

Dilatatievoegen in afzinktunnels

"Het analyseren en optimaliseren van de functionele, uitvoeringstechnische en economische aspecten van dilatatievoegen in afzinktunnels met de Wijkertunnel als case."

Afstudeercommissie:
Prof. ir. Ch. J. Vos (Betonconstructies)
Ir. P.A.A. Roelands (Strukton)
Ir. K.G. Bezuijen (Waterbouwkunde)
Ing. H.C. Jager (Betonconstructies)
Ir. J.M.J Spijkers (Mechanica & Constructies)

Student:
P.A. Wenneker (939113)
Technische Universiteit Delft
Faculteit der Civiele Techniek
Mechanica & Constructies
Betonconstructies

Voorwoord

Dit rapport doet verslag van de studie die verricht is in het kader van de laatste fase van de ingenieursopleiding van de faculteit Civiele Techniek van de Technische Universiteit van Delft.

De studie heeft zich gericht op een deelaspect van afzinktunnels zoals die in Nederland gebouwd worden. Het onderwerp vloeit voort uit ervaringen opgedaan bij de bouw van de Wijkertunnel. Strukton betonbouw bv, gevestigd in Maarssen, was bij de bouw van deze tunnel betrokken, en was als onderaannemer van Tunnel Combinatie Nederland verantwoordelijk voor het zogenaamde OTA0 gedeelte (Opdrijven, Transporteren, Afzinken en Onderstromen).

Derhalve is de studie verricht bij Strukton betonbouw. Op deze plaats wil ik iedereen van Strukton, de universiteit of daarbuiten, die op de één of andere manier betrokken is geweest bij mijn afstudeerproject bedanken. Naast de heren Vos, Jager en Bezuijen van mijn afstudeercommissie, gaat mijn dank in het bijzonder uit naar de heer Roelands van Strukton Engineering & Technology bv, die te allen tijde bereid was mij met raad en daad te begeleiden.

Philip Wenneker
Maarssen, maart 1996

Samenvatting

Dilatatievoegen worden tegenwoordig welhaast als vanzelfsprekend toegepast in afzinktunnelementen. In de loop der geschiedenis is door het toepassen van dilatatievoegen, maar voor het belangrijkste deel door het koelen van het beton tijdens het hydratatieproces, de waterdichte bekleding om de tunnelhuid overbodig geworden.

Een nieuwe ontwikkeling in de realisatie van afzinktunnels, het transport over zee, leverde met betrekking tot deze voegen de nodige problemen op. De uitvoerende partij van het "OTAO"-gedeelte van de Wijkertunnel, Strukton Betonbouw bv in Maarssen, had behoefte aan een inventarisatie van de redenen van het dilateren van afzinktunnels in het algemeen, en een evaluatie met betrekking tot de voegconstructie in de Wijkertunnel in het bijzonder.

Derhalve is in dit afstudeerproject getracht de mogelijke invloedsfactoren te inventariseren. Middels een aantal modellen is het effect van de invloedsfactoren gekwantificeerd. In deze functionele analyse is getracht een uitspraak te doen over de technisch maatgevende factoren.

Een belangrijkste eerste stap is het doen van aannamen met betrekking op de treksterkte van beton, daar afzinktunnels constructief gezien in langsrichting een tekort aan wapening bezitten (hoofdstuk 4). Aan de hand van deze treksterkte is de functionele analyse uitgevoerd met als criterium dat het beton zich in de ongescheurde, lineair elastische fase bevindt.

Na het bespreken van de functie van dilatatievoegen in hoofdstuk 5 is vervolgens hoofdstuk 6 geheel gewijd aan temperatuurinvloeden. Er is geanalyseerd welke temperatuurinvloeden van belang zijn, en er zijn aannamen gedaan met betrekking tot de grootte van de temperatuurbelastingen zoals die in de verschillende bouwfasen kunnen optreden. Het effect van deze temperatuurbelastingen is in modellen gekwantificeerd. Voor de verschillende invloeden heeft dit geleid tot grafieken die een geldigheidsgebied markeren voor toe te passen mootlengtes.

Hoofdstuk 7 behandelt de invloed van zettingen. Er wordt niet daadwerkelijk berekend wat de grootte van de zettingen zou kunnen zijn, wel wordt er geanalyseerd wat het effect van een bepaalde zetting is op de maximale voegafstand. Er wordt gesteld dat een ongelijkmatige zetting optreedt door het wegvallen van de funderingsdruk over een bepaalde lengte: de mankementlengte. Aan de hand hiervan zijn drie verschillende modellen opgesteld om het zettingfenomeen zo uitgebreid mogelijk te beschrijven. Met drie verschillende criteria (de hoofdtrekspanning $< 0,7 \text{ N/mm}^2$, de voegdwaarskracht $< 10.000 \text{ kN}$, en de gaping in de voeg $< 5 \text{ cm}$) is ook voor dit fenomeen een geldigheidsgebied gevonden voor toe te passen mootlengtes.

In hoofdstuk 8 worden de situaties behandeld waarin verschillende invloedsfactoren gelijktijdig optreden. Door de optredende spanningen van iedere invloed te superponeren wordt aan de hand van de veronderstelde treksterkte van beton een uitspraak gedaan over een maximaal toelaatbare mootlengte. Belangrijkste conclusie van de functionele analyse is dat constructieve eisen langere mootlengtes toestaan dan hedentendage worden toegepast en dat die mootlengte circa 33 meter kan zijn.

De uitvoering van voegconstructies en kosten worden behandeld in hoofdstuk 9. Er wordt aangegeven wat bij toepassing van dilatatievoegen de belangrijkste aandachtspunten zijn. In een kostenanalyse is vervolgens onderzocht wat een verandering in wapeningspercentage, een verandering in mootlengte, en het toepassen van vertikale stortvoegen voor invloed heeft op de kosten. Het resultaat is een tabel waarin voor bepaalde configuraties een toe- of afname van de kosten ten opzichte van een standaard tunnel (Wijkertunnel) wordt weergegeven. Een mootlengte van 33 meter blijkt alleen te kunnen concurreren met de standaardmootlengte van 25 meter wanneer er verticale stortvoegen worden toegepast.

Afsluitend worden in hoofdstuk 10 conclusies getrokken en aanbevelingen voor verder onderzoek gedaan.

Inhoudsopgave

Voorwoord	iii
Samenvatting	v
Inhoudsopgave	vii
Lijst van gebruikte symbolen	xi
1 Inleiding	1
1.1 Afzinktunnels	1
1.2 Dilatatievoegen	2
1.3 De reden van onderzoek	3
2 Probleemstelling	5
3 Doelstelling	7
4 Aannamen en uitgangspunten	9
4.1 De afmetingen	9
4.2 Voorspanning	10
4.2.1 Voorspanning uit voorspankabels	11
4.2.2 Drukspanning uit Gina-kracht	12
4.2.3 De resulterende voorspankracht in verschillende fasen	13
4.2.4 Uitgangspunt voorspanning	14
4.3 Betoneigenschappen en wapening	15
4.3.1 Betonkwaliteit	15
4.3.2 Buiging of zuivere trek	15
4.3.3 Minimum wapening	15
4.3.4 Uitgangspunt betontreksterkte, het sterkte criterium	17
4.3.5 Elasticiteitsmodulus van beton	18
5 De functie van dilatatie	19
6 Vervormingen t.g.v. temperatuuffecten	21
6.1 De invloed van temperatuur	21
6.2 De temperatuurbelasting	22
6.3 Verhinderde vervorming en levensfasen	24
6.3.1 Verhinderde vervorming	24
6.3.2 Levensfasen	27
6.4 De seizoensinvloed	28
6.4.1 Schematisatie van de bouwfase	28
6.4.2 Gevoeligheidsanalyse seizoensinvloed, temperatuurdaling	32
6.4.3 Temperatuurstijging	32
6.4.4 Conclusies seizoensinvloed bouwfase	33
6.4.5 Afgezonken fase	34
6.4.6 Gevoeligheidsanalyse afgezonken fase	37

