt te liggen. Verder zijn er risico's op zakkingen van het maaiveld, welke niet gewenst zijn. Een ander probleem kunnen mogelijk de funderingspalen zijn van het huidige spoorviaduct.

Dit is als niet haalbaar beoordeeld voor het project in Delft.

Bouwkuip

De bouwkuip is een veel toegepaste bouwmethode in stedelijk gebied. In vergelijking met de bouwput wordt er ruimte bespaard, welke in stedelijk gebied kostbaar is. Tevens is het goed mogelijk om de vervormingen te beperken en grondwaterstanden te beheersen. (fig. C.1.1)

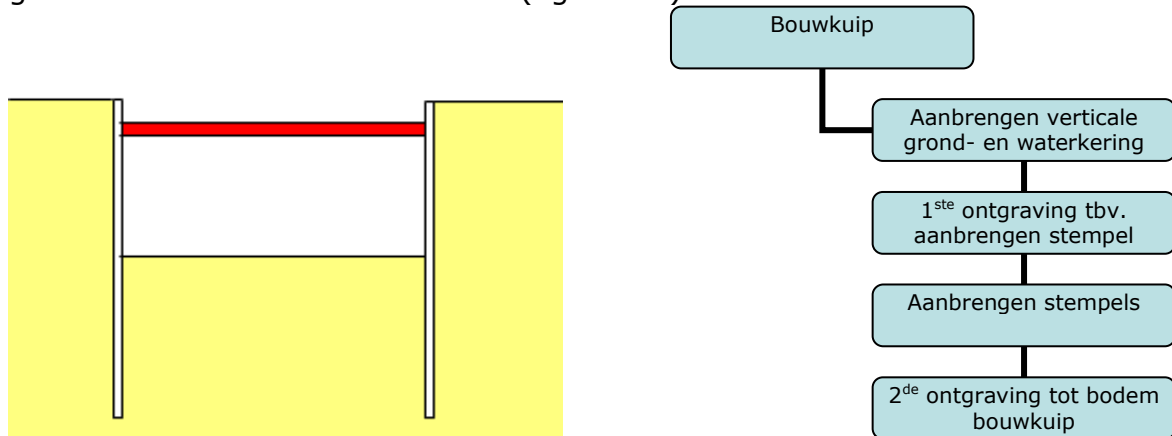


Fig.C.1.1 Schema bouwvolgorde bouwkuip toepassing

Wandendakmethode

Deze methode wordt voornamelijk toegepast in dicht stedelijk gebied. Door de beperkte ruimtegebruik en door het snel kunnen herstellen van de infrastructuur op maaiveld niveau heeft dit grote voorkeur in druk stedelijk gebied. Ook is het goed mogelijk om vervormingsbeperkende maatregelen toe te passen. (fig. C.1.2)

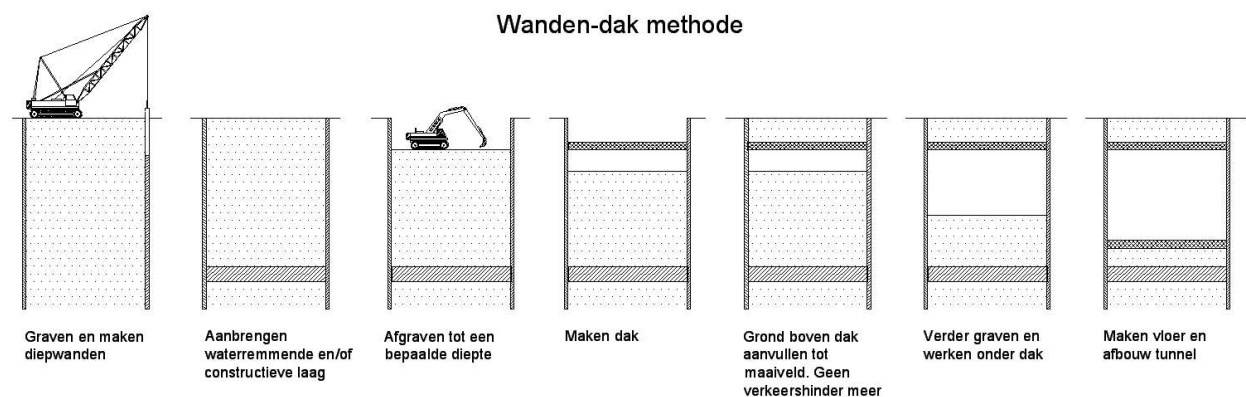


Fig. C.1.2 Schema bouwvolgorde wanden-dak methode

Vanuit de geschetste problematiek en de ontwerp filosofie kunnen de volgende uitgangspunten genoemd worden die aan de bouwmethode gesteld worden:

- Beperken van overlast met betrekking tot trillingen, geluid en zettingen bij uitvoering
- Beperken van verkeershinder tijdens uitvoering

Aan deze uitgangspunten kan het best worden voldaan door middel van het toepassen van de wandendakmethode. Voor het project Spoorzone Delft wordt de wandendakmethode dan ook als basis bouwmethode gekozen.

Keerconstructie

Vanuit de uitgangspunten, en dan voornamelijk de eerste, wordt als basis keerconstructie gekozen voor een betonnen diepwand, mede omdat stalen damwand ook niet wenselijk zijn vanwege zwerfstroom vanuit het spoor.

Vanuit de project situatie zijn er enkele locatie waar het niet mogelijk is om diepwanden toe te passen. Als eerste moet de huidige singel gekruist worden met de tunnel. Omdat deze singel niet gedempt mag worden kan hier zeer moeilijk een diepwand worden toegepast. Tevens bevindt deze locatie zich buiten het gebied wat verkeersoverlast veroorzaakt en binnen de invloedssferen van de constructie bevinden zich geen kritische belendingen. Er wordt voor deze locatie dan ook gekozen om de open bouwkuip als bouwmethode te gebruiken met een keerconstructie door middel van damwanden. Verder wordt deze methode ook bij de beide toeritten toegepast om dat hier geen dak meer noodzakelijk is en er geen kritische panden meer binnen de invloedssferen van de constructie liggen.

In het verdere onderzoek zal uitgegaan worden van de basis bouwmethode, de wandendakmethode, en de basis keerconstructie, diepwanden.

Bijlage D

Uitgangspunten en randvoorwaarden

D Uitgangspunten en randvoorwaarden

De basis uitgangspunten en de randvoorwaarden voor de ontwerpen zullen in het onderstaande gedeelte uitgewerkt worden. Specifieke uitgangspunten zullen per onderwerp vastgesteld worden.

D.1 Geometrie dwarsdoorsnede

De geometrie van de tunneldwarsdoorsnede is over het gehele tracé ongeveer gelijk, uitgezonderd het station. Het is voornamelijk de geometrie van de omgeving welke bepalend is voor de beschouwde dwarsdoorsnede.

Om de locaties te bepalen waar beperkende maatregelen tegen vervormingen noodzakelijk zijn, zijn er verschillende factoren van belang. Voor het bepalen van de locatie binnen dit project zijn de volgende 2 factoren bepalend.

- De minimale afstand van de diepwand tot de belending;
- De zettingsgevoeligheid van de panden.

Ook grondopbouw en grondwaterstanden hebben hun invloed op de locatie bepaling, binnen het project zijn deze echter te beperkt variërend om een bepalende factor te zijn.

Met behulp van deze 2 factoren kunnen de locaties bepaald worden waar beperkende maatregelen tegen vervorming noodzakelijk zijn. In figuur D.1.1 zijn de vervormingscriteria aangegeven door middel van kleuren. Met de dikke zwarte lijnen worden de locaties aangegeven waar vervormingsbeperkende maatregelen noodzakelijk zijn.

Vanuit deze benadering is één locatie vastgesteld voor het referentie onderzoek. Vanuit de geschetste factoren is de kritieke locatie bepaald waarop de uitgangspunten voor de vervormingsberekening bepaald worden.

In figuur D.1.1 zijn er 4 rode panden weergegeven welke kritisch zijn. Wanneer dan de afstand tussen gebouw en diepwand van deze rode panden bepaald wordt, blijkt het gebouw van Phoenixstraat 30 (metrering 68.980) het dichtst bij de diepwand te staan. Naar verwachting zal dit gebouw dus de meeste zettings- en vervormingshinder ondervinden.

De gegevens en parameters van deze locatie zullen als uitgangspunt dienen voor de berekening van de vervormingen.

De betreffende doorsnede van de locatie bij Phoenixstraat 30 is weergegeven in figuur D.1.2.

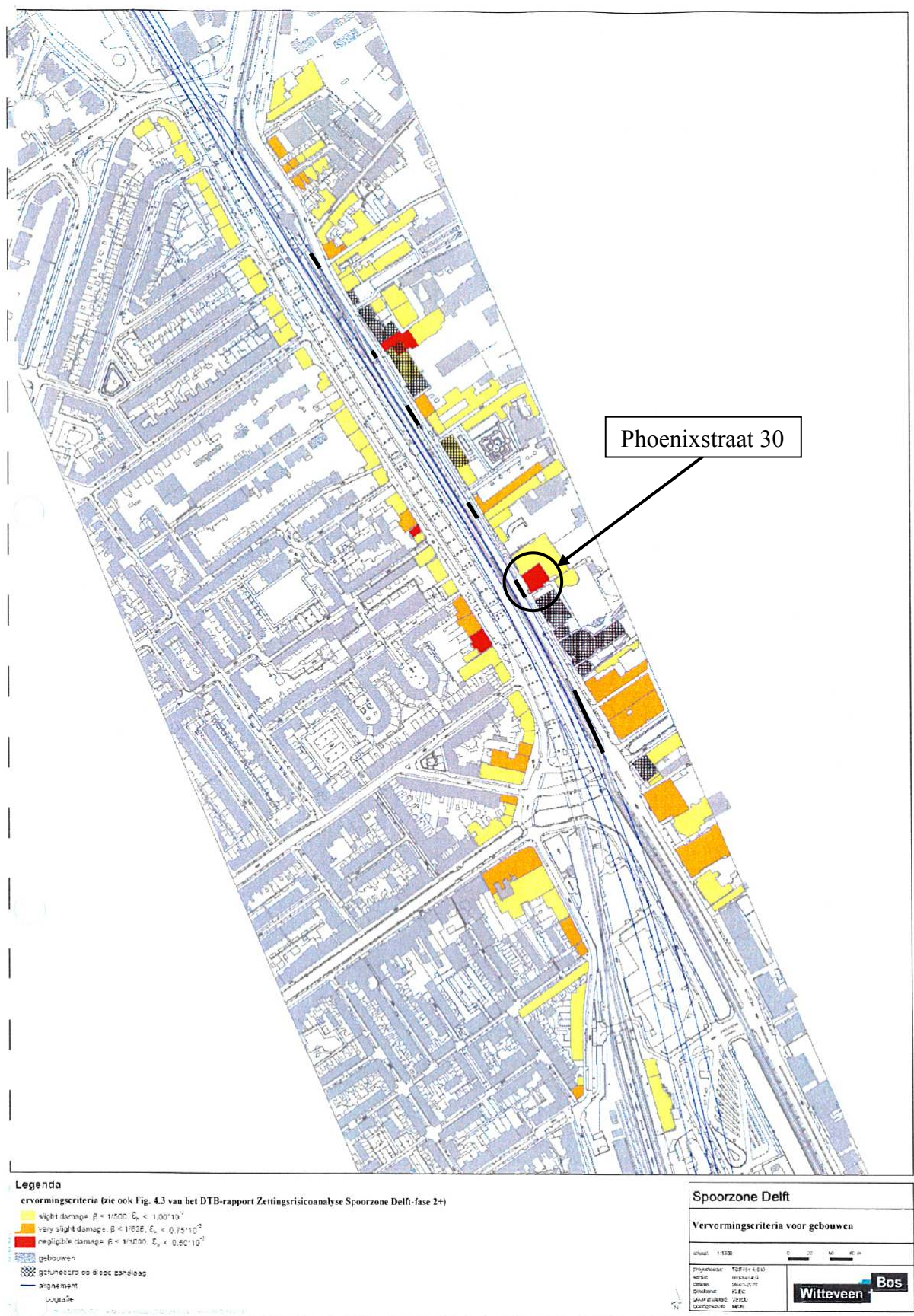


Fig. D.1.1 locatie beschouwde doorsnede

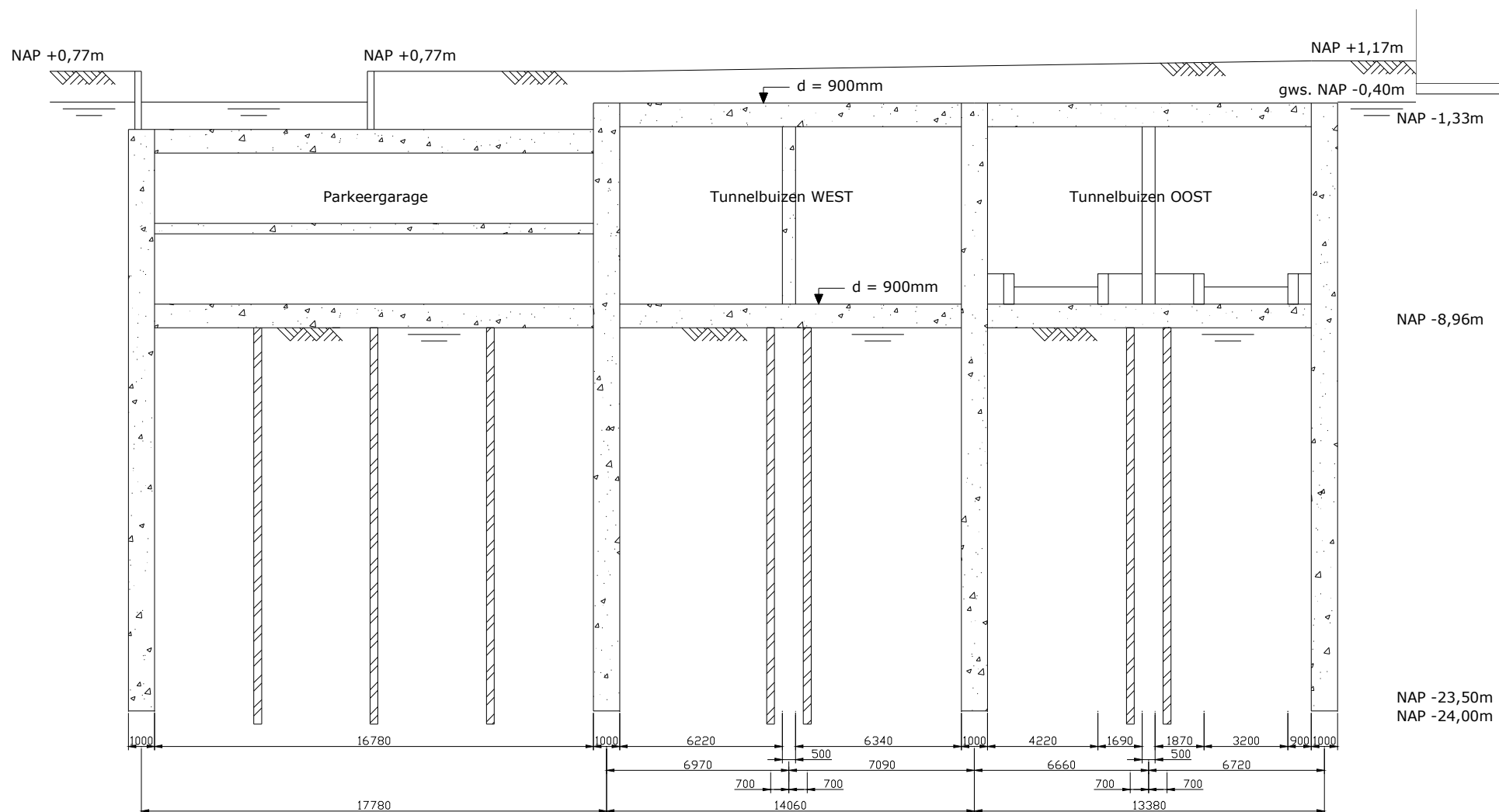


Fig. D.1.2 Geometrie parkeergarage en tunnelbuizen tpv. Phoenixstraat 30

D.2 Bouwveiligheid

De tunnelconstructie dient te voldoen aan wettelijke bepalingen, het bouwbesluit en aanvullende eisen van de opdrachtgever Prorail.

De van toepassing zijnde voorschriften en richtlijnen zijn weergegeven in tabel D.2.1 en tabel D.2.2.

Nummer	NEN normen	Versie	Datum
NEN 3868	Voorspanstaal		dec 2001
NEN 6700	Technische grondslagen voor bouwconstructies	1ste druk	april 1991
NEN 6700/A1	wijzigingsblad A1		mei 1997
NEN 6702	Technische grondslagen voor bouwconstructies - TGB 1990 - Belastingen en vervormingenn		aug 2007
NEN 6702/C1	correctieblad C1		sept 2007
NEN 6706	Technische grondslagen voor bouwconstructies - TGB 1990 - Verkeersbelastingen op bruggen		april 2007
NEN 6720	Voorschriften Beton; Constructieve eisen en rekenmethoden (VBC 1995)	2de druk	sep 1995
NEN 6720/A3	wijzigingsblad A3		juli 2004
NEN 6722	Voorschriften Beton; Uitvoering		dec 2002
NEN 6723	Voorschriften Beton; Bruggen (VBB 1995); Constructieve eisen en rekenmethoden	1ste druk	juli 1995
NEN 6723/A1	wijzigingsblad A1		mei 2003
NEN 6770	Staalconstructies TGB 1990; Basiseisen en basisregels voor overwegend statisch belaste constructies	2ste druk	mei 1997
NEN 6770/A1	wijzigingsblad A1		dec 2001
NEN 6786	Voorschriften voor het ontwerpen van beweegbare bruggen (VOBB)		okt 2001
NEN 6786/A1	wijzigingsblad A1		okt 2002

Tabel D.2.1 Van toepassing zijnde NEN-normen

Nummer	CUR-richtlijnen	Versie	Datum
CUR 76	Rekenregels voor diepwanden		2001
CUR 166	Damwandconstructies		2005

Tabel D.2.2 Van toepassing zijnde CUR-richtlijnen

D.3 Kwaliteitsclassificatie

Voor aanbrengen diepwanden (t_0)



D.4 Schematisatie geologische grondopbouw

Voor ondergronds bouwen is het van groot belang om de plaatselijke grondopbouw en grondwaterstanden te kennen. Dit is gebeurd via grondonderzoek door middel van grondboringen, sonderingen en peilbuis waarnemingen. De grondopbouw in Delft wordt gekenmerkt door de diverse sedimentaties uit de afgelopen eeuwen. Vanaf het Pleistoceen zal een kort historisch overzicht gegeven worden van de sedimentaties die hebben plaats gevonden en welke terug te vinden zijn in de grondopbouw.

Geologische grondopbouw

Ongeveer 10.000 jaar geleden lag het landoppervlak van Delft ongeveer 17 meter lagen dan nu, het maaiveld bevond zich toen op de kleilaag van het Pleistoceen.

Omstreeks die tijd eindigde het ijstijdvak, genaamd Pleistoceen, en begon het Holocene dat nog steeds voortduurt. Gedurende de laatste periode van het Pleistoceen lag het grondgebied van Delft aan de noordzijde van een brede riviervlakte die geheel midden Nederland bestreek. In deze vlakte werd door rivieren van het zogenaamde verwilderde of vlechtende type een dik pakket grindhoudende zanden aangevoerd, dat gerekend wordt tot de Formatie van Kreftenheye.

Door de klimaatsverbetering die op de overgang Pleistoceen/Holocene inzette, begon de landijskap te smelten met als gevolg dat de zeespiegel begon te stijgen. Voor de rivieren had dit in het gebied tot gevolg dat ze zich gingen insnijden, waardoor vrij diepe en soms brede rivierdalen ontstonden. Slechts bij zeer hoge vloed traden de rivieren buiten hun dal waarbij iedere keer een laagje klei werd afgezet.

Onder invloed van de zeespiegelstijging steeg ook de grondwaterspiegel. Als gevolg van deze vernatting van het landoppervlak en het inmiddels mildere klimaat begon zich op grote schaal veen te ontwikkelen. Deze veenlaag wordt Basisveen genoemd en behoort tot de Westland Formatie. In West-Nederland komt deze veenlaag vrijwel overal voor.

Rond 7500 jaar geleden verdronk hier het Basisveen waarna afzetting van zand en klei op gang kwam. Door de stuwende werking van de oprukkende zee traden de rivieren veelvuldig buiten hun oevers en zetten hier nog een circa 2 meter dik pakket van al dan niet zandige klei. Deze rivierafzettingen worden gerekend tot de Afzetting van Gorkum.

Hierna nam de zee bezit van het Delftse en werden alleen nog maar mariene afzettingen gevormd. Het gebied kwam toen sterk overeen met de huidige wadden. Tussen de door de branding opgeworpen strandwallen werd via geulen een dik pakket sedimenten aangevoerd. Dit pakket werd 5000 jaar geleden steeds verder in landwaartse richting afgezet. Via de geulen zelf kwam voornamelijk slibhoudend zand tot afzetting, er naast klei.

Ruim 5000 jaar geleden trad er een vertraging op in de zeespiegelstijging. Dit had tot gevolg dat de kust zich in westelijke richting begon uit te bouwen en dat de kustlijn geleidelijk aan begon te sluiten. Dit alles leidde er toe dat het gebied verlandde waarna op grote schaal veenvorming plaatsvond dat circa 4000 jaar geleden zijn optimum bereikte. De zandige en kleiige afzetting behoren tot de Afzettingen van Calais, de venen in en aan de top van deze afzetting tot het Hollandveen.

Bij Delft kwam er pas zo'n 500 jaar voor de jaartelling een einde aan de veengroei. Rond die tijd brak er vanuit de Maasmonding een geul (Oude Delft)

door. De door deze geul aangevoerde afzetting kenmerkt zich door sedimentatie van de zanden in de geulen en de kleien er buiten. Wat opvalt aan deze afzettingen is, dat geulen het onderliggende veen wel aangetast, maar vrijwel nergens geheel hebben geërodeerd. Rond de jaartelling kwam aan deze geulactiviteit een eind. Deze afzettingen worden gerekend tot de Afzettingen van Duinkerke en maken deel uit van de Westland Formatie.

Sinds de jaartelling zijn hier dus geen afzettingen meer gevormd in tegenstelling tot de gebieden ten zuiden en noorden van Delft waar vanuit resp. Maas- en Rijnmond nog tot aan de bedijking (12^e eeuw) sedimentatie plaatsvond. Mogelijk mede hierdoor was Delft al sinds de Romeinse Tijd in trek als woonplaats.

Uit historisch onderzoek en de grondonderzoeken fase 1 en fase 2, uitgevoerd door Fugro, zijn door GeoDelft verschillende grondlagen onderscheiden, zoals in het voorgaande omschreven, en in tabel D.4.1 zijn weergegeven. Voor het project "Spoorzone Delft" wordt uitgegaan van deze naamgeving en codering.

Laag-code	Beschrijving	Type afzetting	Formatie	Geologisch tijdperk
0A	Hoofdzakelijk zand, vaak met puin	Antropogene gronden	Antropogene gronden	Holoceen
OB	Hoofdzakelijk klei, vaak met puin			
1	Klei, siltig, vaak zandig, plaatselijk humeus	Afzettingen van Duinkerke	Westland Formatie	
3A	Zand met veel kleilaagjes			
3	Zand, vaak kleiig en/of met kleilaagjes			
4	Veen, plaatselijk kleiig	Hollandveen		
6	Klei, siltig, plaatselijk zandig en/of met zandlaagjes	Afzettingen van Calais		
7	Klei met veel zandlaagjes			
6-8	Klei, zandig tot zand kleiig			
8	Zand, vaak kleiig, plaatselijk met veel kleilaagjes			
16	Klei, siltig, plaatselijk zandig en/of met zandlaagjes	Afzettingen van Gorkum		
16-18	Klei, zandig tot zand, kleiig			
18	Zand, vaak kleiig, plaatselijk met veel kleilaagjes			
9	Veen	Basisveen		
31	Klei, siltig en zandig		Formatie van Kreftenheye	Pleistoceen
31-32	Klei, zandig tot zand, kleiig			
32	Zand, de eerste meters fijn tot middel, daaronder grof tot grindig			
37A	Klei, siltig en zandig			
37B	Zand, siltig			
			Formatie van Kedichem/ Tegelen	

Tabel D.4.1 Laagcodering en beschrijving

Hierbij is ook een geotechnisch profiel samengesteld door GeoDelft, waarvan een gedeelte ook weergegeven is in fig. 4.4.1. De gebruikte codering komt overeen met de weergaven in tabel D.4.1.

Vanuit de geotechnische lengteprofielen is te zien dat de bovenzijde van de draagkrachtige laag voor het funderen van de spoortunnel, het Pleistoceen zandpakket, over het gehele project rond de NAP -20,0 m zit.

Uit archiefonderzoek blijkt dat de omliggende belendingen hoofdzakelijk op staal zijn gefundeerd. Meestal zit er onder de bebouwing een kelder waardoor de fundering ongeveer op 2 meter onder maaiveld zit. De nieuwere bebouwing is gefundeerd op palen welke staan in de draagkrachtige laag van het Pleistoceen.

Vanuit het grondonderzoek zijn verschillende grondparameters bepaald, namelijk: hoge, gemiddelde en lage. In de ontwerpen zijn de gemiddelde grondparameters gebruikt. In hst. 7.2 is onderzoek gedaan naar de gevoeligheid van deze parameters.

De weergegeven grondparameters zijn de gemiddelde waarden welke gelden voor 'grenstoestand 2' (gebruikstoestand).

Toetsing van de bezwijktoestand vindt plaats in 'grenstoestand 1', hiervoor gelden echter andere parameters volgens de CUR 166.

Laag-code	Beschrijving	$\gamma_{\text{gem}}/\gamma_{\text{sat;gem}}$ [kN/m ³]	$\phi'_{2\%}$ [°]	$c'_{2\%}$ [kPa]	OCR [-]	R_{inter} [-]
0A	Hoofdzakelijk zand, vaak met puin	18,4/19,4	30	0,0	1,3	0,67
0B	Hoofdzakelijk klei, vaak met puin	16,6/17,5	25,0	8,7	1,5	0,67
1	klei, siltig, vaak zandig, plaatselijk humeus	16,6/17,5	25,0	8,7	1,5	0,67
3	zand, met veel kleilaagjes	18,4/19,4	30	0,0	1,3	0,67
4	veen, plaatselijk kleiig	11,6/11,6	18,5	5,0	1,3	0,50
6	klei, siltig, plaatselijk zandig en/of met zandlaagjes	16,2/17,0	25,0	7,5	1,4	0,67
6-8	klei, zandig tot zand, kleiig	17,3/19,1	30,0	1,0	1,4	0,67
8	zand, vaak kleiig, plaatselijk veel kleilaagjes	17,8/18,7	32,5	0,0	1,6	0,67
9	Veen	11,6/11,6	18,5	5,0	1,5	0,50
16	Klei, siltig, plaatselijk zandig en/of met zandlaagjes	16,8/18,2	22,5	5,0	1,5	0,67
16-18	Klei, zandig tot zand, kleiig	17,8/19,0	30,0	1,0	1,4	0,67
31	klei, siltig en zandig	16,6/17,1	22,5	5,0	1,4	0,67
32	zand, eerste meters fijn tot middel, daaronder grof tot grindig	19,1/19,6	35,0	0,0	1,4	0,67
37A	Klei, laag van Kedichem	19,5/19,5	30,9	16,1	1,4	0,67
$\gamma_{\text{nat;gem}}$	gemiddeld volumegewicht van grond bij natuurlijk vochtgehalte					
$\gamma_{\text{sat;gem}}$	gemiddeld volumegewicht van verzadigde grond					
$\phi'_{2\%}$	effectieve hoek van inwendige wrijving bij 2% rekniveau					
$c'_{2\%}$	effectieve cohesie bij 2% rekniveau					
OCR	overconsolidation ratio					
R_{inter}	reductiefactor interface (wandwrijvingshoek)					

Tabel D.4.2 Gemiddelde grondparameters

D.5 Schematisatie grondwaterstanden / stijghoogten

De grondwaterstanden / stijghoogten worden op dit moment in Delft gedomineerd door de grondwateronttrekking van DSM. In de situatie zoals hier onder weergegeven vond er een gemiddelde onttrekking van 13 miljoen m³ per jaar plaats. In de huidige situatie heeft DSM een vergunning van 5 miljoen m³ per jaar, met deze onttrekking moet ook rekening gehouden worden in de realisatiefase. Tevens zal er in de eindfase ook rekening gehouden moeten worden met de situatie die ontstaat na stopzetten van deze bemaling.

Vanuit het rapport van GeoDelft is de onderstaande (Tabel D.5.1) grondopbouw met de daar uit volgende geohydrologische laagopbouw gemaakt. Aan de hand hiervan is er een opdeling gemaakt in 5 geohydrologische modellagen. Per modellaag is de stijghoogte over het gehele project bepaald.

Stratigr. nummer	Grondsoort benaming	Globale diepte laagscheiding [m – NAP]	Geohydr. modellaag	Geohydr. aanduiding
OA/3	Antropogene ophooglaag	+2 / -2	1	Freatische laag
OB/1	Kleilaagjes (Afzettingen van Duinkerke)	0 / -4		Weerstandslaag
1/3	Zand kleiig (Afzettingen van Duinkerke)	-4 / -5	2	Bovenste tussenzandlaag
4/6	Hollandveen/ klei (Afzettingen van Calais)	-5 / -6		Weerstandslaag
6-8/8	Zand kleiig (Afzettingen van Calais)	-6 / -10	3	Tussenzandlaag
4/6	Hollandveen/klei (Afzettingen van Calais)	-10 / -11		Weerstandslaag
8-18	Kleiig zand (Afzettingen van Calais & Gorkum)	-10 / -15	3	Tussenzandlaag
4/6/9/31	Hollandveen/klei/ Basisveen/klei	-15 / -17		Weerstandslaag
32	Fijn zand (Twente Formatie)	-17 / -18	4	Diepe tussenzandlaag
31	Siltige klei (Kreftenheije Formatie)	-17 / -18		Weerstandslaag
32	Matig fijn/grof zand (Kreftenheije Formatie)	> -18	5	Eerste watervoerende pakket

Tabel D.5.1 geohydrologische laag opbouw

De bepaalde grondwaterstanden / stijghoogten in de modellagen zijn weergegeven in de onderstaande tabel en figuren. Hierbij is er rekening gehouden met een gemiddelde onttrekking van 13 miljoen m³ door DSM. De gegevens zijn gebaseerd op waarnemingen in de periode van oktober 2002 tot november 2004.

- Modellaag 5 in Fig. D.5.1; stijghoogte eerste watervoerende pakket (pleistoceen zand)
- Modellaag 4 in Fig. D.5.2; stijghoogte diepe tussenzandlaag
- Modellaag 3 in Fig. D.5.3; stijghoogte tussenzandlaag
- Modellaag 2 in Fig. D.5.4; stijghoogte bovenste tussenzandlaag
- Modellaag 1 in Tabel D.5.2; is de freatische laag en heeft een grondwaterstand van NAP -0,40 meter over het gehele project, met uitzondering van de toeritten die zich in een poldergebied bevinden.

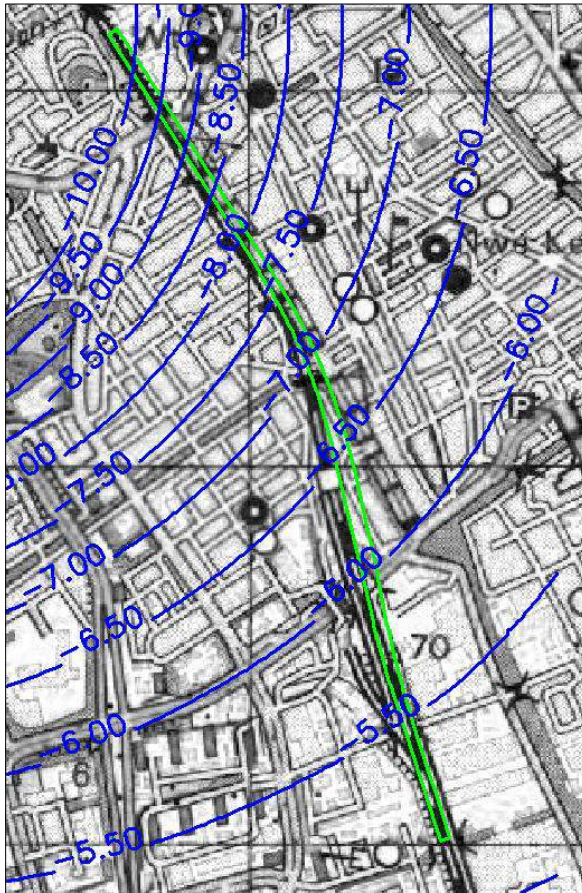


Fig. D.5.1 stijghoogte eerste watervoerende pakket

In dit figuur is duidelijk te zien dat linksboven DSM het onttrekkingspunt heeft. Hier is namelijk een zeer lage stijghoogte gemeten. De stijghoogte lijnen, isohypsen, zijn regelmatig verdeeld wat er op wijst dat er horizontaal geen waterafsluitende laag / obstakel is.



Fig. D.5.2 stijghoogte diepe tussenzandlaag

Wanneer modellaag 4 en 5 vergeleken worden, blijken de stijghoogte verschillen minimaal te zijn. Dit wijst er op dat er tussen deze modellagen geen doorgaande waterremmende laag zit. In feite kunnen deze modellagen met betrekking tot de stijghoogte als 1 modellaag gezien worden.



Fig.D.5.3 stijghoogte tussenzandlaag

De stijghoogten in modellaag 3 laten duidelijk een verhoging zien. Dit duidt er op dat er een waterremmende laag aanwezig is tussen modellaag 3 en 4. Deze wordt gevormd door het basisveen en functioneert als waterafsluitende laag van de bouwkuip.

Een opmerkelijk verschil met modellaag 4 zijn ook de stijghoogte lijnen. Deze lopen niet meer regelmatig, maar hebben een grillig karakter. Dit duidt waarschijnlijk op natuurlijke waterremmende lagen in de horizontale grondopbouw, ook is het mogelijk dat er een kunstmatige waterremmende laag aanwezig is ter plaatse en in het verlengde van de Phoenixstraat.

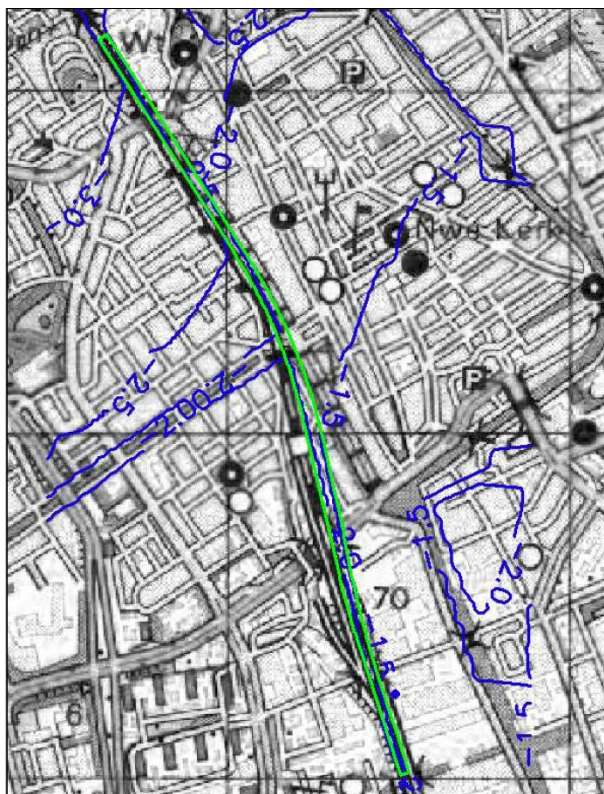


Fig. D.5.4 stijghoogte bovenste tussenzandlaag

Ook de stijghoogten in deze modellaag laten een duidelijke stijging zien tov. Modellaag 3. Dit ontstaat mogelijk door de aanwezigheid van een waterremmende laag tussen modellaag 2 en 3.

Ook hier zijn de zeer onregelmatige stijghoogte lijnen te zien, deze zullen waarschijnlijk de zelfde oorzaak hebben al bij modellaag 3.

Voor modellaag 1, het freatische peil, is te onderscheiden in 3 locaties, namelijk het boezempeil in de grachten, het polderpeil toerit noord en het polderpeil toerit zuid, zie tabel D.5.2

Locatie	Peil tov. NAP
Polderpeil toerit noord	-1,00 m
Boezempeil	-0,40 m
Polderpeil toerit zuid	-1,20 m

Tabel D.5.2 freatisch grondwaterpeil

Terug kijkend naar de onderscheiden modellagen kunnen deze, gekeken naar de stijghoogten en de grondopbouw, terug gebracht worden naar 3 modellagen. Hierbij is al eerste de freatische laag waar modellaag 1 en 2 van toepassing is, vervolgens de tussenzandlaag voor modellaag 3 en voor de pleistoceen laag de modellaag 4 en 5. Deze opdeling van 3 lagen zal ook in het verdere ontwerp gebruikt worden.

Het ontwerp moet voor de gebruiksfase ook gedimensioneerd worden op het stoppen van grondwateronttrekking van DSM. De te verwachten grondwaterstanden en stijghoogten na stopzetten van de onttrekking door DSM zijn berekend door Geodelft met behulp van een grondwatermodel. Nadere uitwerking van de grondwaterhoogten en stijghoogten zullen, door middel van peilbuismetingen, plaatsvinden in de uitgangspunten voor de ontwerpberekeningen.

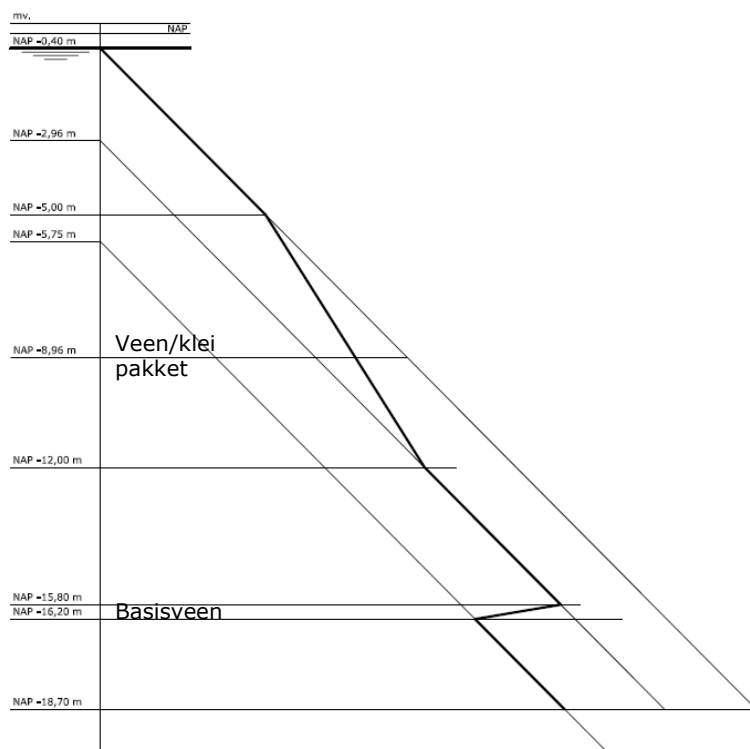


Fig. D.5.5 hoge stijghoogten met DSM

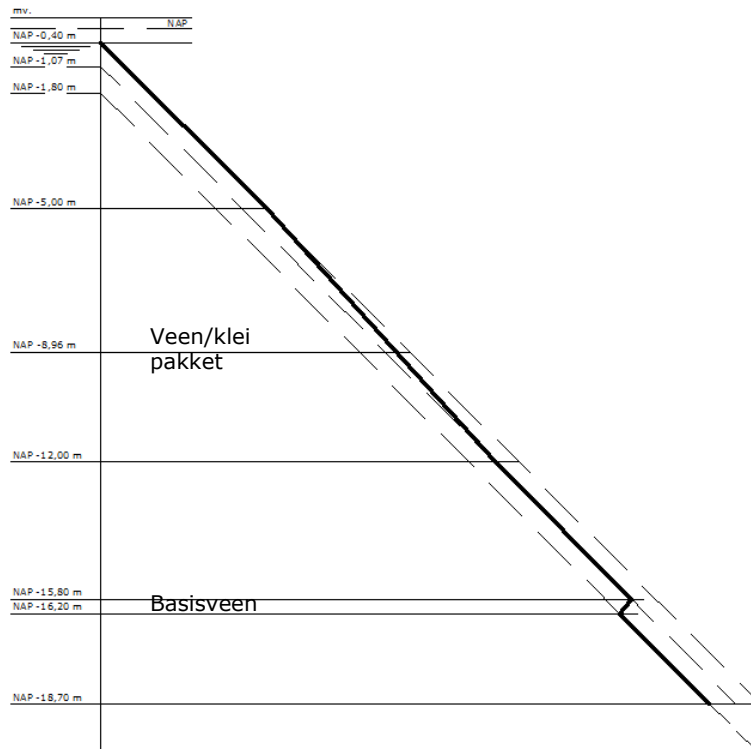


Fig. D.5.6 hoge stijghoogten zonder DSM

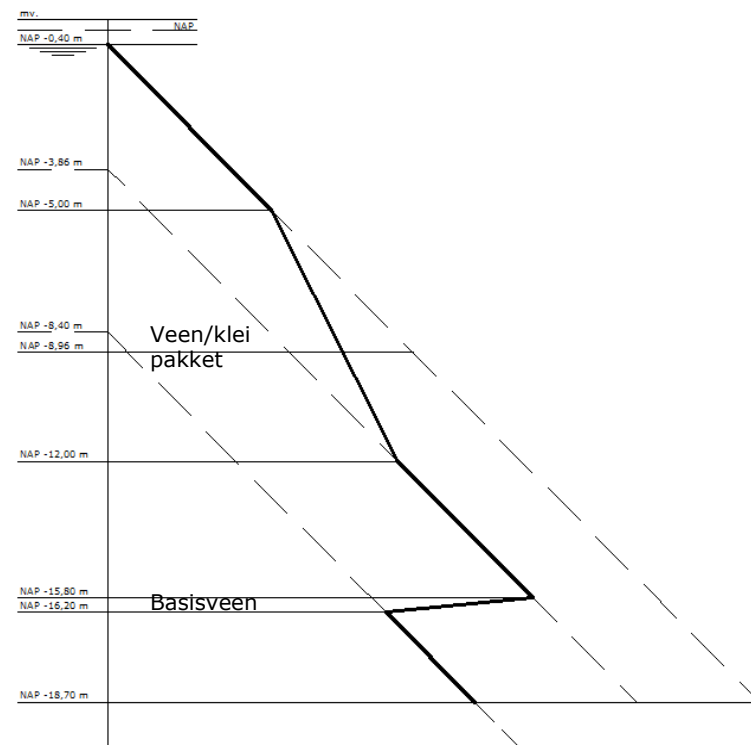


Fig.D.5.7 lage stijghoogten met DSM

	Hoge met DSM	Hoge zonder DSM	Lage met DSM
Freatische	NAP -0,40m	NAP -0,40m	NAP -0,40m
Tussenzandlaag	NAP -2,96m	NAP -1,07	NAP -3,86m
1 ^{ste} watervoerende pakket	NAP -5,75m	NAP -1,80	NAP -8,40m

Tabel D.5.3 Stijghoogten

D.6 Materiaaleigenschappen

In het onderstaande gedeelte worden de materiaaleigenschappen toegelicht en uitgewerkt.

Elasticiteitsmodules

Voor de elasticiteitsmodulus zijn 2 situaties te onderscheiden. Een E-modulus voor een ongescheurde betondoorsnede en een E-modulus voor een gescheurde betondoorsnede. Welke situatie van toepassing is op het constructie onderdeel is afhankelijk van het toelaatbare scheurmoment en het optredende moment. Wanneer het optredende moment groter is dan het toelaatbare scheurmoment ontstaat er een gescheurde doorsnede. Is dit niet het geval dan is er sprake van een ongescheurde doorsnede.

Voor een ongescheurde doorsnede is de E-modulus bepaald volgens de NEN 6720 art 6.1. Hier uit volgt een E-modulus van 28500 N/mm² bij een betonsterkte klasse van C20/25.

De bepaling van de E-modulus bij een gescheurde doorsnede is niet eenduidig te bepalen. Zo is de E-modulus te bepalen via een MNK-diagram, via tabel 15 van de NEN 6720 en via art. 7.7.2.1 van de NEN 6720.

Voor een basis diepwand is het MNK-diagram bepaald, welke vergelijkbaar is met de ontwerpdoorsnede (zie samenvatting MNK-diagram)

Uit het MNK-diagram volgt een E-modulus van 7200 N/mm², welke maar een kwart is van de ongescheurde E-modulus

Wanneer de E-modulus bepaald wordt via de NEN 6720 tabel 15 voor de beton sterkteklasse C20/25 geldt:

$$E_f = 2500 * 5500 * \omega_0 \geq 3600 \frac{N}{mm^2}$$

Voor de ω_0 wordt een waarde aangenomen van 1%. Dit is een eerste inschatting, bij de berekening zal dus gecontroleerd moeten worden of deze voldoet.

$$E_f = 2500 * 5500 * 1,0 = 8000 \frac{N}{mm^2} \geq 3600 \frac{N}{mm^2}$$

Een andere mogelijkheid is om de E-modulus te bepalen via de NEN 6720 art. 7.7.2.1. Hierbij wordt de volgende formule gegeven:

$$E_f = \frac{1}{3} * 10^3 * f_{ck}' = \frac{1}{3} * 10^3 * 25 = 8333 \frac{N}{mm^2}$$

Van uit deze verschillende benaderingen van de E-modulus, wordt bij een gescheurde doorsnede gekozen voor een E-modulus van 8000 N/mm².

Samenvatting MNK-diagram

Project : Tunnel en Station Delft

Opgesteld : Jan van Staalduinen

Onderdeel : diepwanden Voorbeeldberekening

Gecontroleerd :

Berekening buigstijfheid m.b.v. MNK-diagram (verhinderde vervorming in combinatie met uitwendige belasting)

Uitgangspunten berekening:

- * De buigstijfheid wordt berekend met behulp van het MNK-diagram en geschiedt overeenkomstig de VBC:NEN6720 en doc.:Betonconstructies onder temperatuur- en Krimpvervormingen, Theorie en Praktijk door Braam, van Breugel, van der Veen, en Walraven, zie [1] Literatuur.
- * De optredende normaal(trek)kracht wordt veroorzaakt door voornamelijk permanente belasting, die in de berekening als een constante uitwendige kracht wordt aangehouden. De normaalkracht mag niet gelijk zijn aan 0 kN.
- * De vervorming is een onmiddellijk optredende vervorming ten gevolge van een permanente belasting. Daarom wordt het MNK-diagram bepaald voor een lang durende belasting.
- * De rekenwaarde van de elasticiteitsmodulus van het beton geldt dus voor een langdurende belasting, waarbij de invloed van de wisselende belasting van de variabele belastingen in rekening wordt gebracht overeenkomstig Kaminski [1]. De invloed van de kruip is hierbij niet in rekening gebracht. (invloed tijdens de bouwphase is gering)
- * Voor het bezwijkdraagvermogen wordt de toets voor buiging bepaald bij de normaalkracht in de UGT. Hierbij worden de materiaalfactoren in rekening gebracht volgens art 6.1 en 6.2.

Materiaal gegevens volgens NEN 6720:

Betonkwaliteit C20/25:	$f_{ck} := 25 \text{ N} \cdot \text{mm}^{-2}$	$\gamma_m := 1.2$	$E'_b := 22250 \cdot \text{N} \cdot \text{mm}^{-2} + 250 \cdot f_{ck}$	$\epsilon'_{bu} := 3.5 \cdot 10^{-3}$
Wapening:	$f_{srep} := 500 \cdot \text{MPa}$	$\gamma_{ms} := 1.15$	$E_s := 2.0 \cdot 10^5 \cdot \text{N} \cdot \text{mm}^{-2}$	$f_s := \frac{f_{srep}}{\gamma_{ms}} = 435 \cdot \text{MPa}$
Betondoorsnede :	$b := 3750 \text{ mm}$	$h := 1000 \text{ mm}$	$A_b := b \cdot h$	$A_b = 3750000 \cdot \text{mm}^2$

BGT/UGT-belastingen over het beschouwde liggedeelte:

Maximaal in BGT	$M_{rep} := 4400 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$	bijbehorende N	$N_{rep} := -1500 \cdot \text{kN}$
Maximaal in UGT	$M_d := 6000 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$	bijbehorende N	$N_d := -2000 \cdot \text{kN}$

Invoer wapeningsgegevens:

	diameter :	aantal :	dekking :	staafafstand :
Wapening drukzone: 1e laag	$\phi'_1 := 32 \text{ mm}$	$a'_1 := 7.95$	$c'_1 := 100 \text{ mm}$	$s'_1 := 300 \cdot \text{mm}$
" basiswapening 4e laag"	$\phi'_2 := 40 \text{ mm}$	$a'_2 := 6$	$c'_2 := 152 \text{ mm}$	
Wapening trekzone: 1e laag	$\phi_1 := 32 \text{ mm}$	$a_1 := 11$	$c_1 := 100 \text{ mm}$	$s_1 := 150 \cdot \text{mm}$
" basis wapening 1e laag"	$\phi_2 := 32 \text{ mm}$	$a_2 := 0$	$c_2 := 100 \text{ mm}$	
extra bijleggen	$\phi_3 := 40 \text{ mm}$	$a_3 := 8$	$c_3 := 152 \text{ mm}$	

Het optredende totaalmoment wordt:

$$M_{\text{tot}} := M_{\text{tot}} + M_{\text{temp}}$$

$$M_{\text{rep}} = 4 \times 10^3 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\kappa_{\text{dsn}} := \frac{M_{\text{rep}}}{EI_{\text{dsn}}}$$

$$\kappa_{\text{dsn}} = 1.965 \times 10^{-3} \text{ m}^{-1}$$

$$EI_{\text{dsn}} = 2.253 \times 10^6 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}^2$$

Rekenwaarde E-modulus

$$E_{\text{dsn}} := \frac{EI_{\text{dsn}}}{\frac{1}{12} b \cdot h^3}$$

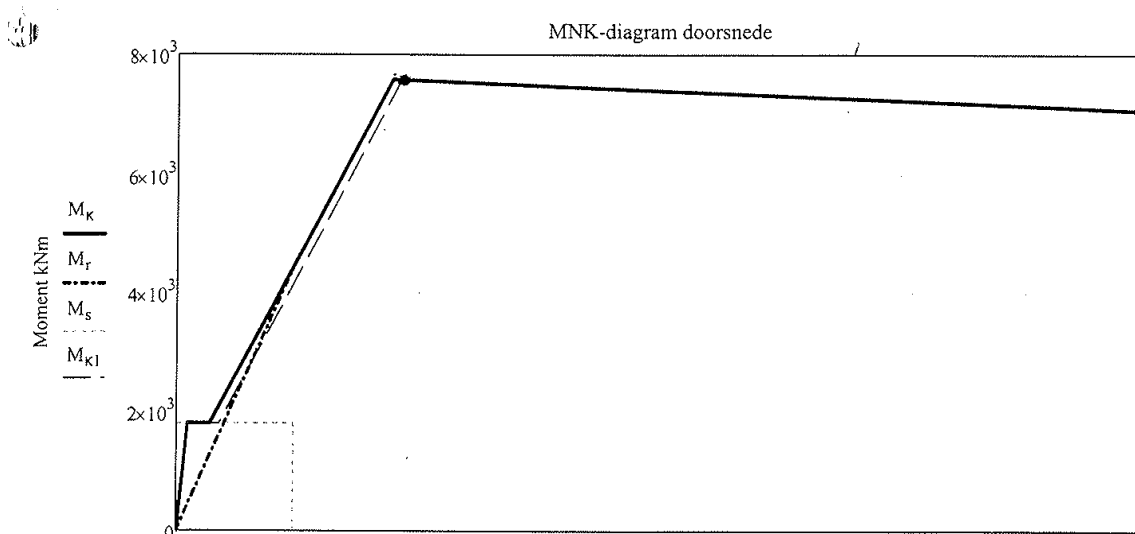
$$E_{\text{dsn}} = 7210 \cdot \text{N} \cdot \text{mm}^{-2}$$

Beoordeling bezwijkdraagvermogen:

$$\text{Toets} := \frac{M_d + 0.5 M_{\text{temp}}}{M_4}$$

$$\text{Toets} = 0.852$$

$$\text{Voldoet} < 1.04$$



Toelaatbaar scheurmoment

Het toelaatbare scheurmoment wordt bepaald volgens de NEN 6720 art. 8.6.3 welke de volgende uitkomst geeft:

$$B25 \Rightarrow f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctm} = 0.7 * (1.05 + 0.05 * f_{ck}) = 0.7 * (1.05 + 0.05 * 25) = 1.61 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{bm} = 1.4 * f_{ctm} = 1.4 * 1.61 = 2.254 \text{ N/mm}^2$$

$$M_r = f_{bm} * W = 2.254 * \left(\frac{1}{6} * 1000 * 1000^2 \right) = 376 * 10^6 \text{ Nmm} = 376 \text{ kNm}$$

Door toe passen van minimale betonstaal wapening en de normaalkracht is toename van het scheurmoment te verwachten. Voorlopig wordt 400 kNm aangehouden.

Betonsterkte klasse

Voor het bepalen van de betonsterkte klasse van de diepwand zijn er verschillende aspecten die een rol spelen.

Vanuit de CUR Aanbeveling 76 "rekenregels voor diepwanden" art. 6.1 wordt aanbevolen geen hogere sterkteklasse toe te passen dan C28/35 (B35). Uit praktijkonderzoek blijkt echter een sterkteklasse mogelijk te zijn van C53/65 (B65).

Vanuit de ervaringen en kostenoverweging wordt echter gekozen voor de standaard betonsterkte klasse van C20/25 (B25).

D.7.1 Belastingen

De krachten die voor het ontwerp van toepassing zijn betreffen de volgende belastingsgevallen. Bij de betreffende belastingen is de invoer schematisatie van het raamwerkprogramma weergegeven.

Permanente belastingen

Eigen gewicht diepwanden

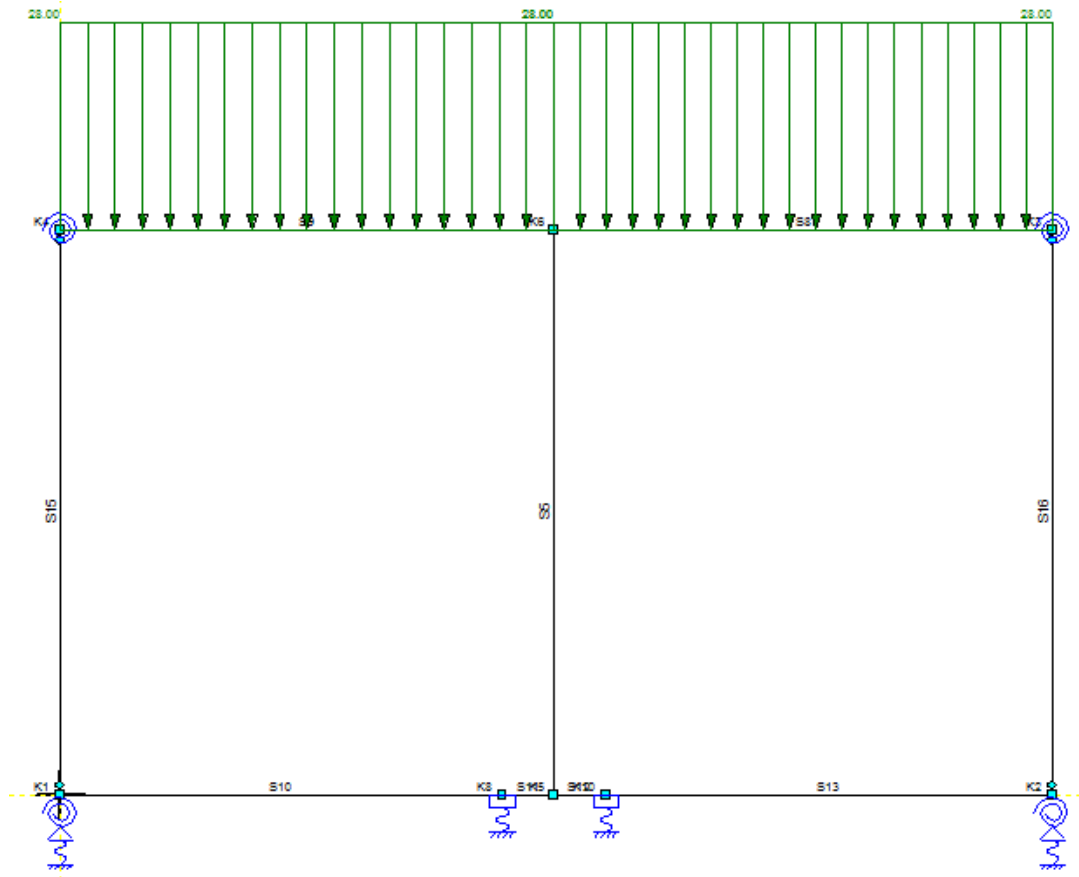
Voor de bepaling van de verticale belasting uit de diepwanden, wordt het eigen gewicht van de diepwanden in rekening gebracht met een gewicht van 25 kN/m^3 .

