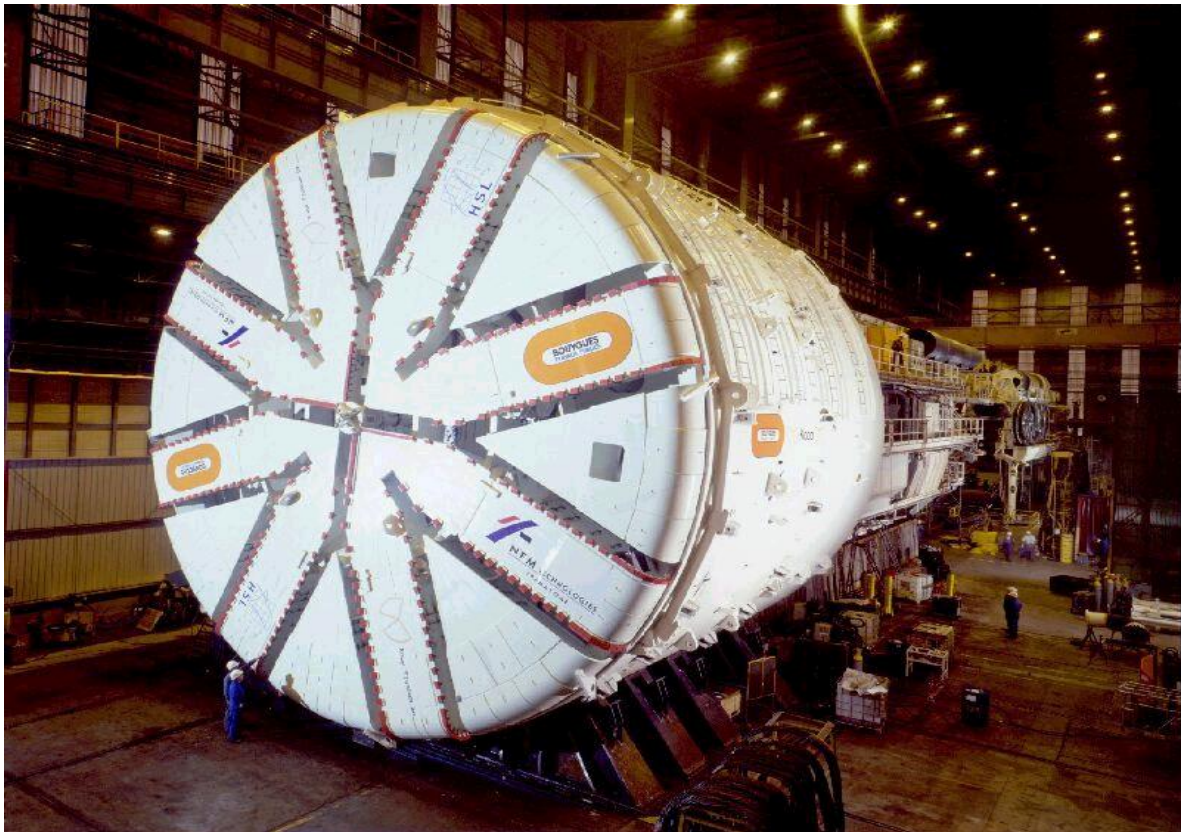


Axiale voorspanning in de lining van een geboorde tunnel

Onderzoek naar axiale normaalkracht in tunnelling tijdens bouwfase en gebruiksfase

Eindrapport



A.J. Koek 9451326

Technische Universiteit Delft
Faculteit der Civiele Techniek en Geowetenschappen
Sectie Constructieve Waterbouwkunde

Afstudeercommissie:

Prof. drs. ir. J.K. Vrijling	TU Delft
Dr. ir. K.J. Bakker	PLAXIS, TU Delft
Dr. ir. C.B.M. Blom	Gemeentewerken Rotterdam, TU Delft

Roelofarendsveen, November 2004

Voorwoord

Dit rapport is het eindrapport van mijn afstudeerwerk bij de sectie Constructieve Waterbouwkunde aan de Faculteit Civiele Techniek en Geowetenschappen van de Technische Universiteit te Delft.

Ik ben veel dank verschuldigd aan mijn begeleiders Dr. Ir. K.J.Bakker, Dr. Ir. C.B.M.Blom en Prof. Drs. Ir. J.K.Vrijling voor hun informatie en adviezen. Ook wil ik mijn ouders graag bedanken, want zij hebben het voor mij mogelijk gemaakt deze studie af te ronden.

Sander Koek

Roelofarendsveen, november 2004

Samenvatting

De boortechneek wordt in Nederland pas sinds 1999 toegepast. Het overgrote deel van de tunnels in Nederland is gebouwd met de zinkmethode. Boortunnels worden vooral in het buitenland veel toegepast, voornamelijk in sterk cohesieve gronden en rots. Het westelijke gedeelte van Nederland bestaat uit slappe grond zoals veen, klei en zand en heeft een hoge grondwaterstand. Tot voor kort durfden ingenieurs het niet aan om in deze slappe gronden gebruik te maken van de boortechneek, omdat dit extra problemen en dus risico's met zich meebrengt ten opzichte van het boren in een relatief sterke ondergrond. Hierdoor is veel onderzoek nodig met betrekking tot boortunnels in slappe grond.

In dit rapport wordt een onderzoek gepresenteerd met betrekking tot de axiale voorspanning in de betonnen lining van een geboorde tunnel. Kort samengevat betreft het het onderzoeken van het verloop van de axiale normaalkracht in de tunnelling als gevolg van vijzelkrachten uitgeoefend door de tunnelboormachine (TBM). De vijzels zetten zich af op de tunnel omdat ze een steundruk aan het boorfront moeten waarborgen (om waterdruk en gronddruk tegen te werken) en wrijving langs het schild van de TBM moeten overwinnen. Ook de grootte van de axiale normaalkracht N_{ax} tijdens de gebruiksfase wordt onderzocht. Door tijdsafhankelijke effecten, zoals relaxatie van beton, kan de grootte van N_{ax} afnemen na verloop van tijd. Een axiale voorspanning is nodig om momentcapaciteit en dwarskrachtcapaciteit te creëren voor de tunnel belast als ligger. Door liggerwerking van de tunnel moeten dwarskrachten en momenten door de ringen overgebracht kunnen worden. Dit om waterdichtheid te garanderen en ringverschuiving te voorkomen.

Om de goede verdeling van N_{ax} over de lengte van de tunnel te kunnen berekenen, moet het bouwproces van de tunnel in de berekening opgenomen worden. Omdat de ringen één voor één ingebouwd worden en belast worden door een vijzelkracht, wordt de tunnel voortdurend onder druk gehouden (met medewerking van de grond die door middel van wrijving ontspanning van de tunnel tegenwerkt). Nu blijkt dat als de vijzelkracht F_v gedurende het bouwproces van een boortunnel constant is, de axiale voorspanning N_{ax} over de gehele boortunnel constant is en dan geldt dat $N_{ax} = F_v$. De rekstijfheid EA van de tunnel en de axiale beddingsconstante k_s hebben hier geen invloed op. Pas wanneer een verandering van de vijzelkracht plaatsvindt, komt de grond in werking als gevolg van vervormingen van de tunnelling. Bij een plotselinge verandering van de vijzelkracht, dan zal een exponentiële verandering plaatsvinden van de axiale normaalkracht in de tunnel. De grootte van de gradiënt van de axiale voorspanning in de tunnel bij een plotselinge vijzelkrachtsverandering is afhankelijk van de axiale beddingsconstante k_s en de rekstijfheid EA van de tunnel. Dit kan worden aangegeven met de parameter $\alpha = \sqrt{k_s/EA}$. Bij een grotere axiale beddingsconstante k_s en kleinere rekstijfheid EA zal de gradiënt van de axiale normaalkracht N_{ax} groter zijn.

De invloed van de ringvoegen kan op twee manieren aan het model worden toegevoegd. De eerste manier is door middel van het vervangen van de afzonderlijke ringstijfheden en voegstijfheden door één rekstijfheid voor de tunnel en deze vervolgens in te voeren in een analytisch model. De rekstijfheid van de tunnel wordt dan slechts in beperkte mate overschat. Een andere manier om ringvoegen in het model toe te voegen is door middel van een verenmodel met aparte veercharacteristieken voor de voegen en de ringen.

De axiale beddingsconstante k_s is analytisch bepaald en daarna met behulp van het Eindige Elementen programma PLAXIS geverifieerd. Deze bedraagt $k_s \approx \pi G$.

Het in het rapport gepresenteerde analytische model kan voor een willekeurig vijzelverloop en gegeven stijfheidseigenschappen van de ringen, ringvoegen en grond de verdeling van de axiale normaalkracht berekenen voor het bouwproces van een bepaalde tunnel.

Gedurende de gebruiksfase van een boortunnel zullen relaxatie van beton en verrotting van triplex voegplaatjes de axiale normaalkracht in de loop der tijd doen dalen. Bij een representatieve situatie van de praktijkomstandigheden in verband met deze relaxatie zal de axiale normaalkracht aan het einde van de levensduur van de tunnel nog ongeveer 80% bedragen. De snelheid van het verrotten van triplexplaatjes is onbekend, maar er kan wel worden berekend dat bij het weggroten van de triplexplaatjes een bijna volledige ontspanning van de tunnel ontstaat, hetgeen ongunstig is voor wat betreft ringverschuiving en waterdichtheid.

Inhoudsopgave

Voorwoord I

Samenvatting II

1 Inleiding 1

2 Boorproces 2

- 2.1 Tunnelboormachines 2
- 2.2 Processen in het uitvoeringsproces 2

3 Probleembeschrijving 4

- 3.1 Probleembeschrijving 4
- 3.2 Probleemstelling 4
- 3.3 Doelstelling 4

4 State of the Art 5

- 4.1 Inleiding 5
- 4.2 Vijzelkrachten 5
 - 4.2.1 *Vijzelkracht tijdens boorproces* 5
 - 4.2.2 *Vijzelkracht tijdens bouwproces* 8
 - 4.2.3 *Axiale normaalkracht* 9
- 4.3 Ring- en liggerwerking 10
 - 4.3.1 *Ringwerking* 10
 - 4.3.2 *Liggerwerking* 11
 - 4.3.3 *Combinatie ring- en liggerwerking* 12
- 4.4 Eigenschappen van ringvoegen 13
- 4.5 Tijdsafhankelijke effecten: krimp, kruip en relaxatie 14
 - 4.5.1 *Relaxatie en krimp van beton* 14
 - 4.5.2 *Relaxatie van triplex* 16
- 4.6 Conclusies literatuurstudie 16

5 Modelbeschrijving 18

- 5.1 Inleiding 18
- 5.2 Model 1: Monoliete ingebedde staaf 18
 - 5.2.1 *Inleiding* 18
 - 5.2.2 *Uitgangspunten* 18
 - 5.2.3 *Superpositie van het bouwproces* 18
 - 5.2.4 *Modelbeschrijving* 24
 - 5.2.5 *Invloed van de modelparameters* 39
- 5.3 Model 2: Ingebedde staaf met ringvoegen 41
 - 5.3.1 *Inleiding* 41
 - 5.3.2 *Modelbeschrijving model 2a: verenmodel* 41
 - 5.3.3 *Modelbeschrijving model 2b: vervangende rekstijfheid* 49
 - 5.3.4 *Invloed van de parameters model 2a* 51
 - 5.3.5 *Invloed van de parameters model 2b* 54
- 5.4 Vergelijking van de modellen 54
 - 5.4.1 *Vergelijking modellen 1 en 2* 56
 - 5.4.2 *Vergelijking modellen 2a en 2b* 58
- 5.5 Axiale beddingsconstante 58

6 Case: Tweede Heinoord Tunnel 67

7 Verankering van de tunnel 71

- 7.1 Dichtblok 71
- 7.2 Verankeringslengte 72

8 Tijdsafhankelijke effecten	76
8.1 Relaxatie en krimp van beton	76
8.2 Duurzaamheid van triplex	85
8.2.1 Houtrot	85
8.2.2 Gevolgen voor N_{ax} bij houtrot	87
9 Draagvermogen en waterdichtheid	92
9.1 Dwarskrachten en buigende momenten door liggerwerking	92
9.2 Ringafschuiving	95
9.3 Momentcapaciteit en waterdichtheid	95
10 Conclusies en aanbevelingen	99
Literatuur	102
Bijlage 1: Invloed van de kromming van de tunnel	103
Bijlage 2: Invloed modelparameters bij tunnel in grondmedium zonder superpositie bouwproces (belastinggeval I)	105
Bijlage 3: Verplaatsingen en schuifspanningen van de grond bij belastinggeval I berekend met PLAXIS	108

1 Inleiding

De boortechneek wordt in Nederland pas sinds 1999 toegepast. Het overgrote deel van de tunnels in Nederland is gebouwd met de zinkmethode. Boortunnels worden vooral in het buitenland veel toegepast, voornamelijk in sterk cohesieve gronden en rots. Het westelijke gedeelte van Nederland bestaat uit slappe grond zoals veen, klei en zand en heeft een hoge grondwaterstand. Tot voor kort durfden ingenieurs het niet aan om in deze slappe gronden gebruik te maken van de boortechneek, omdat dit extra problemen en dus risico's met zich meebrengt ten opzichte van het boren in een relatief sterke ondergrond. Andere uitvoeringsmethodieken worden door de maatschappij echter steeds minder geaccepteerd, omdat deze tot veel bouwoverlast en congestie op de bovengrondse ruimte leiden. In Nederland begon men daarom in de jaren negentig met het ontwerp en de aanleg van de Tweede Heinenoordtunnel en de Botlekspoortunnel. De bouw van deze twee tunnels was mede bedoeld om kennis en ervaring op te doen met het boren van tunnels met grote diameters in slappe grond. Deze twee projecten gingen dan ook vergezeld van uitgebreid onderzoek met veel metingen. Op deze manier was het mogelijk voor het Nederlandse bedrijfsleven om op dit gebied bij te komen ten opzichte van bijvoorbeeld Japan en Duitsland die al eerder waren begonnen met ontwikkeling op dit gebied. Er zijn natuurlijk nog steeds vragen te beantwoorden op het gebied van boortunnels in slappe grond en verder onderzoek is dus nodig.

Het doel van dit rapport is het presenteren van de resultaten van een onderzoek met betrekking tot de axiale voorspanning in de betonnen lining van een geboorde tunnel. Het betreft het onderzoeken van het verloop van de axiale normaalkracht in de tunnelling als gevolg van vijzelkrachten uitgeoefend door de tunnelboormachine (TBM). Mede zijn de invloed van tijdsafhankelijke effecten zoals kruip van beton op dit verloop in de tijd onderzocht.

Behoud van de axiale normaalkracht (voorspanning) in de tunnel is van belang voor het gesloten blijven van de ringvoegen tussen de ringen. Het openstaan van ringen heeft verlaging van momentcapaciteit, dwarskrachtcapaciteit en waterdichtheid van de tunnel tot gevolg. Inzicht in het verloop van de axiale normaalkracht (als functie van de plaats en als functie van de tijd) is van belang voor het ontwerpen van geboorde tunnel.

Het rapport is als volgt opgebouwd. In hoofdstuk 2 worden de problemen en doelen besproken van het afstudeeronderzoek. Hoofdstuk 3 behandelt het boor- en bouwproces. De relevante literatuur wordt behandeld in hoofdstuk 4. De kern van het afstudeerwerk, de modelbeschrijving van enkele modellen wordt besproken in hoofdstuk 5. De toepassing van deze modellen op de Tweede Heinenoord Tunnel volgt in hoofdstuk 6. In hoofdstuk 7 wordt speciale aandacht besteed aan het einde van het bouwproces, de aankomst van TBM in de ontvangtschacht en de verankering van de tunnel. Vervolgens worden in hoofdstuk 8 enkele tijdsafhankelijke effecten en de invloed hiervan op de axiale normaalkracht behandeld. In hoofdstuk 9 wordt de invloed van de axiale normaalkracht op dwarskrachtcapaciteit, momentcapaciteit en waterdichtheid van de tunnel beschreven. Tenslotte worden in hoofdstuk 10 de conclusies en aanbevelingen behandeld.

2 Het boor- en bouwproces

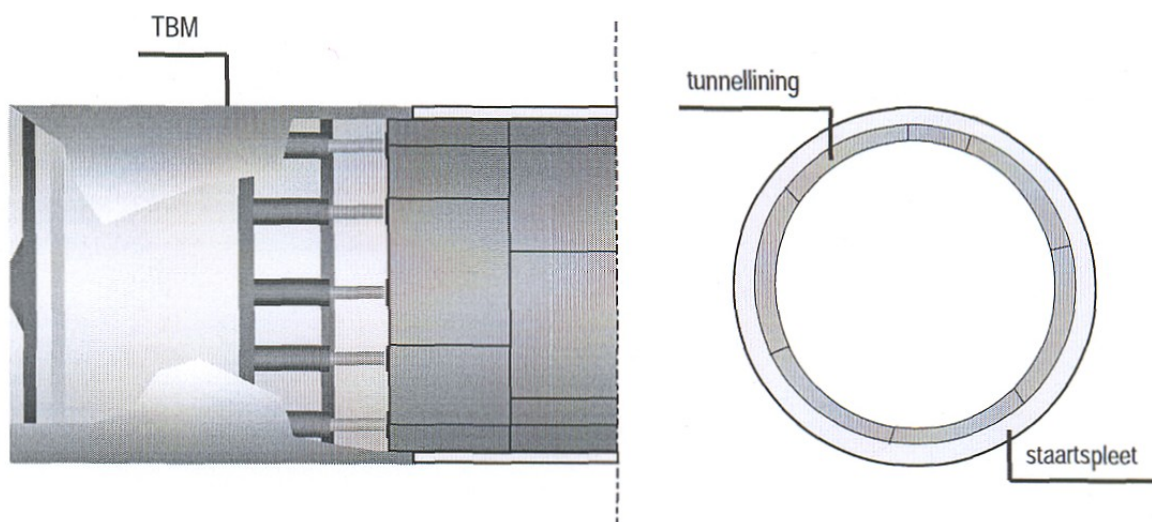
In dit hoofdstuk wordt het boor- en bouwproces van geboorde tunnels kort uitgelegd. De verschillende tunnelboormachines zullen besproken worden (paragraaf 2.1) en de drie fasen in het uitvoeringsproces van een boortunnel worden beschreven (paragraaf 2.2). Dit hoofdstuk is ontleend aan Kooiman [20].

2.1 Tunnelboormachines

Tunnelboormachines (TBM's), zie figuur 2.1a, kunnen in drie categorieën op worden gedeeld:

- machines zonder schild
- machines met schild en een ongesteund boorfront
- machines met schild en een gesteund boorfront

Vanwege relatief slappe grondlagen en een hoge grondwaterstand in een groot gedeelte van ons land wordt in Nederland vaak een machine met schild gebruikt om te voorkomen dat grond(water) de tunnel in stroomt. Hierbij dient het boorfront uiteraard ook gesteund te worden. Binnenin het schild kan dan ongehinderd de tunnelling worden aangebracht. Het schild van de tunnel wordt normaal gesproken uitgevoerd als een stalen cilinder, die naar achter vaak enigszins taps toeloopt ten gunste van de manoeuvreerbaarheid van de TBM. De benodigde steundruk aan het boorfront kan worden geleverd met behulp van verschillende systemen. Zo kan het geschieden met behulp van een vloeistof aan het boorfront (vloeistofschild), door de ontgraven grond te gebruiken (Earth Pressure Balance of EPB schild) of door onder luchtdruk te werken. Een combinatie van systemen is mogelijk in een mixeschild. Het uiteindelijk gekozen systeem voor boorfrontstabiliteit is mede bepalend voor de wijze waarop de ontgraven grond dient te worden afgevoerd. Bij een vloeistofschild wordt de slurry bijvoorbeeld door middel van pijpleidingen getransporteerd en moet de grond van de vloeistof worden gescheiden in een scheidingsinstallatie, terwijl de ontgraven grond bij een EPB-schild via een lopende band kan worden afgevoerd. De keuze van het ontgravingsysteem dat in het schild wordt toegepast, hangt voornamelijk af van de grondsoort(en), de grondwateromstandigheden en van de mate waarin zettingen moeten worden beheerst. In de Nederlandse bodem zijn zowel open als gesloten graafwielen toegepast.



Figuur 2.1: TBM in aanzicht (a) en een dwarsdoorsnede van de tunnelling (b) (niet op schaal)

2.2 Processen in het uitvoeringsproces

Tijdens de aanleg van een boortunnel kunnen de volgende processen worden onderscheiden:

- het boorproces
- het bouwproces
- logistieke processen

Het boorproces

Tijdens het boorproces vindt een aantal deelprocessen plaats. Ten eerste vindt het graafproces plaats, waarbij de grond wordt ontgraven aan het boorfront. Hierbij dient het front ondersteund te worden door een te leveren steundruk, terwijl de boorkop met behulp van een graafwiel met snijtanden of een roterende kop en snijbladen (cutter discs) de grond los snijdt. Normaal gesproken wordt tijdens het graafproces de TBM voortbewogen met behulp van hydraulische vijzels die over de omtrek van de cirkelvormige doorsnede zijn verdeeld over de gesegmenteerde tunnelwand, zie figuur 2.1a. Met behulp van deze vijzels wordt de machine in axiale richting voortbewogen en kan de TBM in positie worden gehouden en worden gestuurd. Tegelijkertijd wordt de ruimte tussen de buitenzijde van de tunnelwand en de grond, ook wel de staartspleet genoemd, geïnjecteerd met grout om maaiveldzakkingen te beperken. De staartspleet is aangegeven in figuur 2.1b.

Het bouwproces

Als het boorproces is afgerond en men voldoende ruimte heeft gecreëerd om de volgende ring te plaatsen start het bouwproces. De hydraulische vijzels hebben op dat moment hun maximale verplaatsing (ongeveer 1.5m) ondergaan en kunnen in groepen worden teruggetrokken om steeds opnieuw ruimte te maken voor een nieuw tunnelsegment. Deze tunnelsegmenten worden vaak per trein aangevoerd door de reeds aangelegde tunnel, waarna ze opgepakt worden in de volgwagen en naar voren getransporteerd worden met behulp van een kraan. Voor in de TBM worden ze neergelegd en vervolgens met een zogenaamde erector, die zich vastzuigt aan het segment door middel van een vacuümklep, geplaatst in de ring op de positie waar de vijzels zijn ingetrokken. De boormachine houdt zich in positie met behulp van de overige vijzels, die op de laatst ingebouwde ring en de nieuw ingebouwde segmenten zijn geplaatst. Ondertussen worden de treinrails, bekabeling en de aan- en afvoerbuizen verlengd als voorbereiding op het volgende boorproces, dat start zodra de laatste steen, of wel de sluitsteen, is geplaatst en de nieuwe ring volledig is ingebouwd.

Logistieke processen

Tijdens het boor- en bouwproces vinden verschillende logistieke processen plaats. Zo dient het ontgraven grondmengsel afgevoerd te worden tijdens het boorproces, waarna de grond wordt gescheiden van de slurry in een scheidingsinstallatie. Verder moet de boorvloeistof of het schuim worden aangevoerd, evenals het grout om de staartspleet te injecteren. Daarnaast is ook verse lucht nodig voor mensen in de TBM en elektriciteit ten behoeve van allerlei hulpsystemen. Tijdens het bouwproces dienen ook allerlei zaken getransporteerd te worden. Uiteraard moeten segmenten worden vervoerd naar de TBM, maar ook ander materiaal en materieel.

3 Probleemanalyse

In dit hoofdstuk wordt het probleem beschreven dat aan het afstudeerwerk ten grondslag ligt in paragraaf 3.1. Deze probleembeschrijving wordt bondig samengevat in de probleemstelling, zie paragraaf 3.2. Verder volgt de doelstelling (paragraaf 3.3) die aangeeft wat er bereikt dient te worden met het onderzoek.

3.1 Probleembeschrijving

Er is te weinig inzicht in het verloop van de axiale voorspanning in de tunnelling van geboorde tunnels. Om instorten van het graaffront te voorkomen moet een steundruk gecreëerd worden teneinde de waterdruk en de horizontale gronddruk tegen te werken. Het in stand houden van deze steundruk en het overwinnen van de wrijving langs het schild moet geleverd worden door de vijzels die daardoor een vijzelkracht uitoefenen op de tunnelling. Deze vijzelkracht veroorzaakt een axiale normaalkracht in de tunnel. Echter, op het moment dat de TBM de ontvangtschacht heeft bereikt, vermindert de axiale voorspanning, omdat de steundruk is verdwenen. Als geen adequate maatregelen worden genomen, dan zullen de axiale spanningen in de lining significant kleiner worden. Het voordeel van axiale drukspanningen is dat ze een positieve bijdrage leveren aan de dwarskrachtcapaciteit, momentcapaciteit en waterdichtheid van de tunnelling. Inzicht in de verdeling van de axiale normaalkracht vergroot tevens inzicht in deze eigenschappen. Als bij het ontwerp wel rekening gehouden wordt met deze voorspanning, dan komt dat de kwaliteit van de tunnel ten goede. Er moet ook zekerheid zijn over de langdurige aanwezigheid van de voorspanning. Bij betonnen linings zullen tijdsafhankelijke effecten zoals relaxatie van het beton namelijk invloed hebben op het behoud van de voorspanning. Er zullen risico's aanwezig zijn bij het ongewild verdwijnen van de voorspanning. Dit kunnen risico's zijn met betrekking tot het vervormingsgedrag, het draagvermogen en de waterdichtheid van de tunnel.

3.2 Probleemstelling

Er is gebrek aan een rekenmodel om de axiale voorspanning in tunnels te kunnen analyseren. Dit geeft een gebrek aan inzicht in het verloop van de axiale voorspanning in de tunnel en onzekerheden met betrekking tot het draagvermogen en waterdichtheid.

3.3 Doelstelling

Het opstellen van een rekenmodel en het analyseren van het verloop van de axiale normaalkracht in een tunnelling gedurende de gehele levensduur van de tunnel. Tevens het vaststellen van de gevolgen voor het draagvermogen en de waterdichtheid van de tunnel met een te lage voorspanning.

4 State of the Art

4.1 Inleiding

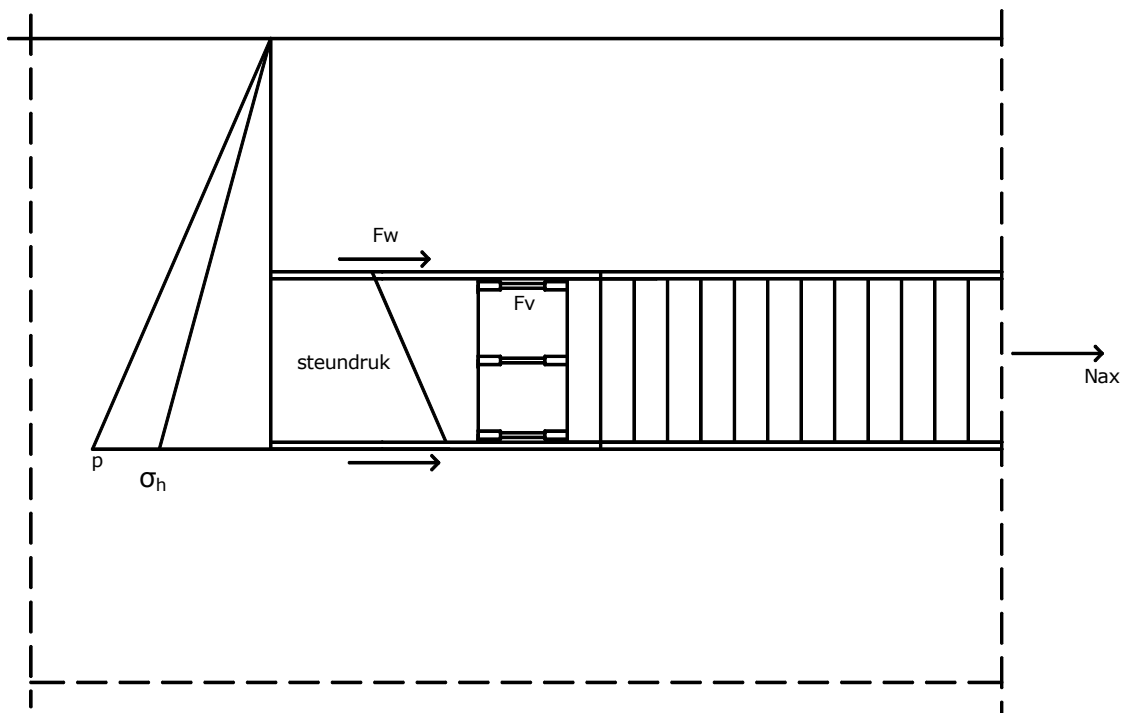
In dit hoofdstuk wordt een beknopt overzicht gegeven van een literatuurstudie gedaan voorafgaand aan dit onderzoek. De literatuurstudie geeft de aanwezige kennis weer met betrekking tot boortunnels in slappe grond. Het dient als fundament voor dit afstudeeronderzoek. Er zal nu enkel een aantal zaken behandeld worden, die van belang zijn voor het verdere onderzoek. Vijzelkrachten zullen behandeld worden in paragraaf 4.2. Er zal iets verteld worden over ring- en liggerwerking van de tunnelling in paragraaf 4.3. De eigenschappen van ringvoegen worden behandeld in paragraaf 4.4 en paragraaf 4.5 vertelt iets over de tijdsafhankelijke effecten van beton en triplex. Tot slot nog enkele conclusies van het literatuuronderzoek in paragraaf 4.6.

4.2 Vijzelkrachten

Tijdens het boorproces zet de tunnelboormachine (TBM) zich af op de gesegmenteerde lining met behulp van hydraulische vijzels. Deze vijzels oefenen een grote belasting uit op de segmenten, waardoor de tunnelringen tegen elkaar aan worden gedrukt. Hierbij vindt ook indrukking van het afdichtingsprofiel plaats. Om zich voort te kunnen bewegen dienen de vijzels van de TBM gesommeerd een axiaal gerichte kracht, de vijzelkracht F_v , te leveren, die in ieder geval groot genoeg is om een bepaalde steundruk aan het boorfront te kunnen waarborgen en de wrijving langs het schild te kunnen overwinnen (paragraaf 4.2.1). Tijdens de (ring)bouwfase hoeft deze wrijving niet overwonnen te worden. De totale vijzelkracht is dan op de segmenten is op dat moment dan ook lager dan wanneer geboord wordt (paragraaf 4.2.2). De vijzelkracht houdt de tunnel onder druk en veroorzaakt dus de axiale normaalkracht N_{ax} in de tunnelling die centraal staat in dit onderzoek. Meer over de axiale normaalkracht in paragraaf 4.2.3.

4.2.1 Vijzelkracht tijdens boorproces

Om de totale vijzelkracht te bepalen die uitgeoefend wordt door de TBM op de tunnelling dient in eerste instantie gekeken te worden naar de krachten in axiale richting. In figuur 4.1 hieronder worden de krachten en reactiekrachten getoond die in axiale richting werkzaam zijn tijdens het boor- en bouwproces.



Figuur 4.1: belastingen op een TBM tijdens het boorproces

Om instorten van het graaffront te voorkomen moet een steundruk gecreëerd worden om de waterdruk en de horizontale gronddruk tegen te werken. Het in stand houden van deze steundruk en het overwinnen van de wrijving langs het schild moet geleverd worden door de vijzels die daardoor een vijzelkracht uitoefenen op de tunnelling. Deze vijzelkracht veroorzaakt een axiale normaalkracht in de tunnel. Al deze krachten zijn weergegeven in figuur 4.1. De door de vijzels te leveren vijzelkracht in axiale richting is dus gelijk aan de som van de resultanten van de steundruk en de schuifspanningen langs het schild. Door Kooiman [20] wordt het volgende gesteld

$$\Sigma F_v = 1,2 \cdot [F_{\text{steun,max}} + F_{\text{schuif,ax}}] \quad (4.1)$$

met: ΣF_v = door vijzels te leveren vijzelkracht in axiale richting [kN]
 $F_{\text{steun,max}}$ = resultante van maximale steundruk aan het boorfront [kN]
 $F_{\text{schuif,ax}}$ = resultante van schuifspanningen langs schildomtrek [kN]

Bij boren onder grondwaterniveau is de steundruk minstens gelijk aan de waterdruk en de horizontale effectieve spanning (korrelspanning). Ter bepaling van de te hanteren steundruk dient echter een keuze gemaakt te worden voor een actieve, een neutrale of een passieve gronddruk. Indien een actieve gronddruk wordt aangenomen, dan betekent dit dat de grond naar het graaffront toekomt en zakking aan het maaiveld optreedt. Bij een neutrale gronddruk zal sprake zijn van evenwicht en geen maaiveldzakking, maar is de benodigde steundruk groter. Indien voor een passieve gronddruk wordt gekozen, kunnen bovenliggende grondlagen worden opgedrukt en eventueel scheurvorming in de grondlagen boven het tunnelniveau ontstaan.

Volgens de CUR toetsingsrichtlijn [L500/COB, 2000] dient bij het bepalen van de ontwerpwaarde van de vijzelkracht te worden uitgegaan van de maximale steundruk. Deze treedt op als wordt aangenomen dat het volgende bezwijkmechanisme optreedt: grondlagen worden opgedrukt en scheurvorming ontstaat. Volgens [L500/COB, 2000] geldt dan

$$F_{\text{steun,max}} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D_{\text{TBM}}^2 \cdot \sigma_{v,as} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D_{\text{TBM}}^2 \cdot (\sigma'_{v,as} + p_{w,as}) \quad (4.2)$$

met: D_{TBM} = de diameter van de TBM ter plaatse van het boorfront [m]
 $\sigma_{v,as}$ = de verticale gronddruk ter plaatse van de tunnelas [kN/m²]
 $\sigma'_{v,as}$ = de verticale korreldruk ter plaatse van de tunnelas [kN/m²]
 $p_{w,as}$ = de waterdruk ter plaatse van de tunnelas [kN/m²]

Als gevolg van de gronddekking op de tunnel en eventuele bovenbelastingen ontstaat tijdens het boorproces een wrijvingsweerstand langs het schild. Deze wrijvingsweerstand ontwikkelt schuifspanningen langs het schild, die afhankelijk zijn van de radiale spanningen rondom de TBM, de interne wrijvingshoek van de grond en de wrijvingscoëfficiënt f_w voor grond op staal. Ten gevolge van de conisch gevormde TBM zal door het wegnemen van de grond de radiale spanning afnemen. Volgens van Baars [1] wordt deze afname beperkt door optredende plasticiteit in de grond. Hij introduceert een spanningsreductiefactor $f_{\Delta\sigma}$ van 0,8. Ten gevolge van cohesie kan de schuifspanning worden vergroot. Een eventuele smering tussen de TBM en de grond door een eventueel aanwezige boorvloeistof kan echter weer leiden tot een reductie. Verder dient rekening gehouden te worden met het eigen gewicht van de machine en de eventuele opwaartse druk bij boren onder (grond)waterniveau. In het laatste geval kan het eigen gewicht van de TBM vaak worden weggestreept tegen de opwaartse druk. Dit leidt tot de volgende relatie ter bepaling van de schuifkracht

$$F_{\text{schuif,ax}} = [\sigma'_r \cdot f_w \cdot f_{\Delta\sigma} \cdot \tan(\varphi) + c] \cdot f_{\text{bent}} \cdot \ell_{\text{TBM}} \cdot \pi \cdot D_{\text{TBM}} \quad (4.3)$$

met: σ'_r = de radiale korrelspanning ter plaatse van de tunnelas [kN/m²]

f_w	=	wrijvingsreductiefactor voor grond op staal [-]
$f_{\Delta\sigma}$	=	spanningsreductiefactor [-]
φ	=	hoek van interne wrijving grond [°]
c	=	cohesie van de grond [kN/m ²]
f_{bent}	=	wrijvingsreductiefactor bij toepassing van boorvloeistof [-]
l_{TBM}	=	lengte van de TBM [m]
D_{TBM}	=	diameter van de TBM [m]

Als de radiale spanning wordt uitgedrukt in een verticale gronddruk, geldt het volgende

$$F_{\text{schuif,ax}} = \left[\frac{1}{2} \cdot (1 + K_0) \cdot f_{\Delta\sigma} \cdot \sigma_{v,as} \cdot f_w \cdot \tan(\varphi) + c \right] \cdot f_{bent} \cdot l_{TBM} \cdot \pi \cdot D_{TBM} \quad (4.4)$$

met: K_0 = neutrale gronddrukcoëfficiënt [-]
 $\sigma_{v,as}$ = de verticale gronddruk ter plaatse van de tunnelas [kN/m²]

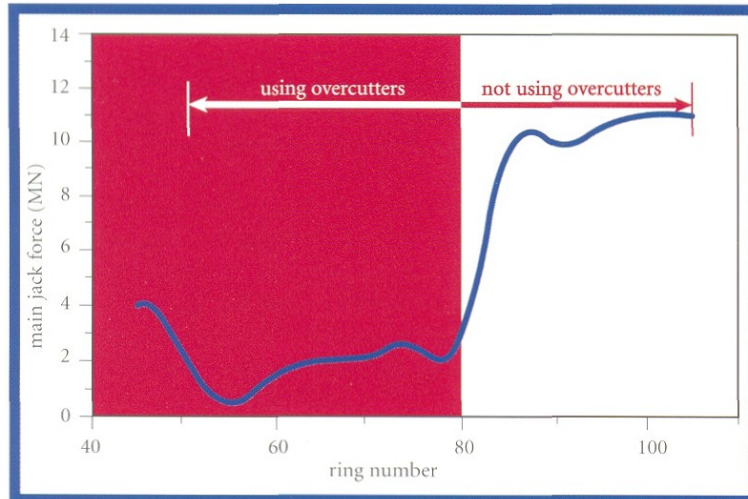
Recentelijk is men tot het inzicht gekomen dat de wrijving langs het schild juist moet worden overwonnen als de TBM stil ligt, dus tijdens het ringbouwproces. Als de TBM eenmaal vooruit gaat (slipt) hoeft de wrijving niet meer overwonnen te worden. De stelling van Kooiman (vergelijking 4.1) geldt dan voor het ringbouwproces en niet voor het boorproces.

Metingen Tweede Heinenoordtunnel

Tijdens de aanleg van de Tweede Heinenoordtunnel [13] in 1999 zijn onder andere metingen uitgevoerd met betrekking tot de vijzelkrachten. Er werd eerst een zo nauwkeurig mogelijke voorspelling gedaan van de optredende vijzelkracht en vergeleken met de uitgevoerde metingen. De overeenkomst tussen voorspelling en meting was matig. De oorzaak hiervan was een onjuiste aanname van de procesparameters zoals de optredende frontdruk, de groutdruk en de boordiepte. Naderhand werden opnieuw berekeningen uitgevoerd, maar nu met de tijdens de bouw gemeten waarden van de parameters als invoer. De nu berekende waarden van de vijzelkrachten kwamen redelijk nauwkeurig overeen met de gemeten waarden.

Verdere conclusies uit meetrapport Tweede Heinenoordtunnel

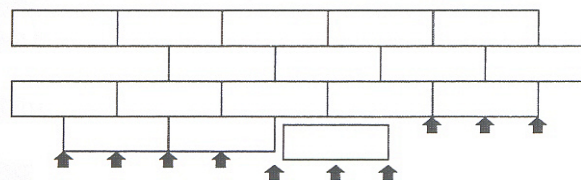
- De frontdruk leverde de grootste bijdrage aan de vijzelkracht. Deze bijdrage bedraagt ongeveer 50%.
- De wrijving langs het schild leverde een bijdrage aan de totale vijzelkracht van ongeveer 30% als er geen oversnijders worden gebruikt. De overgebleven 20% komt dan van de extra krachten aangedragen door Maidl, die hierboven zijn opgesomd. Oversnijders worden gebruikt indien extra ruimte nodig is voor het maken van bochten. Ze liggen tegenwoordig meestal verzonken in het stalen omhulsel en kunnen onafhankelijk van het snijrad in en uit bewogen worden. Het is gemakkelijker om de TBM te sturen bij het gebruik van oversnijders. Dit is te zien aan een verminderde excentriciteit van de vijzelkracht. De wrijving langs het schild neemt aanzienlijk af bij het gebruik van deze oversnijders en dit geldt dus ook voor de totale vijzelkracht. Dit is weergegeven in figuur 4.2.



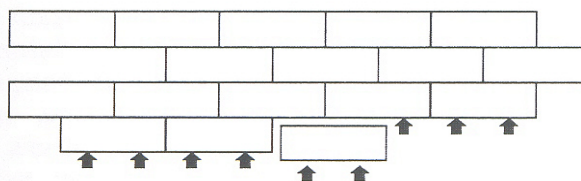
Figuur 4.2: invloed van oversnijders (overcutters) bij de TBM van de Tweede Heinoord Tunnel

4.2.2 Vijzelkracht tijdens bouwproces

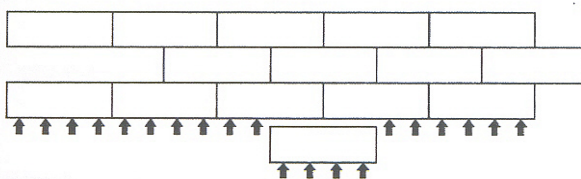
Wanneer de ringbouwfase aanvangt, ligt de TBM stil. Op dat moment moet de wrijving langs het schild niet overwonnen worden. De benodigde totale vijzelkracht neemt daardoor met ongeveer 30% toe. Op het moment dat een segment in een ring geplaatst wordt, zal een aantal vijzels moeten worden teruggetrokken om ruimte te maken voor dit te plaatsen segment. Aangezien de benodigde steundruk aan het boorfront gelijk blijft, wordt het verlies aan stempelkracht en het te leveren koppel op het moment van terugtrekken van de vijzels gecompenseerd door in de resterende vijzels. De toename in kracht in deze vijzels is afhankelijk van de vijzelconfiguratie (kan oplopen tot 150% van de beginwaarde). Er zijn op dit moment drie verschillende configuraties die worden toegepast. Zie hiervoor figuur 4.3.



a) Duitse vijzelconfiguratie



b) Franse vijzelconfiguratie



c) Japanse vijzelconfiguratie

Figuur 4.3: gebruikelijke vijzelconfiguraties in verschillende landen

In veel gevallen zijn de vijzels gekoppeld en is sprake van vijzelparen, die via een stalen of kunststof plaat, de zogenoemde vijzelschoen, op geconcentreerde wijze, een axiale normaalkracht inleiden. De Duitse en Franse TBM's worden met vijzelparen uitgevoerd, al verschilt de uiteindelijke configuratie wel. In Japan lijkt de belasting als gevolg van de gekozen configuratie soms op een gelijkmatig verdeelde belasting. De vijzels worden dan netjes verdeeld over de omtrek van de ringvormige doorsnede. Hierbij oefent dus iedere vijzel op zich een geconcentreerde kracht uit op de lining.

Recent is het continu boren populairder geworden. Het voordeel van deze methode is dat tijdswinst kan worden geboekt, doordat het boor- en (ring)bouwproces tegelijkertijd kan worden uitgevoerd. Dit heeft echter wel consequenties voor de maximale vijzelkracht per vijzel. Deze is namelijk groter dan de discontinue methode en kan oplopen tot 150%.

4.2.3 Axiale normaalkracht

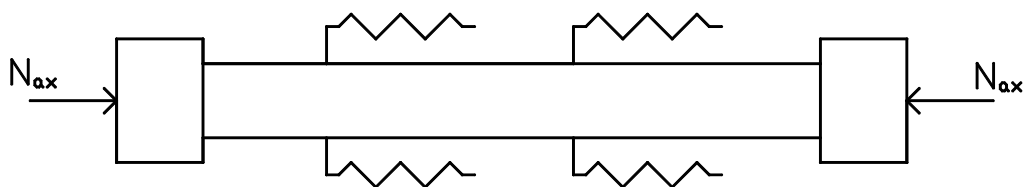
De vijzelkracht op de tunnelling resulteert in een normaalkracht in de tunnelling in axiale richting. Dit is de axiale normaalkracht N_{ax} . Deze axiale normaalkracht staat centraal in het afstudeeronderzoek.

Axiale normaalkracht tijdens bouwfase

De tunnel kan worden gezien als een voorgespannen element, dat schuifspanningen kan overdragen naar het omliggende grondmedium. Naast een elastisch ondersteunde buig-afschuifligger kan de tunnel dus ook worden beschouwd als een (elastisch) ingebedde staaf. Indien zich lokaal een verstoring voordoet, bijvoorbeeld door het intrekken van de vijzels of het loskoppelen van de TBM ter plaatse van de eindschacht, zal deze verstoring op zekere afstand hiervan zijn uitgedempt. In het geval van axiale voorspanning komt dit er concreet op neer dat, indien lokaal de vijzelkracht wegvalt, de axiale normaalkracht via schuifspanningen langs de tunnel weer wordt opgebouwd in de tunnel. De overdrachtslengte waarover deze normaalkracht weer wordt opgebouwd is afhankelijk van de eigenschappen van de grond en de tunnelling.

Axiale normaalkracht in de gebruiksfase

Een belangrijke eigenschap van beton is dat het onder voortdurende belasting aan voortgaande vervorming onderhevig is, hetgeen wordt aangeduid met kruip. Of in dit geval relaxatie. Hierdoor zal de initiële voorspankracht in de loop der tijd afnemen. Ook het toegepaste ringvoegmateriaal kan aan voortgaande vervorming onderhevig zijn. In het geval van triplex plaatjes bestaat de kans dat deze plaatjes op lange termijn weggroten. Het verdwijnen van ringvoegmateriaal heeft een verregaande axiale ontspanning van de lining tot gevolg. Het gedrag van een boortunnel kan in dit geval worden vergeleken met een element dat tussen twee blokken is voorgespannen, omringd door een grondmedium, dat als een aantal veren is aangegeven (zie figuur 4.4).



Figuur 4.4: schematisering voorgespannen boortunnel omringd door grondmedium

Naarmate de omliggende grond stijver en minder kruipgevoelig is zullen grotere schuifspanningen en dus grotere additionele trekspanningen in de tunnel worden geleid. Een en ander heeft tot gevolg dat de initiële normaalkracht zal afnemen in de tijd.

De axiale normaalkracht N_{ax} is in hoge mate bepalend voor het buig- en afschuifgedrag van een gesegmenteerde boortunnel. Met toenemende axiale normaalkracht neemt het moment toe waarbij ringvoegopenstand optreedt. Indien de axiale normaalkracht afdoende groot is zal nergens langs de tunnelas ringvoegopenstand (en ringafschuiven) optreden en zijn de buig- en afschuifstijfheid over de gehele tunnelas maximaal. Bij geringe axiale voorspanning zal over bepaalde zones langs de tunnelas ringvoegopenstand met de bijbehorende buig- en afschuifreducties optreden. Ringvoegopenstand heeft ook afname van de waterdichtheid tot gevolg.