6.4.7 Conclusies seizoensinvloed afgezonken fase	39
6.4.8 Résumé seizoensinvloed	39
6.5 Kromming door een temperatuurverschil	40
6.5.1 Schematisatie kromming door een temperatuurverschil	40
6.5.2 Gevoeligheidsanalyse temperatuurverschil	44
6.5.3 Conclusies kromming door temperatuurverschil	45
6.6 Hydratatiewarmte van het onverharde beton	47
6.6.1 Inleiding	47
6.6.2 Dilatatatie ter voorkoming van scheurvorming in de wand?	48
6.6.3 Dilatatatie ter voorkoming van scheurvorming in de vloer	50
6.6.4 Maatregelen ter voorkoming van scheurvorming	51
6.6.5 Conclusies	52
7 Zettingen	53
7.1 Inleiding	53
7.2 Uitgangspunten voor de modellering	55
7.3 De Modellering	57
7.3.1 Beschrijving model A	58
7.3.2 Beschrijving model B	59
7.3.3 Beschrijving Model C	62
7.4 Gevoeligheidsanalyse en resultaten, $\rho < 700$ kN/m ²	63
7.5 Dwarskrachtoverdracht naar de aanliggende tunnelmoot	69
7.5.1 Inleiding	69
7.5.2 Zettingen en dwarskrachten volgens model A	69
7.5.3 Zettingen en dwarskrachten volgens model C	71
7.5 Gapingen in dilatatievoegen	73
7.7 Conclusies zettingen	75
8 Combinaties van invloedsfactoren	77
8.1 Maximale lengte per invloed	77
8.2 Optredende spanning	78
8.3 Conclusies	79
9 Uitvoering voegconstructies en kosten	81
9.1 Inleiding	81
9.2 Stortnaden	81
9.2.1 Horizontale stortnaden	82
9.2.2 Vertikale stortnaden	83
9.2.3 Dilatatatievoegen	83
9.3 Kostenvergelijking	86
9.3.1 Inleiding	86
9.3.2 Kostenanalyse	87
9.4 Een rationeel ontwerp?	89
10 Conclusies en aanbevelingen	91

Literatuurlijst

Bijlagen :

1 Historisch overzicht Nederlandse afzinktunnels

2 Spreadsheet

2-A. Afmetingen

2-B. Seizoensinvloed

2-C. Holle en bolle kromming

2-D. Zettingen

3 Bolle kromming

4 Grafiek zettingen Wijkertunnel

5 Momenten en Dwarskrachten, zettingen

5-A. Model A

5-B. Model B

5-C. Model C

6 Grafieken model A,B en C

7 Dwarsdoorsnede Wijkertunnel

8 Bepaling factor f

9 Bepaling minimum wapeningspercentage

10 Kostenanalyse

Lijst van gebruikte symbolen

Kleine letters

a	momentarm
$b^{(a)}$	breedte afschuivende deel
b1	breedte vloer
b2	breedte dak
b3	breedte tunnelbuis
b4	breedte vluchtgang
b5	breedte teen
c	beddingsconstante
d	afzinkdiepte onderkant vloer
d1	dikte vloer
d2	dikte dak
d3	dikte buitenwand
d4	dikte binnenwand
e	excentriciteit
f	relatie tussen δ_2 en σ_v
$f'_{b,rep}$	representatieve kubusdruksterkte beton
f'_{ck}	karacteristieke kubusdruksterkte
f_b	treksterkte beton
f_{bm}	gemiddelde treksterkte
f_{bm0}	bovengrens treksterkte beton
$f_{pu,rep}$	representatieve treksterkte voorspanstaal
f_{pu}	rekenwaarde treksterkte voorspanstaal
g	eigen gewicht p.e.v. lengte
h_i	inwendige hoogte
h_{tot}	hoogte tunnelement
k	beddingsconstante
l	halve mootlengte
n	verhouding E_s en E_b
p_w	gemiddelde waterdruk
p_{wb}	waterdruk bovenkant tunnel
p_{wo}	waterdruk onderkant tunnel
q	verdeelde belasting
u	horizontale verplaatsing
x	mankementlengte
x'	x-waarde zwaartepunt
y'	y-waarde zwaartepunt

Hoofdletters

A_b	betonoppervlak in dwarsdoorsnede
A_{dwars}	totaal oppervlak dwarsdoorsnede
E_b	elasticiteitsmodulus beton
E_s	elasticiteitsmodulus staal
F	kracht
F_{eg}	gewicht moot
F_{op}	opwaartse kracht
F_{gin}	Gina-kracht
G	gewicht moot
H	hoogte tunnelelement
I	traagheidsmoment
L	lengte moot, voegafstand
M	moment
O	omtrek
P_{fund}	funderingsdruk, verticale korrelspanning onder de tunnelvloer
T	temperatuur
Q_{voeg}	voegdwaarskracht
$S^{(a)}$	statisch moment afschuivende deel
W	weerstandsmoment
W_b	weerstandsmoment boven
W_o	weerstandsmoment onder

Griekse letters

α_c	temperatuuruitzettingscoëfficiënt van beton
γ_b	soortelijk gewicht beton
γ_w	soortelijk gewicht water
γ_m	materiaalfactor
$tg\delta$	wrijvingscoëfficiënt
δ	doorbuiging
δ_b	verandering verticale korrelspanning
δ_c	verandering verticale korrelspanning
δ_1	initiële doorbuiging
δ_2	doorbuiging t.g.v. herverdeling verdelingsdruk
δ_T	doorbuiging t.g.v. temperatuurbelasting
Δ	verandering
ϵ	rek
φ	rotatie
λ	verhouding verticale en horizontale korrelspanning
ϕ	staafdiameter wapeningsstaal
ρ	hoofdspanning
σ	kracht p.e.v. oppervlak
σ_{cr}	scheurspanning beton

σ_{ben}	normaalspanning benodigd om verplaatsing tegen te gaan
σ_{bmd}	normaalvoorspanning in beton t.g.v. voorspankabels
σ_{bui}	buigspanning
σ_{gin}	normaalspanning in beton t.g.v. gina-kracht
σ_h	horizontale korrelspanning
σ_k	vertikale korrelspanning
σ_{nor}	normaalspanning
σ_{p0}	aanvangsspanning voorspanstaal
$\sigma_{p0,max}$	toelaatbare aanvangsspanning voorspanstaal
$\sigma_{p\infty}$	spanning voorspanstaal na $t = \infty$
σ_s	spanning wapeningstaal
σ_w	schuifspanning
σ_v	vloeispanning wapeningstaal
σ_v	vertikale korrelspanning
$\Delta\sigma_v$	verandering verticale korrelspanning
τ	optredende schuifspanning
ω	wapeningspercentage
ω_{min}	minimum wapeningspercentage

1 Inleiding

1.1 Afzinktunnels

Een tunnel is een al eeuwen oud middel om twee oevers van een rivier of kanaal met elkaar te verbinden. Het verkeer over land wordt zo de gelegenheid geboden om zonder de scheepvaart te hinderen een waterweg te kruisen.

Inmiddels bestaan er verschillende methodes om tunnels te bouwen. Ieder specifiek geschikt voor de locale omstandigheden en de eisen die aan de tunnel worden gesteld.

In dit rapport wordt er gesproken over de zogenaamde afzinktunnels, en in het bijzonder over dilatatie in afzinktunnels.

Begin deze eeuw werd in Amerika de eerste tunnel gebouwd volgens de afzinkmethode (Michigan Central Railroadtunnel). In Nederland is er vlak voor de tweede wereldoorlog een start gemaakt met de eerste tunnel die volgens deze methode gebouwd is. In Rotterdam werd de Maastunnel in 1942 voltooid. Vanaf de jaren zestig is er vervolgens een groot aantal van de Nederlandse tunnels op deze manier gebouwd.

De methode is eigenlijk een vorm van grootschalige prefabricage. In een droogdok worden de elementen gefabriceerd, die later drijvend worden vervoerd en vervolgens worden afgezonken op de definitieve locatie. Hiertoe wordt een sleuf gebaggerd waarin de elementen als een ketting achter elkaar geplaatst en onderling gekoppeld worden.

Door de bouw van de elementen elders te laten plaatsvinden, bijvoorbeeld in een bouwdok, scheepsdok of een klassieke bouwput, wordt het kruisende scheepsverkeer tijdens de bouw minimaal gehinderd. Bovendien kan de bouw onder gecontroleerde omstandigheden plaatsvinden. Het dok kan speciaal voor de bouw van de tunnel aangelegd worden, maar er kan ook gebruik gemaakt worden van een reeds eerder gebruikt bestaand dok. De afmeting van de tunnel kan het ook toelaten het af te zinken gedeelte in de toekomstige op- of afrit te maken.

Voor het vervoer naar de afzinklocatie wordt meestal vertrouwd op het eigen drijfvermogen van de elementen. Met (tijdelijk) ballastwater kan opdrijven en afzinken gecontroleerd worden uitgevoerd. Na afzinken wordt dit water vervangen door definitief ballastbeton en een gronddekking. Deze gronddekking beschermt de tunnel tevens voor mogelijke beschadigingen door bijvoorbeeld ankers of baggerwerktuigen.