Eigen gewicht dak en vloer

Voor de bepaling van het eigen gewicht van het dak en de vloer wordt een betongewicht in rekening gebracht van 25 kN/m^3 . Omdat het dak en de vloer beide 0,9m dik zijn geeft dit een q-belasting van $22,5 \text{ kN/m}^2$.

Grondbelasting

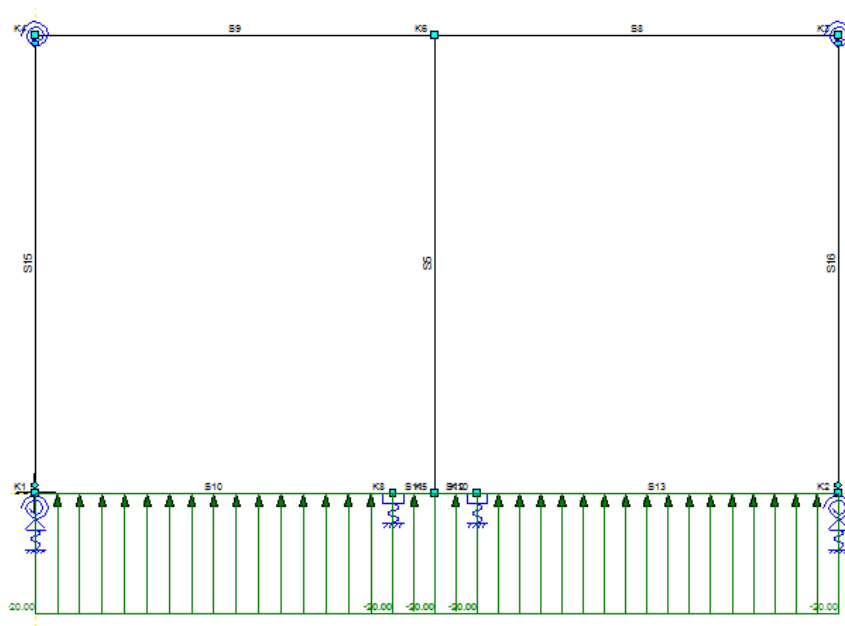
Er wordt uitgegaan van gemiddelde waarden van het volumiek grondgewicht van 20 kN/m^3 . Bij een gemiddeld maaiveld van NAP +0,97m en bovenkant dak op NAP -0,43m geeft dit een q-belasting op het dak van 28 kN/m^2 $((0,97 - -0,43) \cdot 20)$.



Grondwaterbelasting

Voor de freatische grondwaterstanden worden de door het Hoogheemraadschap Delfland opgegeven waarden (winterniveau) van boezempeil en polderpeilen gehanteerd als representatieve waarden, NAP - 0.40m.

Voor de vervormingsberekening van de diepwand wordt de hoge grondwaterstanden in de bouwphase aangehouden, zoals aangegeven in hoofdstuk 4.5 en bijlage D.5.



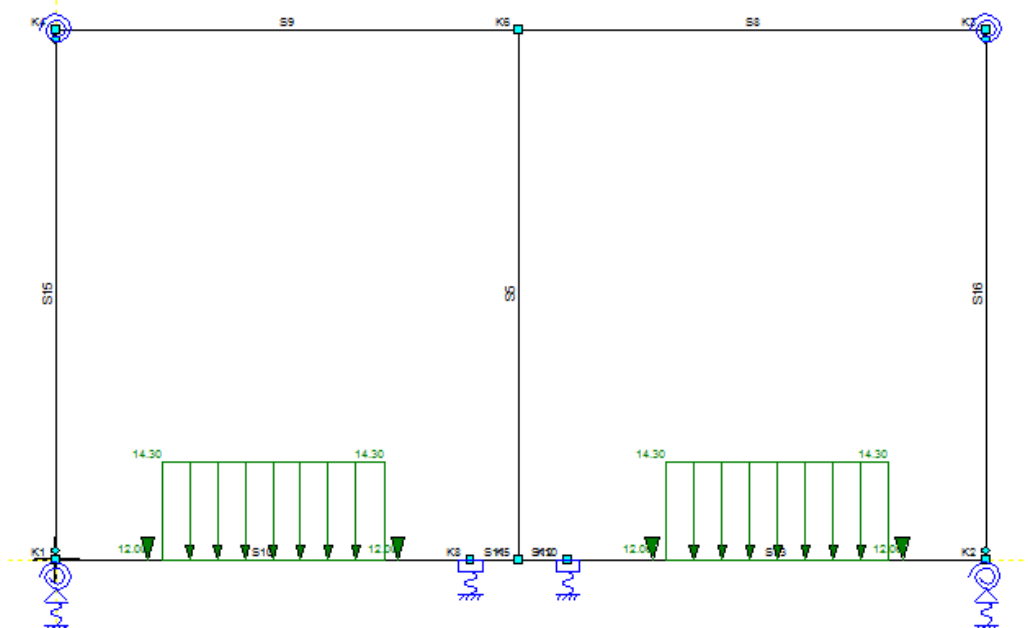
Belastingen uit funderingen belendingen

Uit archief onderzoek blijkt Phoenixstraat 30 gefundeerd te zijn op een betonnen plaat, welke ligt op ongeveer 1,30 m onder maaiveld. Deze betonnen plaat dient tevens ook als keldervloer. De belasting uit de belending wordt vergelijkbaar geacht met het afwezige volume grond. In de berekening wordt uitgegaan van grond tot maaiveldniveau met tevens nog een permanent aanwezige maaiveldbelasting van 5 kN/m².

Belasting door spoor en ballast

De dikte van het ballastbed bedraagt 0,80-0,15= 0,65m.

Het gewicht van spoor en ballast wordt, conform OVS00030, bijlage 6, hoofdstuk1, artikel 2.1: $q_{rep} = 0,65 * 22 \text{ kN/m}^3 * 3,20 \text{ m breedte} = 45,0 \text{ kN/m}$, als permanente belasting gerekend. Deze belasting wordt (bij betonvloeren van minimaal 0,5 meter dik) in dwarsrichting op het spoor gespreid over een breedte van, ca. 3,50 meter.



Belasting door opgelegde vervormingen

Door het uitvoeren in 2 fasen van de tunnelconstructie zal er bij realisatie van fase 2 extra momenten en vervormingen ontstaan in fase 1. Deze vervormingen worden voor fase 1 beschouwd als een opgelegde vervorming.

Belastingen door opgelegde vervormingen worden alleen in rekening gebracht indien zij ongunstig werken.

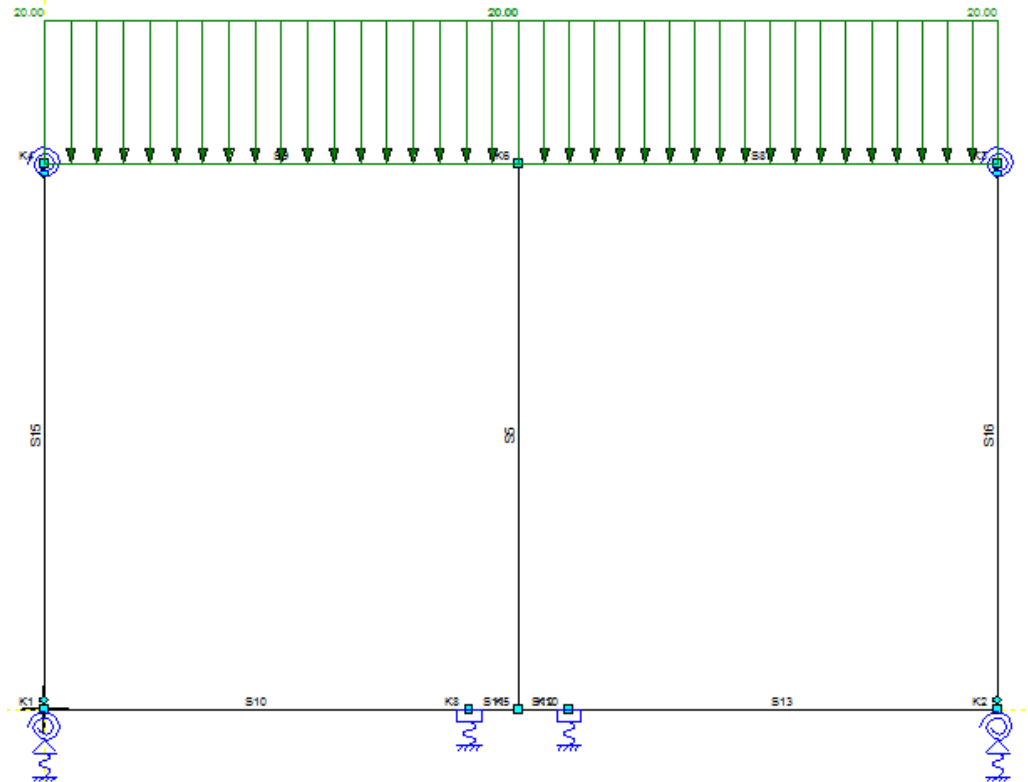
Krimp en kruip

In dwarsrichting van de tunnel zijn deze vervormingen beperkt van omvang en worden daardoor niet in rekening gebracht. De effecten van krimp in langsrichting van de tunnel worden beperkt door het aanbrengen van voegen. De effecten van krimp, kruip en relaxatie met betrekking tot de voorspanning worden bepaald in bijlage E.2.6.

Veranderlijke belastingenMaaiveldbelasting

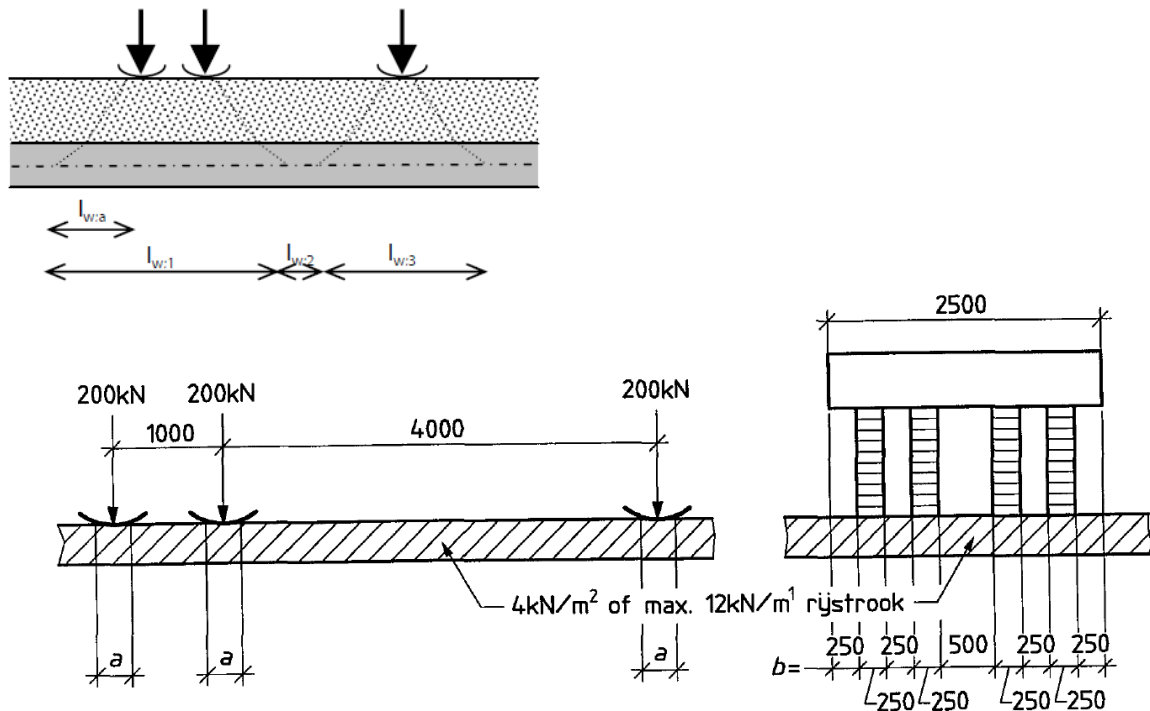
Als bovenbelasting op de grond naast de diepwanden wordt in de gebruiksfase een gelijkmatig verdeelde maaiveldbelasting van 20 kN/m^2 over een oneindige strookbreedte gehanteerd. In de bouwphase wordt, voor de locaties waar bouwverkeer komt, een afwijkende bovenbelasting van 10 kN/m^2 aangehouden. Voor de locatie waar de afstand tussen de diepwand en de belastingen minder dan 4 meter is kan geen gemotoriseerd verkeer komen en wordt de bovenbelasting gereduceerd naar 5 kN/m^2 .

Voor de beschouwde locatie is het laatste van toepassing, zodat er gerekend wordt met een bovenbelasting van 5 kN/m^2 . Deze bovenbelastingen worden beschouwd als permanent aanwezige veranderlijke belastingen.



Belasting door wegverkeer

De belasting door wegverkeer in de gebruiksfase is overeenkomstig verkeersklasse 60 Deze wordt bepaald volgens de NEN 6723



wegverharding $h = 0,25 \text{ m}$
 gronddekking $h = 1,15 \text{ m}$
 vloerdikte $h = 0,90 \text{ m}$
 'prent' breedte $a = 0,32 \text{ m}$
 wagen breedte $l = 2,00 \text{ m}$

spreiding wegverharding 1 : 1
 spreiding gronddekking 3 : 1
 spreiding beton 1 : 1
 hoh. wagen 3,0 m

$$l_{w;a} = 1/1 * 0,25 + 1/3 * 1,15 + 1/1 * 0,9/2 + 0,5 * 0,32 = 1,25 \text{ m}$$

$$l_{w;1} = 1,0 + 2 * 1,25 = 3,5 \text{ m} \quad (\text{bij 2 aslasten})$$

$$l_{w;2} = 4,0 - 2 * 1,25 = 1,5 \text{ m}$$

$$l_{w;3} = 2 * 1,25 = 2,5 \text{ m} \quad (\text{bij 1 aslast})$$

$$b_w = 2 * 1/1 * 0,25 + 2 * 1/3 * 1,15 + 2 * 1/1 * 0,9/2 + 2,0 = 4,20 \text{ m}$$

Stootcoëfficiënt: 1,0 gronddekking > 1,0m

$$q_l = 2 * 200 / 3,5 = 114 \text{ kN/m}^1$$

$$q_l = 200 / 2,5 = 80 \text{ kN/m}^1$$

$$q_b = 200 / 4,2 = 48 \text{ kN/m}^1$$

$$q = 1,0 * 2 * 200 / (3,5 * 4,2) = 27 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{belasting van 2 assen})$$

$$q = 1,0 * 200 / (2,5 * 4,2) = 19 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{belasting van 1 as})$$

$$q = 1,0 * 4,0 = 4 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{gelijkmatig verdeelde belasting op rijstrook van max. 3m})$$

Uit beschouwing van de belastingen blijkt dat de veranderlijke gelijkmatig verdeelde belasting van 20 kN/m^2 maatgevend is tov. de belasting door wegverkeer.

Belasting door wegverkeer zal dan ook verder buiten beschouwing gelaten worden.

Belasting door tramverkeer

Voor de trambelasting wordt gerekend met een gelijkmatig verdeelde belasting. Voor de bepaling van de gelijkmatig verdeelde belasting wordt de aslast gelijkmatig verdeeld over een bepaalde lengte. Algemeen geldt dan een belasting van 32 kN/m^2 ($=120/3,7$).

Volgens NEN6723(VBB), art. 4.3.1.2 wordt rekening gehouden met een stootcoëfficiënt van $S = 1,4$. Als er tussen wegverkeer en tunneldak een grondlichaam aanwezig is, heeft dat een dempende werking op de belasting uit het verkeer. Voor de stootcoëfficiënt wordt een waarde aangenomen, die rechtlijnig verloopt van maximaal ($S = 1,4$) bij een gronddekking kleiner of gelijk aan $0,5\text{m}$ tot $S = 1,0$ bij een gronddekking groter dan $1,0\text{m}$. Bij deze locatie is de gemiddelde gronddekking $1,4\text{m}$ dus een S van $1,0$.

De trambelasting zal in het algemeen niet maatgevend zijn ten opzichte van de belasting uit wegverkeer (P-as tram = 120 kN ; P-as verkeersklasse 60 = 200 kN) en zal daarom verder buiten beschouwing worden gelaten.

Verticale belasting door treinverkeer

Gerekend wordt er met een treinbelasting volgens OVS00030, bijlage 6, hst 1, par. 6.3 en NEN6723(VBB), art. 4.3.2. Hierbij worden 3 belastingsgevallen onderscheiden.

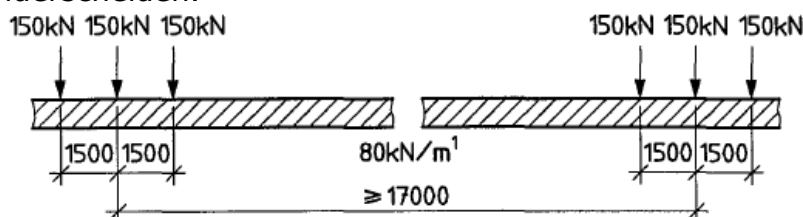


Fig. gelijkmatig verdeelde belasting met twee groepen puntlasten

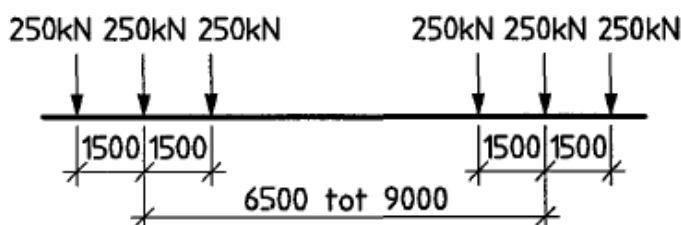
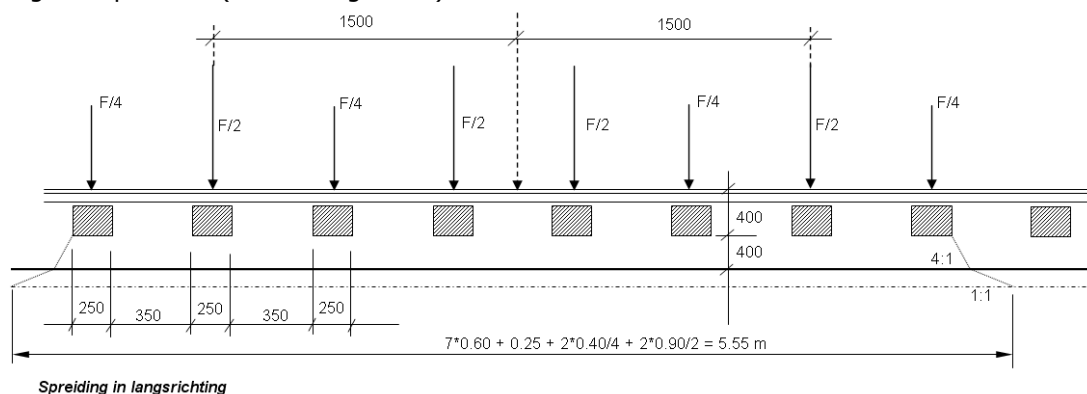


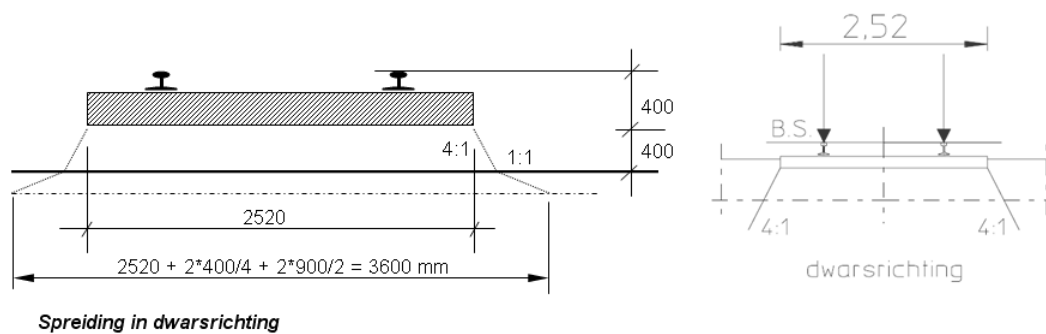
Fig. twee groepen puntlasten (niet maatgevend)



Fig. één puntlast (niet maatgevend)



Spreiding in langsrichting



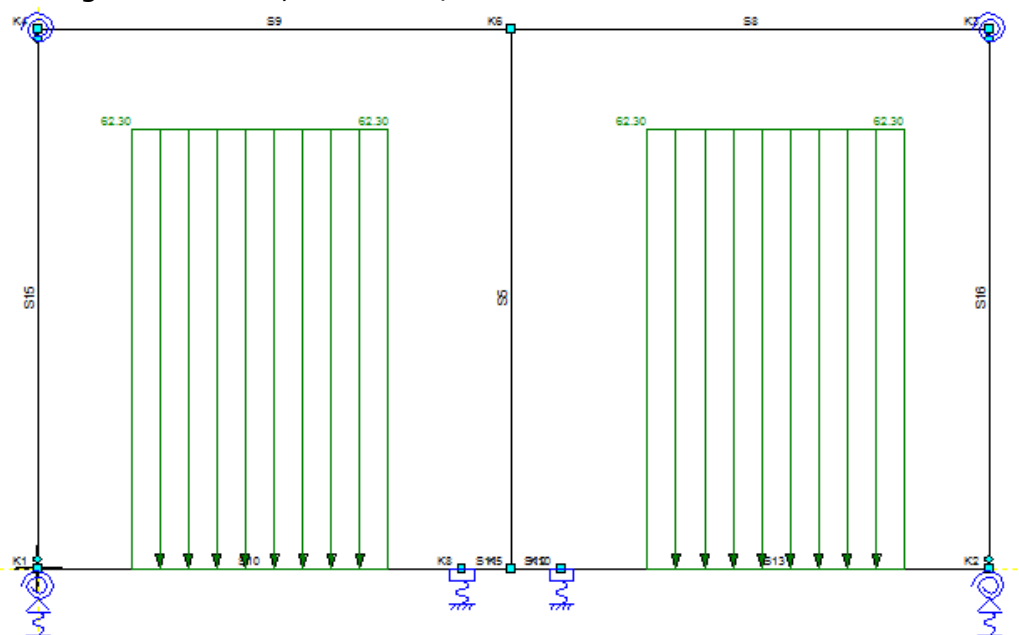
Voor de bepaling van q_{rep} zal de belasting van een as gelijkmatig worden verdeeld. De aangehouden spreiding voor de belasting in het ballastbed bedraagt 4:1 en in de betonconstructie 1:1 (zie OVS00030, bijlage 6, hoofdstuk 1, artikel 3.1.4)

Spreidingslengte wordt (zie figuren): 5,55m. In breedterichting bedraagt de spreiding 3,60m.

- De eerste belastingssituatie, een gelijkmatig verdeelde belasting van $p_{rep} = 80 \text{ kN/m}^1$ en een groep aslasten van elk 150 kN. Algemeen geldt een belasting van $q_{rep} = 45 \text{ kN/m}^2 (= 3 \cdot 150 / (5,55 \cdot 3,60) + 80 / 3,60)$.
- De tweede belastingssituatie, een groep aslasten van elk 250 kN, niet maatgevend, geldt voor de vloer een belasting van $q_{rep} = 38 \text{ kN/m}^2 (= 3 \cdot 250 / (5,55 \cdot 3,60))$.
- De enkele puntlast van 270 kN, niet maatgevend, komt op een belasting van $q_{rep} = 41 \text{ kN/m}^2 (= 1 \cdot 270 / ((0,60 + 0,25 + 0,20 + 0,90) \cdot 3,60))$.

Conform NEN6723(VBB), artikel 4.3.1.2 en artikel A.2.11.1.c wordt rekening gehouden met een stootcoëfficiënt van $S = 1 + 40 / (100 + 0) = 1,4$ (geen belastingreductie door de last-lengtefactor).

De maatgevende belasting komt uit de eerste belastingssituatie en wordt een blokbelasting van: $45 \cdot 1,4 = 63 \text{ kN/m}^2$



Horizontale belastingen door trein- en wegverkeer

De horizontale krachten die veroorzaakt wordt door treinverkeer wordt niet in rekening gebracht omdat deze direct door vloer worden overgedragen naar de ondergrond. Rem- of aanzetkrachten leveren geen relevante belastingen in de doorsnede op. Verondersteld wordt dat de remkracht door de palen en/of grondwrijving van diepwanden en tunnelvloer wordt opgenomen.

Voor de horizontale wegverkeerbelasting geldt een zelfde analyse.

Parkeergarage belastingen

Omdat de parkeergarage enkel toegankelijk is voor personenauto's wordt er uitgegaan van een maximale gewichtsklasse van 25kN. Hiervoor geldt volgens de NEN 6702 art. 8.5 een gelijkmatige verdeelde belasting op vloeren van 2 kN/m².

Temperatuurbelastingen

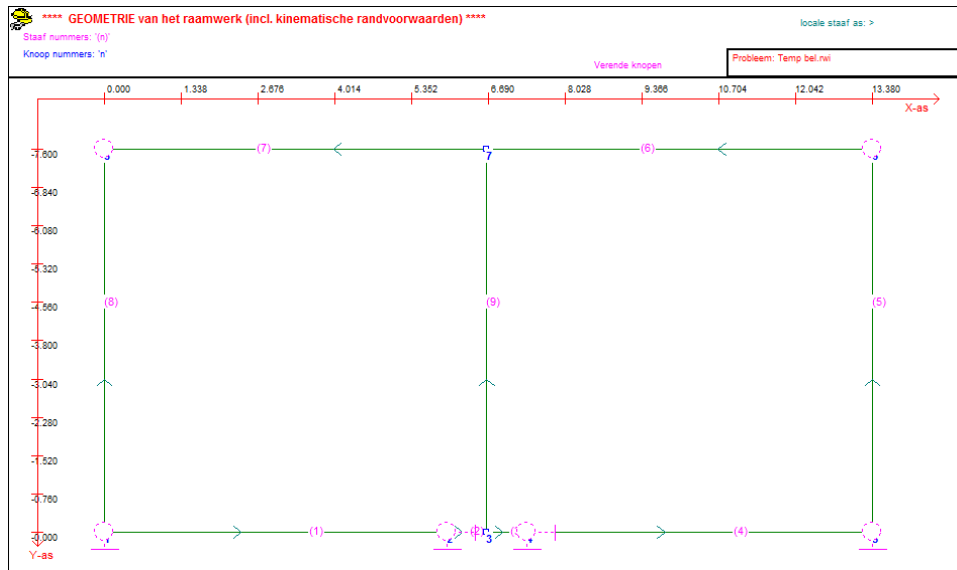
Voor de temperatuurbelastingen worden de waarden aangehouden volgens de OVS00030, bijlage VI, hst. 4, art. 2.2, tabel 1 daar deze bepalend zijn boven de waarden volgens NEN6702, art. 8.8. De in te voeren waarden voor de berekening van de temperatuurbelastingen zijn weergegeven in tabel D.7.2.

Dikte constructiedeel	Referentie		Zomer		Winter	
	binnen (°C)	buiten (°C)	binnen (°C)	buiten (°C)	binnen (°C)	buiten (°C)
≤ 0,5 m	6,5	7,5	23,0	16,0	-10,0	-1,0
1,0 m	6,5	8,25	23,0	13,5	-10,0	3,0
≥ 1,5 m	6,5	9,0	23,0	12,0	-10,0	6,0

Tabel D.7.1 waarden temperatuur belasting uit OVS00030, bijlage VI, tabel 1

Dikte constructie onderdeel [m]	Referentie		Zomer		Winter	
	binnen	buiten	binnen	buiten	binnen	buiten
Vloer/Dak 0,9	6,5	8,1	23	14	-10	2,2
na aftrek ref. temp			16,5	5,9	-16,5	-5,9
Diepwand 1,0	6,5	8,25	23	13,5	-10	3,0
na aftrek ref. temp			16,5	5,25	-16,5	-5,25

Tabel D.7.2 maatgevende temperatuurbelastingen



Belastingen door luchtdruk variaties

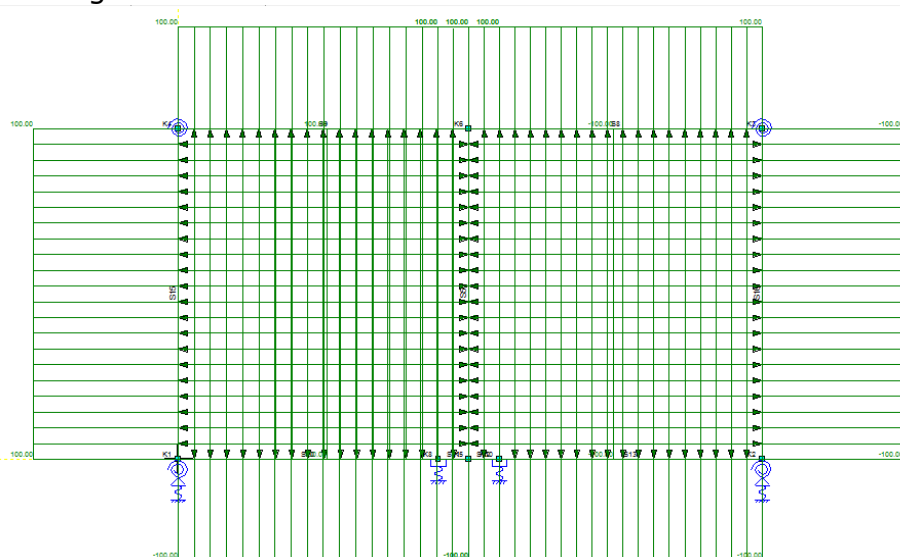
Volgens de vraagspecificatie wordt voor de luchtdrukverschillen van een passerende trein een variatie ten opzichte van de normale luchtdruk van $+4,00 \text{ kN/m}^2$ (overdruk) en $-2,00 \text{ kN/m}^2$ (onderdruk) gehanteerd. Opgemerkt wordt dat de overdruk weg zal vallen tegen de gehanteerde explosiebelastingen. Deze belastingen zijn maatgevend t.o.v. de OVS00030, bijlage 6, hst. 1, art. 4.6.

Bijzondere belastingen

Belasting door explosie

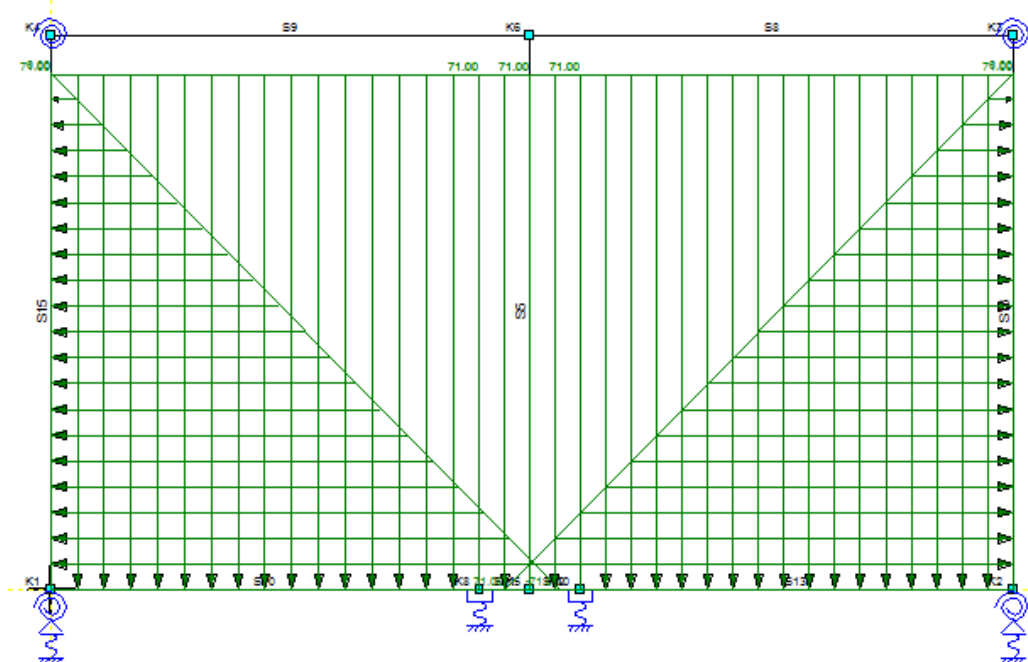
De explosiebelasting wordt bepaald volgens OVS00030, bijlage 6, hst. 5, par. 5.10 op een overdruk van 100 kN/m^2 , tenzij andere maatregelen zijn getroffen om deze overdruk te reduceren.

De diepwanden worden direct door de grond en de waterdruk gesteund zodat voor deze constructieonderdelen dit belastinggeval niet maatgevend zal worden. Voor de tunnelvloer en de dakvloer moet rekening gehouden worden met de explosiebelasting waarbij de aanwezige permanente en veranderlijke belasting volgens de OVS00030, bijlage 1, hst. 5, par. 6.4 worden gecombineerd. De tussenwanden dienen ook te worden gedimensioneerd op de explosiebelasting.



Belasting vollopen tunnel

Er wordt gerekend op belastingen uit water ten gevolge van een ondergelopen tunnelbak of toerit. De maximale waterstand wordt bepaald uitgaande van de bovenzijde van de randen van de toeritten. Waterstand in de tunnel bedraagt dan NAP -1,0 m (toerit zuid). Daar de tunnel vloer is gelegen op NAP -8,96m geeft dit een maximale waterdruk van $79,6 \text{ kN/m}^2$ $((-1,0 - -8,96) \cdot 10)$.

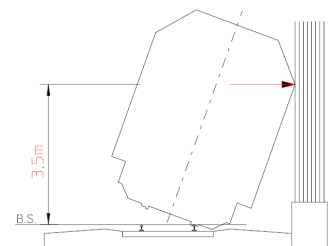
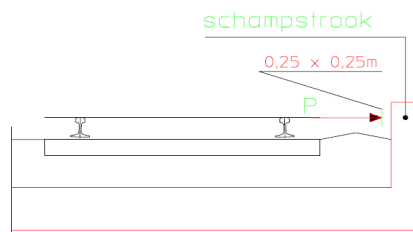


Belasting door aanrijding

Bepaling belasting spoorverkeer door aanrijding wordt bepaald conform OVS00030, bijlage VI, hst. 1, par. 5.2. Voor snelheden hoger dan 120 km/u dienen preventieve en/of aanvullende maatregelen genomen te worden. Hier is gekozen voor het toepassen van geleidewanden waardoor constructieonderdelen niet meer kunnen worden aangereden.

Kantelen van de trein

Conform OVS00030, bijlage 6, hst. 1, art. 5.2.2, wordt 18.0 kN/m^1 aangrijpend op een hoogte van 3.50m boven BS aangehouden.



Belasting op de geleidewanden bedraagt, conform OVS00030, bijlage 6, hst. 1, art. 5.7, $P = 350 \text{ kN}$ werkend op een oppervlak van $0,25 \cdot 0,25 \text{ m}^2$.

D.7.2 Belastingfactoren

Standaard wordt voor gebouwen een referentieperiode van 50 jaar aangehouden. Omdat het een spoortunnel betreft wordt de referentieperiode volgens de OVS, bijlage VI, hst 3, art. 4.1.3 gesteld op 100 jaar.

De hiervoor te hanteren correctiefactor wordt bepaald volgens NEN 6702 art. 5.5.2

$$\Psi_t = 1 + \frac{(1 - \Psi_0)}{9} * \ln \frac{t}{t_{100}} = 1.0$$

$\Psi_0 = 0.8$ volgens OVS00030, bijlage VI, hst 1, art. 6.1, 2 treinen per doorsnede is maatgevend.

Belastingfactoren UGT	Tunnel & station	
	Ongunstig	Gunstig
Permanente belasting		
eigen gewicht diepwanden	1,35	0,90
eigen gewicht overige	1,35	0,90
grondwater evenwichtsconstructies	1,20 / 1.1	1,00
grondwater overige	1,35 / 1.1	0,90
gronddruk op i.h.w.g. beton	1,35	0,90
gronddruk op diepwanden	1,35	1,00
maaiveldbelasting bij i.h.w.g. beton	1,20	0,00
maaiveldbelasting bij diepwand	1,00	0,00
opgelegde vervormingen	1,50	0,00
Veranderlijke belastingen		
gebruiksbelastingen op vloeren	1,50	0,00
verkeersbelastingen uit treinen	1,45	0,00
verkeersbelasting rijweg en trams	1,45	0,00
maaiveldbelasting > 20 kN/m ²	1,50	0,00
Overige belastingen (temp, wind)	1,50	0,00
Calamiteitsbelastingen		
Alle belastingen	1,00	0,00

D.7.3 Belastingcombinaties

Onderstaande belastingcombinaties zijn van toepassing op het ontwerp van de diepwand.

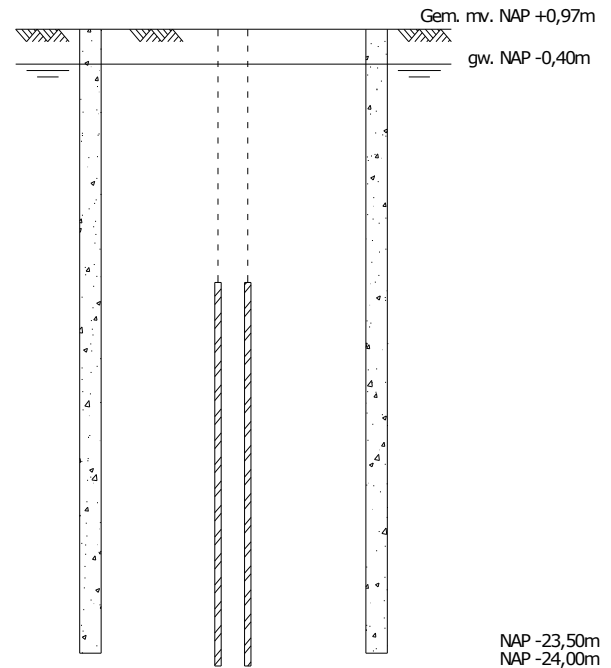
		UGT		Bijzondere bel.		BGT	
		FC01	FC02	BC01	BC02	IC01	IC02
eigen gewicht	-	0.90	1.35	1.0	1.0	1.0	1.0
gronddekking	-	-	1.35	1.0	1.0	1.0	1.0
maaiveldbelasting	0.80	-	-	-	-	-	1.0
ballastbed	-	-	-	1.0	1.0	-	-
grondwater (hws)	-	1.20	1.20	-	-	1.0	1.0
grondwater (lws)	-	-	-	1.0	1.0	-	-
gronddruk (hws)	-	1.35	1.35	-	-	1.0	1.0
gronddruk (lws)	-	-	-	1.0	1.0	-	-
verkeersbel	0.80	-	1.50	-	-	-	-
treinbelasting	0.70	-	-	1.0 m	-	-	-
temperatuur	0.60	1.50 m	1.50 m	1.0 m	1.0 m	1.0	1.0
treinpassage	-	-	-	-	-	-	-
explosie	-	-	-	1.0	1.0	-	-
vollopen tunnel	-	-	-	-	1.0	-	-
kantelen trein	-	-	-	-	-	-	-

D.8 Bouwfasering

Fase 1: Realisatie tunnelbuis oost

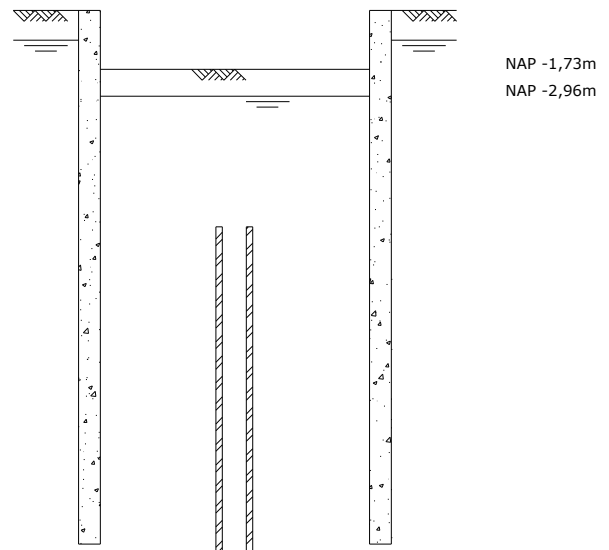
Bouwfase 1

- Aanbrengen geleidebalken
- Aanbrengen diepwanden oost en midden
- Aanbrengen schroefinjectie palen



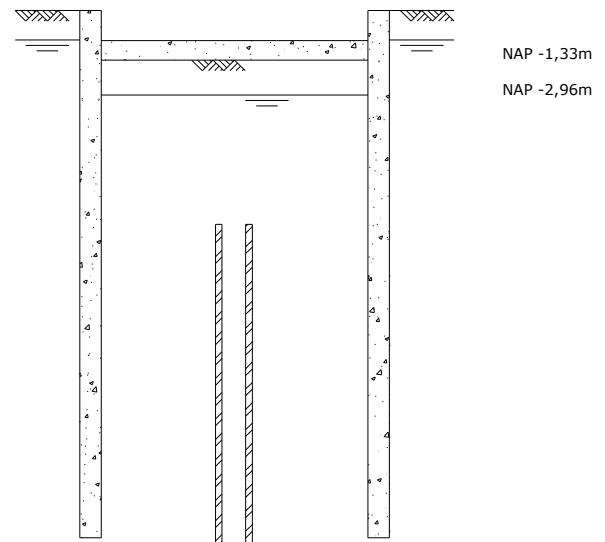
Bouwfase 2

- Grondwaterstand verlagen tot NAP -2,96m
- 1^{ste} ontgraving voor aanbrengen dak tot NAP -1,73m



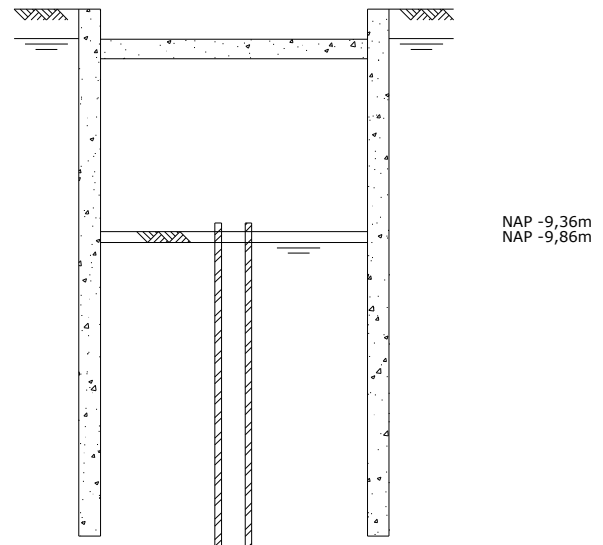
Bouwfase 3

- Aanbrengen 0,3m grondverbetering en 0,1m werkvloer
- Aanbrengen dak (d=0,90m)



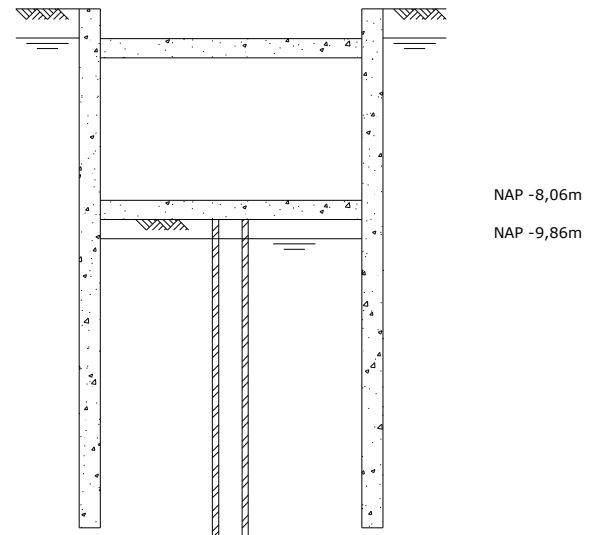
Bouwfase 4

- Grondwaterstand verlagen tot NAP -9,86m
- 2^{de} ontgraving voor aanbrengen vloer tot NAP -9,36m



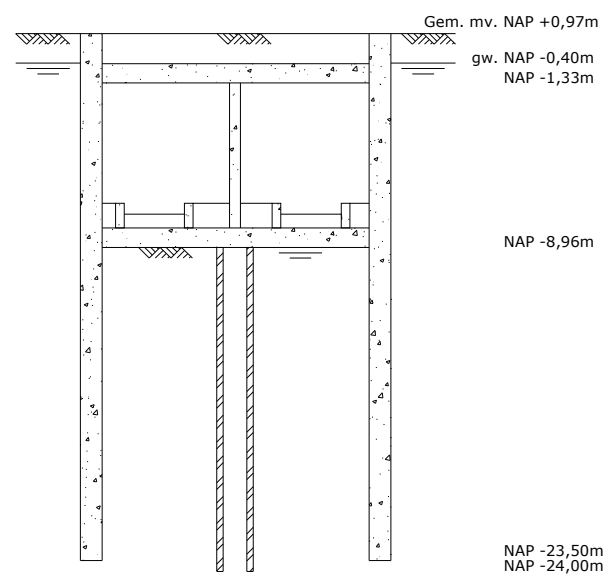
Bouwfase 5

- Aanbrengen 0,3m grondverbetering en 0,1m werkvloer
- Aanbrengen vloer (d=0,90m)



Bouwfase 6

- Aanbrengen tussenwand
- Aanvullen tunneldak tot maaiveldniveau
- Stopzetten grondwaterstand verlaging
- Aanbrengen ballast en spoor
- In gebruik nemen van oostbuis



Bijlage E

Ontwerp varianten

E.1 BASIS ONTWERP DIEPWAND

De algemene uitgangspunten zijn vastgelegd in hoofdstuk 4 en in bijlage D, deze zijn ook hier geldend. Aanvullend hierop worden nog enkele specifieke uitgangspunten voor het basis ontwerp diepwand gegeven.

E.1.1 Samenvatting van verticaal evenwicht

Onderstaande berekening is een globale benadering van de te verwachten belasting naar de funderingselementen. De tunneldoorsnede wordt hiervoor opgedeeld in 3 gedeelten:
 de halve doorsnede van de oostbuis met de oostwand 1e fase
 de halve doorsnede van oostbuis en westbuis met de middenwand 1e en 2e fase;
 de halve doorsnede van de westbuis met de westwand 2e fase

Ballastmateriaal volumieke gewicht is 2200 kg/m³ (OVS00030 bijlage 6 art 2.1)

Resultaten berekeningen op te nemen belastingen en zakkingen per m1 tunnel, max neerwaarts

Grep + Qrep + min gws bouwfase	Oostwand		Middenwand				Westwand	
	1e fase		1e fase		1e+2 fase		2e fase	
	belasting kN/m	zakking mm	belasting kN/m	zakking mm	belasting kN/m	zakking mm	belasting kN/m	zakking mm
Grondbedding	158	18,6	190	20,5	406	24,1	843	37,4
Palen	126	3,6	193	5,5	445	3,6	102	2,9
Diepwand	889	5,1	785	9,0	929	10,1	1030	6,7
Totaal	1173		1168		1779		1974	

Resultaten berekeningen op te nemen belastingen en zakkingen per m1 tunnel, max opwaarts

Grep + max gws eindfase	Oostwand		Middenwand				Westwand	
	1e fase		1e fase		1e+2 fase		2e fase	
	belasting kN/m	veiligheid opdrijven	belasting kN/m	veiligheid opdrijven	belasting kN/m	veiligheid opdrijven	belasting kN/m	veiligheid opdrijven
Opwaarts	759		0		1316		717	
Neerwaarts	967		0		1487		1625	
Reserve	208	1,27	0	0,00	171	1,13	908	2,27
Overall					1287	1,46		

Conclusies

- 1 Buitenste diepwanden worden op druk belast en de Middendiepwand rekenkundig op trek in de eindfase bij volledige onderdompeling van de tunnel.
- 2 Palen worden in bouwfase nauwelijks op druk belast, en rekenkundig met geringe trek in eindfase bij max waterdruk.
- 3 Voor de vervormingsberekeningen van de diepwanden het eigengewicht + opwaartse waterdruk niet in rekening brengen
- 4 Het eigengewicht van de tunnelvloeren wordt via de grondbedding direct afgedragen tijdens storten van de vloer.
- 5 De bijkomende zakking van de middenwand t.g.v afname draagvermogen door ontgraving westbuis bedraagt maximaal 11-4=7mm tgv permanente belasting.
- 6 Tunnelvloer bij gelijke op- en neerwaartse permanente belasting toetsen op dwarskracht met verminderde capaciteit (factor β t OVS bijlage 6-2, art 8.2.3.1)
- 7 Stabiliteit tegen opdrijven voldoet bij een veiligheidsfactor van $1/0,9 = 1,11$ (NEN6740)

E.1.2 Schematisering en modellering van fase 1

De schematisatie van de tunnelconstructie wordt opgesplitst in 2 delen. De diepwand wordt geschematiseerd in een damwandprogramma en het dak en de vloer worden geschematiseerd in een raamwerkprogramma. Hierbij wordt voor fase 1 aangenomen dat het een symmetrische constructie betreft met symmetrische belastingen. Door middel van de gaapvergelijkingen worden van beide schematisaties de hoekverdraaiingen en de knoopverplaatsingen gelijkgesteld.

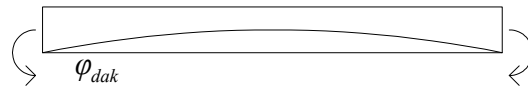
De krachtsverdeling wordt bepaald met behulp van de lineaire elasticiteitstheorie.

De bouwfasering heeft een grote invloed op de schematisering van de constructie. In elke fase treedt er een andere krachtsverdeling op welke invloed heeft op de gehele schematisering. Voornamelijk door het aanbrengen van het dak en de vloer.

In het damwandprogramma wordt het dak en de vloer geschematiseerd met een translatiebeer en een rotatiebeer. De translatiebeer kan ingevoerd worden in het damwandprogramma. De rotatiebeer kan echter niet geschematiseerd worden in het damwandprogramma. De rotatiebeer wordt geschematiseerd door een moment. Welke bepaald wordt door de rotatiebeerstijfheid en de rotatie.

Rotatie en rotatiebeerstijfheid van het dak als gevolg van M, deze wordt berekend:

$$\varphi_{dak} = \frac{\frac{1}{2} * M * l}{EI_{dek}} = \frac{M}{C_{m;dak}}$$



De berekende hoekverdraaiing is de maat voor de rotatiebeerstijfheid:

$$C_{m;diepw.} = \frac{M}{\varphi_{diepw.}}$$

Middels gaapvergelijkingen worden van beide constructies de hoekverdraaiingen en knoopverplaatsingen gelijkgesteld.

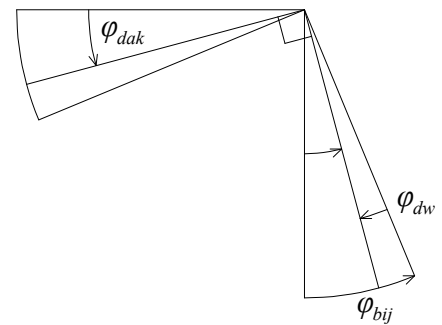
De hoekverdraaiing die ontstaat in de diepwand als gevolg van de opeenvolgende bouwfasen, φ_{bij} wordt gelijkgesteld voor diepwand en dak.

$$\varphi_{bij} - \varphi_{diepw.} = \varphi_{dak}$$

$$\varphi_{bij} = \frac{\Delta M}{C_{m;diepw.}} + \frac{\Delta M}{C_{m;dak}}$$

Wat het volgende bijkomende moment geeft als gevolg van de rotatiestijfheid.

$$\Delta M = \varphi_{bij} * \left(\frac{1}{\frac{1}{C_{m;diepw.}} + \frac{1}{C_{m;dak}}} \right)$$



In het raamwerk programma wordt de diepwand en de palen geschematiseerd door middel van translatieveren. De rotatieveerstijfheid van de verbindingen dak-diepwand en vloer-diepwand worden geschematiseerd door middel van rotatieveren ter plaatse van de verbindingen. Zie de schematisatie in fig. E.1.2.1.



Fig. E.1.2.1 Schematisatie invoer raamwerkprogramma

Met behulp van het raamwerkmodel worden de momenten en normaalkrachten bepaald voor de permanente en variabele belasting. De maximale/minimale momenten worden overgenomen in de diepwand berekening. Op deze manier wordt voor elke bouwphase en de eindfase de krachtsverdeling inzichtelijk gemaakt. Op basis hiervan wordt de wapening bepaald en getoetst aan de voorschriften.

Voor de berekening van de bouwphase worden de permanente belastingen in rekening gebracht:

- Eigen gewicht dak en vloer
- Horizontale gronddrukken
- Horizontale waterdrukken
- Maaiveldbelastingen (zie D.7.1)

Uitwendige belasting in eindfase 1

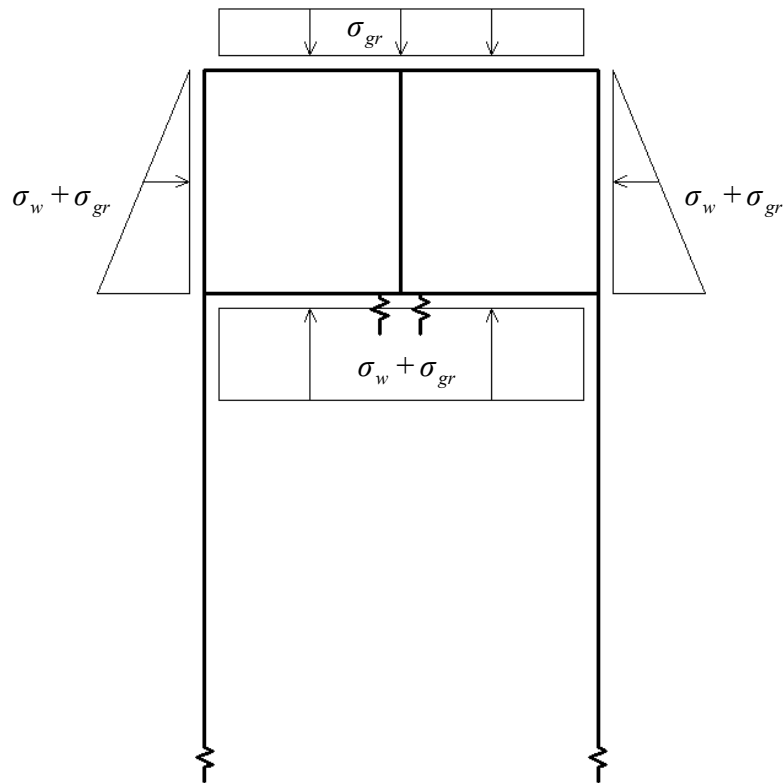


Fig. E.1.2.2 Schematisatie van eindfase

Voor de eindfase wordt de totale constructie berekend met behulp van het raamwerkprogramma. Hierbij wordt de tunnel geschematiseerd zoals weergegeven in figuur E.1.2.2. Vervolgens wordt de resulterende, neutrale grond- en waterdruk aangebracht. De toename van de gronddruk (neutraal – actief) en de waterdruk loopt door tot aan de onderzijde van de tunnelvloer.

Deze werkwijze geldt in principe ook voor fase 2, maar dan is er geen sprake meer van een symmetrische constructie. Een verdere toelichting hierop vindt plaats in hoofdstuk 5.2.9

De eindzetting van de gebouwen wordt bepaald uit de onderstaande fasen:

- Zettingen als gevolg van het aanbrengen van de diepwand. Deze worden in een EEM-berekening door de diepwand aannemer bepaald;
- Zettingen uit fase 1. Deze worden in dit onderzoek bepaald;
- Zettingen uit fase 2. In hst. 5.2.9 wordt een beschouwing gegeven van de zettingen en de krachtsverdeling van fase 2 op fase 1.

Voor de berekening van de eindfase worden alle bijkomende belastingen beschouwd:

- Variabele belastingen op dak en vloer;
- Variabele grond- en waterdruk;
- Temperatuurbelasting en zettingsverschillen.