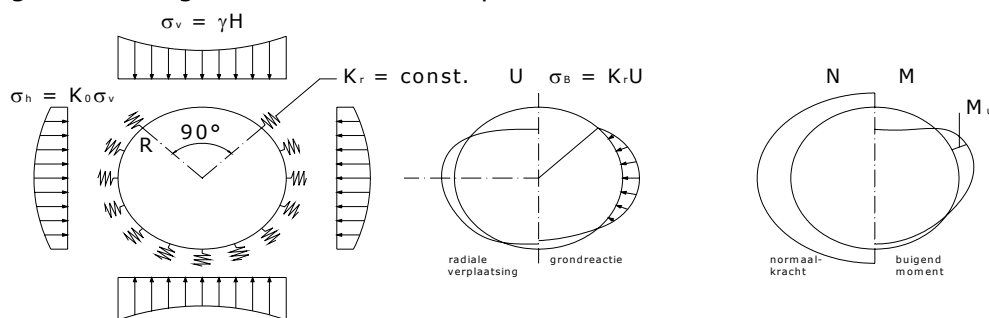
4.3 Ring- en leggerwerking

4.3.1 Ringwerking

Onder ringwerking wordt verstaan de krachtswerking in de tunnelring waarbij slechts een beperkt stukje van de lining in lengterichting wordt bekeken. De interactie met de rest van de lining wordt hierbij niet meegenomen. Bij constante condities in lengterichting is dit een acceptabele benadering. De ringwerking modellen bestaan meestal uit één of twee ringen. Doordat maar één of enkele ringen bekeken worden zijn deze modellen vooral bedoeld voor de bepaling van de uiteindelijke situatie en minder voor het gebied direct achter de TBM. Er zijn verschillende soorten modellen die de ringwerking van een tunnel beschrijven. Globaal zijn ze onder te verdelen in veren modellen (zie bijvoorbeeld Duddeck [14]), continuüm modellen (bijvoorbeeld PLAXIS) en modellen die de gesegmenteerde lining modelleren, zie Blom [5]. De bekendste en meest gebruikte is het model van Duddeck, dat nu kort behandeld wordt.

Duddeck

De methode van Duddeck [14] wordt wereldwijd het meest toegepast om de grondbelasting en ondersteuning in rekening te brengen. De ondersteuning door de grond is gemodelleerd d.m.v. lineaire veren. Het model dat hierbij hoort is een in de vorm van een cirkel gekromde elastisch ondersteunde buigligger. Hierdoor ontstaat een semi-2D model. Hierbij mag de bedding alleen over de volledige lining aangebracht worden als de diepteligging van de tunnel ten minste drie keer de diameter van de buis is. Als dit niet het geval is, mag geen bedding aangebracht worden op de bovenkant van de lining over een hoek van 90° , zie figuur 4.5. Deze reductie wordt toegepast omdat verondersteld wordt dat bij ondiepe tunnels de grond boven de tunnel niet meer meewerkt aan de ondersteuning van de lining. Deze grond werkt dus alleen nog maar als belasting op de tunnel. De grondbelasting op de lining wordt afgeleid uit de initiële spanningen in de ongeroerde toestand ter plaatse van de tunnelas.



Figuur 4.5: ringmodel volgens Schultz-Duddeck

Voor de radiale beddingsconstante neemt Duddeck een waarde van E_{oed}/aR [N/m]. Duddeck heeft zowel een model met tangentiële veren als een model met tangentiële slip. Uit deze modellen worden correctiefactoren afgeleid die kunnen worden toegepast op de analytische oplossing volgens Bouma [8]. Hierbij heeft Duddeck twee stijfheidparameters gedefinieerd

$$\alpha = \frac{E_g R^3}{EI}$$

$$\beta = \frac{E_g R}{EA}$$
(4.5)

Dit zijn twee dimensieloze parameters die respectievelijk de buigstijfheid van de tunnel t.o.v. de stijfheid van de grond en de normaalstijfheid van de tunnel t.o.v. de stijfheid van de grond in rekening brengen.

met: E_g = elasticiteitsmodulus van de grond [N/m²]
 R = straal constructieve hartlijn [m]
 E = elasticiteitsmodulus tunnelwand [N/m²]
 I = traagheidsmoment tunnelwand [m⁴/m]
 A = oppervlakte doorsnede tunnelwand [m²/m]

In grafieken kunnen correctiefactoren worden afgelezen. Vrijling [22] heeft deze grafieken in formulevorm gegoten

$$\text{corr}_{N_0} = \frac{2}{2 + 1.54\beta}$$

$$\text{corr}_{N_2} = \frac{2(1 + 0.064\alpha)}{2 + 0.171\alpha}$$

$$\text{corr}_M = \frac{4}{4 + 0.342\alpha}$$
(4.6)

Deze correctiefactoren worden toegepast op de oplossingen voor de normaalkracht en het moment. De uitdrukkingen voor de gereduceerde normaalkrachten en momenten in de ring als functie van de hoek θ worden dan ($\theta=0$ in het laagste punt van de ring)

$$N(\theta) = -\left(\frac{\sigma_v + \sigma_h}{2 + 1.54\beta}\right)R + \left(\frac{1 + 0.064\alpha}{2 + 0.171\alpha}\right)(\sigma_v - \sigma_h)R\cos(2\theta)$$

$$M(\theta) = -\left(\frac{\sigma_v - \sigma_h}{4 + 0.342\alpha}\right)R^2\cos(2\theta)$$
(4.7)

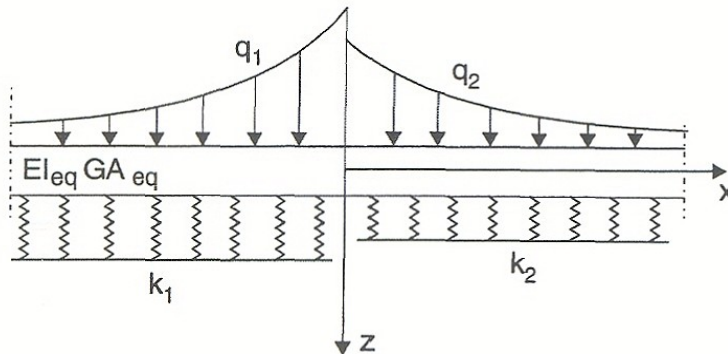
met: N = normaalkracht in de ring [kN]
 M = buigend moment in de ring [kNm]
 θ = booghoek [rad]
 R = straal van de tunnelbuis [m]

4.3.2 Liggerwerking

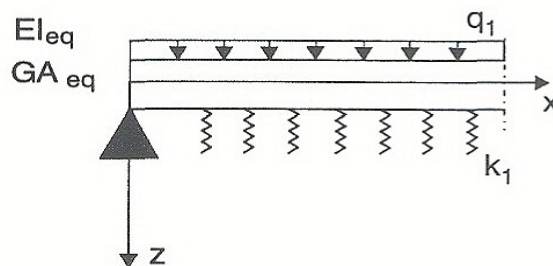
De term 'liggerwerking' verwijst naar het gedrag van de tunnelbuis onder invloed van de in axiale richting veranderende condities. Deze verschillende condities kunnen onder andere zijn:

- verschillen in stijfheid van het ondersteunende medium
- ongelijkmatige belasting van de bovenliggende grond
- consolidatie (ongelijkmatige zettingen)
- vaste punten (start- en eindschacht)
- krachtsoverdracht ter plaatse van de TBM
- gefaseerd inbouwen van ringen

Dergelijke modellen bestaan per definitie uit meerdere ringen, waarbij de grond dus in lengterichting van de tunnel wordt gemodelleerd. Figuur 4.6 toont een voorbeeld van een modellering voor liggerwerking volgens Blom [6], waarbij de tunnel gemodelleerd wordt als een verend ondersteunde ligger. Een abrupte overgang van de ene grondlaag naar de andere kan worden uitgedrukt door een verschil in veerstijfheden. Een van de meest kritieke situaties wat betreft liggerwerking ontstaat ter plaatse van de schachten. Deze schachten zijn normaal gesproken op palen gefundeerd en zijn dus enorm stijf ten opzichte van de tunnel. De situatie nabij de schacht kan geschematiseerd worden als een verend ondersteunde buigligger (half oneindig), die op een scharnier eindigt, zoals weergegeven in figuur 4.7. Ter plaatse van het scharnier kunnen grote rotaties plaatsvinden, met in de praktijk als mogelijk gevolg: openstaande ringvoegen en lekkage.



Figuur 4.6: liggerwerking: grondlaagovergangen



Figuur 4.7: liggerwerking: overgang bij schacht

Het gedrag van de tunnel onder invloed van een axiale normaalkracht N_{ax} kan onder staafwerking worden verstaan. Bij een analyse van N_{ax} zal namelijk vooral gekeken moeten worden naar veranderende condities parallel aan de tunnel en niet naar de condities loodrecht op de tunnel zoals weergegeven in figuur 4.6 en 4.7.

4.3.3 Combinatie ring- en liggerwerking

Er is sprake van een zekere interactie tussen het liggerwerkingmechanisme en het ringwerkingmechanisme. Bij het ontwerp van een gesegmenteerde boortunnel dient men zich hiervan rekenschap te geven en een zo integraal mogelijke aanpak te hanteren. Er zijn modellen die zowel ringwerking als liggerwerking kunnen beschrijven. Ook hierbij kan onderscheid gemaakt worden tussen modellen die gebruik maken van veren en eindige elementenmodellen. Een $2\frac{1}{2}$ -D veren model is een model waarbij stijfheidseigenschappen afgeleid worden uit een ringberekening die vervolgens in een liggerberekening worden ingevoerd.

Ook de interactie tussen het staaf-, het ring- en het liggerwerkingmechanisme is van toepassing. Denk hierbij vooral aan dwarscontractie van de tunnel onder invloed van de axiale normaalkracht N_{ax} . Deze dwarscontractie veroorzaakt spanningen loodrecht op de

as van de tunnel, die invloed hebben op de krachtsverdeling in de ring. Een verandering van N_{ax} in axiale richting veroorzaakt verschillende spanningen in naast elkaar liggende ringen, waardoor liggerwerking optreedt.

4.4 Eigenschappen van ringvoegen

In Nederland zijn wat betreft ringvoegmaterialen drie situaties te onderscheiden:

- Triplexplaatjes
- Kaubitplaatjes
- Geen ringvoegmateriaal (beton-op-beton contact)

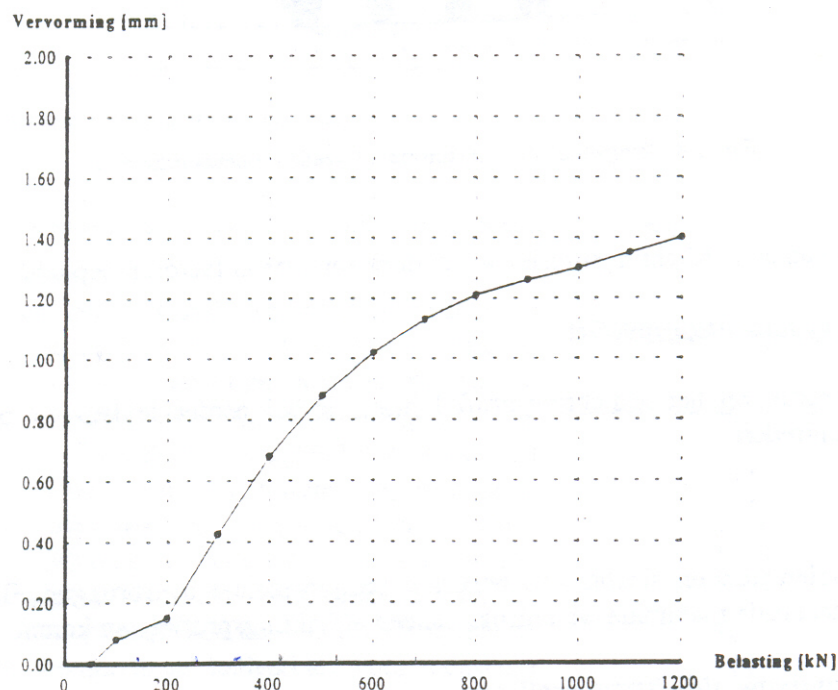
Bij hoge axiale drukken worden de kaubitplaatjes nagenoeg volledig weggeperst. Dit verschijnsel wordt veroorzaakt doordat kaubit een bitumeus product is dat zich onder druk gedraagt als een viskeus materiaal. Hierdoor zijn de eigenschappen van een ringvoeg met kaubitplaatjes gelijk aan de eigenschappen van een ringvoeg met beton-op-beton contact.

Voor triplex zijn verder van belang:

- Normaalkracht-verplaatsing relatie
- Afschuifgedrag

Normaalkracht-verplaatsing relatie

Gijsbers [17] heeft een proef gedaan met triplexplaatjes onder druk. Dit leverde het kracht-verplaatsing diagram die hieronder is weergegeven. De triplexplaatjes (150mm x 1400mm x 2mm) zijn dezelfde als toegepast in de Tweede Heienoord Tunnel.



Figuur 4.8: Kracht-verplaatsings diagram van een triplexplaatje toegepast in de THT

Afschuifgedrag

Dezelfde Gijsbers [17] heeft ook proeven gedaan met betrekking tot de afschuifweerstand van triplexplaatjes. Deze afschuifweerstand wordt uitgedrukt in een wrijvingscoëfficiënt. De waarde van de wrijvingscoëfficiënt hangt af van de grote van de spanning, zie tabel 4.1 hieronder.

spanning [MPa]	wrijvingscoëfficiënt [-]
11.3	0.7
22.7	0.5
34	0.4

Tabel 4.1: wrijvingscoëfficiënten van triplex bij verschillende spanningen

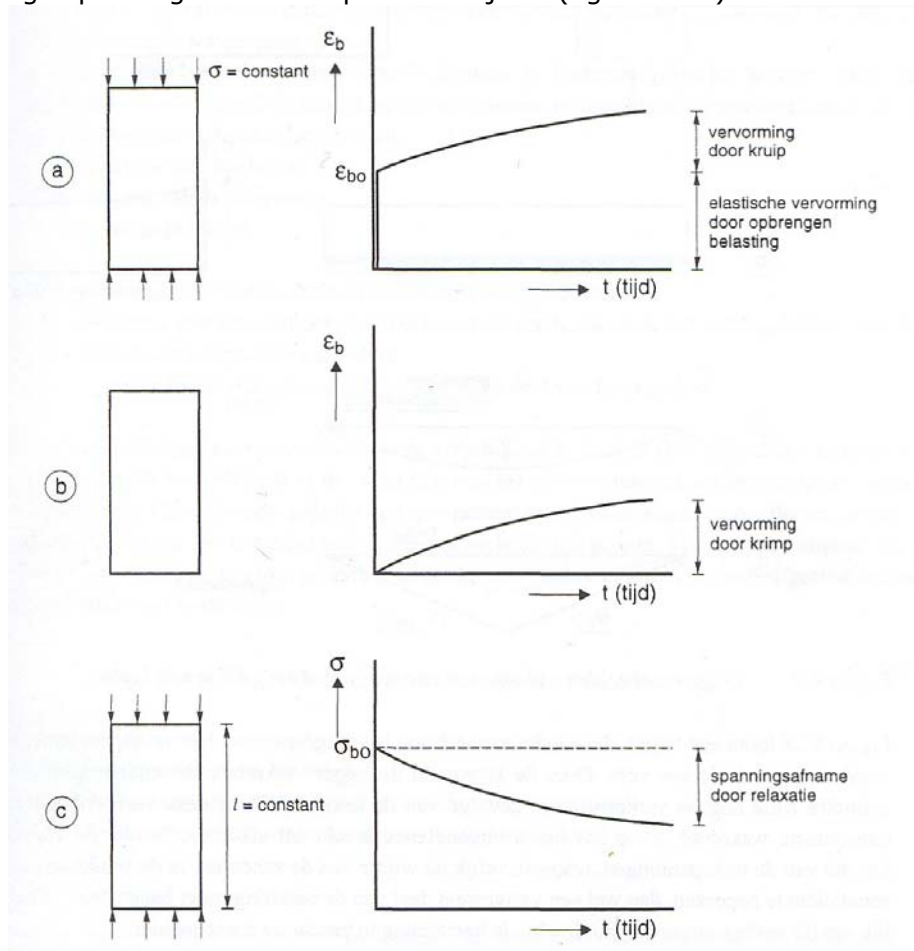
4.5 Tijdsafhankelijke effecten: krimp, kruip en relaxatie

Tijdsafhankelijke effecten zijn effecten die zich manifesteren naarmate de tijd vordert. Er zijn enkele van dit soort effecten die invloed hebben op de axiale normaalkracht N_{ax} in de lining. Dit zijn bijvoorbeeld kruip (of relaxatie) en krimp van beton (paragraaf 4.5.1) en kruip en verrotting van triplex (paragraaf 4.5.2).

4.5.1 Relaxatie en krimp van beton

In deze subparagraaf zal het lange-duur gedrag van het materiaal beton kort besproken worden, zie Walraven [23]. Kruip, of eigenlijk relaxatie, van beton is van groot belang voor het lange-duur behoud van de axiale normaalkracht in de tunnelling. Ook krimp is een lange-duur eigenschap van beton.

Onder kruip verstaat men de toename van de vervorming in de tijd bij een constant gehouden spanning, zie figuur 4.9a. Krimp is de zonder belasting optredende verkorting van het beton (figuur 4.9b), die wordt veroorzaakt door uitdroging van het materiaal (de chemische krimp die optreedt in de verhardingsfase van het beton wordt hier buiten beschouwing gelaten). Relaxatie is nauw verwant aan de 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 (figuur 4.9c).



Figuur 4.9: Definities van a) kruip b) krimp en c) relaxatie

Bij een boortunnel die tussen de start- en eindschacht voorgespannen is, zal zowel sprake zijn van relaxatie en krimp van het beton. Nu zal het kruipmodel van Trost [23] behandeld worden, dat vertaald kan worden naar een relaxatiemodel. Het model van Trost wordt in de praktijk het meest toegepast.

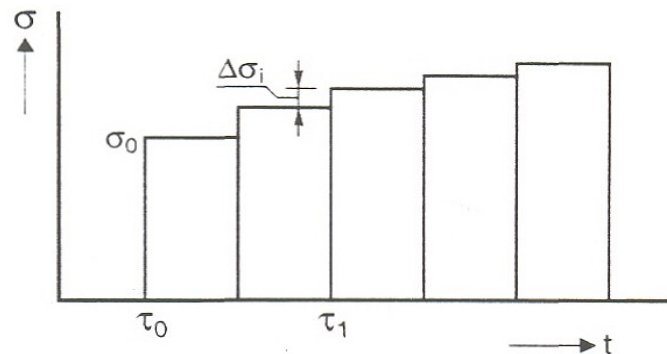
De methode Trost

Volgens Trost [23] is de grootte van de kruipvervorming recht evenredig met de elastische vervorming. Dit wordt aangegeven met de kruipfunctie $\varphi(t, \tau_0)$. Dan geldt

$$\varepsilon_b(t) = \varepsilon_{bc}(t) + \varepsilon_{be} = (1 + \varphi(t, \tau_0)) \cdot \varepsilon_{be} \quad (4.8)$$

met: $\varepsilon_b(t)$ = totale vervorming van het beton [-]
 $\varepsilon_{bc}(t)$ = kruipvervorming van het beton [-]
 ε_{be} = elastische vervorming van het beton [-]

Bij veel constructies en ook bij boortunnels zal vanaf begin (τ_0) één grote spanning σ_0 aanwezig zijn, waarna een aantal relatief kleine spanningsveranderingen $\Delta\sigma_i(\tau_i)$ volgen (figuur 4.10). De verhogingen van de spanningen zouden ook verlagingen kunnen zijn.



Figuur 4.10: schematische weergave van een veel voorkomend belastingverloop

Volgens figuur 4.10 geldt

$$\sigma(t) = \sigma_0 + \sum_{i=0}^n \Delta\sigma_i \quad (4.9)$$

Om een eenvoudige, in de praktijk goed toepasbare, vergelijking te krijgen, stelt Trost voor om, met behulp van vergelijking 4.8, vergelijking 4.9 te wijzigen in

$$\varepsilon_b(t) = \frac{1}{E_b} \cdot (\sigma_0 \cdot (1 + \varphi(t, \tau_0)) + (\sigma(t) - \sigma_0) \cdot (1 + \rho \cdot \varphi(t, \tau_0))) + \varepsilon_{br}(t) \quad (4.10)$$

waarin $\Delta\sigma(t) = \sigma(t) - \sigma_0$, ρ de zogenaamde verouderingscoëfficiënt is en $\varepsilon_{br}(t)$ de krimpvervorming is. Er kan worden afgeleid

$$\rho = \frac{\sum_{i=1}^n \Delta\sigma_i \cdot \varphi(t, \tau_i)}{(\sigma(t) - \sigma_0) \cdot \varphi(t, \tau_0)} \quad (4.11)$$

De verouderingscoëfficiënt ρ geeft de verhouding weer tussen de situatie waarbij alle belastingveranderingen afzonderlijk aangebracht worden en de situatie waarbij de gehele belastingverandering en één keer aangebracht wordt.

Er is gebleken dat de waarde van ρ in de meeste praktijkgevallen tussen tamelijk nauwe grenzen ligt. In het algemeen blijkt $\rho = 0.8$ een goede benadering te zijn voor alle normaal belaste betonconstructies met kruipfactoren $1.5 < \varphi(t, \tau_0) < 4$. Of deze grenzen ook voor een boortunnel gelden is nog onduidelijk en zal onderzocht worden in hoofdstuk 8.

Vergelijking 4.10 wordt nu nog eens nader beschouwd. Korter geschreven geldt

$$\varepsilon_b(t) = \frac{\sigma_0}{E'_b} + \frac{\Delta\sigma(t)}{E''_b} + \varepsilon_{br}(t) \quad (4.12)$$

Men ziet hier dat de totale vervorming door elastisch verkorten en kruip kan worden berekend met:

- $E'_b = E_b / (1 + \varphi)$ als fictieve elasticiteitsmodulus voor spanningen die vanaf $\tau = \tau_0$ aanwezig zijn.
- $E''_b = E_b / (1 + \rho \cdot \varphi)$ als fictieve elasticiteitsmodulus voor spanningen die zich gedurende het kruipproces ontwikkelen.

Een vertaling van vergelijking 4.12 naar een relaxatiemodel wordt in hoofdstuk 8 besproken.

4.5.2 Relaxatie van triplex

Ook triplexplaatjes zullen naarmate de tijd vordert gaan relaxeren, dat ook gevolgen heeft voor de grootte van N_{ax} . Ook hout heeft een bepaalde kruipcoëfficiënt. De kruipcoëfficiënt van het triplex gebruikt in de Tweede Heine Noord Tunnel (Fins berken) heeft een waarde van 0.5. Hier zal in het onderzoek echter geen aandacht aan worden besteed.

Omdat triplexplaatjes in de ringvoegen in boortunnels zich in een omgeving bevinden met een grote relatieve vochtigheid is de kans groot dat het triplex wordt aangetast, waardoor de triplexplaatjes na verloop van tijd 'wegrotten'. Ook dit heeft een axiale ontspanning tot gevolg. Dit wordt behandeld in hoofdstuk 8.

4.6 Conclusies literatuurstudie

Nu de bestaande literatuur betreffende het onderwerp beknopt is behandeld, kunnen enkele conclusies worden getrokken om richting te geven aan het verdere afstudeeronderzoek.

Conclusies literatuuronderzoek:

1. De axiale normaaldrukkracht is in hoge mate bepalend voor het buig- en afschuifgedrag van een gesegmenteerde tunnelling. Met toenemende axiale normaalkracht neemt het moment, waarbij ringvoegopenstand optreedt, toe, waardoor buig- en afschuifreductie ten gevolge van ringvoegopenstand bij een groter moment en dus belasting zullen intreden.
2. Indien de axiale normaalkracht in de lining voldoende groot is, zal nergens langs de tunnelas ringvoegopenstand optreden en zal de tunnel waterdicht blijven.
3. De axiale drukkracht in de lining wordt veroorzaakt door de vijzelkrachten die de TBM op de lining uitoefent. Er zit echter een behoorlijke spreiding in de grootte van de vijzelkrachten die uitgeoefend worden op de lining. Dit komt doordat de uitgeoefende vijzelkracht van veel (meestal onzekere) factoren afhangt.
4. Er is in de huidige literatuur weinig te vinden over de grootte van het verloop van de axiale voorspanning over de lengte van de tunnel. Ook over het verloop van de axiale voorspanning in de loop van de tijd (tijdens gebruiksfase) is weinig bekend.

5. In de bouwpraktijk wordt alleen rekening gehouden met het verlies van de axiale voorspanning bij verstoringsgebieden, zoals start- en ontvangtschachten, door middel van het doorkoppelen van 10 ringen. Deze acties zijn gebaseerd op de Duitse methode en niet op berekeningen.
6. Kruip van beton is een belangrijke factor voor het behoud van de axiale drukkracht in de lining. De tunnelling zou kunnen relaxeren en op bepaalde plaatsen zou de voorspanning drastisch minder kunnen worden of zelfs geheel kunnen verdwijnen.
7. De ringvoegen zijn in belangrijke mate bepalend voor de stijfheid van de gehele tunnelling. De verschillende voegmaterialen bepalen in hoge mate het moment-rotatie gedrag en het afschuifgedrag van de tunnelling. Ook bepalen zij op welke wijze de drukkracht overgedragen wordt van ring op ring (verspreid of geconcentreerd). Tevens kunnen voegmaterialen (zoals triplex) onderhevig zijn aan verrotting en kruip, dat invloed heeft op het verloop van de axiale normaalkracht in de lining gedurende de tijd.

5 Modelbeschrijving

5.1 Inleiding

Om het probleem aan te pakken zal een model gemaakt moeten worden. De gedachte is om eenvoudig te beginnen en om vervolgens het model uit te breiden. Om inzicht in het probleem te behouden zal aanvankelijk zoveel mogelijk analytisch te werk worden gegaan. Numerieke methoden zullen wel gebruikt worden om controleberekeningen uit te voeren en berekeningen te maken wanneer een analytische berekening ondoenlijk wordt.

In paragraaf 5.2 zal de tunnel gemodelleerd worden als een op rek belaste rechte monoliete staaf ingebed in een omringend grondmedium (model 1). Monoliet wil zeggen dat de tunnel als één geheel wordt beschouwd, dus zonder ringvoegen tussen de verschillende ringen. De grond wordt gemodelleerd als een verdeelde afschuifveer parallel aan de lining. De oplossing voor de axiale normaalkracht kan analytisch bepaald worden. In paragraaf 5.3 zal de tunnel niet meer als een monoliete staaf worden gemodelleerd, maar zullen de ringvoegen tussen de ringen toegevoegd worden aan het model. De ringvoegen zullen op twee verschillende wijzen gemodelleerd worden (model 2a en model 2b). In paragraaf 5.4 worden de besproken modellen met elkaar vergeleken. Een analytische uitdrukking voor de axiale beddingsconstante wordt tenslotte afgeleid in paragraaf 5.5. Deze beddingsconstante wordt uitgedrukt in de grondparameters. Een controleberekening zal worden gemaakt met het Eindige Elementen programma PLAXIS.

5.2 Model 1: Monoliete ingebedde staaf

5.2.1 Inleiding

In deze paragraaf wordt model 1 besproken. In dit model wordt de boortunnel gemodelleerd als een monoliete, in de grond ingebedde staaf. Na de uitgangspunten in paragraaf 5.2.2 volgt in paragraaf 5.2.3 een uitleg over het feit dat het ringbouwproces van een boortunnel ervoor zorgt dat superpositie van de belastinggevallen gedurende het bouwproces toegepast moet worden. In paragraaf 5.2.4 zal dan het analytische model besproken worden voor de berekening van de verdeling van de axiale normaalkracht in de tunnelling belast door een vijzelkracht. Ringvoegen tussen de ringen worden nog niet meegenomen in het model. Het model kan dan toegepast worden op tunnels die beton-op-beton contact toepassen tussen de ringen (Groene Hart tunnel) en op tunnels met kaubit als ringvoegmateriaal (zie paragraaf 5.3). De grond, die in axiale richting de vervorming van de tunnel tegenwerkt, wordt gemodelleerd als een verdeelde translatieveer parallel aan de tunnel. De invloed die de modelparameters hebben op het model zal in paragraaf 5.2.5 bekeken worden.

5.2.2 Uitgangspunten

Allereerst enkele uitgangspunten voor model 1:

- Ringvoegen worden verwaarloosd. Dus is sprake van beton-op-beton contact tussen de ringen.
- Het model is 1D. De tunnel wordt als een staaf gemodelleerd ingebed in de grond.
- Er wordt gebruik gemaakt van de elasticiteitsleer.
- De grond wordt als een lineaire verdeelde veer beschouwd (alleen geldig bij kleine vervormingen).
- De stijfheid van de grond is constant in axiale richting.
- De tunnel wordt als recht beschouwd (overal dezelfde diepteligging).
- Er vindt geen dwarscontractie van de tunnelling plaats.
- Ring 1, de eerste ring die wordt ingebouwd, kan niet horizontaal verplaatsen.
- Het grout tussen de tunnelling en de grond wordt verwaarloosd.

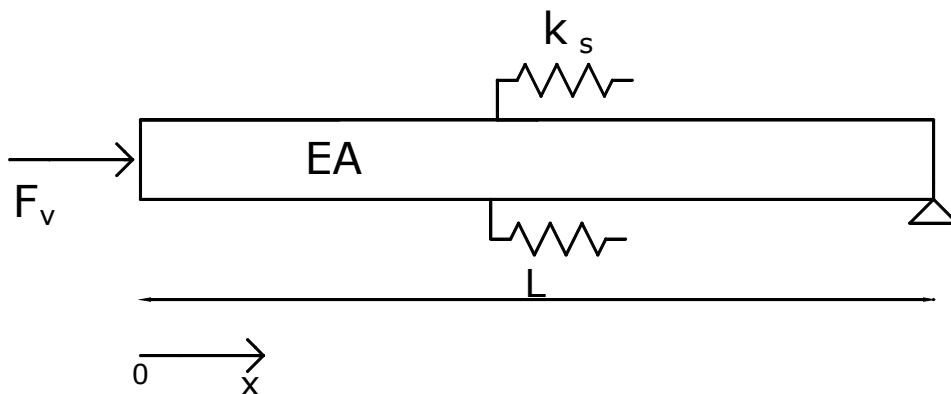
5.2.3 Superpositie van het bouwproces

Allereerst zal naar een belastinggeval gekeken worden van een tunnel in een grondmedium belast door een vijzelkracht. Dit belastinggeval geeft inzicht in de invloed van stijfheidseigenschappen van grond en tunnelling op het verloop van de axiale normaalkracht. Het zorgt tevens voor een opstap naar het invoegen van het ringbouwproces in het model.

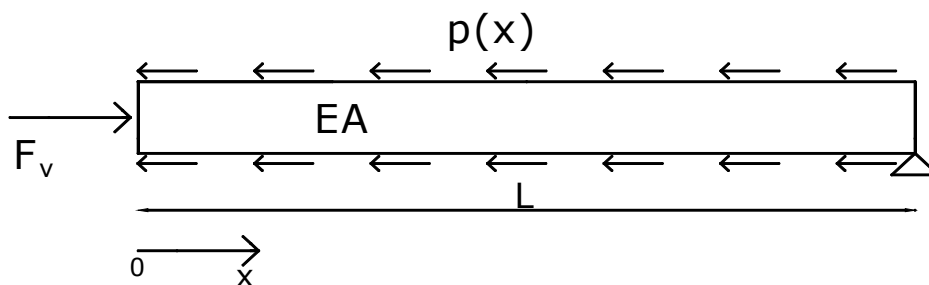
Belastinggeval I: tunnel in grondmedium belast door een vijzelkracht (zonder het ringbouwproces mee te nemen)

Nu wordt dus eerst gekeken naar het verloop van de axiale normaalkracht in een tunnel zonder de bouwwijze van de tunnel in het model op te nemen. De tunnel is als het ware in één keer in de grond aangebracht.

De tunnelling wordt gemodelleerd als een in de grond ingebedde rechte staaf, zie figuur 5.1. De lengtecoördinaat wordt x genoemd met als oorsprong de plaats waar de vijzelkracht F_v aangrijpt. De lengte van het beschouwde tunneldeel wordt L genoemd. De stijfheid van de verdeelde grondveer noemen we k_s . De tunnelling wordt op rek belast door de vijzelkracht en als reactie hierop oefent de omringende grond een verdeelde reactiekracht p uit op de lining, zie figuur 5.2.



Figuur 5.1: modellering van een tunnelling in een grondmedium belast door een vijzelkracht



Figuur 5.2: verdeelde reactiekracht p uitgeoefend door de grond

De evenwichtsvergelijking voor een op rek belaste staaf is

$$\frac{dN_{ax}}{dx} = -q \quad (5.1)$$

- met: N_{ax} = axiale normaalkracht in de staaf [kN]
- x = lengtecoördinaat [m]
- q = verdeelde belasting in de lengterichting van de staaf [kN/m]

De constitutieve vergelijking voor de normaalkracht in een homogene doorsnede luidt

$$N_{ax} = EA\varepsilon \quad (5.2)$$

met: E = elasticiteitsmodulus (Young's Modulus) [kN/m²]
 A = oppervlakte van de doorsnede van de staaf [m²]
 ε = rek van de doorsnede [-]

En de kinematische vergelijking voor rek is

$$\varepsilon = \frac{du}{dx} \quad (5.3)$$

met: u = horizontale verplaatsing van de doorsnede [m]

Met behulp van vergelijking 5.2 en 5.3 kan vergelijking 5.1 geschreven worden als

$$EA \frac{d^2u}{dx^2} = -q \quad (5.4)$$

In het beschouwde geval geldt dat $q = -p$ en met $p = k_s u$ kan de differentiaalvergelijking nu als volgt worden geschreven

$$EA \frac{d^2u}{dx^2} - k_s u = 0 \quad (5.5)$$

met: k_s = verdeelde afschuifveerstijfheid van de grond [kN/m²]

Wordt de parameter a ingevoerd, gedefinieerd door $a^2 = k_s/EA$, dan gaat de differentiaalvergelijking over in

$$\frac{d^2u}{dx^2} - a^2 u = 0 \quad (5.6)$$

Waarvan de oplossing luidt

$$u = C_1 e^{ax} + C_2 e^{-ax} \quad (5.7)$$

en waaruit volgt

$$N_{ax} = C_1 EA a e^{ax} - C_2 EA a e^{-ax} \quad (5.8)$$

De eerste term in deze oplossingen voor u en N_{ax} is een e-macht, die aangroeit in positieve x-richting. De tweede term in de oplossingen is een e-macht, die uitdempt in positieve x-richting. De integratieconstanten C_1 en C_2 moeten worden bepaald met behulp van de randvoorwaarden aan de beide uiteinden van de staaf.

Aan het linkeruiteinde ($x=0$) geldt $N_{ax} = -F_v$ dus dan volgt na invullen in vergelijking 5.8

$$C_1 EA a - C_2 EA a = -F_v \quad (5.9)$$

Er wordt aangenomen dat het rechteruiteinde ($x=L$) van de tunnel niet horizontaal kan verplaatsen. Dat is dus de eerst ingebouwde ring. Hier geldt dan $u=0$. Dit ingevuld in vergelijking 5.7 levert

$$C_1 e^{\alpha L} + C_2 e^{-\alpha L} = 0 \quad (5.10)$$

Uit vergelijking 5.10 volgt

$$C_1 = -C_2 e^{-2\alpha L} \quad (5.11)$$

waarna uit vergelijking 5.9 volgt

$$C_2 E A \alpha (1 + e^{-2\alpha L}) = F_v \quad (5.12)$$

Bij toenemende lengte L van de tunnelling nadert de e -macht met negatieve exponent in vergelijking 5.11 en 5.12 tot nul. Hoe snel de e -macht tot nul nadert hangt ook af van de waarde van α . Wanneer L relatief klein is, dan zal deze e -macht nog niet te verwaarlozen zijn. Voor de volledigheid wordt de e -macht met negatieve exponent dan ook niet weggelaten.

Nu volgt voor de integratieconstanten C_1 en C_2

$$C_1 = \frac{-F_v}{E A \alpha (1 + e^{-2\alpha L})} \quad (5.13)$$

$$C_2 = \frac{F_v}{E A \alpha (1 + e^{2\alpha L})} \quad (5.14)$$

De oplossingen voor N_{ax} , u en p luiden nu

$$N_{ax} = -F_v \left(\frac{e^{\alpha x}}{1 + e^{2\alpha L}} + \frac{e^{-\alpha x}}{1 + e^{-2\alpha L}} \right) \quad (5.15)$$

$$u = \frac{F_v}{E A \alpha} \left(\frac{e^{-\alpha x}}{1 + e^{-2\alpha L}} - \frac{e^{\alpha x}}{1 + e^{2\alpha L}} \right) \quad (5.16)$$

$$p = \frac{dN_{ax}}{dx} = F_v \alpha \left(\frac{e^{-\alpha x}}{1 + e^{-2\alpha L}} - \frac{e^{\alpha x}}{1 + e^{2\alpha L}} \right) \quad (5.17)$$

In de drie bovenstaande uitdrukkingen voor N_{ax} , u en p zullen de termen met e -machten met negatieve exponent minder invloed uitoefenen naarmate L toeneemt. Deze termen hebben alleen invloed in de buurt van de rechteroplegging van de tunnel. Daar waar de verplaatsing $u=0$ wordt opgelegd.

Voorbeeld: berekening van het verloop van N_{ax}

Om de bovenstaande vergelijking 5.15 voor de axiale normaalkracht N_{ax} te verduidelijken, zal met behulp van een voorbeeld de uitdrukking gevisualiseerd worden in grafiekvorm. Het voorbeeld betreft een tunnel met een lengte $L = 75\text{m}$. De hieronder staande gegevens zijn fictief maar reëel.

Gegevens:

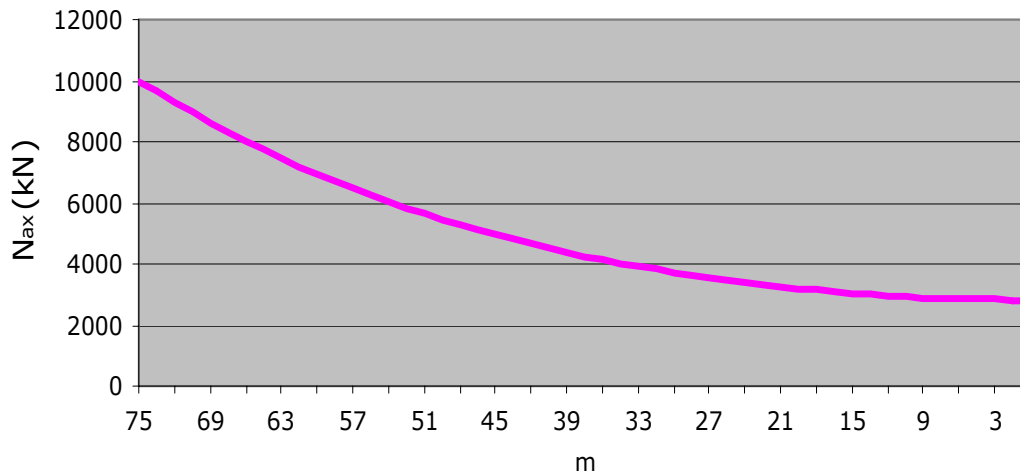
Vijzelkracht: $F_v = 10000\text{kN}$

Lengte: $L = 75\text{m}$

Liningstijfheid: $EA = 1.5 \cdot 10^7 \text{ kN}$

Grondstijfheid: $k_s = 10000 \text{ kN/m}^2$

De tunnel wordt belast door een vijzelkracht $F_v = 10000\text{kN}$. Hieronder in figuur 5.3 is de verdeling van de axiale normaalkracht N_{ax} over de tunnel weergegeven. Rechts in de figuur bevindt zich de startschacht. Hier is de tunnel opgelegd en dat betekent dat daar geldt $u = 0$. Links in de figuur wordt de tunnel belast door de vijzelkracht. Een normaaldrukkraft wordt in de grafiek (en in het vervolg) positief weergegeven.



Figuur 5.3: Verdeling van N_{ax} over tunnel met $L = 75\text{m}$ volgens belastinggeval I

In figuur 5.3 is de afname te zien van de axiale normaalkracht in de tunnel. Van 10000 kN ($=F_v$) links tot ongeveer 2800 kN ($=0.28F_v$) rechts in de figuur. De afname is aan de linkerkant het grootst en deze afname wordt naar rechts steeds kleiner. De vijzelkracht wordt in dit voorbeeld dus voor 72% opgenomen door de omringende grond als gevolg van wrijving en voor 28% door de oplegging van de tunnel bij de startschacht.

Als de tunnel in één keer aangebracht zou worden in het grondmedium, dan zou de verdeling van de axiale normaalkracht ook daadwerkelijk zo zijn als weergegeven in figuur 5.3. Dat is echter niet het geval. Waarom dat niet zo is, zal nu behandeld worden.

Waarom superpositie?

Om het werkelijke verloop van de axiale normaalkracht te bepalen moet het gehele bouwproces meegenomen worden in de berekening. Dit heeft te maken met de belastinggeschiedenis op de tunnelling. Om dit te verduidelijken volgt nu een voorbeeld.

Er zal een berekening gemaakt worden gebruikmakend van belastinggeval I dat hierboven is beschreven. Het betreft de berekening van het verloop van N_{ax} voor twee tunnels met verschillende lengtes L . De ringen hebben een ringbreedte L_r . De gekozen waarden voor de invoerparameters staan hieronder

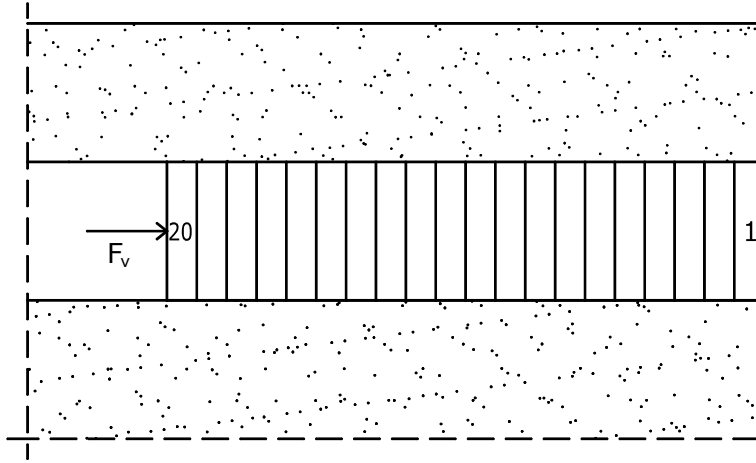
Gegevens:

Liningstijfheid: $EA = 1.5 \cdot 10^7 \text{kN}$

Grondstijfheid: $k_s = 1000 \text{kN/m}^2$

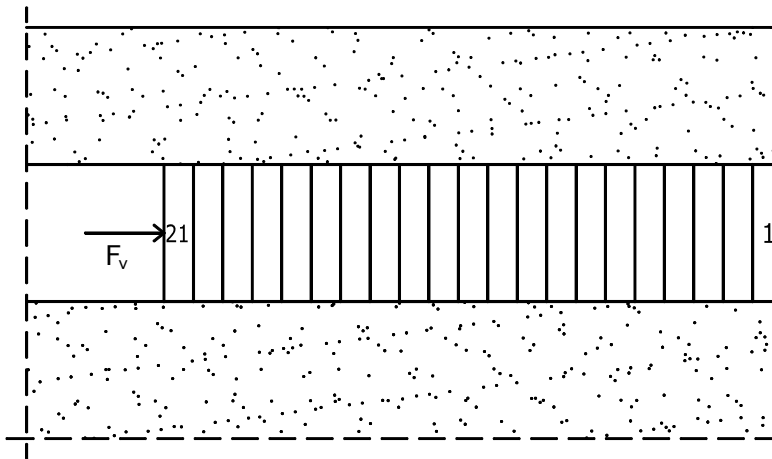
Ringbreedte: $L_r = 1.5\text{m}$

Allereerst een situatie van een tunneldeel bestaande uit 20 ringen ($L = 30\text{m}$) waarop een vijzelkracht wordt uitgeoefend, zie figuur 5.4.

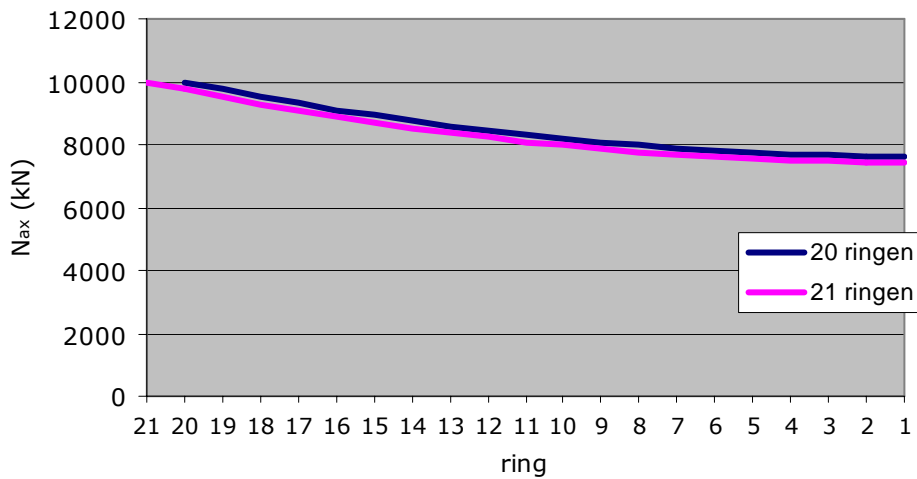


Figuur 5.4: Tunneldeel met 20 ringen belast door F_v

Vervolgens staat in figuur 5.5 de situatie van een tunnel die één ring langer is ($L = 31.5\text{m}$). Daaronder staat in figuur 5.6 de verdeling van de axiale normaalkracht over het uit 20 ringen bestaande tunneldeel en het uit 21 ringen bestaande tunneldeel.