1.2 Dilatatievoegen

Een afzinktunnel bestaat uit aan elkaar gekoppelde afzinkelementen. De elementlengte varieert per tunnel, maar is in het algemeen ongeveer 100 meter. De ervaring leert dat deze afmeting de meest economische is onder randvoorwaarden als ruimte in bouwdok, manoeuvreerruimte tijdens transport en geografische ligging van de tunnel.

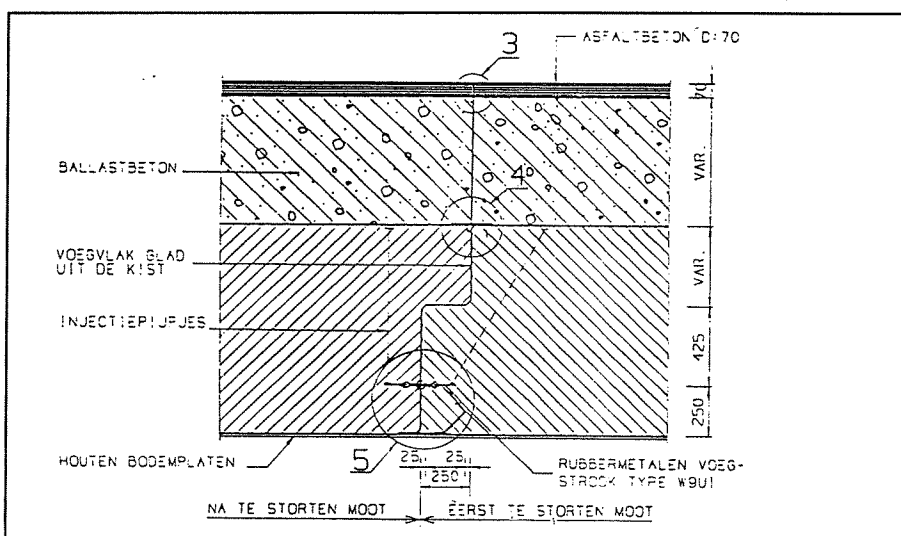
In Nederland worden de zinkelementen van beton gemaakt, terwijl in andere landen ook wel tunnels van staal worden gebouwd en beton slechts wordt gebruikt om het element van voldoende gewicht te voorzien.

Beton is in principe waterdicht, maar door scheurvorming kan een betonnen constructie waterdoorlatend worden. Waterdichtheid werd wel verkregen door het element te bekleden met een afsluitende laag, bijvoorbeeld bitumen of staal.

In paragraaf 6.6 wordt uitgelegd dat een deel van de noodzaak van deze afsluitende bekleding is weggenomen door het tunnelelement te 'dilateren'. De afsluitende laag werd geheel overbodig doordat met koelen alle scheurvorming in de wanden ten gevolge van het hydratatie-effect kon worden voorkomen (vanaf de Vlakte-tunnel, 1975). Voor een historisch overzicht van de Nederlandse afzinktunnels wordt verwezen naar bijlage 1.

Dilatateren wil zeggen dat elk element in een aantal moten gemaakt wordt die doorgaans een lengte hebben van 18 tot 25 meter. De voegen tussen de moten worden mootvoegen of dilatatievoegen genoemd. Een dilatatievoeg is een doorgaande voeg zonder doorvoer van wapening. Met het toepassen van dilatatievoegen wordt een tunnelelement flexibel gemaakt en zo kan scheurvorming worden voorkomen.

De voegen tussen twee elementen noemen we zinkvoegen. In dit onderzoek gaat het om de mootvoegen of dilatatievoegen. Zinkvoegen zijn in principe geen doel van onderzoek.



Figuur 1.1: "Ontwerp van een voegconstructie"

Eén afzinktunnelement bestaat dus uit een aantal (losse) delen. Tussen de moten wordt een zogenaamd staal-rubber profiel ingestort in het beton.

Na een hele ontwikkeling doorgemaakt te hebben, is in Nederland het meest toegepaste staal-rubber profiel het zogenaamde 'W9Ui-profiel', dat een product is van Vredestein.

De schakelketting van moten wordt tijdens transport bijeen gehouden door voorspanning. Na het afzinken van de tunnelementen wordt de voorspanning ter plaatse van de dilatatievoegen meestal doorgeslepen of geheel verwijderd.

1.3 De reden van onderzoek

De vraag naar onderzoek op het gebied van dilatatie in afzinktunnelementen kwam voort uit ervaringen opgedaan bij de bouw van de Wijkertunnel. Strukton Betonbouw bv was als onderaannemer van Tunnel Combinatie Nederland verantwoordelijk voor de engineering en de uitvoering van het zogenaamde OTAO gedeelte. OTAO staat voor Opdrijven, Transporteren, Afzinken, Onderstromen.

Een nieuwe ontwikkeling in de realisatie van afzinktunnels was het zeetransport.

De tunnelementen werden in het bouwdoek Barendrecht gebouwd. Transport over de binnenwateren naar de afzinklocatie nabij Velsen was niet mogelijk door te grote diepgang van de tunnelementen. Derhalve werd besloten de tunnelementen over zee te transporteren.

De ontwerp-verantwoordelijkheid van de tunnelementen lag bij Tunnel Engineering Consultants (TEC). Bij aanvang van de engineering van het OTAO gedeelte was de aanwezigheid van dilatatievoegen in de tunnelementen voor Strukton Betonbouw een gegeven. Het zeetransport stelde zwaardere eisen aan de constructie, juist met name ter plaatse van de dilatatievoegen. Om te voorkomen dat de dilatatievoegen open zouden gaan staan bijvoorbeeld, werd geëist dat er gedurende dit transport er overal in de voegen een minimale drukspanning van 0,3 N/mm² aanwezig moest zijn.

De opgedane ervaringen leidde bij de afdeling engineering van Strukton Betonbouw tot de behoefte aan een uitgebreide evaluatie met betrekking tot de dilatatievoegen.

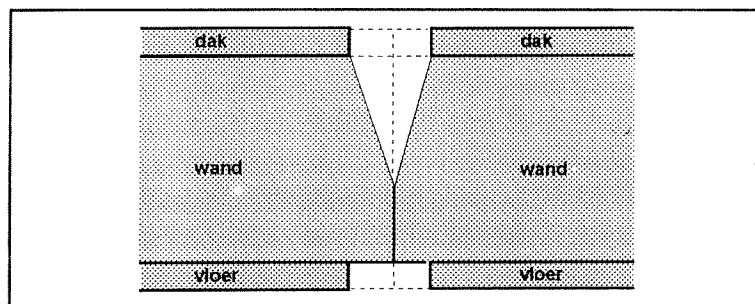
In het kader van het afstudeeronderzoek is er naast het evalueren van de problematiek rond de Wijkertunnel ook onderzoek gedaan naar de redenen van het toepassen van dilatatievoegen in zijn huidige vorm.

2 Probleemstelling

Hedentendage worden dilatatievoegen als vanzelfsprekend toegepast. Voor het ontwerp van een tunnel kiest men om praktische redenen (zoals stortcapaciteit) een bepaalde mootlengte, die meestal ligt tussen de 18 en 25 meter. Naderhand wordt gecontroleerd of een tunnelelement met deze gekozen mootlengte aan de verschillende eisen kan voldoen.

Zwaardere eisen, met name als gevolg van het transport over zee van de Wijkertunnel, hebben tot vragen geleid. Tijdens de OTA0-engineering werd door de aannemer een aantal problemen met betrekking op de dilatatievoegen gesignaleerd.

- De voegvlakken zouden als gevolg van het hydratatie-effect en de daaruit voortvloeiende verschillen in verhardingskrimp, niet helemaal goed kunnen aansluiten. Indien twee aansluitende vloeren enigszins losgekrompen zijn, de verhardingskrimp onderin de aansluitende wanden verminderd (koelen) en verhinderd (aansluiting aan verharde vloer) zijn en de krimp bovenin de wand vrij kan plaatsvinden, dan zou er ergens in de wand drukpunt kunnen ontstaan. In dat geval wordt de voorspanning niet over de gehele doorsnede verdeeld, zoals in de berekeningen wordt aangenomen.
- Het zeetransport veroorzaakt in de voegen niet alleen een grotere dwarskracht maar ook een extra schuifstroom als gevolg van het wringend moment.
- De momenten in de transportfase zijn groter waardoor de benodigde hoeveelheid voorspanning voor het bijeen houden van de moten van het tunnelelement ook significant groter werd.



Figuur 2.1: "Verschillen in verhardingskrimp"

Naast deze zwaardere eisen speelt het algemene probleem dat er in de uitvoering secuur gewerkt moet worden. Het risico van lekwegen ter plaatse van het staal-rubber profiel is aanwezig. Een mogelijke oorzaak ligt bij het niet goed verdichten van het beton met grindnesten als gevolg. Deze lekwegen moeten nabehandeld (geïnjecteerd) worden. Te nemen maatregelen met betrekking op de consequenties van het toepassen van dilatatievoegen kosten vanzelfsprekend tijd en geld, derhalve zal het aantal dilatatievoegen direct effect hebben op de kosten.