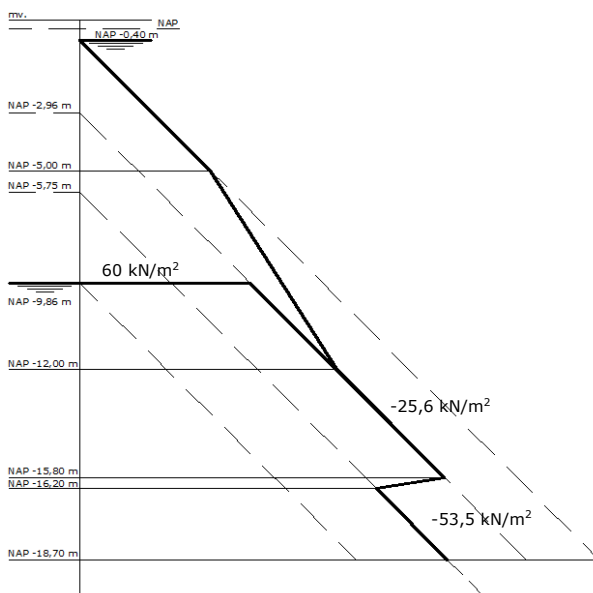
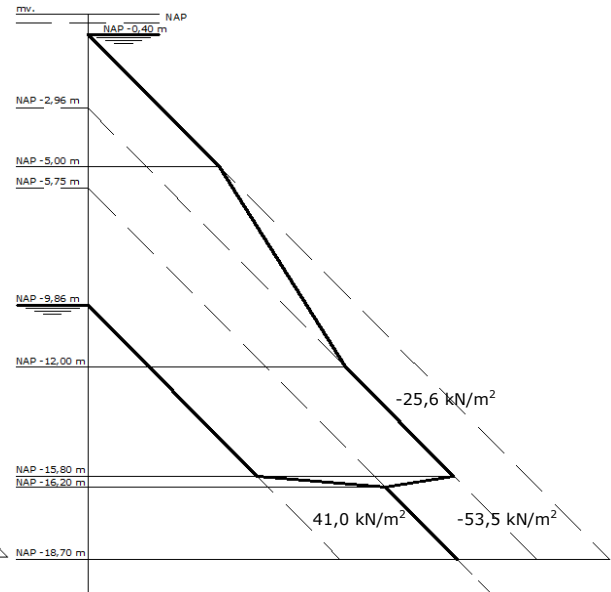
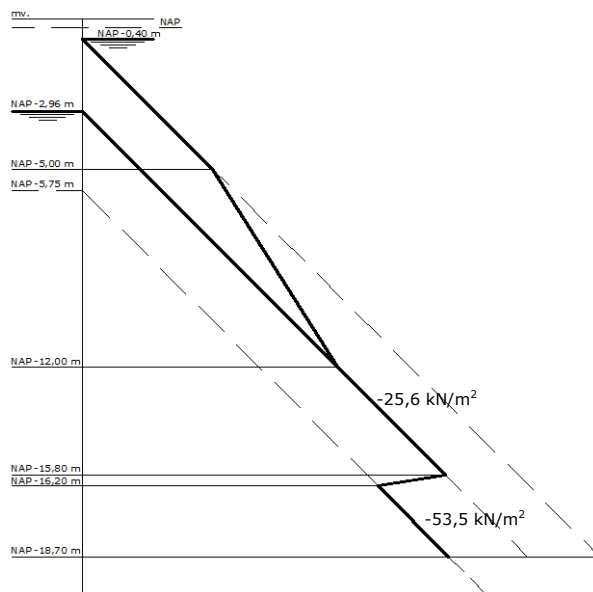
E.1.3.1 Grondopbouw

De grondopbouw ter plaatse van de ontwerpdoorsnede is weergegeven in onderstaande figuur. De ingevoerde grondparameters zijn weergegeven in bijlage D.4

NAP +0,30		
OA	Hoofdzakelijk zand, vaak met puin	
		- 3,30 m
OB/1	Hoofdzakelijk klei, siltig, vaak puin, plaatselijk humus	- 4,00 m
3	Zand, met veel kleilaagjes	- 4,50 m
4	Veen, plaatselijk kleiig	- 5,00 m
6	Klei, siltig, plaatselijk zandig en/of met zandlaagjes	
		- 12,00
6-8	Klei, zandig tot zand, kleiig	- 12,60
8	Zand, vaak kleiig, plaatselijk veel kleilaagjes	- 14,3 m
16	Klei, siltig plaatselijk zandig en/of met zandlaagjes	- 15,80 m
9	Veen	- 16,20 m
32	Zand, eerste meters fijn tot middel, daaronder grof tot grindig	- 18,20 m
31	Klei, siltig en zandig	- 18,70
32	Zand, eerste meters fijn tot middel, daaronder grof tot grindig	

E.1.3.2 Stijghoogten en waterdrukken

Het verloop van de stijghoogten en de waterdrukken in de bouwkuip zijn weergegeven in de onderstaande figuren per bouwphase. Buiten de bouwkuip vindt er geen waterstandverlaging plaats.



E.1.3.3 Fasering

De schematisatie van de tunnelconstructie wordt dus opgesplitst in de diepwand berekening en de berekening van dak- en vloerconstructie. Voor elke stap in het bouwproces zal er voor de diepwand constructie bepaald worden welke schematisatie toegepast wordt.

Fase 1: Realisatie tunnelbuis oost

Bouwfase 1

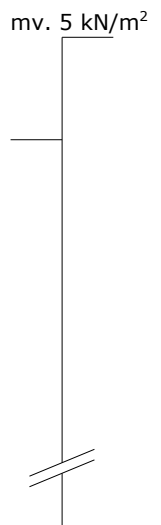
Aanbrengen van diepwanden oost en midden en schroefinjectie palen.
Deze bouwfase wordt niet meegenomen in de diepwand berekening.

Bouwfase 2

1^{ste} ontgraving tot onderkant dak

Gerekend wordt met:

- Grondwaterstand NAP -2,96m
- Ontgraving NAP -1,73m
- Wordt berekend als constructiefase 3

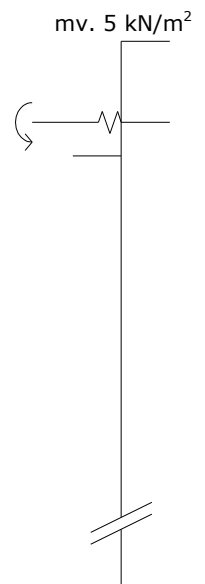


Bouwfase 3

Na het aanbrengen van een grondverbetering en een werkvloer wordt het dak gerealiseerd. Als gevolg van het eigengewicht van de vloer ontstaat er een extra moment in de diepwand.

Gerekend wordt met:

- $M_{\text{dak}} = 277 \text{ kNm}$ (E.1.3.6 momentenverloop in bouwfase)
- Wordt berekend als constructiefase 4

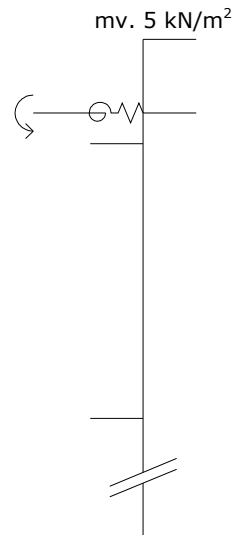


Bouwfase 4

Na het aanbrengen van het dak wordt de 2^{de} ontgraving gedaan. Hierbij gaat het dak als stempel fungeren en ontstaat er een bijkomend moment als gevolg van de rotatieveerstijfheid van de verbinding dak – diepwand.

Gerekend wordt met:

- Het inklemmingsmoment van het dak neemt toe tot 1329 kNm (zie E.1.3.5 momentenverloop in bouwfase)
- Grondwaterstand NAP -9,86m
- Ontgraving NAP -9,36m
- Wordt berekend als constructiefase 6

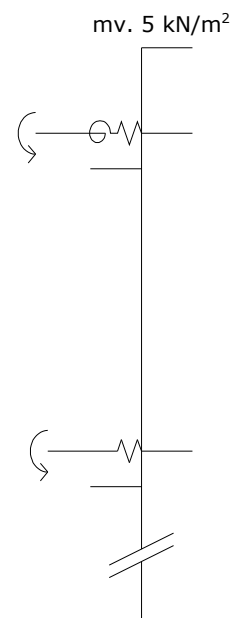


Bouwfase 5

Na het aanbrengen van een grondverbetering en een werkvloer wordt de vloer gerealiseerd. Ook deze wordt gemodelleerd door middel van een translatieveer. De rotatieveerstijfheid geeft hier nog geen moment omdat eigen gewicht van de vloer wordt gedragen door palen en de grondbedding.

Gerekend wordt met:

- $M_{dak} = 1329 \text{ kNm}$ (E.1.3.5 momentenverloop in bouwfase)
- Grondwaterstand NAP -9,86m
- Ontgraving NAP -8,96m
- Wordt berekend als constructiefase 7

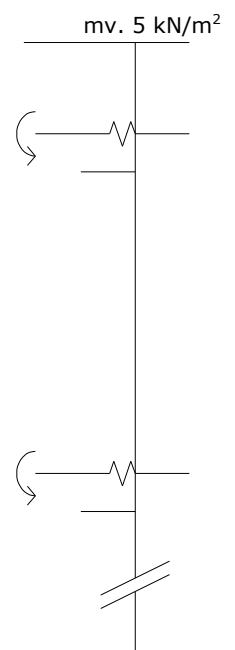


Bouwfase 6

De laatste bouwfase voor fase 1 is de ingebruikname van de oostelijke tunnelbuis.

Gerekend wordt met:

- $M_{dak;tot} = M_{dak} - M_{wdr;60} + M_{gr} + M_{ballast} = 1329 - 42 + 80 + 6 = 1373 \text{ kNm}$
- $M_{vloer;tot} = M_{vloer} + M_{tussenw} - M_{wdr;60} + M_{gr} + M_{ballast} = 0 + 30 - 170 + 18 + 34 = -88 \text{ kNm}$
- Grondwaterstand NAP -2,96m geeft een waterdruk van 60 kN/m² onder de vloer
- Wordt berekend als constructiefase 8



E.1.3.5 Bepaling rotatieveerstijfheid van de diepwand tpv. dak en vloer

Deze bepaling van de rotatieveerstijfheid gebeurt door middel van de gaapvergelijking zoals uitgewerkt in bijlage C.

L	13,38	m		
h (dak)	0,9	m		
h (diepw)	1	m	Eldek	486000 kNm ² /m
E (dak)	8,00E+06	kN/m ²	EAdek	7200000 kN
E (diepwand)	8,00E+06	kN/m ²		
q dek	22,5	kN/m		
I dek	0,06075	m ⁴	Cm,dak	7,26E+04 kNm/rad
I diepwand	0,08333333	m ⁴	Ch,dak	1,16E+06 kN/m

Moment uit eg. dak bij volledige inklemming Meg;stp 335,7 kNm

Fictief moment van 300 kNm/m

geeft volgende verplaatsingen

diepte (m)	fase 4	fase 5	verschil
1,17	16,2	18,1	1,9
-0,88	13,2	13,3	0,1
2,05	3	4,8	-1,8

Geeft hoekverdraaiing tpv. dak 0,000878 rad

Geeft veerstijfheid van diepwand tpv. dak Cm,dw 3,42E+05 kNm/rad

L	13,38			
L (dw-pl)	6,69	m		
h (vloer)	0,9	m	Elvloer	486000 kNm ² /m
h (diepw)	1	m	EAvloer	7200000 kN
E (dak)	8,00E+06	kN/m ²		
E (diepwand)	8,00E+06	kN/m ²		
I dek	0,06075	m ⁴	Cm vloer	2,14E+05 kNm/rad
I diepwand	0,08333333	m ⁴	Ch (k)	1,16E+06 kN/m

Fictief moment van 300 kNm/m

geeft volgende verplaatsingen

diepte (m)	fase 4	fase 5	verschil
-8,51	62,5	62,5	0
-9,48	63,9	64,5	0,6
0,97	-1,4	-2	0,6

Geeft hoekverdraaiing tpv. vloer 0,0006186 rad

Geeft veerstijfheid van diepwand tpv. vloer Cm;dw 4,85E+05 kNm/rad

E.1.3.6 Momentenverloop in bouwfasen

L	13,38	m		
h (dak)	0,9	m		
h (diepw)	1	m	Eldek	486000 kNm ² /m
E (dak)	8,00E+06	kN/m ²	EAdak	7200000 kN
E (diepwand)	8,00E+06	kN/m ²		
q dek	22,5	kN/m		
I dek	0,06075	m ⁴	Cm,dak	7,26E+04 kNm/rad
I diepwand	0,08333333	m ⁴	Ch,dak	1,16E+06 kN/m

Moment uit eg. dak bij volledige inklemming Meg;stp 335,7 kNm

Fictief moment van 300 kNm/m

geeft volgende verplaatsingen

diepte (m)	fase 4	fase 5	verschil
1,17	16,2	18,1	1,9 mm
-0,88	13,2	13,3	0,1 mm
2,05	3	4,8	-1,8

Geeft hoekverdraaiing tpv. dak 0,000878 rad

Geeft veerstijfheid van diepwand tpv. dak Cm;dw 3,42E+05 kNm/rad

Moment uit eg. dak bij gedeeltelijke inklemming Meg;s 276,8 kNm

Ontgraving onder dak tot onderkant vloer

geeft volgende verplaatsingen

diepte (m)	fase 5	fase 6	verschil	(effect M-dak)
1,17	17,9	-17,7	-35,6	mm
-0,88	13,3	13,7	0,4	mm
2,05	4,6	-31,4	36	mm

Geeft hoekverdraaiing tpv. dak 0,017561 rad

Moment in het dak tg. bijkomende hoekverdraaiing Meg;s 1052,0 kNm

Mdak,eind 1328,9 kNm

E.1.3.7 Resultaten diepwand berekening

Momenten en vervormingen worden per bouwphase weergegeven in de onderstaande figuren.

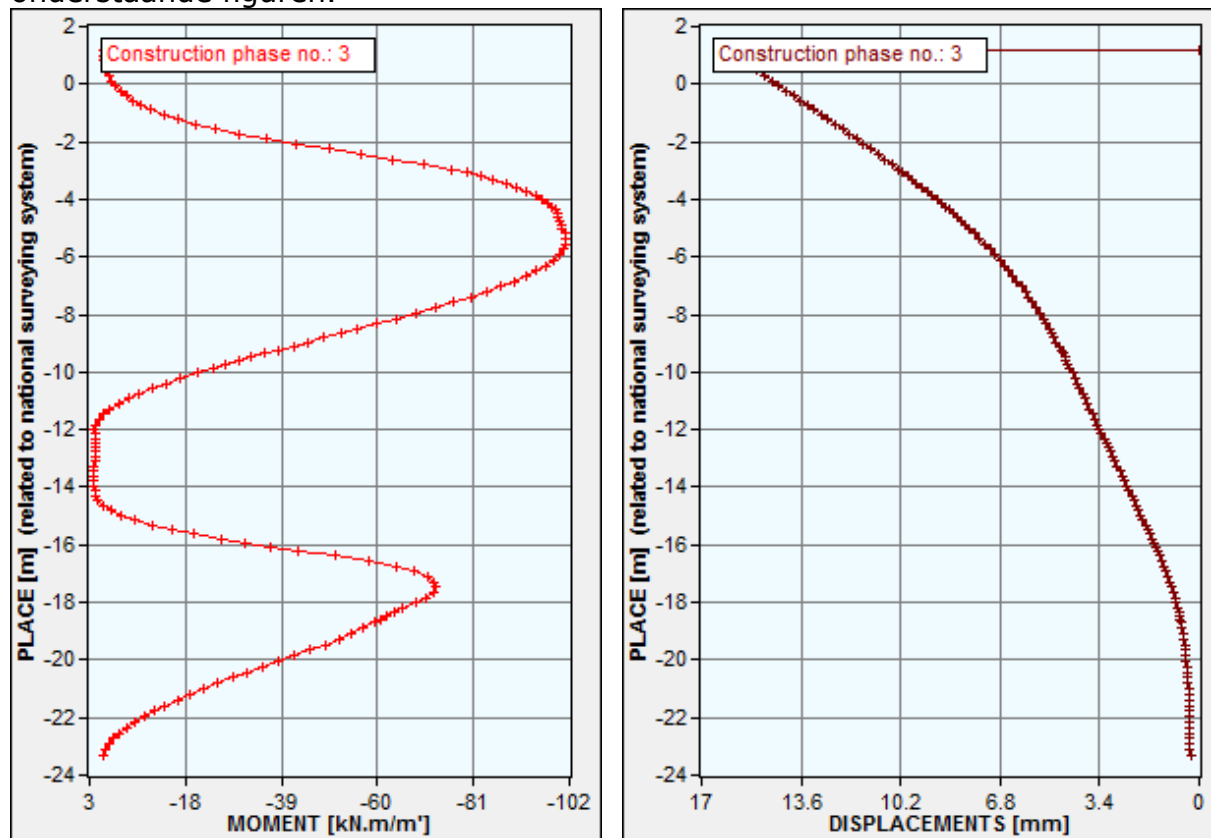


Fig. E.1.3.4 Momenten en vervormingen van bouwphase 2

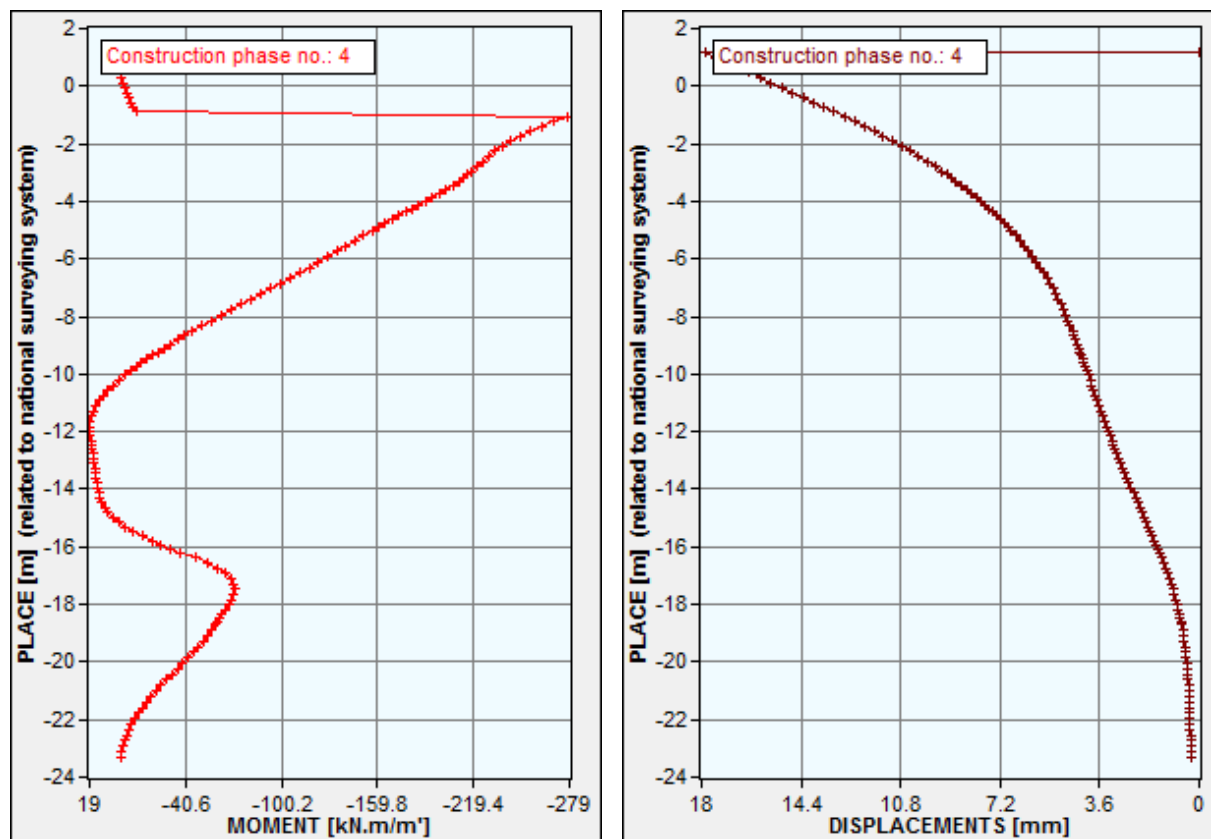


Fig. E.1.3.5 Momenten en vervormingen van bouwphase 3

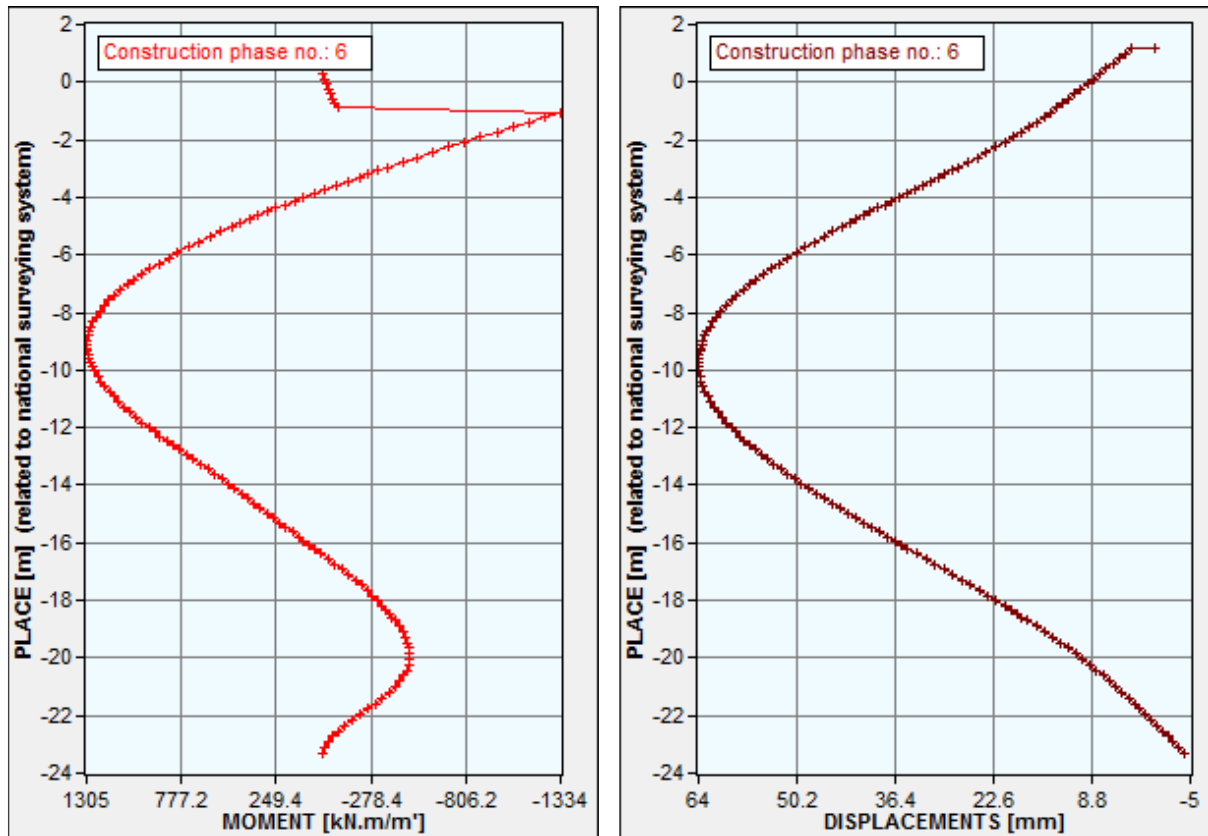


Fig. E.1.3.6 Momenten en vervormingen van bouwfase 4

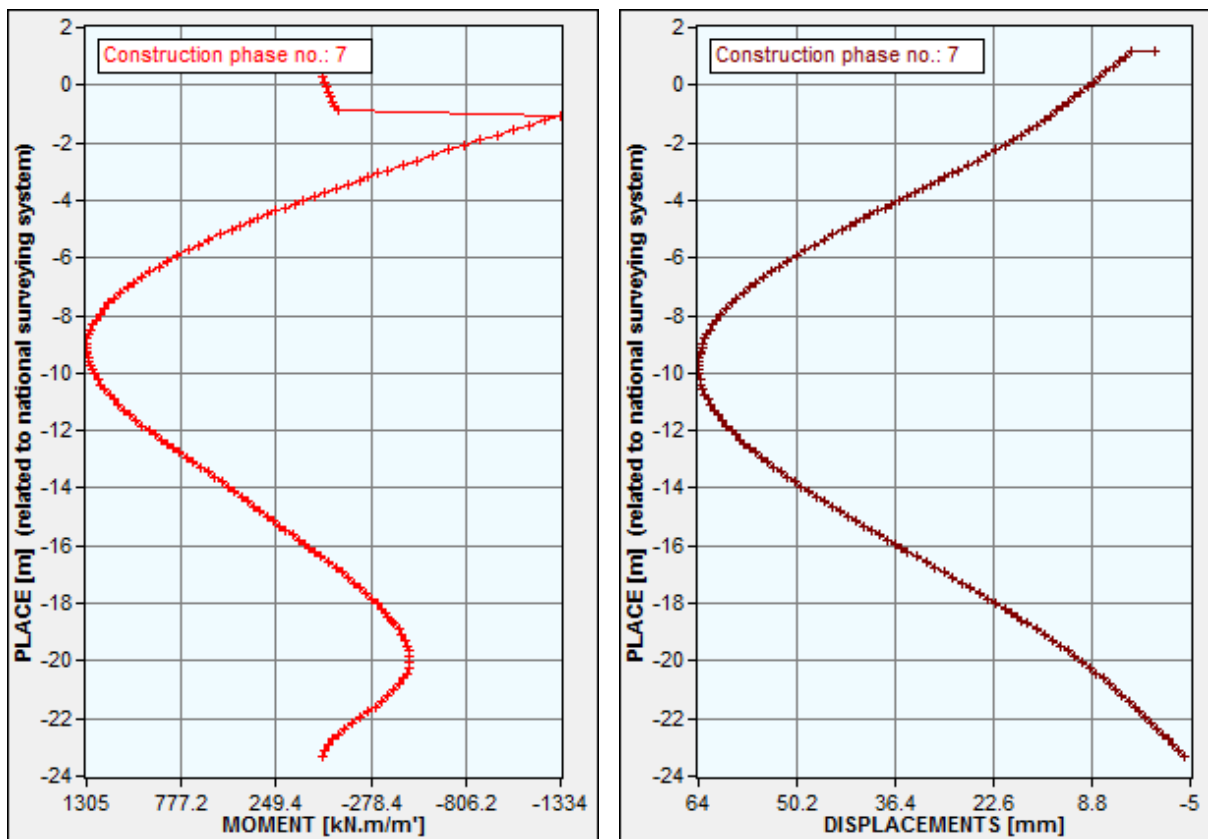


Fig. E.1.3.7 Momenten en vervormingen van bouwfase 5

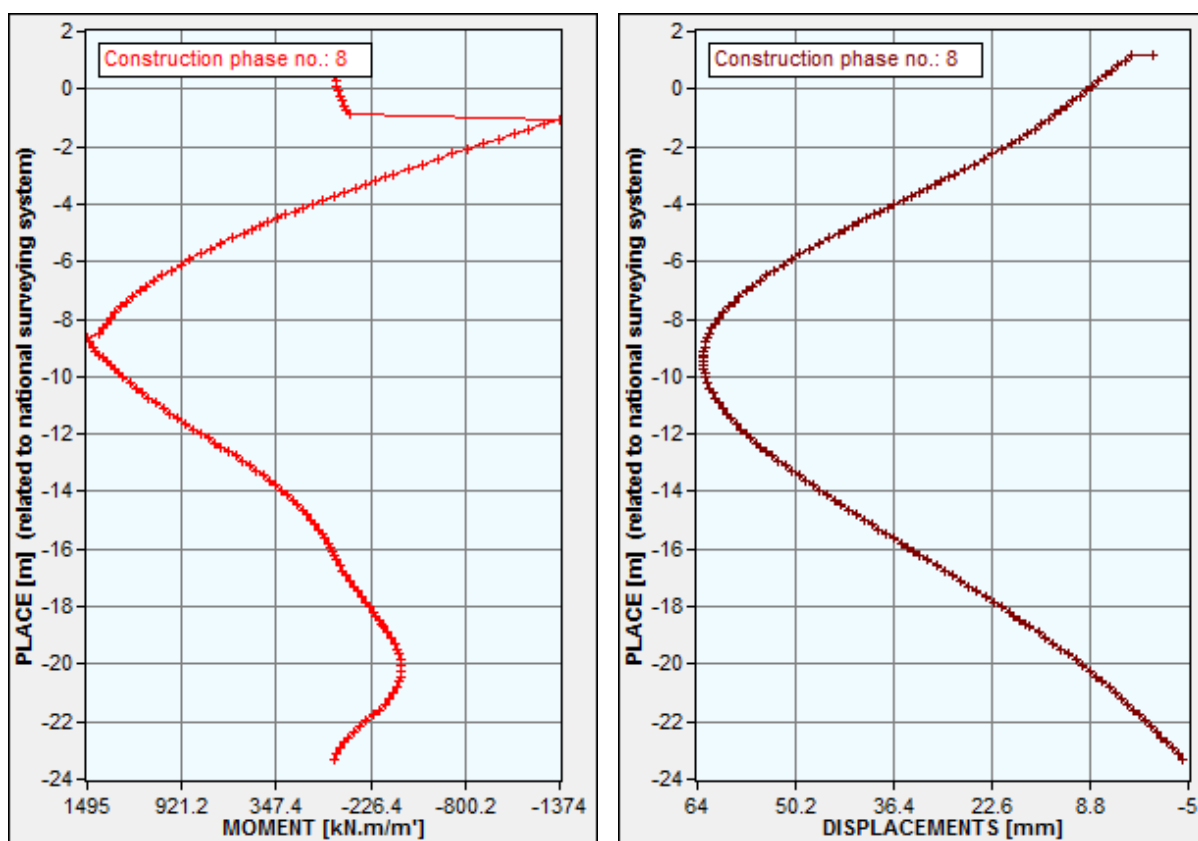


Fig. E.1.3.8 Momenten en vervormingen van bouwfase 6

E.1.3.8 Resultaten belastingen

In dit gedeelte worden de bijkomende krachtsverdeling bepaald waarmee in het ontwerp voor de basis diepwand gerekend moet worden. De uitgangspunten van het bepalen van belastingen zijn gegeven in hoofdstuk 4.7 en bijlage D.7.

Op maaiveldniveau aan de buitenzijde van de diepwand wordt een gelijkmatig verdeelde belasting aangebracht van 5 kN/m^2 met een oneindige strookbreedte in elke bouwfase.

Alle belastingen zijn bepaald in de BGT, dus zonder belastingsfactoren en belastingscombinaties. De optredende momenten zijn samengevat in tabel E.1.3.1.

Belasting	M (dak–diepwand) [kNm]	M (vloer–diepwand) [kNm]
Grondbelasting op dak	80	18
Grondwaterbelasting (60 kN/m^2)	-42	-170
Hoge grondwaterbelasting ($78,9\text{ kN/m}^2$)	-56	-223
Lage grondwaterbelasting ($5,6\text{ kN/m}^2$)	-4	-16
Maaiveldbelasting (bouwfase)	123	Nvt.
Maaiveldbelasting (eindfase)	57	13
Spoor en ballast	6	34
Treinbelasting	22	118
Eigen gewicht tussenwand	Nvt.	30
Explosiebelasting	-463	475
Temp	-300 / 300	-400 / 400

Tabel E.1.3.1 Bepaalde momenten door belastingen

Voor het bepalen van de vervormingen van de diepwand wordt in bouwfase 6 gerekend met de permanente belastingen zoals weergegeven in tabel E.1.3.2.

Permanente belasting	M (dak–diepwand) [kNm]	M (vloer–diepwand) [kNm]
	1329	0
Grondbelasting op dak	80	18
Grondwaterbelasting (60 kN/m^2)	-42	-170
Spoor en ballast	6	34
Eigen gewicht tussenwand	Nvt.	30
TOTAAL	1373	-88

Tabel E.1.3.2 Permanente belastingen in bouwfase 6

De bijkomende momenten als gevolg van de variabele belasting op dak, vloer en diepwand voor de toetsing van de constructie zijn weergegeven in de tabellen E.1.3.3, E.1.3.4 en E.1.3.5

Variabele belasting (negatief)	M (dak–diepwand) [kNm]	M (vloer–diepwand) [kNm]
Hoge grondwaterbelasting ($78,9\text{ kN/m}^2$)	-56 (-56--42=-14)	-223 (-223--170=-53)
Temperatuurbelasting	-300	-400
TOTAAL	-314	-453

Tabel E.1.3.3 Variabele belastingen in eindfase

Variabele belasting (positief)	M (dak-diepwand) [kNm]	M (vloer-diepwand) [kNm]
Lage grondwaterbelasting (5,6kN/m ²)	-4 (-4--42=38)	-16 (-16--170=154)
Maaiveldbelasting (eindfase)	57	13
Treinbelasting	22	118
Temperatuurbelasting	300	400
TOTAAL	417	685

Tabel E.1.3.4 Variabele belastingen in eindfase

Calamiteit belasting	M (dak-diepwand) [kNm]	M (vloer-diepwand) [kNm]
Explosiebelasting	-463	475
Vollopen tunnel	-91	250

Tabel E.1.3.5 Calamiteit belastingen in eindfase

E.1.3.9 Scheurmoment

Toelaatbaar scheurmoment zonder betonstaalwapening en voorspanning volgens de NEN 6720 art. 6.1.3:

$$B25 \Rightarrow f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctm} = 0.7 * (1.05 + 0.05 * f_{ck}) = 0.7 * (1.05 + 0.05 * 25) = 1.61 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{bm} = 1.4 * f_{ctm} = 1.4 * 1.61 = 2.254 \text{ N/mm}^2$$

$$M_r = f_{bm} * W = 2.254 * \left(\frac{1}{6} * 1000 * 1000^2 \right) = 376 * 10^6 \text{ Nmm} = 376 \text{ kNm}$$

Door toe passen van de basiswapening is toename van het scheurmoment te verwachten. Voorlopig wordt een scheurmoment van 400 kNm aangehouden.

E.1.4 Benodigde stijfheid met betrekking tot de vervormingseis

Het basis diepwand ontwerp voldoet niet aan de vervormingseis. Door de E-modulus als variabel aan te nemen kan in een iteratief proces bepaald worden welke stijfheid(EI) nodig is om aan de vervormingseis te voldoen.

Door iteratie in het damwandprogramma volgt een benodigde E-modulus van 61000 N/mm²

In plaats van de E-modulus te verhogen kan ook gekozen wordt om de dikte(h) van de diepwand te vergroten. De benodigde dikte(h) is dan:

$$EI = E * \frac{1}{12} * b * h^3$$

$$EI_{basis} = E_{basis} * \frac{1}{12} * b * h^3$$

$$EI_{benodig} = E_{benodig} * \frac{1}{12} * b * h^3$$

$$\text{Verhoudingsgetal: } \frac{EI_{benodig}}{EI_{basis}} = \frac{61000}{8000} = 7,625$$

$$EI_{benodig} = E_{basis} * \frac{1}{12} * b * h_{benodig}^3$$

$$h_{benodig} = \sqrt[3]{7,625 * 1,0} = 1,97 \text{ m}$$

E.2.1.2 Bepaling rotatieveerstijfheid van de diepwand tpv. dak en vloer

Deze bepaling van de rotatieveerstijfheid gebeurt door middel van de gaapvergelijking zoals uitgewerkt in bijlage E.1.2.

Rotatieveerstijfheid tpv. het dak

L		13,38	m		
h (dek)		0,9	m		
h (diepw)		1	m	Eldek	486000 kNm ² /m
E (dek) buiging		8,00E+06	kN/m ²	EAd _{dek}	7200000 kN
E (dek) rek		8,00E+06	kN/m ²		
q dek		22,5	kN/m		
I dek		0,06075	m ⁴	Cm dak	7,26E+04 kNm/rad
I diepwand		0,0833333	m ⁴	Ch (k)	1,16E+06 kN/m

Moment uit eg. dak bij volledige inklemming Meg;stp 336 kNm

Fictief moment van 300 kNm/m

geeft volgende verplaatsingen

diepte (m)	fase 4	fase 5	verschil
1,17	0	0,8	0,8
-0,88	1,2	1,2	

Geeft hoekverdraaiing tgv. Meg;stp 0,00039 rad

Geeft veerstijfheid van diepwand tpv. dak Cm,dw 7,69E+05 kNm/rad

Rotatieveerstijfheid tpv. de vloer

L		13,38	m		
L (dw-pl)		6,72	m		
h (vloer)		0,9	m	Elvloer	486000 kNm ² /m
h (diepw)		1	m	EAvloer	7200000 kN
E (vloer)		8,00E+06	kN/m ²		
E (diepwand)		8,00E+06	kN/m ²		
I dek		0,06075	m ⁴	Cm vloer	2,14E+05 kNm/rad
I diepwand		0,0833333	m ⁴	Ch (k)	1,16E+06 kN/m

Fictief moment van 300 kNm/m

geeft volgende verplaatsingen

diepte (m)	fase 7	fase 8	verschil
-7,96	13,6	13,5	-0,1
-8,51	14	14	0
0,55	-0,4	-0,5	0,1

Geeft hoekverdraaiing tgv. Meg;stp 0,000182 rad

Geeft veerstijfheid van diepwand tpv. vloer Cm,dw 1,65E+06 kNm/rad

E.2.1.3 Scheurmoment

Toelaatbaar scheurmoment zonder betonstaalwapening en voorspanning volgens de NEN 6720 art. 6.1.3:

Gewicht dak $\Rightarrow F \approx 150 \text{ kN}$

$$B25 \Rightarrow f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctm} = 0.7 * (1.05 + 0.05 * f_{ck}) = 0.7 * (1.05 + 0.05 * 25) = 1.61 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{bm} = 1.4 * f_{ctm} = 1.4 * 1.61 = 2.254 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{cm} = \frac{F}{A} = \frac{150 * 10^3}{1 * 10^6} = 0.15 \text{ N/mm}^2$$

$$M_r = (\sigma_{cm} + f_{bm}) * W = (0.15 + 2.254) * \left(\frac{1}{6} * 1000 * 1000^2\right) = 400 * 10^6 \text{ Nmm} = 400 \text{ kNm}$$

Door toepassen van wapening is toename van het scheurmoment te verwachten. Voorlopig wordt een scheurmoment van 400 kNm aangehouden.

Toelaatbaar scheurmoment met voorspanning

Voorspanning $\Rightarrow F_p = 5600 \text{ kN}$

Gewicht dak $\Rightarrow F \approx 150 \text{ kN}$

$$B25 \Rightarrow f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctm} = 0.7 * (1.05 + 0.05 * f_{ck}) = 0.7 * (1.05 + 0.05 * 25) = 1.61 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{bm} = 1.4 * f_{ctm} = 1.4 * 1.61 = 2.254 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{cm} = \frac{F_p + F}{A} = \frac{(5600 + 150) * 10^3}{1 * 10^6} = 5.75 \text{ N/mm}^2$$

$$M_r = (\sigma_{cm} + f_{bm}) * W = (5.75 + 2.254) * \left(\frac{1}{6} * 1000 * 1000^2\right) = 1334 * 10^6 \text{ Nmm} = 1334 \text{ kNm}$$

Als veiligheidsfactor aanhouden geen trek in beton, geeft:

$$M_r = \sigma_{cm} * W = 5.75 * \left(\frac{1}{6} * 1000 * 1000^2\right) = 958 * 10^6 \text{ Nmm} \approx 960 \text{ kNm}$$

Toelaatbaar scheurmoment met voorspanning

Voorspanning $\Rightarrow F_p = 5100 \text{ kN}$

Gewicht dak $\Rightarrow F \approx 150 \text{ kN}$

$$B25 \Rightarrow f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctm} = 0.7 * (1.05 + 0.05 * f_{ck}) = 0.7 * (1.05 + 0.05 * 25) = 1.61 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{bm} = 1.4 * f_{ctm} = 1.4 * 1.61 = 2.254 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{cm} = \frac{F_p + F}{A} = \frac{(5100 + 150) * 10^3}{1 * 10^6} = 5.25 \text{ N/mm}^2$$

$$M_r = (\sigma_{cm} + f_{bm}) * W = (5.25 + 2.254) * \left(\frac{1}{6} * 1000 * 1000^2\right) = 1251 * 10^6 \text{ Nmm} = 1251 \text{ kNm}$$

Als veiligheidsfactor aanhouden geen trek in beton, geeft:

$$M_r = \sigma_{cm} * W = 5.25 * \left(\frac{1}{6} * 1000 * 1000^2\right) = 875 * 10^6 \text{ Nmm} = 875 \text{ kNm}$$

E.2.2 Schematisering en bepaling voorspanning in diepwand

Bij de huidige toepassing van voorspanning in beton wordt de voorspanning als belasting op de constructie geschematiseerd. Voor deze schematisatie is ook gekozen bij het toepassen van voorspanning in diepwand.

De voorspanning wordt geschematiseerd door een q-belasting, welke ontstaat als gevolg van de krommingsdruk door de excentriciteit van de voorspanning. Aan het begin en het eind van de kromming wordt een horizontale puntlast gedefinieerd welke de reactiekracht is van de krommingsdruk. Zie de weergave in figuur E.2.2.1.

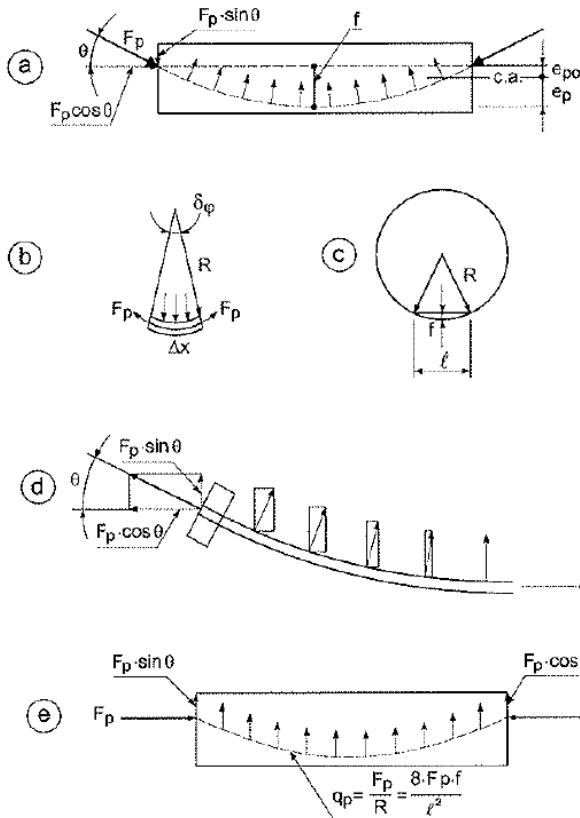


Fig.E.2.2.1 Schematisatie voorspanning in diepwand

De krommingsdruk wordt als volgens afgeleid:

In fig. E.2.2.2 is een gekromde voerspankabel weergegeven met een straal R en een excentriciteit van f. De aanname is dat de voerspanningskracht constant is over de lengte van de kabel.

In fig. E.2.2.2b wordt het evenwicht van een klein gedeelte van de kabel beschouwd.

Fig. E.2.2.2 Bepaling krommingsdruk van de voerspankabel

Hierbij geldt het volgende:

$$q_p * R * d\varphi = F_p * d\varphi \rightarrow q_p = \frac{F_p}{R}$$

Vanuit fig. E.2.2.2c kan de volgende relatie worden afgeleid:

$$f = R - \sqrt{R^2 - \frac{1}{4}l^2}$$

$$f^2 - 2fR + R^2 = R^2 - \frac{1}{4}l^2 \rightarrow f^2 - 2fR = -\frac{1}{4}l^2$$

In de meeste gevallen is $R \gg f$, wat ook voor de situatie in diepwanden geldt. Daarom kan de term f^2 worden verwaarloosd waardoor de relatie vereenvoudigd tot:

$$R = \frac{l^2}{8 * f}$$

Wanneer deze relatie gecombineerd wordt met de eerste vergelijking ontstaat de formule voor de krommingsdruk:

$$q = \frac{8 * F_p * f}{l^2}$$

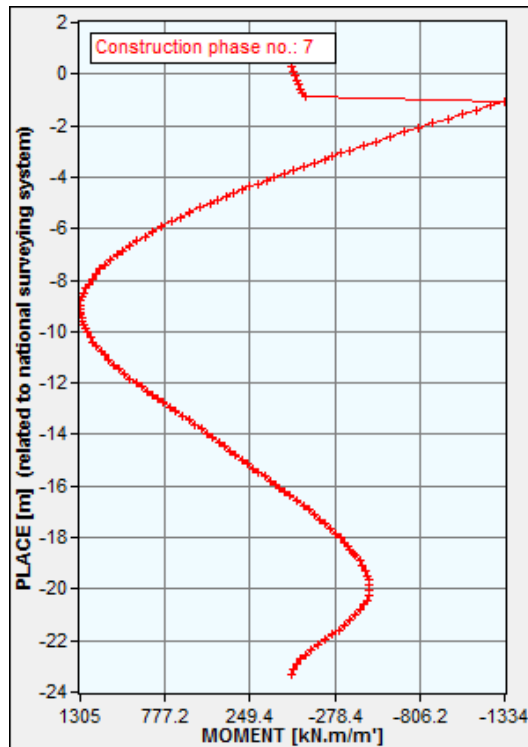


Fig. E.2.2.3 Momenten in basis diepwand bij volledige ontgraving

Als eerste aanname is de voorspankabel gedefinieerd vanaf bovenkant dak (NAP -0,43m) tot aan het momenten 0-punt (NAP -16,43m) bij een ongestempelde diepwand (fig. E.2.2.3). Aangenomen wordt dat de voorspanning als parabool tussen deze punten wordt aangebracht.

Voor het moment van aanbrengen van de voorspanning zijn er 2 opties:

- Aanbrengen van de voorspanning gelijk na aanbrengen van het dak
- Aanbrengen van de voorspanning na een gedeeltelijke ontgraving onder het dak

Voorlopig wordt uitgegaan van een ontgraving van NAP -5,0m.

Om de benodigde voorspanning te bepalen wordt vervolgens een fictieve krommingbelasting(q) van 10 kN/m^2 aangebracht met 2 reactie krachten op NAP -0,43m en NAP -16,43 van 80 kN ($10 \cdot 16/2$), zoals te zien in fig. E.2.2.4.

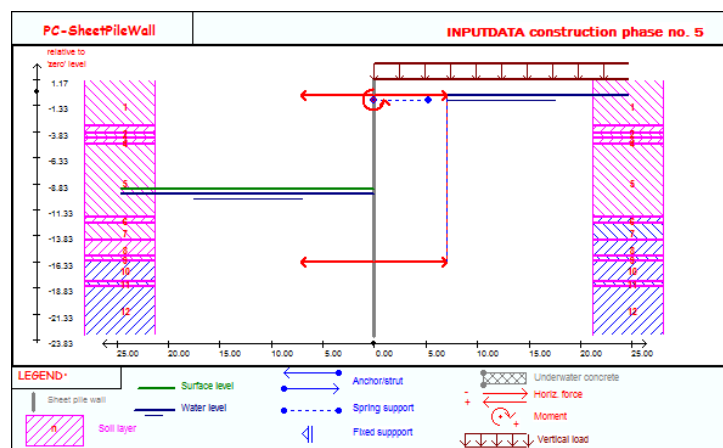


Fig. E.2.2.4 Invoer fictieve belasting

De hierbij behorende fictieve voorspankracht wordt als volgens bepaald:

$$q = \frac{8 * F_p * f}{l^2} \Rightarrow 10 = \frac{8 * F_p * f}{16^2} \Rightarrow F_p * f = 320$$

$f_{\max}$ = halve wanddikte - dekking - langswap. - dwarswap. - halve diameter voorspankabel

Voor de dekking wordt 100mm aangenomen, dit is volgens de CUR 76 en ervaringsgegevens.

$$f_{\max} = \frac{1000}{2} - 100 - 20 - 20 - \frac{120}{2} \approx 300 \text{ mm}$$

$$F_{p;fic} = \frac{320}{f_{\max}} = \frac{320}{0.3} = 1067 \text{ kN}$$

Er wordt aangenomen dat na het ontgraven, onder het dak tot NAP -5,00m, de fictieve voorspanning wordt aangebracht. Dit geeft de volgende momenten reductie:

Ontgraving onder dak voor aanbrengen voorspanning (Fig E.2.2.5): $M_{\max} = 399 \text{ kNm}$

Na aanbrengen voorspanning (Fig E.2.2.6): $M_{\max} = 302 \text{ kNm}$

Verschil als gevolg van een voorspankracht van 1067 kN $M_p = 97 \text{ kNm}$

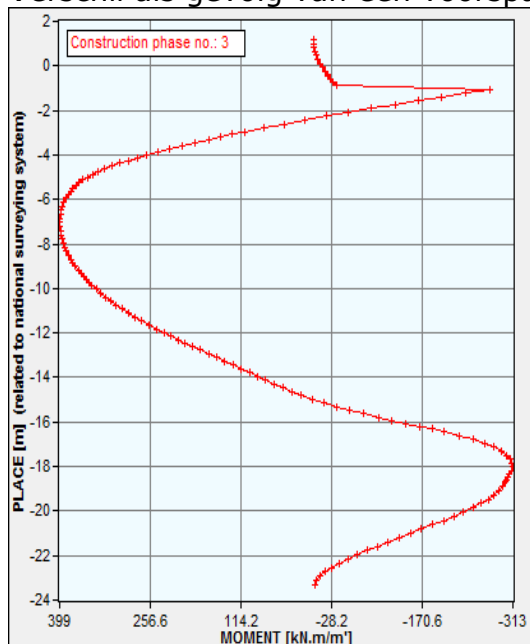


Fig. E.2.2.5 Momenten voor aanbrengen voorspanning

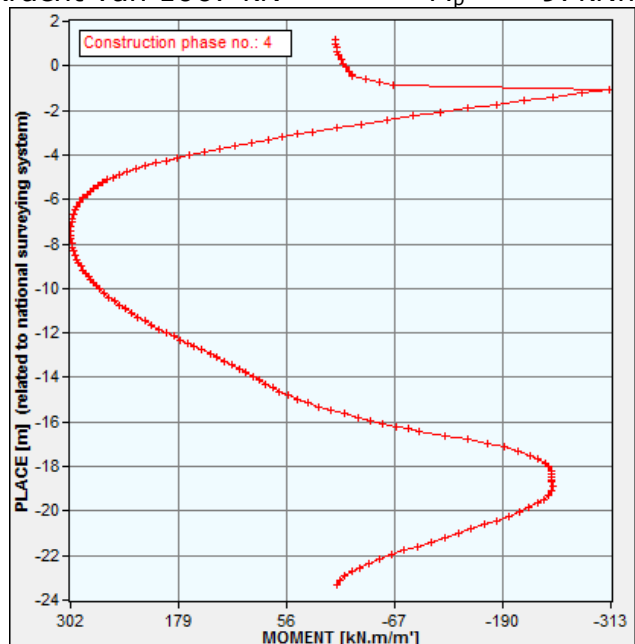


Fig. E.2.2.6 Momenten na aanbrengen voorspanning

Als gevolg van de excentriciteit van de voorspanning in de diepwand ontstaat er een moment van $0,3 * 1067 = 320 \text{ kNm}$.

De effectiviteit van de voorspanning bedraagt: $\alpha = \frac{97}{320} = 0.303$

α is hier een verhoudingsgetal tussen de aan te brengen voorspankracht en het hierbij optredende reducerende moment. In dit verhoudingsgetal zit dus de excentriciteit van de voorspanning en de veerwerking van de grond. Door de grond kan de diepwand niet vrij vervormen. Door de verende ondersteuning wordt de vervorming belemmerd. Door middel van dit verhoudingsgetal wordt de benodigde voorspanning bepaald in de diepwand.

Ontgraving tot NAP -9,36m met fictieve voorspanning

Reductie

Totaal M

$M_{\max} = 1741 \text{ kNm}$

$M_p = 97 \text{ kNm}$

$M_{gr} \sim 1840 \text{ kNm}$

De voorspanning die nodig is om onder de buigtrekspanning te komen volgt uit:

$$\sigma_{toel.} = -\frac{F_p}{A} + \frac{M}{W} = f_{bm}$$

$$\sigma_{toel.} = -\frac{F_p}{A} + \frac{M_{gr} - M_p * \frac{F_p}{1067}}{W} = f_{bm}$$

$$\sigma_{toel.} = -\frac{F_p}{1} + \frac{1840 - 97 * \frac{F_p}{1067}}{\frac{1}{6}} = 2300 \text{ kN/m}^2$$

$$-1.564 * F_p + 11040 = 2300$$

$$F_p = \frac{8740}{1.564} \approx 5600 \text{ kN}$$

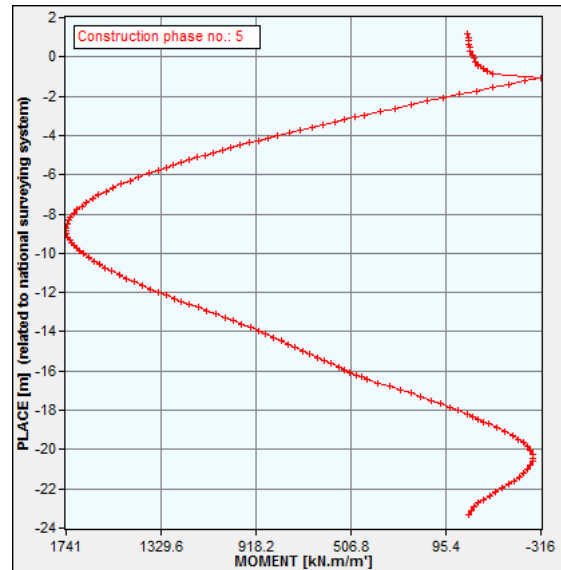


Fig.E.2.2.7 Maximale moment na volledige ontgraving met fictieve voorspanning

Het verwachte reducerende moment is $5600 * 0,3 = -1680 \text{ kNm}$. Het optredende

moment ten gevolg van F_p wordt ongeveer $\frac{5600}{1067} * 97 \approx -510 \text{ kNm}$. Het effectieve

reducerende moment blijkt dus maar $\alpha = \frac{510}{1680} = 0,303$ te zijn.

Het moment ten gevolge van F_p kan zonder scheurvorming door de wand worden opgenomen. Het is dus mogelijk de voorspanning aan te brengen voordat wordt ontgraven onder het dak

Voorlopig wordt uitgegaan dat bij een ontgraving van NAP -5,0m de voorspankracht is aangebracht. Dit geeft voldoende ruimte in de uitvoeringsplanning en komt het aanbrengen van de voorspanning niet op het kritieke pad.