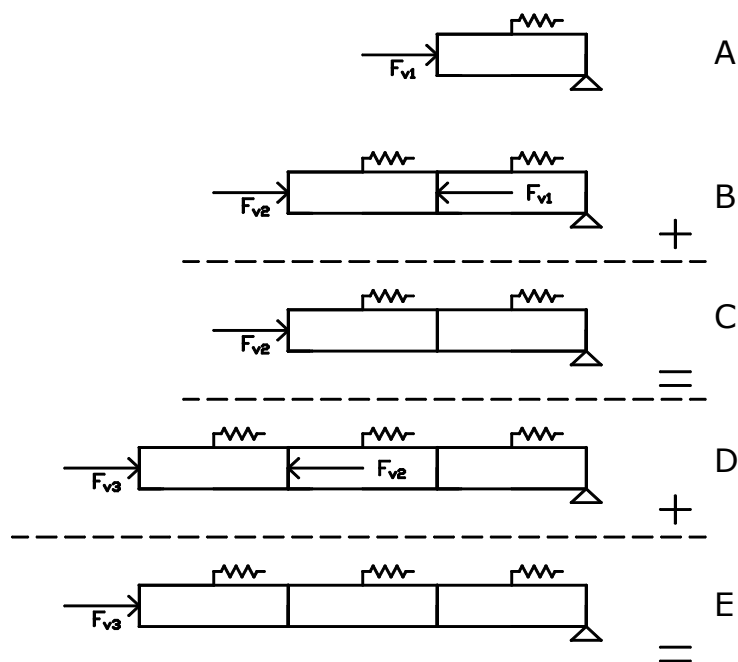


Figuur 5.5: Tunneldeel met 21 ringen belast door F_v



Figuur 5.6: Verdeling N_{ax} over tunneldeel met 20 ringen en 21 ringen

Als je in figuur 5.6 het verschil in axiale normaalkracht bekijkt tussen situatie 1 met 20 ringen en situatie 2 met 21 ringen, dan is te zien dat dit verschil een negatieve waarde heeft, wat een trekkracht veronderstelt. Het bouwproces van een boortunnel bestaat uit het één voor één inbouwen van de ringen en het uitoefenen van een vijzelkracht hierop. Dit betekent dus dat de ringen zich 'willen' ontspannen om tijdens het bouwproces van situatie 1 naar situatie 2 (één ring later) te komen. Deze ontspanning wordt echter tegengewerkt door de grond om de tunnel. Voor de bepaling van de verdeling van N_{ax} is het dus van belang dat de spanningssituatie in de tunnel op elk voorafgaand moment wordt meegenomen in de berekening. Hiervoor moeten alle belastingsituaties optredend tijdens het bouwproces van de tunnel gesuperponeerd worden. Ter verduidelijking is figuur 5.7 hieronder weergegeven.



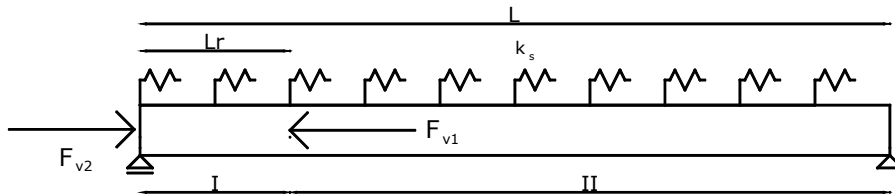
Figuur 5.7: Superpositie bouwproces

Belastinggeval A is de situatie waarbij één ring is ingebouwd, belastinggeval C de situatie met twee ringen en belastinggeval E met drie ringen. Om van belastinggeval A bij belastinggeval C te komen moet belastinggeval B bij belastinggeval A opgeteld worden. De vijzelkracht van belastinggeval A valt dan weg tegen de even grote tegengesteld gerichte trekkracht van belastinggeval B. Gedurende het bouwproces varieert de vijzelkracht die wordt uitgeoefend op de ringen. De vijzelkracht F_{v2} van belastinggeval C hoeft dus niet even groot te zijn als de vijzelkracht F_{v1} van belastinggeval A. Dit geldt dus ook voor F_{v1} en F_{v2} van belastinggeval B. Dezelfde methode van superpositie kan gebruikt worden om van belastinggeval C bij belastinggeval E te komen. Dus door belastinggeval D bij belastinggeval C op te tellen. Om de berekening van de axiale normaalkracht N_{ax} voor een gehele tunnel uit te voeren moeten dus evenveel belastinggevallen gesuperponeerd worden als het aantal aanwezige ringen.

Bovengenoemde superpositie mag uitgevoerd worden onder een bepaalde voorwaarde. Deze is dat de gebruikte uitdrukkingen van de grootheden lineair zijn. Zo lang dat het geval is mogen belastinggevallen gesuperponeerd worden om de verdeling van N_{ax} te berekenen.

5.2.4 Modelbeschrijving

In figuur 5.7 is te zien dat de verdeling van N_{ax} in de eerst ingebouwde ring uitgerekend kan worden met het reeds hierboven behandelde belastinggeval I. De belastinggevallen die hierbij opgeteld moeten worden zijn allemaal gelijk afgezien van de lengte L . Nu zal voor dat belastinggeval een algemene analytische uitdrukking bepaald worden voor N_{ax} uitgedrukt in de modelparameters. Het belastinggeval II staat weergegeven in figuur 5.8.



Figuur 5.8: Belastinggeval II gebruikt voor superpositie

De waarden van F_{v1} en F_{v2} zijn in het algemeen niet even groot. De waarde van de vijzelkracht F_v verandert namelijk van grootte gedurende het bouwproces van de tunnel. De geconcentreerde kracht F_{v1} zorgt ervoor dat de tunnel opgedeeld moet worden in twee delen om de berekening uit te voeren. Deel I links van de geconcentreerde kracht F_{v1} en deel II rechts daarvan. In het punt waar de kracht F_{v1} aangrijpt vertoont $p = dN_{ax}/dx$ namelijk een singulariteit, dat wil zeggen dat de waarde van de functie $p(x)$ oneindig groot is. Er zal voor de berekening gebruikt gemaakt worden van zowel randvoorwaarden als overgangsvoorwaarden voor de overgang tussen deel I en deel II.

Voor deel I geldt dezelfde differentiaalvergelijking als voor het belastinggeval I besproken in paragraaf 5.2.3

$$\frac{d^2u}{dx^2} - a^2u = 0 \quad (5.6)$$

met de algemene oplossing voor de horizontale verplaatsing u_I

$$u_I = C_1e^{ax} + C_2e^{-ax} \quad (5.18)$$

waaruit volgt voor $N_{axI} = EAdu_I/dx$

$$N_{axI} = C_1EAae^{ax} - C_2EAae^{-ax} \quad (5.19)$$

Voor deel II geldt dezelfde differentiaalvergelijking 5.6. Hierdoor volgt voor de verplaatsing en de axiale normaalkracht van deel II

$$u_{II} = C_3e^{ax} + C_4e^{-ax} \quad (5.20)$$

en

$$N_{axII} = C_3EAae^{ax} - C_4EAae^{-ax} \quad (5.21)$$

De twee randvoorwaarden zijn

$$\begin{aligned} x = 0 & \quad N_{axI} = -F_{v2} \\ x = L & \quad u_{II} = 0 \end{aligned} \quad (5.22)$$

en de twee overgangsvoorwaarden

$$\begin{aligned} x = L_r & \quad N_{axI} + F_{v1} = N_{axII} \\ x = L_r & \quad u_I = u_{II} \end{aligned} \quad (5.23)$$

Nu kunnen vier vergelijkingen opgesteld worden met vier onbekenden C_1 , C_2 , C_3 en C_4

$$C_1 - C_2 = \frac{-F_{v2}}{EAa} \quad (5.24)$$

$$C_3 e^{aL} + C_4 e^{-aL} = 0 \quad (5.25)$$

$$C_1 e^{aL_r} + C_2 e^{-aL_r} = C_3 e^{aL_r} + C_4 e^{-aL_r} \quad (5.26)$$

$$C_1 e^{aL_r} - C_2 e^{-aL_r} + \frac{F_{v1}}{EAa} = C_3 e^{aL_r} - C_4 e^{-aL_r} \quad (5.27)$$

De oplossingen voor C_1 , C_2 , C_3 en C_4 zijn dan

$$C_1 = \frac{\frac{1}{2} F_{v1} (e^{aL_r} - e^{-a(2L - L_r)}) - F_{v2}}{EA a (1 + e^{2aL})} \quad (5.28)$$

$$C_2 = \frac{\frac{1}{2} F_{v1} (e^{aL_r} - e^{-a(2L - L_r)}) + F_{v2} e^{2aL}}{EA a (1 + e^{2aL})} \quad (5.29)$$

$$C_3 = \frac{\frac{1}{2} F_{v1} (e^{aL_r} + e^{-aL_r}) - F_{v2}}{EA a (1 + e^{2aL})} \quad (5.30)$$

$$C_4 = \frac{-\frac{1}{2} F_{v1} (e^{aL_r} + e^{-aL_r}) + F_{v2}}{EA a (1 + e^{-2aL})} \quad (5.31)$$

De uitdrukkingen voor N_{axI} , u_I , N_{axII} en u_{II} kunnen bepaald worden door het invullen van de deze constanten in vergelijkingen 5.18, 5.19, 5.20 en 5.21.

Nu volgt een voorbeeld van de berekening van de axiale normaalkracht N_{ax} van het besproken superpositie-belastinggeval voor verschillende combinaties van F_{v1} en F_{v2} .

Voorbeeld: berekening N_{ax} voor belastinggeval II

Gegevens:

Lengte: $L = 15\text{m}$

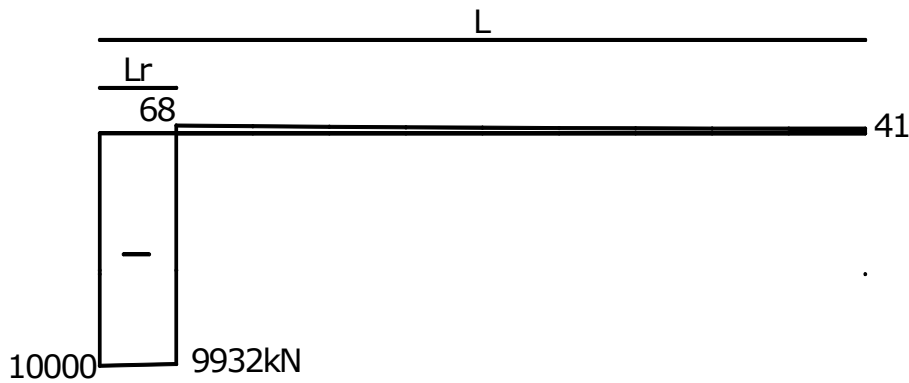
Ringbreedte: $L_r = 1.5\text{m}$

Liningstijfheid: $EA = 1.5 \cdot 10^7 \text{kN}$

Grondstijfheid: $k_s = 10000 \text{kN/m}^2$

Geval 1: $F_{v1} = F_{v2} = 10000 \text{kN}$

Dit geval wordt gebruikt bij de superpositie als de vijzelkracht uitgeoefend op de voorgaande ring even groot is als de vijzelkracht uitgeoefend op de nieuw ingebouwde ring. De verdeling van N_{ax} voor dit geval staat hieronder weergegeven in figuur 5.9.

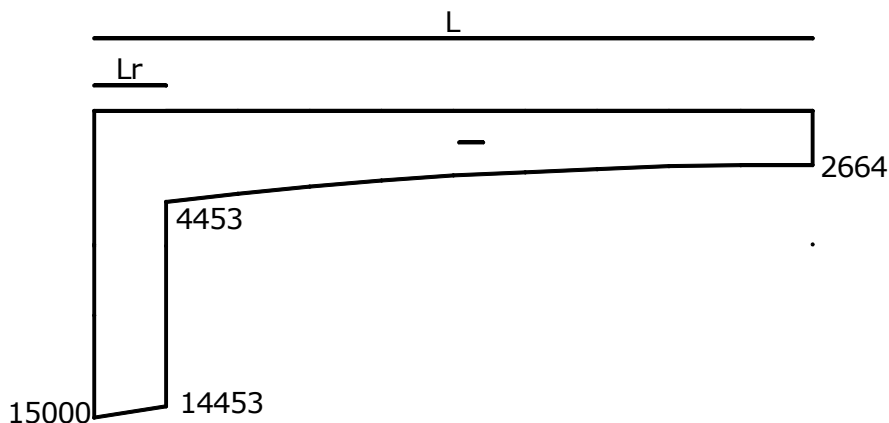


Figuur 5.9: verdeling van N_{ax} voor belastinggeval II waarvoor geldt $F_{v1} = F_{v2} = 10000\text{kN}$

Op het eerste gezicht is deel I (dus de nieuwe ring) een evenwichtssysteem. Als dat het geval zou zijn, dan zou het punt $x=0$ een even grote verplaatsing naar rechts ondergaan als het punt $x=L_r$ naar links ondergaat. Er zou netto geen reactiekracht van de grond zijn en de axiale normaalkracht is dan constant. Aan figuur 5.9 is te zien dat wel een afname van de axiale normaaldrukkracht plaatsvindt in deel I. Dit heeft te maken met de asymmetrische afmetingen van het belastinggeval. Het punt $x=L_r$ zit 'vast' aan de veren van deel II. Het resultaat hiervan is dat dit punt minder naar links beweegt dan het punt $x=0$ naar rechts beweegt. Dus is er een kleine netto reactiekracht van de grond naar links en een kleine afname van de axiale normaaldrukkracht. Hierdoor zal een kleine normaaltrekkracht in deel II ontstaan die afloopt naar rechts.

Geval 2: $F_{v1} = 10000\text{kN}$ en $F_{v2} = 15000\text{kN}$

Dit geval wordt gebruikt bij de superpositie als de vijzelkracht van de voorgaande ring naar de nieuw ingebouwde ring stijgt van 10000kN naar 15000kN . De verdeling van N_{ax} voor dit geval staat hieronder weergegeven in figuur 5.10.

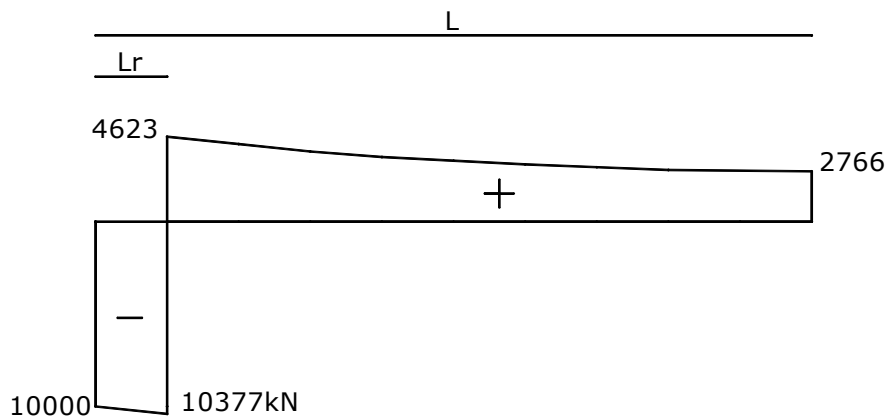


Figuur 5.10: verdeling van N_{ax} voor belastinggeval II waarvoor geldt $F_{v1} = 10000\text{kN}$ en $F_{v2} = 15000\text{kN}$

In dit geval is door het verschil in F_{v1} en F_{v2} het verschil in (absolute) verplaatsing tussen het punt $x=0$ en $x=L_r$ groter en de afname van N_{ax} in deel I dus ook. De grootte van N_{ax} links van het punt $x=L_r$ is nog wel groter dan F_{v1} en dat betekent dat in deel II een normaaldrukkracht zit die afloopt naar rechts.

Geval 3: $F_{v1} = 15000\text{kN}$ en $F_{v2} = 10000\text{kN}$

Dit geval wordt gebruikt bij de superpositie als de vijzelkracht van de voorgaande ring naar de nieuw ingebouwde ring daalt van 15000kN naar 10000kN. De verdeling van N_{ax} voor dit geval staat hieronder weergegeven in figuur 5.11.



Figuur 5.11: verdeling van N_{ax} voor belastinggeval II waarvoor geldt $F_{v1} = 15000$ kN en $F_{v2} = 10000$ kN

Nu ondergaat het punt $x = L_r$ een grotere absolute verplaatsing dan het punt $x=0$. De reactiekracht van de grond in deel I is dan naar rechts gericht. Een toename van normaaldrukkracht is hiervan het gevolg. De axiale normaaldrukkracht links van het punt $x=L_r$ is kleiner dan F_{v1} en dit betekent dat deel II een trekkracht ondervindt aflopend naar rechts.

Voorbeeld: superpositie bij constante vijzelkracht

Nu zal een berekening uitgevoerd worden voor een tunnel van 50 ringen waarbij gedurende het bouwproces de vijzelkracht F_v constant blijft en een grootte heeft van 10000kN. Nu worden dus 50 belastinggevallen gesuperponeerd om tot de verdeling van N_{ax} te komen.

Gegevens:

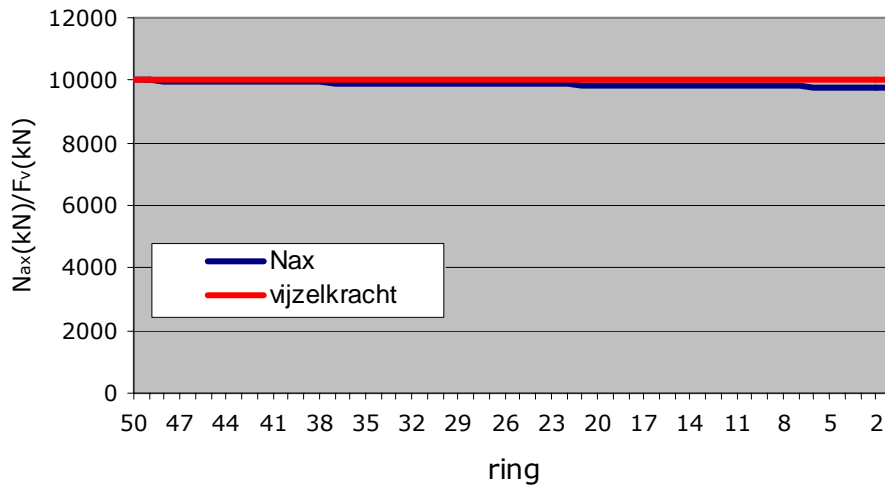
Lengte: $L = 75$ m

Ringbreedte: $L_r = 1.5$ m

Liningstijfheid: $EA = 1.5 \cdot 10^7$ kN

Grondstijfheid: $k_s = 10000$ kN/m²

Hieronder staat voor deze gegevens in figuur 5.12 de verdeling van N_{ax} over de 50 ringen. De vijzelkracht die tijdens het boren op de ringen is uitgeoefend is ook weergegeven. De boorricting is van rechts naar links.

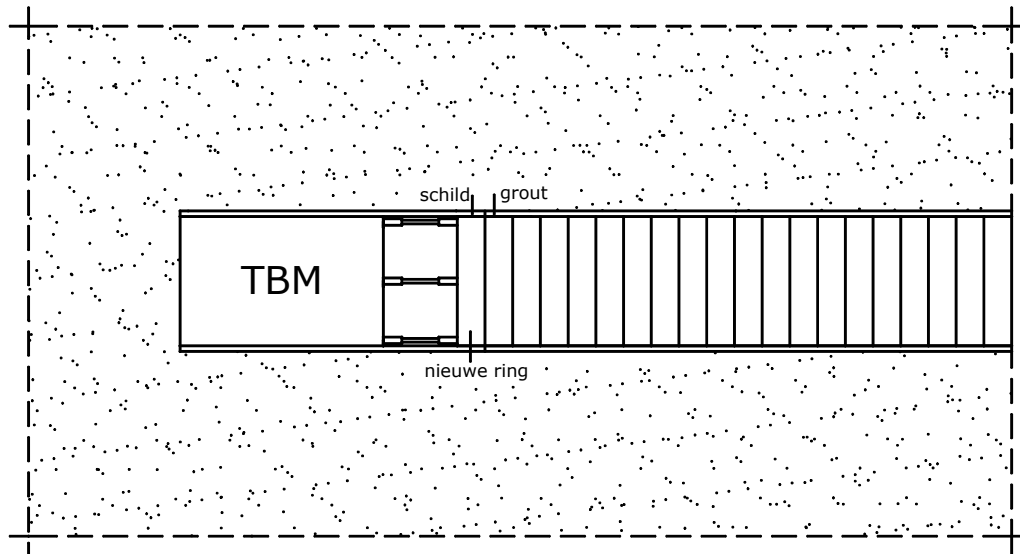


Figuur 5.12: verdeling van N_{ax} in een tunnel van 75m na superpositie van het bouwproces

Aan figuur 5.12 is te zien dat de belastinggeschiedenis een grote invloed heeft op de afname van N_{ax} in de tunnel. De afname is namelijk veel minder dan wanneer slechts gekeken wordt naar de eindsituatie. Vergelijk hiervoor figuur 5.3 en figuur 5.12. Zonder superpositie neemt in dit voorbeeld N_{ax} in de tunnel af van F_v tot $0.28F_v$ en met superpositie slechts tot $0.96F_v$. Doordat tijdens het bouwproces voortdurend druk wordt uitgeoefend op de tunnellinging en de grond ontspanning van de tunnel tegenwerkt blijft de axiale normaalkracht N_{ax} in de tunnel zo goed als behouden.

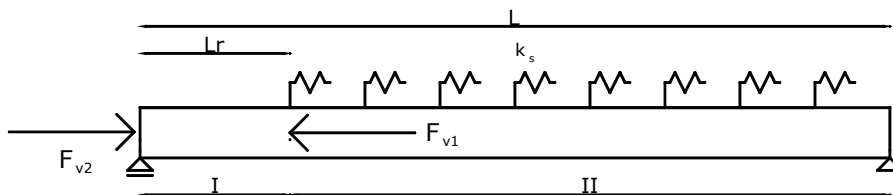
Inbouwen nieuwe ring

Er moet nog één modelaanpassing gedaan worden. Dit heeft te maken met het feit dat als de nieuwe ring ingebouwd is, deze nog niet is ingebed in de grond. Pas nadat het schild van de TBM de ring is gepasseerd kan via het spuiten van grout in de staartspleet de inbedding in de grond gerealiseerd worden. In figuur 5.13 hieronder staat de situatie getekend.



Figuur 5.13: schematisering van het inbouwen van een nieuwe ring

Het hierboven besproken belastinggeval voor superpositie moet dan aangepast worden en ziet er dan uit zoals hieronder weergegeven in figuur 5.14.



Figuur 5.14 Nieuw belastinggeval III gebruikt voor superpositie

Deel I van het tunneldeel in figuur 5.14 heeft nu geen grondbedding meer en dat betekent dat daar de axiale normaalkracht N_{ax} constant is. Dus geldt voor N_{axI} en u_I

$$N_{axI} = C_1 \quad (5.32)$$

en

$$u_{II} = \frac{1}{EA} \int N dx = C_1 x + C_2 \quad (5.33)$$

Voor deel II geldt nog steeds de differentiaalvergelijking 5.6

$$\frac{d^2 u}{dx^2} - \alpha^2 u = 0 \quad (5.6)$$

met de oplossingen voor u_{II} en N_{axII}

$$u_I = C_3 e^{\alpha x} + C_4 e^{-\alpha x} \quad (5.34)$$

en

$$N_{axII} = C_3 EA a e^{ax} - C_4 EA a e^{-ax} \quad (5.35)$$

De randvoorwaarden en overgangsvoorwaarden blijven in de nieuwe situatie hetzelfde

$$\begin{aligned} x = 0 & \quad N_{axI} = -F_{v2} \\ x = L & \quad u_{II} = 0 \\ x = L_r & \quad N_{axI} + F_{v1} = N_{axII} \\ x = L_r & \quad u_I = u_{II} \end{aligned} \quad (5.36)$$

Er kunnen wederom vier vergelijkingen met vier onbekenden opgesteld worden

$$C_1 = -F_{v2} \quad (5.37)$$

$$C_1 L_r + C_2 = C_3 e^{aL_r} + C_4 e^{-aL_r} \quad (5.38)$$

$$C_3 e^{aL} + C_4 e^{-aL} = 0 \quad (5.39)$$

$$C_3 e^{aL_r} - C_4 e^{-aL_r} = \frac{F_{v1} - F_{v2}}{EA a} \quad (5.40)$$

Voor het normaalkrachtenverloop zijn alleen C_1, C_3 en C_4 van belang

$$C_1 = -F_{v2} \quad (5.41)$$

$$C_3 = \frac{(F_{v1} - F_{v2}) e^{-2aL}}{EA a (e^{a(L_r - 2L)} + e^{-aL_r})} \quad (5.42)$$

$$C_4 = -\frac{(F_{v1} - F_{v2})}{EA a (e^{a(L_r - 2L)} + e^{-aL_r})} \quad (5.43)$$

Net als het voorgaande belastinggeval met bedding van de nieuwe ring bekijken we nu voor drie situaties het verloop van N_{ax} bij gebruik van het belastinggeval zonder bedding van de nieuwe ring.

Voorbeeld: berekening van N_{ax} voor belastinggeval III (zonder bedding van de nieuwe ring)

Gegevens:

Lengte: $L = 15\text{m}$

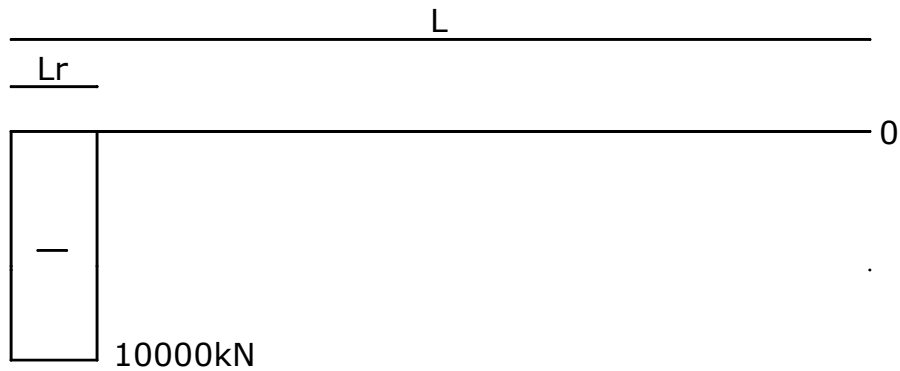
Ringbreedte: $L_r = 1.5\text{m}$

Liningstijfheid: $EA = 1.5 \cdot 10^7 \text{kN}$

Grondstijfheid: $k_s = 10000 \text{kN/m}^2$

Geval 1: $F_{v1} = F_{v2} = 10000 \text{kN}$

De verdeling van N_{ax} voor dit geval is weergegeven in figuur 5.15.

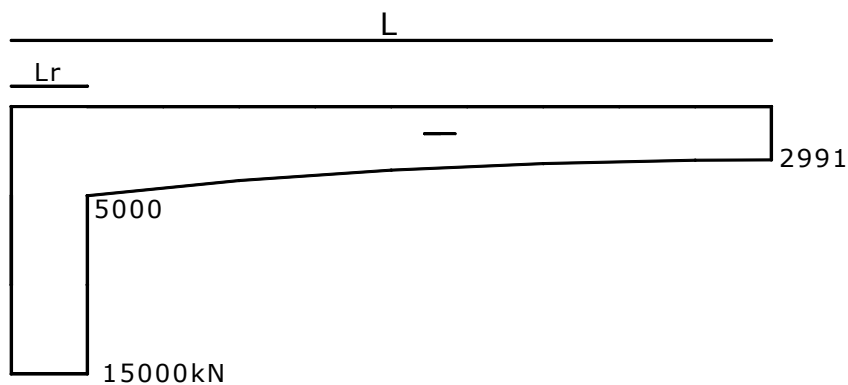


Figuur 5.15: verdeling van N_{ax} voor belastinggeval III zonder bedding nieuwe ring en waarvoor geldt $F_{v1} = F_{v2} = 10000\text{kN}$

Omdat deel I geen grondbedding heeft, is N_{ax} in deel I constant. En omdat F_{v1} gelijk is aan F_{v2} is deel II in dit geval spanningsloos.

Geval 2: $F_{v1} = 10000\text{kN}$ en $F_{v2} = 15000\text{kN}$

De verdeling van N_{ax} voor dit geval is weergegeven in figuur 5.16.

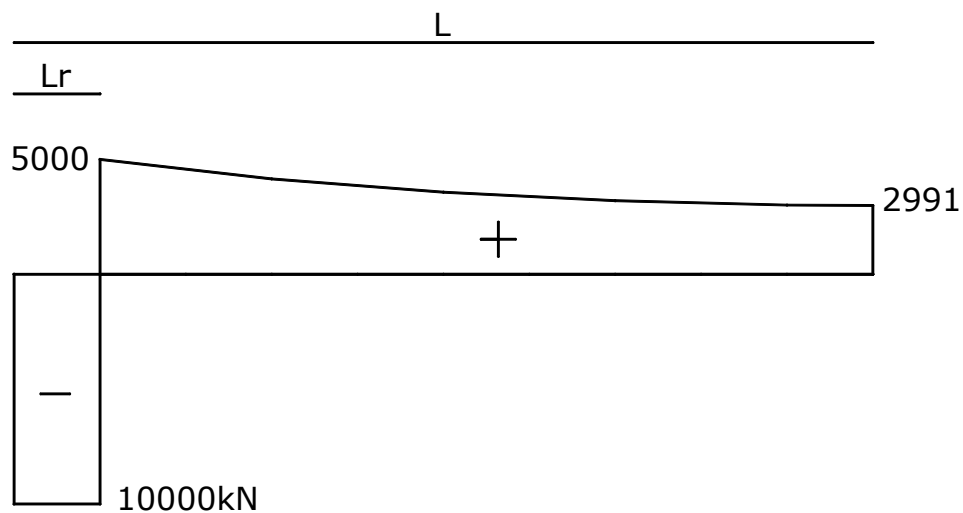


Figuur 5.16: verdeling van N_{ax} voor belastinggeval III zonder bedding nieuwe ring en waarvoor geldt $F_{v1} = 10000\text{kN}$ en $F_{v2} = 15000\text{kN}$

N_{ax} in deel I is constant en gelijk aan F_{v2} . Omdat $F_{v1} < F_{v2}$ is ook in deel II een drukkracht aanwezig aflopend naar rechts.

Geval 3: $F_{v1} = 15000\text{kN}$ en $F_{v2} = 10000\text{kN}$

De verdeling van N_{ax} voor dit geval is weergegeven in figuur 5.17.



Figuur 5.17: verdeling van N_{ax} voor belastinggeval III zonder bedding nieuwe ring en waarvoor geldt $F_{v1} = 15000\text{ kN}$ en $F_{v2} = 10000\text{ kN}$

Omdat $F_{v1} > F_{v2}$ en N_{ax} in deel I gelijk is aan F_{v2} ontstaat een trekkracht in deel II aflopend naar rechts. De trekkracht in deel II is even groot als de drukkracht in deel II van geval 2 die hierboven was besproken.

Omdat het belastinggeval zonder bedding van de nieuw ingebouwde ring de werkelijke praktijksituatie het beste weergeeft, zal deze in het vervolg van het afstudeerwerk gebruikt worden.

Berekening van N_{ax} in tunnel voor verschillende verdelingen vijzelkracht

Nu zal voor enkele situaties met verschillend verloop van de vijzelkracht bekeken worden wat gebeurt met het verloop van de axiale normaalkracht N_{ax} .

De parameters zijn voor alle situaties hetzelfde:

Lengte: $L = 75\text{ m}$ (50 ringen)

Ringbreedte: $L_r = 1.5\text{ m}$

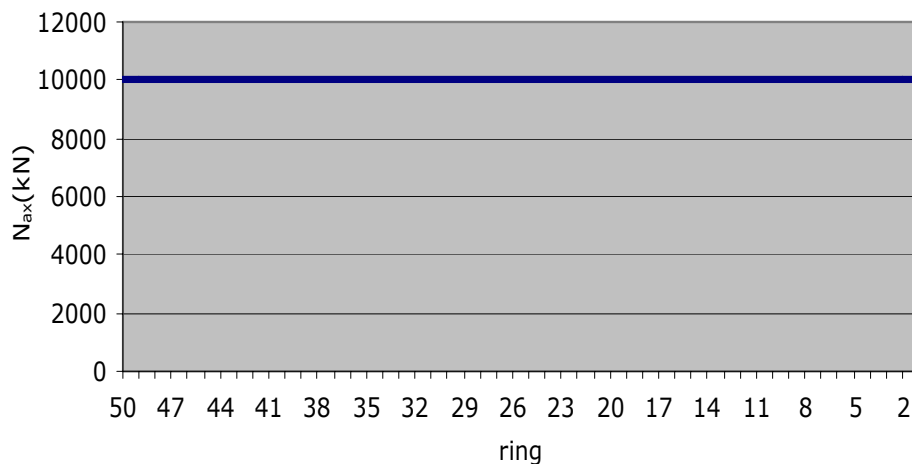
Liningstijfheid: $EA = 1.5 \cdot 10^7\text{ kN}$

Grondstijfheid: $k_s = 10000\text{ kN/m}^2$

Situatie 1:

Ring 1 t/m 50: $F_v = 10000\text{ kN}$

Nu is dus gedurende het bouwproces van de tunnel de vijzelkracht constant. De verdeling van N_{ax} na het inbouwen van de 50 ringen is zoals weergegeven in figuur 5.18.



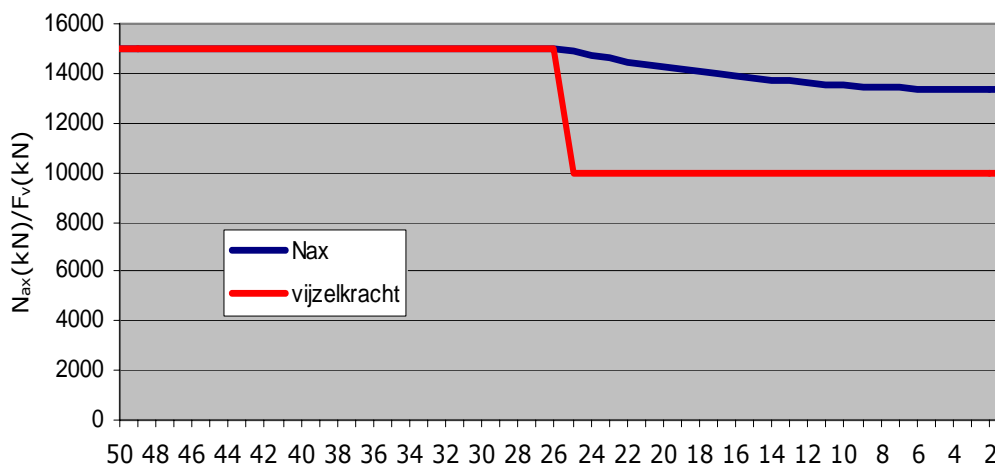
Figuur 5.18: verdeling van N_{ax} in een tunnel bij constante vijzelkracht

Uit figuur 5.18 blijkt dat de tunnel gedurende het bouwproces volledig onder druk blijft. De aangebrachte vijzelkracht blijft volledig als axiale voorspanning aanwezig in de tunnel. De berekening van N_{ax} in de tunnel toen de bedding van de nieuw ingebouwde ring nog wel werd meegenomen liet nog wel een afname van N_{ax} zien in de tunnel, zie figuur 5.12. Dus vanaf nu geldt dat bij constante vijzelkracht de axiale normaalkracht in de tunnel gelijk is aan de aangebrachte vijzelkracht, ongeacht de stijfheid van tunnellinging en de grond om de tunnel.

Situatie 2:

- Ring 1 t/m 25: $F_v = 10000\text{kN}$
- Ring 26 t/m 50: $F_v = 15000\text{kN}$

Nu wordt gekeken wat er gebeurt met N_{ax} in de tunnel als halverwege het bouwproces de vijzelkracht wordt verhoogd van 10000kN naar 15000kN. De N_{ax} die na het bouwen van de 50 ringen in de tunnel aanwezig is staat weergegeven in figuur 5.19. Ook het vijzelkrachtverloop is in de figuur aangegeven.



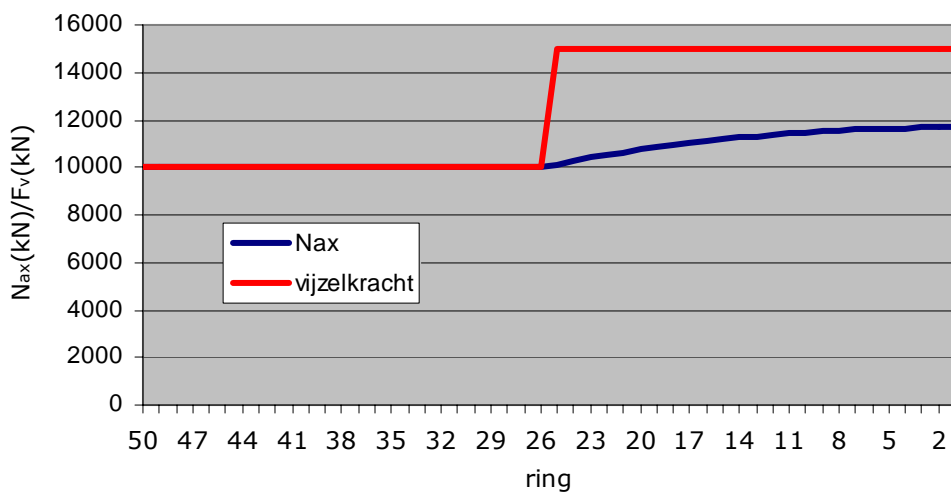
Figuur 5.19: verdeling van N_{ax} in een tunnel bij plotselinge verhoging vijzelkracht

Nu wordt de grond in werking gesteld. Van ring 25 tot ring 50 is N_{ax} gelijk aan de uitgeoefende vijzelkracht. De grafieken overlappen elkaar in dat gebied. In het gebied van ring 1 t/m 25 'wil' de tunnel zich aanpassen aan de nieuwe vijzelkracht van 15000kN. Dit wordt tegengewerkt door de grond om de tunnel. Hierdoor is in dat gebied een afname te zien van N_{ax} in de tunnel.

Situatie 3:

Ring 1 t/m 25: $F_v = 15000\text{kN}$
 Ring 26 t/m 50: $F_v = 10000\text{kN}$

Dit is de tegengestelde situatie van situatie 2 hiervoor. Nu is sprake van een daling van de vijzelkracht halverwege het bouwproces van 15000kN naar 10000kN. De N_{ax} die overblijft in de tunnel is weergegeven in figuur 5.20.



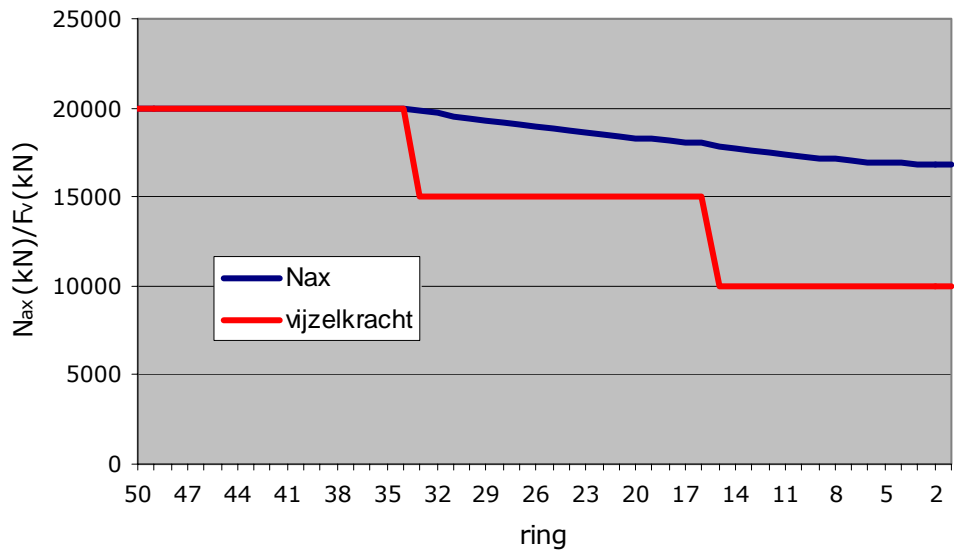
Figuur 5.20: verdeling van N_{ax} in een tunnel bij plotselinge verlaging vijzelkracht

In het gebied van ring 25 t/m 50 is N_{ax} weer gelijk aan de vijzelkracht. In het gebied waar de uitgeoefende vijzelkracht hoger was (ring 1 t/m 25) 'wil' de tunnel zich aanpassen aan de nieuwe vijzelkracht van 10000kN. De tunnel gaat zich ontspannen. Ook nu vindt weer tegenwerking van de grond plaats, maar nu tegengesteld gericht aan situatie 2 die hiervoor was beschreven.

Situatie 4:

Ring 1 t/m 15: $F_v = 10000\text{kN}$
 Ring 16 t/m 33: $F_v = 15000\text{kN}$
 Ring 34 t/m 50: $F_v = 20000\text{kN}$

De verhoging van de vijzelkracht vindt nu in twee stappen plaats. De verdeling van N_{ax} staat hieronder weergegeven in figuur 5.21. Er is in de figuur een afname te zien van N_{ax} bij ring 33 met een steeds kleinere wordende gradiënt dN_{ax}/dx . Dit was ook het geval bij situatie 2 en 3 en wordt veroorzaakt door de sprong in de vijzelkracht bij ring 32. Bij ring 15 zit in deze situatie nog een knik in de grafiek door de sprong in het verloop van de vijzelkracht aldaar. Hier is de gradiënt van N_{ax} dan weer groter en daalt weer richting ring 1.

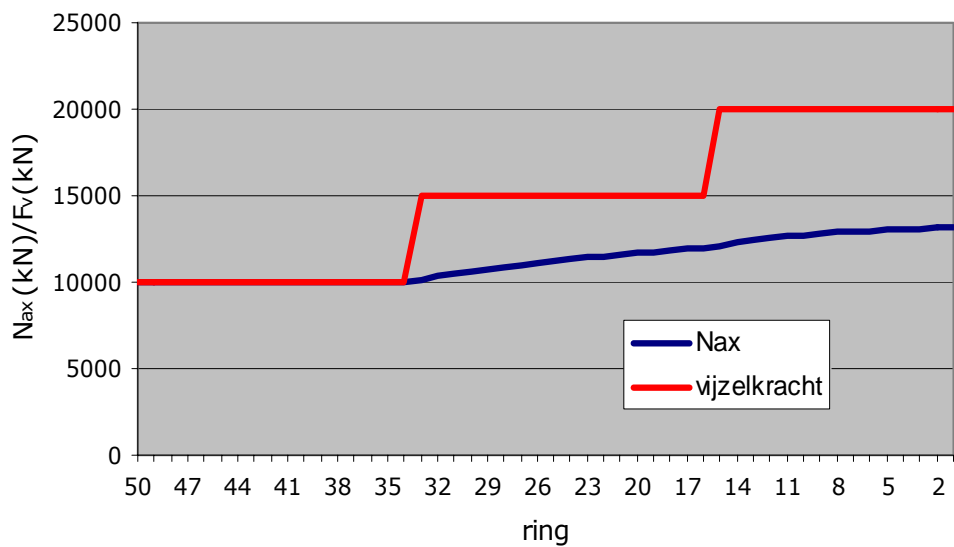


Figuur 5.21: verdeling van N_{ax} in een tunnel bij verhoging vijzelkracht in twee stappen

Situatie 5:

- Ring 1 t/m 15: $F_v = 20000\text{kN}$
- Ring 16 t/m 33: $F_v = 15000\text{kN}$
- Ring 34 t/m 50: $F_v = 10000\text{kN}$

De omgekeerde situatie als hiervoor het geval was. Nu dus een verlaging van de vijzelkracht in twee stappen. Hier zie je dus ook twee knikken in de verdeling van N_{ax} verschijnen, maar met een tegengestelde werking van de grond, zie figuur 5.22.



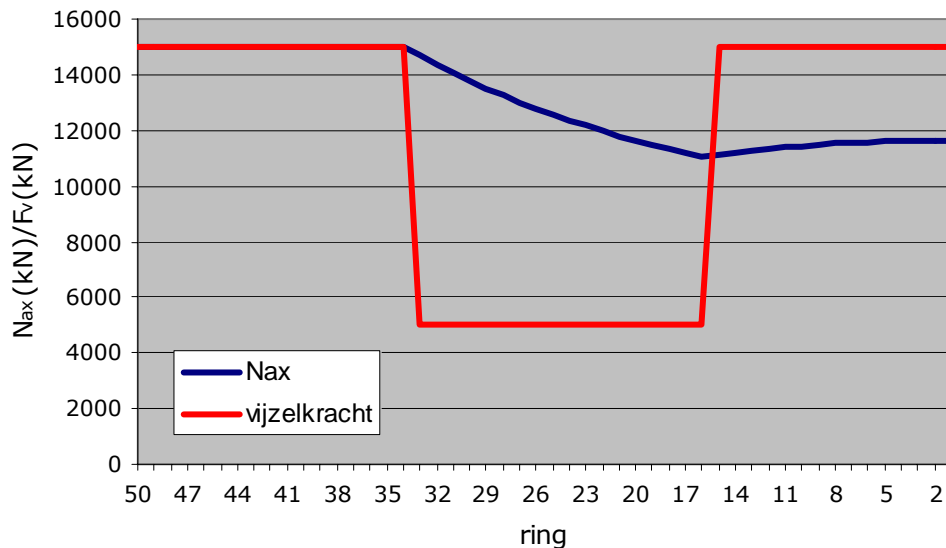
Figuur 5.22: verdeling van N_{ax} in een tunnel bij verlaging vijzelkracht in twee stappen

Situatie 6:

- Ring 1 t/m 15: $F_v = 15000\text{kN}$

Ring 16 t/m 33: $F_v = 5000\text{kN}$
 Ring 34 t/m 50: $F_v = 15000\text{kN}$

Nu is dus de vijzelkracht aan het begin van het bouwproces 15000kN en gelijk aan de vijzelkracht aan het einde van het bouwproces. Halverwege het bouwproces wordt de vijzelkracht gedurende het bouwen van 16 ringen verlaagd tot één derde van deze waarde (5000kN). De verdeling van N_{ax} die ontstaat in de tunnel staat in figuur 5.23.