3 Doelstelling

De doelstelling van het afstudeerwerk kan in een aantal delen uitgesplitst worden.

1. De vraag waarom er dilatatievoegen toegepast worden is beantwoord. Daarvoor noodzakelijk is een goed inzicht in de achtergronden van het toepassen van dilatatie in afzinktunnelementen. In dit kader is er een functionele analyse gemaakt. Uit technische eisen zijn invloedsfactoren onderkend en gekwantificeerd. De consequenties van het al dan niet toepassen van dilatatievoegen in tunnelementen zijn bekeken. De resultaten zijn te vinden in hoofdstuk 6, 7 en 8.
2. De uitkomsten en ervaringen van deze functionele analyse zijn gebruikt voor het doen van aanbevelingen of het aandragen van alternatieven. In dit onderzoek is geprobeerd een uitspraak te doen over het optimaal toepassen van dilatatie in afzinktunnelementen in kwantitatieve zin (aantal dilatatievoegen). In het meest vergaande geval zou dat voegloos bouwen kunnen betekenen. Deze optimalisatie gaat gepaard met een analyse van uitvoering en kosten (hoofdstuk 9).
3. Naast het afstudeerverslag is voor Strukton Betonbouw een evaluatierapport over de dilatatievoegen in de Wijkertunnel geschreven.

4 Aannamen en uitgangspunten

Om modellen op te zetten die de factoren beschrijven die bepalend zijn voor dilatatie is het noodzaak aannamen te doen. Er wordt geen exactheid nagestreefd. Dit uitgangspunt lijkt onvermijdelijk. Niet alleen omdat er zoveel onzekerheden zijn, bijvoorbeeld met betrekking tot het gedrag van grond, maar ook omdat parameters voor iedere tunnel weer kunnen verschillen. Er wordt bovendien niet ten doel gesteld om bijvoorbeeld de exacte temperatuurverandering in beton door zonbestraling te bepalen (dat is een studie op zich), maar wel om de consequenties van een bepaalde temperatuurverandering met betrekking tot dilatatie te modelleren.

Er zijn aannamen en uitgangspunten bepaald betreffende:

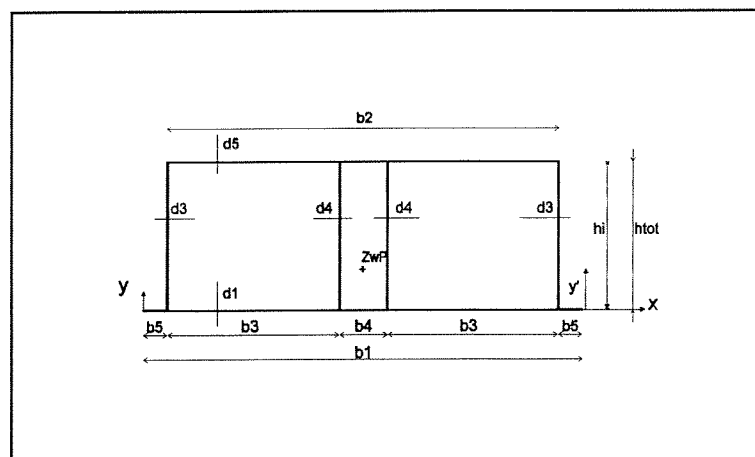
- de afmetingen
- de normaalkracht in de definitieve fase
- de treksterkte van beton
- de elasticiteitsmodulus
- tijdsafhankelijke effecten

4.1 De afmetingen

In de modellering van de verschillende effecten is voor de eenvoud uitgegaan van een tunnel met bepaalde afmetingen. Deze tunnel lijkt erg veel op het ontwerp van de Wijkertunnel, die hiervoor dan ook model heeft gestaan.

Dwarsdoorsnede:

$d1 = 1,5$	$b1 = 31,5$	$h_i = 5,25$
$d2 = 1$	$b2 = 30$	$h_{tot} = 7,75$
$d3 = 1$	$b3 = 12,9$	
$d4 = 0,5$	$b4 = 1,2$	
	$b5 = 0,75$	



Figuur 4.1: "Dwarsdoorsnede"

In dwarsdoorsnede is weinig variatie mogelijk. Het benodigde betonoppervlak kan als gevolg van de wet van Archimedes benaderd worden met behulp van de verhouding in soortelijk gewicht van beton en water en ligt daarmee redelijk vast:

$$\gamma_b = 24 \text{ kN/m}^3 \quad \gamma_w \approx 10 \text{ kN/m}^3 \quad \gamma_w/\gamma_b = 10/24 \quad A_b = 10/24 A_{\text{dwars}}$$

In dit onderzoek is:

$$\begin{aligned} A_b &= 93 \text{ m}^2 \\ A_{\text{dwars}} &= 235 \text{ m}^2 \quad (A_b/A_{\text{dwars}} \approx 0,4 \approx 10/24) \end{aligned}$$

In de modellering van de verschillende effecten wordt normaliter gesproken over een tunnelmoot, en niet over een tunnelement. Er wordt immers gezocht naar de grenzen die de effecten aan de lengte stellen van een ongedilateerd tunneldeel. Met betrekking op de lengte van de moot wordt er gebruik gemaakt van de hoofdletter [L] en de kleine letter [l]. Met de kleine letter l wordt de halve lengte van een moot bedoeld.

$$l = 0,5L$$

Deze en andere parameters kunnen worden gevonden in bijlage 2, de spreadsheet die gebruikt is bij de modellering.

4.2 Voorspanning

Om de tunnelementen te kunnen vervoeren, dient er zorg voor te worden gedragen dat het element onderweg niet lek raakt en vroegtijdig afzinkt. Daarom is het noodzakelijk dat de moten niet te veel bewegingsvrijheid ten opzichte van elkaar hebben. De voeg kan dan te ver open gaan staan waardoor er lekkages ontstaan. In de praktijk wordt dit voorkomen door het element voor te spannen.



4.2.1 Voorspanning uit voorspankabels

De transportvoorspanning (VMA) van de Wijkertunnel wordt bepaald door de eis dat er tijdens transport ter plaatse van de dilatatievoegen te allen tijde een minimale drukspanning van 0,3 N/mm² heerst.

Dit betekent vanzelfsprekend dat de gemiddelde voorspanning in de voegen groter moet zijn dan deze 0,3 N/mm².

Er is een voorspanning ontworpen die voldoet aan deze eis. Het maximale (golf)moment dat optreedt tijdens transport geeft een trekspanning van ongeveer 0,3 N/mm². Dat betekent dat de gemiddelde transportvoorspanning minimaal 0,6 N/mm² moet zijn.

Analoog aan het ontwerp van de Wijkertunnel is er ter bepaling van de normaalspanning in de betondoorsnede en ten behoeve van de beschouwing met betrekking op het wapeningspercentage (paragraaf 4.3) uitgegaan van 28 voorspankabels (kwaliteit FeP 1860, met een oppervlakte van $A_p = 1800 \text{ mm}^2$ per kabel).

Volgens NEN 6720 geldt voor FeP 1860 een maximale toelaatbare spanning van $0,8 \cdot f_{pu} = 1353 \text{ N/mm}^2$:

$$\begin{aligned} f_{pu,rep} &= 1860 \text{ N/mm}^2 \\ \gamma_m &= 1,1 \\ f_{pu} &= f_{pu,rep}/\gamma_m = 1690 \text{ N/mm}^2 \\ 0,8 \cdot f_{pu} &= 1353 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Tevens mag er tijdens het spannen een hogere spanning worden toegelaten om de spanningsverliezen ten gevolge van intrekking in de verankering, de wrijving en de elastische verkorting van beton te compenseren. Het percentage overspanning dat is toegestaan volgt uit $80 \cdot (f_p/f_{pu} - 0,75) \cdot 12 = 8,6\%$.