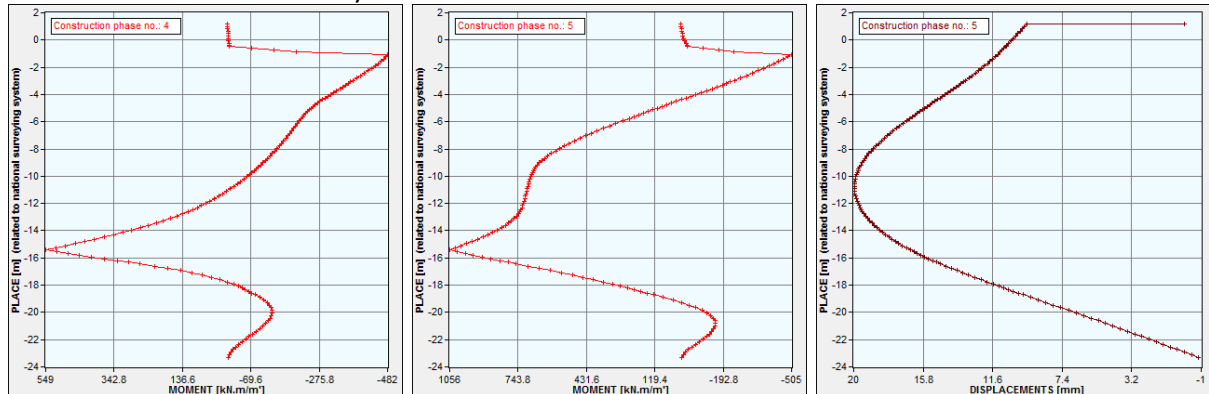
E.2.3 Uitkomsten effecten lengte voorspankabel

Het effect van de gekromde lengte van de voorspankabel wordt duidelijk in de onderstaande figuren. Per lengte zijn 3 figuren weergegeven. Namelijk de momentenlijn gelijk na het aanbrengen van de voorspankracht, de momentenlijn na volledige ontgraving en de vervormingslijn na volledige ontgraving. De ingevoerde waarden staan steeds boven de figuren vermeld.

$$F_p = 5600 \text{ kN}$$

$$q = \frac{8 * F_p * f_{\max}}{l^2} = \frac{8 * 5600 * 0.3}{15^2} = 59.7 \text{ kN/m}^2$$

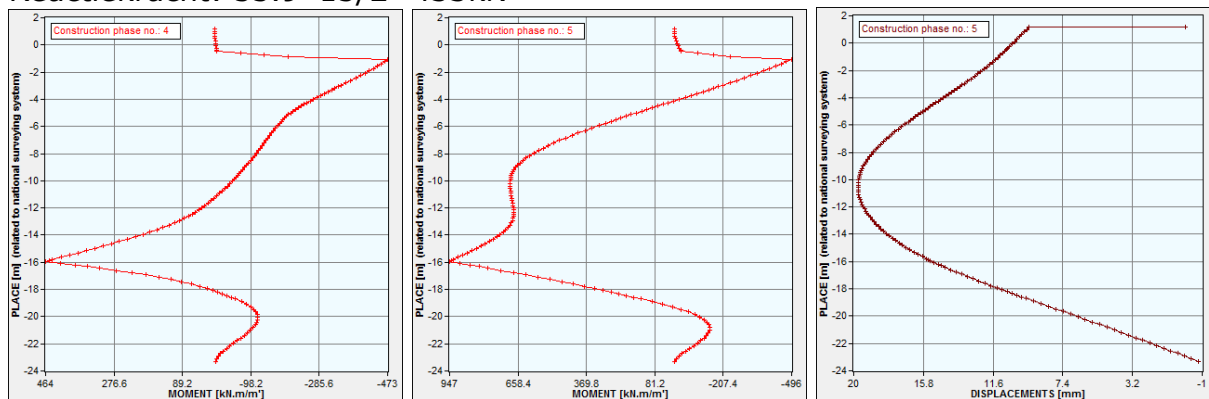
$$\text{Reactiekracht: } 59.7 * 15 / 2 = 448 \text{ kN}$$



$$F_p = 5600 \text{ kN}$$

$$q = \frac{8 * F_p * f_{\max}}{l^2} = \frac{8 * 5600 * 0.3}{15.5^2} = 55.9 \text{ kN/m}^2$$

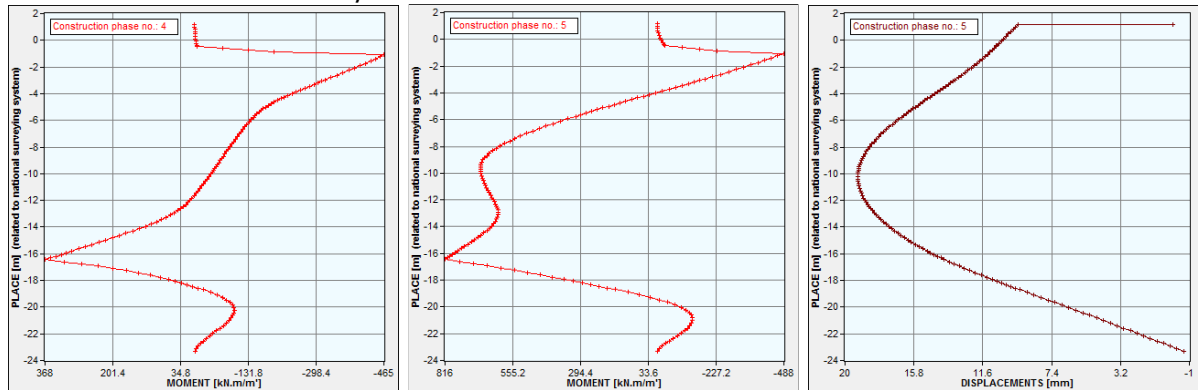
$$\text{Reactiekracht: } 55.9 * 15 / 2 = 433 \text{ kN}$$



$$F_p = 5600 \text{ kN}$$

$$q = \frac{8 * F_p * f_{\max}}{l^2} = \frac{8 * 5600 * 0.3}{16^2} = 52.5 \text{ kN/m}^2$$

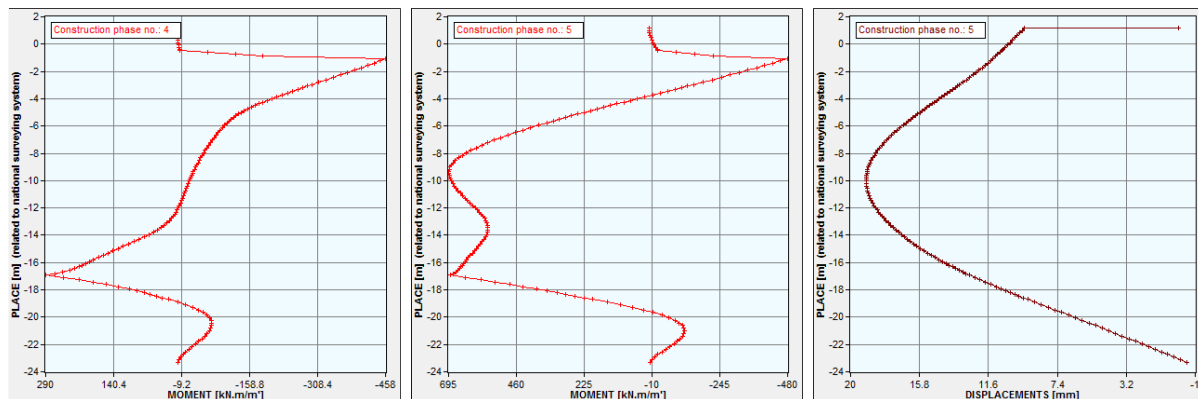
$$\text{Reactiekracht: } 52.5 * 16 / 2 = 420 \text{ kN}$$



$$F_p = 5600 \text{ kN}$$

$$q = \frac{8 * F_p * f_{\max}}{l^2} = \frac{8 * 5600 * 0.3}{16.5^2} = 49.4 \text{ kN/m}^2$$

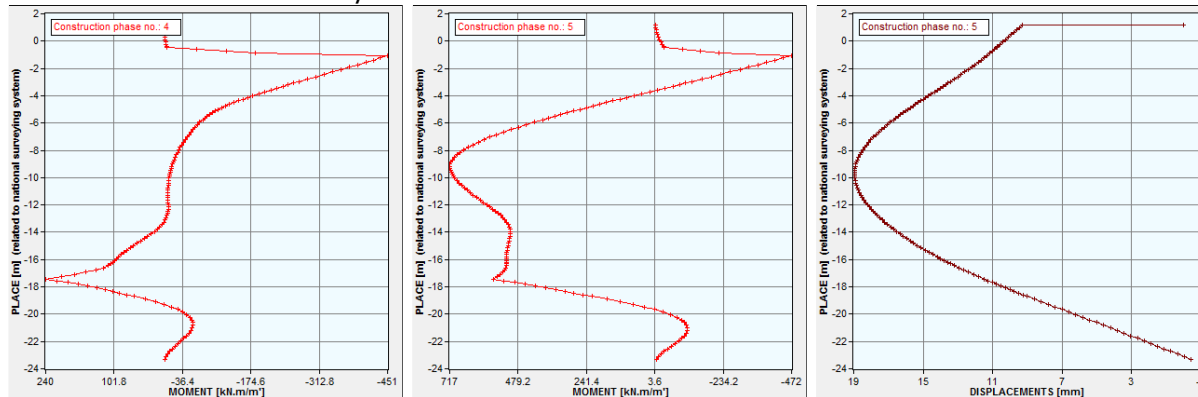
$$\text{Reactiekracht: } 49.4 * 16.5 / 2 = 407 \text{ kN}$$



$$F_p = 5600 \text{ kN}$$

$$q = \frac{8 * F_p * f_{\max}}{l^2} = \frac{8 * 5600 * 0.3}{17^2} = 46.5 \text{ kN/m}^2$$

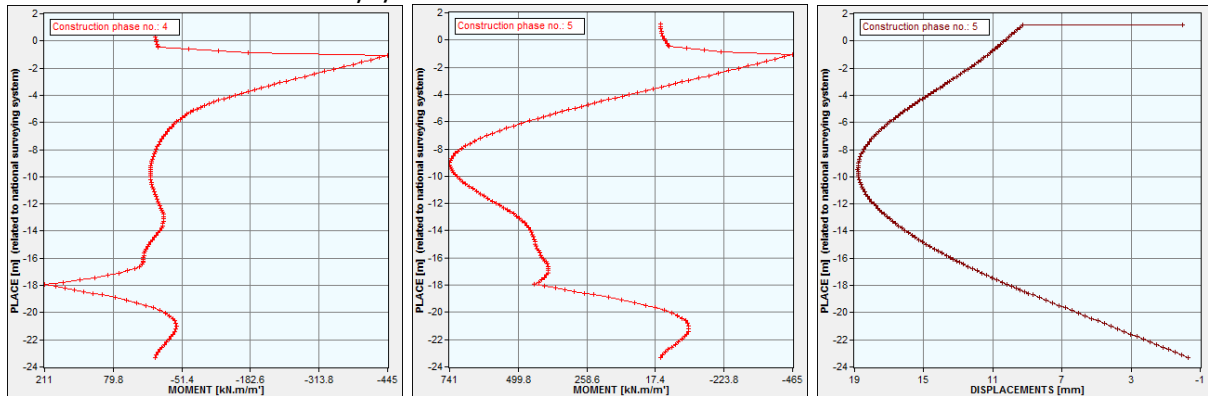
$$\text{Reactiekracht: } 46.5 * 17 / 2 = 395 \text{ kN}$$



$$F_p = 5600 \text{ kN}$$

$$q = \frac{8 * F_p * f_{\max}}{l^2} = \frac{8 * 5600 * 0.3}{17,5^2} = 43.9 \text{ kN/m}^2$$

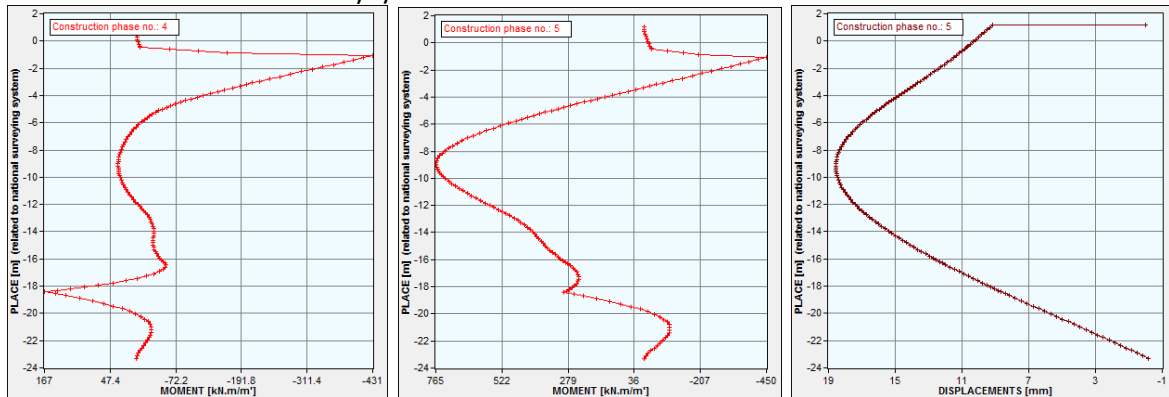
$$\text{Reactiekracht: } 43.9 * 17,5 / 2 = 384 \text{ kN}$$



$$F_p = 5600 \text{ kN}$$

$$q = \frac{8 * F_p * f_{\max}}{l^2} = \frac{8 * 5600 * 0.3}{18,0^2} = 41.5 \text{ kN/m}^2$$

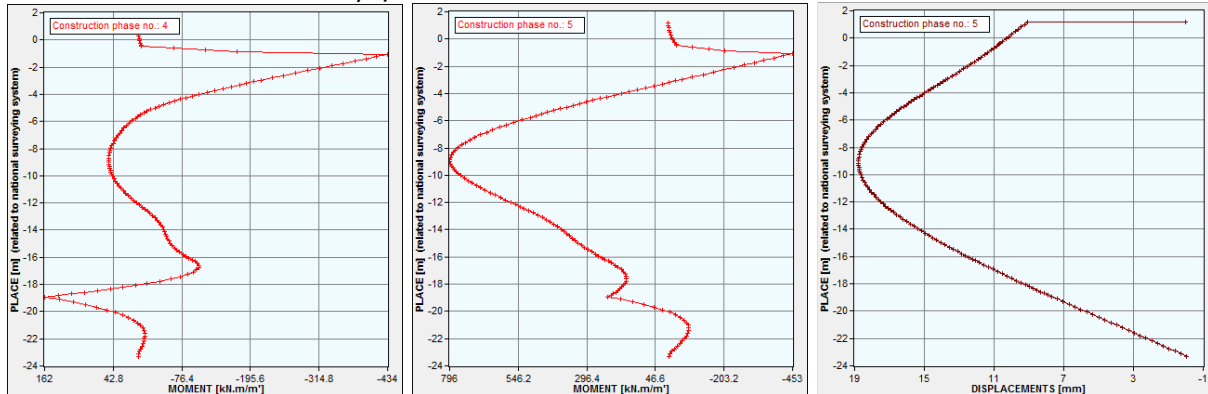
$$\text{Reactiekracht: } 41.5 * 18,0 / 2 = 374 \text{ kN}$$



$$F_p = 5600 \text{ kN}$$

$$q = \frac{8 * F_p * f_{\max}}{l^2} = \frac{8 * 5600 * 0.3}{18,5^2} = 39.3 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Reactiekracht: } 39.3 * 18,5 / 2 = 363 \text{ kN}$$



E.2.4 Uitkomsten effecten voorspankracht

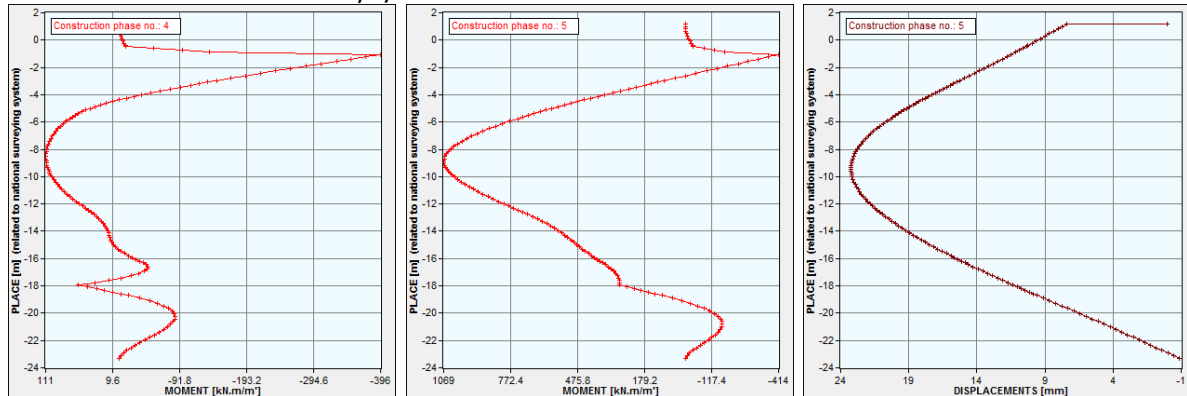
Het effect van de voorspankracht wordt duidelijk in de onderstaande figuren. Per voorspankracht zijn 3 figuren weergegeven. Namelijk de momentenlijn gelijk na het aanbrengen van de voorspankracht, de momentenlijn na volledige ontgraving en de vervormingslijn na volledige ontgraving.

De ingevoerde waarden staan steeds boven de figuren vermeld.

$$F_p = 4000 \text{ kN}$$

$$q = \frac{8 * F_p * f_{\max}}{l^2} = \frac{8 * 4000 * 0.3}{17,5^2} = 31,3 \text{ kN/m}^2$$

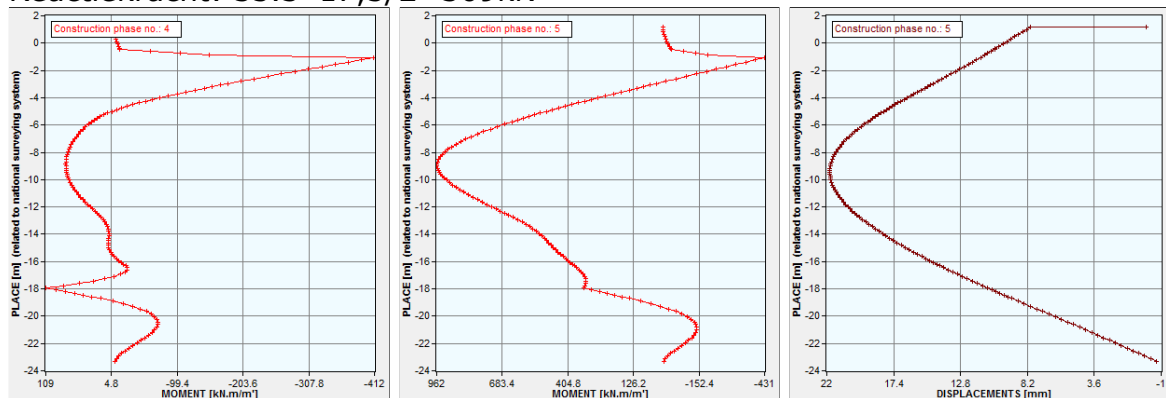
$$\text{Reactiekracht: } 31,3 * 17,5 / 2 = 274 \text{ kN}$$



$$F_p = 4500 \text{ kN}$$

$$q = \frac{8 * F_p * f_{\max}}{l^2} = \frac{8 * 4500 * 0.3}{17,5^2} = 35,3 \text{ kN/m}^2$$

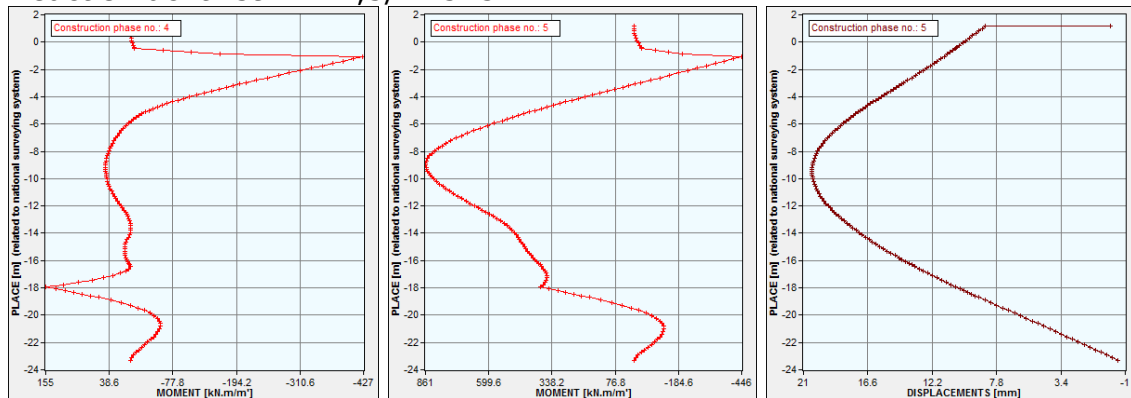
$$\text{Reactiekracht: } 35,3 * 17,5 / 2 = 309 \text{ kN}$$



$$F_p = 5000 \text{ kN}$$

$$q = \frac{8 * F_p * f_{\max}}{l^2} = \frac{8 * 5000 * 0.3}{17,5^2} = 39.2 \text{ kN/m}^2$$

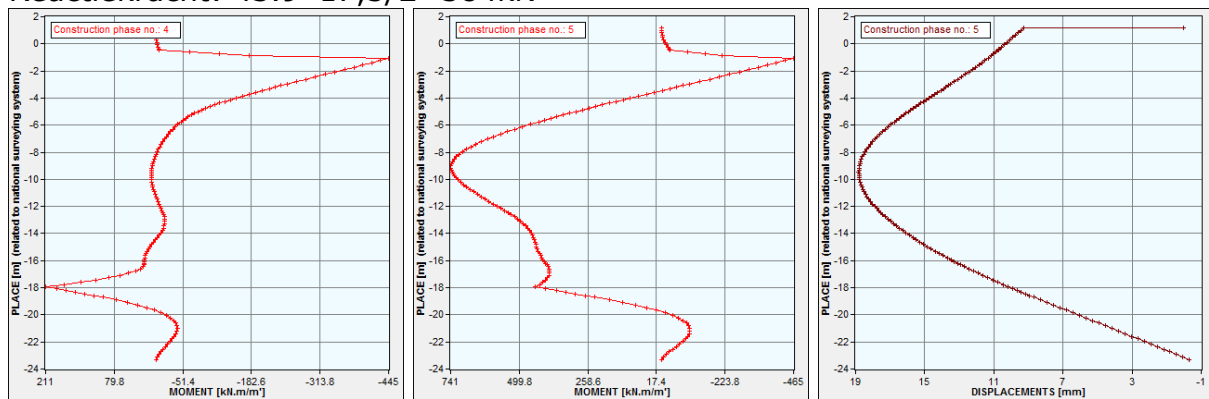
$$\text{Reactiekracht: } 39.2 * 17,5 / 2 = 343 \text{ kN}$$



$$F_p = 5600 \text{ kN}$$

$$q = \frac{8 * F_p * f_{\max}}{l^2} = \frac{8 * 5600 * 0.3}{17,5^2} = 43.9 \text{ kN/m}^2$$

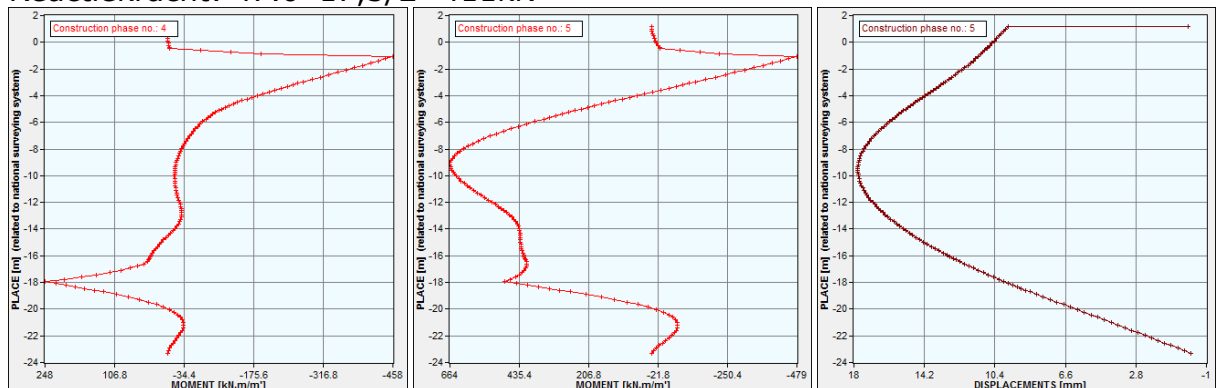
$$\text{Reactiekracht: } 43.9 * 17,5 / 2 = 384 \text{ kN}$$



$$F_p = 6000 \text{ kN}$$

$$q = \frac{8 * F_p * f_{\max}}{l^2} = \frac{8 * 6000 * 0.3}{17,5^2} = 47.0 \text{ kN/m}^2$$

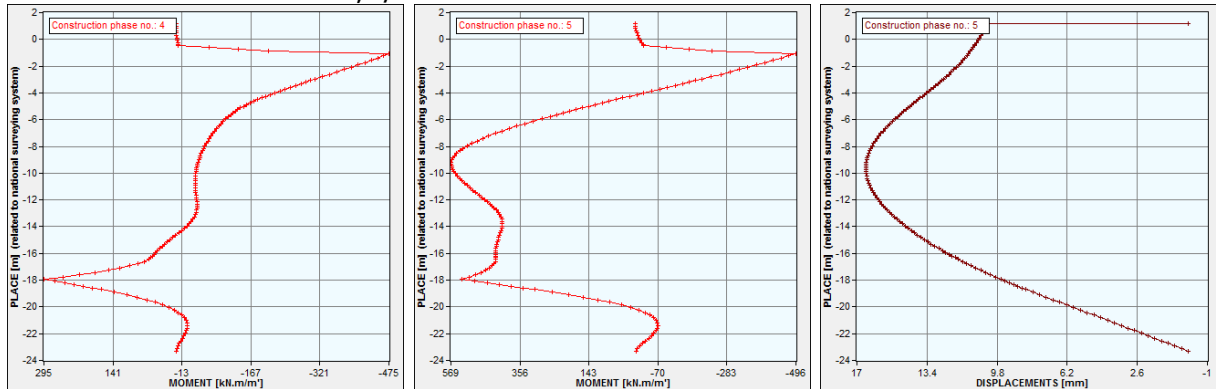
$$\text{Reactiekracht: } 47.0 * 17,5 / 2 = 411 \text{ kN}$$



$$F_p = 6500 \text{ kN}$$

$$q = \frac{8 * F_p * f_{\max}}{l^2} = \frac{8 * 6500 * 0.3}{17,5^2} = 50.9 \text{ kN/m}^2$$

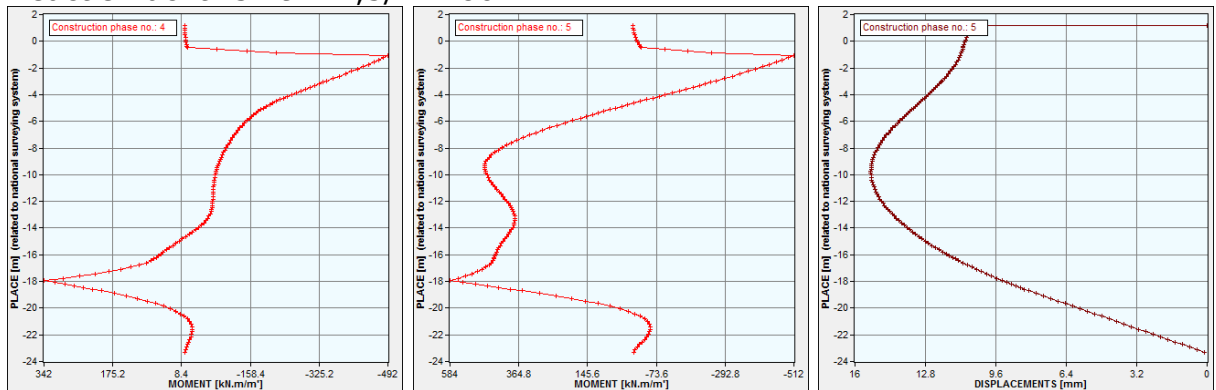
$$\text{Reactiekracht: } 50.9 * 17,5 / 2 = 446 \text{ kN}$$



$$F_p = 7000 \text{ kN}$$

$$q = \frac{8 * F_p * f_{\max}}{l^2} = \frac{8 * 7000 * 0.3}{17,5^2} = 54.9 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Reactiekracht: } 54.9 * 17,5 / 2 = 480 \text{ kN}$$



E.2.5 Wanneer aanbrengen voorspanning

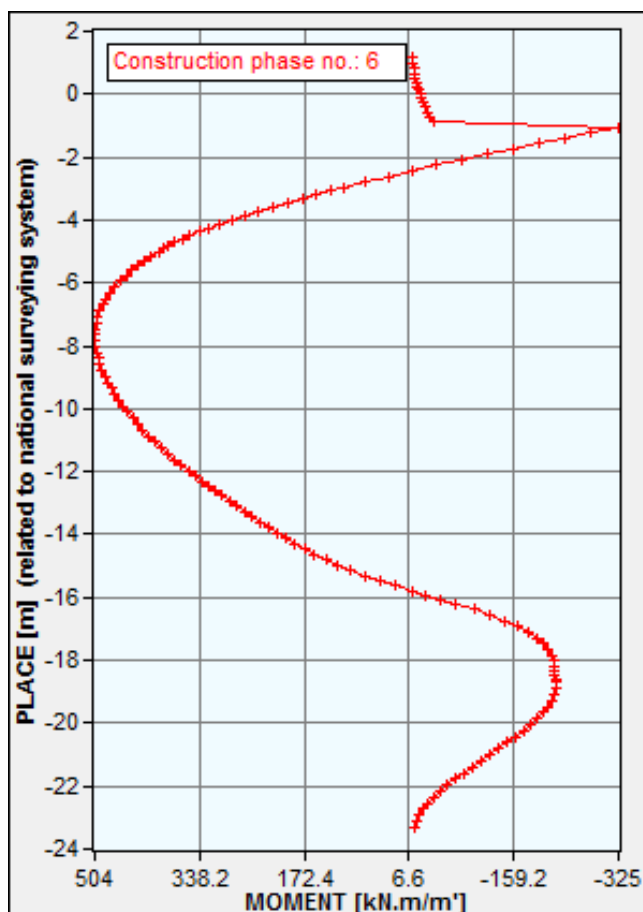
In het voorlopige ontwerp was het uitgangspunt om de voorspanning aan te brengen na een eerste ontgraving onder het dak. Na het aanpassen van de uitgangspunten wordt er een bovenstempel toegepast.

Vanuit deze uitgangspunten wordt onderzoek gedaan naar het moment van aanbrengen van de voorspanning.

Hierbij worden de volgende uitgangspunten opgesteld:

- Vanuit de uitvoering is de minimale ontgravingdiepte onder het dak 3,5m (NAP -4,83m)
- Als gevolg van de ontgraving onder het dak mag het scheurmoment (E.2.1.3), zonder voorspanning, niet overschreden worden.

Het toepassen van een bovenstempel geeft grotere momenten in de diepwand waardoor maar een beperkte ontgraving onder het dak mogelijk is. Wanneer het ontwerp wordt doorgerekend met de minimale ontgravingdiepte ontstaat het momentenverloop zoals te zien in fig. E.2.5.1



Hieruit blijkt dat het scheurmoment overschreden wordt. Dit betekent dat het niet mogelijk is om de voorspanning aan te brengen na een eerste ontgraving onder het dak. De voorspanning moet aangebracht worden na storten dak.

Fig. E.2.5.1 Momentenverloop na ontgraving tot NAP -4,83m

E.2.6 Bepaling voorspanning en voorspanverloop

De voorspanningskabel wordt symmetrisch aangehouden. De helft van het voorspanningsverloop wordt bepaald, door te spiegelen is de andere helft dan ook automatisch bekend.

De parabool in het veld:

$$g(x) = C_1 x^2 \quad (1)$$

Dit geeft de volgende afgeleiden: $g'(x) = 2C_1 x$ en $g''(x) = 2C_1$

De parabool t.p.v. 'het steunpunt':

$$h(x) = C_2 x^2 + C_3 x + C_4 \quad (2)$$

Dit geeft de volgende afgeleiden: $h'(x) = 2C_2 x + C_3$ en $h''(x) = 2C_2$

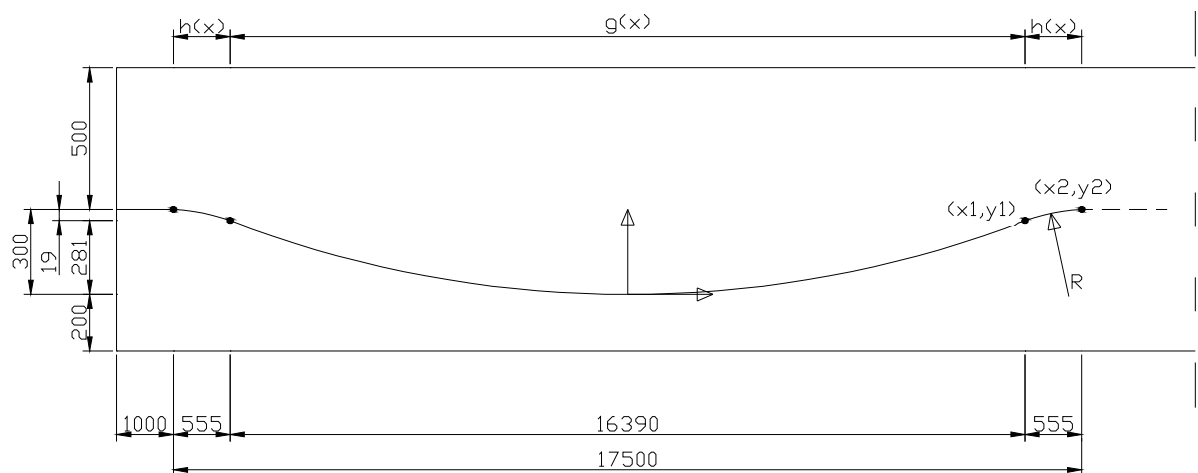


Fig. E.2.6.1 Voorspanverloop middenoverspanning

Het assenstelsel valt samen met het laagste punt van de parabool. Dit is in het midden van de overspanning. Aangenomen wordt een minimale boogstraal van 8,1m (negatief).

Aan de volgende voorwaarden moet worden voldaan:

- De raaklijn is horizontaal t.p.v. x_2 : $h'(x_2) = 0$
- Er geldt: $h''(x_2) = 1/R$
- T.p.v. het buigpunt (x_1, y_1) moet gelden: $g(x_1) = h(x_1)$ en ook $g'(x_1) = h'(x_1)$

De coördinaten van het buigpunt kunnen nu als volgt bepaald worden:

$$h''(x_2) = 2C_2 = \frac{1}{R} \Rightarrow C_2 = \frac{1}{2R} = \frac{1}{2 * -8,1} = -0,06173$$

$$h'(x_2) = 2C_2 x_2 + C_3 = 0 \Rightarrow C_3 = -\frac{x_2}{R} = -\frac{8,75}{-8,1} = 1,080$$

$$h(x_2) = C_2 x_2^2 + C_3 x_2 + C_4 = y_2 \Rightarrow C_4 = y_2 - \frac{x_2^2}{2R} = 0,3 + \frac{8,75^2}{2 * -8,1} = -4,426$$

De bovenstaande uitdrukkingen voor de C_i invullen in vergelijking (2) levert:

$$h(x) = \frac{(x - x_2)^2}{2R} + y_2 \quad (3)$$

C_1 en x_1 kunnen nu m.b.v. (1) en (3) als volgt bepaald worden:

$$g'(x_1) = h'(x_1) \quad 2C_1x_1 = \frac{2(x_1 - x_2)}{2R} \Rightarrow C_1 = \frac{(x_1 - x_2)}{2Rx_1} \quad (4)$$

$$g(x_1) = h(x_1) \quad C_1x_1^2 = \frac{(x_1 - x_2)^2}{2R} + y_2 \Rightarrow \frac{(x_1 - x_2)}{2Rx_1}x_1^2 = \frac{(x_1 - x_2)^2}{2R} + y_2 \quad (5)$$

$$\Rightarrow x_1 = 2 \frac{y_2}{x_2} R + x_2 = 2 * \frac{0,3}{8,75} * -8,1 + 8,75 = 8,195m$$

$$\text{en dus } C_1 = \frac{(x_1 - x_2)}{2Rx_1} = \frac{(8,195 - 8,75)}{2 * -8,1 * 8,195} = 0,004181$$

De vergelijkingen (1), (4) en (5) geven:

$$g(x) = C_1x^2 = \frac{\left(\left(2 \frac{y_2}{x_2} R + x_2 \right) - x_2 \right)}{2R \left(2 \frac{y_2}{x_2} R + x_2 \right)} x^2 = \frac{x^2}{2R + \frac{x_2^2}{y_2}} \quad (6)$$

$$\text{De hoogte } y_1 \text{ is dan: } h(x_1) = \frac{(x_1 - x_2)^2}{2R} + y_2 = \frac{(8,195 - 8,75)^2}{2 * -8,1} + 0,30 = 0,281m$$

Invoer detaillering van de voorspanning in de diepwand berekening gebeurd als volgens:

$$f_1 = y_1 = 0,281m$$

$$f_2 = y_2 - y_1 = 0,3 - 0,281 = 0,019m$$

$$l_1 = x_1 = 8,195m$$

$$l_2 = x_2 - x_1 = 8,75 - 8,195 = 0,555m$$

$$q = \frac{8 * F_p * f_1}{(2 * l_1)^2} = \frac{8 * 5000 * 0,019}{(2 * 8,195)^2} = 616,8 kN/m$$

$$q = \frac{8 * F_p * f_2}{(2 * l_2)^2} = \frac{8 * 5000 * 0,281}{16,39^2} = 41,8 kN/m$$

$$q = \frac{8 * F_p * f_1}{(2 * l_1)^2} = \frac{8 * 5000 * 0,019}{(2 * 0,555)^2} = 616,8 kN/m$$

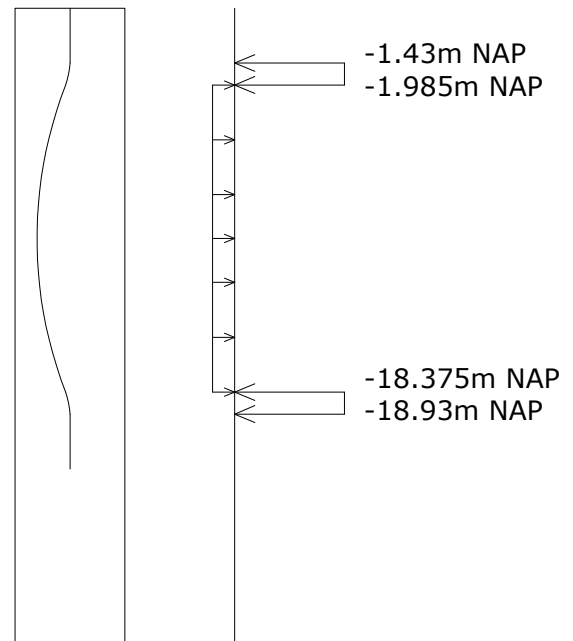


Fig. E.2.6.2 Schematisatie detaillering van voorspanning in diepwand

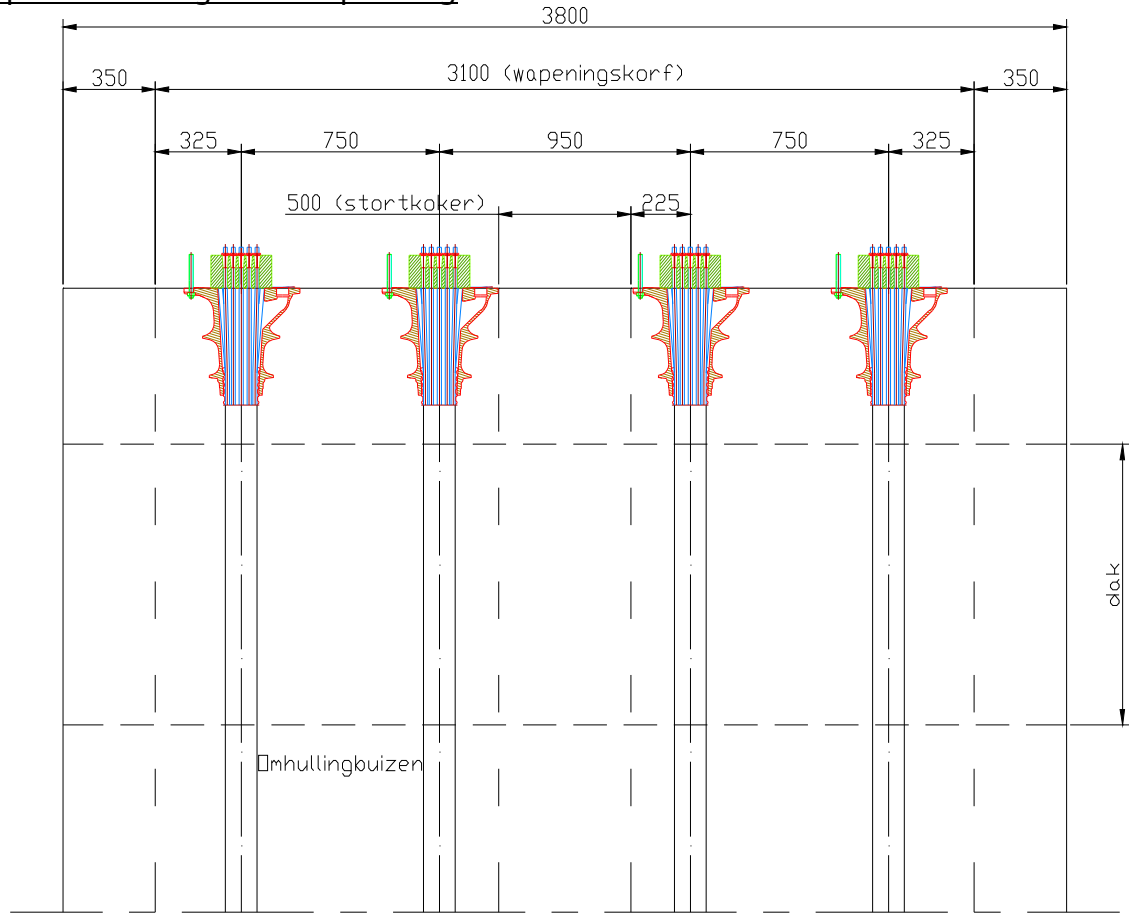
Bepalen benodigde voorspanning

Fig. E.2.6.3 bovenschematisatie van voorspankabels

F_{pw} komt uit het onderzoek van de benodigde voorspanning, hoofdstuk 5.2.2. Om rekening te houden met de verliezen die optreden wordt F_{pw} gedeeld door een veiligheidsfactor van 0,8. Vanuit dit uitgangspunt zullen de werkelijk optredende verliezen bepaald worden.

$$F_{pi} = \frac{F_{pw}}{0.8} = \frac{5100 \cdot 3.8}{0.8} = 24225 \text{ kN} / \text{per paneel}$$

$$A_p = \frac{F_{pi}}{\sigma_{pi}} = \frac{24225000}{1350} = 17944 \text{ mm}^2 / \text{per paneel}$$

$$n_{strengen} = \frac{A_p}{n_{kabels} \cdot A_{streng}} = \frac{17944}{4 \cdot 150} = 30 \text{ strengen} / \text{per kabel}$$

Er wordt uitgegaan van de maximaal aantal strengen welke in de omhullingsbuis kunnen worden aangebracht, dit zijn 31 strengen per kabel. Dit geeft het volgende oppervlakte aan voorspanning in een paneel van 3,8m.

$$A_p = n_{strengen} \cdot n_{kabels} \cdot A_{streng} = 31 \cdot 4 \cdot 150 = 18600 \text{ mm}^2 / \text{per paneel}$$

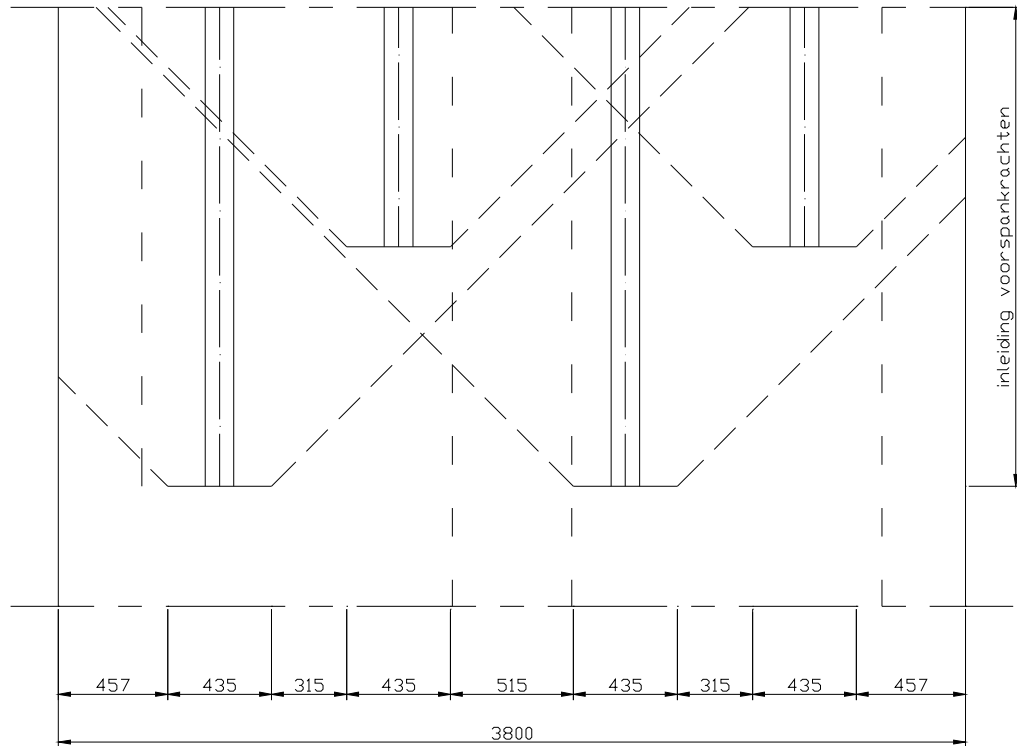


Fig. E.2.6.4 onderschematisatie van voorspankabels

Wrijvingsverlies

Bij het systeem van voorspanning met nagerekt staal zal bij de gebogen voorspankabels een deel van de voorspankracht, door wrijving tussen de voorspankabel en de omhullingsbuis, verloren gaan. Omdat de ligger aan beide zijden zal worden voorgespannen zal dus het verlies door wrijving het grootst zijn t.p.v. het midden van de overspanning. Er geldt:

$$F_{pi}(x) = F_{pi} * e^{-\mu * (\varphi + \varphi_1(x))}, \text{ met:}$$

$$F_{pi} = A_p \times \sigma_{pi} = 18600 \times 1350 = 25110 \text{ kN}$$

$$\mu = 0,25 \text{ (dicaat 4-18)}$$

$$\varphi_1 = 0,01 \text{ rad/m (dicaat 4-18)}$$

$$F_{pi}(x) = 25110 * e^{-0.25 * (0.06857 + 0.01 * 8.75)} = 24149 \text{ kN}$$

$$F_{pi}(x) = 25110 * e^{-0.25 * (0.06857 + 0.01 * 175)} = 23626 \text{ kN}$$

Dit alles is weergegeven in figuur 1.

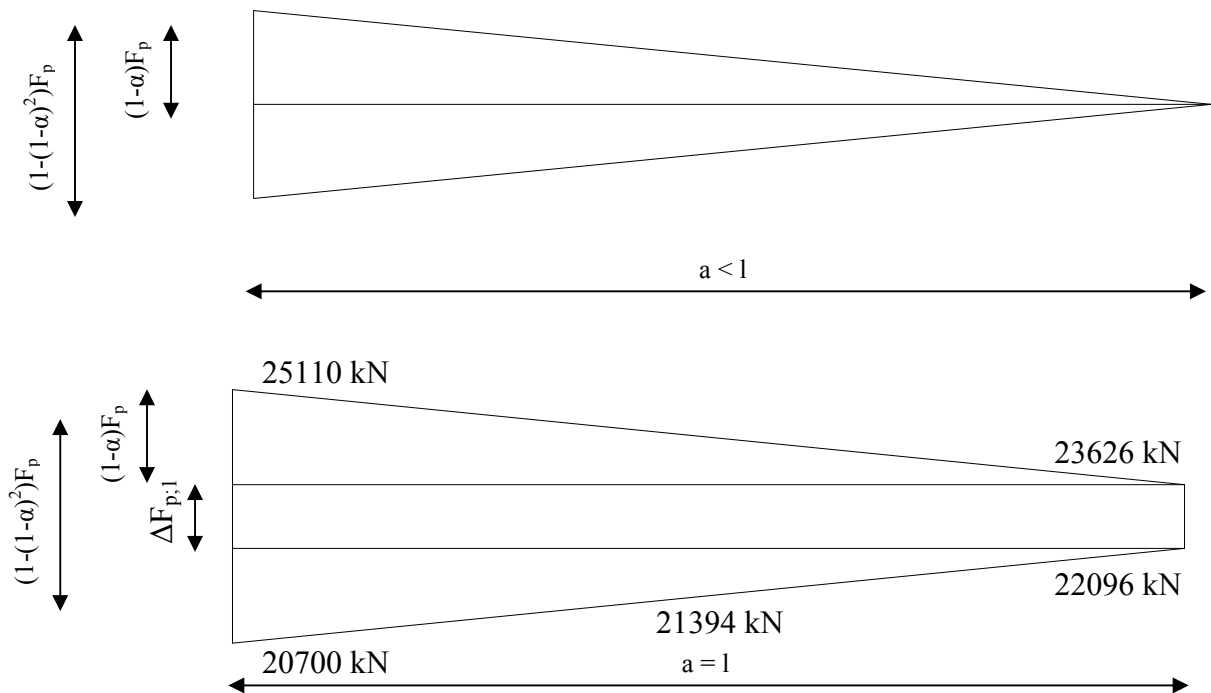


Fig. E.2.6.5 Wrijvingsverlies kabel

Wigzetting

Het verlies door wigzetting wordt gegeven door:

$$\Delta w_{\text{set}} = 14 \text{ mm (dictaat 4-20) [5-15 mm]}$$

$$E_p = 2,0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$$

$$A_p = 18600 \text{ mm}^2$$

$$\alpha = \frac{25110 - 23626}{25110} = 0,0591$$

$$a_{\text{max}} = 17500 \text{ mm}$$

$$\Delta w_{\text{set},1} = \frac{(1-(1-\alpha)^2) \times F_p \times \frac{1}{2}a}{E_p \times A_p} = \frac{(1-(1-0,0591)^2) \times 25110 \times 10^3 \times \frac{1}{2} \times 17500}{200000 \times 18600} = 6,8 \text{ mm}$$

$$\Delta F_{p,1} = \frac{(\Delta w_{\text{set}} - \Delta w_{\text{set},1}) \times E_p \times A_p}{a} = \frac{(14 - 6,8) \times 200000 \times 18600}{17500} \times 10^{-3} = 1530 \text{ kN}$$

$$\Delta F_{p,\text{tot}} = ((1-(1-\alpha)^2) \times F_p) + \Delta F_{p,1} = ((1-(1-0,0591)^2) \times 25110) + 1530 = 4410 \text{ kN}$$

Het verdient aanbeveling uit te gaan van een voorspanstelsysteem met een wigzetting van 7 mm, hierdoor kan een reductie van de verliezen door wigzetting optreden van ruim 30% (1530/4410).

Krimp- en kruipverliezen

De spanningsverliezen als gevolg van krimp en kruip worden bepaald m.b.v. een toepassing van de methode Trost. Voor het verlies op een bepaalde positie geldt:

$$\Delta \sigma_{pr} = \frac{\sigma_{cp}(0) \times n \times \varphi + \varepsilon_{cr} \times E_p}{1 + n \times \omega \times f \times (1 + \rho \times \varphi)}$$

De maatgevende positie ligt in het midden, ter plaatste van de maximale excentriciteit.

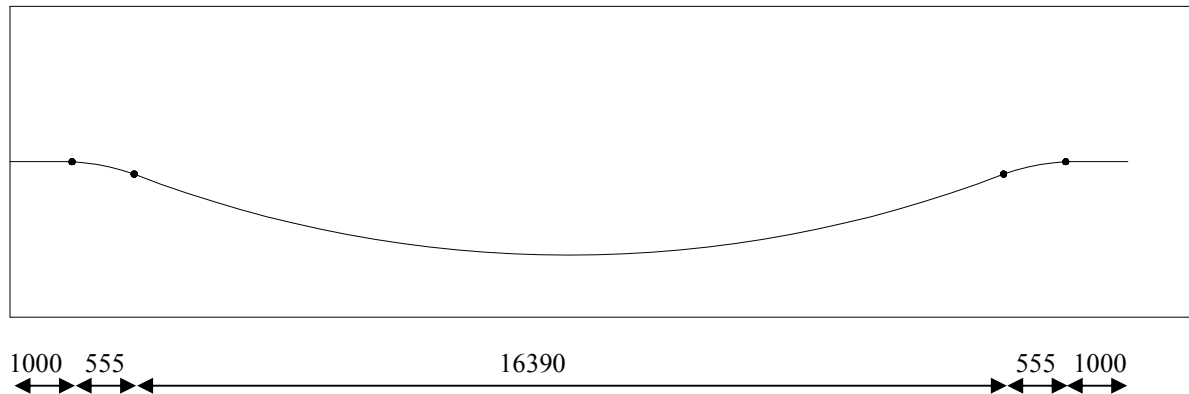


Fig. E.2.6.6 De maatgevende positie

De parameters in de gegeven formule

$$n = E_p / E_c = 200.000 / 28.500 = 7,02$$

$$\varphi = k_c * k_d * k_b * k_h * k_t \leq \varphi_{\max} \quad (\text{conform art. 6.1.5, NEN 6720})$$

$$k_c = 1.4 \text{ (zeer vochtig)}$$

$$k_d = 1.2 \text{ (na 14 dag)}$$

$$k_b = 1.2 \text{ (B25)}$$

$$k_h = \text{afhankelijk van fictieve dikte } h_m.$$

$$h_m = \frac{2 * A_b}{O} = \frac{2 * 3.8 * 10^6}{9600} = 792$$

$$= 0.70$$

$$k_t = 1.0 \text{ (voor } t = \infty)$$

$$\varphi_{\max} = 2.0 \text{ (zeer vochtig)}$$

$$\varphi = 1.4 * 1.2 * 1.2 * 0.70 * 1.0 = 1,41 \leq 2.0$$

$$\varepsilon_{cr} = \varepsilon'_c * k_b * k_h * k_p * k_t \leq \varepsilon'_{\max} \quad (\text{conform art. 6.1.6, NEN 6720})$$

$$\varepsilon'_c = 0,10\text{‰} \text{ (zeer vochtig)}$$

$$k_b = 1.2 \text{ (B25)}$$

$$k_h = \text{afhankelijk van fictieve dikte } h_m.$$

$$h_m = \frac{2 * A_b}{O} = \frac{2 * 3.8 * 10^6}{9600} = 792$$

$$= 0.50$$

$$k_p = 1.0$$

$$k_t = 1.0 \text{ (voor } t = \infty)$$

$$\varepsilon'_{\max} = 0.12\text{‰} \text{ (zeer vochtig)}$$

$$\varepsilon_{cr} = 0.10\text{‰} * 1.2 * 0.50 * 1.0 * 1.0 = 0.06\text{‰} \leq 0.12\text{‰}$$

$$\omega = A_p / A_c = 18600 / 3.8 \times 10^6 = 4,895 \times 10^{-3}$$

$$\rho = 0.8$$

$$I_c = 0.317 \text{ m}^4 \text{ per paneel (3,8m)}$$

$$f = 1 + \frac{A_c \times e_{ps}^2}{I_c} = 1 + \frac{3.8 \times 10^6 \times 300^2}{0.317 \times 10^{12}} = 1 + 1.08 = 2.08$$

$$\sigma_{cp}(0) = -\frac{F_{pi}}{A_c} + \frac{M_{uitw} \times e_{ps}}{I_c} \quad (\text{de spanning t.p.v. het voorspanstaal})$$

$F_{pi} = 21394 \text{ kN}$ (ter plaatse van de maximale excentriciteit)

$M_{uitw} = 1000 \times 3.8 = 3800 \text{ kNm}$ (uit damwandprogramma)

$$\sigma_{cp}(0) = -\frac{21394 \times 10^3}{3.8 \times 10^6} + \frac{3800 \times 10^6 \times 300}{0.317 \times 10^{12}} = -2,03 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta\sigma_{pr} = \frac{2.03 \times 7.02 \times 1.41 + 0.06 \times 10^{-3} \times 2.0 \times 10^5}{1 + 7.02 \times 4.895 \times 10^{-3} \times 2.08 \times (1 + 0.8 \times 2.00)} = 27.9 \text{ N/mm}^2$$

Relaxatie

Het spanningsverlies t.g.v. de relaxatie van het voorspanstaal wordt bepaald met:

$$\Delta\sigma_p = 3 * \Delta\sigma_{p \text{ rel}} * \left(1 - 2 * \frac{\Delta\sigma_{pkr}}{\sigma_{pi}} \right)$$

$$\sigma_{pi} = \frac{F_{pi}}{A_p} = \frac{21394 * 10^3}{18600} = 1150 \text{ N/mm}^2$$

$\Delta\sigma_{p \text{ rel}}$ is afhankelijk van de verhouding $\frac{\sigma_{pi}}{f_{pu,rep}} = \frac{1150}{1860} = 0.62\%$. Conform tabel

6.1(dictaat) van de NEN 6720 geldt nu: $\frac{\Delta\sigma_{p \text{ rel}}}{\sigma_{pi}} = 1.7\% \rightarrow \Delta\sigma_{p \text{ rel}} = 0.017 * \sigma_{pi}$.

$$\Delta\sigma_{pkr} = 27.9 \text{ N/mm}^2 \text{ (zie hierboven)}$$

$$\Delta\sigma_p = 3 * 0.017 * 1150 * \left(1 - 2 * \frac{27.9}{1150} \right) = 55.8 \text{ N/mm}^2$$

Hiermee kan de werkvoorspankracht op $t = \infty$ worden bepaald door:

$$F_{pw} = F_{pi} - \Delta F_p - ((\Delta\sigma_{pkr} + \Delta\sigma_p) * A_p)$$

$$\begin{aligned} F_{pi} &= 25110 \text{ kN} \\ \Delta F_{p1} &= (25110 - 21394) = 3716 \text{ kN} \\ \Delta\sigma_{pkr} &= 37,90 \text{ N/mm}^2 \\ \Delta\sigma_p &= 55,80 \text{ N/mm}^2 \\ A_p &= 18600 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$F_{pw} = (25110 * 10^3 - 3716 * 10^3 - ((27.90 + 55.80) * 18600)) \times 10^{-3} = 19838 \text{ kN}$$

$$F_{pw} = \frac{19838}{3.8} = 5220 \text{ kN/m}^1 \geq 5100 \text{ kN/m}^1 \quad \text{Voldoet}$$

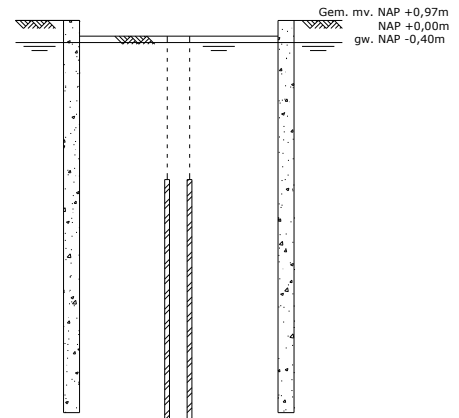
E.2.7.1 Bouwfasering geoptimaliseerd ontwerp

Bouwfase 1

- Aanbrengen diepwanden oost en midden
- Aanbrengen schroefinjectie palen

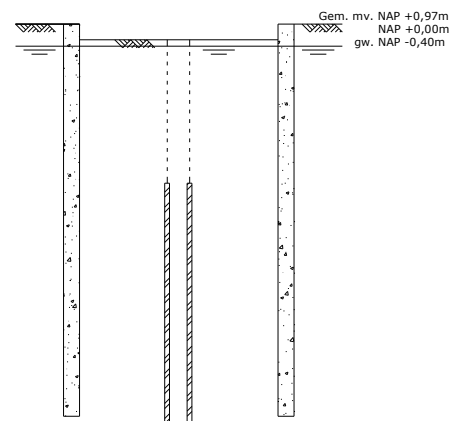
Bouwfase 1a

- Ontgraven tot NAP 0,0m



Bouwphase 1b

- Aanbrengen bovenstempel op NAP +0,5m



Bouwphase 2

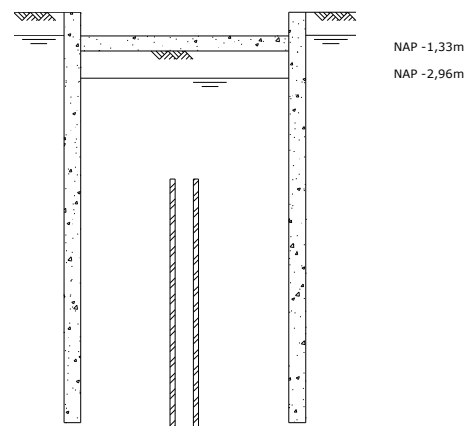
- Grondwaterstand verlagen tot NAP -2,96m
- Ontgraving voor aanbrengen dak tot NAP -1,73m

Bouwphase 3

- Aanbrengen 0,3m grondverbetering en 0,1m werkvloer
- Aanbrengen dak (d=0,90m)

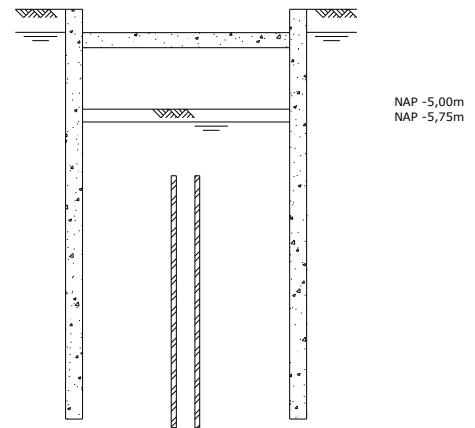
Bouwphase 3a

- Aanbrengen voorspanning, 5100 kN/m



Bouwfase 3b

- Waterstand verlagen tot NAP -5,75m
- Ontgraven tot NAP -5,00m



Bouwfase 4

- Grondwaterstand verlagen tot NAP -9,86m
- 2^{de} ontgraving voor aanbrengen vloer tot NAP -9,36m

Bouwfase 5

- Aanbrengen 0,3m grondverbetering en 0,1m werkvloer
- Aanbrengen vloer (d=0,90m)

Bouwfase 6

- Aanbrengen tussenwand
- Aanvullen tunneldak tot maaiveldniveau
- Stopzetten grondwaterstand verlaging
- Aanbrengen ballast en spoor
- In gebruik nemen van oostbuizen

E.2.7.2 Fasering geoptimaliseerd ontwerp

De schematisatie van de tunnelconstructie wordt dus opgesplitst in de diepwand berekening en de berekening van dak- en vloerconstructie. Voor elke stap in het bouwproces zal er voor de diepwand bepaald worden welke rotatie- en translatievere van toepassing zijn.