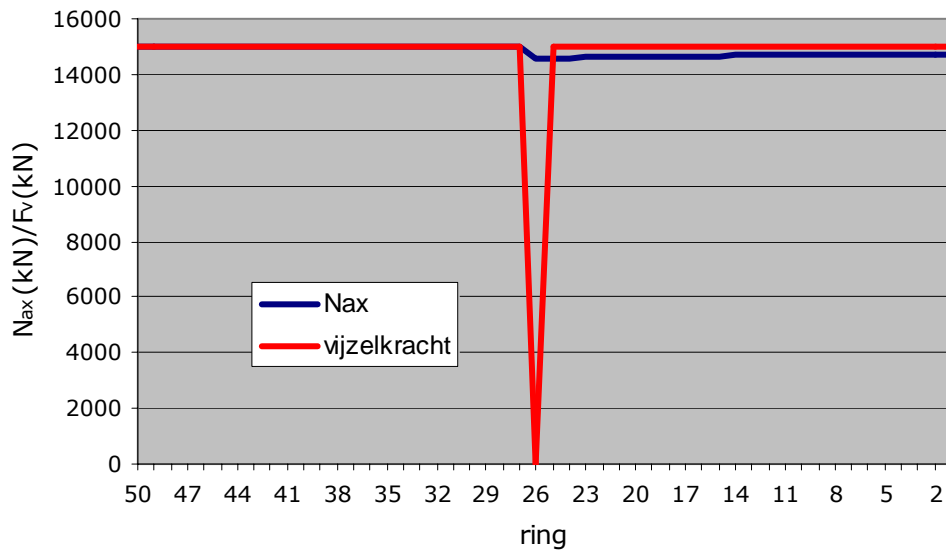
Figuur 5.23: verdeling van N_{ax} in een tunnel bij eerst een verlaging en dan een verhoging van de vijzelkracht

N_{ax} daalt van ring 33 tot ring 16 en stijgt weer van ring 16 tot ring 1. In ring 16 is N_{ax} het kleinst. N_{ax} heeft daar een grootte van ongeveer 11000kN . Als de verlaging van de vijzelkracht over ring 16 t/m 33 groter zou zijn, dan zou deze waarde kleiner zijn.

Situatie 7:

Ring 1 t/m 25: $F_v = 15000\text{kN}$
 Ring 26: $F_v = 0$
 Ring 27 t/m 50: $F_v = 15000\text{kN}$

In dit geval is de verlaging van de vijzelkracht groter dan situatie 6 hiervoor, maar de duur van de verlaging is een stuk kleiner. De vijzelkracht valt volledig weg gedurende 1 ring, zie figuur 5.24. N_{ax} ondergaat nagenoeg geen daling. Dit heeft te maken met de korte duur van de weggevallen vijzelkracht. Voordat de tunnel zich kan aanpassen is de vijzelkracht alweer terug bij de oude waarde.

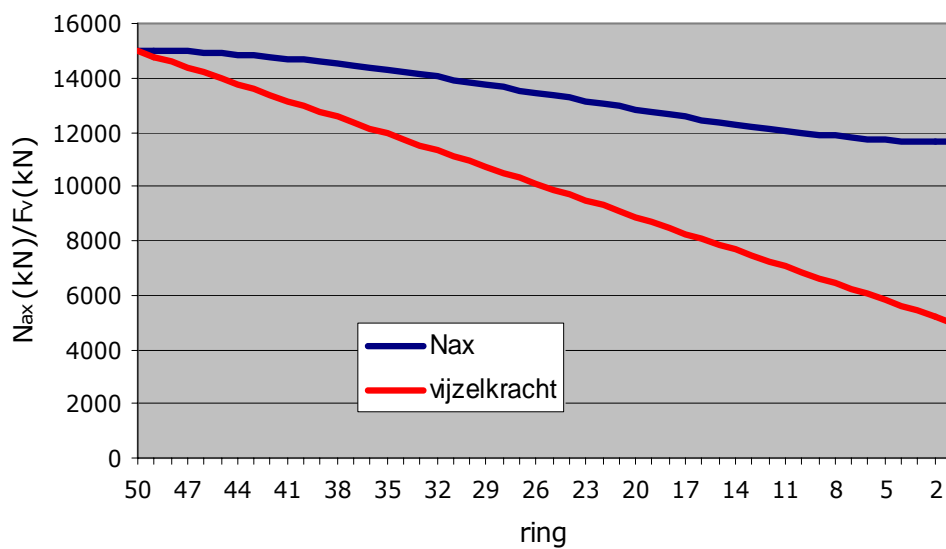


Figuur 5.24: verdeling van N_{ax} in een tunnel bij geheel wegvallen vijzelkracht bij het plaatsen van ring 26.

Situatie 8:

Ring 1 t/m 50: lineaire stijging vijzelkracht van 5000kN naar 15000kN

De vijzelkracht stijgt nu van 5000kN in ring 1 naar 15000kN in ring 50 volgens een lineair verloop. De axiale normaalkracht vertoont een daling van 15000kN in ring 50 tot ongeveer 11800kN in ring 1. N_{ax} vertoont hierbij een soort golfbeweging, zie figuur 5.25. Deze golfbeweging wordt waarschijnlijk veroorzaakt door de twee randvoorwaarden in $x=0$ waar $N_{ax}=F_v$ en in $x=L$ waar $u=0$.

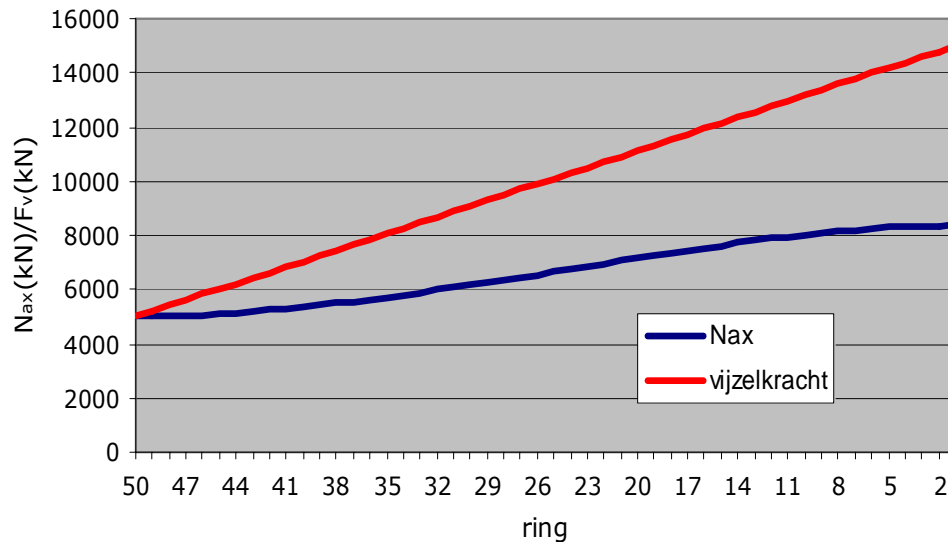


Figuur 5.25: verdeling van N_{ax} in een tunnel bij een constante stijging van de vijzelkracht tijdens het bouwproces

Situatie 9:

Ring 1 t/m 50: lineaire daling vijzelkracht van 15000kN naar 5000kN

Nu het omgekeerde geval van situatie 8 hiervoor. Een lineaire daling van de vijzelkracht van 15000kN (ring 1) tot 5000kN (ring 50). N_{ax} vertoont van links naar rechts een stijging. Ook in dit geval is een golvend verloop te zien, zie figuur 5.26.



Figuur 5.26: verdeling van N_{ax} in een tunnel bij een constante daling van de vijzelkracht tijdens het bouwproces

5.2.5 Invloed van de modelparameters

In deze paragraaf zal van de parameters die gebruikt worden in model 1 onderzocht worden welke invloed deze hebben op de verdeling van de axiale normaalkracht in de tunnel. In dit model zijn twee parameters van belang, namelijk de rekstijfheid van de betonnen tunnelling EA en de grondstijfheid k_s . Er zal gebruik worden gemaakt van een vijzelkrachtsverloop zoals in situatie 2 uit de vorige paragraaf. Een verhoging van de vijzelkracht halverwege het bouwproces van 10000kN naar 15000kN.

Gegevens:

Lengte: $L = 75\text{m}$

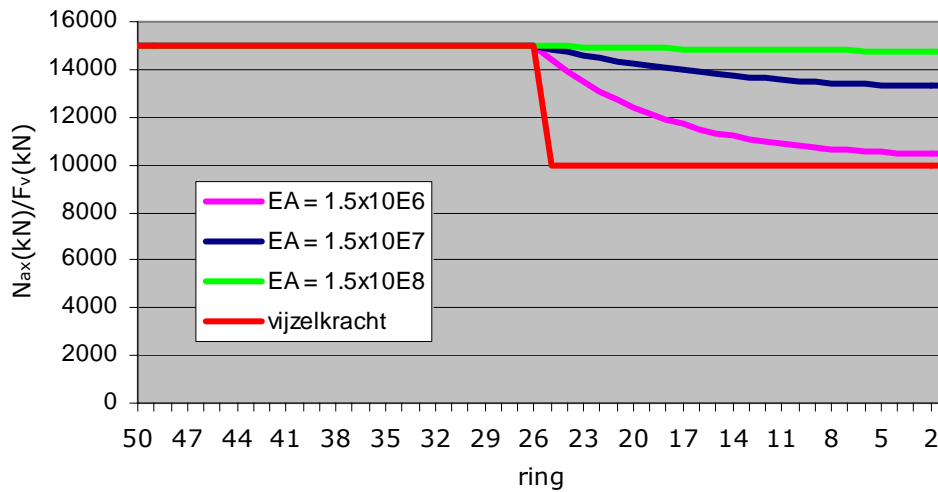
Ringbreedte: $L_r = 1.5\text{m}$

Liningstijfheid: $EA = 1.5 \cdot 10^7 \text{kN}$

Grondstijfheid: $k_s = 10000 \text{kN/m}^2$

Invloed van EA

Nu zal eerst de invloed van de rekstijfheid van de tunnel EA bekeken worden. Drie gevallen zullen worden bekeken. Het eerste geval is de verdeling van N_{ax} reeds afgebeeld in figuur 5.19. Het tweede geval is met een rekstijfheid een factor 10 verlaagd en het derde geval met een factor 10 verhoogd. De andere parameters blijven gelijk. De verdeling van N_{ax} bij de verschillende waarden staat weergegeven in figuur 5.27.

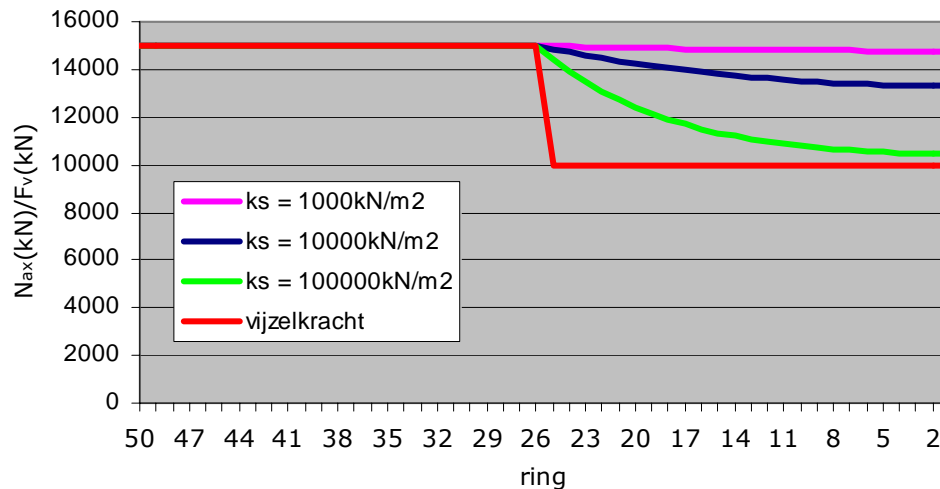


Figuur 5.27: Invloed van EA op de verdeling van N_{ax} volgens model 1

In een stijve tunnelling neemt de axiale normaalkracht in het gebied van ring 1 t/m 25 minder snel af dan in een slappe tunnelling. Een stijve tunnel vervormt minder, waardoor dus de verplaatsing u in x -richting ook kleiner is. Als gevolg hiervan is de verdeelde reactiekracht van de grond $p (=k_s u)$ ook kleiner en dus kan de tunnel zich sneller aanpassen aan de nieuwe situatie. Het is te zien dat bij de laagste waarde voor EA (een slappe tunnel) de gradiënt van de normaalkracht aanzienlijk is. Bij de oplegging is de waarde van N_{ax} bijna gelijk aan de op die plaats uitgeoefende vijzelkracht van 10000kN. De reactiekracht van de grond is daar zodanig groot dat de tunnel zich nauwelijks aan kan passen aan de nieuwe situatie. Bij een verhoging van de vijzelkracht is een stijvere tunnel gunstiger voor het behoud van de axiale voorspanning in de tunnel. Bij een verlaging is een slappere tunnel juist gunstiger. Een oneindig slappe tunnel zal precies het vijzelkrachtsverloop volgen. Een oneindig stijve tunnel zal een constante N_{ax} van 15000kN opleveren in de hele tunnel.

Invloed van k_s

Nu wordt de invloed van de grondstijfheid beschouwd. Evenals bij de rekstijfheid zal nu de grondstijfheid k_s met een factor 10 verlaagd en met een factor 10 verhoogd worden. De andere parameters zijn gelijk aan de gegevens vermeld aan het begin van deze paragraaf. De verdelingen van N_{ax} staan in figuur 5.28.



Figuur 5.28: Invloed van k_s op de verdeling van N_{ax} volgens model 1

Dat wat eigenlijk te verwachten viel is dat de verschillen in grootte van k_s het tegengestelde effect hebben vergeleken met dat van de rekstijfheid. Bij stijvere grond rondom de tunnel, is de verdeelde reactiekracht van de grond p groter en dan wordt dus de aanpassing van de tunnel aan de nieuwe vijzelkracht meer tegengewerkt. Bij een verhoging van de vijzelkracht is een slappere grond dus gunstiger voor het behoud van axiale voorspanning in de tunnel. Bij een verlaging van de vijzelkracht is een stijvere grond juist weer gunstiger. Bij een oneindig stijve ondergrond zal de tunnel precies het vijzelkrachtsverloop volgen. Een tunnel in een oneindig slappe ondergrond (of geen ondergrond) zal een constante N_{ax} opleveren van 15000kN in de hele tunnel.

5.3 Model 2: Ingebedde staaf met ringvoegen

5.3.1 Inleiding

In deze paragraaf zal af worden gezien van het modelleren van de tunnel als een monoliete staaf. Er zal nu ook rekening worden gehouden met het ringvoegmateriaal tussen de ringvoegen. De voegmaterialen kunnen op twee manieren aan het model worden toegevoegd. Een manier om de voegmaterialen toe te voegen is door middel van veren tussen de ringen (model 2a). Als de stijfheid van de ringen veel groter is dan de stijfheid van het voegmateriaal, dan kunnen de ringen gemodelleerd worden als starre staven. Zo niet, dan worden de ringen ook als veren gemodelleerd. Hier zal meer aandacht aan worden besteed in paragraaf 5.3.2. Er kan ook gewerkt worden met een vervangende elasticiteitsmodulus voor de monoliete tunnelling om de voegmaterialen in rekening te brengen (model 2b). Dit wordt behandeld in paragraaf 5.3.3. De invloeden van de modelparameters op de verdeling van N_{ax} zal worden behandeld in paragrafen 5.3.4 en 5.3.5.

5.3.2 Modelbeschrijving model 2a: Verenmodel

Alvorens het model te beschrijven zal eerst aandacht besteed worden aan de uitgangspunten van model 2a en de fysische eigenschappen van de ringvoegmaterialen.

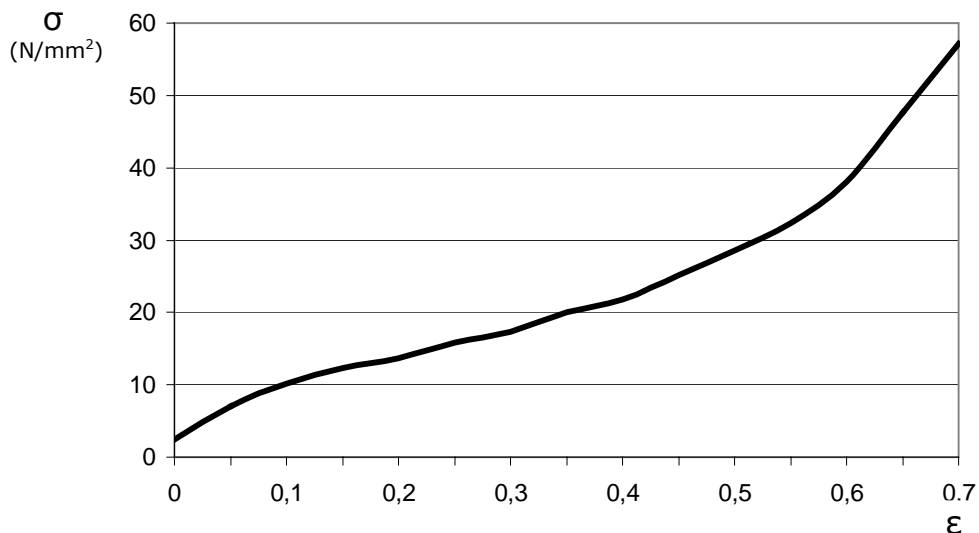
Variaties in uitgangspunten ten opzichte van model 1 (paragraaf 5.2):

- Ringen en ringvoegen worden gemodelleerd als veren.
- De stijfheid van de grond kan variëren in axiale richting.

Stijfheid van ringvoegen

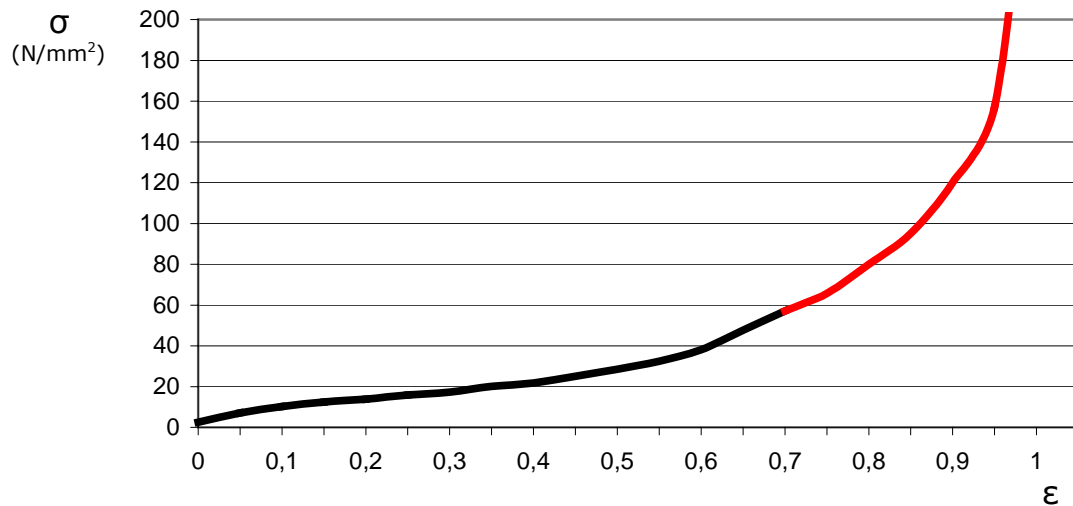
In de praktijk worden twee verschillende ringvoegmaterialen toegepast om de axiale normaalkracht over te brengen van de ene ring naar de volgende ring. Deze voegmaterialen zijn kaubit en triplex. Kaubit is gebruikt als voegmateriaal voor de Sophiaspoortunnel en de Tweede Heinenoordtunnel. Tijdens de bouw van de Tweede Heinenoordtunnel werd overgestapt op triplex als ringvoegmateriaal. Triplex is ook toegepast in de Botlekspoortunnel en de Westerscheldetunnel. In combinatie met afschuifnokken moeten deze materialen zorgen dat de ringen onderling niet (of nauwelijks) verschuiven. Er is aangetoond dat kaubit onder grote druk (en dus ook in de praktijk) volledig weggeperst wordt uit de ringvoeg. Hierdoor heeft het voegmateriaal onder die omstandigheden geen noemenswaardige axiale stijfheid meer en kan er aangenomen worden dat een beton-op-beton contactvlak overblijft. Voor tunnels met kaubit als ringvoegmateriaal kan dan dus model 1 toegepast worden. Triplex daarentegen in belaste toestand een zekere dikte behouden en dus ook een significante stijfheid in axiale richting. In hoofdstuk 4 is reeds verteld dat door Gijsbers [17] proeven gedaan zijn met triplex onder invloed van een normaalkracht. Het Triplexplaatje dat werd beproefd heeft dezelfde afmetingen als de plaatjes toegepast in de Tweede Heinenoordtunnel (150mm x 140mm x 2mm). Uit deze proeven volgde een Kracht-Verplaatsingsdiagram die is weergegeven in figuur 4.8 in hoofdstuk 4.

Figuur 5.29 Geeft hetzelfde diagram weer maar dan omgerekend naar een spanning-rek relatie voor triplex.



Figuur 5.29: Spanning-rek relatie van triplex

Aan de bovenstaande figuren is te zien dat Triplex een niet-lineaire spanning-rek relatie heeft. Bij grotere drukspanning heeft Triplex een grotere stijfheid. Het materiaal gedraagt zich hetzelfde als grond onder druk. Het hout wordt onder druk steeds dichter waardoor de stijfheid toeneemt. De proeven van Gijsbers gingen echter tot een drukspanning van 58 Mpa. In de praktijk kunnen hogere spanningen voorkomen dan deze waarde en voor een goede analyse moet voor die situatie ook de stijfheid van Triplex bekend zijn. Door middel van extrapolatie van de bovenstaande spanning-rek relatie van Triplex kan een schatting worden gedaan van de stijfheid onder grotere drukken dan 58 Mpa. Zodra echter de grafiek verticaal loopt is de stijfheid oneindig groot, wat fysisch niet mogelijk is. Het verticaal lopen van de grafiek geeft aan dat op dat moment sprake is van een beton-op-beton contactvlak. De geëxtrapolerde grafiek van de spanning-rek relatie is hieronder weergegeven in figuur 5.30.



Figuur 5.30: Geëxtrapoleerde spanning-rek relatie van triplex

Om dus de elasticiteitsmodulus van het voegmateriaal te bepalen moet de spanning in de voeg bekend zijn. Bij die spanningswaarde bepaal je de elasticiteitsmodulus $E = d\sigma/d\varepsilon$.

De rekstijfheid van de gehele voeg wordt dan:

$$E_v A_v = n A_t E_v = n A_t \frac{d\sigma}{d\varepsilon} \quad (5.45)$$

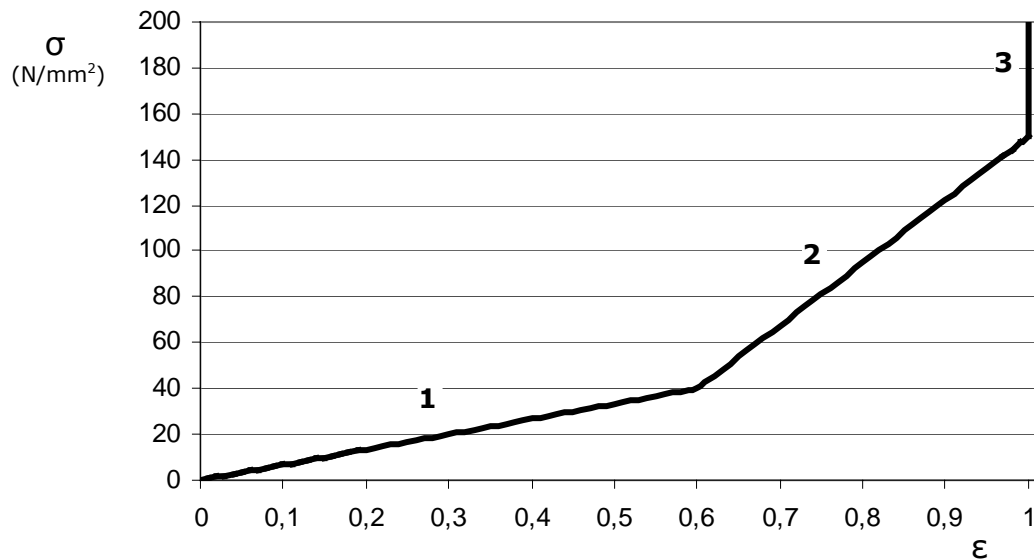
met: $E_v A_v$ = rekstijfheid van de ringvoeg [kN]
 n = aantal triplexplaatjes in de voeg [-]
 A_t = oppervlakte van een triplexplaatje [m²]
 E_v = elasticiteitsmodulus van de voeg (=Triplex) [kN/m²]

Om de variatie aan te tonen van de stijfheid van triplex die kan voorkomen zullen de ringvoegen van de Tweede Heinenoord tunnel als voorbeeld worden gebruikt. Bij deze tunnel zijn tussen de ringen 28 triplexplaatjes met afmetingen 150mm x 140mm x 2mm toegepast. Omdat de uitgeoefende vijzelkracht kan variëren tussen 10MN en 140MN geldt dit ook voor de axiale normaalkracht N_{ax} die wordt overgebracht door de ringen. Bij deze twee uitersten geldt dan voor de spanning in de triplexplaatjes

$$F_v = 10MN \quad \rightarrow \quad \sigma = \frac{F_v}{n A_t} = \frac{10 \cdot 10^6 N}{28 \cdot 150mm \cdot 140mm} = 17N/mm^2$$

$$F_v = 140MN \quad \rightarrow \quad \sigma = \frac{F_v}{n A_t} = \frac{140 \cdot 10^6 N}{28 \cdot 150mm \cdot 140mm} = 238N/mm^2$$

Bij een spanning van 17 N/mm² in het triplex is de stijfheid erg laag, zie figuur 5.30 en bij een spanning van 238 N/mm² is de stijfheid enorm hoog. Het is dus duidelijk dat de rekstijfheid van het ringvoegmateriaal enorm kan variëren. Om dit non-lineaire gedrag van triplex toe te passen in het model is het handig om de parabolische relatie te vervangen door drie lineaire takken, zoals hieronder weergegeven in figuur 5.31.



Figuur 5.31: tri-lineaire spanning-rek relatie van triplex

De elasticiteitsmoduli van de drie takken in figuur 5.31 zijn dan

$$E_1 = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon} = \frac{40 \text{ N/mm}^2}{0.6} = 66.7 \text{ N/mm}^2$$

$$E_2 = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon} = \frac{110 \text{ N/mm}^2}{0.4} = 275 \text{ N/mm}^2$$

$$E_3 = \infty$$

Ringvoegmateriaal gemodelleerd als translatieveer

De ringvoegmaterialen kunnen worden gemodelleerd als (translatie)veren. De veerstijfheid van deze veren wordt als volgt gedefinieerd

$$k_v = \frac{E_v A_v}{L_v} \quad (5.46)$$

met: k_v = veerstijfheid van de ringvoeg [N/m]
 E_v = elasticiteitsmodulus van het ringvoegmateriaal [N/m²]
 A_v = oppervlakte van de doorsnede van het ringvoegmateriaal [m²]
 L_v = voegbreedte [m]

Gebruikmakend van de tri-lineaire spanning-rek relatie van triplex in figuur 5.31 kunnen de verschillende veerstijfheden voor een triplexvoeg van de Tweede Heinenoord tunnel worden berekend. Door de grote rekken van het triplex zal de voegbreedte niet constant zijn. Per tak van het spanning-rek diagram zal de gemiddelde rek worden gebruikt om de voegbreedte te bepalen. De drie veerstijfheden worden dan

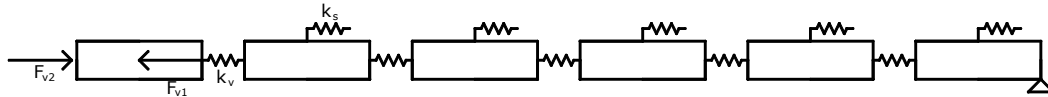
$$k_{v1} = \frac{E_1 A_t}{L_v} = \frac{66.7 \text{ N/mm}^2 \cdot 28 \cdot 150 \text{ mm} \cdot 140 \text{ mm}}{1.6 \text{ mm}} = 2.5 \cdot 10^7 \text{ kN/m}$$

$$k_{v2} = \frac{E_2 A_t}{L_v} = \frac{275 \text{ N/mm}^2 \cdot 28 \cdot 150 \text{ mm} \cdot 140 \text{ mm}}{0.4 \text{ mm}} = 4.0 \cdot 10^8 \text{ kN/m}$$

$$k_{v3} = \infty$$

Modellering van de tunnel

In het model wordt belastinggeval III uit paragraaf 5.2.4 iets aangepast. Dat is het belastinggeval zonder grondbedding van de nieuw ingebouwde ring. Dit belastinggeval kan nu op twee verschillende wijzen aangepast worden. Wanneer de stijfheid van de veer klein is relatief ten opzichte van de stijfheid van het beton, kunnen de ringen zelf als starre staven worden gemodelleerd. De nu discrete afschuifveren met waarde $k_s L_r$, die de grond representeren, zitten aan deze starre staven verbonden. Het model ziet er dan uit zoals weergegeven in figuur 5.32.

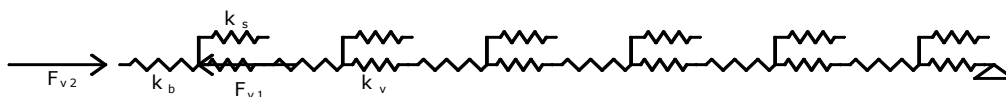


Figuur 5.32: Model 2a met starre ringen

Wanneer de verhouding tussen de veerstijfheden van de betonnen ring en de ringvoeg klein is, dan moeten ook de betonnen ringen als veren worden gemodelleerd. Dan ziet het model er uit zoals weergegeven in figuur 5.33. De veerstijfheid van de betonnen ring wordt dan gedefinieerd als volgt

$$k_b = \frac{E_b A_r}{L_r} \quad (5.47)$$

met: k_b = veerstijfheid van betonnen ring [N/m]
 E_b = elasticiteitsmodulus van beton [N/m²]
 A_r = oppervlakte van de ringdoorsnede [m²]
 L_r = ringbreedte [m]

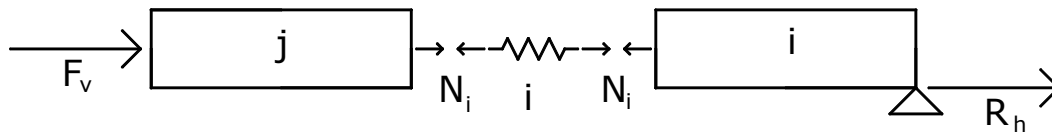


Figuur 5.33: model 2a met ringen gemodelleerd als veren

Wanneer een groot gedeelte van de tunnel wordt gemodelleerd zal gebruik gemaakt moeten worden van een raamwerkprogramma om het verloop van de normaalkracht in de tunnel te bepalen. Om inzicht te verkrijgen in het model zal hieronder een berekening gemaakt worden van het normaalkrachtsverloop voor twee ringen, voor drie ringen en voor vier ringen. De ringen worden hierbij als star verondersteld. Deze situaties zijn nog eenvoudig met de hand te berekenen.

Berekening met twee ringen

Het model voor twee ringen ziet er uit zoals weergegeven in figuur 5.34. Aan de linkerkant wordt op element j een vijzelkracht F_{v1} uitgeoefend en een tegengestelde vijzelkracht F_{v2} . De verplaatsing van element j heeft geen verdeelde reactiekracht p van de grond tot gevolg, omdat een ring die wordt ingebouwd nog niet is ingebed in de grond. Het element i is de beginring van de tunnel bij de startschacht. Dit element heeft geen horizontale verplaatsing en ondervindt dus geen reactiekracht van de grond. De ring wordt wel tegengehouden dus is er wel een horizontale oplegreactie R_H aanwezig. Er kan nu een horizontale evenwichtsvergelijking opgesteld worden voor het gehele systeem van twee ringen.



Figuur 5.34: model 2a voor 2 starre ringen

$$R_H + F_{v2} = F_{v1} \quad (5.48)$$

met: R_H = horizontale oplegreactie [kN]
 F_{v1} = compenserende kracht voor superpositie [kN]
 F_{v2} = vjzelkracht [kN]

De normaalkracht N_j in het voegmateriaal (dat is knooppunt i) is afhankelijk van de stijfheid van het voegmateriaal en het verschil in verplaatsing tussen de aangrenzende ringen. De horizontale evenwichtsvergelijking voor element i is nu

$$N_j = R_H = -k_v u_i \quad (5.49)$$

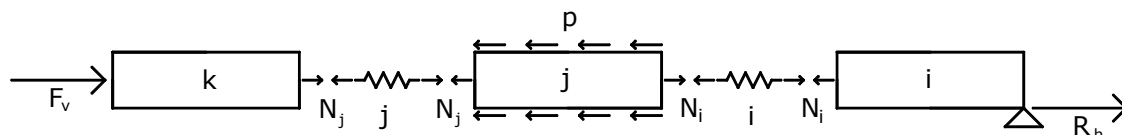
met: k_v = stijfheid van het voegmateriaal [kN/m]

De uitdrukking $k_v u_i$ hoeft in dit geval niet gebruikt te worden. Door de uitdrukking voor R_H uit vergelijking 5.48 in te vullen in vergelijking 5.49 kan voor de normaalkracht N_i voor element i direct worden gevonden

$$N_i = -(F_{v2} - F_{v1}) \quad (5.50)$$

Berekening met drie ringen

Het model voor de berekening met drie ringen ziet er uit als in figuur 5.35. Element k is nu de nieuwe ring die wordt ingebouwd en is dus nog niet ingebed in de grond. Allen element j ondervindt een reactiekracht p van de grond. De horizontale evenwichtsvergelijking voor het gehele systeem van drie ringen wordt nu



Figuur 5.35: model 2a voor 3 starre ringen

$$R_H + F_{v2} - F_{v1} = k_s L_r u_j \quad (5.51)$$

met: k_s = stijfheid van de grond [kN/m²]
 u_j = horizontale verplaatsing element j [m]
 L_r = lengte van een ring (element) [m]

Er kunnen ook evenwichtsvergelijkingen opgesteld worden voor elementen j en k en die luiden

$$-N_j + N_i = k_s L_r u_j \quad (5.52)$$

$$N_i = R_H = -k_v u_j \quad (5.53)$$

Vergelijking 5.53 ingevuld in vergelijking 5.51 geeft een uitdrukking voor u_j

$$u_j = -\frac{(F_{v1} - F_{v2})}{k_s L_r + k_v} \quad (5.54)$$

Door vergelijking 5.53 in vergelijking 5.51 in te vullen en vergelijking 5.53 en 5.51 in vergelijking 5.52 in te vullen kunnen uitdrukkingen gevonden worden voor de normaalkrachten N_i en N_j in de voegen

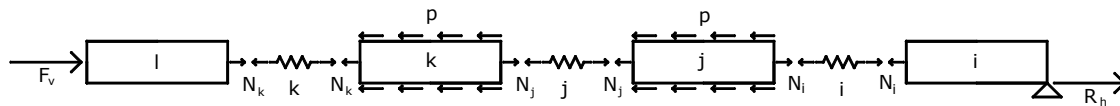
$$N_i = -\frac{(F_{v2} - F_{v1})}{\frac{k_s L_r}{k_v} + 1} \quad (5.55)$$

$$N_j = -(F_{v2} - F_{v1}) \quad (5.56)$$

Doordat p constant is over element j kan ingezien worden dat de normaalkracht in element j lineair verloopt. De normaalkracht in element i en k is constant.

Berekening met vier ringen

Het model voor de berekening met vier ringen staat in figuur 5.36. Element l is de laatst ingebouwde ring. In deze situatie ondervinden alleen elementen j en k een reactiekracht p van de grond. De horizontale evenwichtsvergelijking voor het systeem met vier ringen wordt nu.



Figuur 5.36: model 2a voor 4 starre ringen

$$R_H + F_{v2} - F_{v1} = k_s L_r (u_j + u_k) \quad (5.57)$$

De evenwichtsvergelijkingen voor elementen i , j en k worden

$$N_i = R_H = -k_v u_j \quad (5.58)$$

$$N_j - N_k = k_s L_r u_j \quad (5.59)$$

$$N_j - N_k = k_s L_r u_k \quad (5.60)$$

Voor normaalkracht N_j geldt verder nog

$$N_j = -k_v (u_k - u_j) \quad (5.61)$$

Dit zijn vijf vergelijkingen met vijf onbekenden en hiermee kan het systeem dus berekend worden.

Door vergelijking 5.61 en 5.58 in vergelijking 5.59 in te vullen kan de verplaatsing u_k in de verplaatsing u_j uitgedrukt worden.

$$u_k = \frac{2k_v + k_s L_r}{k_v} u_j \quad (5.62)$$

Deze vergelijking en vergelijking 5.58 ingevuld in vergelijking 5.57 levert voor de verplaatsing u_j

$$u_j = \frac{k_v}{k_v^2 + 3k_v k_s L_r + k_s^2 L_r^2} (F_{v2} - F_{v1}) \quad (5.63)$$

Nu kunnen voor de normaalkrachten in de voegen gevonden worden en uitgedrukt worden als fractie van het verschil van F_{v2} en F_{v1}

$$N_i = - \frac{k_v^2}{k_v^2 + 3k_v k_s L_r + k_s^2 L_r^2} \cdot (F_{v2} - F_{v1}) \quad (5.64)$$

$$N_j = - \frac{(k_v^2 + k_v k_s L_r)}{k_v^2 + 3k_v k_s L_r + k_s^2 L_r^2} \cdot (F_{v2} - F_{v1}) \quad (5.65)$$

$$N_k = -(F_{v2} - F_{v1}) \quad (5.66)$$

Naarmate meer ringen toegevoegd worden aan het model, neemt het te veel tijd in beslag om handmatig een analytische uitdrukking te vinden voor de normaalkrachten in de ringvoegen. Daarom zal hiervoor gebruik worden gemaakt van het raamwerkprogramma MATRIXFRAME. Voor een visualisatie van het model zal wederom gebruik gemaakt worden van het voorbeeld uit paragraaf 5.2.4, maar nu met de voegstijfheid k_v als extra parameter. Er wordt alleen gekeken naar een situatie van een verhoging en een verlaging van de vijzelkracht halverwege het bouwproces.

Gegevens:

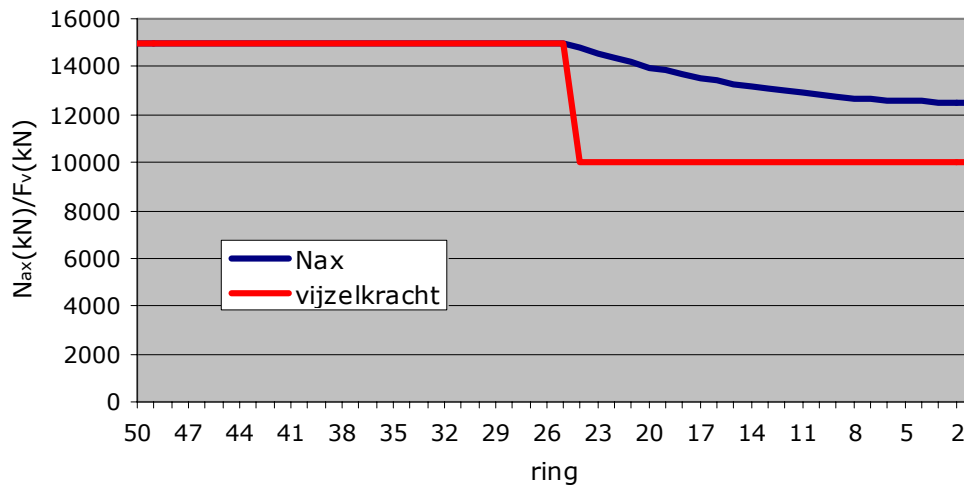
Ringbreedte: $L_r = 1.5\text{m}$

Ringstijfheid: $k_b = 10^7\text{kN/m}$

Voegstijfheid: $k_v = 10^7\text{kN/m}$

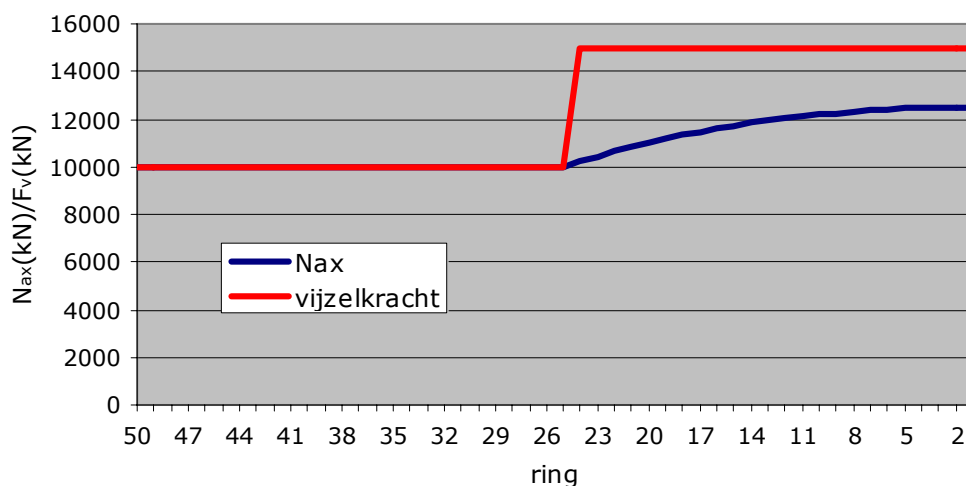
Grondstijfheid: $k_s = 10000\text{kN/m}^2$

Met de bovenstaande gegevens is de verdeling van de axiale normaalkracht N_{ax} over het tunneldeel zoals weergegeven in figuur 5.37.



Figuur 5.37: Verdeling van N_{ax} over 50 ringen volgens model 2a

In vergelijking met de afname van N_{ax} in ring 1 t/m 25 voor model 1 zonder ringvoegen, waarbij gebruik gemaakt werd van hetzelfde voorbeeld, is deze afname nu groter, zie figuur 5.19. In ring 1 is N_{ax} nog 1300kN ($=0.13F_v$). Deze grotere afname wordt in dit geval veroorzaakt door de voegstijfheid k_v . Ook al is de waarde van k_v in het voorbeeld gelijk aan de waarde van k_b , de waarden van de rekstijfheden E_bA_b en E_vA_v zijn wel verschillend door het verschil in voegbreedte L_v en ringbreedte L_r . Zie hiervoor vergelijkingen 5.46 en 5.47. De stijfheid van de tunnel als geheel is in dit geval dus kleiner en dat veroorzaakt de groter afname van N_{ax} . Het tegenovergestelde gebeurt bij een verlaging van de vijzelkracht, zie figuur 5.38. De overgebleven axiale normaalkracht in ring 1 t/m 25 is nu groter dan bij model 1.



Figuur 5.38: Verdeling van N_{ax} over 50 ringen volgens model 2a

5.3.3 Modelbeschrijving model 2b: Vervangende rekstijfheid

Een andere manier om de stijfheid van het ringvoegmateriaal in rekening te brengen is door het toepassen van een stijfheid die een combinatie is van de stijfheid van de ring en

de stijfheid van de ringvoeg en deze als invoer te gebruiken voor model 1. Verdere uitgangspunten zijn dezelfde als gebruikt voor model 1 (paragraaf 5.2.2).

Het aantal betonnen ringen n_b in een tunnel met lengte L is

$$n_b = \frac{L}{L_r} \quad (5.67)$$

en het aantal voegen in de tunnel is dan

$$n_v = \frac{L}{L_r} - 1 \quad (5.68)$$

Voor de gecombineerde veerstijfheid van de tunnel geldt

$$\frac{1}{k_c} = \frac{n_b}{k_b} + \frac{n_v}{k_v} = \frac{L}{L_r k_b} + \left(\frac{L}{L_r} - 1 \right) \frac{1}{k_v} \quad (5.69)$$

met: k_c = gecombineerde veerstijfheid [kN/m]
 k_b = veerstijfheid betonnen ring [kN/m]
 k_v = veerstijfheid ringvoegmateriaal [kN/m]
 L_r = ringbreedte [m]
 L_v = ringvoegbreedte [m]

en dus

$$(EA)_c = k_c L = \frac{1}{\frac{1}{L_r k_b} + \left(\frac{1}{L_r} - \frac{1}{L} \right) \frac{1}{k_v}} \quad (5.70)$$

met: $(EA)_c$ = gecombineerde rekstijfheid tunnelling [kN/m]

De in model 1 gebruikte parameter α wordt dan

$$\alpha = \sqrt{\frac{k_s}{(EA)_c}} = \sqrt{\frac{k_s}{L_r k_b} + \left(\frac{1}{L_r} - \frac{1}{L} \right) \frac{k_s}{k_v}} \quad (5.71)$$

Wanneer de rekstijfheid EA van het ringvoegmateriaal en van de ringvoeg dezelfde waarde hebben, dan zou moeten gelden $(EA)_c = EA$. Voor k_b en k_v zou dan ingevuld moeten worden.

$$k_b = \frac{EA}{L_r} \quad (5.72)$$

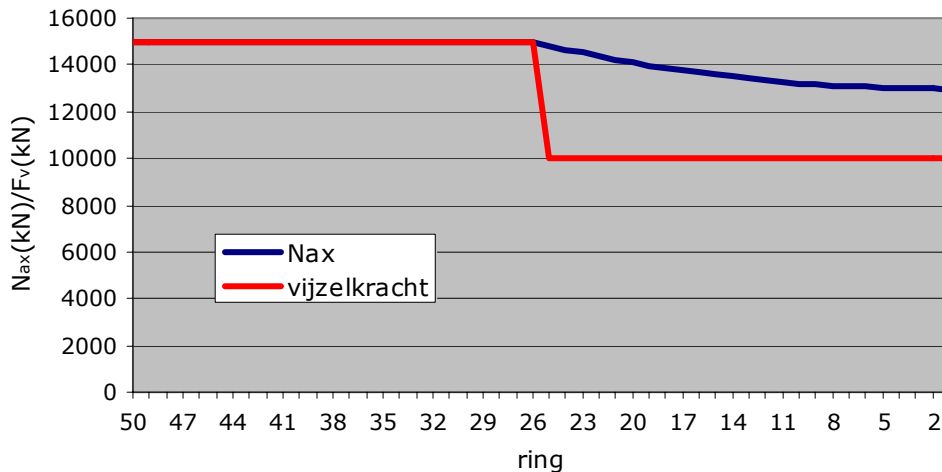
en

$$k_v = \frac{EA}{L_v} \quad (5.73)$$

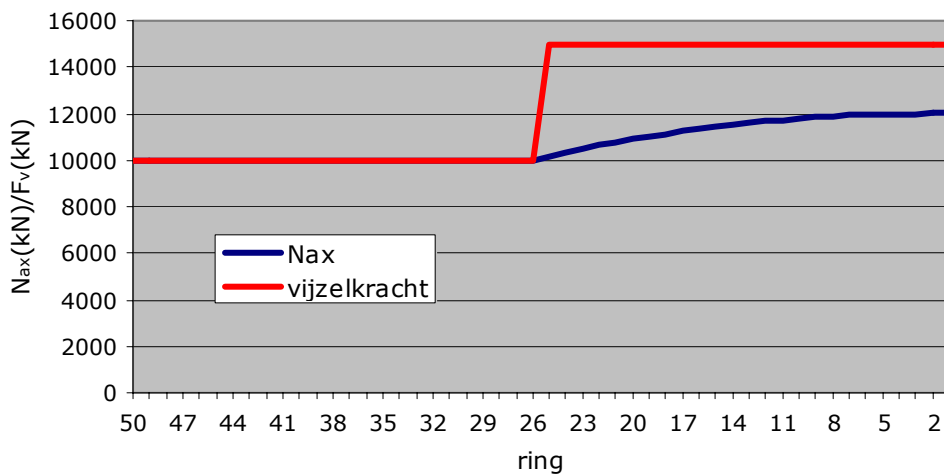
met: L_v = voegbreedte [m]

Na dit ingevuld te hebben in vergelijking 5.70 is te zien dat de tweede term in de noemer te verwaarlozen is, omdat geldt $L_r \gg L_v$ en $L \gg L_v$. Dit levert op $(EA)_c = EA$.