$$\begin{aligned} \sigma_{p0,max} &= 0,8 \cdot f_{pu} \cdot (1,086) \\ 1353 \cdot (1,086) &= 1470 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Er kan berekend worden dat tijdsafhankelijke effecten, zoals krimp, kruip en relaxatie, samen met wigzetting en wrijvingsverliezen een totaal voorspanverlies van ongeveer 15% geven. Dit is het verschil in de voorspanning ter plaatse van het spananker op het moment van aanspannen, en de voorspanning ter plaatse van de middelste voeg na het bereiken van alle tijdsafhankelijke verliezen:

$$0,85 \cdot \sigma_{p0} = \sigma_{p\infty}$$

Worden de kabels aangespannen met $\sigma_{p0} = 1410 \text{ N/mm}^2$ ($< \sigma_{p0,max}$: voldoet) dan is de uiteindelijke normaalvoorspanning σ_{bmd} in de voegen te bepalen:

$$\sigma_{p\infty} = 0,85 \cdot 1410 = 1200 \text{ N/mm}^2 (< 0,8 \cdot f_{pu}: \text{voldoet})$$

$$\sigma_{p\infty} \cdot 28 \cdot 1800 = 60 \cdot 10^6 \text{ N} = F_{p\infty}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{bmd} &= F_{p\infty} / A_b \\ &= 60 \cdot 10^6 / 93 \cdot 10^6 = 0,65 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

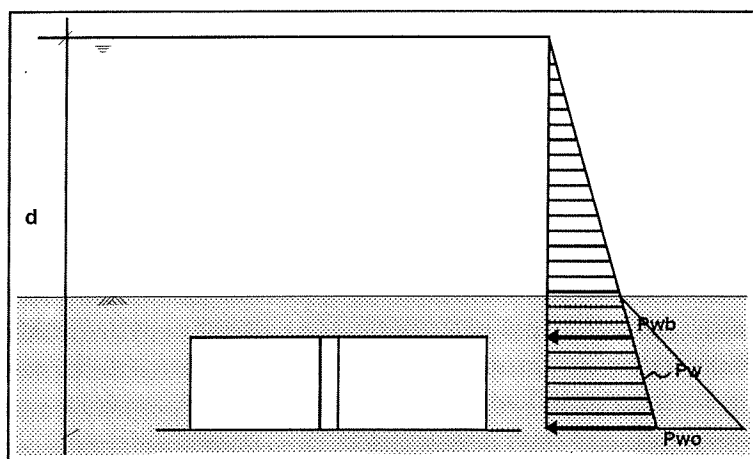
Er kan worden vastgesteld dat 28 voorspankabels, met een oppervlakte van totaal $28 \cdot 1800 \text{ mm}^2$ en een kwaliteit van FeP 1860, een voldoende voorspanning kunnen geven. Na aftrek van de trekspanning ten gevolge van de golfbelasting wordt voldaan aan de eis dat er een minimale drukspanning van $0,3 \text{ N/mm}^2$ in de voeg heerst.

4.2.2 Drukspanning uit Gina-kracht

In de afgezonken toestand worden de elementen tegen elkaar aangedrukt door de hydrostatische waterdruk. Deze 'natuurlijke' voorspanning wordt de voorspanning uit Gina-kracht genoemd (hier: σ_{gin}). De waterdruk op een tunnelelement neemt rechtevenredig toe met de afzinkdiepte. Derhalve neemt de voorspanning uit Gina-kracht ook toe met deze afzinkdiepte. Het dwarsoppervlak A_{dwars} en het betonoppervlak A_b van de tunneldoorsnede zijn mede bepalend voor de uiteindelijke drukspanning in het beton.

De afzinkdiepte wordt in dit onderzoek aangegeven met de letter [d], en staat voor de hoogte van de waterkolom boven de onderkant van de tunnelvloer. Waar de afzinkdiepte een rol speelt, wordt deze gevarieerd tussen 10 en 27 meter.

De waterdruk aan de onderkant tunnelvloer bedraagt $p_{wo} = 10 \cdot d \text{ kN/m}^2$, terwijl deze ter plaatse van het dak $p_{wb} = 10 \cdot (d - h_{tot})$ bedraagt.



Figuur 4.2: "Voorspanning uit Gina-kracht"

Wordt de voorspanning uit Ginakracht over de hoogte van de tunnel uitgemiddeld dan bedraagt deze voor een afzinkdiepte van 10 respectievelijk 27 meter:

$$\begin{aligned}
 d = 10 \text{ m} \quad p_w &= (p_{wb} + p_{wo})/2 \\
 &= (22,5 + 100)/2 = \\
 &= 61,25 \text{ kN/m}^2 \\
 \sigma_{gin} &= p_w \cdot A_{dwars}/A_b \\
 &= 61,25 \cdot 235/93 = 155 \text{ kN/m}^2 \\
 \sigma_{gin(d=10)} &= 0,16 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 d = 27 \text{ m} \quad p_w &= (p_{wb} + p_{wo})/2 \\
 &= (192,5 + 270)/2 = \\
 &= 231,25 \text{ kN/m}^2 \\
 \sigma_{gin} &= p_w \cdot A_{dwars}/A_b \\
 &= 231,25 \cdot 235/93 = 584 \text{ kN/m}^2 \\
 \sigma_{gin(d=27)} &= 0,58 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

In werkelijkheid zal door het lineaire verloop over de hoogte van het element de resultante van de waterdruk excentrisch aangrijpen waardoor er naast een normaalkracht eveneens een (klein) moment zal optreden.

4.2.3 De resulterende voorspankracht in verschillende fasen

In de bouwfase zal de voorspanning tot het moment van aanspannen van de kabels nul zijn. Daarna bedraagt de voorspanning 0,65 N/mm².

In de afgezonken fase dient bij de voorspanning uit voorspankabels de voorspanning uit Ginakracht te worden opgeteld. Er wordt vanuit gegaan dat de voorspankabels worden doorgeslepen na afzinken. De ontwerper van de Wijkertunnel, TEC, gaat er vanuit dat na doorslijpen op den duur slechts 50 % van deze voorspankracht in de betondoorsnede aanwezig blijft.

$$\sigma_{bmd} = 0,5 \cdot 0,65 = 0,325 \text{ N/mm}^2$$

Bovendien gaat TEC er vanuit dat deze slechts over 0,8 maal de mootlengte volledig aanwezig is. Aan beide zijden van de moot zal de voorspanning eerst over de doorsnede gespreid moeten worden. Ook zal de voorspanning middels aanhechting over een overdrachtslengte opgebouwd moeten worden. Voor de Wijkertunnel derhalve doen deze effecten zich aan beide zijden van de moot voor over een lengte van $0,1 \cdot 25 = 2,5$ meter. Overigens betekent het niet dat bij langere mootlengtes deze overdrachtslengten ook groter worden, zodat deze 2,5 meter aangehouden kan worden.

Tunnel Engineering Consultants hanteert daarnaast als ontwerpregel dat van de Gina-kracht na verloop van tijd nog 64% in de doorsnede overblijft als gevolg van het relaxeren van het Gina-profiel.

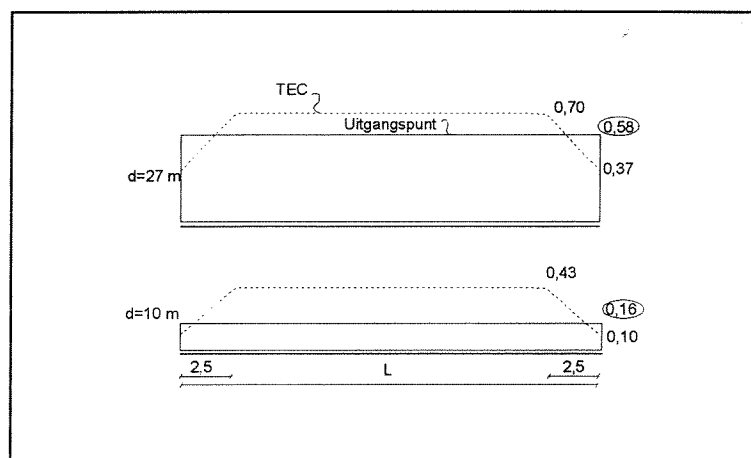
$$\begin{aligned}\sigma_{gin} &= 0,64 \cdot 0,16 = 0,10 \text{ N/mm}^2 \text{ (d = 10 m)} \\ \text{en} &= 0,64 \cdot 0,58 = 0,37 \text{ N/mm}^2 \text{ (d = 27 m)}\end{aligned}$$

Voor de afgezonken fase betekent het voorgaande, dat over 2,5 meter de voorspanning wordt opgebouwd van 0,10 tot 0,43 N/mm² (d = 10 m) respectievelijk van 0,37 tot 0,70 N/mm² (d = 27 m) en dan constant blijft.

afgezonken fase	x = 0 σ_{gin}	x = 2,5 $\sigma_{gin} + \sigma_{bmd}$
d = 10	0,10 N/mm ²	0,43 N/mm ²
d = 27	0,37 N/mm ²	0,70 N/mm ²

4.2.4 Uitgangspunt voorspanning

In dit onderzoek wordt rekening gehouden met een gunstige werking van voorspanning op de spanningsverdeling in afgezonken fase. In de berekeningen wordt de Gina-kracht voor 100% aanwezig verondersteld. Daarentegen wordt geen rekening gehouden met de voorspanning uit transport. Dit is ter plaatse van de overdrachts lengte een iets te positieve, maar voor het overige deel van de moot een veilige aanname. Zeker voor kleine afzinkdieptes.