De rekenwaarden van de waterdrukken binnen de bouwkuip zijn te zien in E.2.7.3. De resultaten zijn weergegeven in E.2.7.5.

Fase 1: Realisatie tunnelbuis oost

Bouwfase 1

Aanbrengen van diepwanden oost en midden en schroefinjectie palen.
Deze bouwfase wordt niet meegenomen in de diepwand berekening.

Bouwfase 1a

1^{ste} ontgraving voor aanbrengen bovenstempel

Gerekend wordt met:

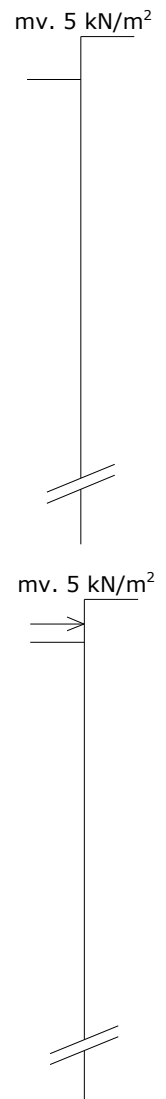
- Grondwaterstand NAP -0,40m
- Ontgraving NAP 0,00m
- Wordt berekend als constructiefase 1

Bouwfase 1b

Aanbrengen en opspannen van bovenstempel op NAP +0,50m

Gerekend wordt met:

- Bovenstempel van 660-20, hoh. 3,8m met een opspankracht van 50 kN/m
- Wordt berekend als constructiefase 2



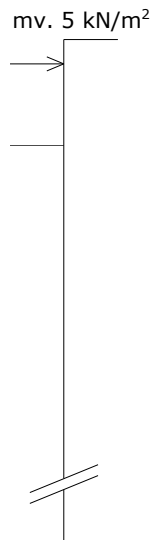
Bouwfase 2

2^{de} ontgraving voor aanbrengen van het dak

Gerekend wordt met:

- Grondwaterstand NAP -2,96m
- Ontgraving NAP -1,73m
- Wordt berekend als constructiefase 3

In constructiefase 4 wordt de rotatieveerstijfheid bepaald tpv. het tunneldak, deze is weergegeven in bijlage E.2.1.2



Bouwfase 3

Na het aanbrengen van een grondverbetering en een werkvloer wordt het dak gerealiseerd. Vervolgens wordt het bovenstempel verwijderd. Als gevolg van het eigengewicht van de vloer en het verwijderen van het bovenstempel ontstaat er een bijkomend moment in de diepwand.

Gerekend wordt met:

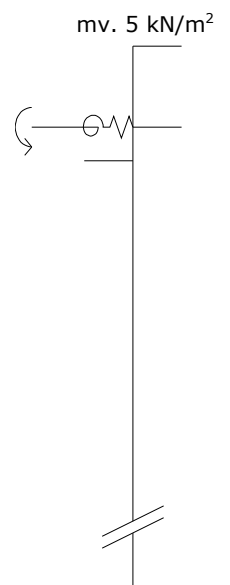
- $M_{dak} = 294 \text{ kNm}$ (E.2.9.6 momentenverloop in bouwfase)
- Wordt berekend als constructiefase 5

Bouwfase 3a

Verwijderen bovenstempel en aanbrengen voorspanning

Gerekend wordt met:

- Voorspankracht van 5100 kN/m^1
- $M_{dak} = 261 \text{ kNm}$ (E.2.9.6 momentenverloop in bouwfase)
- Wordt berekend als constructiefase 6

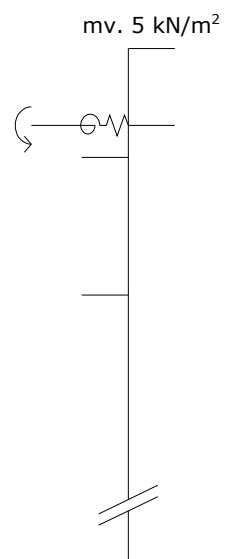


Bouwfase 3b

1^{ste} ontgraving onder het dak

Gerekend wordt met:

- Grondwaterstand NAP -5,75m
- Ontgraving NAP -5,00m
- $M_{dak} = 313 \text{ kNm}$ (E.2.9.6 momentenverloop in bouwfase)
- Wordt berekend als constructiefase 7

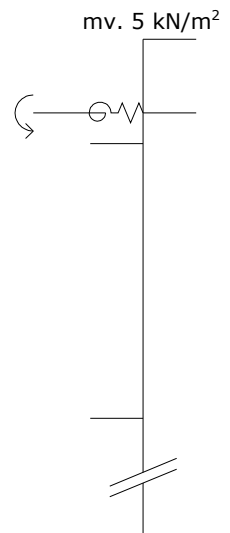


Bouwfase 4

2^{de} ontgraving onder het dak voor aanbrengen vloer

Gerekend wordt met:

- Grondwaterstand NAP -9,86m
- Ontgraving NAP -9,36m
- $M_{dak} = 426 \text{ kNm}$ (E.2.9.6 momentenverloop in bouwfase)
- Wordt berekend als constructiefase 8



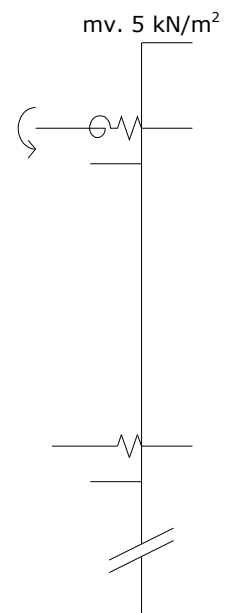
De 1^{ste} en 2^{de} ontgraving onder het dak kunnen bij de berekening gecombineerd worden. Bij de uitvoering moeten deze echter wel in 2 fasen worden uitgevoerd de zettingsverschillen in langsrichting op de tunnel te beperken.

Bouwfase 5

Na het aanbrengen van een grondverbetering en een werkvloer wordt de vloer gerealiseerd. Ook deze wordt gemodelleerd door middel van een translatiebeer. De rotatiebeerstijfheid geeft hier nog geen moment omdat eigen gewicht van de vloer wordt gedragen door palen en de grondbedding.

Gerekend wordt met:

- Grondwaterstand NAP -9,86m
- Ontgraving NAP -9,36m
- $M_{dak} = 426 \text{ kNm}$ (E.2.9.6 momentenverloop in bouwfase)
- Wordt berekend als constructiefase 9

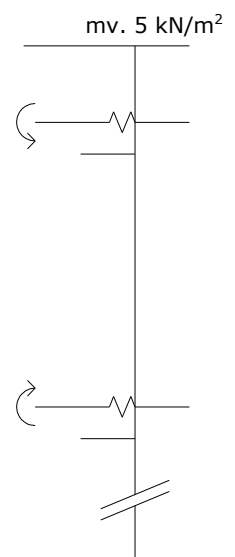


Bouwfase 6

De laatste bouwfase voor fase 1 is de ingebruikname van de oostelijke tunnelbuis.

Gerekend wordt met:

- $M_{dak;tot} = M_{dak} - M_{wdr;60} + M_{gr} + M_{ballast} = 426 - 41 + 101 + 6 = 492 \text{ kNm}$
- $M_{vloer;tot} = M_{vloer} + M_{tussenw} - M_{wdr;60} + M_{gr} + M_{ballast} = 0 + 37 - 213 + 17 + 44 = -115 \text{ kNm}$
- Grondwaterstand NAP -2,96m geeft een waterdruk van 60 kN/m² onder de vloer
- Wordt berekend als constructiefase 10



E.2.7.3 Stijghoogten en waterdrukken

Het verloop van de stijghoogten en de waterdrukken in de bouwkuip zijn weergegeven in de onderstaande figuren per bouwphase. Buiten de bouwkuip vindt er geen waterstandverlaging plaats.

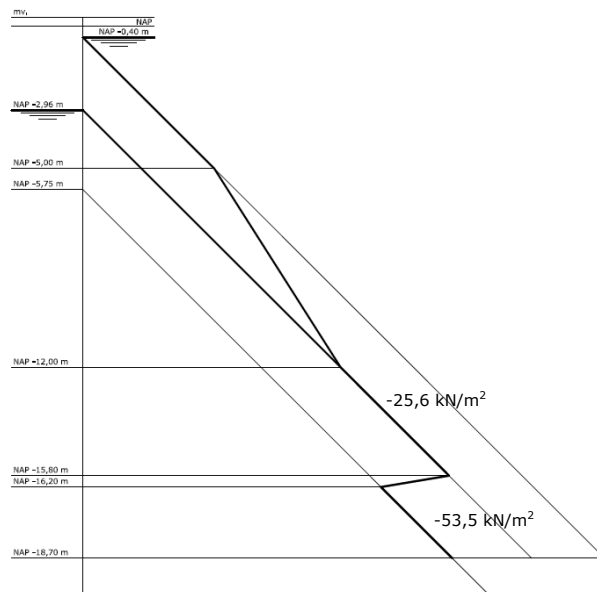


Fig. E.2.7.1 hoge stijghoogten in bouwphase 2, 3 en 3a

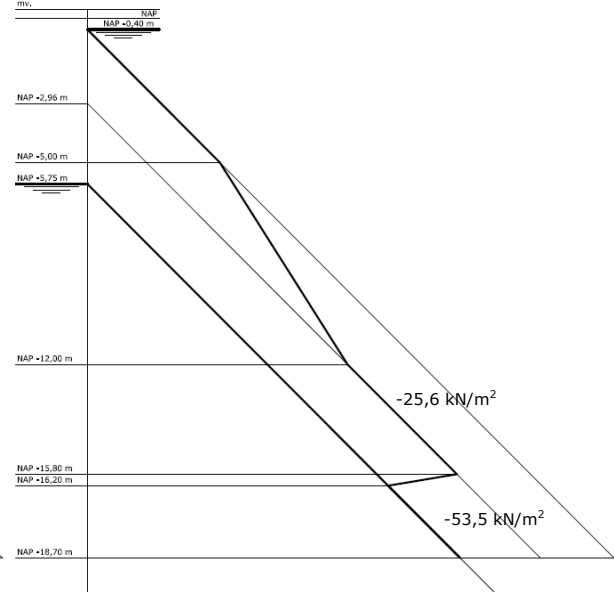


Fig. E.2.7.2 hoge stijghoogten in bouwphase 3b

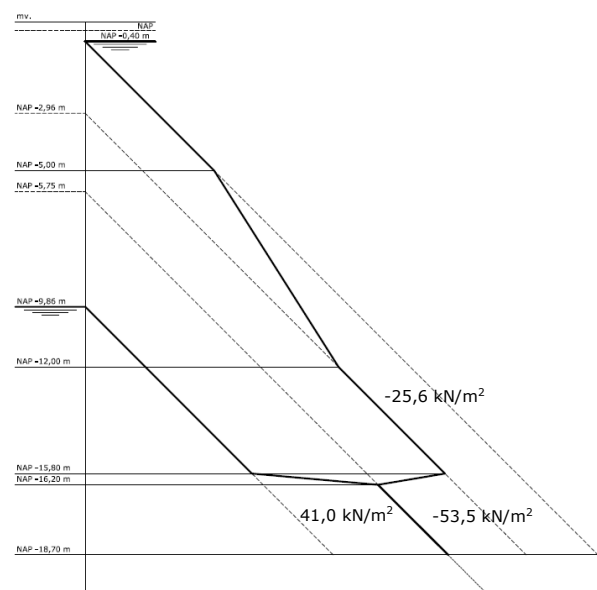


Fig. E.2.7.3 hoge stijghoogten in bouwphase 4 en 5

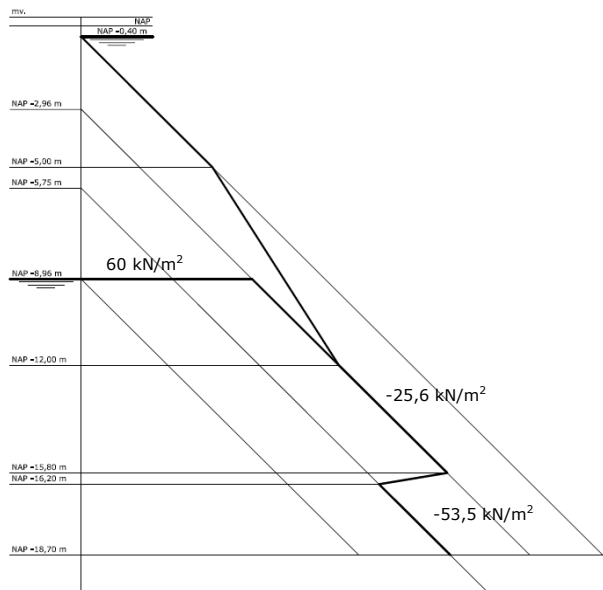


Fig. E.2.7.4 hoge stijghoogten in bouwphase 6

E.2.7.4 Momentenverloop in bouwfasen

L		13,38	m		
h (dek)		0,9	m		
h (diepw)		1	m	Eldek	486000 kNm ² /m
E (dek) buiging		8,00E+06	kN/m ²	EAddek	7200000 kN
E (dek) rek		8,00E+06	kN/m ²		
q dek		22,5	kN/m		
I dek		0,06075	m ⁴	Cm dak	7,26E+04 kNm/rad
I diepwand		0,0833333	m ⁴	Ch (k)	1,16E+06 kN/m

Verwijderen bovenstempel

(Bf 2)

geeft volgende verplaatsingen

diepte (m)	fase 3	fase 4	verschil
1,17	-0,5	0	0,5
-0,88	1,1	1,2	0,1
2,05	-1,6	-1,2	-0,4

Geeft hoekverdraaiing tgv. Meg;stp -0,0002 rad

Aanname veerstijfheid van diepwand Cmdw 7,70E+05 kNm/rad (iteratief te bepalen)

Moment uit eg. dak bij gedeeltelijke inklemming Meg;s -13 kNm

Moment uit eg. dak bij gedeeltelijke inklemming Meg;s 307 kNm 294 kNm

Aanbrengen voorspanning

(Bf 3a)

geeft volgende verplaatsingen

diepte (m)	fase 5	fase 6	verschil
1,17	0,8	2	1,2
-0,88	1,2	1,4	0,2
2,05	-0,4	0,6	1

Geeft hoekverdraaiing tgv. Meg;stp -0,00049 rad

Moment uit eg. dak bij gedeeltelijke inklemming Meg;s -32 kNm 261 kNm

1ste ontgraving na aanbrengen voorspanning

(Bf 3b)

geeft volgende verplaatsingen

diepte (m)	fase 6	fase 7	verschil
1,17	1,9	0,4	-1,5
-0,88	1,3	1,4	0,1
2,05	0,6	-1	1,6

Geeft hoekverdraaiing tgv. Meg;stp 0,00078 rad

Moment uit eg. dak bij gedeeltelijke inklemming Meg;s 52 kNm 313 kNm

2de ontgraving na aanbrengen voorspanning

(Bf 4)

geeft volgende verplaatsingen

diepte (m)	fase 7	fase 8	verschil
1,17	0,6	-2,8	-3,4
-0,88	1,5	1,6	0,1
2,05	-0,9	-4,4	3,5

Geeft hoekverdraaiing tgv. Meg;stp 0,001707 rad

Moment uit eg. dak bij gedeeltelijke inklemming Meg;s

113 kNm

426 kNm

M eind

426 kNm

E.2.7.5 Resultaten diepwand berekening

Momenten en vervormingen worden per bouwphase weergegeven in de onderstaande figuren.

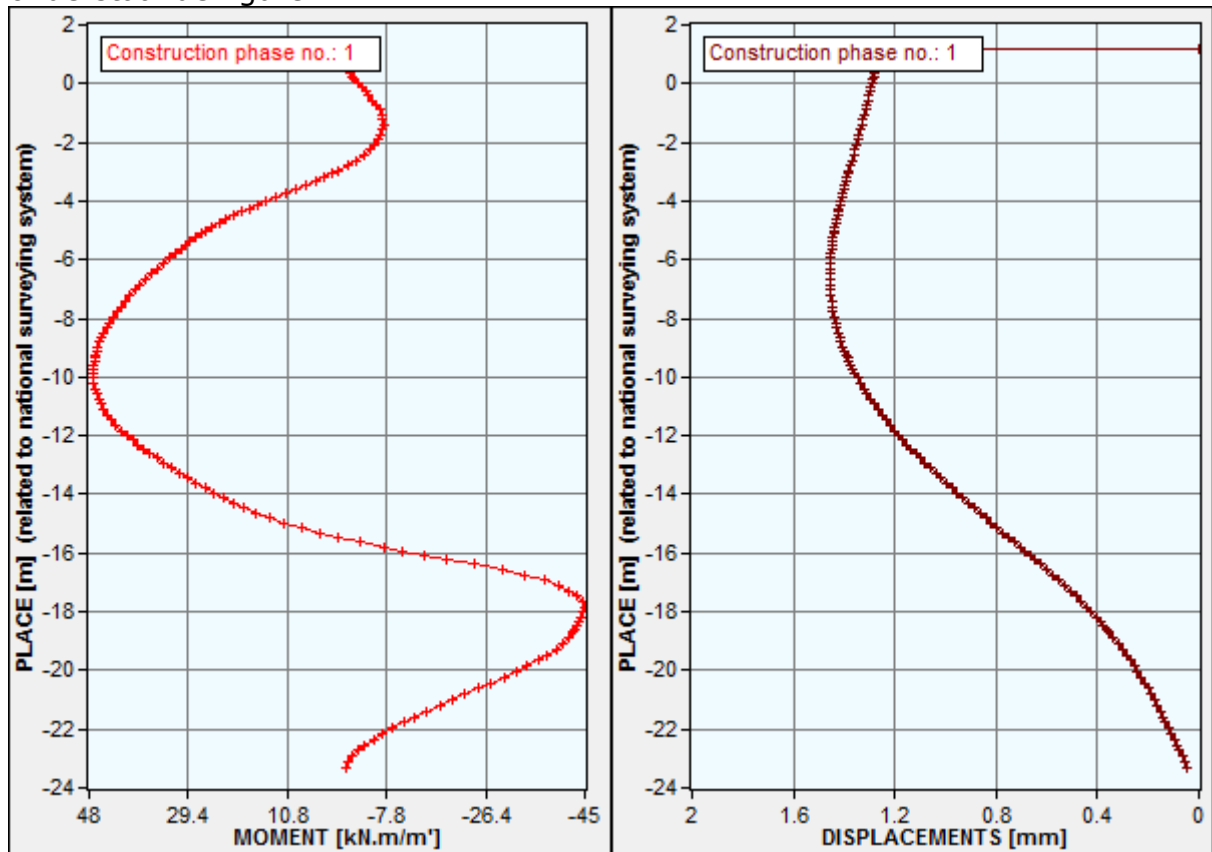


Fig. E.2.7.5 Momenten en vervormingen van bouwphase 1a

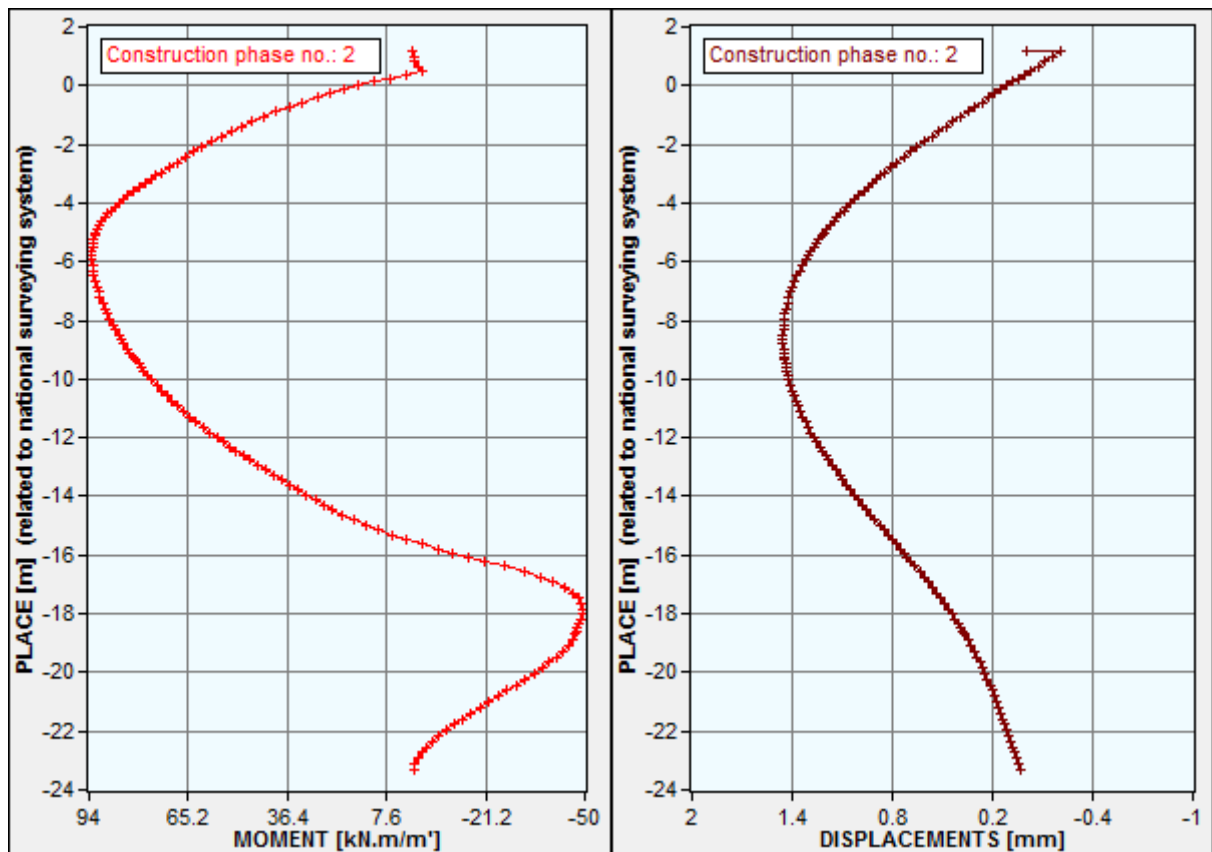


Fig. E.2.7.6 Momenten en vervormingen van bouwfase 1b

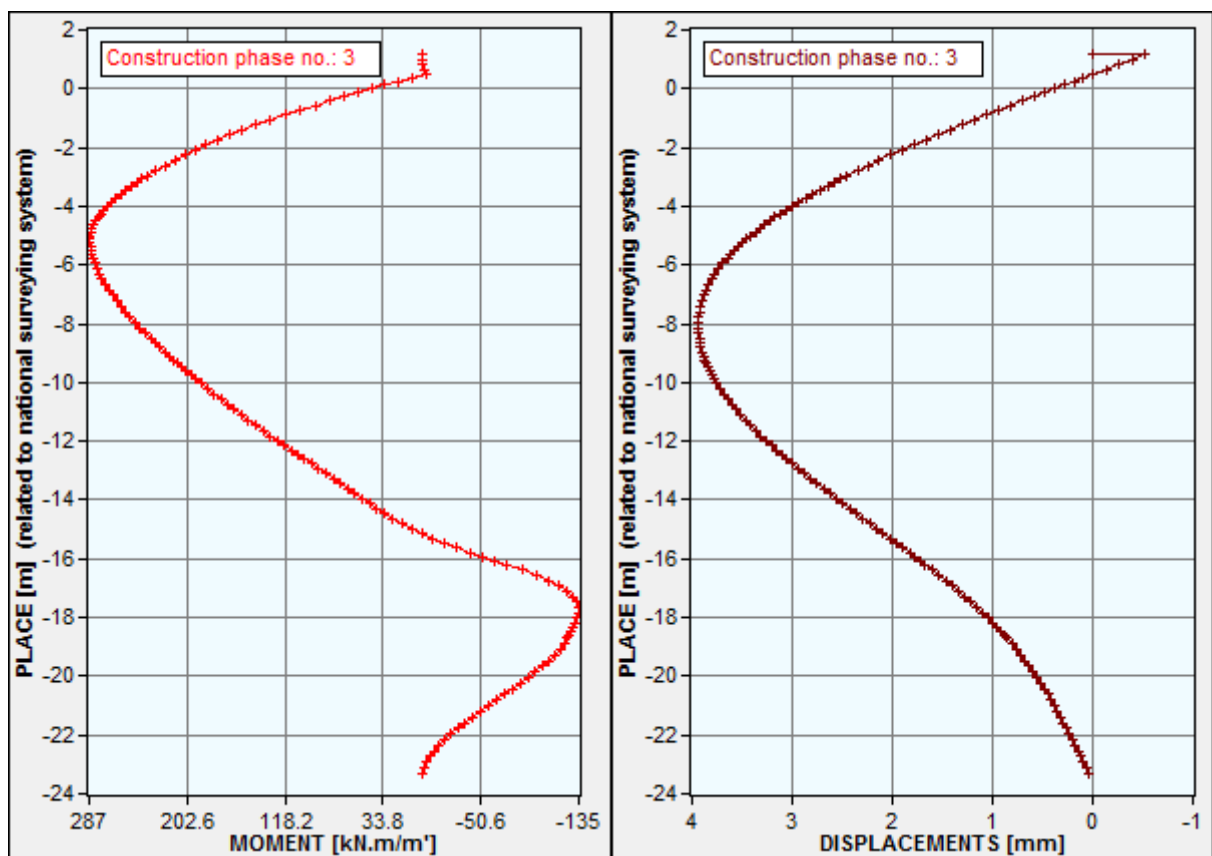


Fig. E.2.7.7 Momenten en vervormingen van bouwfase 2

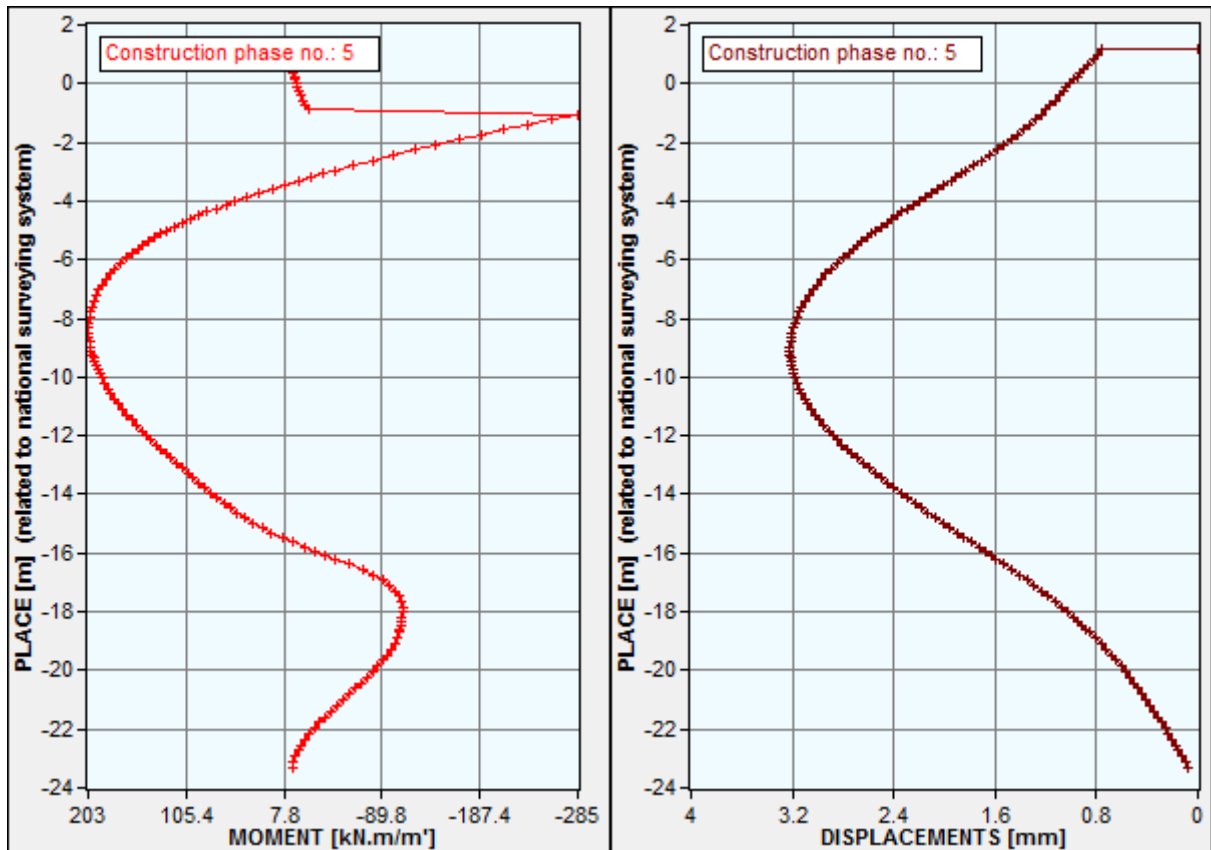


Fig. E.2.7.8 Momenten en vervormingen van bouwphase 3

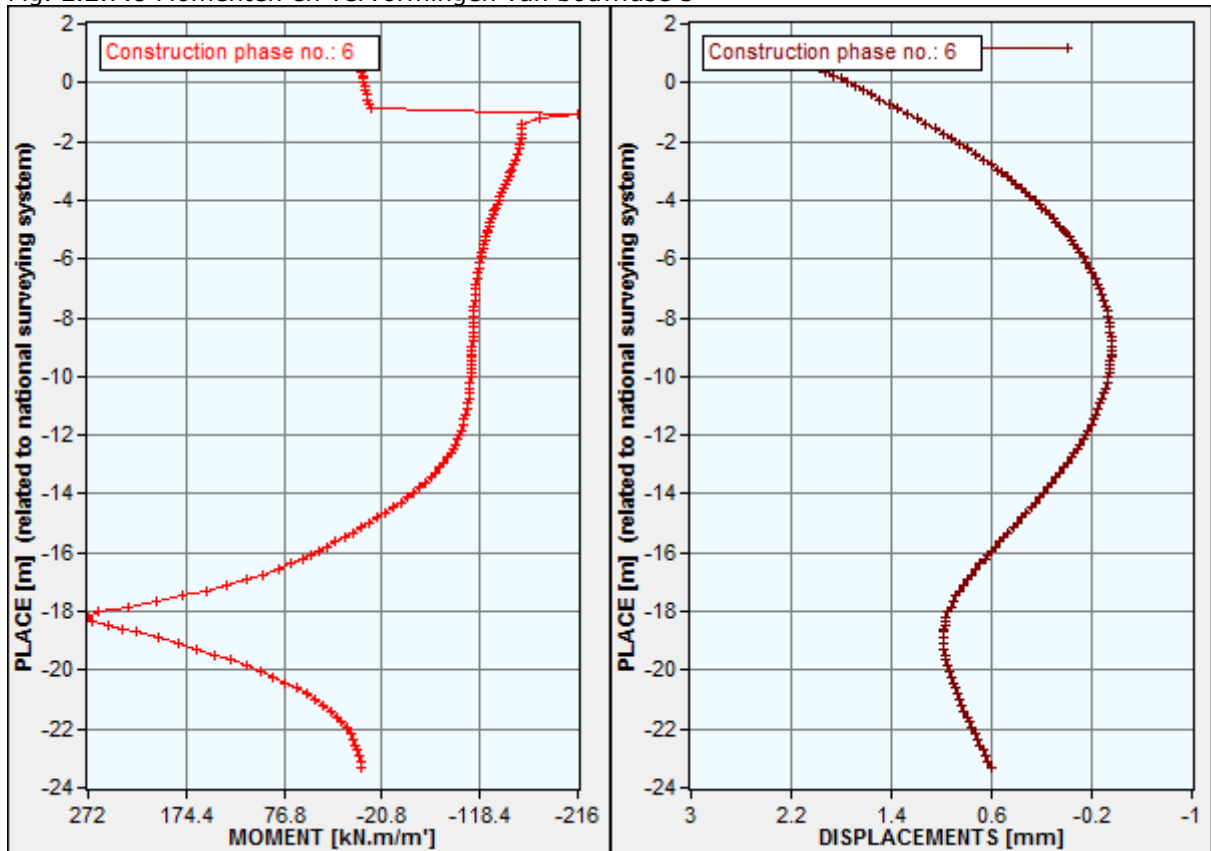


Fig. E.2.7.9 Momenten en vervormingen van bouwphase 3a

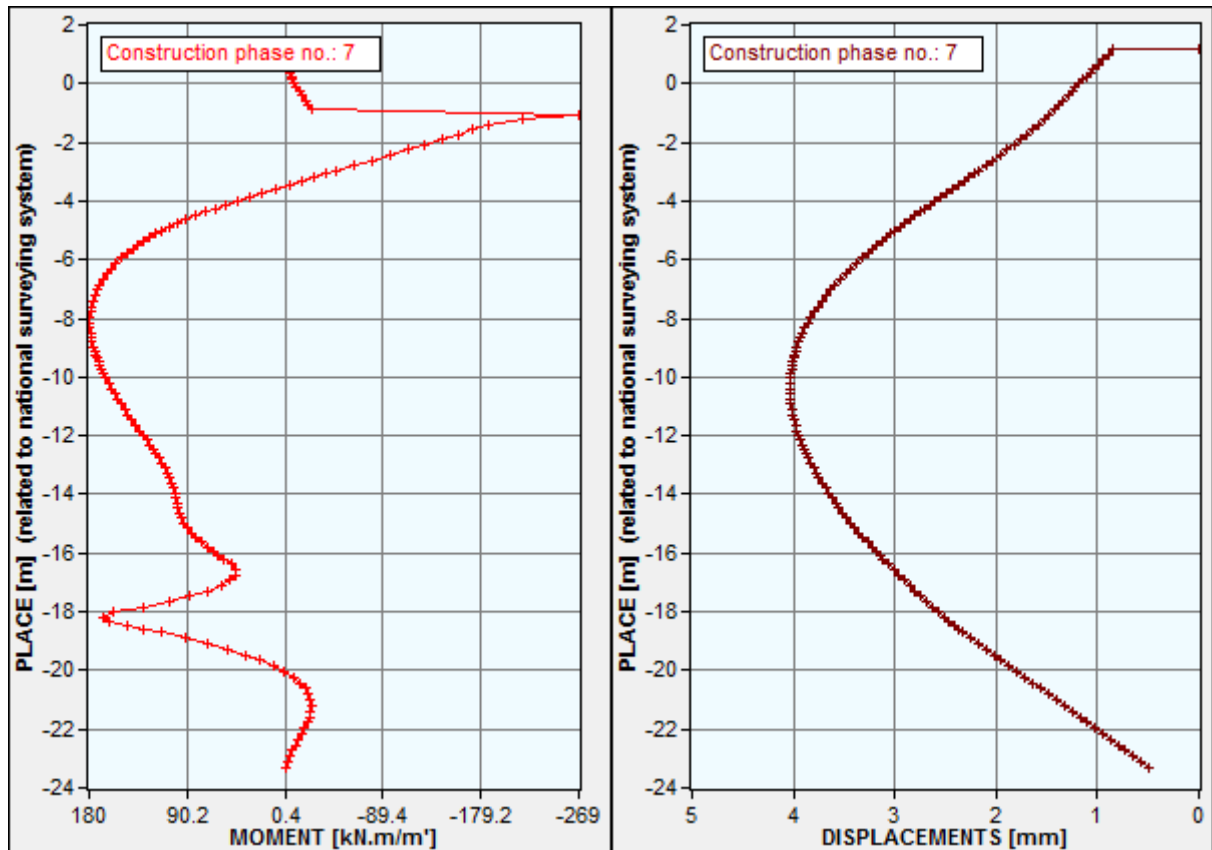


Fig. E.2.7.10 Momenten en vervormingen van bouwfase 3b

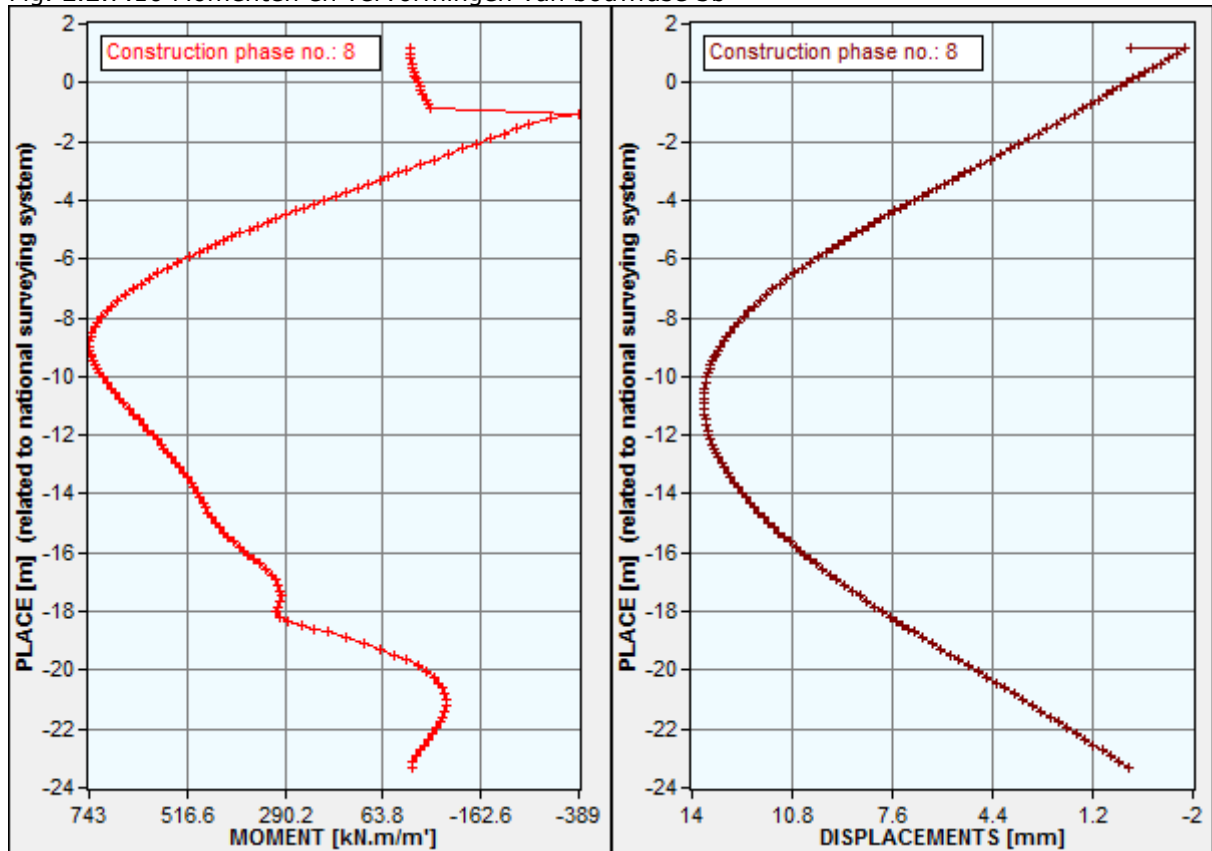


Fig. E.2.7.11 Momenten en vervormingen van bouwfase 4

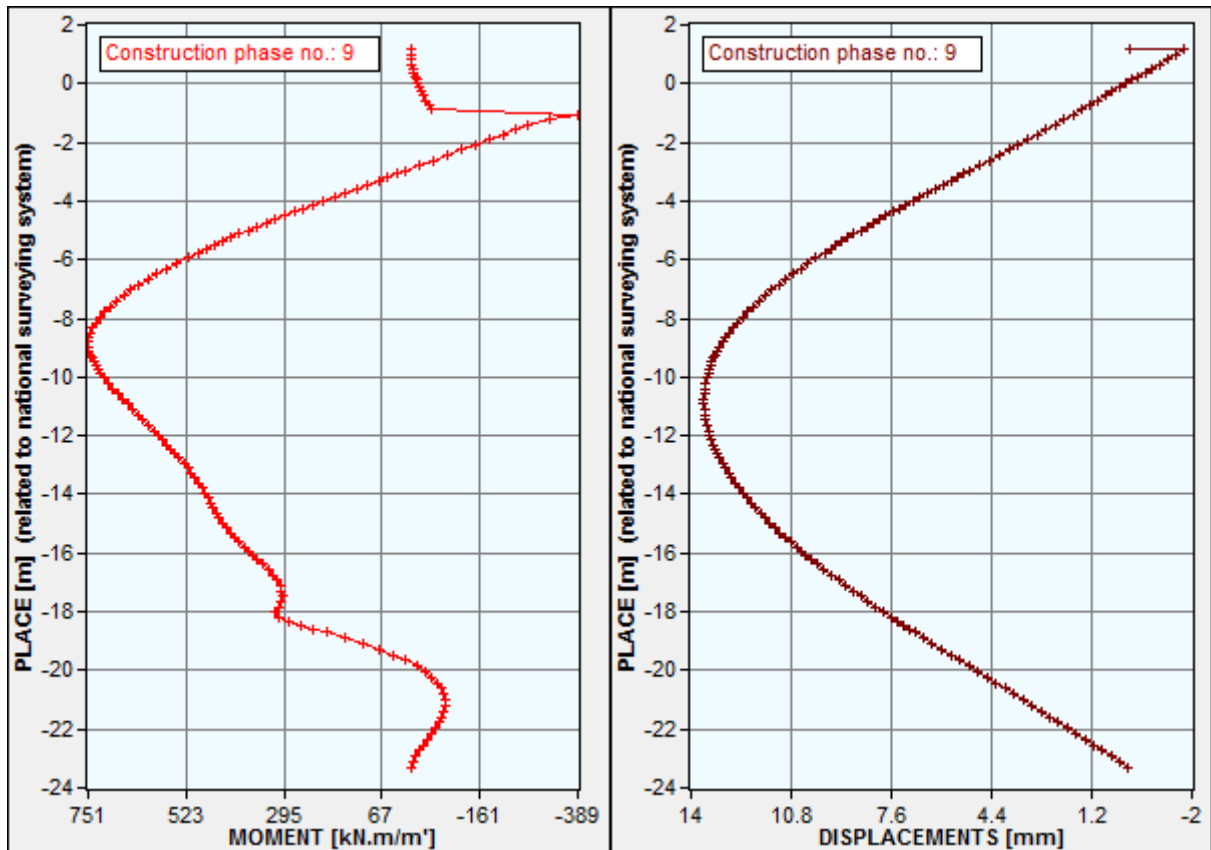


Fig. E.2.7.12 Momenten en vervormingen van bouwfase 5

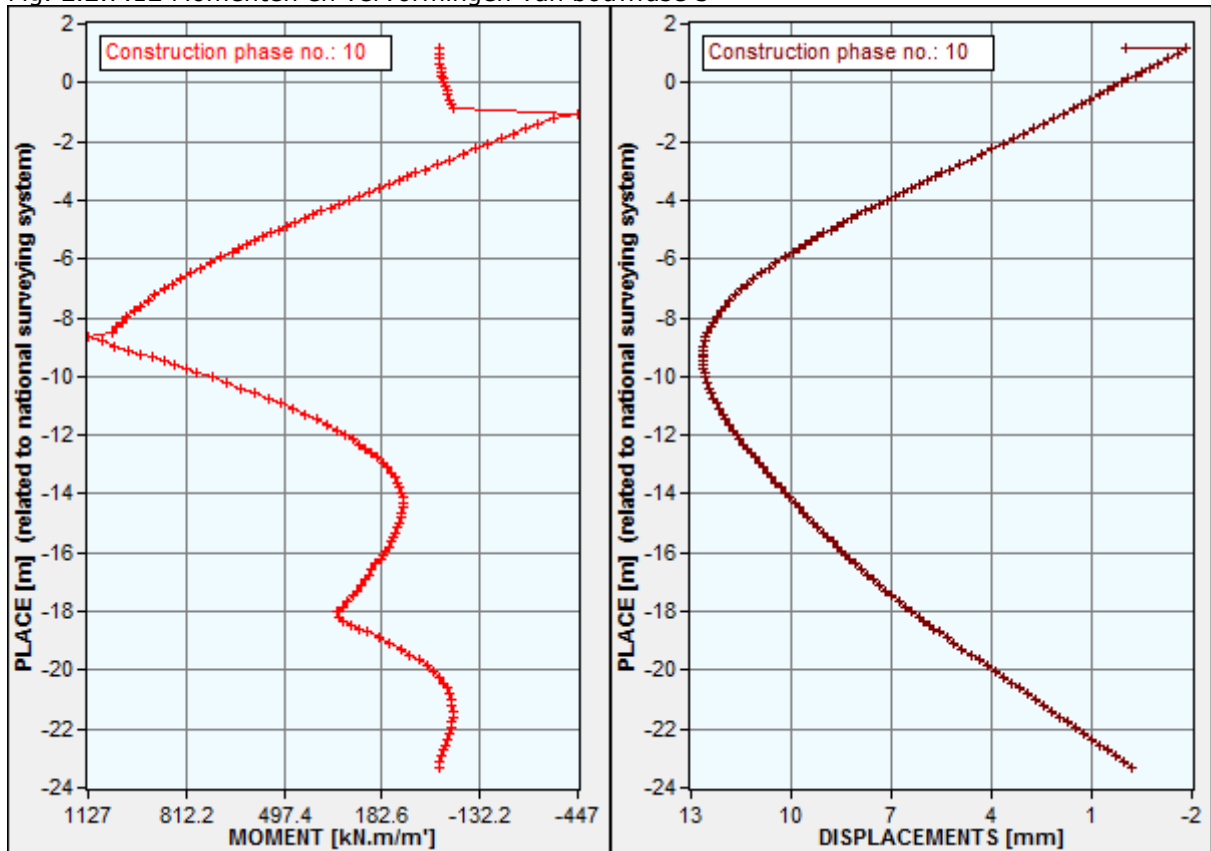


Fig. E.2.7.13 Momenten en vervormingen van bouwfase 6

E.2.7.6 Resultaten belastingen

In dit gedeelte worden de bijkomende krachtsverdeling bepaald waarmee in het ontwerp voor de basis diepwand gerekend moet worden. De uitgangspunten van het bepalen van belastingen zijn gegeven in hoofdstuk 4.7 en bijlage D.7.

Op maaiveldniveau aan de buitenzijde van de diepwand wordt een gelijkmatig verdeelde belasting aangebracht van 5 kN/m^2 met een oneindige strookbreedte in elke bouwphase.

Alle belastingen zijn bepaald in de BGT, dus zonder belastingsfactoren en belastingscombinaties. De optredende momenten zijn samengevat in tabel E.2.7.1.

Belasting	M (dak–diepwand) [kNm]	M (vloer–diepwand) [kNm]
Grondbelasting op dak	101	17
Grondwaterbelasting (60 kN/m^2)	-41	-213
Hoge grondwaterbelasting ($78,9\text{ kN/m}^2$)	-54	-280
Lage grondwaterbelasting ($5,6\text{ kN/m}^2$)	-4	-20
Maaiveldbelasting (bouwphase)	136	Nvt.
Maaiveldbelasting (eindfase)	72	12
Spoor en ballast	6	44
Treinbelasting	19 (9)	150 (84)
Eigen gewicht tussenwand	Nvt.	37
Explosiebelasting	-450	497
Vollopen tunnel	-88	262
Temperatuurbelasting	-300 / 300	-400 / 400

Tabel E.2.7.1 Bepaalde momenten door belastingen

Voor het bepalen van de vervormingen van de diepwand wordt in bouwphase 6 gerekend met de permanente belastingen zoals weergegeven in tabel E.2.7.2.

Permanente belasting	M (dak–diepwand) [kNm]	M (vloer–diepwand) [kNm]
Eigen gewicht dak (zie E.2.7.4)	426	0
Grondbelasting op dak	101	17
Grondwaterbelasting (60 kN/m^2)	-41	-213
Spoor en ballast	6	44
Eigen gewicht tussenwand	Nvt.	37
TOTAAL	492	-115

Tabel E.2.7.2 Permanente belastingen in bouwphase 6

De bijkomende momenten als gevolg van de variabele belasting op dak, vloer en diepwand voor de toetsing van de constructie zijn weergegeven in de tabellen E.2.7.3, E.2.7.4 en E.2.7.5

Variabele belasting (negatief)	M (dak–diepwand) [kNm]	M (vloer–diepwand) [kNm]
Hoge grondwaterbelasting ($78,9\text{ kN/m}^2$)	-13 (-54--41)	-67 (-280--213)
Temperatuurbelasting	-199 (-331*0,6)	-246 (-410*0,6)
TOTAAL	-212	-313

Tabel E.2.7.3 Variabele belastingen in eindfase

Variabele belasting (positief)	M (dak–diepwand) [kNm]	M (vloer–diepwand) [kNm]
Lage grondwaterbelasting (5,6kN/m ²)	37 (-4--41)	193 (-20--213)
Maaiveldbelasting (eindfase)	72	12
Treinbelasting	19	150
Temperatuurbelasting	199 (331*0,6)	246 (410*0,6)
TOTAAL	327	601

Tabel E.2.7.4 Variabele belastingen in eindfase

Calamiteit belasting	M (dak–diepwand) [kNm]	M (vloer–diepwand) [kNm]
Explosiebelasting	-450	497
Vollopen tunnel	-70	233

Tabel E.2.7.5 Calamiteit belastingen in eindfase

Voor het bepalen van de maatgevende wapening voor de scheurwijdte beheersing worden de momenten gebruikt zoals weergegeven in tabel E.2.7.6

Extreme waarden belastingen	M (dak–diepwand) [kNm]	M (vloer–diepwand) [kNm]
Permanente belastingen	492	-115
Variabele belastingen (negatief)	-212	-313
	280	-428
Permanente belastingen	492	-115
Variabele belastingen (positief)	327	601
	819	486

Tabel E.2.7.6 Extreme waarden belastingen in eindfase

Optredende momenten in eindfase

Voor de eindfase wordt als basis de permanente belastingen genomen. Voor de variabele belasting wordt de maximale negatieve dan wel positieve in rekening gebracht, t.p.v. het dak of de tunnelvloer.