Gebruikmakend van hetzelfde voorbeeld als in de vorige paragraaf voor model 2a staan hieronder de verdelingen van N_{ax} over 50 ringen volgens model 2b. Ook de gebruikte gegevens zijn dezelfde. De verdeling van N_{ax} in de figuren 5.39 en 5.40 komen niet exact overeen met de verdeling berekend met model 2a, zie figuur 5.37 en 5.38. Hierover meer in paragraaf 5.4 waarin de modellen worden vergeleken.



Figuur 5.39: Verdeling van N_{ax} over 50 ringen volgens model 2b



Figuur 5.40: Verdeling van N_{ax} over 50 ringen volgens model 2b

5.3.4 Invloed van de parameters model 2a

Deze paragraaf behandelt, net zoals in paragraaf 5.2.5 voor model 1 zonder ringvoegen, de invloed van de modelparameters. Echter nu voor model 2a. Model 2a bevat, ten opzichte van model 1 één parameter meer. Dit is de stijfheid van de ringvoeg k_v . De twee andere parameters betreffen de stijfheid van de betonnen ring k_b en de grondstijfheid k_s .

Er wordt wederom gebruik gemaakt van het voorbeeld uit paragraaf 5.2.4 van een tunneldeel van 50 ringen met ringbreedte L_r . Er wordt alleen gekeken naar een situatie met een verhoging van de vijzelkracht halverwege het bouwproces.

Gegevens:

Ringbreedte: $L_r = 1.5\text{m}$

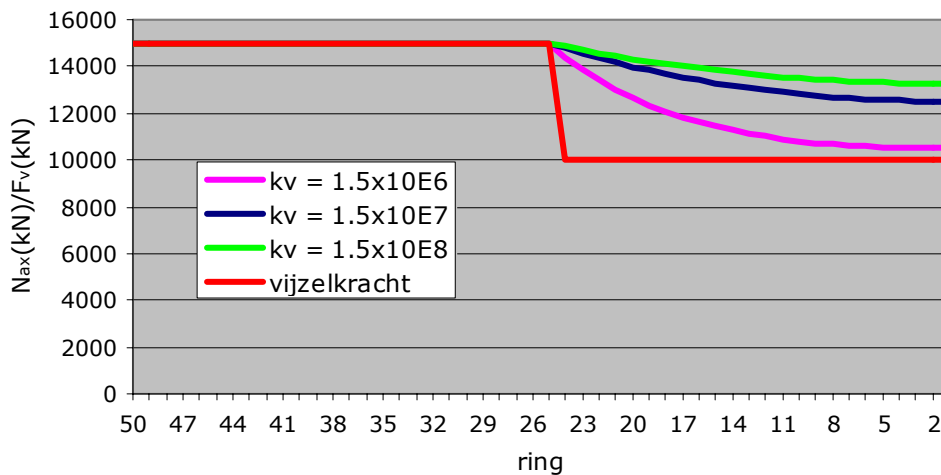
Ringstijfheid: $k_b = 10^7\text{kN/m}$

Voegstijfheid: $k_v = 10^7\text{kN/m}$

Grondstijfheid: $k_s = 10000\text{kN/m}^2$

Invloed van k_v

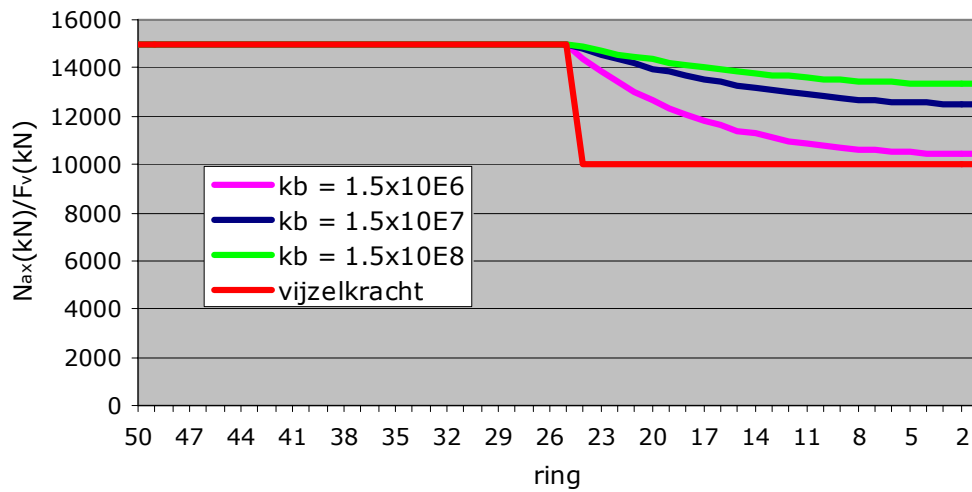
De invloed van de ringvoegstijfheid op de verdeling van N_{ax} is weergegeven in figuur 5.41. Er zijn drie verdelingen afgebeeld. Het verschil tussen de drie verdelingen is een factor 10 in de ringvoegstijfheid k_v . Uit figuur 5.41 is op te maken dat de invloed van de ringvoegstijfheid aanzienlijk kleiner is dan de invloed van k_s en k_b op model 1, zie figuur 5.27 en 5.28. Het is te zien dat een hogere waarde voor k_v een kleinere afname van N_{ax} tot gevolg heeft. Een hogere waarde maakt namelijk de tunnel stijver, waardoor deze in x-richting een kleinere verplaatsing ondergaat en dus een kleinere weerstand ondervindt van de grond. Hierdoor is de afname van N_{ax} minder. Verder is te zien dat een verlaging van k_v een grotere invloed heeft op het verloop van N_{ax} dan een verhoging.



Figuur 5.41: Invloed van k_v op de verdeling van N_{ax} volgens model 2a

Invloed van k_b

Nu wordt de invloed van de stijfheid van de betonnen ring k_b bekeken. Ook hier zijn drie verdelingen afgebeeld, zie figuur 5.42. De waarden van k_b variëren ook hier met een factor 10.

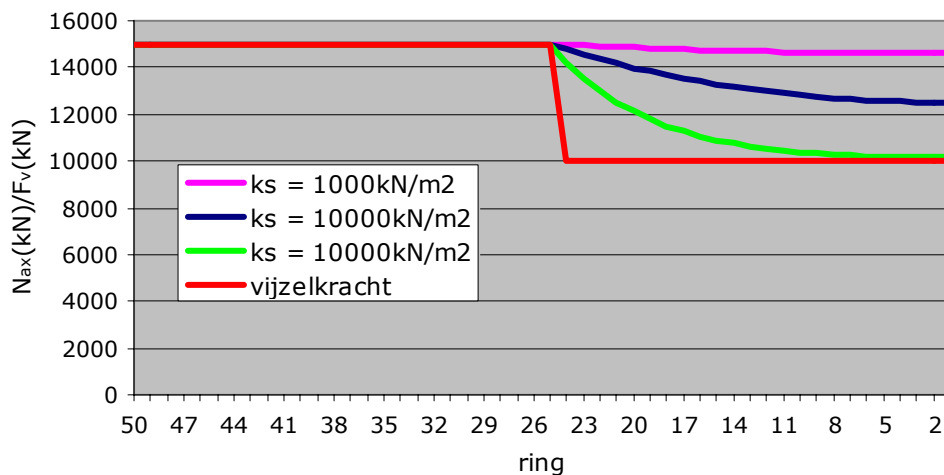


Figuur 5.42: Invloed van k_b op de verdeling van N_{ax} volgens model 2a

Figuur 5.42 komt nagenoeg overeen met figuur 5.41. Dus de invloeden van k_v en k_b op de verdeling van N_{ax} zijn vrijwel gelijk.

Invloed van k_s

Tenslotte wordt gekeken naar de invloed van de grondstijfheid k_s . De drie verdelingen van N_{ax} met een factor 10 verschil in k_s zijn afgebeeld in figuur 5.43.



Figuur 5.43: Invloed van k_s op de verdeling van N_{ax} volgens model 2a

De invloed van k_s op het verloop van N_{ax} is groter dan de invloed van k_v en k_b . De invloed van k_s op model 2a is nagenoeg gelijk aan de invloed van k_s op model 1, zie figuur 5.10.

Grondvariatie langs de tunnel

Het voordeel van het numerieke verenmodel 2a is dat een variatie in grondsoorten langs de tunnel kan toegepast worden. Hiervoor zullen twee situaties als voorbeeld gegeven worden. Het betreft wederom een tunnel met $L = 75\text{m}$ (50 ringen).

Gegevens:

Lengte: $L = 75\text{m}$

Ringbreedte: $L_r = 1.5\text{m}$

Ringstijfheid: $k_b = 10^7\text{kN/m}$

Voegstijfheid: $k_v = 10^7\text{kN/m}$

Situatie 1:

Ring 1 t/m 12: losgepakt zand

Ring 13 t/m 25: klei

Ring 26 t/m 50: losgepakt zand

Situatie 2:

Ring 1 t/m 12: klei

Ring 13 t/m 25: losgepakt zand

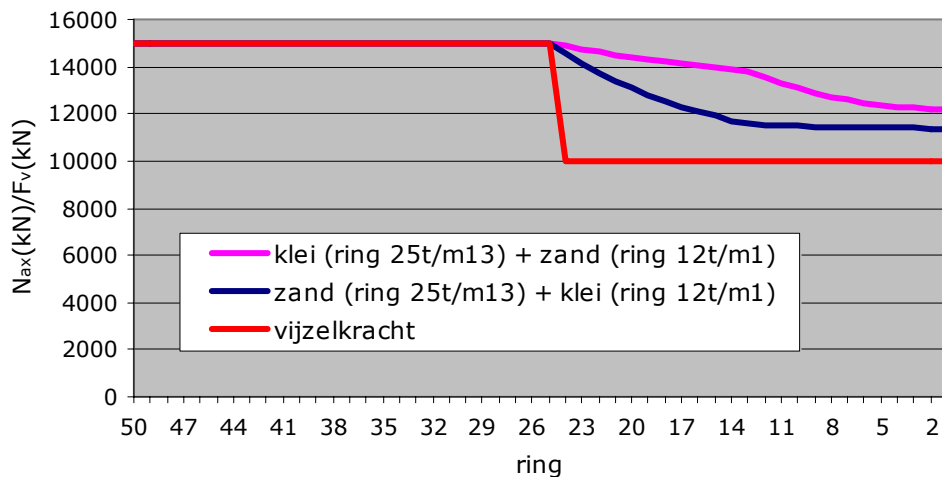
Ring 26 t/m 50: klei

Losgepakt zand is zand waarvan de zandkorrels niet dicht op elkaar zitten. Hierdoor is de stijfheid kleiner dan bijvoorbeeld vastgepakt zand. Dat heeft een veel dichtere structuur en daardoor een grotere stijfheid. Losgepakt zand is wel stijver dan klei. De waarden van de veerstijfheden van de grondsoorten van de twee situaties zijn:

- klei: $k_s = 5608\text{kN/m}^2$
- losgepakt zand: $k_s = 30280\text{kN/m}^2$

De bepaling van de waarden van k_s voor een bepaalde grondsoort wordt beschreven in paragraaf 5.5.

De verdeling van N_{ax} voor de twee situaties staat hieronder weergegeven.



Figuur 5.44: verdelingen van N_{ax} bij variatie in grondsoorten

In figuur 5.44 is te zien dat een knik in de verdeling van N_{ax} ontstaat bij een overgang van grondsoorten. In de figuur is tevens te zien dat situatie 1 het meest gunstig is in verband met de axiale voorspanning in de tunnel.

5.3.5 Invloed van de parameters model 2b

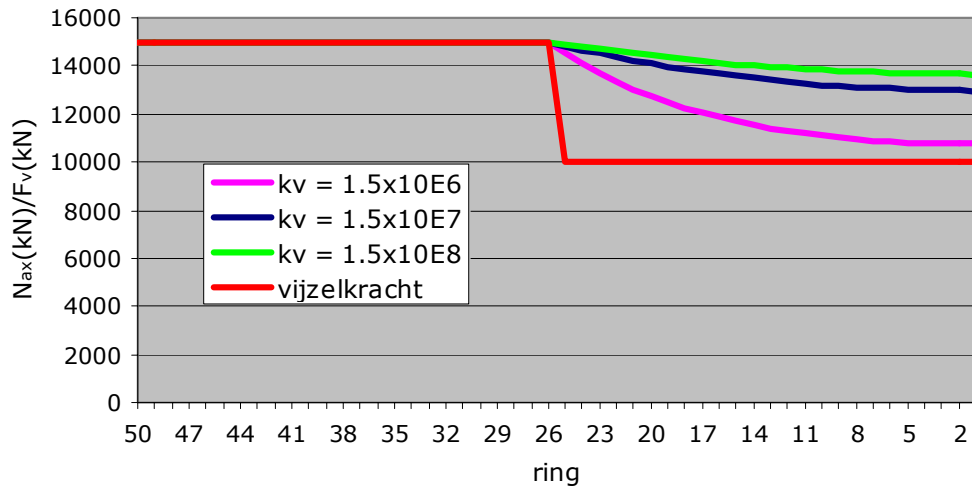
Hetzelfde voorbeeld als in de paragraaf hiervoor zal gebruikt worden om de invloed van de parameters van model 2b te analyseren. De gegevens zijn weer dezelfde.

Gegevens:

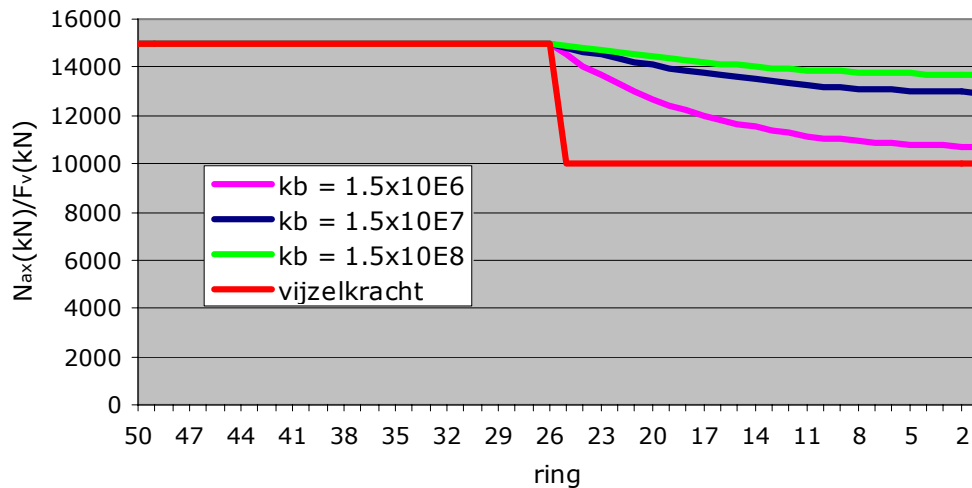
Ringbreedte: $L_r = 1.5\text{m}$

Ringstijfheid: $k_b = 10^7 \text{ kN/m}$
 Voegstijfheid: $k_v = 10^7 \text{ kN/m}$
 Grondstijfheid: $k_s = 10000 \text{ kN/m}^2$

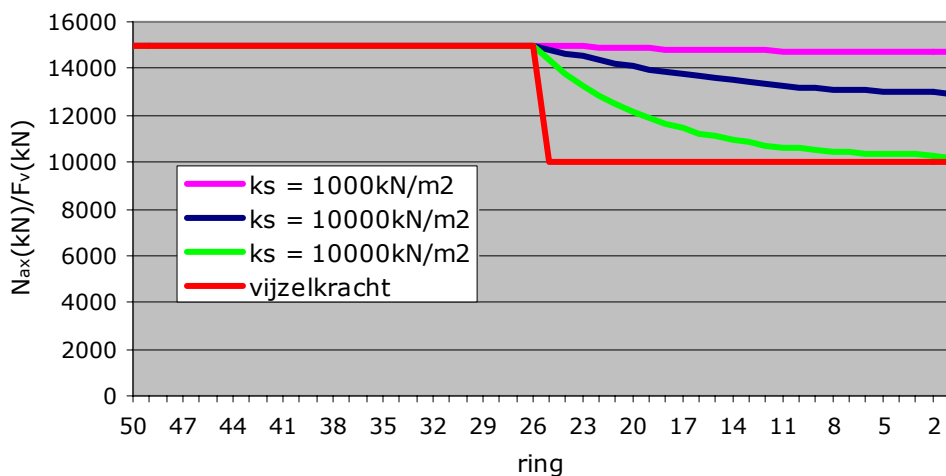
Achtereenvolgens staan hieronder in drie figuren de verdelingen van N_{ax} bij variatie van k_v , k_b en k_s .



Figuur 5.45: Invloed van k_v op de verdeling van N_{ax} volgens model 2b



Figuur 5.46: Invloed van k_b op de verdeling van N_{ax} volgens model 2b



Figuur 5.47: Invloed van k_s op de verdeling van N_{ax} volgens model 2b

Als de uitkomsten worden vergeleken met de uitkomsten van paragraaf 5.3.4 voor model 2a, valt op dat de twee modellen niet geheel overeenkomen. Meer aandacht zal aan deze vergelijking worden besteed in paragraaf 5.4. Ook al komen model 2a en model 2b niet geheel overeen, de invloeden van k_v en k_b op de N_{ax} verdelingen komen wel overeen. De invloeden van k_v en k_b op N_{ax} zijn gelijk. De invloed van k_s is groter dan de invloed van k_v en k_b .

5.4 Vergelijking van de modellen

In deze paragraaf zullen de modellen met elkaar worden vergeleken. Er zal een vergelijking gemaakt worden tussen het model zonder ringvoegen (model 1) en het model met ringvoegen (model 2) voor een situatie waarbij in de voegen een beton-op-beton contact aanwezig is (paragraaf 5.4.1). Ook de twee modellen met ringvoegen (model 2a en 2b) worden met elkaar vergeleken in paragraaf 5.4.2.

5.4.1 Vergelijking modellen 1 en 2

Eerst volgt een vergelijking tussen de modellen 1 (geen ringvoegen) en 2 (wel ringvoegen). Er wordt gekeken of de modellen bij gelijke waarden voor de parameters gelijke uitkomsten opleveren. Aangezien model 1 geen rekening houdt met ringvoegen moeten we de parameters voor model 2 zodanig kiezen dat de ringvoegen dezelfde rekstijfheid EA krijgen als de betonnen ringen. Anders is er geen vergelijking mogelijk.

In model 2 moet dus de rekstijfheid van de betonnen ringen $E_b A_b$ gelijk zijn aan de rekstijfheid van ringvoegen $E_v A_v$. Op die manier wordt er beton-op-beton contact gecreëerd (zoals in model 1). De waarden voor de veerstijfheden k_b en k_v zijn niet gelijk aan elkaar, omdat de ringbreedte L_r en voegbreedte L_v niet even groot zijn. Ook bij de vergelijking tussen de modellen zal gebruik worden gemaakt van het voorbeeld met het tunneldeel bestaande uit 50 ringen.

Gegevens:

Ringbreedte: $L_r = 1.5\text{m}$

Grondstijfheid: $k_s = 10000\text{kN/m}^2$

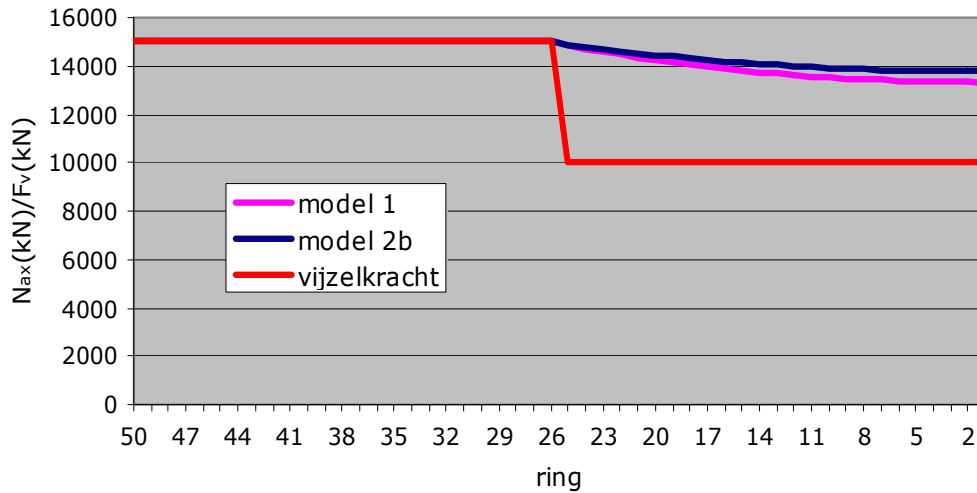
Voegbreedte: $L_v = 2\text{mm}$

Gegevens model 1:

Liningstijfheid: $EA = 1.5 \cdot 10^7\text{kN}$

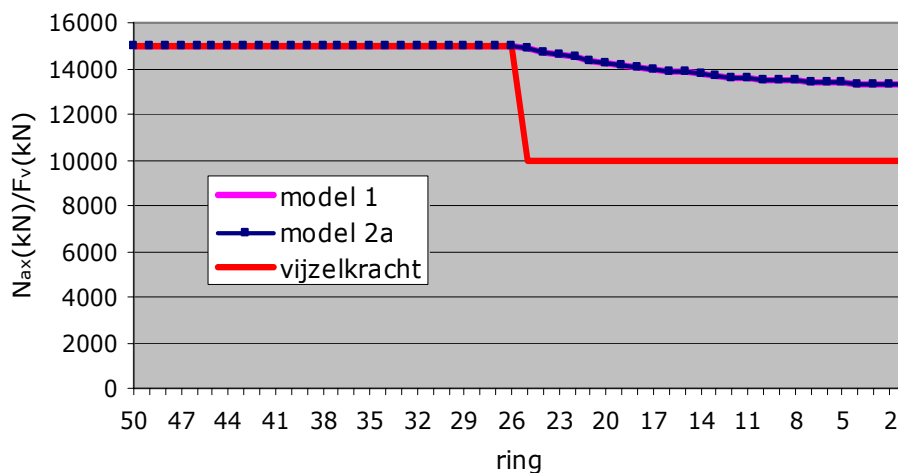
Gegevens model 2:
 Ringstijfheid: $k_p = 10^7 \text{ kN/m}$
 Voegstijfheid: $k_v = 7.5 \cdot 10^9 \text{ kN/m}$

De verdelingen van N_{ax} over de 50 ringen volgens de modellen 1 en 2b (vervangende rekstijfheid) staan hieronder afgebeeld in figuur 5.48. Daaronder de verdeling van N_{ax} volgens de modellen 1 en 2a (verenmodel).



Figuur 5.48: Vergelijking verdeling N_{ax} model 1 en model 2b (vervangende rekstijfheid) voor een situatie met beton-op-beton contact in de voegen.

Modellen 1 en 2b wijken iets af van elkaar. De afname van N_{ax} volgens model 1 is net iets groter.



Figuur 5.49: Vergelijking verdeling N_{ax} model 1 en model 2a (verenmodel) voor een situatie met beton-op-beton contact in de voegen

Modellen 1 en 2b komen exact overeen als naar een situatie met beton-op-beton contact in de ringvoegen wordt gekeken.

5.4.2 Vergelijking modellen 2a en 2b

Voor de modellen 2a (verenmodel) en 2b (vervangende stijfheid) worden dezelfde parameters gebruikt. Voor beiden wordt de stijfheid van de grond, de ringen en de ringvoegen meegenomen in de modellering. Het verschil zit hem in het feit dat model 2a een numeriek model is en model 2b een analytisch model. In model 2a wordt de constructie gemodelleerd als een serie veren en in model 2b wordt de stijfheid tunnelling teruggebracht tot één getal en deze vervolgens in het analytische model 1 in te voeren. Zoals al tot de aandacht is gebracht komen de uitkomsten van beide modellen nagenoeg overeen. Gebruikmakend van het voorbeeld uit de voorgaande paragrafen staan in figuur 5.50 de verdelingen van N_{ax} berekend volgens model 2a en volgens model 2b.

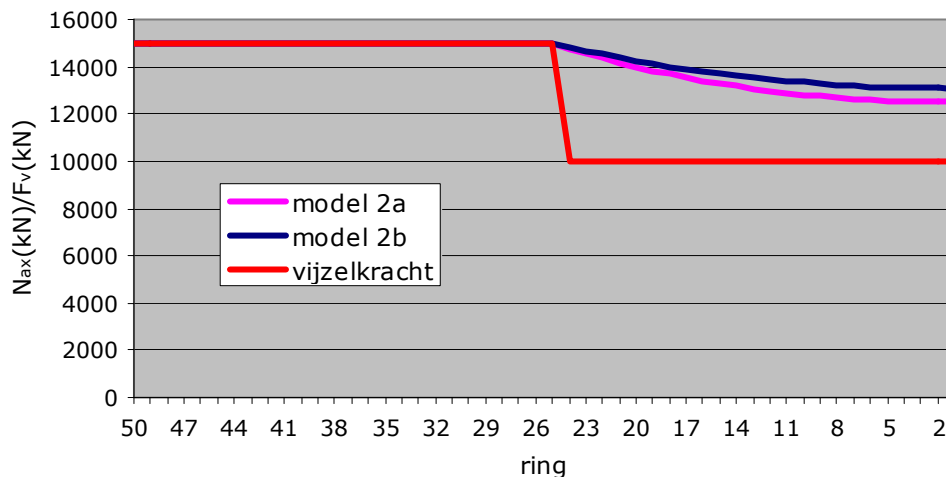
Gegevens:

Ringbreedte: $L_r = 1.5\text{m}$

Ringstijfheid: $k_b = 10^7\text{kN/m}$

Voegstijfheid: $k_v = 10^7\text{kN/m}$

Grondstijfheid: $k_s = 10000\text{kN/m}^2$



Figuur 5.50: Vergelijking verdeling N_{ax} model 2a en model 2b

Model 2a en 2b wijken iets af van elkaar. Door het gebruik van een vervangende restijfheid $(EA)_c$ in model 2b wordt de stijfheid van de tunnel in lichte mate overschat.

5.5 Axiale beddingsconstante

In deze paragraaf wordt een analytische uitdrukking bepaald voor de afschuifstijfheid k_s van de grond gerepresenteerd door een verdeelde lineaire veer parallel aan de tunnelling. een verdeelde veerstijfheid wordt ook wel beddingsconstante genoemd. k_s kan dus ook axiale beddingsconstante genoemd worden. Deze uitdrukking wordt vervolgens gecontroleerd met het Eindige Elementen programma PLAXIS door middel van het fitten van de verdeling van N_{ax} berekend met het belastinggeval I uit paragraaf 5.2.3 en de verdeling volgens PLAXIS.

Door de vijzelkracht zal de tunnel ingedrukt worden. Omdat de tunnel is ingebed in de grond veroorzaakt deze indrukking wrijving tussen de lining en het omringende grondmedium. Dit is droge wrijving, ook wel Coulombse wrijving genoemd. Er zal dus een schuifspanning τ aanwezig zijn tussen de tunnelling en de grond. Als de spanning tussen de grondlaag en het beton te groot wordt zal slip plaatsvinden. Deze maximale schuifspanning kan volgens Coulomb [21] bepaald worden met

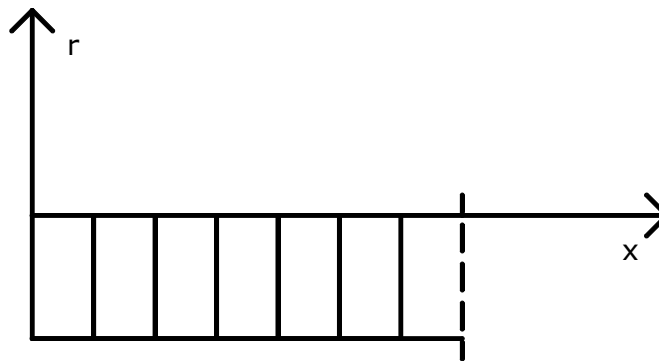
$$\tau_{\max} = \sigma'_v f + c \quad f = \tan \delta \quad \delta \leq \varphi \quad (5.74)$$

met: τ_{\max} = maximale schuifspanning tussen grond en lining (beton) [N/mm²]
 σ'_v = effectieve normaalspanning op de tunnelling [N/mm²]
 f = wrijvingscoëfficiënt [-]
 δ = wrijvingshoek tussen grond en lining (beton) [°]
 φ = interne wrijvingshoek van de grond [°]
 c = cohesie tussen grond en lining [N/mm²]

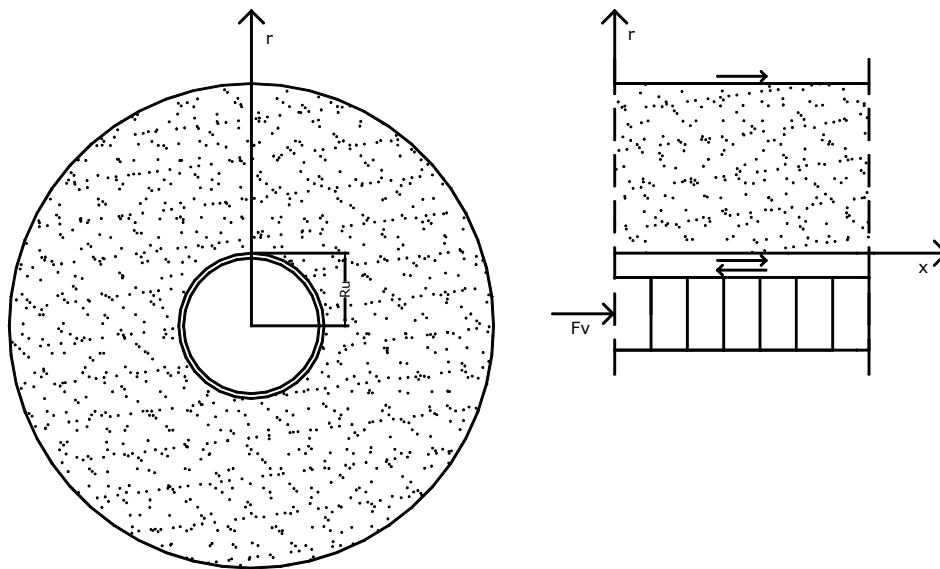
Vanwege het opvullen van de staartspleet zal er bij een boortunnel grout tussen de tunnelling en de grond aanwezig zijn. Bij verwaarlozing van het grout wordt een glad oppervlak verondersteld tussen grond en beton. De groutlaag heeft waarschijnlijk geen grote invloed op de wrijvingscoëfficiënt, omdat uit kernboringen is gebleken dat geen menglaag ontstaat tussen grond en grout. Ook al wordt het grout onder hoge druk ingespoten. Het grout zou geen grote invloed hebben op de waarde van k_s . Het grout zou, in het geval van een menglaag, in grotere mate invloed op de maximale schuifspanning die kan worden overgedragen van het beton naar de grond.

Analytische bepaling k_s

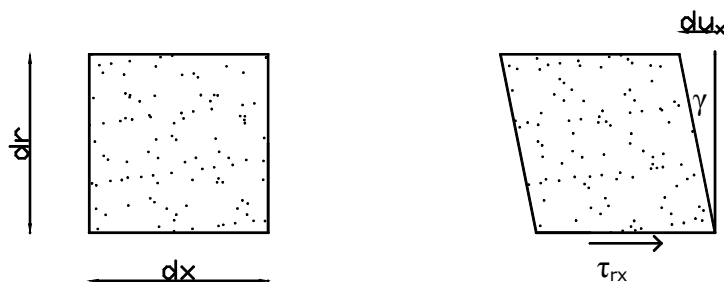
Voor de bepaling van k_s beschouwen we het x-r vlak weergegeven in figuur 5.51. De x-as ligt nu aan de buitenkant van de ring en niet in de as van de tunnel. Een klein stukje grond dat aan de onderkant wordt belast door een schuifspanning τ_{rx} vanuit de tunnelling is afgebeeld in figuur 5.52. De vervorming die door deze schuifspanning wordt veroorzaakt is distorsie: verandering van de vorm van de grondmoot bij gelijkblijvend volume, zie figuur 5.53.



Figuur 5.51: x-r vlak



Figuur 5.52: schuifspanning τ_{rx} op grondmoot



Figuur 5.53: distorsie van grond

De constitutieve vergelijking voor deze schuifspanning is volgens Verruijt [21]

$$\tau_{rx} = G\gamma_{rx} \quad (5.75)$$

met: τ_{rx} = schuifspanning uitgeoefend op de grondmoot door de lining [N/mm²]
 G = glijdingsmodulus van de grond (beter: distorsiemodulus) [N/mm²]
 γ_{rx} = afschuifhoek [-]

De glijdingsmodulus G kan uitgedrukt worden in de elasticiteitsmodulus E of de oedometer elasticiteitsmodulus E_{oed} door de volgende uitdrukkingen

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{(1-2\nu)}{2(1-\nu)} E_{oed} \quad (5.76)$$

met: ν = dwarscontractiecoëfficiënt van de grond [-]

De kinematische vergelijking drukt de hoekvervorming uit in de verplaatsingen

$$\gamma_{rx} = \left(\frac{\delta u_r}{\delta x} + \frac{\delta u_x}{\delta r} \right) \quad (5.77)$$

met: u_x = de verplaatsing in x-richting [m]
 u_r = de verplaatsing in r-richting [m]

De veer met veerstijfheid k die de grondmoot in het model moet representeren wordt gedefinieerd als de verhouding tussen de schuifspanning τ_{rx} op de grondmoot en de verplaatsing u_x van de onderkant van grondmoot, dus in $r = 0$. In het vervolg zal de schuifspanning τ_{rx} in $r=0$ τ_0 genoemd worden en zal de horizontale verplaatsing u_x in $r=0$ u_0 genoemd worden. We definiëren k dus nu als volgt

$$k = \frac{\tau_{rx}(0)}{u_x(0)} = \frac{\tau_0}{u_0} \quad (5.78)$$

met: k = veerstijfheid van de grond in het platte vlak (x-r vlak) [N/m^3]
 τ_0 = schuifspanning tussen grondmoot en tunnelling ($r=0$) [N/m^2]
 u_0 = horizontale verplaatsing van de grondmoot (in $r=0$) [m]

We veronderstellen dat de verplaatsing van de grond in r-richting geen verandering ondervindt in x-richting, zodat we gebruik kunnen maken van $\delta u_r / \delta x = 0$. De afschuifhoek wordt nu

$$\gamma_{rx} = \frac{\delta u_x}{\delta r} \quad (5.79)$$

Er zal eerst een verdeling worden gezocht voor de schuifspanning τ_{rx} als functie van de afstand tot de tunnelling (dus als functie van r), zie hiervoor figuur 5.52. Volgens het horizontale evenwicht zal de schuifkracht in een grondring met een afstand r tot de lining gelijk moeten zijn aan de schuifkracht uitgeoefend door de lining op de grondmoot ($r = 0$). De schuifspanning zal afnemen als de afstand toeneemt omdat de schuifkracht over een grotere oppervlakte (omtrek van de ring) wordt verdeeld.

Dus

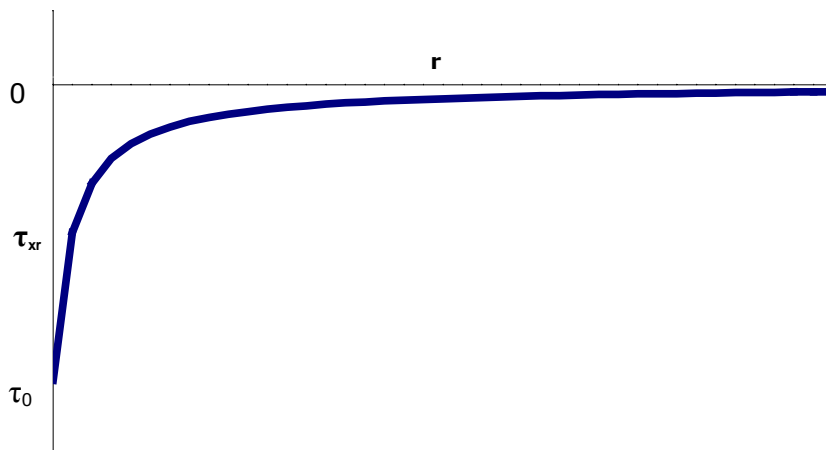
$$F(0) = F(r) \quad (5.80)$$

$$-\tau_0 \cdot 2\pi R_u = \tau_{rx}(r) \cdot 2\pi(r + R_u) \quad (5.81)$$

$$\tau_{rx}(r) = \frac{-\tau_0 R_u}{r + R_u} \quad (5.82)$$

met: R_u = uitwendige straal van de tunnelling [m]

In het aangegeven assenstelsel is de schuifspanning τ_0 uitgeoefend op de grond negatief. Vandaar het minteken in vergelijking 5.82 hierboven. De functie τ_{rx} staat weergegeven in figuur 5.54.



Figuur 5.54: τ_{rx} als functie van r

Met behulp van vergelijking 5.75 kan vergelijking 5.82 geschreven worden als

$$\gamma_{rx} = \frac{-\tau_0 R_u}{G(r + R_u)} \quad (5.83)$$

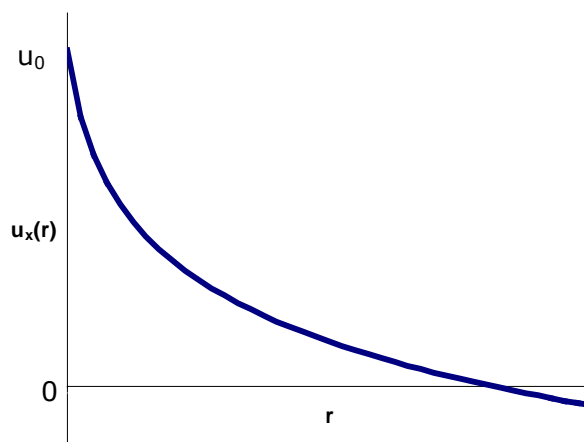
Met behulp van vergelijking 5.23 wordt dit geschreven als

$$\int du_x = \frac{-\tau_0 R_u}{G} \int \frac{1}{r + R_u} dr \quad (5.84)$$

Integreren aan beide kanten geeft voor de verdeling van de horizontale verplaatsing u_x

$$u_x(r) = u_0 - \frac{\tau_0 R_u}{G} \ln\left(\frac{r}{R_u} + 1\right) \quad (5.85)$$

De functie $u_x(r)$ is hieronder weergegeven in figuur 5.55.



Figuur 5.55: u_x als functie van r

Aan de verdeling van u_x in radiale richting is te zien dat op een bepaalde afstand de verplaatsing negatief wordt en blijft groeien in negatieve richting tot een bepaalde waarde. De afgeleide van $u_x(r)$ nadert namelijk naar nul als $r \rightarrow \infty$. Omdat we in dit geval te maken hebben met distorsie van de grond (geen volumeverandering), moet u_x geïntegreerd over de dwarsdoorsnede een waarde nul opleveren. Dus

$$\int_A u_x dA = 0 \quad (5.86)$$

met: A = oppervlakte van de dwarsdoorsnede van de grond [m^2]

De waarde tot welke de functie $u_x(r)$ nadert moet dus een kleine waarde zijn. Anders kan de waarde van de bovenstaande integraal nooit nul opleveren. Er kan dan dus aangenomen worden dat deze waarde nagenoeg nul is. De afstand van de tunnelling tot de plaats waar u_x de waarde nul heeft is

$$r_{u=0} = R_u \left(e^{\frac{Gu_0}{\tau_0 R_u}} - 1 \right) \quad (5.87)$$

Er wordt aangenomen dat op deze afstand $r_{u=0}$ ook de schuifspanning τ_{rx} nagenoeg nul zal zijn. Aangezien volgens vergelijking 5.82 de schuifspanning nooit de waarde nul bereikt zal voor deze afstand aangenomen worden de afstand waar nog 1% van de schuifspanning in $r=0$ aanwezig is. Dit ingevuld in vergelijking 5.82 voor de schuifspanning levert

$$\tau_{rx}(r_{u=0}) = \frac{\tau_0}{e^{\frac{Gu_0}{\tau_0 R_u}}} = 0.01 \cdot \tau_0 \quad (5.88)$$

Dit levert voor de veerstijfheid k

$$k = \frac{\tau_0}{u_0} = \frac{G}{R_u \cdot \ln 100} = 0.21 \frac{G}{R_u} \text{ [kN/m]} \quad (5.89)$$

Verschillende waarden van het hierboven beschreven percentage van τ_0 leveren verschillende waarden op voor k . Hierdoor wordt k nu geschreven als

$$k = c \frac{G}{R_u} \quad (5.90)$$

met: c = constante afhankelijk van de gekozen afstand r waarbij $\tau_{rx}=0$ [-]

Hieronder volgt nog een tabel met waarden van c bij verschillende waarden van het hierboven beschreven percentage van τ_0 .

Percentage τ_0	c
1‰	0.14
1%	0.21
10%	0.43
15%	0.53

Tabel 5.1: verschillende waarden voor c

Deze veerstijfheid k moet nu over de omtrek van de tunnelling worden geïntegreerd om de veerstijfheid k_s voor het gehele omringende grondmedium te verkrijgen.

$$k_s = \frac{c}{R_u} \oint_{\text{omtrek}} G \, ds \quad (5.91)$$

met: s = omtrek lengte van de tunnelring [m]

Aangezien de grond rond de omtrek van de ring niet dezelfde hoeft te zijn, kan deze integraal moeilijk oplosbaar zijn. De glijdingsmodulus G is dan een functie van de omtrek lengte s . Als de grond rond de tunnelring echter homogeen en isotroop is kan vergelijking 5.91 vereenvoudigd worden tot

$$k_s = 2\pi c G \text{ [kN/m}^2\text{]} \quad (5.92)$$

Met behulp van vergelijking 5.76 kan vergelijking 5.92 ook uitgedrukt worden in de oedometer elasticiteitsmodulus E_{oed}

$$k_s = c\pi \frac{1-2\nu}{1-\nu} E_{\text{oed}} \quad (5.93)$$

Bepalen van de constante c

De correcte waarde van c hoeft niet de waarde te zijn waarbij het kleinste percentage van τ_0 gebruikt wordt. Door de aannamen die gedaan zijn bij het bepalen van de uitdrukking voor k_s , zou het verloop van $\tau_{rx}(r)$ in werkelijkheid anders kunnen zijn. Hierbij kan gedacht worden aan de waarde voor u_0 die in axiale richting niet constant is. Dus om een goede schatting te maken van c moet de x -richting ook in de beschouwing meegenomen worden. Een manier om te dit te doen is door gebruik te maken van het EEM-programma PLAXIS en het belastinggeval I behandeld in paragraaf 5.2.3. Dat is het belastinggeval van een tunnel zonder belastinggeschiedenis.

Gegevens:

Vijzelkracht: $F_v = 10000\text{kN}$

Lengte: $L = 75\text{m}$

Beddingsconstante: $k_s = 10000\text{kN/m}^2$

Liningstijfheid: $EA = 1.5 \cdot 10^7\text{kN}$

Belastinggeval I levert de verdeling van N_{ax} in figuur 5.3. In PLAXIS wordt dezelfde situatie gecreëerd. Dit is een axiaal-symmetrisch belastinggeval en staat hieronder weergegeven in figuur 5.56. Ook is te zien hoe de grond is opgedeeld in elementen. De x -as is nu van boven naar beneden gericht. De r -as van links naar rechts. De straal R van de tunnel kan willekeurig gekozen worden. Omdat het een axiaal-symmetrisch belastinggeval is moeten de vijzelkracht F_v en de liningstijfheid EA gedeeld worden door de omtrek van de tunnelring.

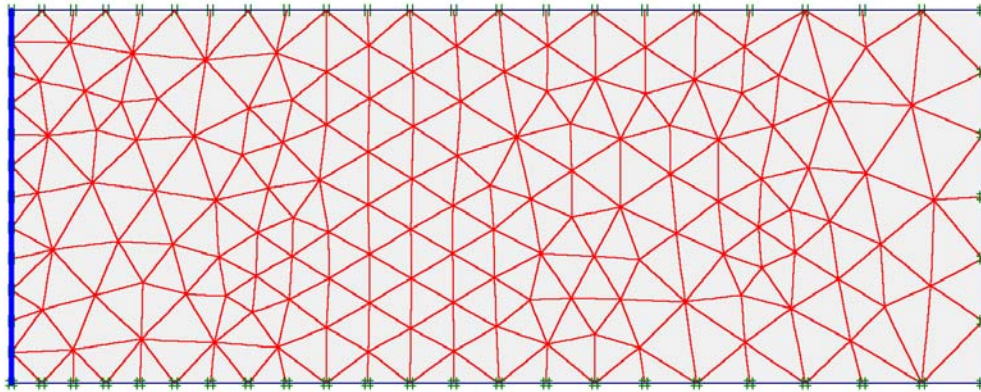
Gegevens:

$R = 5\text{m}$

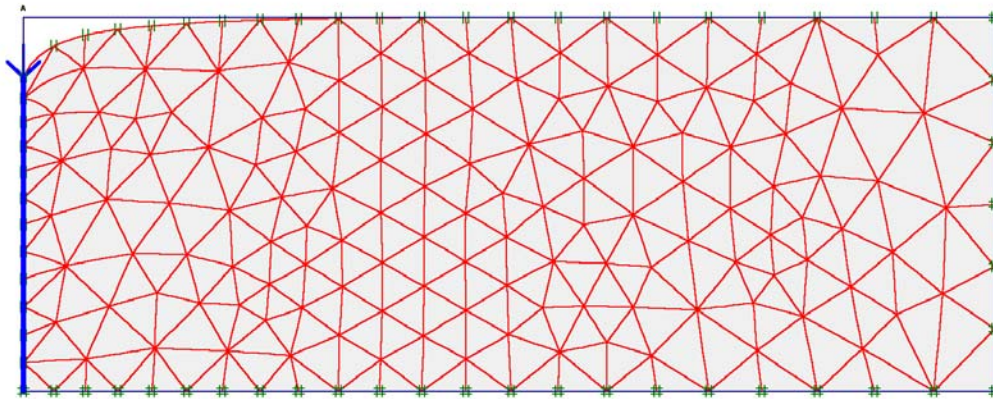
$F_v = 10000\text{kN}/2\pi \cdot 5\text{m} = 318.3\text{kN/m}$

$EA = 1.5 \cdot 10^7\text{kN}/2\pi \cdot 5\text{m} = 4.77 \cdot 10^5\text{kN/m}$

De vervorming van de lining en de grond onder invloed van de vijzelkracht F_v staat weergegeven in figuur 5.57.