Figuur 4.3: "Voorspanning volgens TEC en volgens uitgangspunt"

4.3 Betoneigenschappen en wapening

4.3.1 Betonkwaliteit

Voor het beton is een kwaliteit B35 aangehouden ($f_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$).

Hiervoor geldt een treksterkte van:

$$\begin{aligned} f_{b,rep} &= 0,7(1,05 + f_{ck}/20) \\ &= 0,7(1,05 + 35/20) = 1,96 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Ten behoeve van de bepaling van het minimum wapeningspercentage wordt normaliter uitgegaan van een bovengrens van de treksterkte:

$$\begin{aligned} f_{bm0} &= 1,4 \cdot f_{bm} \\ f_{bm} &= 1,4 \cdot f_{b,rep} \\ &= 1,4 \cdot 1,96 = 2,8 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$f_{bm0} = 1,4 \cdot 2,8 \text{ N/mm}^2 = 3,92 \text{ N/mm}^2$$

Deze bovengrens wordt gebruikt om een bepaalde veiligheid in te bouwen. Juist na scheuren van het beton, moet de wapening de scheurkracht opnemen. Als deze scheurkracht wordt gebaseerd op een veilige (hoge) treksterkte van het beton zal het benodigde minimum wapeningspercentage ook aan de veilige kant zijn.

4.3.2 Buiging of zuiver trek

Er bestaan meningsverschillen over de vraag of we in het geval van afzinktunnels in langsrichting te maken hebben met belasting op buiging (kromming) of op zuivere trek (rek). De ontwerper (TEC) van de Wijkertunnel houdt het op buiging.

Anderen menen dat een trekspanning uit buiging grotendeels door de vloer of het dak van de tunnel worden opgenomen. Zij gaan er vanuit dat er dan sprake is van een zuivere trekband: De spanning in het beton valt na bereiken van de treksterkte van het beton direct terug tot 0. Er is immers geen drukzone in het op trek belaste constructiedeel.

4.3.3 Minimum wapening

In de praktijk wordt het wapeningspercentage in de langsrichting van afzinktunnels gebaseerd op een percentage van de wapening in breedterichting. Dat percentage is gebaseerd op de theorie voor een in één richting dragende plaat, die de hoofdrichting wordt genoemd. Als gevolg van dwarscontractie zal er een moment ontstaan in dwarsrichting. Als vuistregel wordt gehanteerd dat de wapening in die richting 20% moet bedragen van de wapening in hoofdrichting. Als hoofdrichting voor afzinktunnels wordt kennelijk de breedterichting genomen, als dwarsrichting de langsrichting.

Ook voor het ontwerp van de Wijkertunnel is deze vuistregel gehanteerd. Daarbij is als ondergrens een minimum wapening aangehouden van 0,15% voor beide zijden van wand, dak of vloer. Bovendien is de gunstige werking van de (transport)voorspanning meegenomen in de berekeningen. Daarbij is uitgegaan van de resulterende voorspankracht uit voorspankabels zoals in paragraaf 4.2.3 is behandeld. Het wapeningspercentage zou in langsrichting op ongeveer 0,5% uitkomen.

Er wordt nu berekend wat het minimum wapeningspercentage volgens de theorie voor op centrische trek belaste constructiedelen had moeten zijn.

Heerst er in het beton een trekspanning die gelijk is aan de treksterkte van het beton, dan zal het scheuren. In het beton heerst vlak voor scheuren een spanning van $A_b \cdot \sigma_{cr}$, terwijl in het aanwezige wapeningsstaal tegelijkertijd een spanning heerst van $n \cdot \sigma_{cr}$, waar n de verhouding in elasticiteitsmoduli voorstelt: $n = E_s/E_b$. Het wapeningsstaal zal na scheuren de trekspanning over moeten kunnen nemen zonder dat het daarbij vloeit.

$$\begin{aligned} n &= E_s/E_b \\ &= 210000/31250 = 6,72 \end{aligned}$$

$$\sigma_{cr} = f_{bm0} = 3,92 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_v = f_s = 435 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} A_s \cdot \sigma_s &= A_s \cdot (n \cdot \sigma_{cr}) + A_b \cdot \sigma_{cr} \\ &= (1 + n\omega) \cdot A_b \cdot \sigma_{cr} \end{aligned}$$

$$\sigma_s = (1/\omega + n) \cdot \sigma_{cr} < \sigma_v$$

$$1/\omega < \sigma_v/\sigma_{cr} - n$$

In een situatie zonder voorspanning zoals zich voordoet in de bouwfase, maar ook bij benadering in de afgezonken fase ($d = 10 \text{ m}$) ter plaatse van de overdrachtslengte (σ_{nor} is slechts $0,10 \text{ N/mm}^2$), dient het wapeningspercentage ω_{min} te bedragen:

$$1/\omega < 435/3,92 - 6,72$$

$$\omega_{min} > 0,96 \%$$

Er is ook bepaald wat het minimum wapeningspercentage ongeveer zou moeten zijn als uitgegaan wordt van buiging. Daartoe is het moment bepaald waarbij de eerste scheur optreedt in de vloer of het dak. De staalkracht behorend bij dit moment geeft na delen door de toelaatbare staalspanning een benodigd staaloppervlak. Dit staaloppervlak geeft uiteindelijk het wapeningspercentage in de vloer of het dak.

Voor een situatie zonder voorspanning is bepaald dat w_{\min} in het dak minimaal 0,70% zou moeten zijn en dat w_{\min} in de vloer minimaal 0,60% zou moeten bedragen. Met voorspanning is dat respectievelijk 0,68% en 0,49%. Er wordt voor de berekening verwezen naar bijlage 9.

w_{\min} (buiging)	zonder voorspanning	met voorspanning
dak	0,70 %	0,68 %
vloer	0,59 %	0,49 %

Het wapeningspercentage van de Wijkertunnel is dus aan de krappe kant als er vanuit wordt gegaan dat de tunnel op buiging wordt belast, en zeker te weinig als er vanuit wordt gegaan dat het ontstaan van een scheur direct een doorgaande scheur door de vloer of het dak tot gevolg heeft.

4.3.4 Uitgangspunt betontreksterkte, het sterkte criterium

Er wordt in dit onderzoek voor gekozen dat een scheur in het beton direct een doorgaande scheur tot gevolg heeft (zuivere trek). Ten behoeve van het onderzoek is het derhalve noodzakelijk aannamen te doen met betrekking op de treksterkte van beton. Een scheur immers, zou wegens een tekort aan wapening bezwijken van het constructiedeel betekenen.

De karakteristieke lange duur treksterkte van B35 is, zoals reeds vermeld:

$$f_{b,rep} = 1,96 \text{ N/mm}^2$$

Voeren we een materiaalfactor in, dan krijgen we de rekenwaarde van de treksterkte van beton. Deze wordt doorgaans gebruikt voor uiterste grenstoestanden bij dwarskracht, pons en wringing.

$$f_b = f_{b,rep}/\gamma_m$$

$$f_b = 1,96/1,4 = 1,4 \text{ N/mm}^2 \\ = 1400 \text{ kN/m}^2$$

In de modellering wordt geen gebruik gemaakt van belastingfactoren. De toetsing wordt derhalve gepresenteerd aan de hand van drie criteria.

- [1] $\sigma < 1400 \text{ kN/m}^2$
- [2] $\sigma < 1200 \text{ kN/m}^2$
- [3] $\sigma < 700 \text{ kN/m}^2$

Met de lagere treksterktes [2] en [3] wordt de mogelijkheid geboden een extra veiligheid in te bouwen.

Geconstateerd moet worden dat hier getracht is criteria op te stellen, zodanig dat het beton op trek zich in de lineair elastische fase bevindt. Er treedt dus geen scheurvorming op.

4.3.5 Elasticiteitsmodulus van beton

Voor de elasticiteitsmodulus geeft de TGB beton:

$$\begin{aligned} E_b &= (22250 + 250 \cdot f_{ck}) \\ &= 31.000 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Tijdsafhankelijke effecten zoals kruip en krimp van het beton worden niet meegenomen.

Het traagheidsmoment van de tunneldoorsnede ligt met de afmetingen vast, en met de elasticiteitsmodulus, ook de buigstijfheid EI .