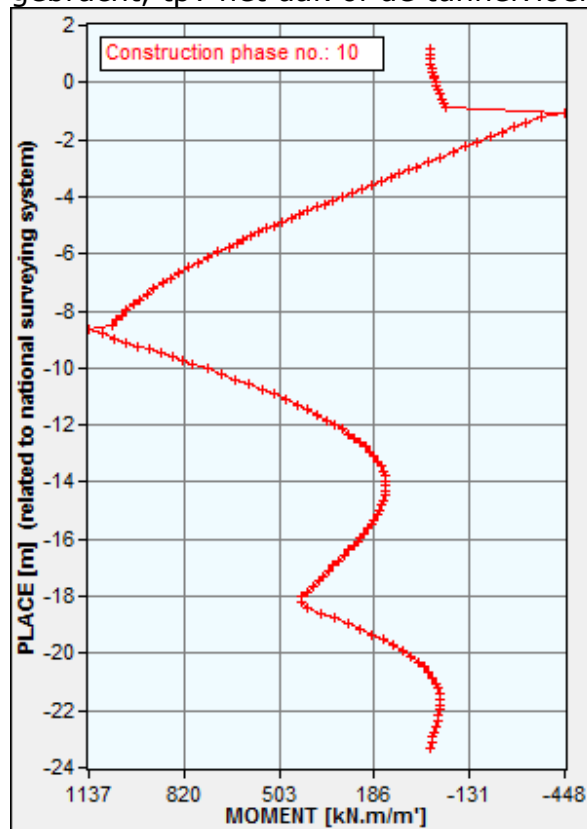


Fig. E.2.7.14 Moment uit permanente belastingen

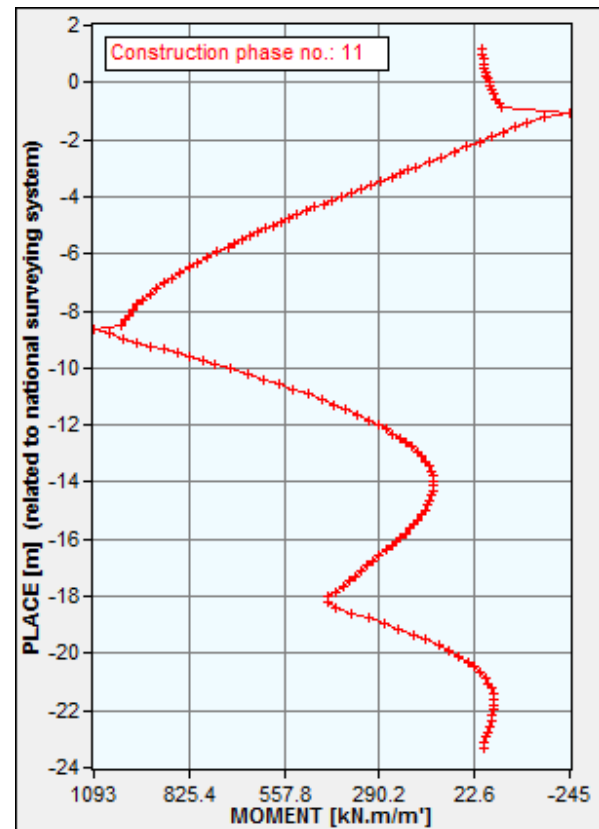


Fig. E.2.7.15 Moment uit eindwaarde boven negatief

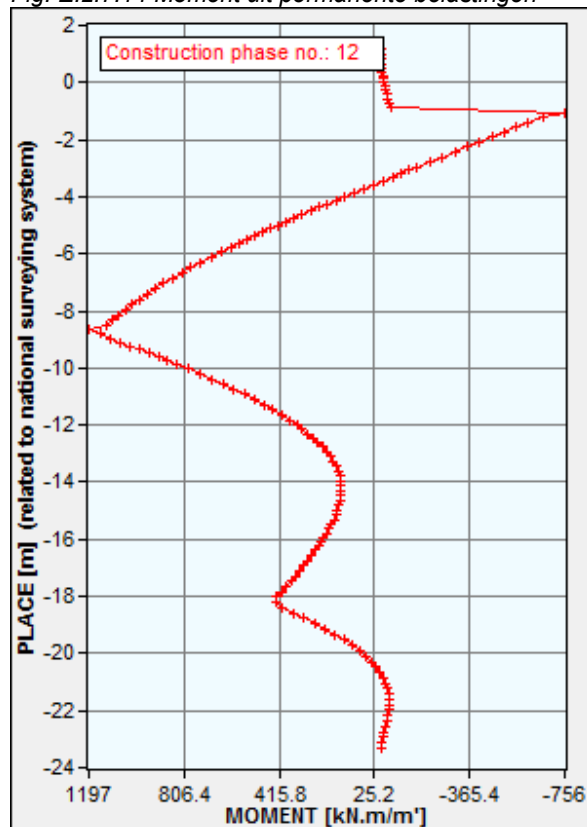


Fig. E.2.7.16 Moment uit eindwaarde boven positief

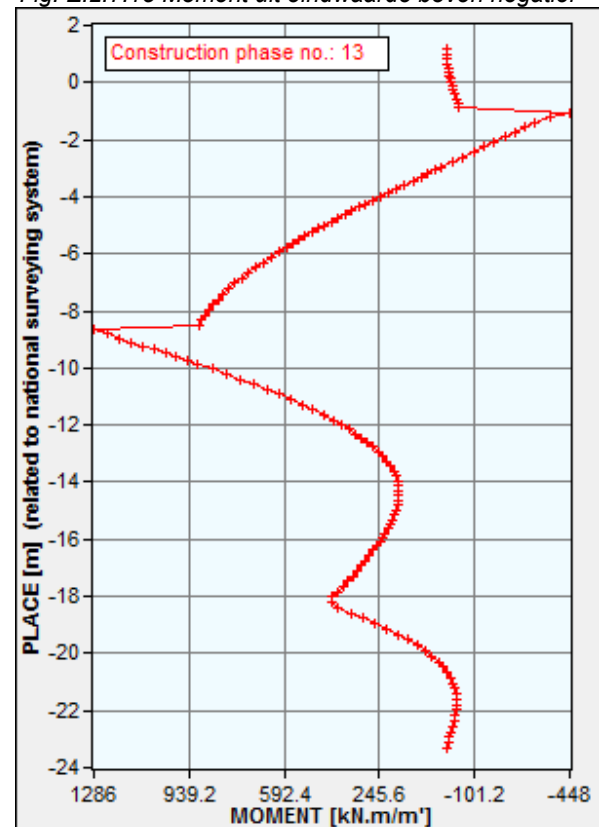


Fig. E.2.7.17 Moment uit eindwaarde onder negatief

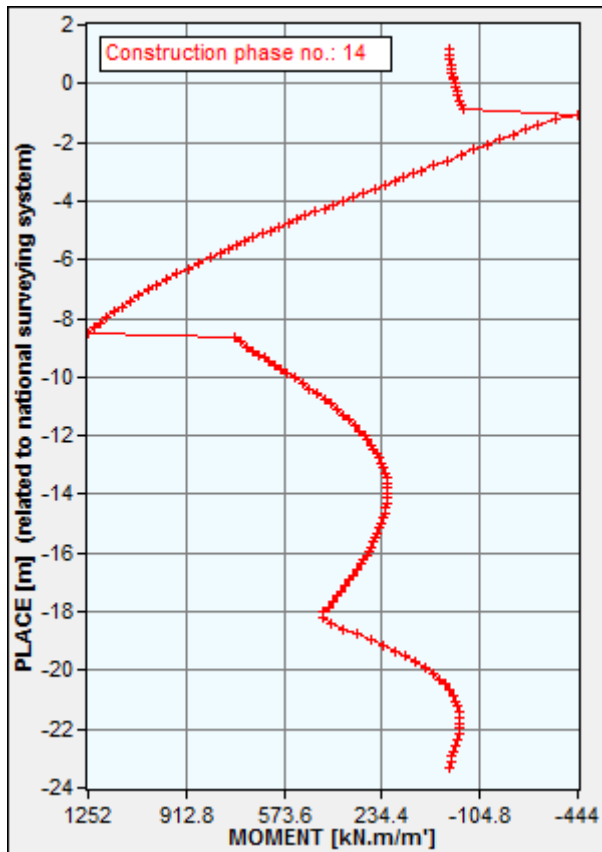


Fig. E.2.7.18 Moment uit eindwaarde onder positief

Het maximale moment in de eindfase is:
1285 kNm

Dit moment wordt gebruikt om in E.2.7.7 de benodigde wapening te bepalen.

E.2.7.7 Bepaling wapening voorgespannen diepwand ontwerp

Voor de bepaling van de wapening wordt van deskundigen overgenomen dat de duurzaamheidseis met betrekking tot de scheurwijdte bepalend is. Dit betekend dat de wapening in de BGT bepaald wordt.

Deze bepaling wordt gedaan om een kostenvergelijking te kunnen opstellen.

Hierbij wordt dan ook enkel gelet op de verticale hoofdwapening.

De wapening wordt bepaald voor een paneelbreedte van 3,8m.

Benodigde wapening in de eindfase:

$$M_{\max} = 3,8 * 1285 = 4880 \text{ kNm}$$

De grenswaarde van de scheurwijdte (w) met voorspanstaal is bij de milieuklassen 3, 4 en 5 begrenst op 0,1mm, volgens NEN 6720 tabel 2.

Vanuit de diepwanden wordt er een hoh. afstand van de staven bepaald van minimaal 150mm, dit is volgens NEN 6720 tabel 37 niet mogelijk.

Om een goede doorstroming bij het storten te garanderen wordt een wapeningsgrid aangehouden van hoh. 200mm.

Volgens de NEN 6720 tabel 37 is deze hoh. afstand enkel mogelijk bij voorspanstaal milieuklasse 2. De maximale staal spanning is hierbij 150 N/mm²

$$F_{pw} = 19731000 \text{ N (zie E.2.6)}$$

$$F_{eg} = 988000 \text{ N}$$

$$A_c = 3,8 * 10^6 \text{ m}^2$$

$$d_s = 890 \text{ mm}$$

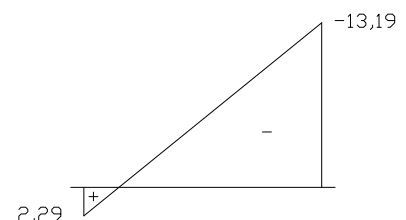
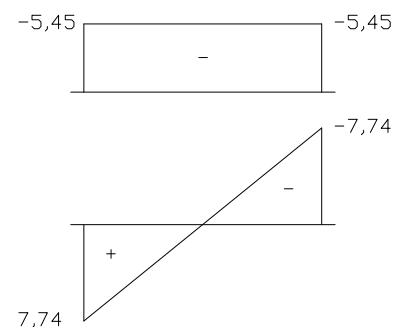
$$W = 0,63 * 10^9 \text{ mm}^3$$

Druk spanning in de gehele doorsnede als gevolg van de voorspankracht:

$$\sigma_{cm} = \frac{F_{pw} + F_{eg}}{A_c} = \frac{19731000 + 988000}{3,8 * 10^6} = 5,45$$

Drukspanning aan de buitenzijde en trekspanningen aan de binnenzijde van de tunnel/diepwand als gevolg van het moment in de diepwand:

$$\sigma_c = \frac{M}{W} = \frac{4880 * 10^6}{630 * 10^6} = 7,74 \text{ N/mm}^2$$



$$N_{c;s} = 0,5 * \sigma_{c;s} * x * b = 0,5 * 2,29 * 132 * 3800 * 10^{-3} = 575 \text{ kN}$$

$$A_s = \frac{N_{c;s}}{\sigma_{s(0,2)}} = \frac{575 * 10^3}{150} = 3835 \text{ mm}^2 \rightarrow 13\Phi 20 = 4082 \text{ mm}^2$$

De benodigde wapening is 13Ø20.

De wapening bepaald met het MNK-diagram, zoals bijgevoegd, is bijna gelijk.

Hierbij is een wapening bepaald van 11Ø20 welke nog ruim blijkt te voldoen.

Voor de vergelijking wordt deze laatst bepaalde wapening dan ook aangehouden.

Project : Tunnel en Station Delft

Opgesteld : J. van Staalduinen

Onderdeel : Wapening voorgespannen diepwand d=1000mm

Gecontroleerd :

Berekening buigstijfheid m.b.v. MNK-diagram (verhinderde vervorming in combinatie met uitwendige belasting)

Uitgangspunten berekening:

* De buigstijfheid wordt berekend met behulp van het MNK-diagram en geschiedt overeenkomstig de VBC:NEN6720 en doc.:Betonconstructies onder temperatuur- en Krimpvervalsingen, Theorie en Praktijk door Braam, van Breugel, van der Veen, en Walraven, zie [1] Literatuur.

* De optredende normaal(trek)kracht wordt veroorzaakt door een willekeurige belasting, die in de berekening als een constante uitwendige kracht wordt aangehouden. De normaalkracht mag niet gelijk zijn aan 0 kN.

* De vervorming is een onmiddellijk optredende vervorming ten gevolge van een kortdurende belasting. Daarom wordt het MNK-diagram bepaald voor een kort durende belasting.

* De rekenwaarde van de elasticiteitsmodulus van het beton geldt dus voor een kortdurende belasting. De invloed van de kruip is hierbij niet in rekening gebracht.

* Voor het bezwijkdraagvermogen wordt de toets voor buiging bepaald bij de normaalkracht in de UGT. Hierbij worden de materiaalfactoren in rekening gebracht volgens art 6.1 en 6.2.

Materiaal gegevens volgens NEN 6720:

Betonkwaliteit C18/25: $f_{ck} := 25 \text{ N}\cdot\text{mm}^{-2}$ $\gamma_m := 1.2$ $E_b := 22250 \cdot \text{N}\cdot\text{mm}^{-2} + 250 \cdot f_{ck}$ $\epsilon'_{bu} := 3.5 \cdot 10^{-3}$

Wapening: $f_{srep} := 500 \cdot \text{MPa}$ $\gamma_{ms} := 1.15$ $E_s := 2.0 \cdot 10^5 \cdot \text{N}\cdot\text{mm}^{-2}$

Betonddoorsnede: $b := 3800 \text{ mm}$ $h := 1000 \text{ mm}$ $A_b := b \cdot h$ $A_b := 3800000 \cdot \text{mm}^2$

BGT/UGT-belastingen over het beschouwde liggerdeel:

Maximaal BGT $M_{rep} := 3.8 \cdot 1285 \text{ kN}\cdot\text{m}$ bijbehorende N $N_{rep} := 3.8 \cdot -5400 \text{ kN}$

Maximaal in UGT $M_d := 1.5 \cdot 3.8 \cdot 1285 \text{ kN}\cdot\text{m}$ bijbehorende N $N_d := 3.8 \cdot -5500 \text{ kN}$

De verhinderde kromming van de ligger en momenten veroorzaken een trekspanning in de ondervezel.

Opgelegde kromming tussen onder en bovenvezel (door de krimp) en temperatuur.

$$\Delta T := 1 \text{ } ^\circ \text{C}$$

Uitzettingscoefficient

$$\alpha := 1.2 \cdot 10^{-5}$$

Verhinderde kromming in de doorsnede t.g.v krimp en temperatuur

$$K_{temp} := \Delta T \cdot \frac{\alpha}{h}$$

$$K_{temp} = 0 \text{ m}^{-1}$$

Toelichting. Het moment M_{temp} t.g.v. van de verhinderde kromming wordt in het MNK-diagram vervormingsgestuurd bepaald bij de buigstijfheid volgens het MNK-diagram ten gevolge van het moment $M_{rep} + M_{temp}$

Invoer wapeningsgegevens:

	diameter :	aantal :	dekking :	staafafstand :
Wapening drukzone: 2e laag	$\phi'_1 := 20 \text{ mm}$	$a'_1 := 11$	$c'_1 := 95 \text{ mm}$	$s'_1 := 330 \cdot \text{mm}$
" 4e laag"	$\phi'_2 := 20 \text{ mm}$	$a'_2 := 0$	$c'_2 := 95 \text{ mm}$	
Wapening trekzone: 2e laag	$\phi_1 := 20 \text{ mm}$	$a_1 := 11$	$c_1 := 95 \text{ mm}$	$s_1 := 330 \cdot \text{mm}$
extra bijleggen 2e laag	$\phi_2 := 25 \text{ mm}$	$a_2 := 0$	$c_2 := 95 \text{ mm}$	
4e laag	$\phi_3 := 40 \text{ mm}$	$a_3 := 0$	$c_3 := 177 \text{ mm}$	

Het optredende totaalmoment wordt:

$$M_{\text{tot}} := M_{\text{tot}} + M_{\text{temp}}$$

$$M_{\text{rep}} = 4970 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\kappa_{\text{dsn}} := \frac{M_{\text{rep}}}{EI_{\text{dsn}}}$$

$$\kappa_{\text{dsn}} = 0.001 \text{ m}^{-1}$$

$$EI_{\text{dsn}} = 7272874.061 \text{ kN}\cdot\text{m}^2$$

Rekenwaarde E-modulus

$$E_{\text{dsn}} := \frac{EI_{\text{dsn}}}{\frac{1}{12} b \cdot h^3}$$

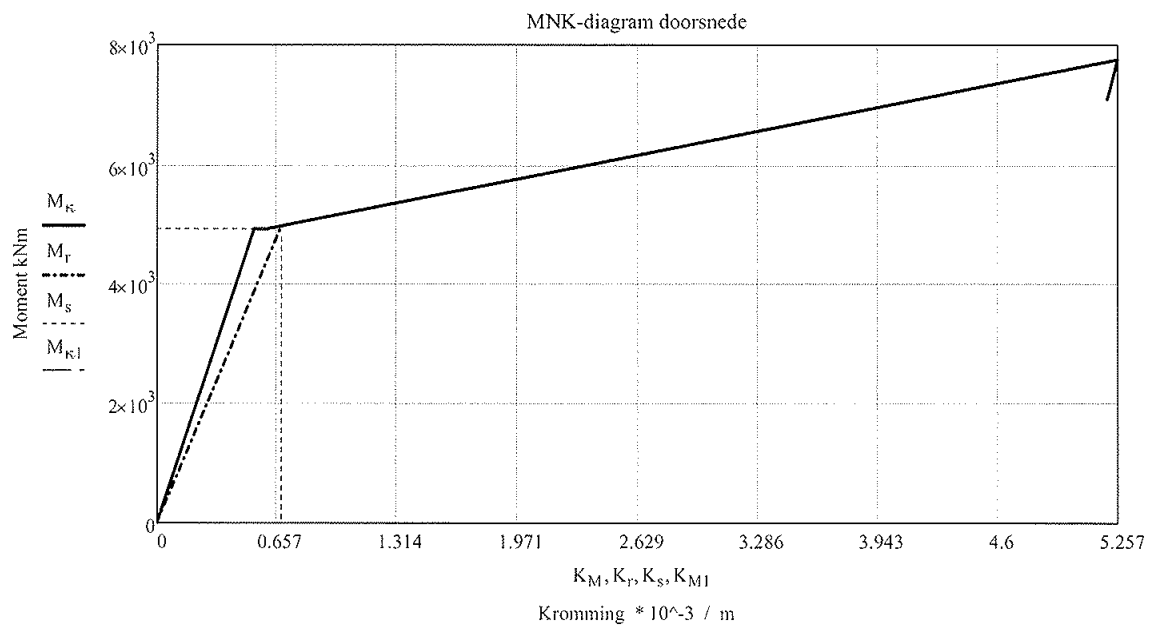
$$E_{\text{dsn}} = 22967 \text{ N}\cdot\text{mm}^{-2}$$

Beoordeling bezwijkdraagvermogen:

$$\text{Toets} := \frac{M_d + 0.5 M_{\text{temp}}}{M_4}$$

$$\text{Toets} = 1.038$$

Voldoet < 1.04



Invoer gegevens scheurwijdte controle volgens [4] VBC 1995

Milieuklasse CD2 t/m CD4

$$M := 3$$

Aanhechtingsfactor

$$\xi := 1$$

Minimale dekking

$$c_{\text{min}} := 40 \text{ mm}$$

Toegepaste dekking op de buitenste trekwapening

$$c_1 := c_1 - 20 \text{ mm} \quad c_1 = 75 \text{ mm}$$

Scheurwijdte eis onderzijde plaat:

$$w_{\text{eis}} := 0.5 \text{ mm} - M \cdot 0.1 \text{ mm} \quad w_{\text{eis}} = 0.2 \text{ mm}$$

Waarden volgens NEN 6720, tabel 38

$$k_1 := 6250 - M \cdot 1250 \quad k_1 = 2500$$

$$k_2 := 1250 - M \cdot 250 \quad k_2 = 500$$

$$k_3 := 100000 - M \cdot 20000 \quad k_3 = 40000$$

Factor voor de dekking art 8.7.2.c:

$$k_{c\phi} := \min\left(\frac{c_1}{c_{\text{min}}}, 2\right)$$

$$k_{c\phi} = 1.875$$

De gemiddelde toegepaste kenmiddellijn:

$$\phi_{\text{km}} := \frac{a_1 \cdot \phi_1 + a_2 \cdot \phi_2 + a_3 \cdot \phi_3}{a_1 + a_2 + a_3}$$

$$\phi_{\text{km}} = 20 \text{ mm}$$

Scheurpatroon2 = "volledig"

Volledig ontwikkeld scheurenpatroon

Voldaan moet worden aan een der volgende voorwaarden (VBC art. 8.7.2):

a. ϕ_{km} kleiner dan de max. gem. kenmiddellijn $\phi_{km,max}$ van de wapening in de buigtrekzone.

$$\phi_{km,max} := \frac{k_c \phi \cdot k_1 \cdot \xi}{\sigma_s \cdot N^{-1} \cdot mm} \quad \phi_{km,max} = 176.9 \cdot mm$$

$$Scheurwijdte1 := \begin{cases} \text{"toets voldoet"} & \text{if } \phi_{km} \leq \phi_{km,max} \\ \text{"toets voldoet niet"} & \text{otherwise} \end{cases} \quad Scheurwijdte1 = \text{"toets voldoet"}$$

b. De staafafstand s_1 in de buigtrekzone kleiner dan s_{max} de max. staafafstand .

$$s_1 = 330 \cdot mm$$

$$\text{Factor voor de staafafstand} \quad k_{cs} := \min \left(\sqrt{\frac{c_t}{c_{min}}}, \sqrt{2} \right) \quad k_{cs} = 1.369$$

$$\text{Excentriciteit bij een trekkracht} \quad e_t := \frac{M_{BGT}}{N_{rep}} \quad e_t = -244 \cdot mm$$

$$k_c := \begin{cases} \frac{1}{2} + \frac{1}{3} \cdot \frac{6 \cdot e_t}{h} & \text{if } e_t > 0 \text{ mm} \vee \frac{1}{2} + \frac{1}{3} \cdot \frac{6 \cdot |e_t|}{h} < 1 \\ 1 & \text{otherwise} \end{cases} \quad k_c = 0.01$$

$$\text{Het gewogen aantal lagen} \quad m_1 := \begin{cases} \frac{A_{s,tot}}{A_{s1} + A_{s2}} & \text{if } c_3 \geq c_1 + \max(\phi_1, \phi_2) \\ 1 & \text{otherwise} \end{cases} \quad m_1 = 1$$

$$\text{Maximaal toelaatbare staafafstand} \quad s_{max} := 100 \cdot \left(\frac{k_2 \cdot \xi}{\sigma_s \cdot N^{-1} \cdot mm^2} - 1.3 \right) \cdot mm \cdot (k_{cs} \cdot \sqrt{m_1} \cdot k_c) \quad s_{max} = 27 \cdot mm$$

$$Scheurwijdte2 := \begin{cases} \text{"toets voldoet"} & \text{if } s_1 \leq s_{max} \cdot 1.04 \\ \text{"toets voldoet niet"} & \text{otherwise} \end{cases} \quad Scheurwijdte2 = \text{"toets voldoet niet"}$$

$$Scheurwijdte := \begin{cases} \text{"toets voldoet"} & \text{if } Scheurwijdte1 = \text{"toets voldoet"} \vee Scheurwijdte2 = \text{"toets voldoet"} \\ \text{"toets voldoet niet"} & \text{otherwise} \end{cases} \quad Scheurwijdte = \text{"toets voldoet"}$$

E.3 DIEPWAND ONTWERP MET TUSSENSTEMPEL

De algemene uitgangspunten zijn vastgelegd in hoofdstuk 4 en in bijlage D, deze zijn ook hier geldend. Aanvullend hierop worden nog enkele specifieke uitgangspunten voor het diepwand ontwerp met boven- en tussenstempel gegeven.

De algemeen geldende grondopbouw is weergegeven in bijlage E.1.3.1

E.3.1 Onderzoek vergelijkbaar ontwerp met tussen stempel

Het diepwand ontwerp met tussenstempel is gemaakt als referentie ontwerp naast het ontwerp met voorspanning. Om vergelijkbare ontwerpen te krijgen wordt onderzoek gedaan naar de vervormingen en verplaatsingen van de diepwand. Door iteratie van de opspankracht in het tussenstempel is een ontwerp gemaakt dat overeen komt met het ontwerp met voorspanning.

Het onderzoek wordt gestuurd op de optredende zettingen op maaiveldniveau. Dit is afhankelijk van de horizontale vervormingen van de diepwand, hierbij is echter niet per definitie de bouwphase met de maximale vervorming maatgevend. De hoeveelheid te verwachten zetting staat in relatie met het oppervlakte dat vervormt. Hiervoor is uitgaande van het principe dat de ontstane ruimte opgevuld wordt met grond. Tevens wordt er van uitgegaan dat locatie van de verplaatsing geen invloed heeft op de zettingen. In de praktijk blijkt echter hoe dieper de locatie van de verplaatsing, hoe minder effect het heeft op maaiveldzettingen.

Vergeleken worden de bouwphase 4 van het voorgespannen diepwand ontwerp en de bouwphase 4 en 5a van het diepwand ontwerp met tussenstempel. Hierbij wordt het oppervlak dat ontstaat door vervorming van de diepwand aan elkaar gelijkgesteld.

Analyse

Vanuit de gestelde uitgangspunten wordt gestuurd op het oppervlakte dat ontstaat als gevolg van de vervorming van de diepwand. Deze sturing vindt plaats door middel van:

- de aanbrenghoogte van het tussenstempel;
- de toe te passen opspankracht.

Het vervormingsoppervlak van het diepwand ontwerp met voorspanning staat vast (fig. E.3.1.1). Voor het diepwand ontwerp met tussenstempel wordt door iteratie een vergelijkbaar vervormingsoppervlak bepaald. Een vergelijkbaar ontwerp ontstaat door het toepassen van een tussenstempel op NAP -5,0m en een voorspankracht van 500kN/m (fig. E.3.1.2 en fig. E.3.1.3). Het maximale vervormingsoppervlak is bij deze ontwerpen ongeveer gelijk.

Opmerkelijk is dat niet de bouwphase met de maximale vervorming (bouwphase 4) maatgevend is, maar bouwphase 5a waar de maximale vervorming lager is. Dit wordt veroorzaakt door het tussenstempel. In bouwphase 4 is er een piek vervorming onder het stempel wat door de grond- en waterdruk over korte afstand weer beperkt wordt. Door het verwijderen van het tussenstempel in bouwphase 5a, vervalt er een steunpunt en daardoor ook de piekvervorming. De piekvervorming wordt dan echter over een grotere lengte gespreid, wat totaal resulteert in een groter vervormingsoppervlak.

Voor het diepwand ontwerp met tussenstempel worden de volgende uitgangspunten met betrekking tot het tussenstempel aangehouden:

- Tussenstempel aanbrengen op NAP -5,00m
- Opspankracht van tussenstempel: 500 kN/m (is zeer hoge opspankracht!)

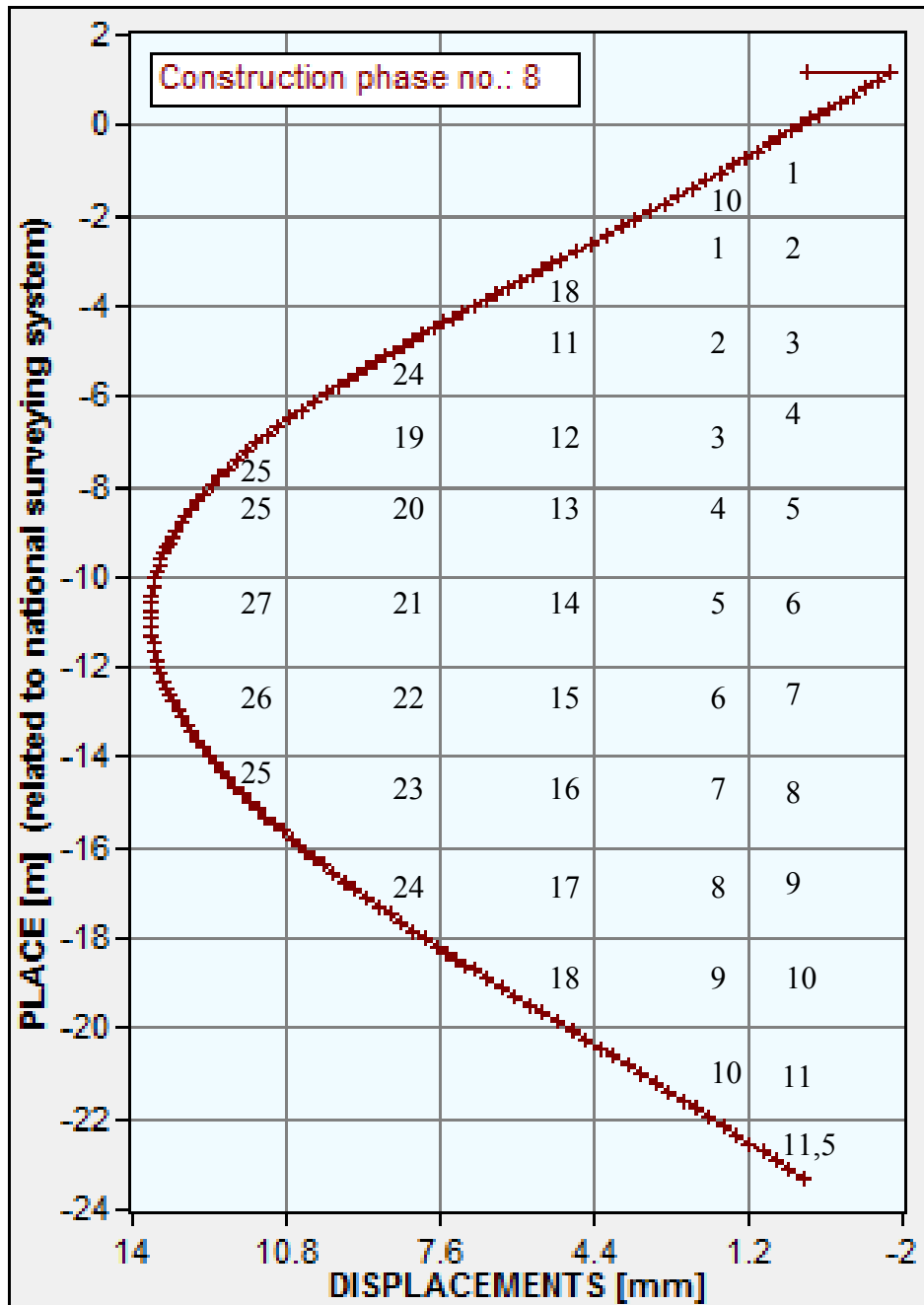


Fig. E.3.1.1 Vervormingsoppervlak van een voorgespannen diepwand

Oppervlak wat ontstaat door vervorming van de diepwand bij het voorgespannen diepwand ontwerp in bouwfase 4:

$$27 \times 3,2 \times 2000 + 11,5 \times 1,2 \times 2000 = 172800 + 27600 = 200400 \text{ mm}^2$$

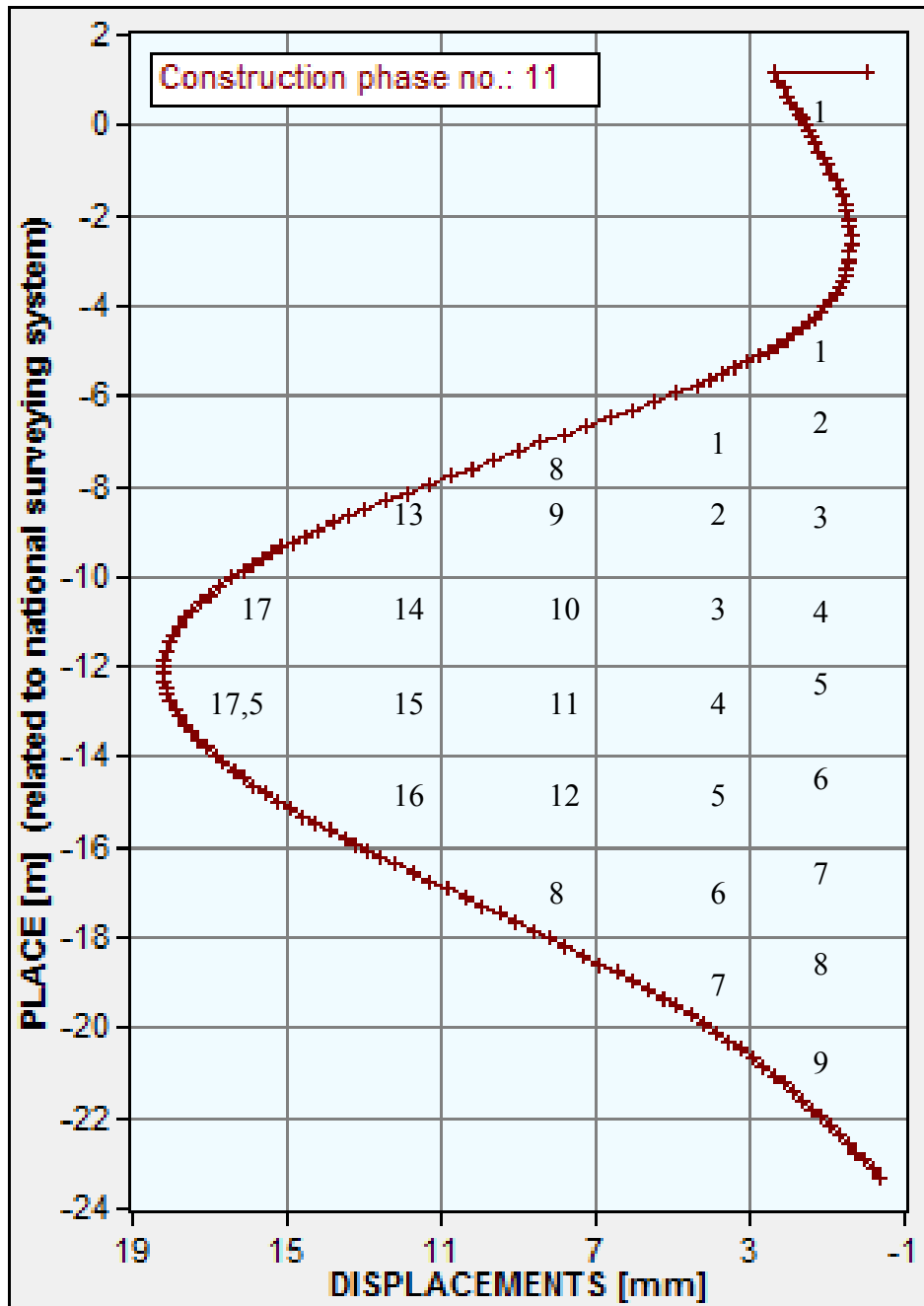


Fig. E.3.1.2 Vervormingsoppervlak van een diepwand met tussenstempel

Oppervlak wat ontstaat door vervorming van de diepwand bij het diepwand ontwerp met tussenstempel in bouwfase 4:

$$17,5 \cdot 4,0 \cdot 2000 + 9 \cdot 3,0 \cdot 2000 = 1140000 + 54000 = 1194000 \text{ mm}^2$$

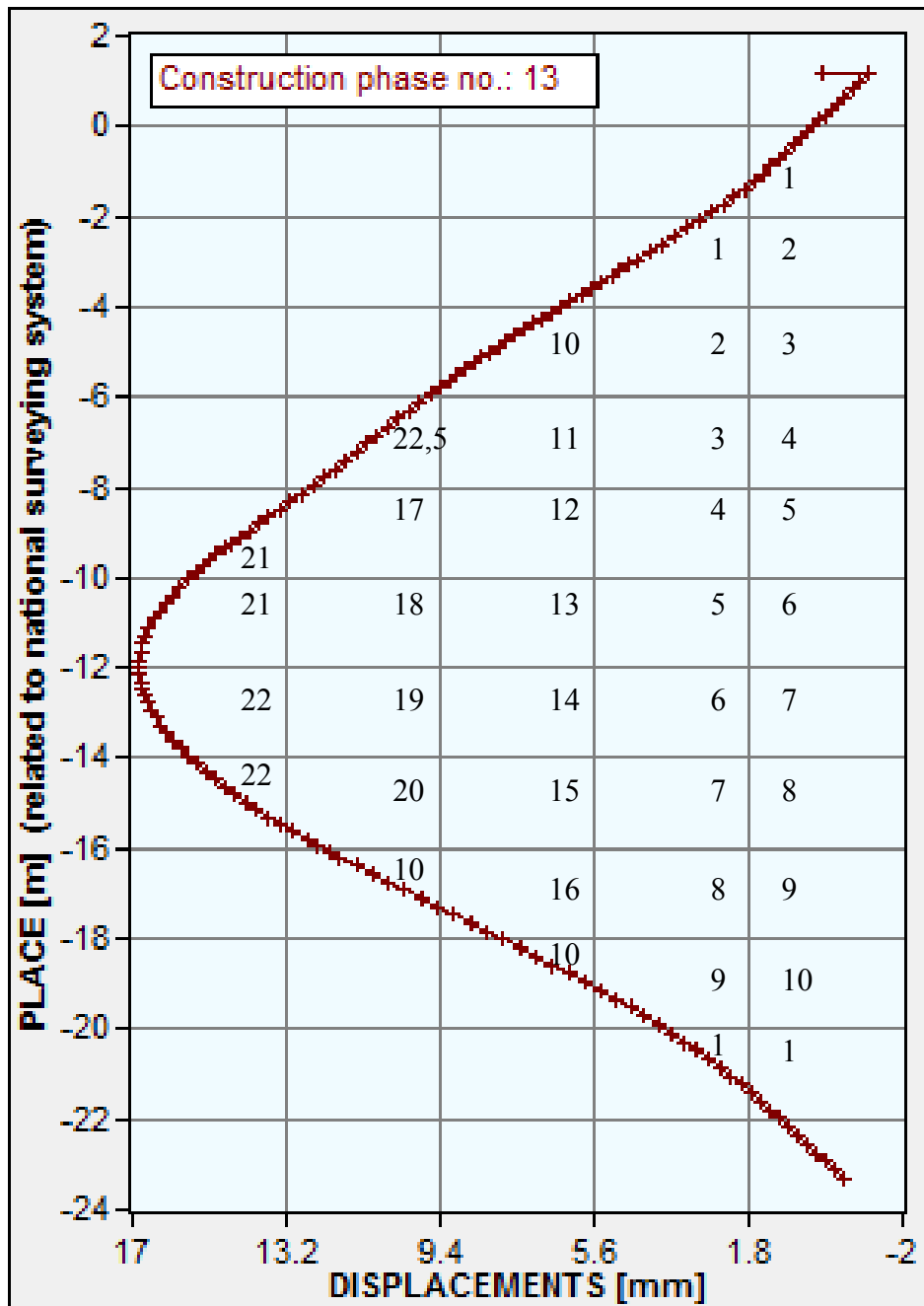


Fig. E.3.1.3 Vervormingsoppervlak van een diepwand met tussenstempel

Oppervlak wat ontstaat door vervorming van de diepwand bij het diepwand ontwerp met tussenstempel in bouwfase 5a:

$$22,5 \cdot 3,8 \cdot 2000 + 10 \cdot 1,8 \cdot 2000 = 171000 + 36000 = 207000 \text{ mm}^2$$

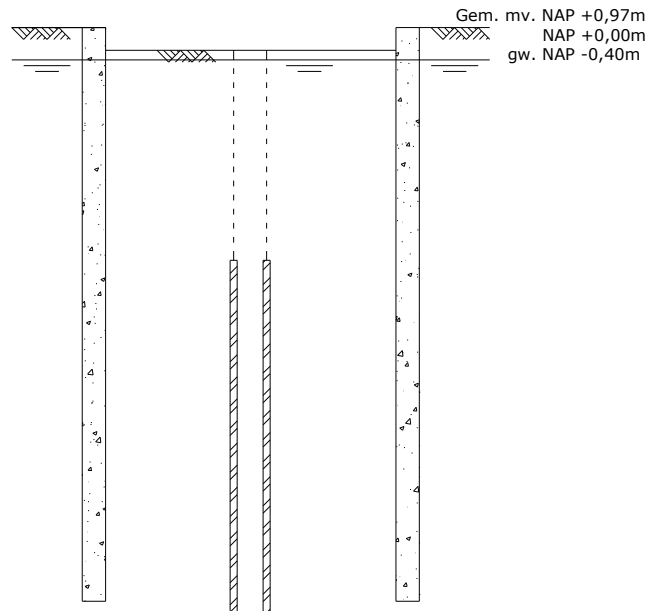
E.3.2 Aangepaste bouwfasen

Bouwfase 1

- Aanbrengen diepwanden oost en midden
- Aanbrengen schroefinjectie palen

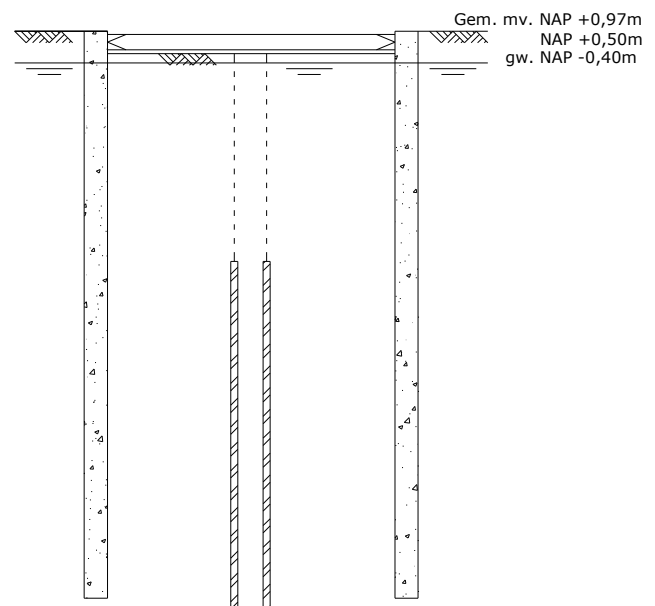
Bouwfase 1a

- Ontgraven tot NAP 0,0m



Bouwfase 1b

- Aanbrengen bovenstempel op NAP +0,5m



Bouwfase 2

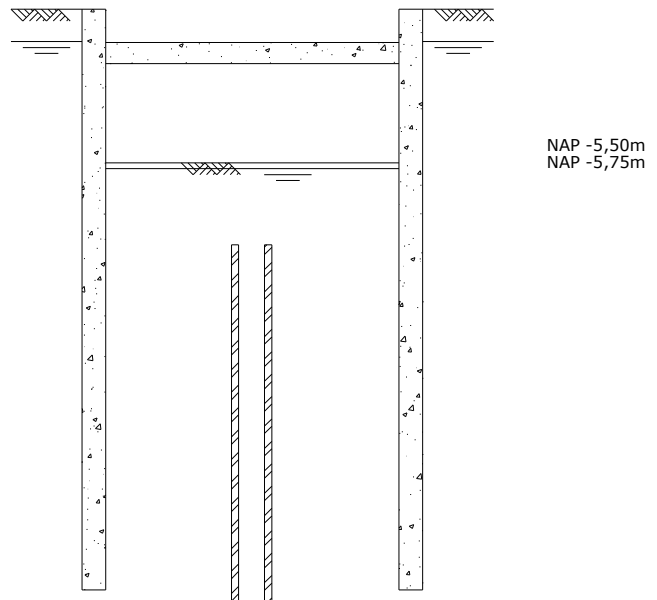
- Waterstand verlagen tot NAP -2,96m
- Ontgraven tot NAP -1,73m

Bouwfase 3

- Aanbrengen grondverbetering, werkvloer en tunneldak
- Verwijderen bovenstempel

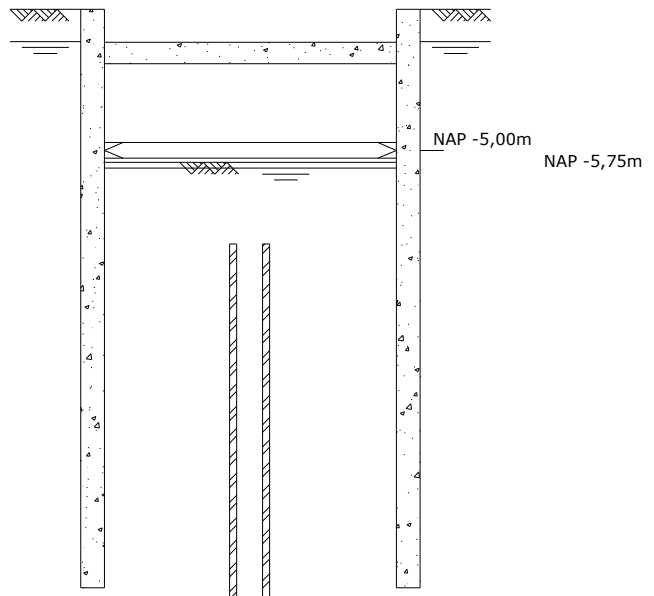
Bouwfase 3a

- Waterstand verlagen tot NAP -5,75m
- Ontgraven tot NAP -5,50m



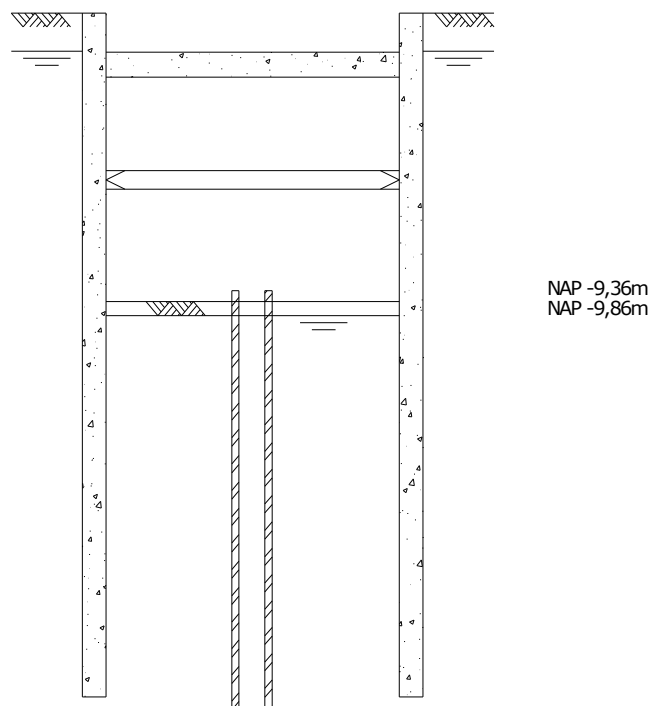
Bouwfase 3b

- Aanbrengen tussenstempel op NAP -5,00m



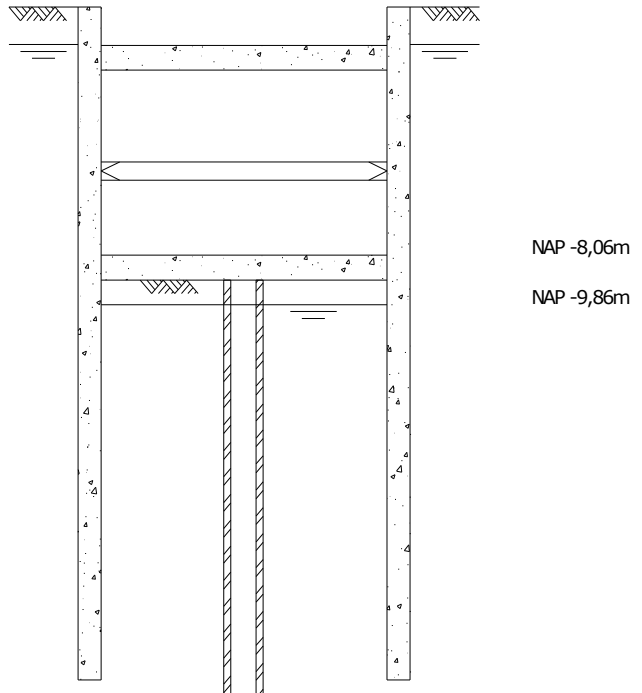
Bouwfase 4

- Ontgraven tot onderkant vloer



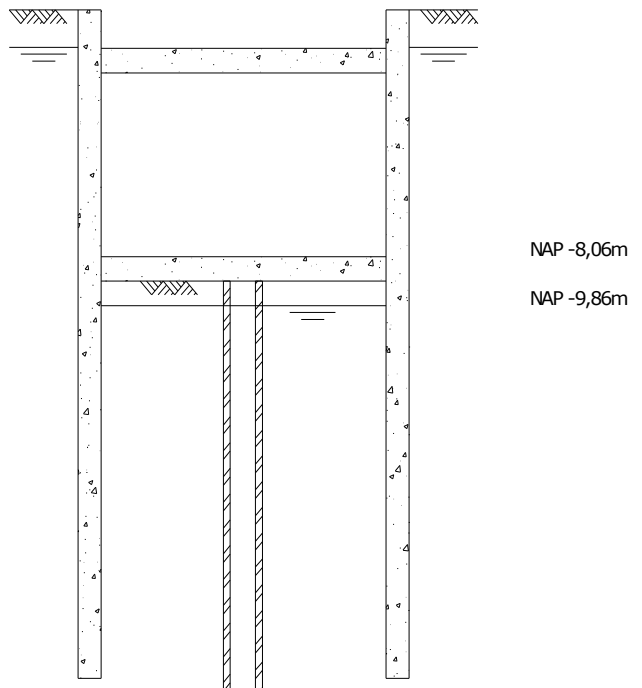
Bouwfase 5

- Aanbrengen grondverbetering, werkvloer en tunnelvloer



Bouwfase 5a

- Verwijderen tussenstempel



Bouwfase 6

- Aanbrengen tussenwand
- Aanvullen tunneldak tot maaiveldniveau
- Stopzetten grondwaterstand verlaging
- Aanbrengen ballast en spoor
- In gebruik nemen van oostbuizen

E.3.3.1 Stijghoogten en waterdrukken

Het verloop van de stijghoogten en de waterdrukken in de bouwkuip zijn weergegeven in de onderstaande figuren per bouwphase. Buiten de bouwkuip vindt er geen waterstandverlaging plaats.

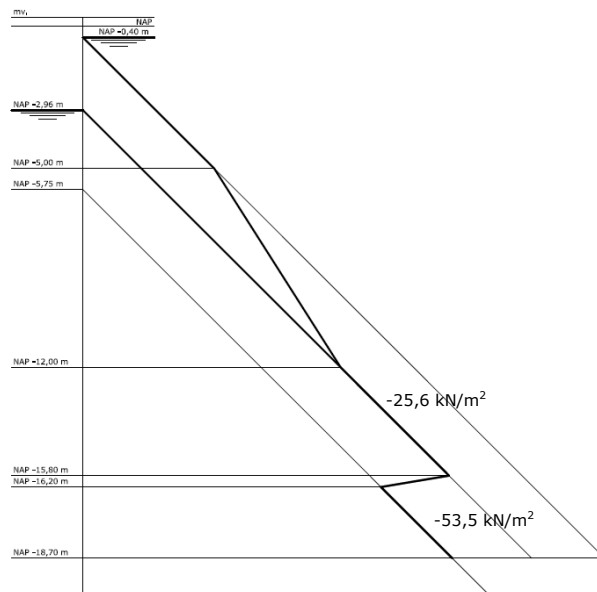


Fig. E.3.3.1 hoge stijghoogten in bouwphase 2 en 3

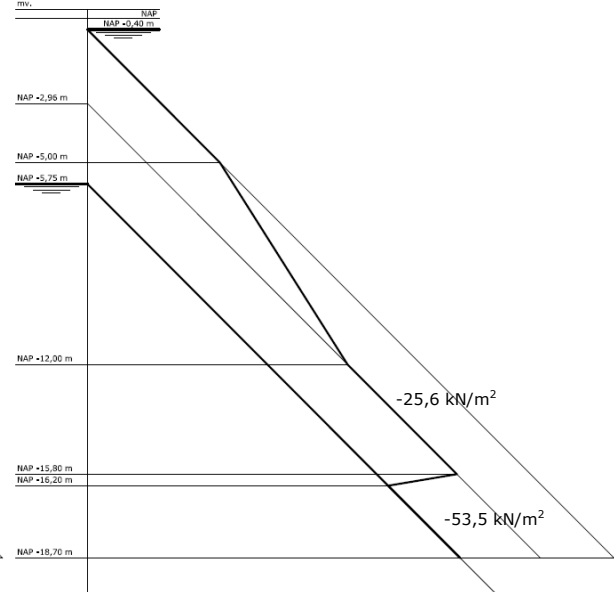


Fig. E.3.3.2 hoge stijghoogten in bouwphase 3a en 3b

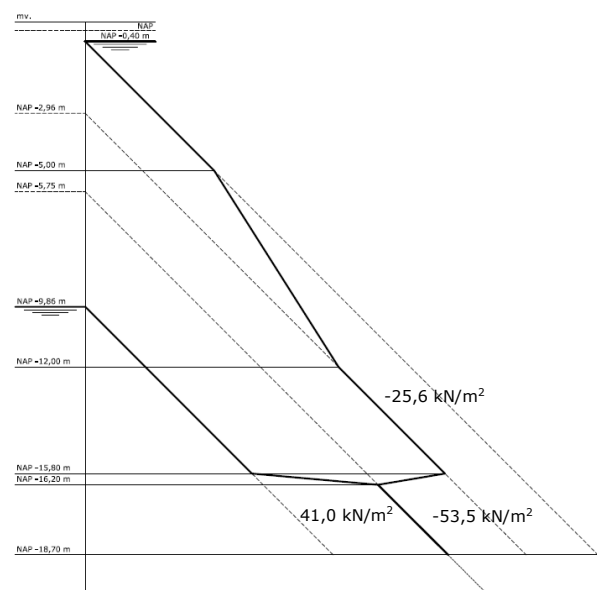


Fig. E.3.3.3 hoge stijghoogten in bouwphase 4 en 5

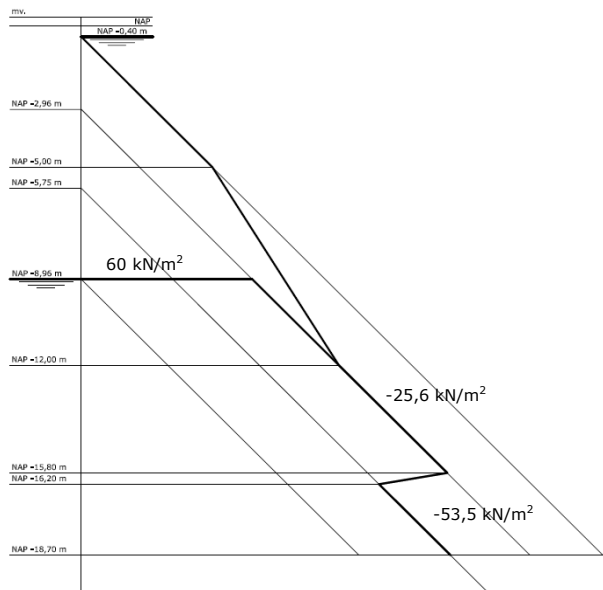


Fig. E.3.3.4 hoge stijghoogten in bouwphase 6

E.3.3.2 Fasering diepwand ontwerp met tussenstempel

De schematisatie van de tunnelconstructie is opgesplitst in de diepwand berekening en de berekening van dak- en vloerconstructie. Voor elke stap in het bouwproces is voor de diepwand constructie bepaald welke schematisatie van toepassing is.

Fase 1: Realisatie tunnelbuis oost

Bouwfase 1

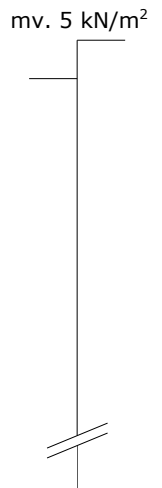
Aanbrengen van diepwanden oost en midden en schroefinjectie palen. Deze bouwfase wordt niet meegenomen in de diepwand berekening.

Bouwfase 1a

1^{ste} ontgraving voor aanbrengen bovenstempel

Gerekend wordt met:

- Grondwaterstand NAP -0,40m
- Ontgraving NAP 0,00m
- Wordt berekend als constructiefase 2

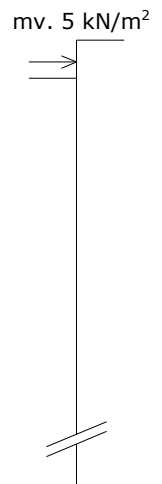


Bouwfase 1b

Aanbrengen en opspannen van het bovenstempel op NAP +0,50m

Gerekend wordt met:

- Bovenstempel van 660-20, hoh. 3,8m met een opspankracht van 190kN per stempel (50kN*3,8m)
- Wordt berekend als constructiefase 3

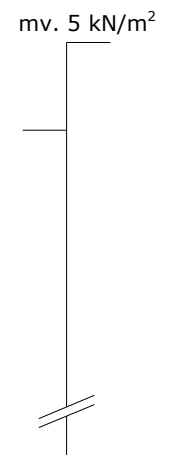


Bouwfase 2

2^{de} ontgraving voor aanbrengen van het dak

Gerekend wordt met:

- Grondwaterstand NAP -2,96m
- Ontgraving NAP -1,73m
- Wordt berekend als constructiefase 4

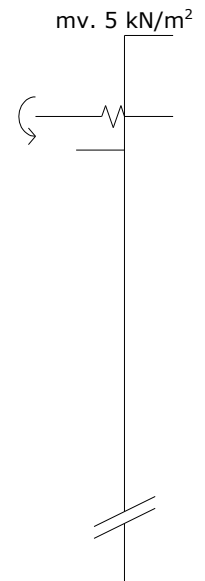


Bouwfase 3

Na het aanbrengen van een grondverbetering en een werkvloer wordt het dak gerealiseerd. Vervolgens wordt het bovenstempel verwijderd. Als gevolg van het eigengewicht van de vloer en het verwijderen van het bovenstempel ontstaat er een bijkomend moment in de diepwand.

Gerekend wordt met:

- $M_{\text{dak}} = 258 \text{ kNm}$ (Bijlage: momentenverloop in bouwfase)
- Wordt berekend als constructiefase 7

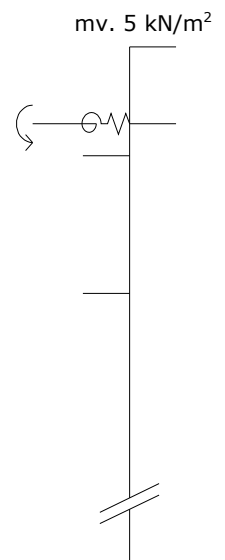


Bouwfase 3a

Na het aanbrengen van het dak wordt de volgende ontgraving gedaan tot aan onderkant tussenstempel niveau.