Figuur 5.56: axiaal symmetrisch belastinggeval in PLAXIS gebruikt voor bepaling van de constante c



Figuur 5.57: vervorming van grond en tunnel onder invloed van de vijzelkracht

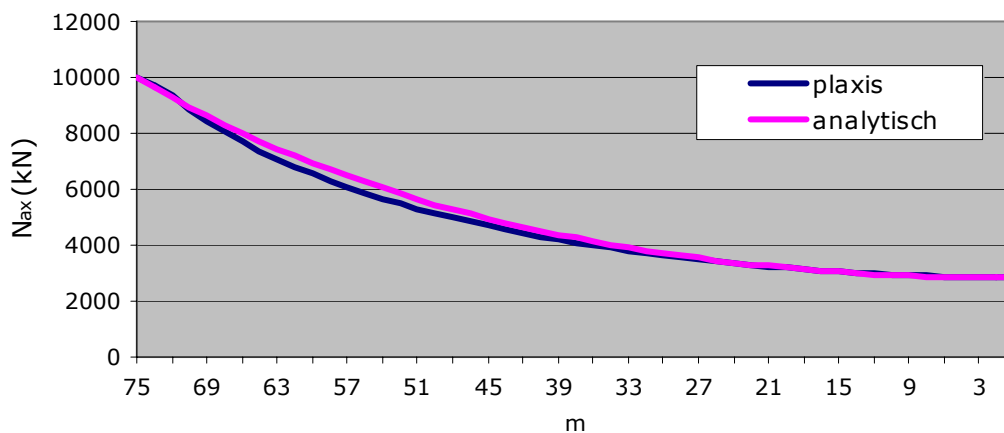
In figuur 5.57 is te zien dat de verplaatsingverdeling van de grond vrijwel overeenkomt met de berekende verplaatsing weergegeven in figuur 5.55. In bijlage 3 worden voor dit belastinggeval ook nog een figuur weergegeven met de verplaatsingen in x-richting en een figuur van de schuifspanningen in de grond.

De glijdingsmodulus G van het belastinggeval in PLAXIS moet zodanig gekozen worden dat de verdeling van N_{ax} in de tunnel overeenkomt met de verdeling van belastinggeval I in figuur 5.3. De verdeling van N_{ax} in de tunnel volgens PLAXIS met $G = 3295 \text{ kN/m}^2$ staat hieronder weergegeven.



Figuur 5.58: verdeling van N_{ax} in tunnel volgens PLAXIS

Om het verschil te zien in de verdeling berekend met PLAXIS en berekend met het analytische belastinggeval I staan de verdelingen van N_{ax} voor beiden hieronder in figuur 5.59.



Figuur 5.59: vergelijking in verdeling van N_{ax} tussen PLAXIS en het analytische model

Dus bij een glijdingsmodulus $G = 3295 \text{ kN/m}^2$ komen de twee verdelingen bijna overeen. In het begin daalt de verdeling van N_{ax} volgens PLAXIS iets sneller, maar de verdelingen lopen vervolgens nagenoeg gelijk. De waarde van de constante c kan bepaald worden door vergelijking 5.92 te gebruiken

$$c = \frac{k_s}{2\pi G} = \frac{10000 \text{ kN/m}^2}{2\pi \cdot 3295 \text{ kN/m}^2} = 0.48$$

Een goede benadering voor de grote van de axiale beddingsconstante is dan

$$k_s \approx \pi G \tag{5.94}$$

6 Case: Tweede Heinoord Tunnel

Dit hoofdstuk past hetgeen dat besproken is in hoofdstuk 5 toe op de Tweede Heinoord Tunnel (THT). Het eindresultaat van dit hoofdstuk is de verdeling van de axiale normaalkracht N_{ax} over de gehele THT tot aan het moment dat de eindschacht is bereikt. Met dit resultaat wordt dan verder gewerkt in hoofdstuk 7 en 8. Voor de berekening zal model 2b gebruikt worden. In dit model worden de voegstijfheden en ringstijfheden vervangen door één rekstijfheid $(EA)_c$. Eerst zullen nu de gegevens met betrekking tot de THT weergegeven worden.

Algemeen

De tunnel bestaat uit 628 ringen en met $L_r = 1.5\text{m}$ is dit een totale lengte van 942m.

Tunnelring

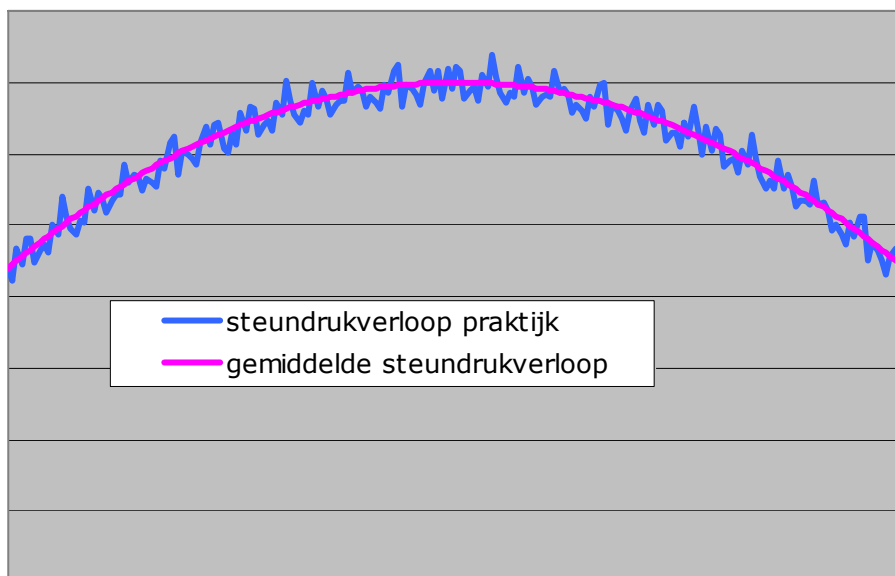
De gegevens van een betonnen ring met betonsterkte B45 staan in tabel 6.1 hieronder.

Uitwendige diameter D_u	8.3m
Dikte lining d	0.35m
Ringbreedte L_r	1.5m
Oppervlakte dwarsdoorsnede A	2.9m^2
Elasticiteitsmodulus E	$3.35 \cdot 10^7 \text{kN/m}^2$
Ringstijfheid k_b	$6.48 \cdot 10^7 \text{kN/m}$

Tabel 6.1: gegevens betonnen ring THT

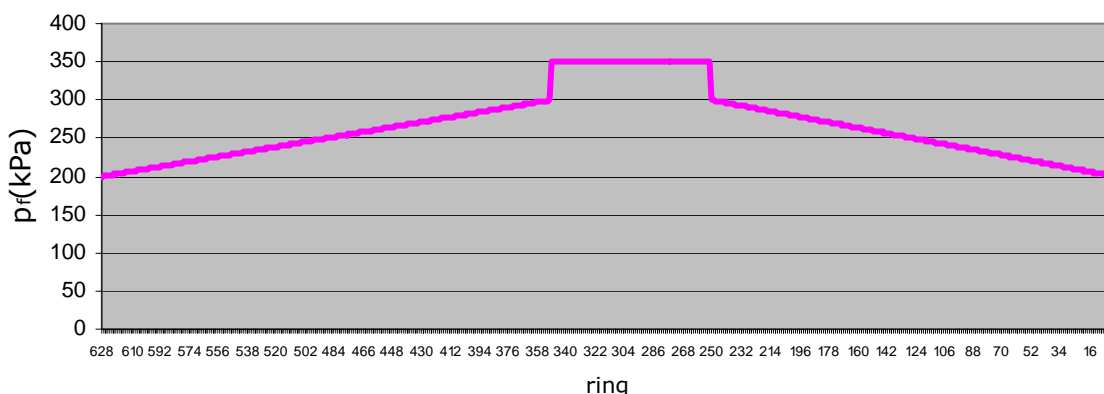
Vijzelkracht

De variatie in vijzelkrachten gedurende het bouwproces groot zijn. Dit heeft te maken met de variatie in de steundruk op het boorfront van de TBM en de wrijving langs het schild. Ook het maken van een bocht door de TBM draagt bij aan deze variatie. Een voorbeeld van een verdeling van de frontdruk gedurende het bouwproces van een tunnel kan weergegeven worden zoals in figuur 6.1. De steundruk wordt aangepast aan de horizontale gronddruk en de waterdruk op het boorfront. Door verschillen in grondsoort aan het boorfront ontstaan pieken en dalen in de steundruk. Ook diepteligging en de afwisseling tussen boor- en bouwproces draagt bij aan de variatie (zie paragraaf 4.2).



Figuur 6.1: voorbeeld van de verdeling van steundruk gedurende bouwproces tunnel

In figuur 6.1 is ook een kromme getrokken door de gepiekte verdeling, zodat de pieken en dalen uitgemiddelde zijn. Het is te zien dat de steundruk eerst toeneemt en vervolgens weer afneemt. De verdeling volgt nagenoeg de diepteligging van de tunnel. Om de invoer voor de berekening te vereenvoudigen zal van deze parabolische verdeling een lineaire verdeling gemaakt worden. Dit is in figuur 6.2 gedaan voor de steundrukverdeling van de THT. De steundrukken zijn gemeten ter plaatse van de as van de TBM. De sprong in het midden van de verdeling wordt waarschijnlijk veroorzaakt doordat tijdens het boorproces ervoor is gekozen de steundruk te verhogen. Dit werd gedaan omdat in dat deel van de tunnel een grote hoeveelheid klei was afgegraven die via een leiding afgevoerd moest worden. Omdat het afvoeren van klei een hogere wrijving veroorzaakt was deze hogere druk nodig.



Figuur 6.2: De verdeling van steundrukken THT gebruikt voor invoer in model

Uit metingen van de THT is naar voren gekomen dat de steundrukken een bijdrage leveren van 50% aan de totale vijzelkrachten, zie paragraaf 4.2.1. Met dit gegeven kan een schatting van de vijzelkrachten gedaan worden, zie tabel 6.2.

steundruk p_f [kPa]	frontoppervlakte A [m ²]	steunkracht F_f [kN]	vijzelkracht F_v [kN]
200	56.75	11350	22700
225	56.75	12768	25536
250	56.75	14188	28375
275	56.75	15606	31213
300	56.75	17025	34047
350	56.75	19863	39722

Tabel 6.2: vijzelkrachten THT gebruikt als modelinvoer

Ringvoegen

De ringvoegen van de THT bestaan uit 28 triplexplaatjes met afmetingen 140mm x 150mm x 2mm. Voor de modelinvoer wordt gebruik gemaakt van het tri-lineaire spanningrekdiagram van figuur 5.31. Met de in tabel 6.2 staande vijzelkrachten wordt de spanning in de voeg bepaald en vervolgens de veerstijfheid van de voeg k_v , zie tabel 6.3.

vijzelkracht F_v [kN]	voegoppervlakte A [mm ²]	voegspanning σ_v [N/mm ²]	veerstijfheid k_v [kN/m]
22700	$5.88 \cdot 10^5$	38.6	$2.5 \cdot 10^7$
25536	$5.88 \cdot 10^5$	43.4	$4.0 \cdot 10^8$
28375	$5.88 \cdot 10^5$	48.3	$4.0 \cdot 10^8$
31213	$5.88 \cdot 10^5$	53.1	$4.0 \cdot 10^8$
34047	$5.88 \cdot 10^5$	57.9	$4.0 \cdot 10^8$
39722	$5.88 \cdot 10^5$	67.6	$4.0 \cdot 10^8$

Tabel 6.3: voegstijfheden THT gebruikt als modelinvoer

Grond

De variatie van grondsoorten om de tunnel kan enorm zijn. Zowel in axiale richting als in tangentiële richting (langs de omtrek van de ring). Ook als de grondsoort niet varieert kan de stijfheid van de grond nog variëren. Dit heeft te maken met de niet-lineaire spanning-rek relatie van grond. Grond wordt stijver bij groter spanningen door het dichter worden van de korrelstructuur. Dus de bovenbelasting en de belastinggeschiedenis van de grond zijn hierbij van belang. De verschillen in grondstijfheid langs de tunnel betekenen ook een variatie in de veerstijfheid k_s als modelinvoer. In het analytische model kan echter geen variatie in de beddingsconstante k_s langs de tunnelling toegepast worden. Wanneer een numerieke berekening met bijvoorbeeld MATRIXFRAME gedaan zou worden, had deze variatie wel toegevoegd kunnen worden. Dit is echter ondoenlijk vanwege de vele belastinggevallen die gesuperponeerd moeten worden.

De berekening zal voor enkele grondsoorten gemaakt worden:

- Dichtgepakt zand
- Losgepakt zand
- klei

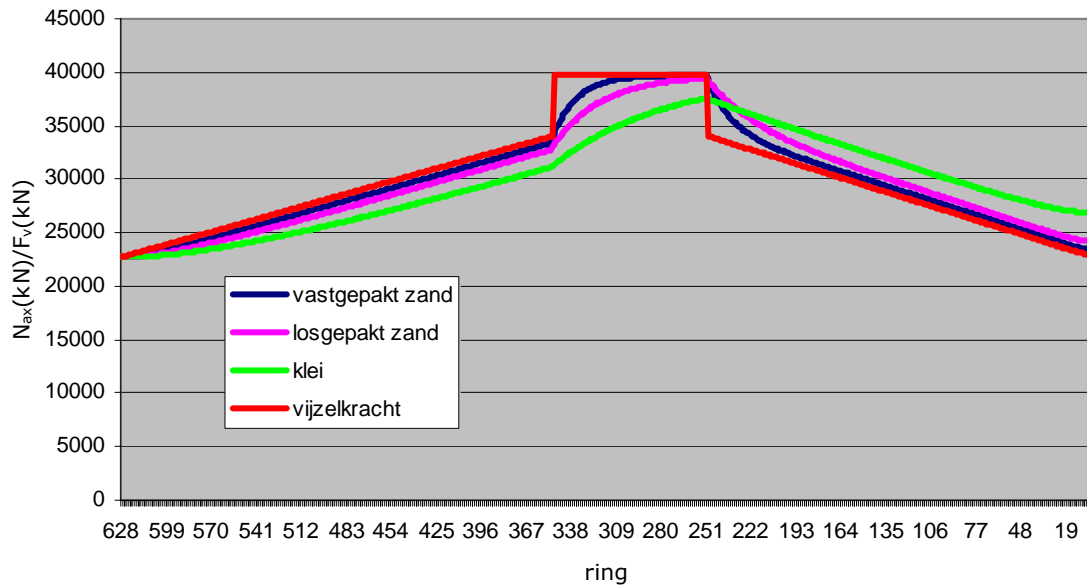
In tabel 6.4 staan de gegevens van de gebruikte grondsoorten.

	elasticiteits- modulus E [Mpa]	dwarscontactie- coëfficiënt v [-]	oedometer elasticiteitsmodulus E_{oed} [Mpa]	veerstijfheid k_s [kN/m]
dichtgepakt zand	100	0.3	134.62	120830
losgepakt zand	25	0.3	33.65	30208
klei	10	0.4	21.43	5608

Tabel 6.4: stijfheden van dicht- en losgepakt zand gebruikt als modelinvoer

Verdelingen van N_{ax}

Gebruikmakend van alle hierboven staande gegevens van de THT met de vier situaties van de grondsoorten levert dat door middel van model 2b de volgende verdelingen op van de axiale normaalkracht N_{ax} over de 628 ringen, zie figuur 6.3.



Figuur 6.3: verdeling van N_{ax} over de THT bij verschillende grondsoorten

In figuur 6.3 is te zien dat een slappe grondsoort in het geval van een lineair stijgende vijzelkracht gunstig is voor de axiale voorspanning in de tunnel. In geval van een lineair verlagende vijzelkracht is een slappe grond juist ongunstiger. Ook is te zien dat de N_{ax} verdeling bij een stijve grond zoals vastgepakt zand bijna overeenkomt met het vijzelkrachtverloop. Bij een hele stijve grond, kan de tunnel zich niet aanpassen aan de nieuwe vijzelkrachtssituatie. N_{ax} in een bepaalde ring zal dan nagenoeg gelijk blijven aan de vijzelkracht die op die ring was uitgeoefend gedurende het bouwproces. In geval van een hele slappe grond (of geen grond) zal de verdeling van N_{ax} een constante waarde bereiken met als waarde de vijzelkracht uitgeoefend op de laatste ring. Verder is te zien dat een lineaire toename van de vijzelkracht een verdeling van N_{ax} laat zien parallel aan de verdeling van de vijzelkracht. De grafiek van N_{ax} ligt iets boven de grafiek van de vijzelkracht F_v . Hoe slapper de grond, hoe hoger de grafiek van N_{ax} boven de grafiek van F_v ligt. In geval van een lineaire toename van de vijzelkracht lopen de grafieken van N_{ax} en F_v ook parallel maar dan ligt de grafiek van N_{ax} onder. Bij slappere grond wordt de afstand hiertussen groter.

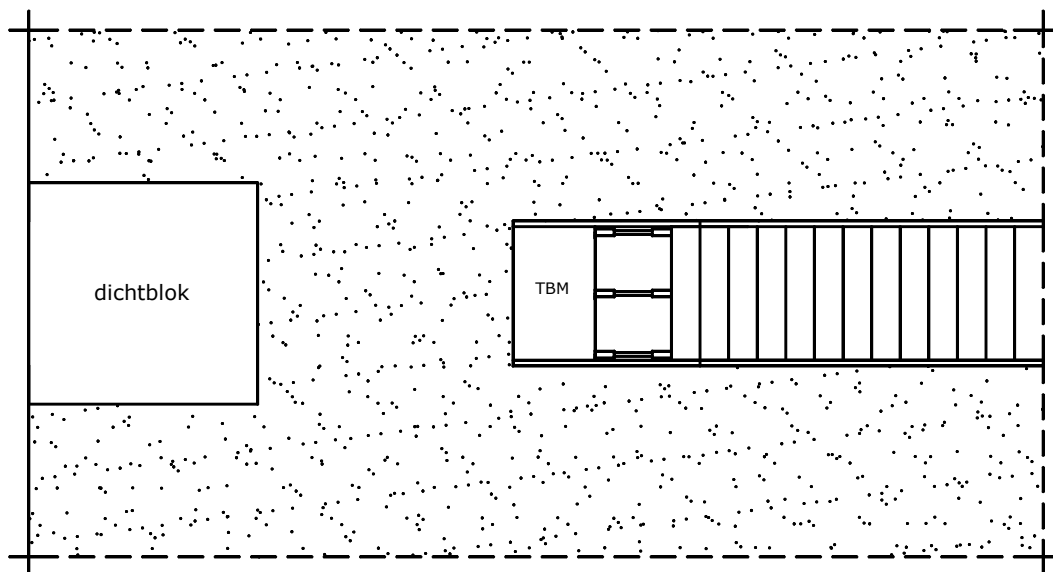
7 Verankering van de tunnel

7.1 Dichtblok

Zoals reeds genoemd in hoofdstuk 2 is het bij het boren in zachte bodem noodzakelijk onder overdruk te werken (vloeistofschild of EPB-schild), aangezien grond en water anders ongehinderd in de reeds geboorde tunnel kunnen stromen. Dit veroorzaakt instorting van het boorfront met alle gevolgen van dien. Vooral bij de aanvang en de ontvangst van de TBM is de kans hierop groot. Om te voorkomen dat het grondlichaam aan het begin en eind van de tunnel instort, wordt de grond bij een zachte bodem meestal gestabiliseerd. Gebruikelijke methoden zijn jet-grouting, diepwanden en de mixed-in-place methode. Bij jet-grouting wordt met een injectielans grout onder hoge druk in de grond geperst, waardoor op de gewenste plaats een groutlichaam ontstaat. Door een bepaald stramien van injectiepunten te kiezen kan een laag worden gemaakt die waterdicht en stabiel is. Diepwanden zijn in de grond gevormde wanden die gemaakt worden door een sleuf te graven en deze vervolgens met een bentoniet-cement mengsel te vullen. Door nu verschillende diepwanden tegen elkaar te graven, kan ook een grondlichaam worden gemaakt dat waterdicht en stabiel is. Bij de mixed-in-place methode wordt de bestaande grond door een avegaar vermengd met bijvoorbeeld een groutmengsel.

Bij de bouw van de Tweede Heinoord Tunnel (THT) is het idee ontstaan om, in plaats van de conventionele methoden van grondstabilisatie, een lagesterktemortel (LSM) toe te passen in een uitgegraven bouwkuip. Door de rechthoekige vorm en de functie wordt dit het dichtblok genoemd, zie figuur 7.1. Met een nieuw onderzoek, toegespitst op de situatie bij de THT, moest een LSM-samenstelling worden ontworpen waaraan strenge eisen waren gesteld, mede vanwege het unieke karakter van het dichtblok en zijn eerste toepassing in de wereld. Gezocht is naar de juiste druksterkte en elasticiteitsmodulus van het materiaal, gecombineerd met een goede verwerkbaarheid, stabiliteit, vloeibaarheid en volumieke massa, zonder krimp-scheuren in verband met de vorming van potentiële lekwegen. De TBM boort door het dichtblok en daarom zijn in verband met slijtage van de boortanden en het vervormingsgedrag tijdens het boren de druksterkte en de elasticiteitsmodulus bepalend. Dit resulteerde uiteindelijk in een LSM met de volgende eigenschappen:

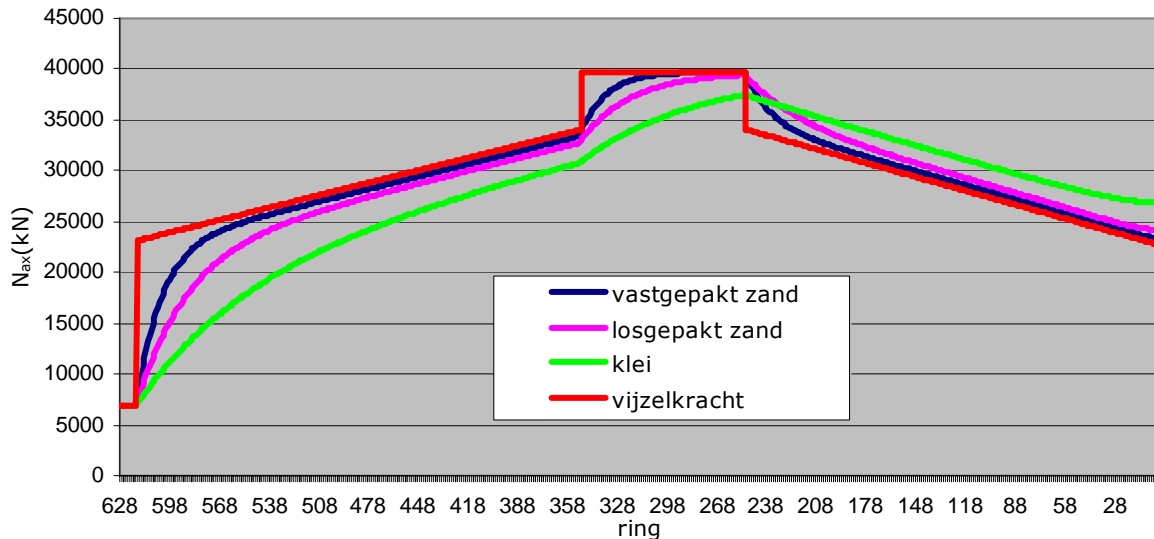
- druksterkte: 2-5 N/mm², vertaald in een betonsterkteklasse B5
- elasticiteitsmodulus ≤ 500 N/mm²



Figuur 7.1: dichtblok en naderende TBM

7.2 Verankeringslengte

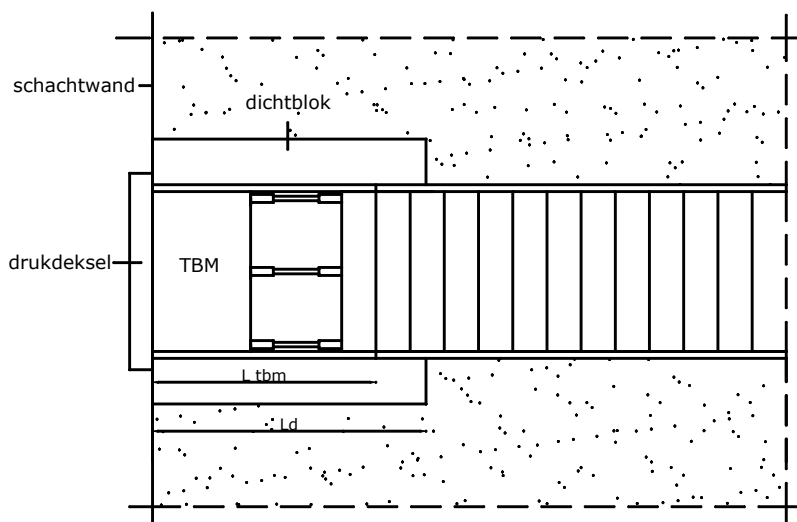
Wanneer het boorfront van de TBM aankomt in de ontvangtschacht, valt de steundruk weg. Op dat moment hoeft de TBM alleen de wrijving langs het schild te overwinnen. De uitgeoefende vijzelkracht valt dan terug tot ongeveer 30%. In het geval van het voorbeeld van de THT in het vorige hoofdstuk worden de berekende verdelingen van N_{ax} dan zoals weergegeven in figuur 7.2.



Figuur 7.2: verdelingen N_{ax} voor verschillende grondsoorten in THT bij wegvallen steundruk bij aankomst TBM in ontvangtschacht

Zoals al besproken was in hoofdstuk 5 is een stijve grond gunstiger voor N_{ax} bij een plotselinge zakking van de vijzelkracht. N_{ax} in de tunnel zal weer snel opgebouwd worden. Bij een slappe grond gebeurt deze opbouw van N_{ax} over een langer traject.

De vijzelkracht valt dus enkele ringen voor de ontvangtschacht terug van 23150kN naar $0.3 \cdot 23150\text{kN} = 6945\text{kN}$. Om deze terugval van N_{ax} te voorkomen wordt de steundruk in de praktijk overgenomen door een drukdeksel zodra het front van de TBM aankomt in de ontvangtschacht, zie figuur 7.3. Deze hulpconstructie wordt gevuld met water en houdt de druk op het boorfront.



Figuur 7.3: drukdeksel

Opdat de axiale voorspanning berekend in hoofdstuk 6 voor de THT (figuur 6.3) ook daadwerkelijk in de tunnel aanwezig blijft (en niet de verdeling in figuur 7.2), moet de tunnel verankerd worden voordat de drukdeksel wordt verwijderd. Het dichtblok genoemd in de vorige paragraaf kan voor deze verankering zorgen. Zodra het grout tussen de tunnellinging en het dichtblok is verhard, is de verankering gerealiseerd. Hiervoor is wel een bepaalde verankeringslengte l_v nodig. Om die rede moet de lengte van het dichtblok groter zijn dan de lengte van de TBM, zie figuur 7.3.

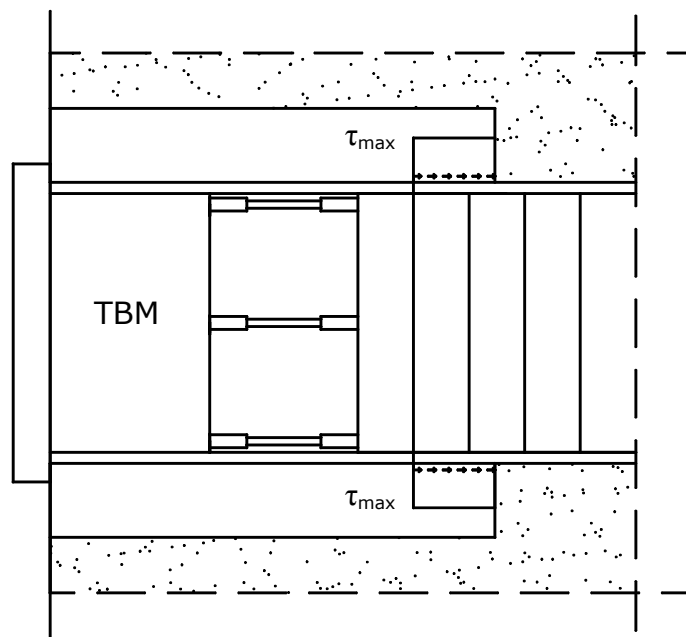
Voor een goede verankering moet gelden

$$L_d - L_{TBM} \geq l_v \quad (7.1)$$

met: L_d = lengte dichtblok
 L_{TBM} = lengte TBM
 l_v = verankeringslengte

Bepaling van de verankeringslengte l_v

De verankeringslengte l_v van de tunnel in het dichtblok kan bepaald worden door te kijken naar een afschuifmechanisme. Er zal worden gekeken naar een afschuiving parallel aan de tunnel. Op het moment van afschuiven wordt verondersteld dat een plastische schuifspanningsverdeling heerst in het afschuifvlak, zie figuur 7.4.



Figuur 7.4: afschuifvlak parallel aan de tunnel met plastische verdeling van de schuifspanning

Bij deze constante schuifspanning geldt dan

$$l_v = \frac{N_{ax}}{\tau_{max} \cdot O} \quad (7.2)$$

met: l_v = verankeringslengte van de tunnel [m]
 τ_{max} = maximale schuifspanning in het schuifvlak [N/m²]
 O = omtrek van de afschuifcirkel [m]

De opneembare schuifspanning volgens de TGB is in dit geval

$$\tau_{\max} = 0.4f_b \quad (7.3)$$

met: f_b = rekenwaarde van de treksterkte van beton [N/mm²]

en voor f_b kan geschreven worden

$$f_b = 0.5(1.05 + 0.05f'_{ck}) \quad (7.4)$$

met: f'_{ck} = de karakteristieke kubusdruksterkte van het beton [N/mm²]

de omtrek O van de afschuifcirkel is

$$O = 2\pi R_u \quad (7.5)$$

met: R_u = uitwendige straal van de tunnelling [m]

Verankeringslengte voor de THT

Nu wordt voor de THT de benodigde verankeringslengte l_v berekend gebruikmakend van de verdeling van N_{ax} in figuur 6.3.

Gegevens:

Axiale normaalkracht: $N_{ax} = 22700\text{kN}$

Kubusdruksterkte LSM: $f_{ck} = 5\text{N/mm}^2$ (B5)

Uitwendige straal tunnel: $R_u = 4150\text{mm}$

De omtrek van de afschuifcirkel is

$$O = 2\pi R_u = 2\pi \cdot 4150\text{mm} = 26075\text{mm}$$

De treksterkte van het LSM van het dichtblok is

$$f_b = 0.5(1.05 + 0.05f'_{ck}) = 0.5(1.05 + 0.05 \cdot 5\text{N/mm}^2) = 0.65\text{N/mm}^2$$

en de maximale schuifspanning

$$\tau_{\max} = 0.4f_b = 0.4 \cdot 0.65\text{N/mm}^2 = 0.26\text{N/mm}^2$$

De benodigde verankeringslengte wordt nu

$$l_v = \frac{N_{ax}}{\tau_{\max} \cdot O} = \frac{22700 \cdot 10^3\text{N}}{0.26\text{N/mm}^2 \cdot 26075\text{mm}} = 3348\text{mm} \approx 3.3\text{m}$$

Bij een ringbreedte $L_r = 1.5\text{m}$ moet dus de verankering plaatsvinden over 3 ringen. Om dit geval een goede verankering te bewerkstelligen moet de lengte van het dichtblok 4.5m groter zijn dan de lengte van de TBM.

Er kan ook andersom gerekend worden. Als bijvoorbeeld het verschil in lengte tussen het dichtblok en TBM een gegeven is kan berekend worden welke sterkte voor het LSM van het dichtblok benodigd is. Vergelijkingen 7.1, 7.2 en 7.3 kunnen dan samengesteld worden tot één vergelijking

$$f'_{ck} = \frac{100N_{ax}}{l_v \cdot O} - 21\text{N/mm}^2$$

Als het verschil in lengte tussen het dichtblok en de TBM één ring bedraagt ($L_r = 1.5\text{m}$) is de benodigde LSM-sterkte

$$f'_{ck} = \frac{100N_{ax}}{l_v \cdot O} - 21\text{N/mm}^2 = \frac{100 \cdot 22700 \cdot 10^3\text{N}}{1500\text{mm} \cdot 26075\text{mm}} = 37\text{N/mm}^2$$

Deze waarde is veel te groot voor een LSM. Groter dan constructiebeton B35. Daar is niet doorheen te boren.

Voor een verankering met 2 ringen moet gelden

$$f'_{ck} = \frac{100N_{ax}}{l_v \cdot O} - 21\text{N/mm}^2 = \frac{100 \cdot 22700 \cdot 10^3\text{N}}{3000\text{mm} \cdot 26075\text{mm}} = 8\text{N/mm}^2 \text{ (B8)}$$

Deze sterkte zou eventueel acceptabel zijn in verband met slijtage van de boortanden van de TBM.

8 Tijdsafhankelijke effecten

8.1 Relaxatie en krimp van beton

In hoofdstuk 4 zijn de lange-duur eigenschappen kruip, krimp en relaxatie van beton reeds kort besproken. Deze eigenschappen kunnen niet buiten beschouwing gelaten worden, want ze hebben invloed op de spanning die in de loop van de tijd in de tunnel aanwezig zal zijn. Kruip en relaxatie zijn nauw verwant. Kruip is een toename van de vervorming in de tijd bij een constant gehouden spanning. Relaxatie is het tegenovergestelde. Het afnemen van de spanningen in de loop van de tijd bij constant gehouden vervorming. Krimp is de zonder belasting optredende verkorting van het beton. Een boortunnel is verankerd tussen de twee dichtblokken van de start- en ontvangtschacht. De vervorming wordt op die manier dus constant gehouden en het beton zal gaan relaxeren in de loop van de tijd. De axiale druk zal hierdoor in absolute zin afnemen. Ook zal het beton krimpen met een additionele trekkracht in de tunnelling als gevolg. Omdat relaxatie geen vervormingen veroorzaakt en dus ook geen verplaatsingen, zal de grond rond de tunnel geen reactiekracht uitoefenen. De relaxatie wordt dus niet tegengewerkt. De methode van Trost besproken in hoofdstuk 4 zal gebruikt worden voor de berekening van de afname van N_{ax} in de tijd. Vergelijking 4.10 voor kruip kan hiervoor worden omgezet in een formule voor relaxatie. Dit geeft

$$\sigma(t) = \sigma_0 + \Delta\sigma(t) = \sigma_0 \left(1 - \frac{\varphi + \varepsilon_{br}(t) \cdot \frac{E_b}{\sigma_0}}{1 + \rho\varphi} \right) \quad (8.1)$$

met: $\sigma(t)$ = spanning als functie van de tijd [N/mm²]
 σ_0 = beginspanning [N/mm²]
 φ = kruipfunctie [-]
 $\varepsilon_{br}(t)$ = krimpverkorting [-]
 E_b = elasticiteitsmodulus van het beton [N/mm²]
 ρ = verouderingscoëfficiënt [-]

Om de afname van de axiale spanning in de tunnelling te bepalen moeten dus waarden gevonden worden voor de kruipfunctie φ , de krimpverkorting $\varepsilon_{br}(t)$ en de verouderingscoëfficiënt ρ .

Kruipfunctie

De grootte van de kruip (en relaxatie) en het verloop ervan 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, alsmede de hydratatiegraad bij belasten. De hydratatiegraad is de mate waarin het cement zich chemisch heeft gebonden met water, en aldus cementsteen heeft gevormd. Deze is afhankelijk van de ouderdom van het beton bij belasten, de toegepaste cementsoort en de condities waaronder de verharding plaatsvindt.
- De sterkteklasse van het beton. De sterkteklasse wordt grotendeels bepaald door de water-cement factor van het beton (hoeveelheid water per kg cement).
- De afmetingen van de doorsnede.
- De duur van de belasting.

Deze factoren bepalen de kruipfunctie $\varphi(t, t_c)$. Deze functie geeft de grootte van de kruip weer als functie van de standtijd van de belasting t en de ouderdom van het beton bij belasten t_c . Volgens NEN6720 kan deze kruipfunctie worden bepaald door

$$\varphi(t, t_c) = k_c \cdot k_d \cdot k_b \cdot k_h \cdot k_t \leq \varphi_{max} \quad (8.2)$$

met: k_c = de invloed van de relatieve vochtigheid [-]
 k_d = de invloed van de ouderdom t_c op het tijdstip van belasten [-]
 k_b = de invloed van de sterkteklasse van het beton [-]
 k_h = de invloed van de geometrie van de doorsnede [-]
 k_t = de invloed van de belastingtijd t [-]
 Φ_{\max} = de maximaal aan te houden rekenwaarde voor de kruipcoëfficiënt [-]

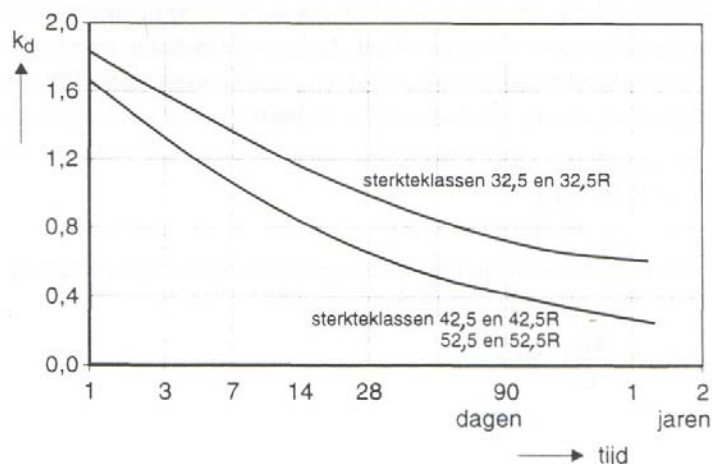
Deze factoren zullen per geval bepaald moeten worden om een schatting te maken van ϕ . Omdat de uiteindelijke kruipvervorming van belang is zal in dit geval $\phi(\infty, t_c)$ of ϕ_∞ bepaald worden.

k_c Bij een lage relatieve vochtigheid wordt het potentiaalverschil tussen het vochtgehalte in de constructie en haar omgeving groter, waardoor de constructie sneller zal uitdrogen. Een boortunnel in Nederland bevindt zich beneden het grondwaterniveau. Voor de volgende twee situaties geldt volgens NEN6720:

- zeer vochtig milieu: $k_c = 1.5$
- in water: $k_c = 1$

k_d De ouderdom t_c van het beton is mede bepalend voor de hydratatiegraad. Deze wordt verder nog beïnvloed door de sterkteklasse van het cement; bij cement met een fijnere maling verloopt het hydratatieproces sneller. Beton met een vergevorderde hydratatie, zal bij belasten minder kruipen. Het verband tussen de ouderdom t_c van het beton en de factor k_d , volgens NEN6720, is voor twee typen cement weergegeven in figuur 8.1. Omdat de segmenten van een boortunnel geprefabriceerd worden in een betonfabriek, zal er een bepaalde tijd zitten tussen het fabriceren van een segment en het belasten van een segment. De trend in de praktijk is dat vóór aanvang van het bouwproces veel segmenten worden geproduceerd en dus een grote voorraad wordt aangemaakt. Tegen het einde van het bouwproces worden de segmenten just-in-time geproduceerd. De eerste ringen van een tunnel zijn dan ouder bij belasten dan de laatste ringen. Een gemiddelde representatieve schatting voor de ouderdom is 3 maanden. Deze ouderdom komt bovenop de 28 dagen verharding van het beton. Ouder beton is gunstiger in verband met kruip. Voor twee situaties geldt voor k_d (cementsterkte 42.5R):

- Ouderdom van 28 dagen (just-in-time): $k_d = 0.66$
- Ouderdom van 3 maanden + 28 dagen (representatief): $k_d = 0.4$



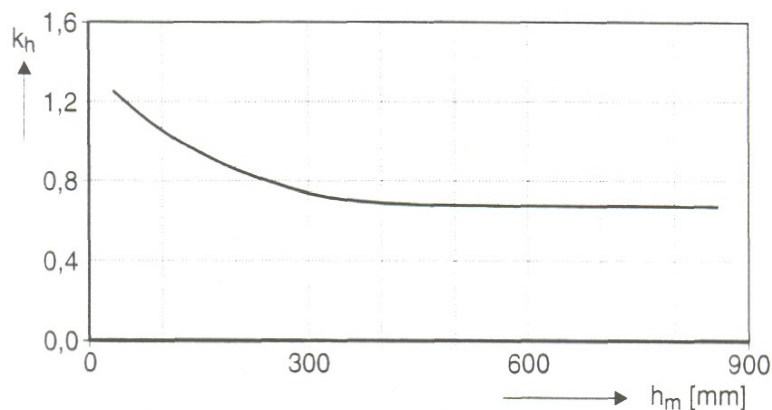
Figuur 8.1: Invloed van de ouderdom t_c van het beton op k_d voor twee typen cement

k_b Bij de sterkteklasse spelen twee aspecten een rol. Ten eerste heeft beton met een hogere sterkte ook een groter stijfheid dan beton met een lagere sterkte. Door deze grotere stijfheid zal het beton minder kruipen. Bovendien heeft beton met een hogere sterkte een lagere permeabiliteit, waardoor het uitdrogingsproces langzamer zal verlopen, wat gunstig is voor het beperken van de kruipvervorming. Hieronder staat een tabel met waarden voor k_b voor enkele vaak gebruikte betonsterkteklassen.

betonsterkteklasse	k_b
B35	1
B45	0.86
B55	0.76
B65	0.68

Tabel 8.1: waarden van k_b voor verschillende betonsterktes

k_h De uitdroging wordt naast de relatieve vochtigheid en de permeabiliteit, ook beïnvloed door de afstand die het vocht in de constructie moet afleggen. Hierdoor zal een relatief dikke constructie minder snel uitdrogen dan een dunne constructie. Het verband tussen de dikte h_m en k_h is weergegeven in figuur 8.2. In het geval van boortunnels is deze dikte gelijk aan de liningdikte d .



Figuur 8.2: Invloed van de dikte h_m op k_h (kruip)

k_t De kruip is afhankelijk van de tijdsduur dat de belasting op de constructie wordt uitgeoefend; hoe langer de belasting wordt uitgeoefend, des te groter is de kruipvervorming. Voor het verband tussen de belastingtijd t en k_t , volgens NEN6720, geldt

$$k_t = \frac{t}{t + 0.04\sqrt{h_m^3}} \quad (8.3)$$

met: t = de belastingtijd [dag]
 h_m = dikte van het beton [mm]

Berekening kruipfactoren voor de THT

Nu zullen voor de Tweede Heinoord Tunnel voor verschillende situaties de kruipfactoren voor een belastingtijd van 50 jaar bepaald worden:

- Zeer vochtig milieu en just-in-time inbouwen van ringen
- Zeer vochtig milieu en rationele ouderdom van beton
- In water en just-in-time inbouwen van ringen

- In water en rationele ouderdom van beton

Gegevens:

Liningdikte: $d = 0.35\text{m}$

Betonsterkte: B45

Belastingtijd: $t = 50$ jaar

Voor alle situaties geldt:

$$\text{Invloed belastingtijd: } k_t = \frac{t}{t + 0.04\sqrt{h_m^3}} = \frac{50 \cdot 365}{50 \cdot 365 + 0.04\sqrt{350^3}} = 0.99$$

Invloed constructiedikte: $k_h = 0.72$ (zie figuur 8.2)

Invloed betonsterkte: $k_b = 0.86$ (zie tabel 8.1)

Voor de verschillende situaties geldt voor de kruipfactoren:

Zeer vochtig milieu ($k_c = 1.5$) en just-in-time inbouwen van ringen ($k_d = 0.66$)

$$\varphi = k_c \cdot k_d \cdot k_b \cdot k_h \cdot k_t = 1.5 \cdot 0.66 \cdot 0.86 \cdot 0.72 \cdot 0.99 = \mathbf{0.61}$$

Zeer vochtig milieu ($k_c = 1.5$) en representatieve ouderdom van ringen ($k_d = 0.4$)

$$\varphi = k_c \cdot k_d \cdot k_b \cdot k_h \cdot k_t = 1.5 \cdot 0.4 \cdot 0.86 \cdot 0.72 \cdot 0.99 = \mathbf{0.37}$$

In water ($k_c = 1$) en just-in-time inbouwen van ringen ($k_d = 0.66$)

$$\varphi = k_c \cdot k_d \cdot k_b \cdot k_h \cdot k_t = 1 \cdot 0.66 \cdot 0.86 \cdot 0.72 \cdot 0.99 = \mathbf{0.40}$$

In water ($k_c = 1$) en representatieve ouderdom van ringen ($k_d = 0.4$)

$$\varphi = k_c \cdot k_d \cdot k_b \cdot k_h \cdot k_t = 1 \cdot 0.4 \cdot 0.86 \cdot 0.72 \cdot 0.99 = \mathbf{0.25}$$

Krimpverkorting

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

Volgens NEN6720 volgt de krimpverkorting ε_{br} uit

$$\varepsilon_{br} = \varepsilon_c \cdot k_b \cdot k_h \cdot k_p \cdot k_t \leq \varepsilon_{max} \quad (8.4)$$

met: ε_c = de basiskrimp, de invloed van de relatieve vochtigheid [-]
 k_b = de invloed van de sterkteklasse van het beton [-]
 k_h = de invloed van de geometrie van de doorsnede [-]
 k_p = de invloed van het wapeningspercentage [-]
 k_t = de invloed van de ouderdom t van het beton [-]
 ε_{max} = de maximaal aan te houden rekenwaarde van de krimpverkorting [-]

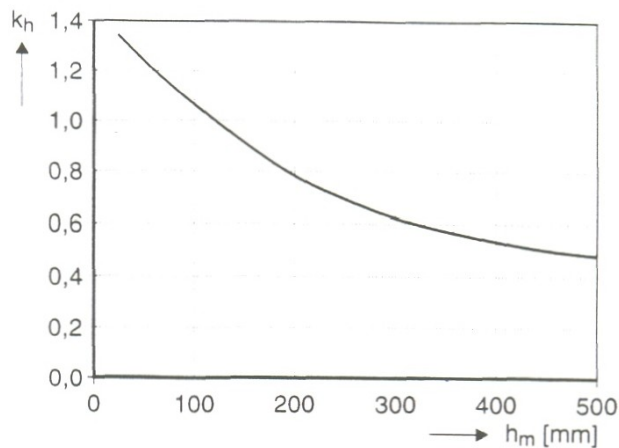
ε_c Bij een lage relatieve vochtigheid zal de constructie sneller uitdrogen, waardoor de krimp toeneemt. De waarden voor de basiskrimp ε_c voor twee situaties volgens NEN6720 zijn:

- zeer vochtig milieu: $\varepsilon_c = 0.1\%$

- in water: $\varepsilon_c = 0$

k_b Het verband tussen de sterkteklasse van het beton en de factor k_b is gelijk aan het voor kruip weergegeven verband in tabel 8.1.

k_h Evenals bij kruip, speelt ook bij krimp de geometrie van de doorsnede, via de dikte h_m , een belangrijke rol. Het verband tussen h_m en k_h verschilt overigens wel van dat voor kruip; het verband tussen h_m en k_h voor krimp, volgens NEN6720, is weergegeven in figuur 8.3.