5 De functie van dilatatie

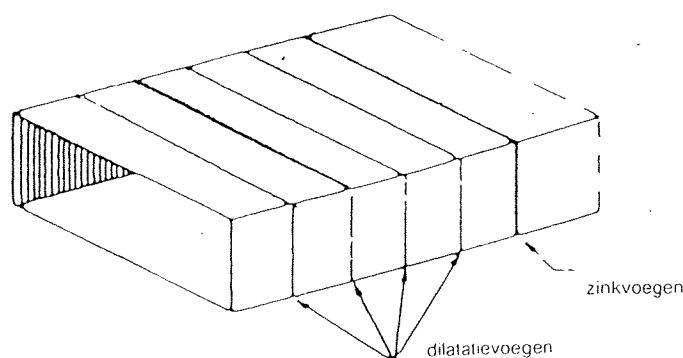
Uit literatuuronderzoek blijkt dat betonconstructies primair gedilateerd worden om **al te grote spanningen ten gevolge van verhinderde opgelegde vervormingen te reduceren**.

Een natuurlijke oplossing om een constructie weerstand te laten bieden aan krachten en vervormingen is de constructie sterk en stijf genoeg maken: De opnamecapaciteit wordt vergroot.

Met dilatatievoegen wordt de constructie juist slap gemaakt: De optredende spanningen ten gevolge van opgelegde vervormingen worden verkleind. Met dilatatie wordt aan de constructie bewegingsvrijheid gegeven in de richting van de opgelegde vervormingen, zodat die kan mee bewegen met deze gedwongen verplaatsingen.

In afzinktunnels moeten te grote (trek-)spanningen worden voorkomen om **waterdichtheid te bewerkstelligen**. Met een doorgaande voeg, als het ware een gecontroleerde scheur, wordt ongecontroleerd scheuren voorkomen. In deze voeg kunnen voorzieningen getroffen worden om eventuele ongewenste verplaatsingen te verhinderen. Bovendien moet de voegconstructie op zichzelf waterdicht worden gemaakt. Scheurvorming heeft ook invloed op de **duurzaamheid**. Corrosie van het wapeningsstaal door water, zuurstof en eventueel zout beïnvloedt de kwaliteit van het gewapend beton in negatieve zin. Derhalve worden er voor verschillende milieuklassen eisen gesteld aan de maximale scheurwijdten.

Niet alleen reductie van normaalspanningen, maar ook van **dwarskrachten** kan met dilatatie worden bereikt. Door gedwongen verplaatsing van een tunnelmoot ten opzichte van een aanliggende tunnelmoot kan een dwarskracht in de constructie ontstaan. De optredende dwarskracht is o.a. afhankelijk van de lengte van een moot. Het aantal dilatatievoegen in een tunnelement van een bepaalde lengte heeft dus direct invloed op de grootte van de optredende dwarskracht.



Welke opgelegde vervormingen debet zijn aan het toepassen van dilatatievoegen is kwalitatief en kwantitatief onderzocht, vooral omdat in de praktijk de dilatatievoeg tevens als verticale stortvoeg fungeert in wanden en dak. De stortcapaciteit bepaalt dus mede de plaats van de dilatatievoeg. In hoeverre dat in overeenstemming is met de functioneel technische eisen is in de volgende paragrafen onderzocht.

6 Vervormingen t.g.v. temperatureffecten

6.1 De invloed van temperatuur

Beton reageert op een temperatuurverandering aangezien zijn uitzettingscoëfficiënt ongelijk aan nul is. Temperatuurverschillen zullen aanleiding geven tot rekken en daarmee corresponderende vervormingen van de constructie. Wanneer deze rekken en vervormingen worden verhinderd dan ontstaan temperatuurspanningen en daarmee corresponderende krachten. Een temperatuurbelasting resulteert dus in vervormingen of krachten, of een combinatie van beide. Bij overschrijding van de treksterkte leiden trekspanningen tot scheurvorming.

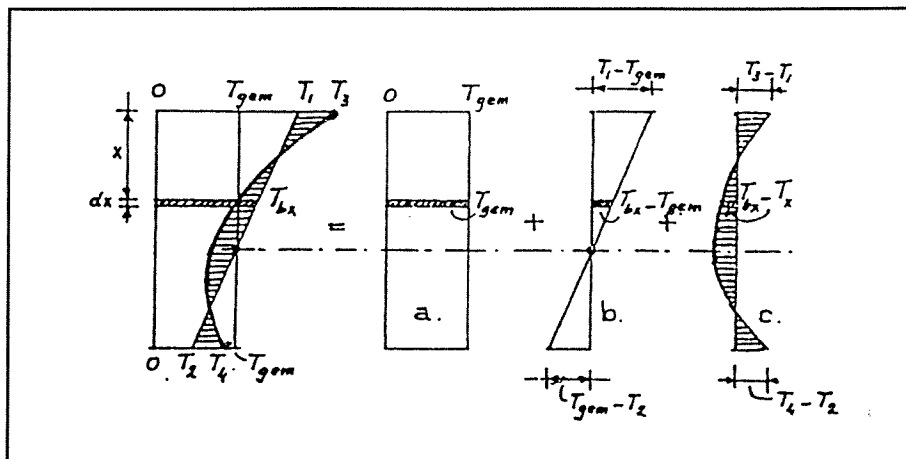
Vervormingen door temperatuur kunnen aanleiding geven tot grote uitzetting, cq krimp, wanneer de gemiddelde temperatuur van een bepaald onderdeel van de constructie sterk verschilt ten opzichte van de rest van de constructie, of tot grote doorbuigingen bij een temperatuurgradiënt. Bij verhindering van de vervorming kunnen normaalkrachten, dwarskrachten en momenten ontstaan.

Met betrekking tot dilatatievoegen is het interessant om de temperatureffecten in langsrichting van de tunnel te bekijken.

Er zijn een viertal temperatuurinvloeden te onderscheiden waarmee een constructeur rekening dient te houden.

1. Een temperatuurgradiënt over de doorsnede van een constructiedeel (wand, dak, vloer) ten gevolge van een verschil in binnentemperatuur van de tunnel en de omgevingstemperatuur
2. De variatie van de gemiddelde temperatuur van de tunnelconstructie in relatie tot de seizoenen (zomer en winter).
3. Eigen-temperaturen. In verhardende betonnen elementen treden temperatuur eigenspanningen op wanneer het element aan het oppervlak warmte verliest, terwijl in de kern nog warmte wordt geproduceerd.
Bij verhard beton ontstaan eigen-trekspanningen onder invloed van een temperatuurbelasting.
4. Het verschil in gemiddelde temperatuur tussen bepaalde constructiedelen onderling.

De eerste invloed heeft nauwelijks betrekking op het toepassen van voegconstructies. Een temperatuurgradiënt zal het constructiedeel doen krommen. Het speelt hooguit een rol bij de benodigde hoeveelheid wapening.



Figuur 6.1: "Opsplitsing in gemiddelde temperatuur, rechtlijnige temperatuur en eigentemperatuur"

Ten aanzien van dilatatie is de **seizoensinvloed** wel van belang: De verlenging of verkorting van de tunnelconstructie ten gevolge van een verhoging of verlaging van de gemiddelde temperatuur. Bij verhindering van deze opgelegde verlenging of verkorting leidt dit tot druk- of trekspanningen.

De derde invloed, speelt geen rol ten aanzien van dilatatie. Eigen-temperaturen voldoen aan de voorwaarde dat de som van de temperatuur over de doorsnede nul is. Wel dient er soms bij de wapeningsdetailering rekening mee gehouden te worden.

De laatste invloed, het **verschil in temperatuur** tussen constructiedelen, kan wel weer bijdragen aan de noodzaak te dilateren. Een verschil in temperatuur tussen vloer en dak bijvoorbeeld kan een kromming van de moot veroorzaken. Wordt deze kromming verhinderd door fundering of aanvulzand dan zijn spanningen het gevolg. Een verschil in temperatuur hoeft niet alleen veroorzaakt te worden door externe omstandigheden (zon, water, brand). Het hydratatie-effect kan namelijk ook een verschil in temperatuur tussen constructiedelen veroorzaken, wanneer 'jong' beton aan 'oud' beton wordt gestort.

6.2 De Temperatuurbelasting

Zoals vermeld in de aannamen en uitgangspunten wordt niet getracht een exacte berekening uit te voeren van de temperatuur van beton onder een bepaalde temperatuurbelasting. Het gaat om de modellering van de effecten.

In de Nederlandse voorschriften (NEN 6702) worden slechts zeer globale waarden aangegeven voor de aan te houden temperatuurbelastingen:

Momenteel dient een belasting van 17°C aangehouden te worden, als extreme waarden wordt 50 tot 75°C genoemd. Deze laatste waarden gelden voor aan direct zonlicht

blootgestelde constructies en kan gezien worden als de temperatuur die een betonoppervlak kan bereiken onder invloed van zonbestraling.