Gerekend wordt met:

- Grondwaterstand NAP -5,75m
- Ontgraving NAP -5,00m
- $M_{\text{dak}} = 372 \text{ kNm}$ (Bijlage: momentenverloop in bouwfase)
- Wordt berekend als constructiefase 8

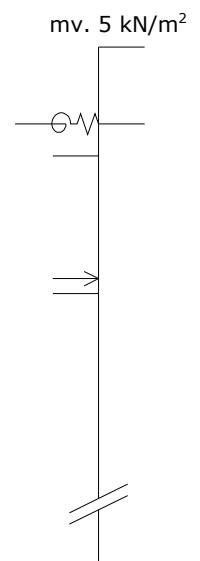


Bouwfase 3b

Vervolgens wordt het tussenstempel aangebracht op een niveau van NAP -5,00m

Gerekend wordt met:

- Bovenstempel van 660-20, hoh. 3,8m met een opspankracht van 1900kN per stempel ($500\text{kN} \cdot 3,8\text{m}$)
- $M_{\text{dak}} = 238 \text{ kNm}$ (Bijlage: momentenverloop in bouwfase)
- Grondwaterstand: links NAP -5,75m
- Wordt berekend als constructiefase 10

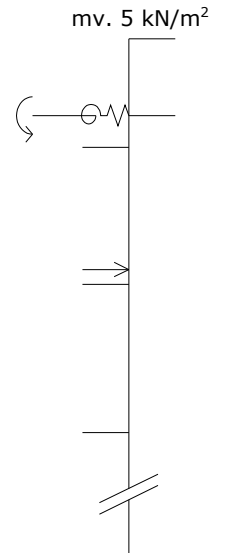


Bouwfase 4

2^{de} ontgraving onder het dak voor aanbrengen vloer

Gerekend wordt met:

- Grondwaterstand NAP -9,86m
- Ontgraving NAP -9,36m
- $M_{dak} = 211 \text{ kNm}$ (Bijlage: momentenverloop in bouwfase)
- Wordt berekend als constructiefase 11

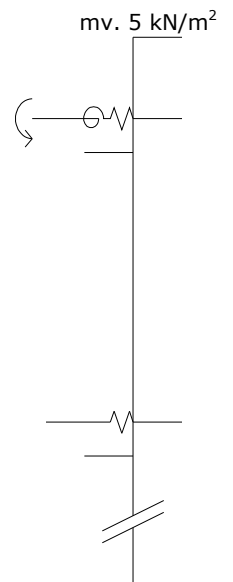


Bouwfase 5

Na het aanbrengen van een grondverbetering en een werkvloer wordt de vloer gerealiseerd. Ook deze wordt gemodelleerd door middel van een translatiebeer. De rotatieveerstijfheid geeft hier nog geen moment omdat eigen gewicht van de vloer wordt gedragen door palen en de grondbedding.

Gerekend wordt met:

- Grondwaterstand NAP -9,86m
- Ontgraving NAP -9,36m
- $M_{dak} = 211 \text{ kNm}$ (Bijlage: momentenverloop in bouwfase)
- Wordt berekend als constructiefase 12

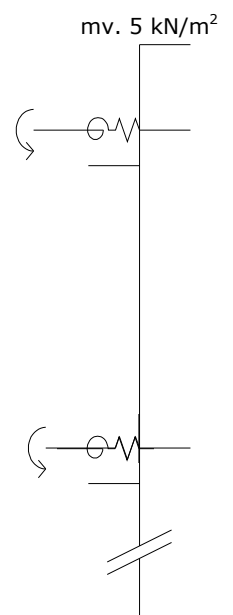


Bouwfase 5a

Na het aanbrengen van de vloer wordt het tussenstempel verwijderd.

Gerekend wordt met:

- Grondwaterstand NAP -9,86m
- Ontgraving NAP -9,36m
- $M_{dak} = 360 \text{ kNm}$ (Bijlage: momentenverloop in bouwfase)
- $M_{vloer} = 371 \text{ kNm}$ (Bijlage: momentenverloop in bouwfase)
- Wordt berekend als constructiefase 13

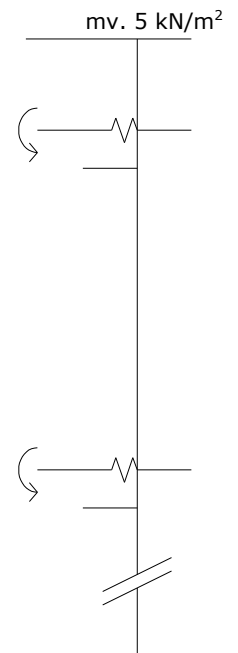


Bouwfase 6

De laatste bouwfase voor fase 1 is de ingebruikname van de oostelijke tunnelbuis.

Gerekend wordt met:

- $M_{\text{dak;perm}} = M_{\text{dak}} - M_{\text{wdr;60}} + M_{\text{gr}} + M_{\text{spoor}} =$
 $360 - 39 + 83 + 6 = 410 \text{ kNm}$
- $M_{\text{vloer;perm}} = M_{\text{vloer}} + M_{\text{tw}} - M_{\text{wdr;60}} + M_{\text{gr}} + M_{\text{spoor}} =$
 $371 + 34 - 193 + 20 + 39 = 471 \text{ kNm}$
- Grondwaterstand NAP -2,96m geeft een waterdruk van 60 kN/m² onder de vloer
- Wordt berekend als constructiefase 14



E.3.3.3 Algemene uitgangspunten

Samenvatting van de in te voeren rekenwaarden in de programma's

Diepwand

$$A_{dw} = 1,0 \text{ m}^2/\text{m}^1$$

$$I_{dw} = 0,0833 \text{ m}^4/\text{m}^1$$

$$W_{dw} = 0,1667 \text{ m}^3/\text{m}^1$$

$$E_{dw} = 8,0^E+06 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Maaiveld} = + 1,17 \text{ m NAP}$$

$$\text{Onderkant diepwand} = -23,5 \text{ m NAP}$$

$$C_{v;diepwand} = 4,50 \cdot 10^4 \text{ kN/m}$$

$$C_{v;paal} = 3,50 \cdot 10^4 \text{ kN/m}$$

$$C_{m;dw;dak} = 3,84 \cdot 10^5 \text{ kNm/rad (zie E.3.)}$$

$$C_{m;dw;vloer} = 8,25 \cdot 10^5 \text{ kNm/rad (zie E.3.)}$$

Dak

$$A_{dak/vloer} = 0,9 \text{ m}^2/\text{m}^1$$

$$E_{dak/vloer} = 8,0^E+06 \text{ kN/m}^2$$

$$I_{dak/vloer} = 0,06075 \text{ m}^4/\text{m}^1$$

$$l_{syst;1} = 12,38 \text{ m}$$

$$l_{syst;2} = 13,38 \text{ m}$$

$$C_{h;dak} = \frac{EA}{0,5 l_{syst;1}} = 1,16 \cdot 10^6 \text{ kN/m}$$

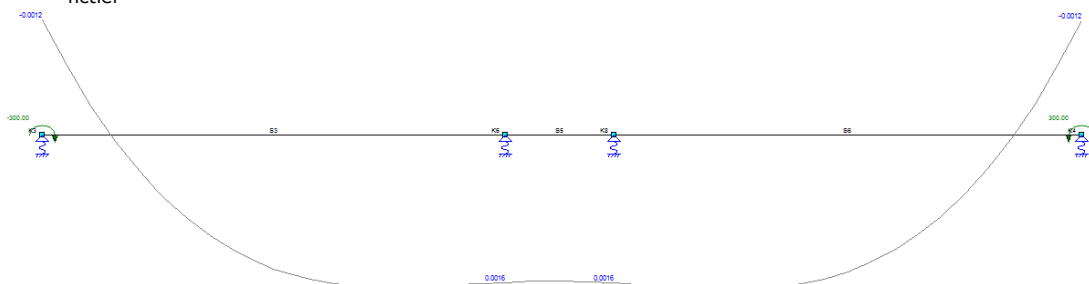
$$C_{m;dak} = \frac{EI}{0,5 l_{syst;2}} = 7,26 \cdot 10^4 \text{ kNm/rad}$$

Vloer

$$C_{h;vloer} = \frac{EA}{0,5 l_{syst;1}} = 1,16 \cdot 10^6 \text{ kN/m}$$

Door de aanwezigheid van de palen onder de vloer wordt de rotatieveerstijfheid bepaald door middel van het aanbrengen van een fictief moment op de vloerconstructie in MatrixFrame. Hierbij is de onderstaande schematisatie gebruikt.

- $M_{fictief} = 300 \text{ kN}$



$$\varphi_{vl;tpv.dw} = 1,401 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$$

$$C_{m;vloer} = \frac{M_{fictief}}{\varphi_{vl;tpv.dw}} = \frac{300}{0,001401} = 2,14 \cdot 10^5 \text{ kNm/rad}$$

E.3.3.4 Bepaling rotatieveerstijfheid van de diepwand tpv. dak en vloer

L	13,38	m		
h (dek)	0,9	m		
h (diepw)	1	m	Eldek	486000 kNm ² /m
E (dek)	8,00E+06	kN/m ²	EAdek	7200000 kN
E (diepwand)	8,00E+06	kN/m ²		
q dek	22,5	kN/m		
I dek	0,06075	m ⁴	Cm dak	7,26E+04 kNm/rad
I diepwand	0,0833333	m ⁴	Ch (k)	1,16E+06 kN/m

Verwijderen bovenstempel (Bf1a,1b)

geeft volgende verplaatsingen

diepte (m)	fase5	fase 6	verschil
1,17	-1,4	-0,5	0,9
-0,88	1	1,1	0,1
2,05	-2,4	-1,6	-0,8

Geeft hoekverdraaiing tgv. Meg;stp -0,00039 rad

Aanname veerstijfheid van diepwand Cmdw 3,84E+05 kNm/rad

Moment uit eg. dak bij gedeeltelijke inklemming Meg;s -24 kNm

Moment uit eg. dak bij volledige inklemming Meg;stp 335,67 kNm

Fictief moment van 300 kNm/m

geeft volgende verplaatsingen

diepte (m)	fase 6	fase 7	verschil
1,17	-0,5	1,2	1,7
-0,88	1,1	1,2	0,1
2,05	-1,6	0	-1,6

Geeft hoekverdraaiing tgv. Meg;stp 0,00078 rad

Geeft veerstijfheid van diepwand tpv dak Cmdw 3,84E+05 kNm/rad

L	13,38	m		
L (dw-pl)	6,72	m		
h (vloer)	0,9	m	Elvloer	486000 kNm ² /m
h (diepw)	1	m	EAvloer	7200000 kN
E (vloer)	8,00E+06	kN/m ²		
E (diepwand)	8,00E+06	kN/m ²		
I dek	0,06075	m ⁴	Cm vloer	2,14E+05 kNm/rad
I diepwand	0,0833333	m ⁴	Ch (k)	1,16E+06 kN/m

Fictief moment van 300 kNm/m

geeft volgende verplaatsingen

diepte (m)	fase 13	fase 14	verschil
-7,96	12,8	12,6	-0,2
-8,51	13,4	13,4	0
0,55	-0,6	-0,8	0,2

Geeft hoekverdraaiing tgv. Meg;stp 0,000364 rad

Geeft veerstijfheid van diepwand tpv vloer Cmdw 8,25E+05 kNm/rad

E.3.3.5 Momentenverloop in bouwfasen

Momentenverloop in diepwand ter plaatse van de aansluiting op het dak.

L	13,38	m			
h (dek)	0,9	m			
h (diepw)	1	m	Eldek	486000	kNm ² /m
E (dek)	8,00E+06	kN/m ²	EAdek	7200000	kN
E (diepwand)	8,00E+06	kN/m ²			
q dek	22,5	kN/m			
I dek	0,06075	m ⁴	Cm dak	7,26E+04	kNm/rad
I diepwand	0,0833333	m ⁴	Ch (k)	1,16E+06	kN/m
Moment uit eg. dak bij gedeeltelijke inklemming			Meg;s	282	kNm
					258 kNm

Ontgraving tot aanbrengen stempel

(Bf 3a)

geeft volgende verplaatsingen

diepte (m)	fase 7	fase 8	verschil
1,17	1	-2,7	-3,7
-0,88	1,2	1,3	0,1
2,05	-0,2	-4	3,8

Geeft hoekverdraaiing tgv. Meg;stp 0,001854 rad

Moment uit eg. dak bij gedeeltelijke inklemming Meg;s 113 kNm 372 kNm

Aanbrengen stempel

(Bf 3b)

5,0 NAP, 500kN/m

geeft volgende verplaatsingen

diepte (m)	fase 8	fase 10	verschil
1,17	-1,6	2,7	4,3
-0,88	1,3	1,1	-0,2
2,05	-2,9	1,6	4,5

Geeft hoekverdraaiing tgv. Meg;stp -0,002195 rad

Moment uit eg. dak bij gedeeltelijke inklemming Meg;s -134 kNm 238 kNm

Ontgraving na aanbrengen stempel

(Bf 4)

geeft volgende verplaatsingen

diepte (m)	fase 10	fase 11	verschil
1,17	1,7	2,5	0,8
-0,88	1,1	1	-0,1
2,05	0,6	1,5	-0,9

Geeft hoekverdraaiing tgv. Meg;stp -0,000439 rad

Moment uit eg. dak bij gedeeltelijke inklemming Meg;s -27 kNm 211 kNm

Na verwijderen stempel

(Bf 5a)

geeft volgende verplaatsingen

diepte (m)	fase 11	fase 13	verschil
1,17	2	-2,8	-4,8
-0,88	1	1,2	0,2
2,05	1	-4	5

Geeft hoekverdraaiing tgv. Meg;stp 0,002439 rad

Moment uit eg. dak bij gedeeltelijke inklemming Meg;s 149 kNm 360 kNm

Momentenverloop in diepwand ter plaatse van de aansluiting op de vloer.

L	13,38	m		
L (dw-pl)	6,72	m		
h (vloer)	0,9	m	Elvloer	486000 kNm ² /m
h (diepw)	1	m	EAvloer	7200000 kN
E (vloer)	8,00E+06	kN/m ²		
E (diepwand)	8,00E+06	kN/m ²		
I dek	0,06075	m ⁴	Cm vloer	2,14E+05 kNm/rad
I diepwand	0,0833333	m ⁴	Ch (k)	1,16E+06 kN/m

Fictief moment van 300 kNm/m

geeft volgende verplaatsingen

diepte (m)	fase 13	fase 14	verschil
-7,96	12,8	12,6	-0,2
-8,51	13,4	13,4	0
0,55	-0,6	-0,8	0,2

Geeft hoekverdraaiing tgv. Meg;stp 0,000364 rad

Geeft veerstijfheid van diepwand Cmdw 8,25E+05 kNm/rad

Na verwijderen stempel

(Bf 5a)

geeft volgende verplaatsingen

diepte (m)	fase 11	fase 13	verschil
-7,96	11,9	13,5	1,6
-8,51	13,6	14	0,4
0,55	-1,7	-0,5	-1,2

Geeft hoekverdraaiing tgv. Meg;stp 0,002182 rad

Moment uit eg. dak bij gedeeltelijke inklemming Meg;s 371 kNm

E.3.3.6 Bepaling benodigd tussenstempel

Toetsing buisprofiel tussenstempel volgens de NEN 6770 art. 12.3

Gegevens

Buis Ø660-20

$L = 12380 \text{ mm}$

$L_p = 3800 \text{ mm}$

$I = 2060880000 \text{ mm}^4$

$W = 6245000 \text{ mm}^3$

$E = 210000 \text{ N/mm}^2$

$f_{y;d} = 235 \text{ N/mm}^2$

$A = 40212 \text{ mm}^2$

Aanname van maximale excentriciteit van belasting op stempel: $e = 30 \text{ mm}$

Drukbelasting van tussenstempel: 333 kN/m^1 (vanuit diepwand berekening)

Opspanbelasting van tussenstempel: 500 kN/m^1

Aanname horizontale puntbelasting: 10 kN

$\gamma_{var} = 1,5$

$\gamma_{eg} = 1,35$

Toetsing stabiliteit

$$\frac{1,1 * N_{s;d}}{\omega_{buc} * N_{c;d}} + \frac{1,1 * M_{y;s;d}}{M_{y;c;d}} \leq 1$$

$$\lambda_{rel} = \frac{\lambda_y}{\lambda_e} = \frac{\frac{l}{\sqrt{I/A}}}{\pi \sqrt{E/f_{y;d}}} = \frac{\frac{12380}{\sqrt{2060880000/40212}}}{\pi \sqrt{210000/235}} = 0,58$$

kromme a: $\omega_{buc} = 0,896$

$$N_{s;d} = (N_{sp} + N) * l_p * \gamma = (500 + 333) * 3,8 * 1,5 = 4748 \text{ kN}$$

$$N_{c;d} = A * f_{y;d} = 40212 * 235 * 10^{-3} = 9450 \text{ kN}$$

$$M_{y;s;d} = M_{ex} + M_{eg} + M_{punt} = (N_{s;d} * e) + \left(\frac{1}{8} * q_{eg} * l^2 * \gamma_{eg}\right) + \left(\frac{1}{4} * F * l * \gamma_{var}\right) = (4748 * 0,003) + \left(\frac{1}{8} * 3,1569 * 12,38^2 * 1,35\right) + \left(\frac{1}{4} * 10 * 12,38 * 1,5\right) = 271 \text{ kNm}$$

$$M_{y;c;d} = W * f_{y;d} = 6245000 * 235 * 10^{-6} = 1468 \text{ kNm}$$

$$\frac{1,1 * N_{s;d}}{\omega_{buc} * N_{c;d}} + \frac{1,1 * M_{y;s;d}}{M_{y;c;d}} \leq 1 \Rightarrow \frac{1,1 * 4748}{0,896 * 9450} + \frac{1,1 * 271}{1468} = 0,82 \leq 1 \quad \text{Voldoet}$$

NB: Exclusief invloed van temperatuur variatie, omdat deze invloed in de tunnel beperkt is.

E.3.3.7 Resultaten diepwand berekening

Momenten en vervormingen worden per bouwphase weergegeven in de onderstaande figuren.

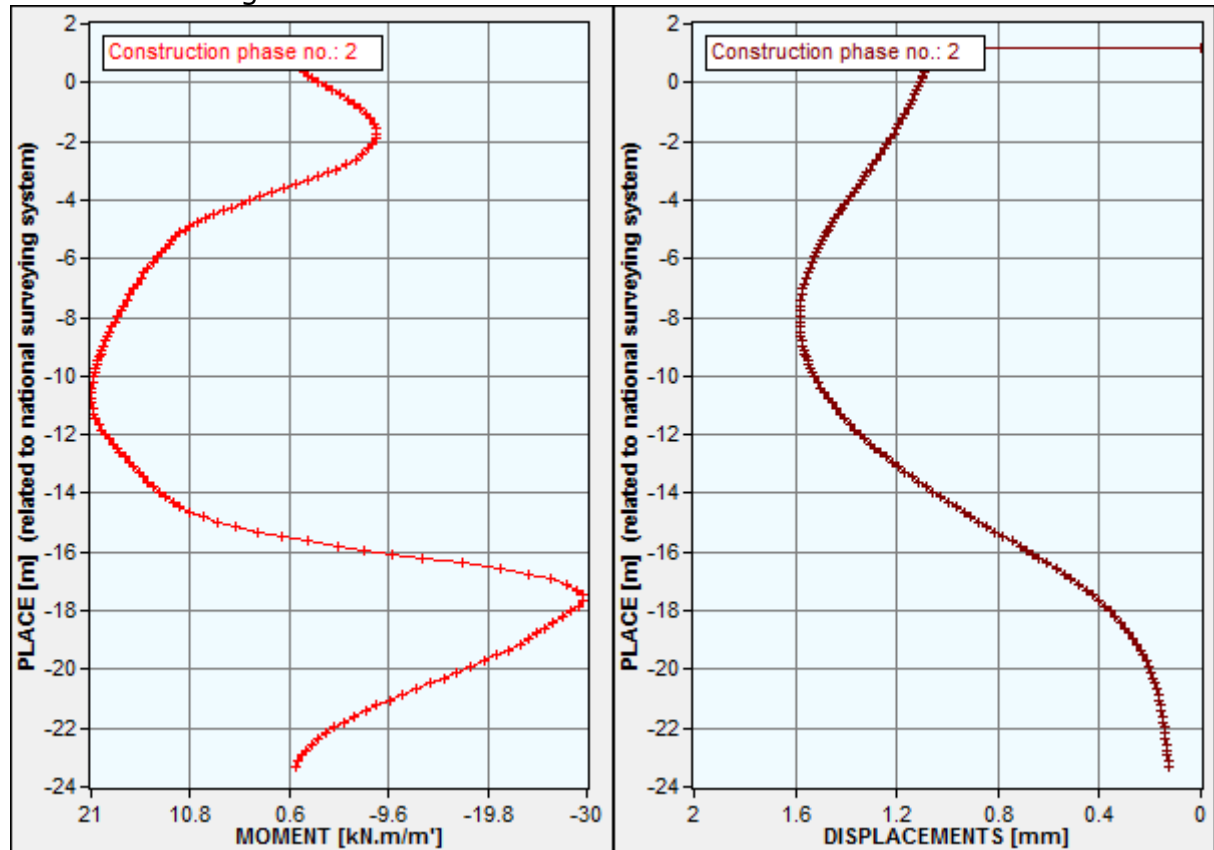


Fig. E.3.3.5 Momenten en vervormingen van bouwphase 1a

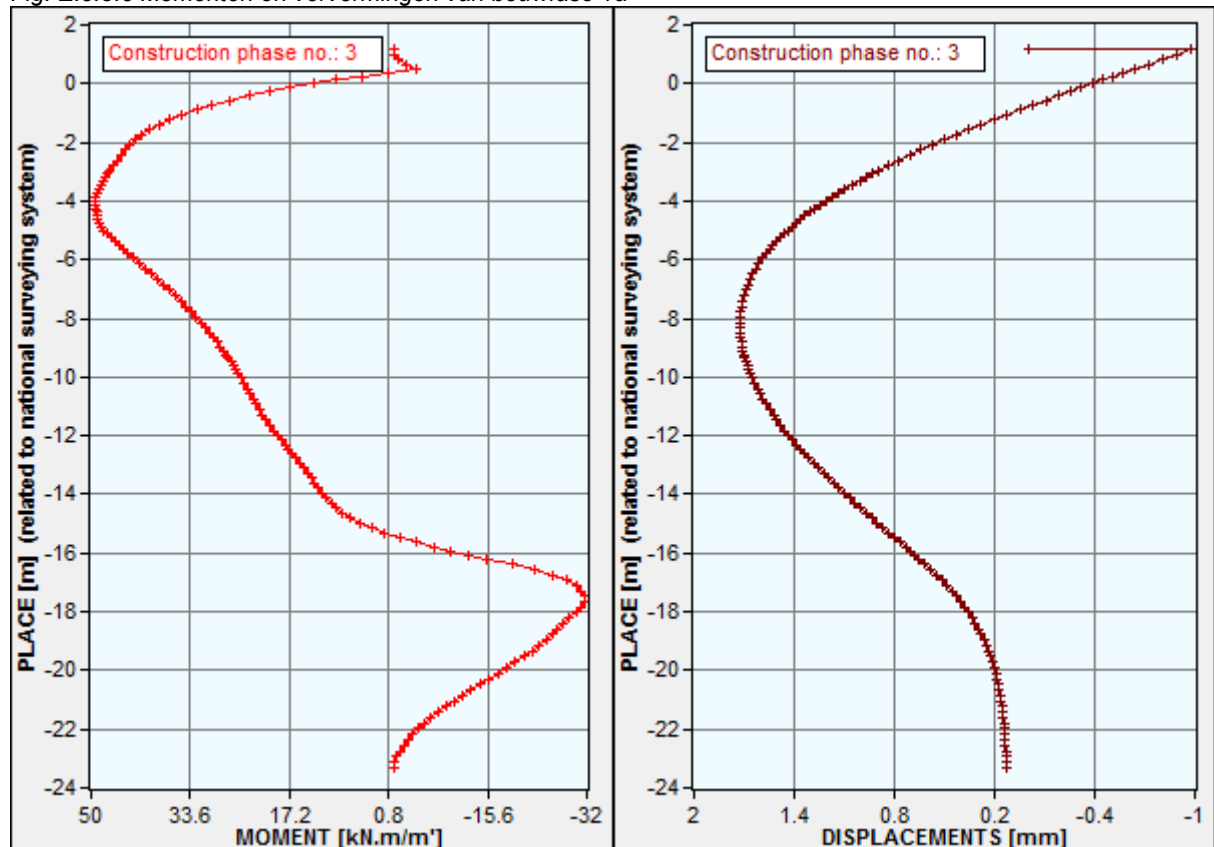


Fig. E.3.3.6 Momenten en vervormingen van bouwphase 1b

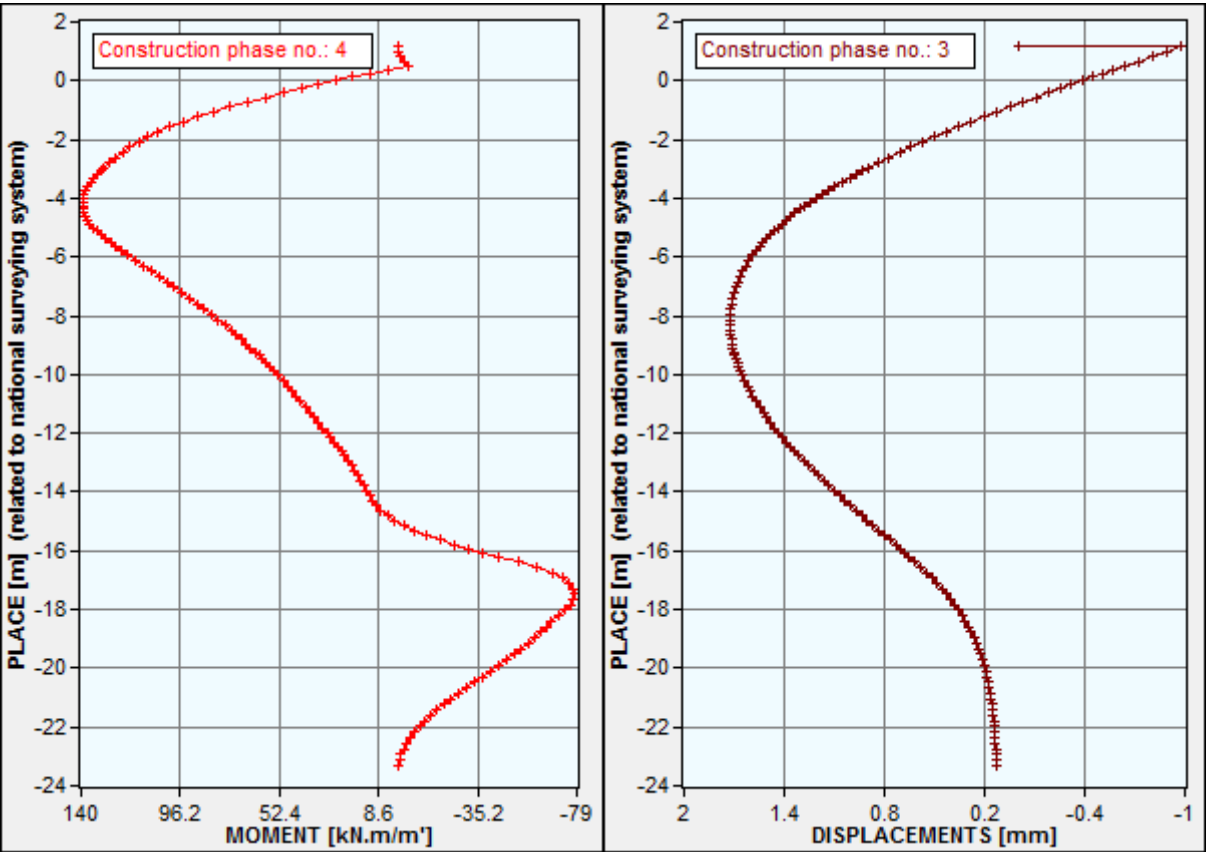


Fig. E.3.3.7 Momenten en vervormingen van bouwphase 2

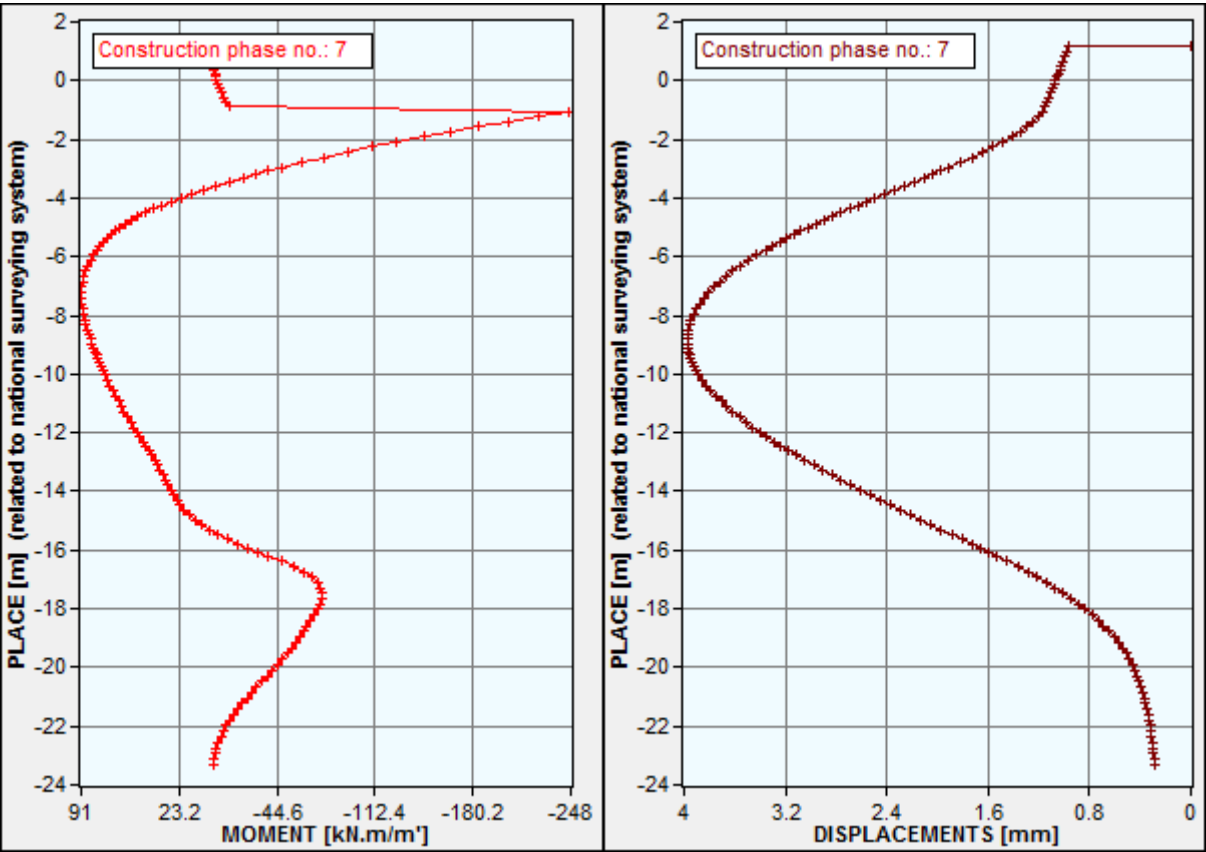


Fig. E.3.3.8 Momenten en vervormingen van bouwphase 3

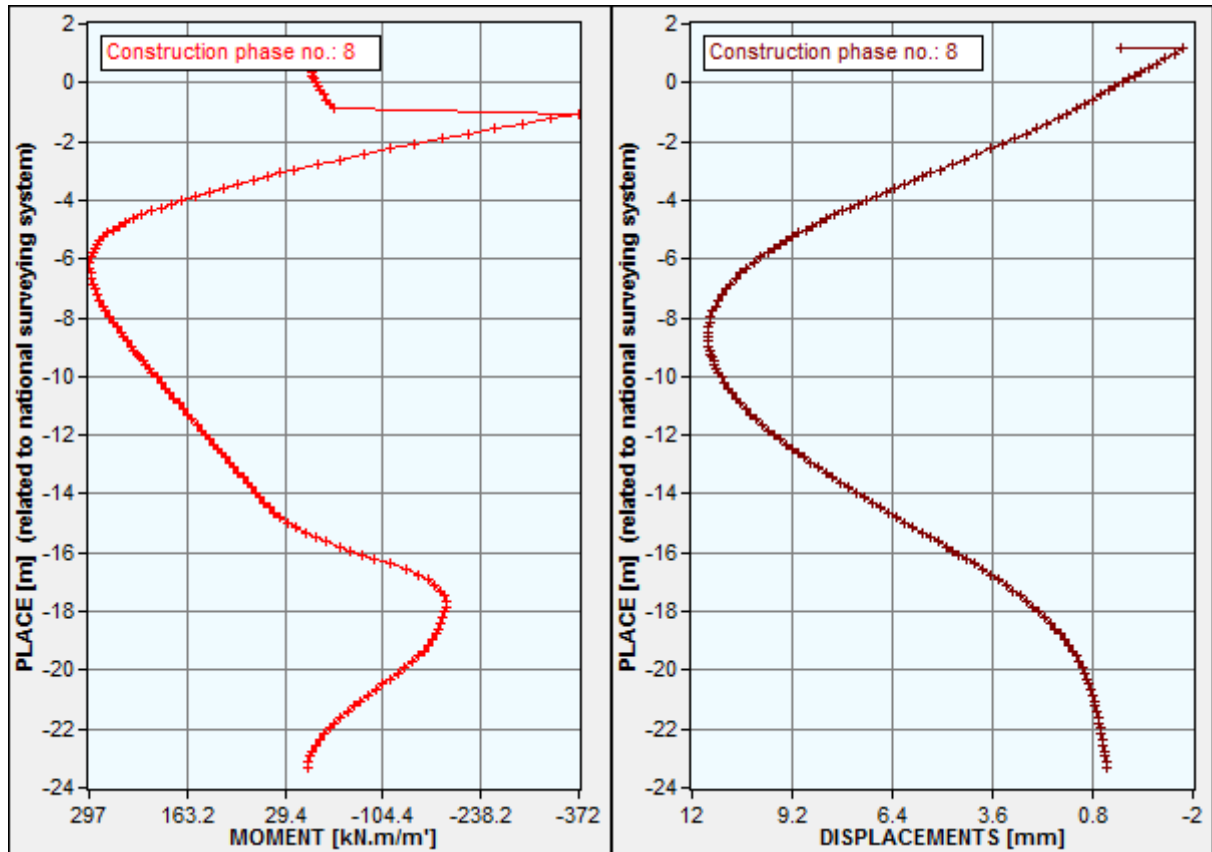


Fig. E.3.3.9 Momenten en vervormingen van bouwfase 3a

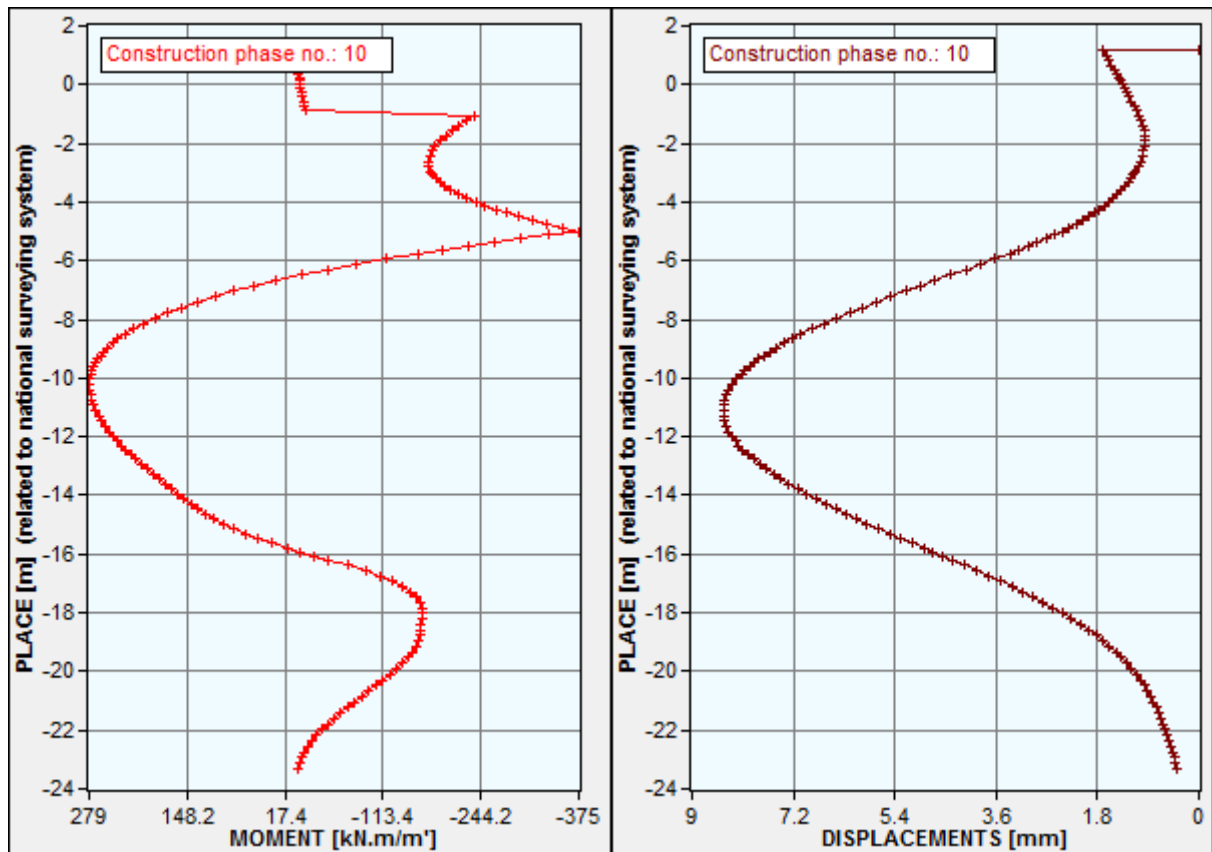


Fig. E.3.3.10 Momenten en vervormingen van bouwfase 3b

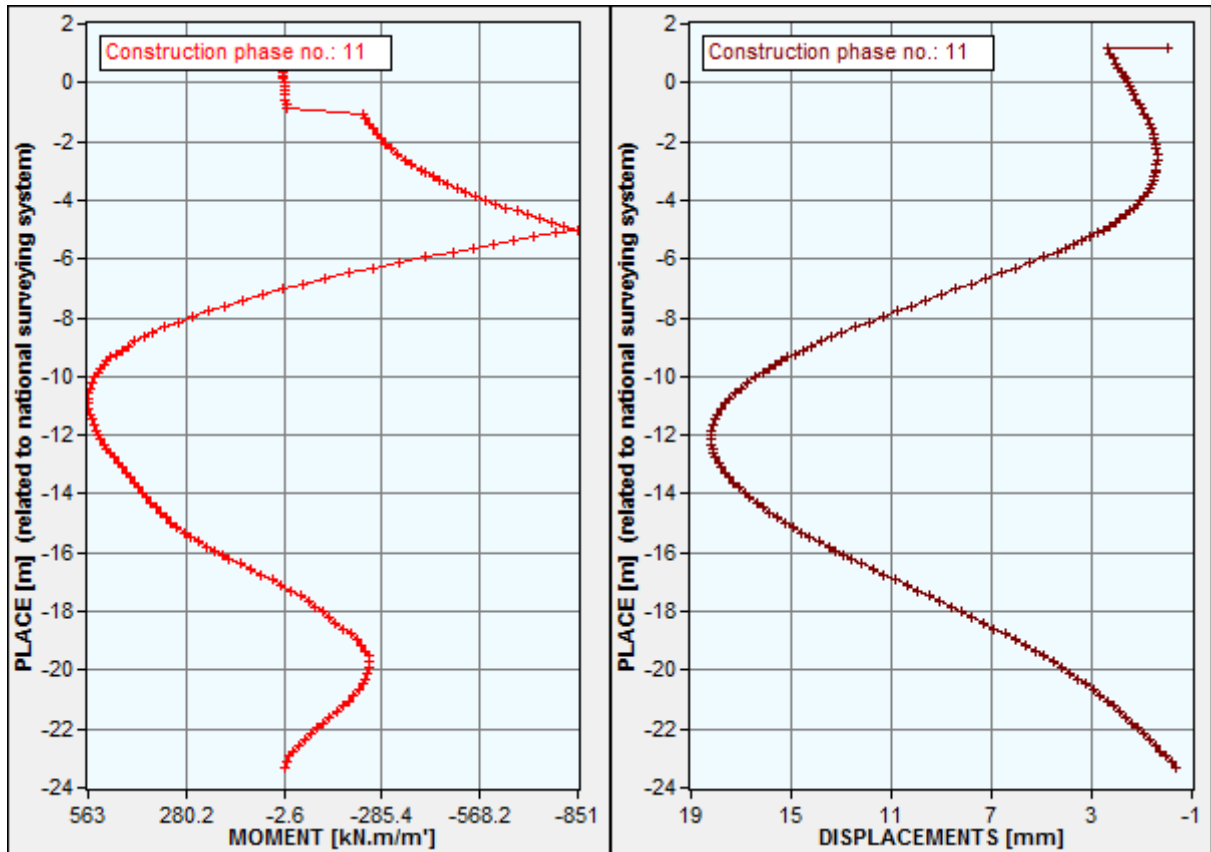


Fig. E.3.3.11 Momenten en vervormingen van bouwphase 4

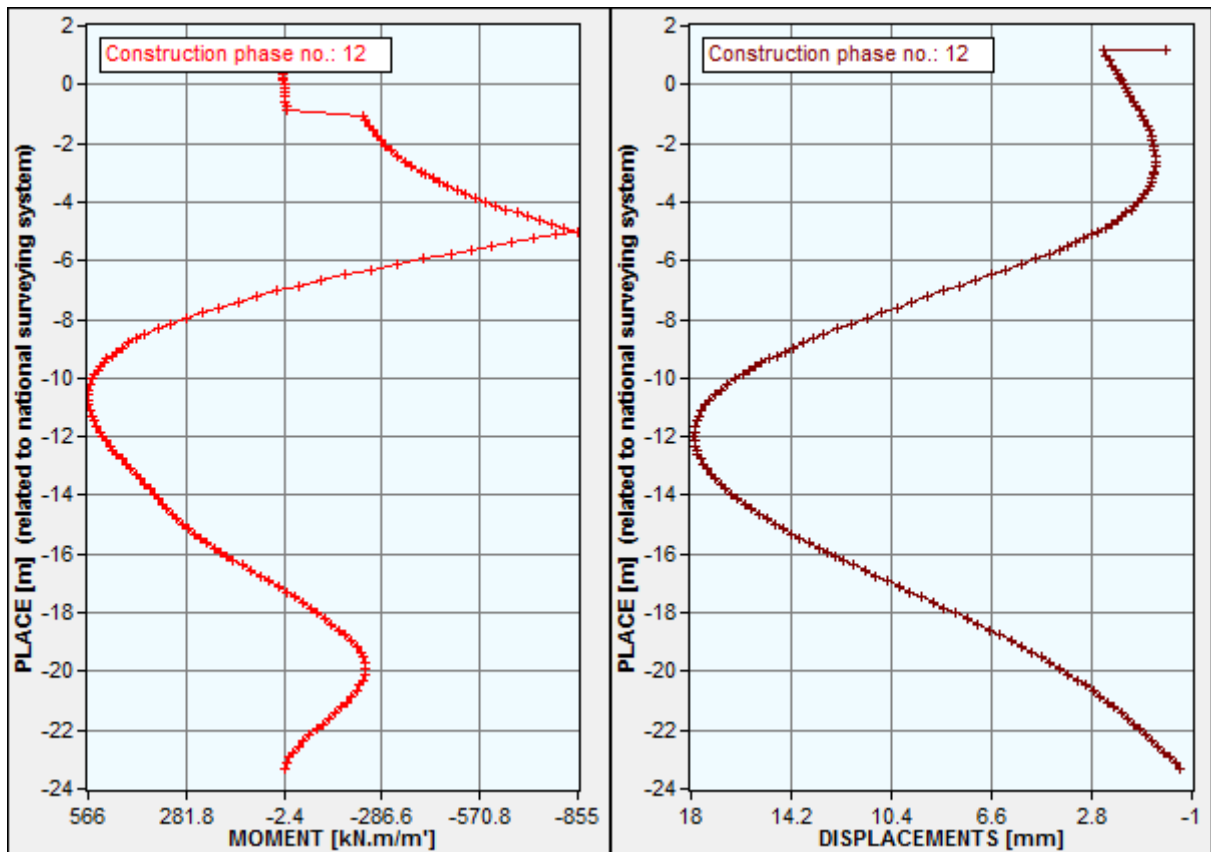


Fig. E.3.3.12 Momenten en vervormingen van bouwphase 5

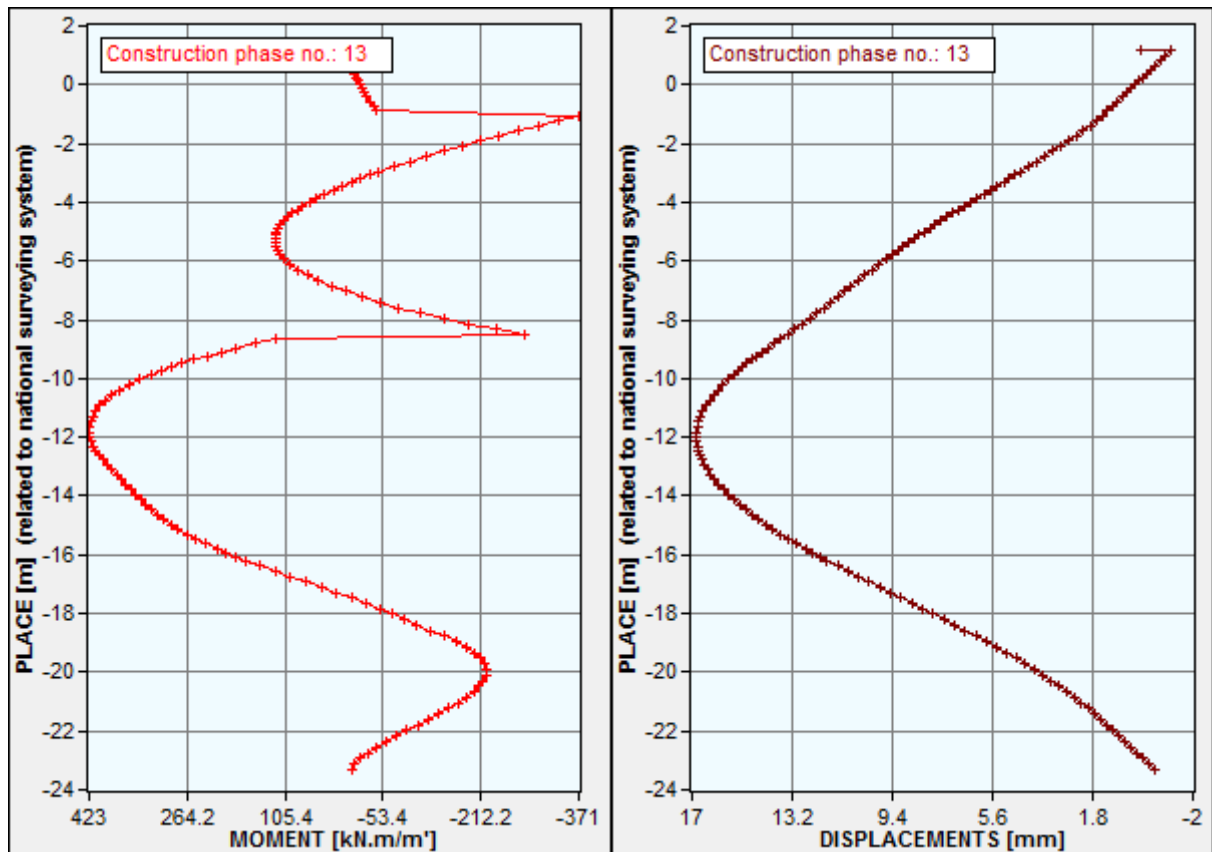


Fig. E.3.3.13 Momenten en vervormingen van bouwphase 5a

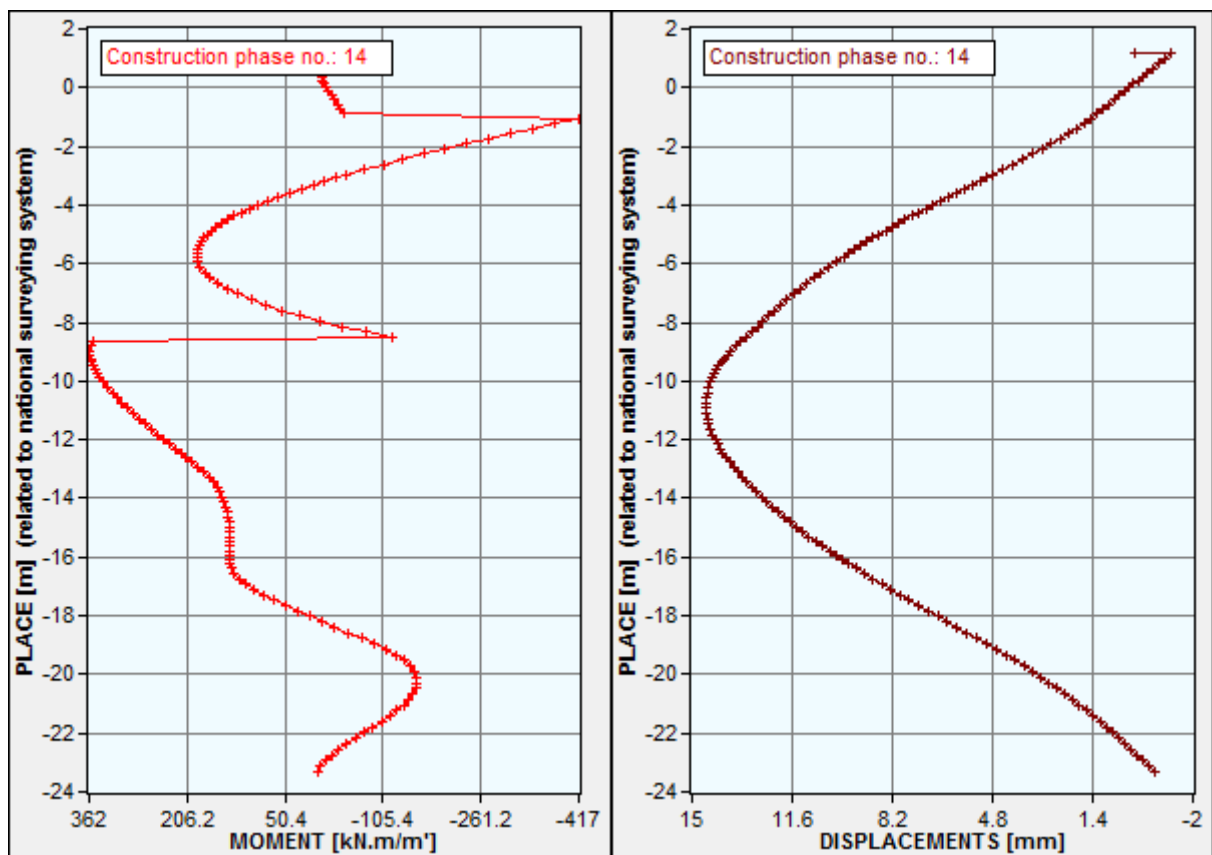


Fig. E.3.3.14 Momenten en vervormingen van bouwphase 6

E.3.3.8 Resultaten belastingen

In dit gedeelte worden de bijkomende krachtsverdeling bepaald waarmee in het diepwand ontwerp met tussenstempel gerekend moet worden. De uitgangspunten van het bepalen van belastingen zijn gegeven in hoofdstuk 4.7 en bijlage D.7.

Op maaiveldniveau aan de buitenzijde van de diepwand wordt een gelijkmatig verdeelde belasting aangebracht van 5kN/m^2 met een oneindige strookbreedte in elke bouwfase.

Alle belastingen zijn bepaald in de BGT, dus zonder belastingsfactoren en belastingscombinaties. De optredende momenten zijn samengevat in tabel E.3.3.1.

Belasting	M (dak–diepwand) [kNm]	M (vloer–diepwand) [kNm]
Grondbelasting op dak	83	20
Grondwaterbelasting (60kN/m^2)	-39	-193
Hoge grondwaterbelasting ($78,9\text{kN/m}^2$)	-51	-254
Lage grondwaterbelasting ($5,6\text{kN/m}^2$)	-4	-18
Maaiveldbelasting (bouwfase)	126	Nvt.
Maaiveldbelasting (eindfase)	59	14
Spoor en ballast	6	39
Treinbelasting	19	135
Eigen gewicht tussenwand	Nvt.	34
Explosiebelasting	-449	488
Vollopen tunnel	-51	246
Temperatuurbelasting	-302 / 302	-364 / 364

Tabel E.3.3.1 Bepaalde momenten door belastingen

Voor het bepalen van de vervormingen van de diepwand wordt in bouwfase 6 gerekend met de permanente belastingen zoals weergegeven in tabel E.3.3.2.

Permanente belasting	M (dak–diepwand) [kNm]	M (vloer–diepwand) [kNm]
	360	-371
Grondbelasting op dak	83	20
Grondwaterbelasting (60kN/m^2)	-39	-193
Spoor en ballast	6	39
Eigen gewicht tussenwand	Nvt.	34
TOTAAL	410	-471

Tabel E.3.3.2 Permanente belastingen in bouwfase 6

De bijkomende momenten als gevolg van de variabele belasting op dak, vloer en diepwand voor de toetsing van de constructie zijn weergegeven in de tabellen E.3.3.3, E.3.3.4 en E.3.3.5

Variabele belasting (negatief)	M (dak–diepwand) [kNm]	M (vloer–diepwand) [kNm]
Hoge grondwaterbelasting ($78,9\text{kN/m}^2$)	-12 (-51–39)	-61 (-254–193)
Temperatuurbelasting	-181 (-302*0,6)	-218 (-364*0,6)
TOTAAL	-193	-279

Tabel E.3.3.3 Variabele belastingen in eindfase

Variabele belasting (positief)	M (dak–diepwand) [kNm]	M (vloer–diepwand) [kNm]
Lage grondwaterbelasting (5,6kN/m ²)	35 (-4--39)	175 (-18--193)
Maaiveldbelasting (eindfase)	59	14
Treinbelasting	19	135
Temperatuurbelasting	181 (302*0,6)	218 (364*0,6)
TOTAAL	294	542

Tabel E.3.3.4 Variabele belastingen in eindfase

Calamiteit belasting	M (dak–diepwand) [kNm]	M (vloer–diepwand) [kNm]
Explosiebelasting	-449	488
Vollopen tunnel	-51	246

Tabel E.3.3.5 Calamiteit belastingen in eindfase

Voor het bepalen van de maatgevende wapening voor de scheurwijdte beheersing worden de momenten gebruikt zoals weergegeven in tabel E.3.3.6

Eind waarden belastingen (BGT)	M (dak–diepwand) [kNm]	M (vloer–diepwand) [kNm]
Permanente belastingen	410	-471
Variabele belastingen (negatief)	-193	-279
	217	-750
Permanente belastingen	410	-471
Variabele belastingen (positief)	294	542
	704	71

Tabel E.3.3.6 Eind waarden belastingen in eindfase

Optredende momenten in eindfase

Voor de eindfase wordt als basis de permanente belastingen genomen. Voor de variabele belasting wordt de maximale negatieve dan wel positieve in rekening gebracht, t.p.v. het dak of de tunnelvloer.