Figuur 8.3: Invloed van de dikte h_m op k_h (krimp)

k_p Een doorsnede met veel wapening zal, door de grotere stijfheid, minder krimpen dan een doorsnede met minder wapening. Dit komt tot uiting in de factor

$$k_p = \frac{1}{1 + 0.2\omega_0} \quad (8.5)$$

met: ω_0 = het minimaal aanwezige wapeningspercentage [-]

De axiale wapening in boortunnels wordt verwaarloosd en dat betekent $k_p = 0.83$

k_t Het verband tussen de ouderdom van de constructie t en k_t is voor krimp gelijk aan dat van kruip, zie vergelijking 8.3.

Berekening krimpverkorting THT

Voor de THT zal voor twee situaties de krimpverkorting worden bepaald:

- zeer vochtig milieu
- in water

Zeer vochtig milieu

Basiskrimp: $\varepsilon_c = 0.1\text{‰}$

Invloed betonsterkte: $k_b = 0.86$ (zie tabel 8.1)

Invloed constructiedikte: $k_h = 0.57$ (figuur 8.3)

Invloed wapening: $k_p = 0.83$

Invloed belastingtijd: $k_t = 0.99$

De krimpverkorting wordt nu

$$\varepsilon_{br} = \varepsilon_c \cdot k_b \cdot k_h \cdot k_p \cdot k_t = 0.1 \cdot 10^{-3} \cdot 0.86 \cdot 0.57 \cdot 0.83 \cdot 0.99 = \mathbf{4.03 \cdot 10^{-5}}$$

In water

In water is de basiskrimp gelijk aan 0. Dus ook de krimpverkorting is gelijk aan 0.

Verouderingscoëfficiënt

Voor de verouderingscoëfficiënt ρ geldt (zie ook hoofdstuk 4)

$$\rho = \frac{\sum_{i=1}^n \Delta\sigma_i \cdot \varphi(t, \tau_i)}{(\sigma(t) - \sigma_0) \cdot \varphi(t, \tau_0)} \quad (4.11)$$

met: n = aantal belastingstappen (= tijdstappen) [-]
 $\Delta\sigma_i$ = spanningsverandering tussen tijdstip $i-1$ en i [N/mm^2]
 $\sigma(t)$ = spanning op tijdstip t [N/mm^2]
 σ_0 = beginspanning ($t=0$) [N/mm^2]
 $\varphi(t, \tau_i)$ = kruipcoëfficiënt op tijdstip i [-]
 $\varphi(t, \tau_0)$ = kruipcoëfficiënt op $t=0$ [-]

In de teller staat de som van de alle afzonderlijke belastingveranderingen vermenigvuldigd met bijbehorende kruipcoëfficiënt $\varphi(t, \tau_i)$. In de noemer staat de gehele spanningsverandering vermenigvuldigd met de kruipcoëfficiënt $\varphi(t, \tau_0)$. De verouderingscoëfficiënt ρ geeft dus de verhouding weer tussen de situatie waarbij alle belastingveranderingen afzonderlijk aangebracht worden en de situatie waarbij de gehele belastingverandering en één keer aangebracht wordt. De waarde van ρ ligt in het algemeen tussen tamelijk nauwe grenzen voor constructies met kruipfuncties $1.5 < \varphi(t, \tau_0) < 4$. Meestal wordt $\rho = 0.8$ gekozen. Hierboven was bepaald dat de kruipfunctie voor een boortunnel kleiner is dan 1 en valt dus buiten deze grenzen. De verouderingscoëfficiënt van een boortunnel zal bepaald moeten worden.

Ook kan ingezien worden dat de waarde van ρ verschilt per ring. Voor de laatst ingebouwde ringen ligt de waarde van ρ rond de 1. Dat komt doordat de waarden van $\varphi(t, \tau_i)$ en $\varphi(t, \tau_0)$ daar nagenoeg gelijk zijn aan elkaar. Hoe eerder een ring ingebouwd is, hoe kleiner de waarde van $\varphi(t, \tau_i)$. Hierdoor is ρ ook kleiner. De enige parameter die namelijk het verschil veroorzaakt tussen $\varphi(t, \tau_i)$ en $\varphi(t, \tau_0)$ is k_d , die de invloed van de ouderdom van het beton aangeeft. Voor ringen die een belastingverandering ondergaan een lange tijd nadat ze ingebouwd zijn is een kleinere k_d van toepassing simpelweg omdat de belastingverandering uitgeoefend wordt op ouder beton. Hierdoor ook de naam verouderingscoëfficiënt. Nu kan vergelijking 4.11 ook als volgt worden geschreven

$$\rho = \frac{\sum_{i=1}^n \Delta\sigma_i \cdot k_{di}}{(\sigma(t) - \sigma_0) \cdot k_{d0}} \quad \text{met } k_{di} = k_{d0} - \Delta k_{di} \quad (8.6)$$

met: k_{di} = waarde van k_d op tijdstip i [-]
 k_{d0} = waarde van k_d op tijdstip 0 [-]
 Δk_{di} = verandering van k_d tussen tijdstip $i-1$ en i [-]

Als tijdens het bouwproces een ring onder druk wordt gezet en de spanning in die ring verandert niet meer tijdens het bouwproces, dan geldt voor die ring $\rho = 1$. Dit is het geval bij een hele slappe tunnel of een tunnel in hele stijve grond. In die situaties is de N_{ax} verdeling nagenoeg hetzelfde als de vijzelkrachtverdeling. Bij een hele stijve tunnel of een tunnel in slappe grond zal ρ kleiner zijn dan 1. In die situaties is tijdens het bouwproces de ring geregeld onderhevig aan spanningsveranderingen, die worden uitgeoefend op steeds ouder beton. Dit in tegenstelling tot de situatie waarbij de

spanning in één keer wordt aangebracht op de ring. De teller van de uitdrukking van ρ is dan kleiner dan de noemer. Er kan dus ingezien worden dat de verouderingscoëfficiënt afhangt van de factor $\alpha = \sqrt{\frac{k_s}{EA}}$.

Berekening verouderingscoëfficiënt THT

Nu zal de waarde van ρ voor de eerst ingebouwde ring van de THT berekend worden. Dit zal voor allereerst voor de THT in kleigrond gedaan worden. Het verloop van k_d is te zien in figuur 8.1. Het verloop van $\sigma(t)$ wordt lineair verondersteld. Voor een tijdstap i zal 1 dag genomen worden. Spanningsveranderingen worden berekend uit de N_{ax} verdelingen berekend in hoofdstuk 6, zie figuur 6.3.

Gegevens:

Bouwtempo: 10m per dag \approx 6 ringen per dag

Oppervlakte doorsnede: $A = 2.9\text{m}^2$

Axiale normaalkracht: $N_{ax} = 27000\text{kN}$

Vijzelkracht: $F_v = 22700\text{kN}$

Aantal belastingstappen $n = 628/6 \approx 105$

De spanning in ring 1 na 105 dagen

$$\sigma(105) = \frac{N_{ax}}{A} = \frac{-27000 \cdot 10^3 \text{ N}}{2.9 \cdot 10^6 \text{ mm}^2} = -9.3 \text{ N/mm}^2$$

en de beginspanning in ring 1

$$\sigma_0 = \frac{F_v}{A} = \frac{-22700 \cdot 10^3 \text{ N}}{2.9 \cdot 10^6 \text{ mm}^2} = -7.83 \text{ N/mm}^2$$

De belastingverandering per tijdstap wordt dan

$$\Delta\sigma_i = \frac{\Delta\sigma}{n} = \frac{\sigma(105) - \sigma_0}{105} = \frac{-9.3 \text{ N/mm}^2 - (-7.83 \text{ N/mm}^2)}{105} = -1.4 \cdot 10^{-2} \text{ N/mm}^2$$

Voor een ouderdom van 28 dagen geldt $k_{d0} = 0.66$ en voor een representatieve ouderdom van 28 dagen + 3 maanden geldt $k_{d0} = 0.4$. De bij deze ouderdom horende waarden voor k_d na 105 dagen belasten zijn

- $k_d(143) = 0.4$
- $k_d(223) = 0.3$

Met een aangenomen lineaire verdeling van k_d over de 105 dagen belasten, kan hieruit voor elke belastingstap de waarde van k_{di} berekend worden en vervolgens ook de sommatie in vergelijking 4.11 voor ρ .

Bij just-in-time inbouwen van ringen geldt voor ρ

$$\rho = \frac{\sum_{i=1}^n \Delta\sigma_i \cdot k_{di}}{(\sigma(t) - \sigma_0) \cdot k_{d0}} = \frac{-0.78 \text{ N/mm}^2}{-1.4 \text{ N/mm}^2 \cdot 0.66} = 0.84$$

en voor een rationele ouderdom van de ouderdom wordt ρ

$$\rho = \frac{\sum_{i=1}^n \Delta\sigma_i \cdot k_{di}}{(\sigma(t) - \sigma_0) \cdot k_{d0}} = \frac{-0.51 \text{ N/mm}^2}{-1.4 \text{ N/mm}^2 \cdot 0.4} = 0.92$$

Voor de situaties in vast- en losgepakt zand liggen de waarden voor de verouderingscoëfficiënt nog hoger en daarom zal aangenomen worden dat voor deze grondsoorten voor alle ringen geldt dat $\rho = 1$.

N_{ax} verdeling van de THT na relaxatie

Nu zal voor twee situaties de verandering van de verdeling van N_{ax} in de THT (figuur 6.3) berekend worden na 50 jaar door relaxatie van het beton. Er wordt een worst-case situatie bekeken en een representatieve situatie.

Gegevens:

Elasticiteitsmodulus: $E = 3.35 \cdot 10^7 \text{ kN/m}^2$

Oppervlakte ringdoorsnede: $A = 2.9 \text{ m}^2$

Worst-case situatie:

- Zeer vochtig milieu
- Just-in-time inbouwen van ringen
- kleigrond

Kruipfactor: $\phi_{50j} = 0.61$

Verouderingscoëfficiënt: ring 1: $\rho = 0.84$

ring 628: $\rho = 1$

Daartussen lineair verlopend

Krimpverkorting $\epsilon_{br} = 4.03 \cdot 10^{-5}$

Voor ring 1 zal de berekening met de hand uitgevoerd worden

Beginspanning $t = 0$:
$$\sigma_0 = \frac{N_{ax}}{A} = \frac{-27000 \cdot 10^3 \text{ N}}{2.9 \cdot 10^6 \text{ mm}^2} = -9.3 \text{ N/mm}^2$$

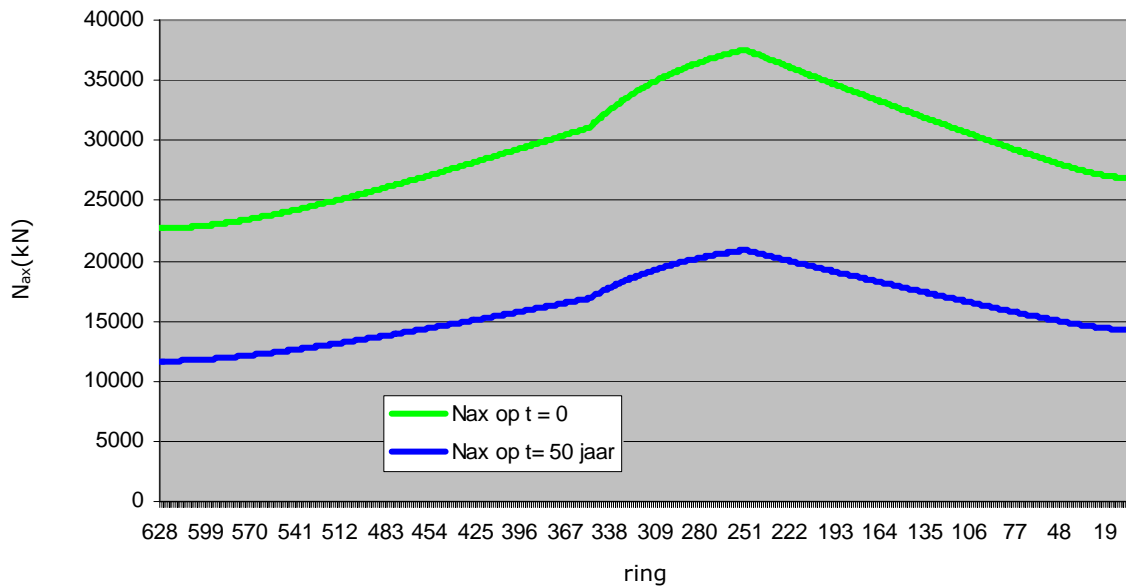
Spanning $t = 50$ jaar:

$$\sigma(t) = \sigma_0 \left(1 - \frac{\phi + \epsilon_{br}(t) \cdot \frac{E_b}{\sigma_0}}{1 + \rho\phi} \right) = \sigma_0 \left(1 - \frac{0.61 - \frac{4.03 \cdot 10^{-5} \cdot 33500 \text{ N/mm}^2}{-9.3 \text{ N/mm}^2}}{1 + 0.84 \cdot 0.61} \right) = 0.50\sigma_0$$

Axiale normaalkracht na 50 jaar:

$$N_{ax} = 0.50\sigma_0 A = 0.50 \cdot -9.3 \text{ N/mm}^2 \cdot 2.9 \cdot 10^6 \text{ mm}^2 = -13485 \text{ kN}$$

Als deze berekening voor alle ring gedaan wordt dan ziet de verdeling van N_{ax} eruit zoals hieronder weergegeven in figuur 8.4.



Figuur 8.4: N_{ax} verdeling in THT na 50 jaar na relaxatie van beton voor een worst-case situatie

Representatieve situatie

- Tunnel in water
- Ringen 3 maanden + 28 dagen oud bij inbouwen
- zandgrond

Kruipfactor: $\phi_{50j} = 0.25$

Verouderingscoëfficiënt: $\rho = 1$

Krimpverkorting $\epsilon_{br} = 0$

Voor ring 1 geldt dan

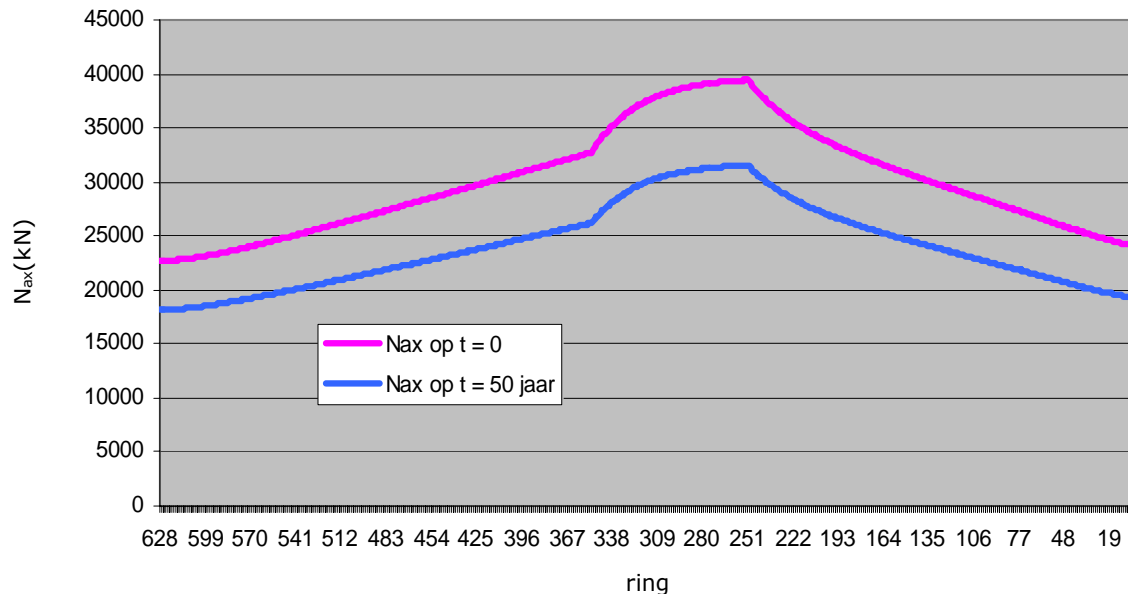
Beginspanning $t = 0$:
$$\sigma_0 = \frac{N_{ax}}{A} = \frac{-24000 \cdot 10^3 \text{ N}}{2.9 \cdot 10^6 \text{ mm}^2} = -8.28 \text{ N/mm}^2$$

Spanning op $t = 50$ jaar:
$$\sigma(t) = \sigma_0 \left(1 - \frac{\phi + \epsilon_{br}(t) \cdot \frac{E_b}{\sigma_0}}{1 + \rho\phi} \right) = \sigma_0 \left(1 - \frac{0.25}{1 + 1 \cdot 0.25} \right) = 0.8\sigma_0$$

Axiale normaalkracht na 50 jaar:

$$N_{ax} = 0.8\sigma_0 A = 0.8 \cdot -8.28 \text{ N/mm}^2 \cdot 2.9 \cdot 10^6 \text{ mm}^2 = -19210 \text{ kN}$$

Voor deze representatieve situatie staat de verdeling van N_{ax} na 50 jaar in figuur 8.5 hieronder.



Figuur 8.5: N_{ax} verdeling in THT na 50 jaar na relaxatie van beton voor een representatieve situatie

De afname van N_{ax} in de tunnel door relaxatie van beton voor een representatieve praktijksituatie is ongeveer 80%. Er zal dus nog een behoorlijke voorspanning aanwezig blijven in de tunnel gedurende zijn levensduur.

8.2 Duurzaamheid van triplex

Alvorens de gevolgen voor de axiale normaalkracht in de tunnel te berekenen door het weggroten van triplex (paragraaf 8.2.2) wordt eerst iets verteld over houtrot in paragraaf 8.2.1.

8.2.1 Houtrot

Hout kan, net als andere materialen van biologische oorsprong, worden aangetast door biologische organismen. Deze houtaantasters kunnen zijn: schimmel, bacteriën, insecten, termieten en mariene boorders. De gevoeligheid voor aantasting door een van deze vijf groepen loopt van houtsoort tot houtsoort sterk uiteen. Met name het voorkomen van bepaalde inhoudsstoffen is van doorslaggevende betekenis.

Het risico dat hout wordt aangetast door bepaalde organismen, hangt enerzijds af van de weerstand die het van nature hiertegen heeft en anderzijds van de praktijkomstandigheden. Dit risico is sterk afhankelijk van factoren als vochtigheid, temperatuur, klimaatschommelingen en dergelijke. Er wordt daarom een onderscheid gemaakt in risicoklassen. Een risicoklasse is een combinatie van een aantal praktijkomstandigheden die de kans op houtaantasting sterk bepalen.

De keuze voor een bepaalde houtsoort met een hogere natuurlijke duurzaamheid kan aanleiding geven de verwachte levensduur te verlengen. Indien sprake is van een zeer korte verwachte levensduur danwel van een gewenste lange levensduur, dan kan men overwegen houtsoorten toe te passen met een hogere natuurlijke duurzaamheid.

Triplexplaatjes in voegen van boortunnels bevinden zich in een omgeving met een hoge relatieve vochtigheid. Dit is nadelig voor de duurzaamheid. In het extreme geval zullen de triplexplaatjes na verloop van tijd weggroten, waardoor alsnog beton-op-beton contact ter plaatse van de ringvoeg ontstaat. De aantasting van de triplexplaatjes wordt mogelijk veroorzaakt door:

- Houtrot verwekkende schimmels

- Bacteriën

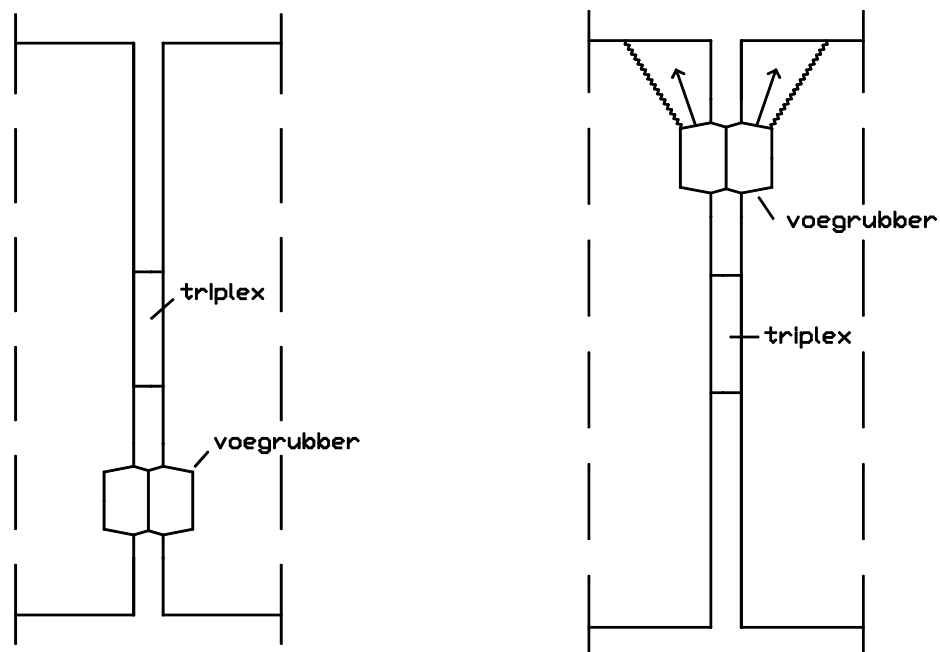
Houtrot verwekkende schimmels

De houtrot verwekkende schimmels produceren enzymen, cellulase en/of ligninase, die de afbraak van cellulose en lignine bewerkstelligen. In korte tijd kan hierdoor de sterkte van het hout aanzienlijk verminderen. De houtrot verwekkende schimmels vormen schimmeldraden, die in het hout dringen en daarin voortwoekeren. Het hout valt hierdoor uiteindelijk uiteen.

Bacteriën

Zeer veel bacteriën zijn in staat om het 'frame work' van hout, de cellulose, aan te tasten. Gelukkig hangt de snelheid van de destructie van hout niet alleen af van de bacteriologische toegang tot de cellulose. De cellulosebundels in de houtcelwanden liggen in een matrix van hemicellulose en lignine. Omdat weinig micro-organismen in staat zijn lignine af te breken, is hout in feite een duurzaam samengesteld materiaal. De toegang tot de cellulose wordt zo door de lignine bevestigd voor alle organismen, behalve die, welke lignine kunnen afbreken. Zoals bijvoorbeeld de hierboven beschreven houtrot verwekkende schimmels. De combinatie van de twee organismen veroorzaakt een grote aantasting aan het triplex.

Door grote axiale drukken in de tunnelling wordt het triplex dichtgedrukt. Deze verdichting heeft een lagere permeabiliteit tot gevolg en wellicht komt dit de duurzaamheid ten goede. Organismen en water dringen moeilijker het hout binnen. Dit vertraagt het aantastingsproces. Er zouden geen duurzaamheidsproblemen zijn wanneer de triplexplaatjes volledig ondergedompeld zouden zijn in het water. Dit wordt echter voorkomen doordat afdichtingsprofielen gebruikt worden om waterindringing te voorkomen, zie links in figuur 8.6.



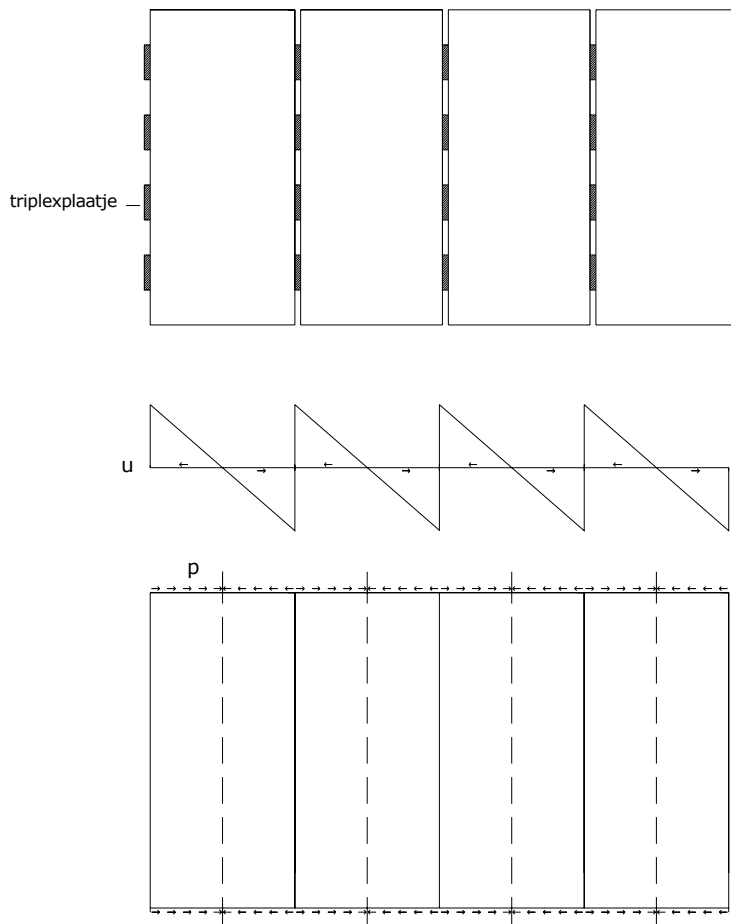
Figuur 8.6: triplexplaatje en afdichtingsprofiel

Een mogelijkheid zou zijn om de voe grubbers aan de binnenzijde van de ringvoeg te plaatsen. De triplexplaatjes zouden dan volledig door water omringd zijn en niet verrotten. Er is wel een nadeel. Door de waterdruk op de voe grubbers worden krachten in beton ingeleid. Hierdoor zouden de hoeken van de ringen kunnen afschuiven, zie

rechts in figuur 8.6. Om dit te voorkomen zou eventueel extra (afschuif)wapening aangebracht moeten worden in dit deel van de ringen.

8.2.2 Gevolgen voor N_{ax} bij houtrot

Het wegrotten van de triplexplaatjes in de ringvoegen heeft ongetwijfeld gevolgen voor de axiale normaalkracht N_{ax} . De dikte van de triplexplaatjes wordt kleiner dus de voegbreedte ook. Hierdoor vindt ontspanning van de ringen plaats met een afname van N_{ax} als gevolg. Er wordt eerst aangenomen dat het triplex in de voegen aan beide kanten van een ring gelijkmatig wegrot. Dit heeft een ontspanning van de ring naar beide kanten tot gevolg. Het midden van de ring ondergaat geen verplaatsing. Meerdere ringen in oegenschouw genomen en wederom aangenomen dat alle triplexplaatjes gelijkmatig wegrotten levert een situatie op zoals figuur 8.7 laat zien.



Figuur 8.7: gelijkmatig wegrotten triplex en verdeling van u en p

De bovenste afbeelding geeft de situatie weer vóór het wegrotten van het triplex en de onderste afbeelding de situatie erna. De middelste afbeelding is het verplaatsingsverloop. Doordat de verplaatsing u steeds van teken wisselt, is de verdeelde reactiekracht p van de grond ook steeds de andere kant op gericht. Met andere woorden, er kan geen noemenswaardige tegenkracht geleverd worden om de ontspanning van de ringen tegen te gaan. Dit is zeer ongunstig voor het verloop van N_{ax} in de tunnel. Deze zal een grote afname hebben. Een gekromde tunnel zal in axiale richting belast worden door de horizontale waterdruk. Dit geeft een extra tegendruk die ontspanning van de ringen tegenwerkt. Deze tegendruk wordt echter verwaarloosd.

Schimmels en bacteriën kunnen de triplexplaatjes alleen aan de zijkanten aantasten. Bij voortdurende aantasting zal de oppervlakte van de triplexplaatjes steeds kleiner worden. De axiale normaalkracht moet dan overgebracht worden door een kleiner voegoppervlak

en daardoor stijgt de voegspanning. Door de grotere vervorming van het triplex neemt de voegbreedte af en ontspannen de ring. De verandering van het voegoppervlak hangt af van de aantastingssnelheid v_a volgens

$$\Delta A = -v_a t \quad (8.7)$$

met: ΔA = verandering van het oppervlak van triplex in de voeg [mm^2]
 v_a = aantastingssnelheid [mm^2/dag]
 t = tijd [dag]

De ontspanning van een ring kan niet groter worden dan de spanningsloze toestand van de ring. De verlenging van de ring is dan

$$\Delta L_r = \frac{N_{ax} \cdot L_r}{EA} \quad (8.8)$$

met: ΔL_v = verandering van de ringbreedte [mm]
 L_r = ringbreedte [m]
 EA = rekstijfheid van de ring [kN]

Dus als de aantasting van triplex zo vergevorderd is dat geldt $\Delta L_v = -\Delta L_r$ dan is de ring volledig ontspannen en is dus N_{ax} verdwenen. Nu zullen enkele gevallen besproken worden met betrekking tot de Tweede Heienoord Tunnel.

Geval 1: Wegroten van alle triplexplaatjes van de THT

In dit geval geldt voor alle ringen dat de afname van de voegbreedte gelijk is aan de voegbreedte zelf dus $\Delta L_v = L_v$. Deze voegbreedte verschilt per ring en hangt af van de grootte van de indrukking van het triplex. Door het irreversibele spanning-rek gedrag van triplex zal deze indrukking afhangen van de grootste spanning die tijdens het bouwproces op de ringen is uitgeoefend. Voor deze maximale spanning in de voeg geldt

$$\sigma_{\max} = \frac{N_{ax, \max}}{nA_t} \quad (8.9)$$

met: σ_{\max} = maximale spanning in de voeg [N/mm^2]
 $N_{ax, \max}$ = maximale axiale normaalkracht in de voeg [kN]
 n = aantal triplex voegplaatjes [-]
 A_t = oppervlakte van een triplexplaatje [mm^2]

In figuur 5.30 kan dan de rek ε van het triplex afgelezen worden en de afname van de voegbreedte wordt dan

$$\Delta L_v = L_v = (1 - \varepsilon)L_{vi} \quad (8.10)$$

met: ΔL_v = verandering van de voegbreedte [mm]
 L_v = voegbreedte [mm]
 ε = rek [-]
 L_{vi} = initiële voegbreedte [mm]

Voorbeeld: berekening ontspanning ring 350 voor THT in kleigrond

Bij de berekening wordt gebruik gemaakt van de waarden van N_{ax} en F_v in figuur 6.3. Bij volledige ontspanning van ring 350 is de verandering van de ringbreedte

$$\Delta L_r = \frac{N_{ax} \cdot L_r}{EA} = \frac{31000 \text{ kN} \cdot 1.5 \text{ m}}{3.35 \cdot 10^7 \text{ kN/m}^2 \cdot 2.9 \text{ m}^2} = 0.48 \text{ mm}$$

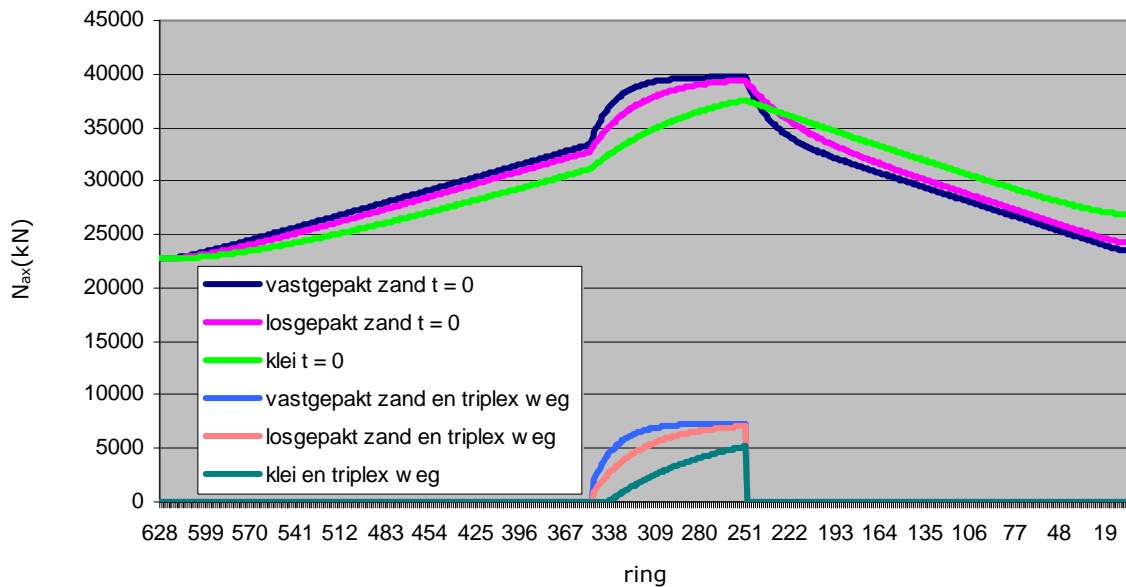
en de maximale spanning in de ring was

$$\sigma_{\max} = \frac{N_{ax,\max}}{nA_t} = \frac{34047 \cdot 10^3 \text{ N}}{28 \cdot 140 \text{ mm} \cdot 150 \text{ mm}} = 57.9 \text{ N/mm}^2$$

Voor de rek bij deze spanning geldt $\epsilon = 0.7$ (figuur 5.30) en dan wordt de verandering van de voegbreedte

$$\Delta L_v = L_v = (1 - \epsilon)L_{vi} = (1 - 0.7) \cdot 2 \text{ mm} = 0.6 \text{ mm} > \Delta L_r = 0.48 \text{ mm}$$

Voor ring geldt dus dat $\Delta L_v > \Delta L_r$ en dat betekent dat, na weggroten van het triplex, deze ring volledig ontspant. Als deze berekening wordt uitgevoerd voor alle ringen van de THT is de afname van N_{ax} in de tunnel zoals afgebeeld in figuur 8.8.

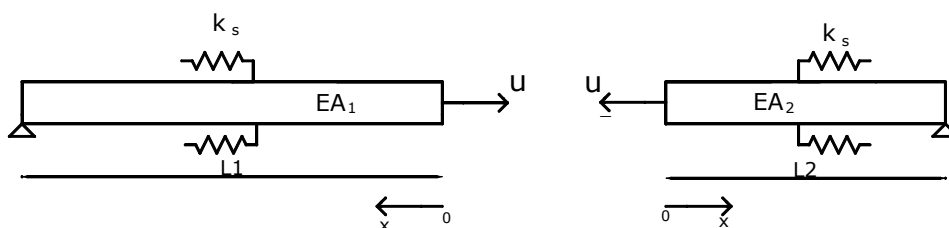


Figuur 8.8: Afname van N_{ax} in de THT na weggroten van alle triplexplaatjes

Alleen in het midden van de tunnel zal nog enkele axiale voorspanning aanwezig zijn. De axiale normaalkracht zal waarschijnlijk nog verdeeld worden over naastgelegen ringen, maar er kan geconcludeerd worden dat de tunnel na het weggroten van het triplex over een groot gedeelte van de tunnel volledig zijn axiale voorspanning verliest.

Geval 2: Plaatselijk weggroten van enkele triplexplaatjes in de THT

Als plaatselijk de praktijkomstandigheden zo zijn dat op een bepaalde plaats in de tunnel triplexplaatjes weggroten en elders niet, dan zal de tunnel plaatselijk ontspannen. Omdat de tunnel in dit gedeelte inkort, zal de tunnel aan beide kanten ervan een verplaatsing ondergaan, zie figuur 8.9.



Figuur 8.9: belastinggeval bij het plaatselijk weggroten van enkele triplexplaatjes

Nu zal wel een reactie door de grond uitgeoefend worden. De verplaatsing die beide tunneldelen ondergaan kan bepaald worden door een sommatie van de verandering van de ringvoegbreedtes

$$u = \frac{1}{2} \sum_j \Delta L_{vj} \quad (8.11)$$

De verdeling van N_{ax} die ontstaat in de tunnel door deze verplaatsing kan berekend worden met

$$N_{ax} = \frac{uEAa}{(e^{aL} - e^{-aL})} (e^{ax} + e^{-ax}) \quad (8.12)$$

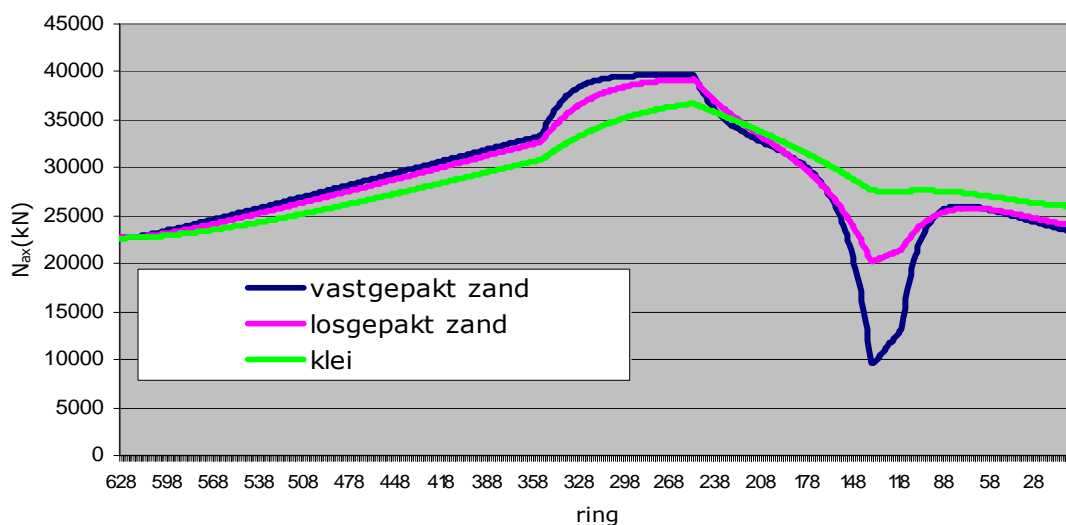
Voorbeeld: berekening N_{ax} bij weggroten triplexplaatjes van ring 115 t/m 135
De maximale spanning die in de ringvoegen van ring 115 t/m 135 aanwezig was is

$$\sigma_{max} = \frac{N_{ax,max}}{nA_t} = \frac{30000 \cdot 10^3 N}{28 \cdot 140mm \cdot 150mm} = 51N/mm^2$$

en de hierbij behorende rek $\varepsilon = 0.67$ (zie figuur 5.30) en de verplaatsing u kan dan berekend worden met

$$u = \frac{1}{2} \sum_j \Delta L_{vj} = \frac{1}{2} \cdot 20\varepsilon L_{vi} = 10 \cdot 0.67 \cdot 2mm = 13.4mm$$

Met behulp van vergelijking 8.12 kan de verdeling van N_{ax} als gevolg van deze verplaatsing bepaald worden. Nu moet voor de rekstijfheid EA de waarde gebruikt worden die geldt voor een beton-op-beton contact in de ringvoegen. De verdeling opgeteld bij de verdeling van N_{ax} in figuur 6.3 levert de nieuwe verdeling van N_{ax} weergegeven in figuur 8.10.



Figuur 8.10: verdeling van N_{ax} in de THT bij weggroten triplexplaatjes in ring 115 t/m 135

De ontspanning van het betreffende gedeelte zal groter zijn, als de grond rond de tunnel ter plaatse van dat gedeelte stijver is. Dit geldt ook als de stijfheid van de tunnel kleiner is. Het eerste is goed te zien in figuur 8.10.

Geval 3: Berekening van de hoeveelheid triplex dat weg moet rotten om volledige ontspanning van ringen te verkrijgen

We beschouwen nu de ring in de THT die als eerste volledige ontspanning bereikt. Dat is ring 627 nabij de ontvangtschacht (zie figuur 6.3). Verandering van ringbreedte van ring 627 bij ontspanning is

$$\Delta L_r = \frac{N_{ax} \cdot L_r}{EA} = \frac{22700 \text{ kN} \cdot 1.5 \text{ m}}{3.35 \cdot 10^7 \text{ kN/m}^2 \cdot 2.9 \text{ m}^2} = 0.35 \text{ mm}$$

en de maximale spanning in de voeg was/is

$$\sigma_{\max} = \frac{N_{ax, \max}}{nA_t} = \frac{22700 \cdot 10^3 \text{ N}}{28 \cdot 140 \text{ mm} \cdot 150 \text{ mm}} = 38.6 \text{ N/mm}^2 = \sigma_0$$

en de bijbehorende rek $\epsilon_0 = 0.6$ (figuur 5.30). De aanvankelijke voegbreedte is dan

$$L_{v0} = (1 - \epsilon)L_{vi} = (1 - 0.6) \cdot 2 \text{ mm} = 0.8 \text{ mm}$$

Om een ontspanning van de ring te bewerkstelligen moet gelden voor de voegbreedte

$$L_v = L_{v0} - \Delta L_r = 0.8 \text{ mm} - 0.45 \text{ mm} = 0.35 \text{ mm}$$

en de rek is dan

$$\epsilon = 1 - \frac{L_v}{L_{vi}} = 1 - \frac{0.45 \text{ mm}}{2 \text{ mm}} = 0.775$$

De spanning in de voeg bij deze rek is $\sigma = 70.8 \text{ N/mm}^2$ (figuur 5.30) en de verandering van de oppervlakte van het triplex kan nu berekend worden

$$\Delta A_t = \frac{(\sigma - \sigma_0) \cdot N_{ax}}{\sigma \cdot \sigma_0} = \frac{(70.8 \text{ N/mm}^2 - 32.2 \text{ N/mm}^2) \cdot 22700 \cdot 10^3 \text{ N}}{70.8 \text{ N/mm}^2 \cdot 32.2 \text{ N/mm}^2} = 3.84 \cdot 10^5 \text{ mm}^2$$

Het percentage oppervlakte van het triplex dat weg moet rotten om volledige ontspanning van ring 627 te bewerkstelligen is dan

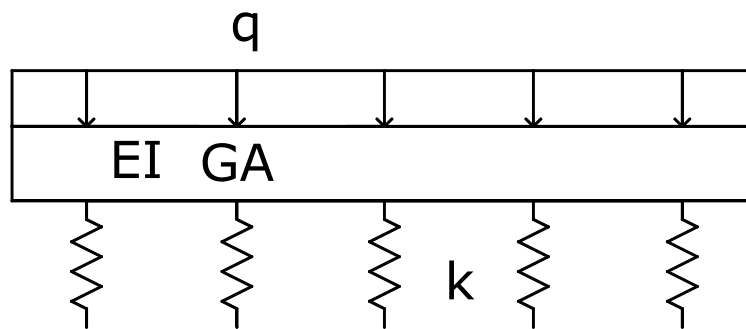
$$\frac{\Delta A_t}{nA_t} \cdot 100\% = \mathbf{65\%}$$

9 Draagvermogen en waterdichtheid

De axiale normaalkracht vergroot de dwarskrachtcapaciteit en de momentcapaciteit van de tunnel. Dit wordt behandeld in paragraaf 9.2 en paragraaf 9.3. Eerst zal in paragraaf 9.1 iets verteld worden en de berekening van dwarskrachten en buigende momenten in de tunnelling.

9.1 Dwarskrachten en buigende momenten door liggerwerking

Liggerwerking van een tunnel ontstaat wanneer in axiale richting de condities (loodrecht op de tunnel) veranderen. De dwarskrachten en buigende momenten die daardoor ontstaat in de tunnel kunnen worden berekend met analytische modellen en numerieke verenmodellen. Bij verenmodellen worden de ringen en ringvoegen apart in het model verwerkt. De voegen worden als veren gemodelleerd en de ringen als starre liggers. Bij het gebruik van analytische modellen wordt de ligger beschouwd als elastisch ondersteunde buig- en/of afschuifligger, zie figuur 9.1.



Figuur 9.1: elastisch ondersteunde buig- afschuifligger

Voor drie modelleringen van de ligger gelden drie verschillende differentiaalvergelijkingen, zie tabel 9.1.

Liggersysteem	Differentiaalvergelijking
Buigligger	$EI \frac{d^4 w}{dx^4} + kw = q(x)$
Afschuifligger	$GA \frac{d^2 w}{dx^2} - kw = q(x)$
Gecombineerde buig- en afschuifligger	$EI \frac{d^4 w}{dx^4} - GA \frac{d^2 w}{dx^2} + kw = q(x)$

Tabel 9.1: Differentiaalvergelijkingen voor verschillende liggersystemen

Afhankelijk van de verhouding tussen de buigstijfheid EI en de afschuifstijfheid GA kan een tunnel geschematiseerd worden tot één van de drie liggersystemen in tabel 9.1. Zolang q en k constant zijn over de ligger (zoals in figuur 9.1), zullen alle punten van de ligger een gelijke verplaatsing ondergaan waarvoor geldt

$$w = \frac{q}{k} \quad (9.1)$$

met: q = gelijkmatig verdeelde belasting op de ligger [kN/m]
 k = (verticale) beddingsconstante [kN/m²]

De ligger zal niet vervormen, alleen verplaatsen. Voor het buigend moment M en de dwarskracht V geldt namelijk

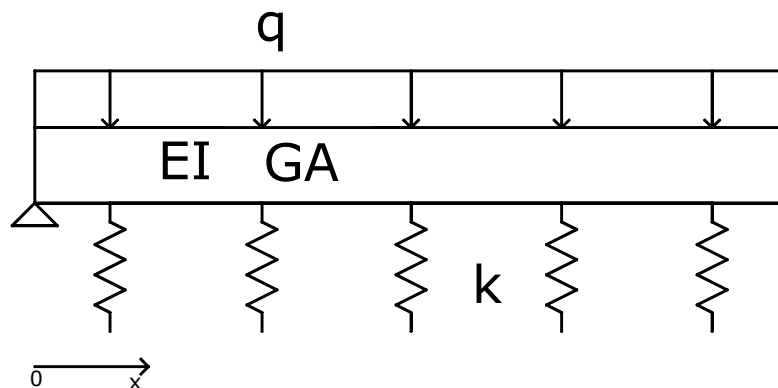
$$M = -EI \frac{d^2 w}{dx^2} \quad (9.2)$$

$$V = -EI \frac{d^3 w}{dx^3} + GA \frac{dw}{dx} \quad (9.3)$$

met: M = buigend moment [kNm]
 V = dwarskracht [kN]
 EI = buigstijfheid [kNm²]
 GA = afschuifstijfheid [kN]
 w = verticale verplaatsing [m]
 x = horizontale coördinaat [m]

Omdat $\frac{dw}{dx} = 0$ zullen geen buigende momenten en dwarskrachten in de tunnel aanwezig zijn.