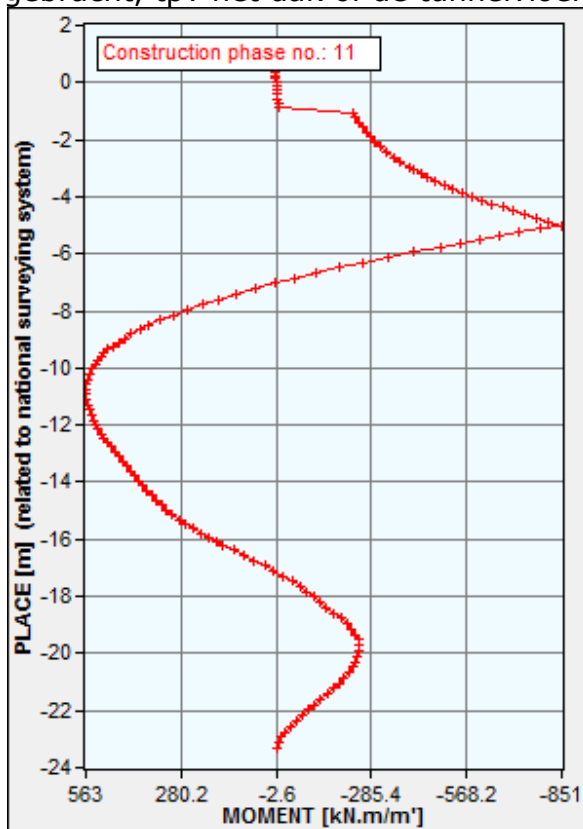


Fig. E.3.3.15 Moment in de bouwphase

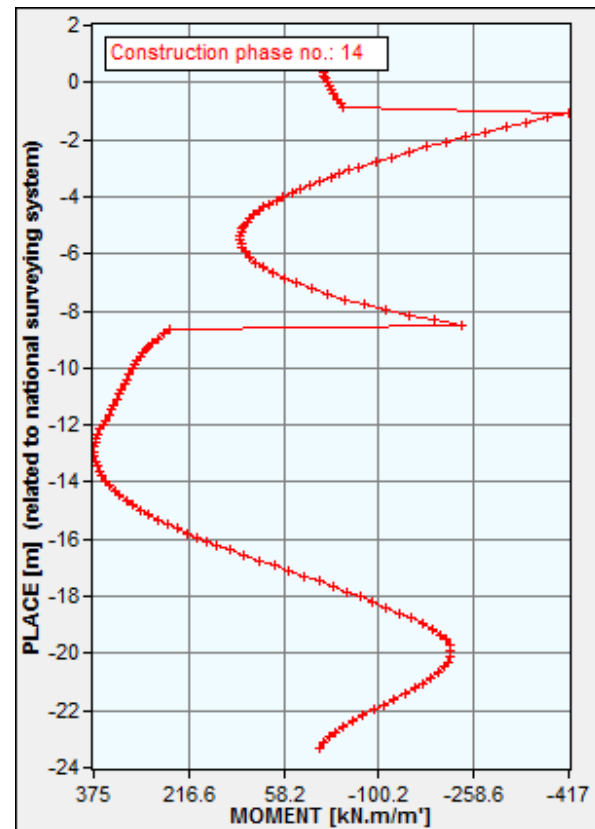


Fig. E.3.3.16 Moment uit permanente belastingen

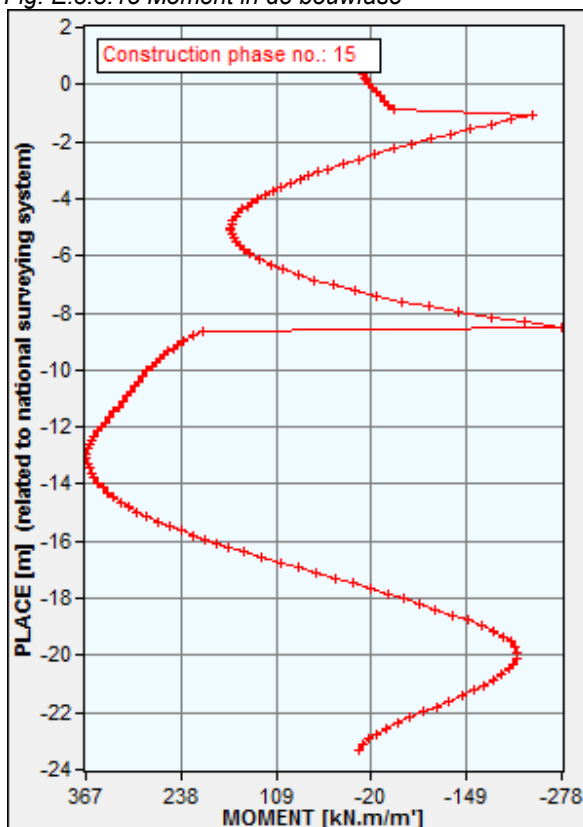


Fig. E.3.3.17 Moment uit eindwaarden boven negatief

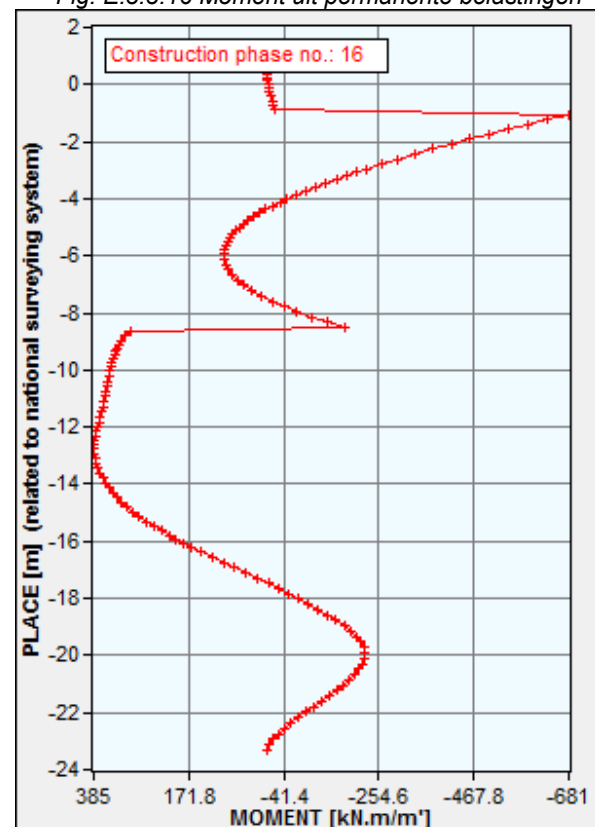


Fig. E.3.3.18 Moment uit eindwaarden boven positief

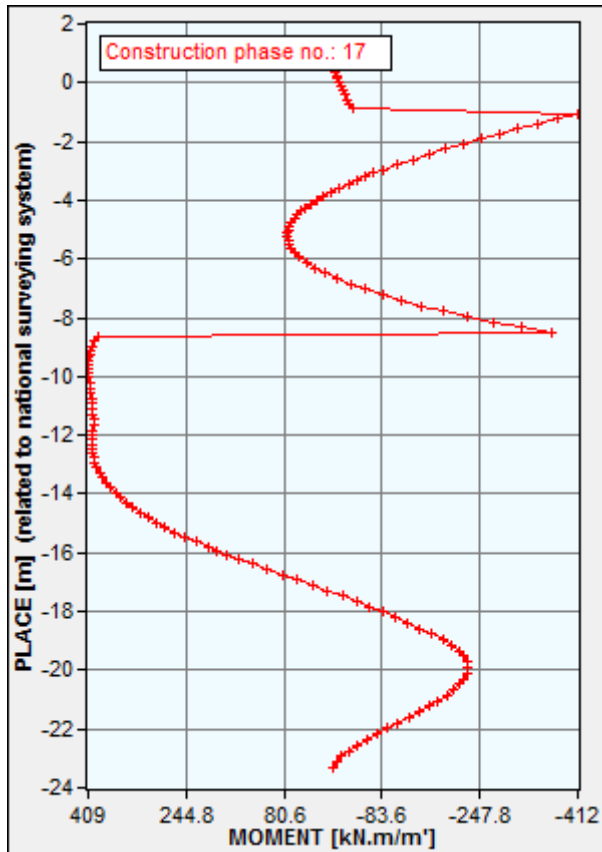


Fig. E.3.3.19 Moment in eindwaarden onder negatief

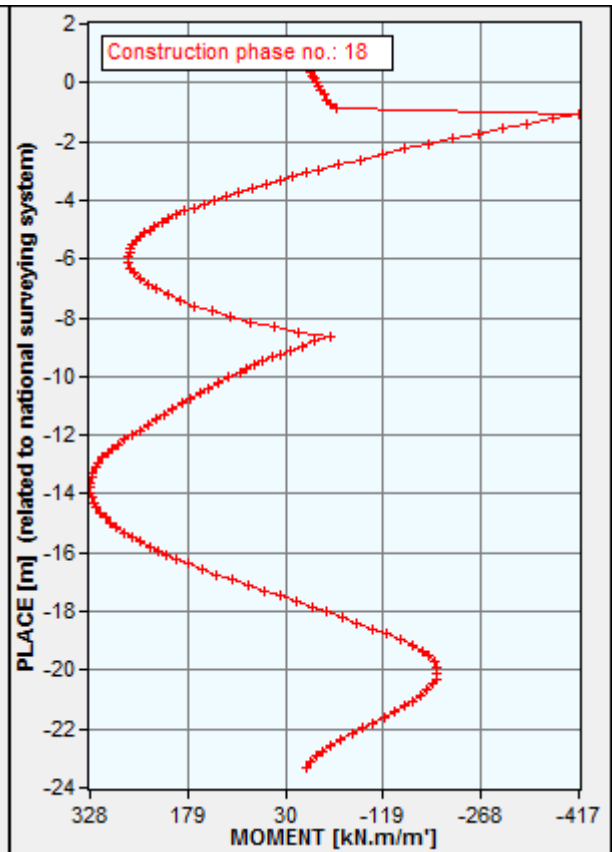


Fig. E.3.3.20 Moment in eindwaarden onder positief

Het maximale moment in de bouwfase is:

-851 kNm

Het maximale moment in de eindfase is:

-680 kNm

Deze momenten zullen gebruikt worden om in E.3.3.10 de benodigde wapening te bepalen.

E.3.3.9 Scheurmoment

Toelaatbaar scheurmoment zonder betonstaalwapening en voorspanning volgens de NEN 6720 art. 6.1.3:

Gewicht dak $\Rightarrow F \approx 150 \text{ kN}$

$$B25 \Rightarrow f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctm} = 0.7 * (1.05 + 0.05 * f_{ck}) = 0.7 * (1.05 + 0.05 * 25) = 1.61 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{bm} = 1.4 * f_{ctm} = 1.4 * 1.61 = 2.254 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{cm} = \frac{F}{A} = \frac{150 * 10^3}{1 * 10^6} = 0.15 \text{ N/mm}^2$$

$$M_r = (\sigma_{cm} + f_{bm}) * W = (0.15 + 2.254) * \left(\frac{1}{6} * 1000 * 1000^2\right) = 400 * 10^6 \text{ Nmm} = 400 \text{ kNm}$$

Door toe passen van wapening is toename van het scheurmoment te verwachten. Voorlopig wordt een scheurmoment van 400 kNm aangehouden.

E.3.3.10 Bepaling wapening diepwand ontwerp met tussenstempel

Voor de bepaling van de wapening wordt van deskundigen overgenomen dat de duurzaamheidseis met betrekking tot de scheurwijdte bepalend is. Dit betekend dat de wapening in de BGT bepaald wordt.

Deze bepaling wordt gedaan om een kostenvergelijking te kunnen opstellen.

Hierbij wordt dan ook enkel gelet op de verticale hoofdwapening. (extra kosten tbv. pons/dwarskrachtwapening zijn niet beschouwd)

Omdat het optredende moment in de bouwphase groter is dan in de eindfase wordt de wapening zowel voor in de bouwphase als de eindfase bepaald.

De wapening wordt bepaald voor een paneelbreedte van 3,8m.

Benodigde wapening in de bouwphase:

$$M_{\max} = 3,8 * 855 = 3249 \text{ kNm}$$

De grenswaarde van de scheurwijdte (w) zonder voorspanstaal is bij de milieuklassen 3, 4 en 5 begrensd op 0,2mm, volgens NEN 6720 tabel 2. Voor in de bouwphase wordt de toelaatbare scheurwijdte gereduceerd en wordt de waarde van milieuklasse 2 aangehouden, dit is 0,3mm.

Om een goede doorstroming bij het storten te garanderen wordt een wapeningsgrid aangehouden van hoh. minimaal 200mm.

Volgens de NEN 6720 tabel 37 is de maximale staalspanning, bij deze hoh. afstand, 230 N/mm^2

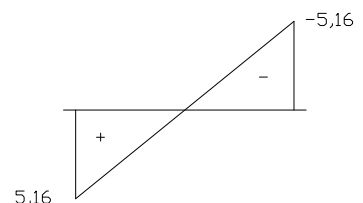
$$d_s = 890 \text{ mm}$$

$$W = 0,63 * 10^9 \text{ mm}^3$$

Drukspanning aan de buitenzijde en trekspanningen aan de binnenzijde van de tunnel/diepwand als gevolg van het moment in de diepwand:

$$\sigma_c = \frac{M}{W} = \frac{3249 * 10^6}{630 * 10^6} = 5,16 \text{ N/mm}^2$$

$$N_{c;s} = 0,5 * \sigma_{c;s} * \frac{d_s}{2} * b = 0,5 * 5,16 * \frac{890}{2} * 3800 * 10^{-3} = 4363 \text{ kN}$$



$$A_s = \frac{N_{c;s}}{\sigma_{s(0,3)} * k_c} = \frac{4363 * 10^{-3}}{230 * 1,8} = 10540 \text{ mm}^2 \rightarrow 14\Phi 32 = 11256 \text{ mm}^2 \text{ Voldoet aan min. wap. \%}$$

Benodigde wapening in de eindfase:

$$M_{\max} = 3,8 * 681 = 2588 \text{ kNm}$$

De grenswaarde van de scheurwijdte (w) zonder voorspanstaal is bij de milieuklassen 3, 4 en 5 begrenst op 0,2mm, volgens NEN 6720 tabel 2.

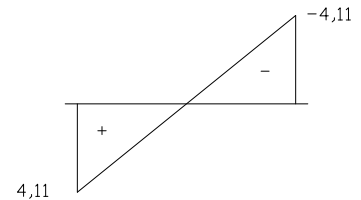
Om een goede doorstroming bij het storten te garanderen wordt een wapeningsgrid aangehouden van hoh. minimaal 200mm.

Volgens de NEN 6720 tabel 37 is de maximale staalspanning, bij deze hoh. afstand, 150 N/mm²

Drukspanning aan de buitenzijde en trekspanningen aan de binnenzijde van de tunnel/diepwand als gevolg van het moment in de diepwand:

$$\sigma_c = \frac{M}{W} = \frac{2588 * 10^6}{630 * 10^6} = 4,11 \text{ N/mm}^2$$

$$N_{c;s} = 0,5 * \sigma_{c;s} * x * b = 0,5 * 4,11 * 445 * 3800 * 10^{-3} = 3475 \text{ kN}$$



$$A_s = \frac{N_{c;s}}{\sigma_{s(0,2)} * k_c} = \frac{3475 * 10^3}{150 * 1,8} = 12870 \text{ mm}^2 \rightarrow 17\Phi 32 = 13668 \text{ mm}^2$$

De benodigde wapening is 17Ø32 per paneel zijde.

Bijlage F

Vergelijken van varianten

F Vergelijkingen van varianten

In deze bijlage zijn in detail de vergelijkingen tussen voorgespannen en gestempelde diepwanden uitgewerkt.

F.1 Technische vergelijking

De beide diepwand ontwerpen voldoen aan de gestelde vervormingseis. De uitkomsten van de horizontale verplaatsingen zullen vergeleken worden, ter plaatsen van het dak (fig. F.1.1), de vloer (fig. F.1.2) en de maximale waarde (fig. F.1.3). Voor de momenten worden deze uitkomsten ook vergeleken ter plaatse van het dak (fig. F.1.4), de vloer (fig. F.1.5) en de maximale waarde (fig. F.1.6).

De resultaten van het voorgespannen diepwand ontwerp is per bouwphase weergegeven in tabel F.1.1. De resultaten van het diepwand ontwerp met tussen stempel is per bouwphase weergegeven in tabel F.1.2.

Bouw fase	NAP -0,88m tpv. dak		NAP -8,51m tpv. vloer		Voorgespannen diepwand		
	Verplaatsing Δh (mm)	Moment (kNm)	Verplaatsing Δh (mm)	Moment (kNm)	Verplaatsing Δh (mm)	Moment (kNm)	
					Max.	Max.	Min.
1a ontgraving	1,3	-6	1,4	45	1,5	47	-45
1b stempel	0,3	40	1,5	85	1,5	93	-49
2 ontgraving	1,1	118	3,9	234	3,9	286	-135
3 dak	1,2	-285	3,2	203	3,2	202	-285
3a voorspannen	1,3	-216	-0,4	-111	2,3	272	-216
3b ontgraving	1,4	-269	3,9	177	4,0	180	-269
4 ontgraving	1,5	-389	12,8	736	13,6	742	-389
5 vloer	1,5	-389	12,8	747	13,6	751	-389
6 in gebruik	1,6	-447	12,5	1052	12,7	1126	-447

Tabel F.1.1 Resultaten voorgespannen diepwand ontwerp

Bouw fase	NAP -0,88m tpv. dak		NAP -8,51m tpv. vloer		Diewand met stempels		
	Verplaatsing Δh (mm)	Moment (kNm)	Verplaatsing Δh (mm)	Moment (kNm)	Verplaatsing Δh (mm)	Moment (kNm)	
					Max.	Max.	Min.
1a ontgraving	1,2	-7	1,6	19	1,6	21	-30
1b stempel	0,0	33	1,7	30	1,7	49	-32
2 ontgraving	1,0	74	4,6	74	4,7	139	-78
3 dak	1,2	-247	4,0	87	4,0	91	-247
3a ontgraving	1,3	-371	11,5	254	11,6	296	-371
3b stempel	1,1	-237	7,1	232	8,5	279	-375
4 ontgraving	1,0	-229	13,0	377	18,2	562	-851
5 vloer	1,0	-230	13,0	402	17,9	565	-855
5a verwijderen	1,2	-370	13,4	-284	16,8	423	-370
6 in gebruik	1,3	-417	13,2	-357	14,5	362	-417

Tabel F.1.2 Resultaten diepwand ontwerp met tussenstempel

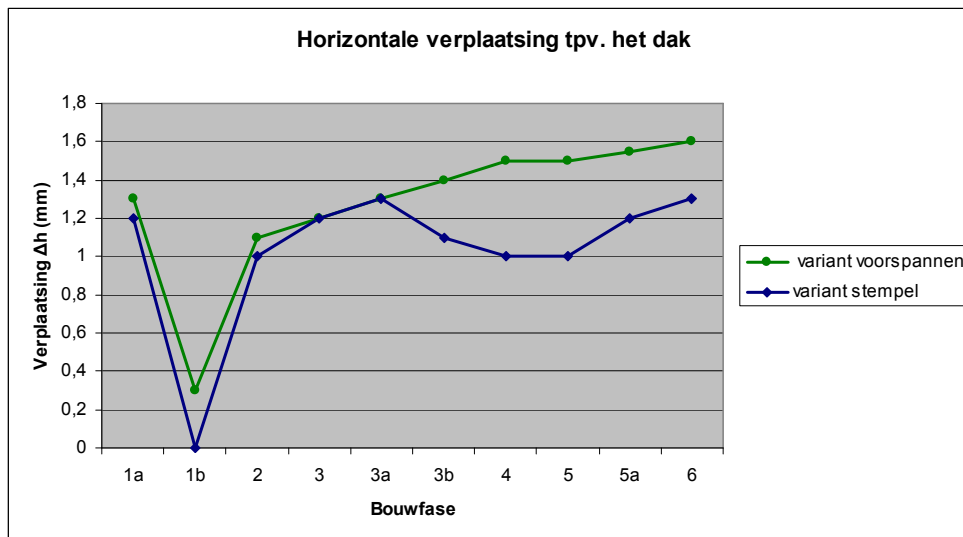


Fig. F.1.1 Vergelijking horizontale verplaatsingen tpv. het dak

De horizontale verplaatsingen tot bouwfase 3 zijn gelijk aan de verplaatsingen van de voorspan variant. Dit is een gevolg van de aangenomen gescheurde doorsnede, welke niet blijkt op te treden in deze bouwfases.

In bouwfase 1b is duidelijk het effect te zien van het opgespannen bovenstempel.

In bouwfase 3a nemen de vervormingen van beide varianten iets toe. Bij de voorspanning ontstaat dit door het aanbrengen van de voorspankracht, waardoor er een reactiekracht optreedt in het dak. Bij het tussenstempel komt dit door de ontgraving waardoor het dak een grotere kracht moet opnemen.

Door de ontgravingen bij de diepwand met voorspanning nemen de vervorming toe. Het aanbrengen en opspannen van het tussenstempel vermindert de vervormingen bij deze variant. Bij de ontgraving in bouwfase 4 gaat het tussenstempel als draaipunt werken waardoor de verplaatsingen bij het dak afnemen.

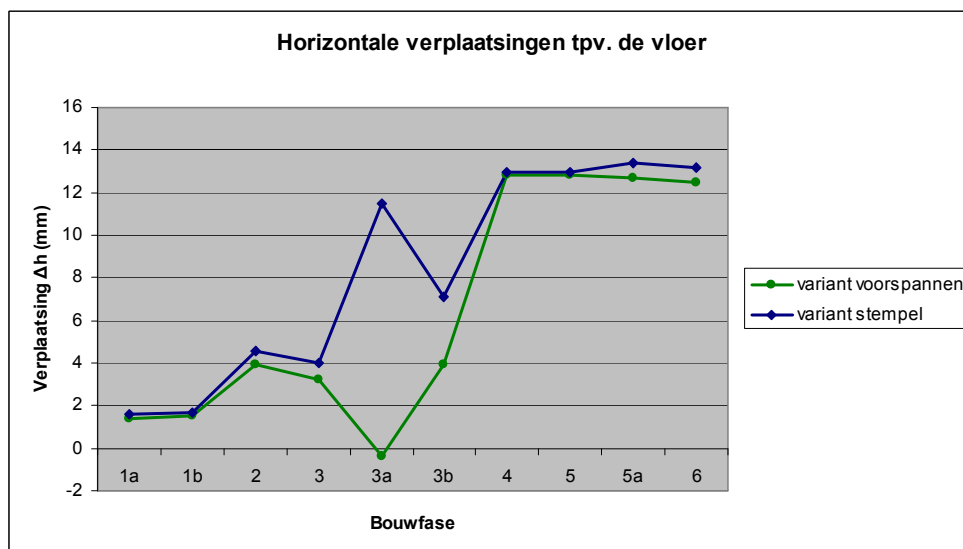


Fig. F.1.2 Vergelijking horizontale verplaatsingen tpv. de vloer

De horizontale verplaatsingen van de vloer zijn vergelijkbaar voor de beide varianten. Het effect van zowel de voorspanning als het opgespannen

tussenstempel is duidelijk zichtbaar. Na de diepe ontgraving voor de vloer zijn de vervormingen gelijk. Door het verwijderen van het tussenstempel nemen de vervormingen bij deze variant nog iets toe.

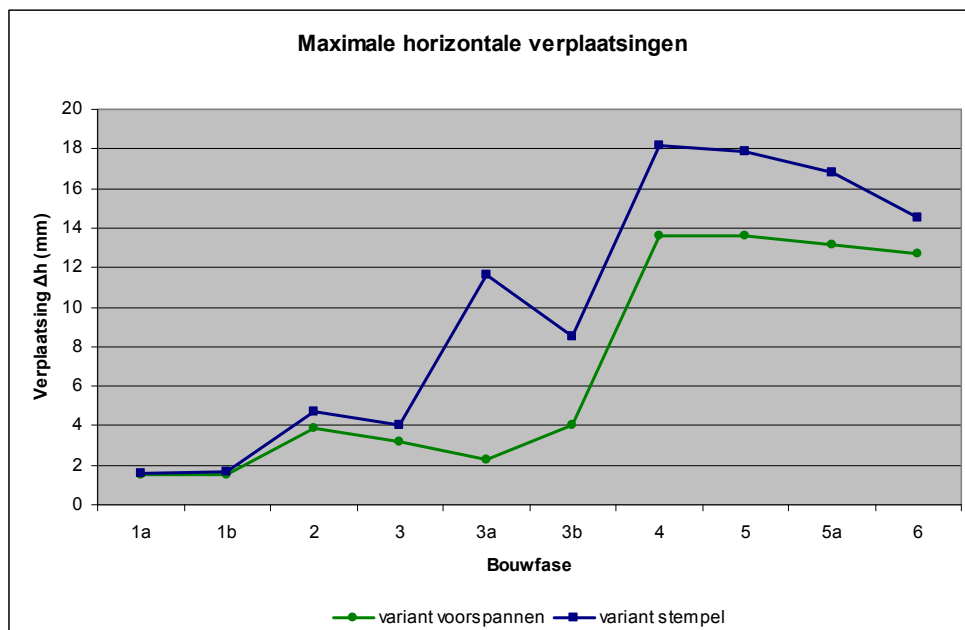


Fig. F.1.3 Vergelijking maximale horizontale verplaatsingen

De maximale verplaatsingen zijn van de stempel variant groter. Het verplaatste oppervlak van de diepwand is echter van beide varianten gelijk, zoals weergegeven in bijlage E.3.1.

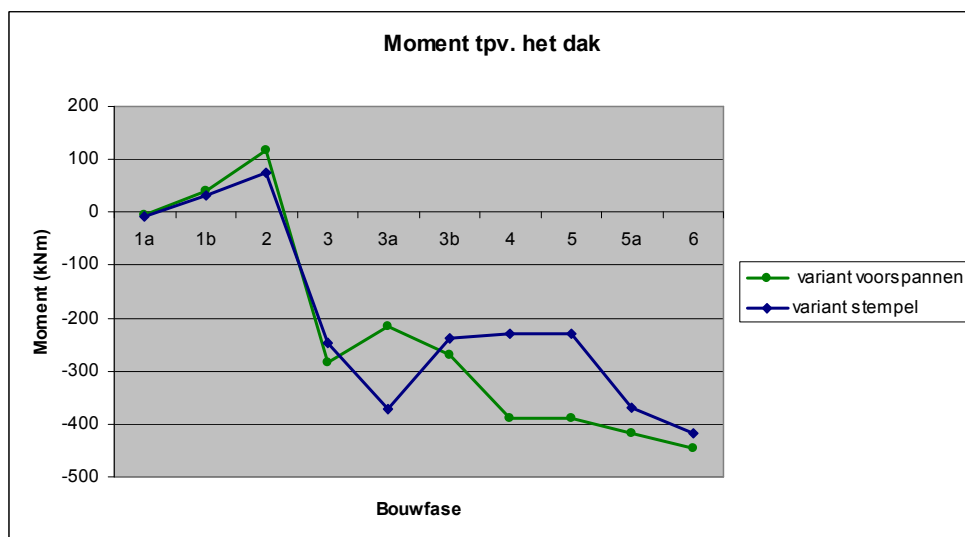


Fig. F.1.4 Vergelijking momenten tpv. het dak

De momenten in de diepwand ter plaatse van het dak zijn tot en met bouwfase 3 gelijk. Als gevolg van de voorspanning of het tussenstempel gaan de momenten in de daaropvolgende bouwfases variëren. In bouwfase 6 zijn ze echter weer bijna gelijk aan elkaar.

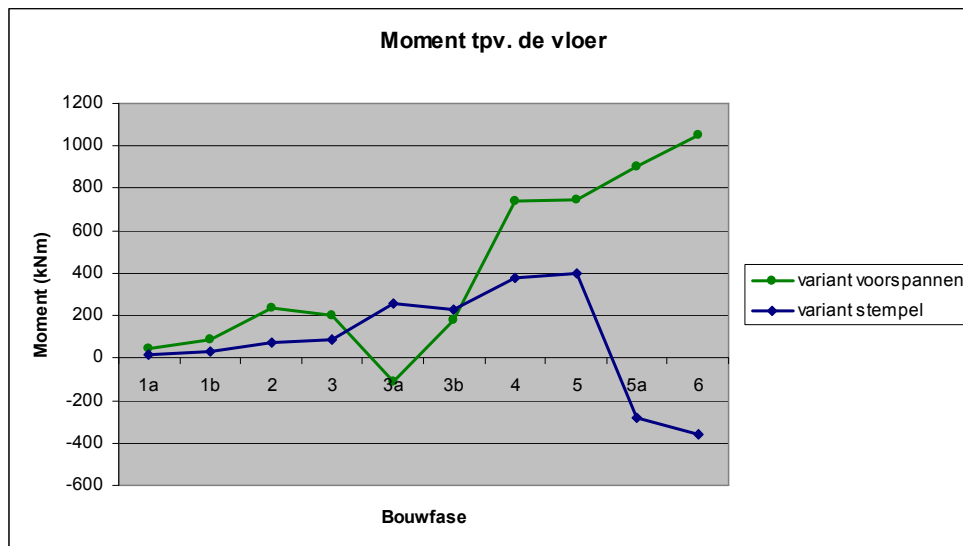


Fig. F.1.5 Vergelijking momenten tpv. de vloer

Bij het moment ter plaatse van de vloer is de invloed van het aanbrengen van de voorspanning duidelijk zichtbaar in bouwfase 3a. Het opspannen van het tussenstempel heeft maar beperkte invloed op het momentenverloop. In bouwfase 4 nemen de momenten in de voorspan variant beduidend toe, wat zich ook doorzet in bouwfase 6. Bij de stempel variant nemen de momenten juist af door het verwijderen van het stempel. Voor de stempel variant blijven de momenten ter plaatse van het dak dan ook onder het scheurmoment.

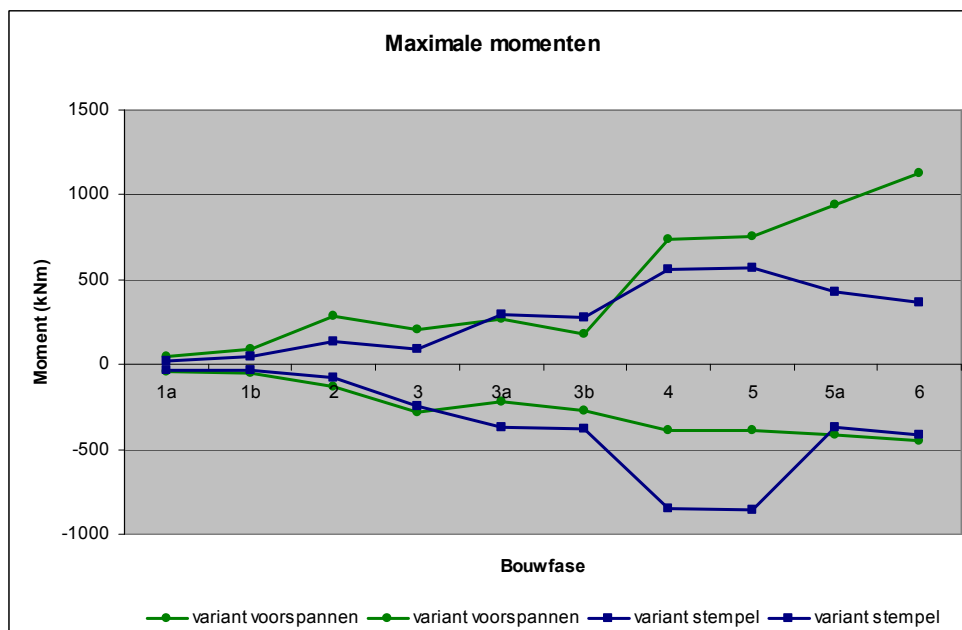


Fig. F.1.6 Vergelijking maximale momenten

De maximale variëren maar beperkt ten opzicht van elkaar. Bij de stempel variant is groter moment zichtbaar in bouwfase 4 en 5 als gevolg van het tussen stempel. Bij de voorspan variant is blijft het moment in de laatste bouwfase steeds toenemen, dit geeft aan het eind van de bouwfase een moment van ruim 1100kN, wat ruim 3 keer zoveel is als het moment van de stempel variant.

F.2 Economische vergelijking

Technische haalbaarheid is een eerste vereiste. Economisch moet het echter ook een reëel haalbare oplossing zijn. In dit gedeelte wordt dan ook een economische vergelijking gemaakt tussen het ontwerp met voorspanning en het ontwerp met een tussen stempel.

Bij de economische vergelijking wordt niet de kostprijs per ontwerp bepaald, maar wordt het verschil in kosten bepaald. Als referentie wordt het ontwerp met voorspanning aangehouden.

Bij het de economische vergelijking zijn de volgende uitgangspunten gebruikt:
Voorspanning:

- Voorspanning wordt toegepast in oost en midden wand
- Paneel van 3,8 m
- 4 kabels per paneel (36,3 kg/m kabel)
- 31 strengen per kabel
- Lengte voorspankabel 19 m
- Hoogte wapeningskorf: 20 m
- Hoofdwapening bij voorspanning: 2*11Ø20 (2,464 kg/m)

Tussenstempel

- Lengte stempel 12,38m
- Paneel van 3,8 m
- Hoogte wapeningskorf: 18m
- Tussenstempel buis Ø660-20 (315,67 kg/m)
- Hoofdwapening bij tussenstempel: 2*17Ø32 (6,314 kg/m)

Kostprijzen

De kostprijzen zijn gebaseerd op het prijspeil van juli 2009. Deze zijn inclusief het aanbrengen/verwerken.

Voor de vergelijking is een laag en een hoog tarief bepaald.

- Voorspanning € 2,20 – € 2,85 per kg
- Betonstaalwapening € 0,65 - € 0,85 per kg
- Voordeel ontgraven grond zonder hoogte beperking in 2^{de} ontgraving bij voorspanning € 4,00 - € 6,00 per m³
- Tussenstempel

Oplegging	€ 100 per stuk
Kopplaat	€ 500 per stuk
Huur/koop	€ 500 per ton
Aanbrengen tussenstempel	€ 1300 per stuk
Opspannen tussenstempel	€ 500 per stuk
Verwijderen tussenstempel	€ 850 per stuk
- Tijdswinst door het niet hoeven aanbrengen van de tussenstempel

Deze uitgangspunten uitgewerkt in een vergelijking geeft de volgende uitkomsten voor een tunneldoorsnede met 2 diepwanden:

Kosten voorspanning	€ 12140 - € 15720
Vermindering wapening bij voorspanning	€ 4170 - € 5460
Kosten tussenstempel	€ 4980 - € 6040
Vermindering ontgravingskosten bij voorspanning	€ 730 - € 1090

Kosten voorspanning tov. tussenstempel € 2260 - € 3140

Kostenvergelijking voor fase 1				
Voorspanning				
gem. voorspankabel lengte	19	m		
Voorspankabel	36,3	kg/m1		
aantal kabels	4	st		
hoogte wapeningskorf	20	m		
wapening Ø20	2,464	kg/m1		
wapeningsstaven per zijde	11	st		
aantal wanden	2	st		
paneelbreedte	3,8	m		
ontgravingsdiepte ("onder stempel")	3,86	m		
Tussenstempel				
hoogte wapeningskorf	20	m		
wapening Ø32	6,314	kg/m1		
wapeningsstaven per zijde	17	st		
aantal wanden	2	st		
aantal opleggingen / kopplaten	2	st		
aantal stempels	1	st		
stempel Ø 660-20mm	0,316	ton/m1		
tussenlengte	12,38	m		
Kosten	hoog	gem	laag	
Wapening	0,85		0,65	€/kg
Voorspanning	2,85		2,2	€/kg
Tussenstempel	5100	4900	4200	€/st
opleggingen	104	100	86	€/st
kopplaten	520	500	429	€/st
huur / aanschaf stempel	520	500	429	€/ton
aanbrengen stempel	1353	1300	1114	€/st
opspannen stempel	520	500	429	€/st
verwijderen stempel	885	850	729	€/st
verschil ontgraving	6		4	€/m3
Overzicht				
			hoog	laag
Voorspanning	5518	kg	€ 15.725	€ 12.139
Wapeningsverschil	6419	kg	€ 5.456	€ 4.172
Tussenstempel	1	st	€ 6.043	€ 4.977
Ontgraving	182	m3	€ 1.090	€ 726
Kosten van voorspanning tov. tussenstempel			€ 3.137	€ 2.264

Tabel F.2.1 economische vergelijking voor ontwerpdoorsnede

Vanuit de voorgaande uitkomsten is onderzoek gedaan naar de economische haalbaarheid van voorspanning in diepwand. Hierbij worden de voorgaande uitgangspunten gebruikt, echter met variabele breedte van de bouwkuip. Dit geeft de uitkomsten zoals weergegeven in tabel F.2.2.

Bouwkuipbreedte (m)	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25
hoog prijspeil (€)	3230	2980	2730	2480	2220	1970	1720	1470	1210	960	710	460	200	-50
laag prijspeil (€)	2340	2140	1950	1760	1560	1370	1170	980	790	590	400	200	10	-190

Tabel F.2.2 Vergelijking met variabele bouwkuipbreedte

Omdat de prijs van voorspanning de achterliggende tijd behoorlijk varieert is ook onderzoek gedaan naar het effect hiervan op de economische haalbaarheid van voorspanning in diepwanden. Hierbij zijn de uitgangspunten uit het ontwerp gehandhaafd, echter de gemiddelde prijs van de voorspanning wordt variabel gesteld. De uitkomsten hiervan zijn weergegeven in tabel F.2.3.

Variabel gem. prijs (€/kg)	2	2,25	2,5	2,75	3	3,25	3,5	3,75	4
hoog prijspeil (€)	-170	1210	2590	3960	5340	6720	8100	9480	10860
laag prijspeil (€)	-220	1160	2540	3920	5300	6680	8060	9440	10820
gemiddeld prijspeil (€)	-195	1185	2565	3940	5320	6700	8080	9460	10840

Tabel F.2.3 Vergelijking met variabele prijs van voorspanning

Na onafhankelijk onderzoek naar zowel de invloed van de bouwkuipbreedte als de prijs van de voorspanning zijn deze combineert, waarvan de uitkomsten zijn weergegeven in tabel F.2.4.

bouwkuipbreedte	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60
prijs voorspanning	1,94	2,14	2,34	2,55	2,75	2,95	3,15	3,36	3,56	3,76	3,96

Tabel F.2.4 Omslagpunt afhankelijk van bouwkuipbreedte en prijs voorspanning

Bijlage G

Parameterstudie

G.3 Beschouwing voorspanning in relatie met de grond

Door het aanbrengen van de voorspankracht vindt er een verkorting plaats van de diepwand. Deze is als volgens te bepalen:

$$\sigma_p = \frac{F_p}{b * 1000} = \frac{5100000}{1000 * 1000} = 5,1 \text{ N/mm}^2$$

$$\varepsilon_{\max} = \frac{\sigma_p}{E} * l_p = \frac{5,1}{28500} * 18000 = 3,2 \text{ mm}$$

De verkorting treedt op aan de bovenzijde vanwege de neerwaartse belasting door het dakgewicht en de voorspankracht (fig. B).

De korrelspanning is aan de bovenzijde minimaal en neemt toe in de diepte (fig. A).

Deze verkorting leidt tot een wrijvingskracht op de omringende grond.

De wandwrijving is een functie van de verplaatsing, de korreldruk en de grondsamenstelling.

De ontwikkelde wrijving is geschematiseerd in fig. G.3.3.

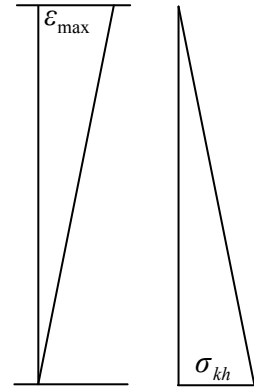


Fig. G.3.1 Fig. G.3.2

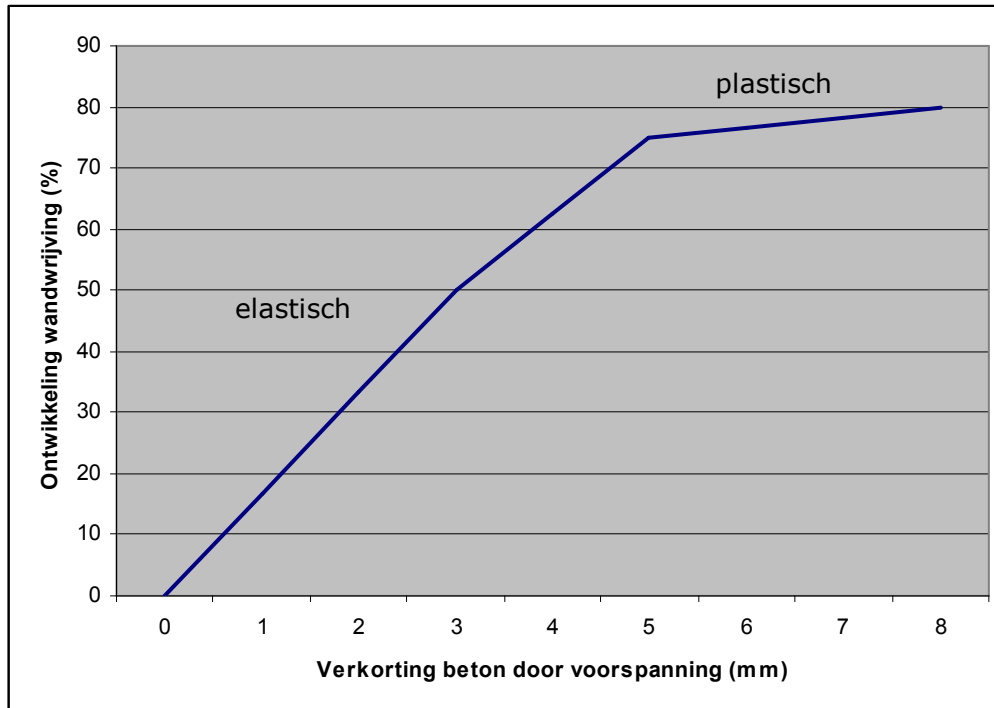


Fig. G.3.3 Ontwikkeling van de wandwrijving als gevolg van de voorspanning

Te zien is dat de maximale verkorting op het grensgebied van elastisch en plastisch ligt. Dit betekent dat maximaal 50% van wandwrijving optreedt. De wandwrijving is afhankelijk van de korrelspanning, dit betekent dat de wandwrijving aan de bovenzijde minimaal is en toeneemt met de diepte. De wandwrijving is bij zand ongeveer een derde van de korrelspanning, wat volgt uit onderstaande formule:

$$w_{\max} = \sigma_{kh} * \tan(\delta) = \sigma_{kh} * \tan(20) = 0,364 * \sigma_{kh}$$

$$\delta = \frac{2}{3} * \varphi = \frac{2}{3} * 30 = 20^\circ$$

In de figuren A en B is te zien dat de verkorting en de korrelspanning tegengesteld zijn aan elkaar. Wat betekent dat ze elkaar compenseren waardoor het uiteindelijke effect beperkt blijft.

De totale wandwrijving is dan als volgt te bepalen.

$$w(x) = \frac{l-x}{l} * 0,5 * x * l * (\sigma_g - \sigma_w) * \lambda_a * \tan(\delta)$$

$$w(x) = (xl - x^2) * C$$

$$\text{met } C = 0,5 * (\sigma_g - \sigma_w) * \lambda_a * \tan(\delta)$$

De totale wrijving volgt uit de integraal:

$$\int_0^l w(x) = \int_0^l (xl - x^2) * C * dx =$$

$$\left(\frac{1}{2} x^2 l - \frac{1}{3} x^3 \right) * C = \frac{1}{6} l^3 * C$$

$$C = 0,5 * (\sigma_g - \sigma_w) * \lambda_a * \tan(\delta) = 0,5 * 10 * \frac{1}{3} * 0,364 = 0,607$$

$$\text{De totale wrijvingskracht} = \frac{1}{6} l^3 * C = \frac{1}{6} * 18^3 * 0,607 = 590 \text{ kNm}$$

De maximale waarde van de wandwrijving wordt bepaald door middel van de afgeleide van de wandwrijving gelijk aan 0 te zetten:

$$w'(x) = (l - 2x) * C$$

$$w_{\max} \Rightarrow w'(x) = 0$$

$$w'(x) = (l - 2x) * C = 0$$

$$x = \frac{1}{2} l$$

De maximale wandwrijving bedraagt:

$$w\left(\frac{1}{2} l\right) = \left(\frac{1}{2} l * l - \frac{1}{4} l^2 \right) * C = \frac{1}{4} * 18^2 * 0,607 = 50 \text{ kN}$$

Conclusie

De effectieve voorspanning bedraagt ter plaatse van de maximale excentriciteit:
 $5220 - 590/2 = 4925 \text{ kN}$

Aangepaste invoer voor diepwand berekening:

$$q = \frac{8 * F_p * f_1}{(2 * l_1)^2} = \frac{8 * 4925 * 0,019}{(2 * 0,555)^2} = 608 \text{ kN/m}$$

$$q = \frac{8 * F_p * f_2}{(2 * l_2)^2} = \frac{8 * 4925 * 0,281}{(2 * 8,195)^2} = 41,2 \text{ kN/m}$$

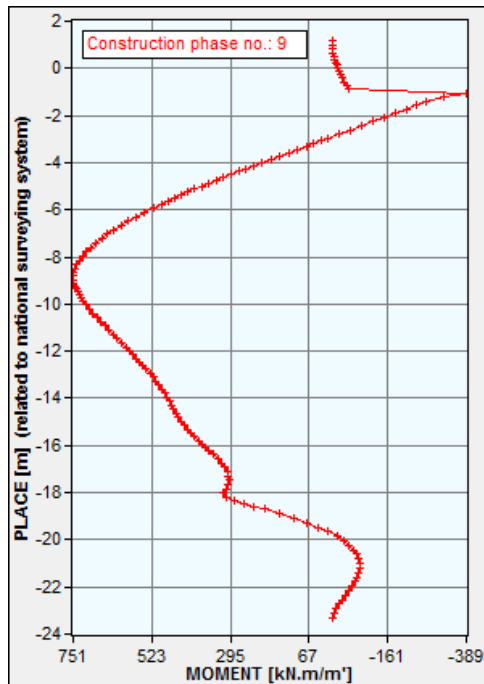
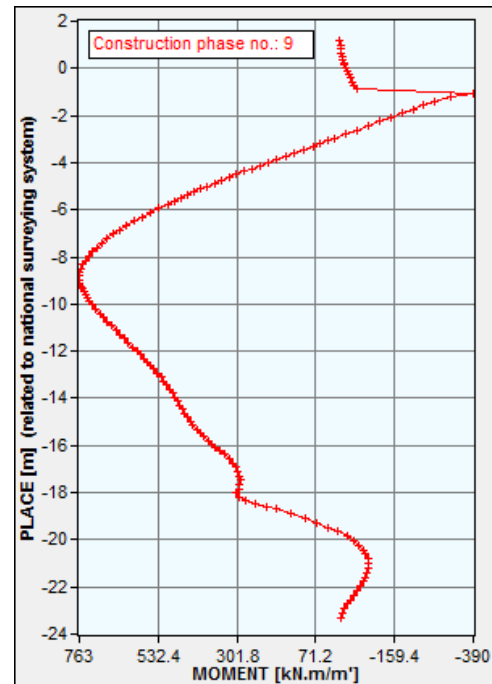


Fig. G.3.4 Moment avg. basis voorspanning



Moment avg. gecorrigeerde voorspanning

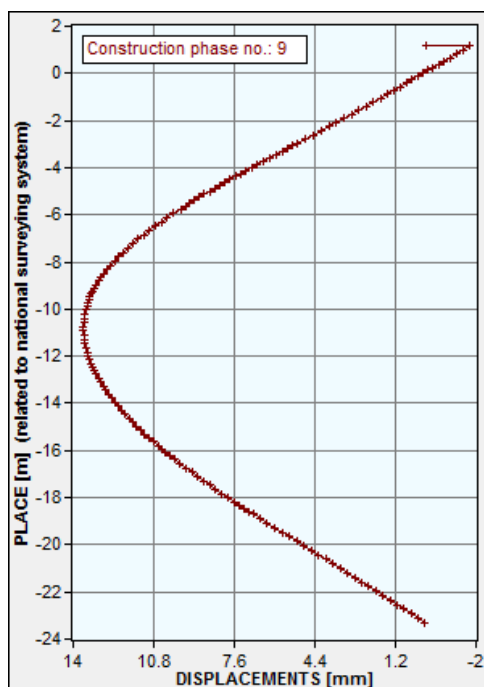
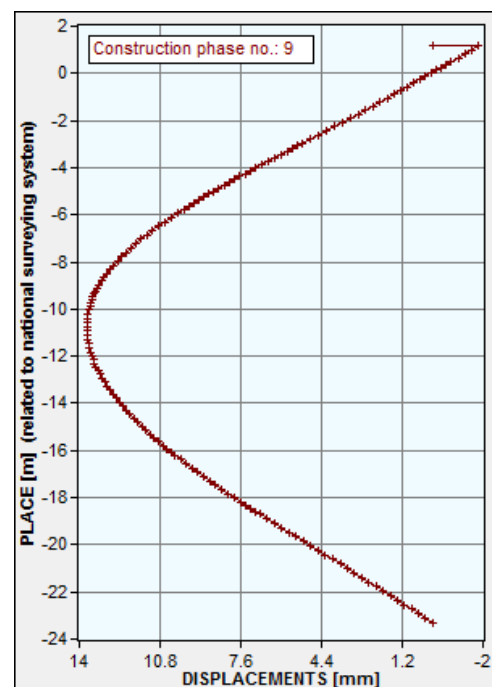


Fig. G.3.5 Vervorming avg. basis voorspanning



Vervorming avg. gecorrigeerde voorspanning

Afname van de voorspanning geeft een toename van het maximale moment van ongeveer 12 kN (Fig. G.3.4) en toename van de maximale vervorming van 0,1 mm (Fig. G.3.5). Door de afname van de effectieve voorspanning neemt ook het scheurmoment af, waardoor het optredende moment groter wordt dan het toelaatbaar scheurmoment.

De afnemende voorspankracht door de wandwrijving wordt gecompenseerd met het gewicht van het dak en het aanwezige grondgewicht, dan wel negatieve kleeft als gevolg van de horizontale vervormingen en opwaartse beweging van de diepwand.

G.4 Verplaatsingen bij EEM-model

Ter vergelijking van het veren-model is een EEM-berekening gedaan in Plaxis. Hierbij wordt gelet op de verschillen tussen de rekenmodellen en getoetst of aan de zettingscriteria wordt voldaan.

Toetsing van zettingscriteria

De gemiddelde horizontale rek wordt bepaald door het verschil van het begin en het eind van de horizontale verplaatsingen de fundering te delen door de afstand tussen de punten. De horizontale verplaatsingen worden weergegeven in fig. G.4.1. Hierbij wordt de horizontale verplaatsing als gevolg van het aanbrengen van de diepwand bij opgeteld.

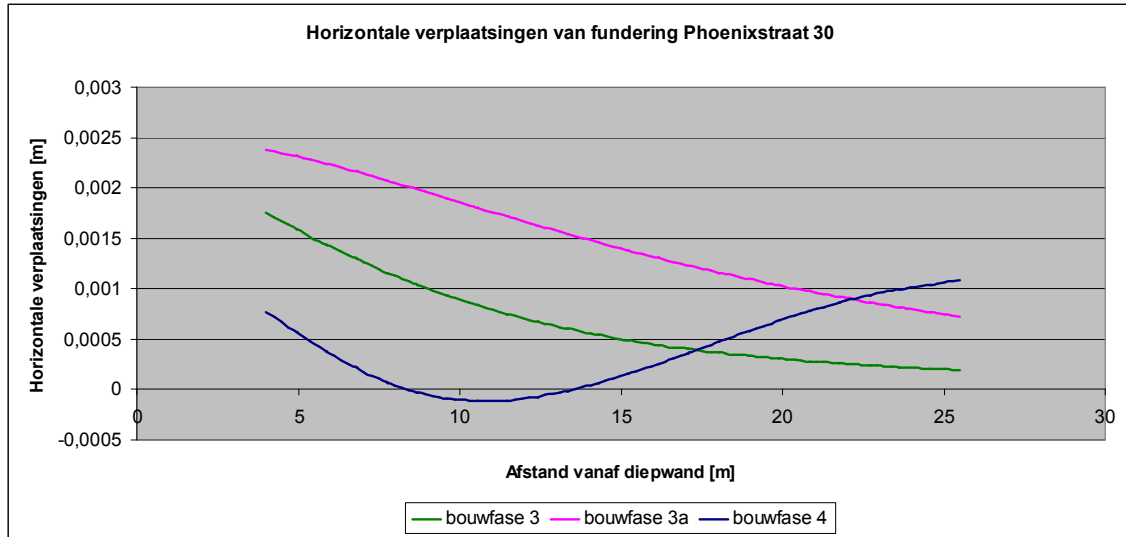


Fig. G.4.1 Horizontale verplaatsingen van de fundering

$$\text{Bouwphase 3} \quad \varepsilon_h = \frac{(0,001 + 0,001755) - 0,000193}{25,5 - 4} = 0,119 * 10^{-3}$$

$$\text{Bouwphase 3a} \quad \varepsilon_h = \frac{(0,001 + 0,002376) - 0,000726}{25,5 - 4} = 0,123 * 10^{-3}$$

$$\text{Bouwphase 4} \quad \varepsilon_h = \frac{(0,001 + 0,001081) - 0,000774}{25,5 - 4} = 0,061 * 10^{-3}$$

$$\text{Bouwphase 4 met stempels} \quad \varepsilon_h = \frac{(0,001 + 0,00167) - 0,00076}{25,5 - 4} = 0,089 * 10^{-3}$$

De maximale relatieve hoekverdraaiing wordt bepaald door het aanbrengen van de diepwand en het ontgraven van de bouwkuip. De verticale verplaatsingen door het aanbrengen van de diepwand worden opgegeven door de diepwand aannemer. De verticale verplaatsingen als gevolg van het ontgraven van de bouwkuip is weergegeven in fig. G.4.2.

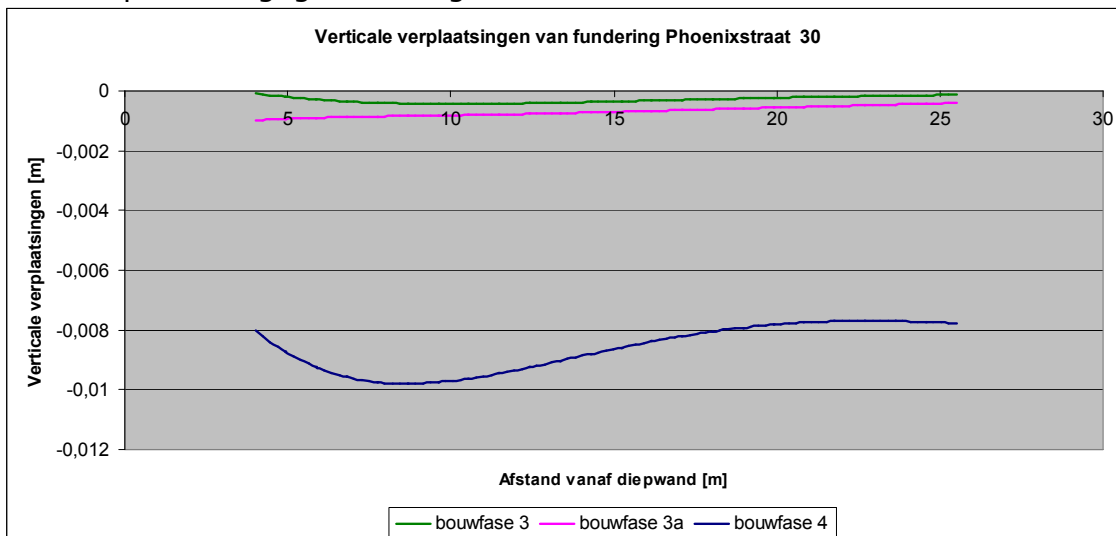


Fig. G.4.2 Verticale verplaatsingen van de fundering door ontgraving bouwkuip

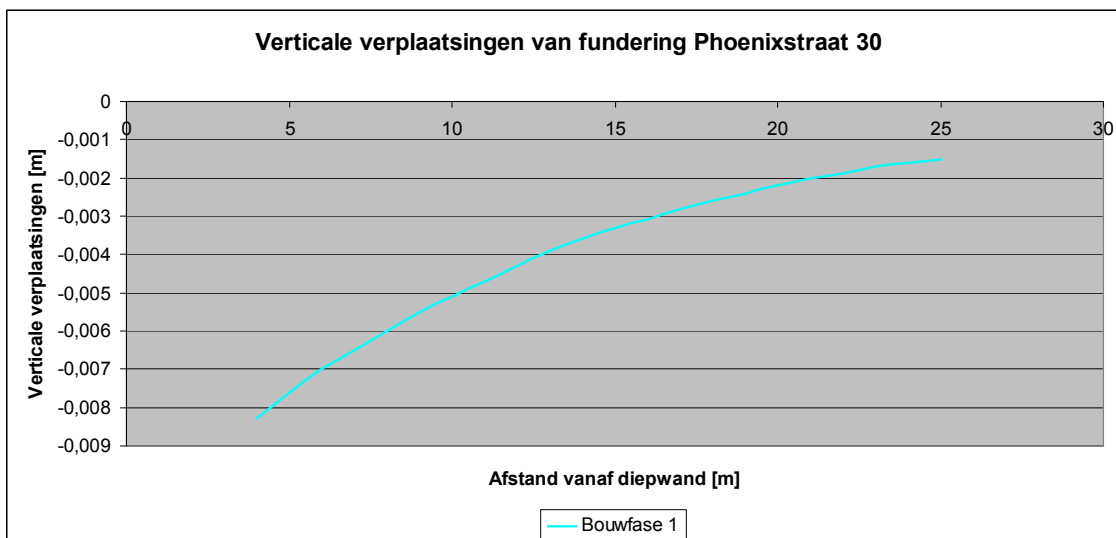


Fig. G.4.3 Verticale verplaatsingen van de fundering door aanbrengen diepwand

Voor het bepalen van de maximale relatieve hoekverdraaiing worden de verticale verplaatsingen van bouwphase 1 (Fig. G.4.3) gecombineerd met de andere bouwfasen (Fig. G.4.2). Vanuit deze combinaties wordt de maximale relatieve hoekverdraaiing bepaald.

Voor bouwphase 3 is dit nog geen bepalende waarden. De relatieve hoekverdraaiingen in bouwphase 3a en 4 zijn echter wel bepalend.

Bouwphase 3a: $\beta_h = 0,69 \cdot 10^{-3}$

Bouwphase 4: $\beta_h = 0,63 \cdot 10^{-3}$

Bouwphase 4 met stempels: $\beta_h = 0,74 \cdot 10^{-3}$