Voor de situatie nabij de start- of ontvangtschacht geldt de modellering in figuur 9.2. Omdat de eindschacht op palen gefundeerd is, zal daar de verplaatsing $w = 0$ opgelegd worden. Rotaties kunnen wel optreden, zodat de oplegging als een scharnier geschematiseerd kan worden.



Figuur 9.2: schematisatie ligger nabij een schacht (gemodelleerd als scharnier)

De ligger als buigligger geschematiseerd en gebruikmakend van de randvoorwaarden bij de schacht ($w = 0$; $M = 0$) levert dan voor de verplaatsing w

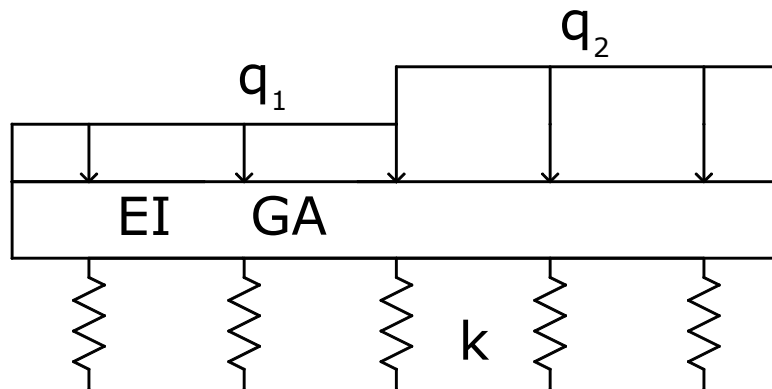
$$w = \frac{q}{k} \left(1 - e^{-\beta x} \sin\left(\beta x + \frac{\pi}{2}\right)\right) \quad \text{met} \quad \beta = \sqrt[4]{\frac{k}{4EI}} \quad (9.4)$$

Uit vergelijking 9.4 voor de verplaatsing w volgt voor het buigend moment M en de dwarskracht V

$$M = -EI \frac{d^2 w}{dx^2} = \frac{q}{2\beta^2} e^{-\beta x} \sin \beta x \quad (9.5)$$

$$V = -EI \frac{d^3 w}{dx^3} = \frac{q}{\beta\sqrt{2}} e^{-\beta x} \sin\left(\beta x - \frac{\pi}{4}\right) \quad (9.6)$$

Uit vergelijking 9.4 blijkt dat de doorbuiging van het linkeruiteinde (schacht in $x=0$) snel toeneemt en vervolgens nadert tot de waarde q/k die zou optreden bij een ligger die uitsluitend elastisch is ondersteund. De schacht zorgt dus voor een verstoring die uitdempt en zich dus uitstrekt over een beperkt gebied. De grootte van het storingsgebied hangt af van de parameter β die een maat is voor de verhouding tussen de grondstijfheid en de buigstijfheid van de tunnelling. Deze is te vergelijken met de parameter α voor de afname van N_{ax} in de tunnel. Ook bij het onderstaande geval treedt een verstoring op, zie figuur 9.3. Een verschil in belasting over de tunnel in axiale richting.



Figuur 9.3: Variatie van verdeelde belasting op een tunnel

Met behulp van overgangsvoorwaarden kan hiervoor ook de grootte van M en V bepaald worden. Andere variaties in axiale richting die dwarskrachten en momenten veroorzaken zijn:

- Verschillen in stijfheid van grondmedium
- Ongelijkmatige zettingen
- Krachtsoverdracht ter plaatse van TBM

Bij gebruik van de in tabel 9.1 staande differentiaalvergelijkingen worden afschuifstijfheid GA en buigstijfheid EI constant verondersteld. Echter, bij een boortunnel zijn EI en GA vervormingsafhankelijk. Bij een bepaald buigend moment zal ringvoegopenstand optreden, hetgeen resulteert in een lokale reductie van de buigstijfheid. Ten gevolge van ringvoegopenstand treedt lokaal een sterke reductie op van traagheidsmoment I en afschuifstijfheid GA , waardoor extreme snedekrachten worden getemperd. Ten opzichte van een monoliete constructie reageert een aan ringvoegopenstand onderhevige tunnelling dus slapper, dat een gunstigere krachtswerking oplevert. De lokale stijfheidsreductie kan niet in het analytische model geïmplementeerd worden en wordt verdisconteerd door gebruik te maken van een equivalente buigstijfheid EI_{eq} en afschuifstijfheid GA_{eq} . Deze equivalente buigstijfheden worden zodanig bepaald dat de extreme momenten in de lining voldoende overeenkomen met waarden gevonden uit een numeriek verenmodel, waarin het voeggedrag wel is opgenomen.

Een grotere axiale normaalkracht N_{ax} in de tunnel zorgt ervoor dat ringvoegopenstand optreedt bij een groter moment. De stijfheidsreductie zal dan ook bij een groter buigend moment optreden. Hierdoor zullen de snedekrachten groter zijn, maar de vervorming van de tunnel zal kleiner zijn. Door de grotere N_{ax} zal de opnamecapaciteit van V en M groter worden. Door de kleinere vervormingen zal de waterdichtheid vergroot worden.

9.2 Ringafschuiving

Voor de opnamecapaciteit van dwarskracht in een boortunnel is de ringvoeg maatgevend. De dwarskracht in de voeg moet opgenomen worden door middel van

droge (Coulombse) wrijving. Hoe groter de axiale normaalkracht in de voeg, hoe groter de maximaal op te nemen dwarskracht. Als wordt aangenomen dat bij bezwijken een plastische verdeling van de schuifspanning in de voeg aanwezig is, dan kan deze weergegeven worden door

$$V_u = \mu N_{ax} + c \quad (9.7)$$

met: V_u = maximaal op te nemen dwarskracht [kN]
 μ = wrijvingscoëfficiënt tussen beton en voegmateriaal [-]
 N_{ax} = axiale normaalkracht in de voeg [kN]
 c = deugelcapaciteit [kN]

Bij een aanname van een plastische verdeling van de schuifspanningen in de voeg geldt als voorwaarde dat het voegmateriaal genoeg vervormingscapaciteit bezit.

Voor verschillende voegmaterialen staan de wrijvingscoëfficiënten in tabel 9.2 hieronder, zie van Empel [16].

Voegmateriaal	μ
Triplex	0.4
Beton-op-beton	0.4
Kaubit	0.37

Tabel 9.2: Wrijvingscoëfficiënten voor verschillende voegmaterialen

Wanneer $V > V_u$ dan vindt in de ringvoeg slip plaats en gaan de ringen ten opzichte van elkaar verschuiven. Doordat herverdeling van dwarskrachten plaatsvindt over de nabijgelegen ringen wanneer een bepaalde ring de dwarskracht niet meer op kan nemen, wordt de Uiterste Grenstoestand (UGT) van de tunnel niet overschreden. Door de grote vervorming als gevolg van ringverschuiving kan wel de Bruikbaarheids Grenstoestand (BGT) overschreden worden. Hierbij kan gedacht worden aan:

- *Waterdichtheid van de tunnel*
- *Schade aan wegdek of spoorrails*
Deze kunnen worden onderworpen aan buigende momenten en dwarskrachten waarop ze niet zijn ontworpen
- *Gebruikscomfort*
Denk hierbij aan hobbels of kuilen in wegdek van een autotunnel. Ook aan het gebruikscomfort van bijvoorbeeld een HSL zijn hoge eisen gesteld; bij een te grote ringverschuiving zou deze eis overschreden kunnen worden.

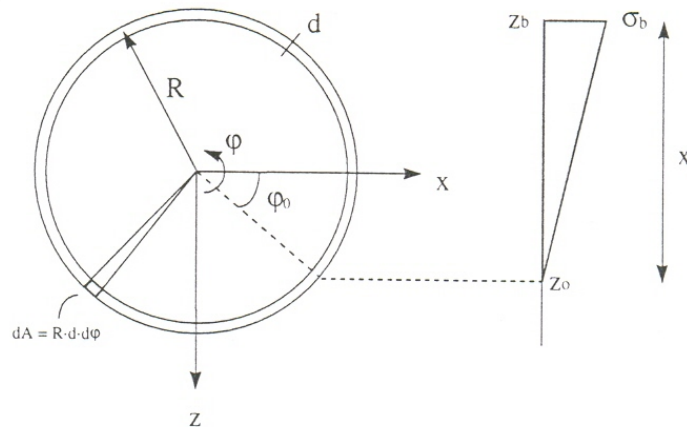
9.3 Momentcapaciteit en waterdichtheid

Het buiggedrag van een lining van een boortunnel is anders dan het buiggedrag van een monoliete betonconstructie. Dit heeft te maken met het feit dat in de ringvoegen van de tunnel geen trekspanningen over kan brengen. Visschedijk [11] heeft een theoretisch model opgesteld waarbij de kromming kan worden beschreven aan de hand van

$$\kappa(\varphi_0) = \frac{N_{ax}}{R^2 E_b d} \cdot \kappa'(\varphi_0) \quad (9.8)$$

$$\text{en } \kappa'(\varphi_0) = \frac{-1}{\sin(\varphi_0) \cdot \left(\frac{1}{2} \pi - \varphi_0\right) - \cos(\varphi_0)} \quad (9.9)$$

met: φ_0 = de hoek waar de betondrukzone begint (zie figuur 9.4) [rad]
 E_b = elasticiteitsmodulus beton [kN/m²]
 d = liningdikte [m]
 R = straal [m]



Figuur 9.4: Model voor de beschrijving van het buiggedrag van gesegmenteerde tunnelling

De relatie tussen de hoogte waarover gaping optreedt (φ_0) en het buigend moment dat door de doorsnede kan worden opgenomen, wordt gegeven door

$$M = N_{ax} \cdot R \cdot M'(\varphi_0) \quad (9.10)$$

en

$$M'(\varphi_0) = \frac{-\pi + 2\varphi_0 + \sin(2\varphi_0)}{4(\sin(\varphi_0) \cdot (\frac{1}{2}\pi - \varphi_0) - \cos(\varphi_0))} \quad (9.11)$$

De ringvoegopenstand kan worden bepaald door te veronderstellen dat de krommingen zich lokaliseren in de ringvoegen. De relatie die hiervoor kan worden gegeven luidt

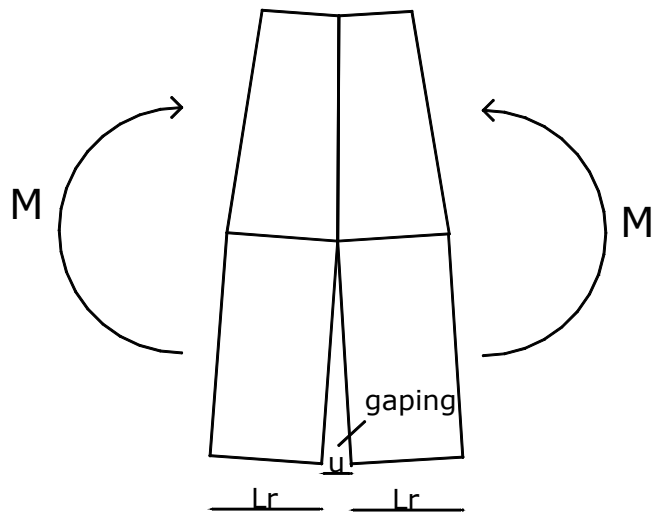
$$u = \frac{N_{ax} \cdot L_r}{2R \cdot E_b \cdot d} \cdot u'(\varphi_0) \quad (9.12)$$

en

$$\kappa'(\varphi_0) = \frac{\sin(\varphi_0) + 1}{-\sin(\varphi_0) \cdot (\frac{1}{2}\pi - \varphi_0) + \cos(\varphi_0)} \quad (9.13)$$

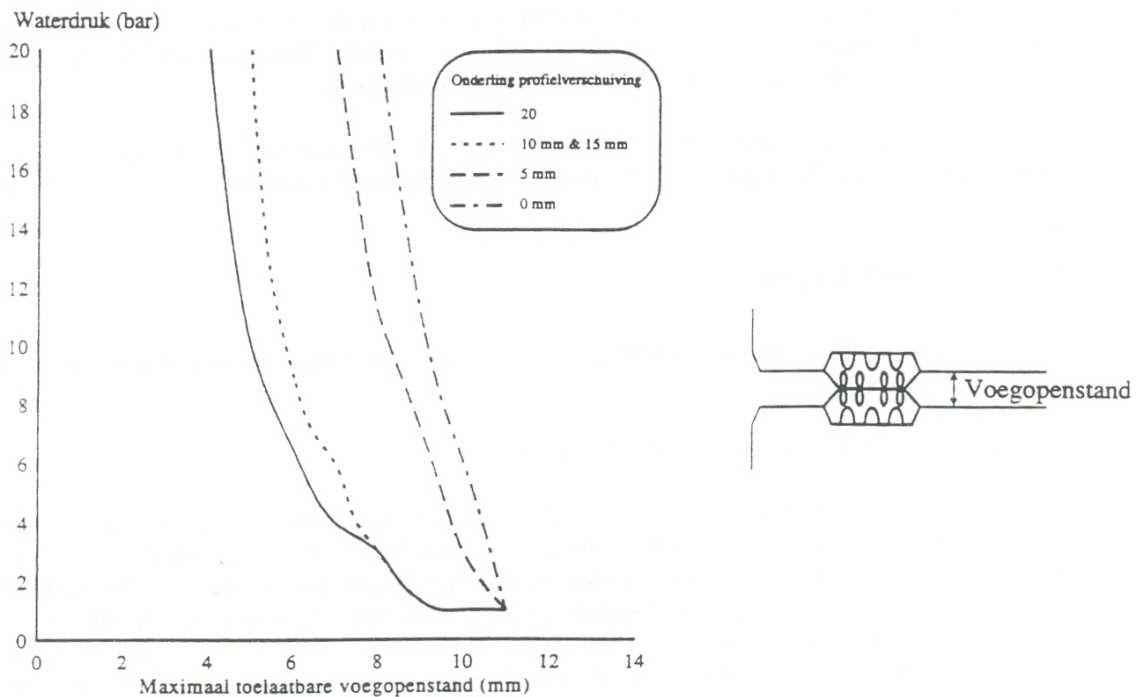
met: L_r = ringbreedte [m]
 u = ringvoegopenstand [m]

In de voeg van een ring ontstaat op den duur een gaping u onder invloed van een buigend moment, zie figuur 9.5.



Figuur 9.5: Ringvoegopenstand in ringvoeg onder invloed van een moment

Volgens van Empel [16] is voor reële waarden van N_{ax} de waterdichtheid van de lining verreweg maatgevend boven bezwijken van de lining ten gevolge van het bereiken van het maximaal door de lining opneembare buigend moment. Dus voordat het beton aan de drukzijde stuikt, is de gaping u al zo groot dat water de tunnel inloopt. De uiterste ringvoegopenstand heeft te maken met de heersende waterdruk op het voegrubber in de ringvoeg. Bij een grotere waterdruk is de toelaatbare voegopenstand kleiner, zie figuur 9.6.



Figuur 9.6: relatie tussen waterdruk en toelaatbare voegopenstand

Door vergelijking 9.10 in vergelijking 9.12 in te vullen kan bij een maximaal optredend buigend moment (berekend met een liggerwerkingmodel) en een uiterste ringvoegopenstand de waarde van ϕ_0 bepaald worden. De waarde van u die ingevuld moet worden is dan de maximaal toelaatbare ringvoegopenstand min de initiële ringvoegbreedte. N_{ax} benodigd om de maximaal toelaatbare voegopenstand niet te

overschrijden kan dan berekend worden door de waarde van φ_0 in te vullen in vergelijking 9.10 of 9.12.

10 Conclusies en aanbevelingen

Conclusies:

- 1) Als de vijzelkracht F_v gedurende het bouwproces van een boortunnel constant is, dan is de axiale voorspanning N_{ax} over de gehele boortunnel constant en geldt $N_{ax} = F_v$. De rekstijfheid EA van de tunnel en de axiale beddingsconstante k_s hebben hier geen invloed op.
- 2) Wanneer tijdens het bouwproces de vijzelkracht verandert, zal de grond door middel van wrijving een reactiekracht uitoefenen op de tunnel die invloed heeft op de axiale voorspanning in de tunnel.
 - Als een plotselinge verandering van de vijzelkracht plaatsvindt van F_{v1} naar F_{v2} , dan zal een exponentiële verandering plaatsvinden van de axiale normaalkracht in de tunnel te benaderen met $N_{ax} = F_{v2}e^{-\alpha x} + F_{v1}$.
 - Als tijdens het bouwproces de vijzelkracht een bepaalde tijd verlaagd is, dan zal in de tunnel een exponentiële afname van de axiale normaalkracht te zien zijn tot het punt in de tunnel waar de verlaging van de vijzelkracht was ingezet. Vanaf dat punt neemt de axiale normaalkracht weer exponentieel toe. Een grotere zakking van de vijzelkracht en een langere duur van deze zakking hebben een negatieve invloed op de axiale voorspanning in de tunnel.
 - Bij een lineaire toename van de vijzelkracht gedurende het bouwproces, zal een verdeling van de axiale normaalkracht N_{ax} ontstaan die parallel loopt aan het vijzelkrachtsverloop met $N_{ax} > F_v$. Bij een lineaire afname van de vijzelkracht gebeurt hetzelfde maar dan met $N_{ax} < F_v$.
- 3) De grootte van de gradiënt van de axiale voorspanning in de tunnel bij een plotselinge vijzelkrachtsverandering is afhankelijk van de axiale beddingsconstante k_s en de rekstijfheid EA van de tunnel. Dit kan worden aangegeven met de parameter $\alpha = \sqrt{k_s/EA}$. Bij een grotere axiale beddingsconstante k_s en kleinere rekstijfheid EA zal de gradiënt van de axiale normaalkracht N_{ax} groter zijn.
- 4) Als $\alpha \rightarrow \infty$ dan nadert de verdeling van de axiale normaalkracht de vijzelkrachtsverdeling uitgeoefend op de tunnel. Als $\alpha \rightarrow 0$ dan zal de waarde van axiale normaalkracht in de gehele tunnel gelijk zijn aan de vijzelkracht uitgeoefend op de laatste ring. Een slappe tunnel in stijve grond 'past zich moeilijker aan' aan de ingestelde vijzelkracht dan een stijve tunnel in slappe grond.
- 5) Tijdens het bouwproces van een boortunnel zal de axiale voorspanning in de tunnel nooit lager worden dan kleinste vijzelkracht die uitgeoefend is op de tunnel.
- 6) Een tunnel met triplexplaatjes als ringvoegmateriaal wordt stijver als de vijzelkracht groter wordt. Dit heeft te maken met het niet-lineaire spanning-rek gedrag van triplex.
- 7) De rekstijfheid van een tunnel met ringen en ringvoegen kan door één waarde EA worden weergegeven die bepaald wordt uit ringstijfheden k_b en voegstijfheden k_v . De rekstijfheid wordt door deze schematisering in geringe mate overschat, maar kan gebruikt worden voor een analytische berekening van de verdeling van N_{ax} in een tunnel met zowel ringen als ringvoegen.
- 8) De invloeden van de ringstijfheid k_b en de voegstijfheid k_v op de gradient van de axiale normaalkracht in de tunnel (in geval van vijzelkrachtsvariatie) zijn gelijk.

- 9) De axiale beddingsconstante k_s voor een bepaalde grondsoort kan worden benaderd door $k_s \approx \pi G$ waarbij G de glijdingsmodulus van de grond is.
- 10) Een variatie van grondsoorten in axiale richting kan alleen in een numeriek verenmodel geïmplementeerd worden. Bij de overgang van verschillende grondsoorten ontstaat een knik in de verdeling van de axiale normaalkracht. Afhankelijk van de stijfheid van de grondsoort zal vanaf dit punt de gradiënt van de axiale normaalkracht groter of kleiner worden.
- 11) Voor een goede verankering van de tunnel in het dichtblok moet het dichtblok langer zijn dan de TBM met een verschil in lengte gelijk aan de verankeringslengte l_v waarvoor geldt

$$l_v = \frac{N_{ax}}{\tau_{max} \cdot O}$$

In deze vergelijking is τ_{max} de maximale schuifspanning die kan worden overgedragen door het dichtblok en O is de omtrek van de afschuifcirkel.

- 12) Een rationele waarde van de kruipfactor ϕ voor een boortunnel ligt tussen 0.2 en 0.4. Een rationele waarde voor de verouderingscoëfficiënt ρ is 1. Voor ringen in klei nabij de startschacht geldt $\rho = 0.9$. Een rationele waarde van de axiale normaalkracht dat zich door middel van relaxatie van de tunnel instelt in de tunnel aan het eind van zijn levensduur is ongeveer 80% van de aanvankelijke axiale normaalkracht.
- 13) Een tunnel met triplex voegmateriaal zal bij weggroten van het triplex bijna volledig zijn axiale voorspanning verliezen.
- 14) Het plaatselijk weggroten van enkele triplexplaatjes in de voegen heeft plaatselijk een ontspanning van de tunnel tot gevolg die groter is bij een grotere waarde van $a = \sqrt{k_s/EA}$.
- 15) Bij een in de praktijk gebruikelijk verloop van de vijzelkracht gedurende het bouwproces, zal bij weggroten van het triplex de ringen nabij de ontvangtschacht als eerste de staat van volledige ontspanning bereiken. In het geval van de Tweede Heinoord Tunnel gebeurt dit als 65% van het voegoppervlak is weggerot.
- 16) De benodigde voorspanning is het grootst op plaatsen waar de condities in axiale richting (loodrecht op de tunnel) variëren, omdat op deze plaatsen de dwarskrachten en buigende momenten het grootst zijn.
- 17) Een grotere axiale voorspanning vergroot de momentcapaciteit en de dwarskrachtcapaciteit van de tunnel. Het vergroten hiervan levert een grotere waterdichtheid op. Een grotere dwarskrachtcapaciteit geeft een kleinere kans op het verschuiven van ringen ten opzichte van elkaar en dit komt de kwaliteit van de tunnel ten goede tijdens de gebruiksfase van de tunnel.

Aanbevelingen:

Ontwerp/uitvoering

- 1) Gebruik geen triplexplaatjes als ringvoegmateriaal. Laat de kwaliteit van een boortunnel niet afhangen van een paar goedkope triplexplaatjes. Het weggroten van triplex heeft een bijna volledige ontspanning van de tunnel tot gevolg. Het

niet bekend zijn van de aantastingssnelheid ervan geeft tevens een onzekerheid in de tijdsduur van het volledig wegrotten van triplex.

- 2) Voor wat betreft een goede waterdichtheid en het voorkomen van ringverschuiving zouden de volgende stappen kunnen worden ondernomen (voor een tunnel zonder triplexvoegen):
 - Bepaal zo nauwkeurig mogelijk de maximaal optredende dwarskracht en buigend moment in de tunnel als gevolg van liggerwerking
 - Bereken de benodigde axiale normaalkracht in de tunnel zodat de maximale ringvoegopenstand niet wordt overschreden en ringen niet gaan verschuiven.
 - In verband met relaxatie van het beton moet de in het vorige punt berekende axiale normaalkracht gedeeld worden door ongeveer 0.8.
 - Als uitvoeringseis zou nu moeten gelden dat de vijzelkracht tijdens het bouwproces niet lager mag worden dan de waarde van de axiale normaalkracht bepaald in het vorige punt.
 - Als tijdens het bouwproces de vijzelkracht toch ongewild lager wordt dan de vereiste waarde, dan kan met het model beschreven in dit rapport berekend worden welke gevolgen dit heeft voor de axiale voorspanning. Ook kan berekend worden welke vijzelkracht benodigd is in het vervolg van het bouwproces om toch de vereiste axiale normaalkracht in de tunnel te verkrijgen.

Beheer

- 3) De ringvoegbreedte van tunnels met triplexvoegen met vaste tijdsintervallen meten (jaarlijks, om het jaar) om de aantastingssnelheid van het triplex te schatten en de gevolgen hiervan op de axiale voorspanning. Op meerdere plaatsen in de tunnel en meerdere plaatsen in de ring meten. Als de aantastingssnelheid te groot is zullen maatregelen genomen moeten worden om de waterdichtheid van de tunnel te kunnen blijven garanderen. Hierbij kan gedacht worden aan het plaatselijk toepassen van externe voorspanning.

Onderzoek

- 4) Het opstellen van een numeriek verenmodel dat rekening houdt met superpositie van het bouwproces met een willekeurig verloop van vijzelkracht. Ook de variatie in axiale beddingsconstante langs de tunnel en een het niet-lineaire gedrag van ringvoegen zou in het model geïmplementeerd moeten worden.
- 5) Het onderzoeken van de gevolgen van het kruipen van grond en het relaxeren van ringvoegmateriaal op de axiale voorspanning.
- 6) Het onderzoeken van de aantastingssnelheid van triplexvoegen bij verschillende praktijkomstandigheden.

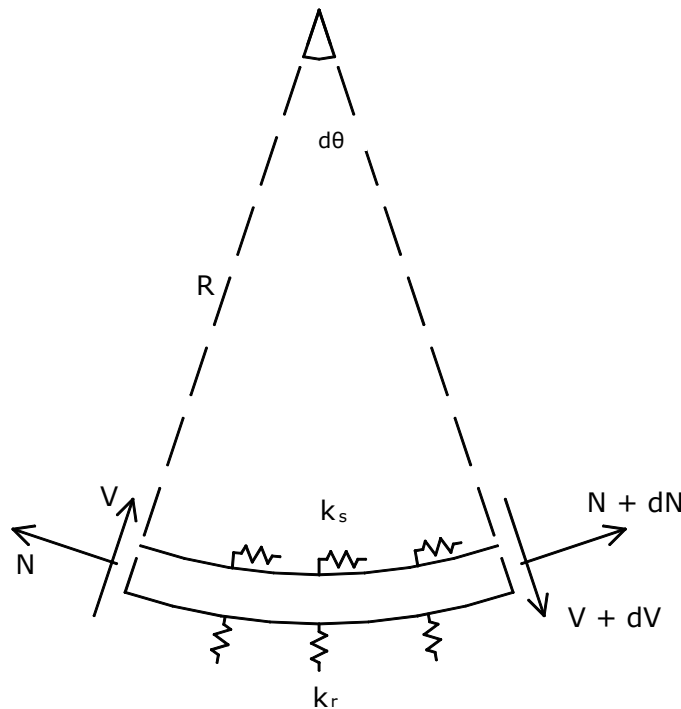
Literatuur

1. Baars, S. van, *The loading on tunnel segments*, Utrecht 1998
2. Bakker, K.J., *Soil Retaining Structures, development of models for structural analysis*, Rotterdam, 2000
3. Berkel, R.H.C. van, *Dichtblok van lagesterktemortel*, *Cement 2*, 1999, p 28-30
4. Blass, H.J. e.a., *Timber Engineering step 1*, collegedictaat CT4110, TU Delft, 1995
5. Blom, C.B.M., *Design philosophy of concrete linings for tunnels in soft soils*, Dissertation, Delft, 2002
6. Blom, C.B.M., *Liggerwerking van Boortunnels (krachtswerking in de tunnelwand door ongelijkmatige zettingen)*, Afstudeerrapport TU Delft, 1995
7. Bogaards, P.J., *liggerwerking boortunnels, Ontwikkeling liggerwerking gedurende bouwphase*, Utrecht, 1998
8. Bouma, A.L., *Elasto-statica van slanke constructies*, Delft, 1989
9. CUR/COB, *Axiale interactie tussen segmenten van een tunnelling*, K100, januari, 1996
10. CUR/COB, *Elementaire liggerwerking*, L530, cluster 31.3, TNO Bouw, December 1997
11. CUR/COB, *Elementaire liggerwerking 2*, L530, cluster 31.3, TNO Bouw, 1999
12. CUR/COB, *Liggerwerking tunnelbuis*, K100, cluster 9, januari, 1996
13. CUR/COB, *Monitoring the Second-Heienoord Tunnel*, K100, 1999
14. Duddeck, H., *Statik der Tunnel im Lockergestein – Vergleich der Berechnungsmodelle*, *Bauingenieur 58*, 1983
15. Empel, W.H.N.C. van, *Liggerwerking gesegmenteerde boortunnels*, Deel 1, Delft/Rijswijk, maart 1998
16. Empel, W.H.N.C. van, *Liggerwerking gesegmenteerde boortunnels*, Deel 2, Delft/Rijswijk, maart 1998
17. Gijsbers, F.B.J., *Gedrag van voegen in een gesegmenteerde tunnelwand*, TNO Bouw
18. Hordijk, D.A., Gijsbers, F.B.J., *Laboratoriumproeven tunnelsegmenten*, K100, juni, 1996
19. Koek, A.J., *Axiale voorspanning in de lining van een geboorde tunnel*, literatuurstudie, maart 2004
20. Kooiman, A.G., Veen, C. van der, *Geboorde tunnels met betonnen segmenten*, collegedictaat CT3150, TUDelft, april, 2002
21. Verruijt, A., *Grondmechanica*, Delft, 1999
22. Vrijling, J.K., Bakker, K.J., e.a., *Geboorde en gezonken tunnels*, collegedictaat CT5305, TUDelft, januari 2000
23. Walraven, J.C., *Voorgespannen beton*, Den Bosch, 1997

Bijlage 1: Invloed van de kromming van de tunnel

Tijdens het onderzoek werd de tunnel als een rechte staaf gemodelleerd. In werkelijkheid is de tunnel gekromd in axiale richting. Deze kromming van de tunnel heeft invloed op de axiale normaalkracht in de lining. Dit heeft te maken met het feit dat de dwarskracht en de normaalkracht in een gekromde staaf niet meer onafhankelijk van elkaar zijn. In de praktijk wordt door bijzonderheden van het boorproces de minimale bochtstraal gelimiteerd tot circa 50 keer de diameter van de tunnel.

Er zal gekeken worden naar een gekromde staaf die in de grond is ingebed. Dus met axiale veren en radiale veren. Hiervoor kunnen evenwichtsvergelijkingen worden opgesteld in axiale- en radiale richting, zie Bouma [8]. De axiale richting is de richting parallel aan de tunnellinging en de radiale richting is de richting loodrecht op de tunnellinging. Voor de analyse wordt figuur B1.1 beschouwd.



Figuur B1.1: modellering gekromde tunnel

Evenwicht in tangentiële richting geeft

$$V + \frac{dN_{ax}}{d\theta} - k_s u R = 0 \quad (B1.1)$$

en het evenwicht in radiale richting geeft

$$\frac{dV}{d\theta} - N_{ax} - k_r w R = 0 \quad (B1.2)$$

met: V = dwarskracht in de tunnel als ligger beschouwd [kN]
 N_{ax} = axiale normaalkracht [kN]
 θ = hoek van de boog [rad]
 k_s = axiale beddingsconstante [kN/m²]
 k_r = radiale beddingsconstante [kN/m²]
 u = verplaatsing in axiale richting [m]
 w = verplaatsing in radiale richting [m]

De vergelijkingen B1.1 en B1.2 kunnen samengevoegd worden tot één 3^e orde differentiaalvergelijking voor de axiale verplaatsing u

$$\frac{EA}{R^2} \frac{d^3u}{d\theta^3} + \left(\frac{EA}{R^2} + k_s\right) \frac{du}{d\theta} - k_r u \tan\theta = 0 \quad (\text{B1.3})$$

Om tot deze vergelijking te komen is gebruik gemaakt van

$$w = u \tan\theta \quad (\text{B1.4})$$

en

$$N_{ax} = EA \frac{du}{dx} = \frac{EA}{R} \frac{du}{d\theta} \quad (\text{B1.5})$$

De kromming van de tunnel maakt het probleem complexer, maar zal vanwege de grote kromtestraal van de tunnel weinig opleveren. De kromtestraal van de THT is bijvoorbeeld $R \approx 8000\text{m}$. De eerste term en de tweede term in vergelijking B1.3 kunnen hierdoor vrijwel verwaarloosd worden.

Bijlage 2: Invloed van modelparameters bij tunnel in grondmedium zonder superpositie bouwproces (belastinggeval I)

In deze bijlage zal van de parameters die gebruikt worden bij belastinggeval I (paragraaf 5.2.3) onderzocht worden welke invloed deze hebben op de verdeling van de axiale normaalkracht in de tunnel. Dit is het belastinggeval van een tunnel in een grondmedium zonder rekening te houden met het bouwproces. In dit model zijn twee parameters van belang, namelijk de rekstijfheid van de betonnen tunnelling EA en de grondstijfheid k_s . Er zal gebruik worden gemaakt van hetzelfde voorbeeld als in paragraaf 5.2.3 van een tunnel in met $L = 75\text{m}$. De tunnel wordt belast door een vijzelkracht F_v .

Gegevens:

$$F_v = 10000\text{kN}$$

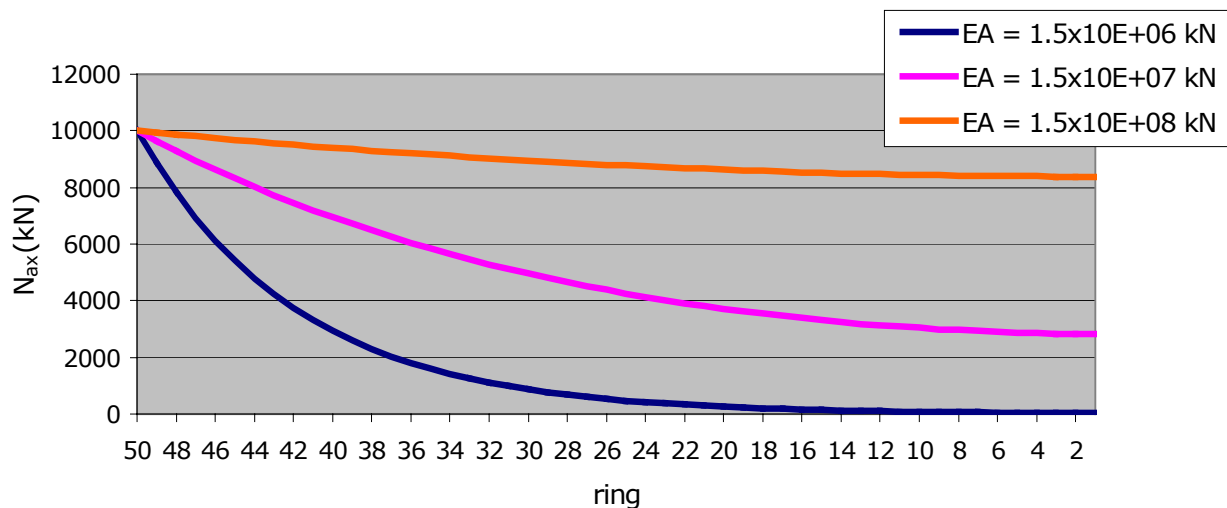
$$L_r = 1.5\text{m}$$

$$EA = 1.5 \cdot 10^7 \text{ kN}$$

$$k_s = 10000 \text{ kN/m}^2$$

Invloed van EA

Nu zal eerst de invloed van de rekstijfheid van de tunnel EA bekeken worden. Drie gevallen zullen worden bekeken. Het eerste geval is de verdeling van N_{ax} reeds afgebeeld in figuur 5.3. Het tweede geval is met een rekstijfheid een factor 10 verlaagd en het derde geval met een factor 10 verhoogd. De andere parameters blijven gelijk. De verdeling van N_{ax} bij de verschillende waarden staat weergegeven in figuur B2.1.



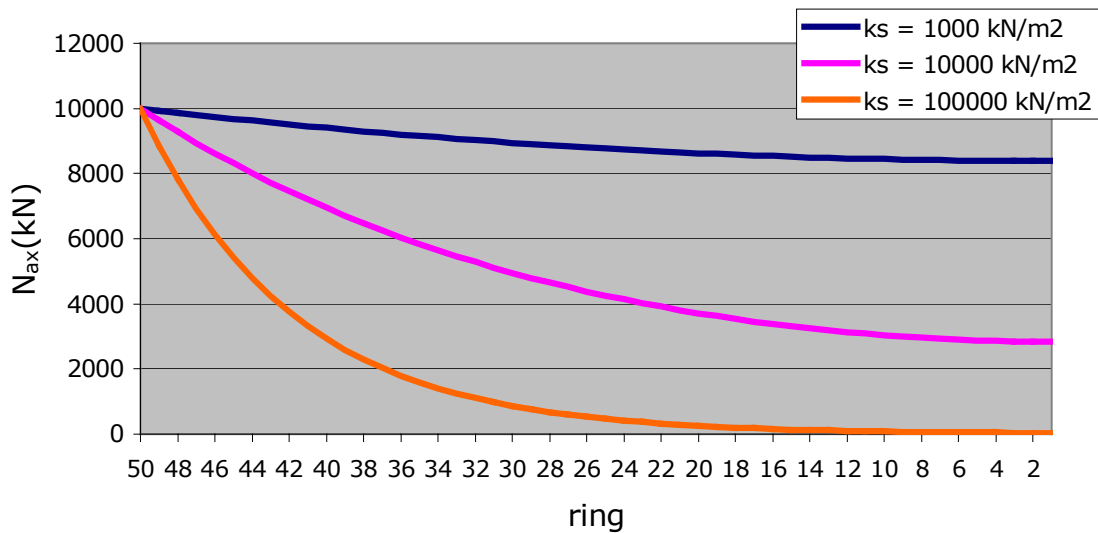
Figuur B2.1: Invloed van EA op de verdeling van N_{ax} volgens belastinggeval I

In een stijve tunnelling neemt de axiale normaalkracht minder snel af dan in een slappe tunnelling. Een stijve tunnel vervormt minder, waardoor dus de verplaatsing u in x -richting ook kleiner is. Als gevolg hiervan is de verdeelde reactiekracht van de grond p ($=k_s u$) ook kleiner en dus neemt N_{ax} in de tunnel minder snel af. Het is te zien dat bij de laagste waarde voor EA (een slappe tunnel) de gradiënt van de normaalkracht aanzienlijk is. Over een afstand van 10 ringen is in dit geval de normaalkracht nog slechts 25% van de uitgeoefende vijzelkracht. Over een afstand van 30 ringen is de normaalkracht nagenoeg verdwenen. Bij de hoogste waarde van EA is er een min of meer constante afname van de normaalkracht zichtbaar tot een waarde in ring 1 van 80% van de uitgeoefende vijzelkracht.

Invloed van k_s

Nu wordt de invloed van de grondstijfheid beschouwd. Evenals bij de rekstijfheid zal nu de grondstijfheid k_s met een factor 10 verlaagd en met een factor 10 verhoogd worden.

De andere parameters zijn gelijk aan de gegevens vermeld aan het begin van deze bijlage. De verdelingen van N_{ax} staan in figuur B2.2.



Figuur B2.2: Invloed van k_s op de verdeling van N_{ax} volgens belastinggeval I

Dat wat eigenlijk te verwachten viel is dat de verschillen in grootte van k_s het tegengestelde effect hebben vergeleken met dat van de rekstijfheid. Bij stijvere grond rondom de tunnel, is de verdeelde reactiekracht van de grond p groter en dus is de afname van N_{ax} in de tunnel ook groter. Het is te zien dat de invloed van de grondstijfheid niet exact het omgekeerde effect heeft. De invloed van k_s is net iets groter dan de invloed van EA . Dit zou te maken kunnen hebben met de verstoring in $x = L$. Dat is de opgelegde verplaatsing $u = 0$ in dat punt.

Overdrachtslengte van de normaalkracht

In paragraaf 5.2.3 zijn uitdrukkingen bepaald voor de axiale normaalkracht N_{ax} , de horizontale verplaatsing u en de verdeelde reactiekracht p van de grond. De grootte van de afname van N_{ax} wordt bepaald door de parameter a die op zijn beurt weer afhangt van de rekstijfheid EA van de tunnellinging en de afschuifstijfheid k_s van het omringende grondmedium. Omdat de eenheid van a m^{-1} is, wordt de reciproke waarde van a ook wel de storingslengte L_s genoemd, zie Bouma [8]. Deze storingslengte wordt dan gedefinieerd als

$$L_s = \frac{1}{a} \quad (B2.1)$$

De storingslengte is dus een maat voor de lengte waarover een verstoring plaatsvindt. Het is niet de lengte waarbij de verstoring (of axiale normaalkracht) verdwenen is en dus volledig door de grond opgenomen is. De grootte van de axiale normaalkracht op een afstand van één storingslengte van de verstoring, dat is in dit geval de plaats van de aangebrachte vijzelkracht, kan gevonden worden door voor x in vergelijking 5.15 $L_s = 1/a$ in te vullen. Dit levert F_v maal een functie $f(aL)$ op.

$$N(x = \frac{1}{a}) = -F_v \left(\frac{e}{1 + e^{2aL}} + \frac{e^{-1}}{1 + e^{-2aL}} \right) = -F_v \cdot f(aL) \quad (B2.2)$$

In de hieronder staande tabel staan waarden voor $f(aL)$ bij verschillende waarden van aL .

aL	f(aL)
1	0.65
2	0.41
3	0.37
4	0.37
5	0.37

Tabel B2.1: waarden voor $f(aL)$ bij verschillende waarden voor aL

Bij een bepaalde lengte L heeft de randvoorwaarde in $x=L$ geen invloed meer op het storingsgebied rond de vijzelkracht. Uit de bovenstaande tabel blijkt dat $f(aL)$ bij een groter wordende lengte L van de tunnel uiteindelijk de waarde 0.37 krijgt. Aangezien in $x=0$ geldt dat $N = -F_v$ betekent dit dat op een afstand van één storingslengte nog 37% van de axiale normaalkracht in de lining aanwezig is. Er kan ook aangetoond worden dat na één storingslengte ook u en p nog maar 37% van de waarde in $x = 0$ hebben. Theoretisch gezien worden deze waarden van N , u en p nooit nul naarmate x steeds verder toeneemt. Er kan wel gekeken worden naar de lengte waarbij de grootte van de axiale normaalkracht nog slechts 1% is van de waarde in $x = 0$. Deze lengte zal vanaf nu de overdrachtslengte L_o worden genoemd. Om deze overdrachtslengte te bepalen kan eveneens vergelijking 5.15 gebruikt worden waarbij geldt dat $N = -0.01F_v$ en $x = L_o$. Er wordt alvast gekozen voor een grotere waarde van aL zodat de linkerterm van $f(aL)$ te verwaarlozen wordt en de noemer van de rechterterm gelijk wordt aan 1.

$$N_{ax} = -0.01F_v = -F_v e^{-aL_o} \quad (B2.3)$$

$$\ln(0.01) = \ln(e^{-aL_o}) \quad (B2.4)$$

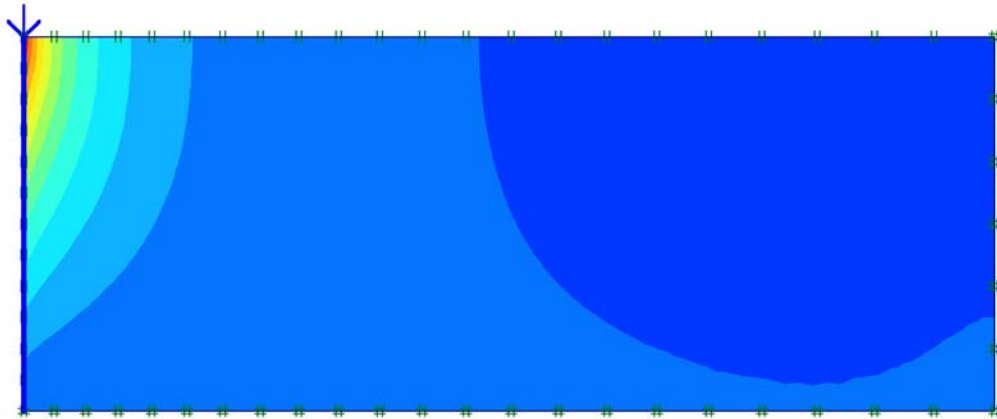
$$L_o = \frac{-\ln(0.01)}{a} = \frac{4.6}{a} = 4.6L_s \quad (B2.5)$$

Op een afstand van 4.6 storingslengtes is de waarde van de axiale normaalkracht in de lining nog 1% van de waarde in $x = 0$ en is daar dus nagenoeg verdwenen. Dit geldt dan dus alleen als aL boven een bepaalde waarde zit. De overdrachtslengte geldt dan ook voor u en p .

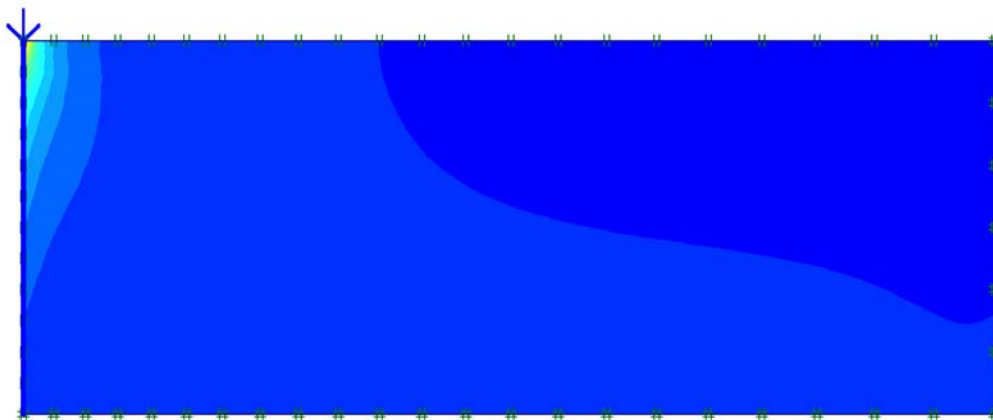
De overdrachtslengte kan ook gebruikt worden voor het model waarbij wel rekening gehouden wordt met het bouwproces. De overdrachtslengte geldt dan voor een situatie met een plotselinge vijzelkrachtsverandering.

Bijlage 3: Verplaatsingen en schuifspanningen van de grond bij belastinggeval I berekend met PLAXIS

In deze bijlage staat nog enkele extra informatie over belastinggeval I berekend met PLAXIS. Belastinggeval I is de tunnel in een grondmedium zonder rekening te houden met het bouwproces van de tunnel. Hieronder staan de 2D verdelingen van de verplaatsingen in x-richting (verticaal) en de schuifspanningen τ_{rx} in de grond.



Figuur B2.1: verplaatsingen u_x van de grond en tunnel



Figuur B2.2: schuifspanningen in de grond