Voor constructies in grond geldt volgens de NEN 6702 een belasting van 10°C. De gedachte hierachter is dat de omgevingstemperatuur een redelijk constante waarde heeft en daarmee een dempend effect heeft op de gemiddelde betontemperatuur. Voor de wat dieper gelegen constructies, zoals afzinktunnels is de omgevingstemperatuur ongeveer 10°C.

Zoals in paragraaf 6.1 reeds werd gesteld gaat voor de noodzaak van dilatatievoegen altijd om de gemiddelde temperatuur van constructieonderdelen (wand, vloer, dak). Lokale temperatuurgradiënten moeten in principe door wapening kunnen worden beheerst.

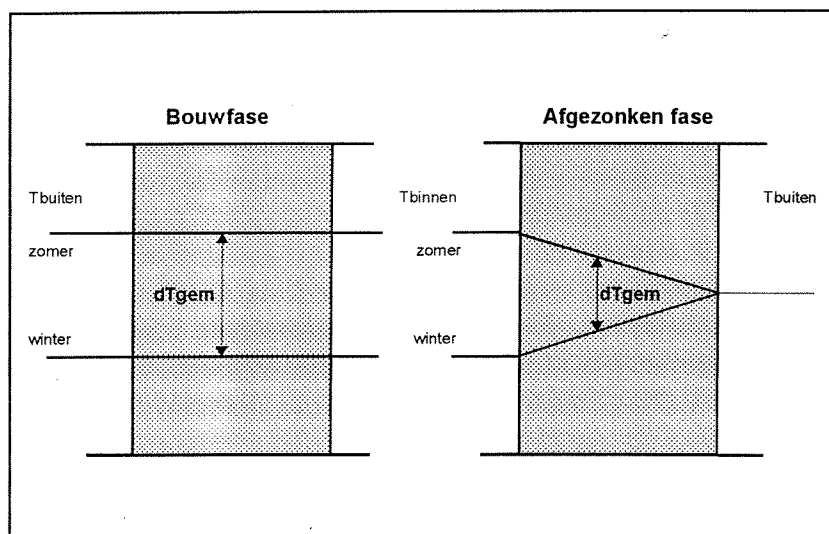
De seizoensinvloed wordt gekenmerkt door een variatie in gemiddelde temperatuur van de doorsnede. De temperatuurbelasting is het temperatuurverschil tussen een referentietemperatuur, in feite de temperatuur waarbij de tunnel gebouwd is (of afgezonken), en een gemiddelde periode-temperatuur. De periode moet vanzelfsprekend lang genoeg zijn om de tunnelconstructie in staat te stellen dat gemiddelde aan te nemen.

In de studie wordt m.b.t. de seizoensinvloed een belasting aangehouden van

de bouwfase: $\Delta T = 15^\circ\text{C}$
 afgezonken fase: $\Delta T = 10^\circ\text{C}$

ten opzichte van de referentietemperatuur.

In de afgezonken fase kan alleen de temperatuur van het beton aan de tunnelzijde fluctueren met de seizoenstemperatuur. Dit in tegenstelling tot de bouwfase waar de temperatuur van het beton zowel aan binnen- als aan buitenzijde van de tunnel varieert.



Figuur 6.2: "Verschillende ΔT 's"

De kromming van een moot door een temperatuurverschil tussen constructieonderdelen kan in kortere tijd optreden.

Door zonbestraling bijvoorbeeld wordt het dak warmer dan de vloer.

Aangezien het om de gemiddelde temperatuur van het dak gaat zal de belasting niet 50 tot 75 °C zijn. Stel dat het buitenoppervlak van het dak in een zomerse situatie 55 °C wordt en het binnenoppervlak 25 °C is, dan zal de gemiddelde temperatuur ongeveer $T_{\text{dak}} = 40\text{ °C}$ zijn. Voor de vloer geldt bijvoorbeeld een gemiddelde temperatuur van $T_{\text{vloer}} = 20\text{ °C}$. Dan is het temperatuurverschil $T_{\text{dak}} - T_{\text{vloer}} = 20\text{ °C}$.

Er wordt verondersteld dat krommen ten gevolge van een temperatuursgradiënt in de afgezonken fase niet optreedt. In de studie wordt m.b.t. kromming door een temperatuurverschil een temperatuurbelasting aangehouden van:

$$\begin{aligned} \text{de bouwphase:} \quad \Delta T &= 15\text{ °C} \\ \Delta T &= 20\text{ °C} \end{aligned}$$

Met deze twee verschillende temperatuurbelastingen wordt gekeken of de grootte van de temperatuurbelasting veel invloed heeft.

Voor de temperatuuruitzettingscoëfficiënt α_c wordt een waarde van $1,2 \cdot 10^{-5}$ aangehouden, overeenkomstig NEN 6720.

De rek wordt bepaald uit:

$$\epsilon = \alpha_c \cdot \Delta T$$

6.3 Verhinderde vervorming en levensfasen

In paragraaf 6.1 werd gesteld dat de vervormingen als resultaat van een temperatuurbelasting verhinderd moeten worden om tot spanningen te kunnen leiden. We kunnen nu specifiek voor afzinktunnels vast stellen welke verhinderingen debet zijn aan spanningen, die gereduceerd moeten worden door het toepassen dilatatievoegen. Ook is het van belang te onderscheiden wanneer deze verandering kan optreden.

6.3.1 Verhinderde vervorming

In het onderzoek naar de effecten van de temperatuurbelasting op dilatatie worden twee oorzaken gegeven en gekwantificeerd voor het ontstaan van spanningen door verandering van vervorming.

Als eerste wordt de wrijvingsweerstand van grond genoemd. De wrijvingsweerstand tussen de grond en het beton wordt verondersteld rechtevenredig toe te nemen met de normaalspanning, waarbij de normaalspanning de korrelspanning loodrecht op een constructiedeel is.

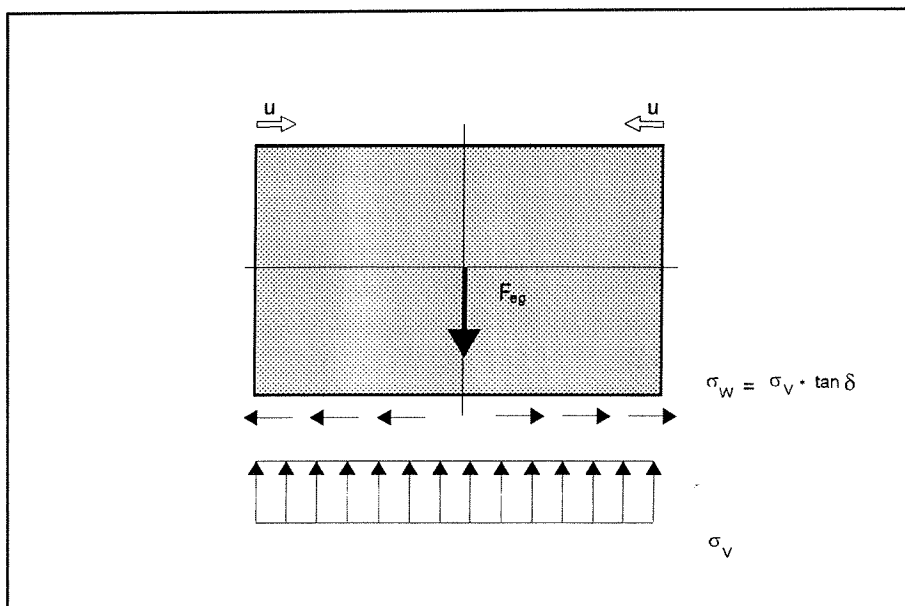
Daarentegen zou ook de grond kunnen gaan afschuiven als de toelaatbare wrijving tussen de korrels wordt overschreden. Als dit bij kleinere spanningen optreedt, dan zullen de optredende spanningen in het beton ook kleiner zijn. Derhalve wordt er voor gekozen dat de wrijvingsweerstand tussen grond en beton bepalend is. De grond blijft intact en de constructie schuift langs de grond.

De maximaal optredende schuifspanning tussen constructie en grond is afhankelijk van de korrelspanning en een wrijvingscoëfficiënt.

Voor de wrijving onder de tunnelvloer betekent dit in formuleform:

$$\sigma_w = \sigma_v \cdot \tan \delta$$

waarbij voor $\tan \delta$ voor zand een waarde van 0,5 en voor grind een waarde van 0,6 aangehouden kan worden.



Figuur 6.3: "Wrijving langs de tunnelvloer"

Voor wrijving langs de tunnelwand dient de verticale korrelspanning omgerekend te worden naar een horizontale korrelspanning, loodrecht op de tunnelwand. Het verband tussen verticale en horizontale korrelspanning wordt gegeven door:

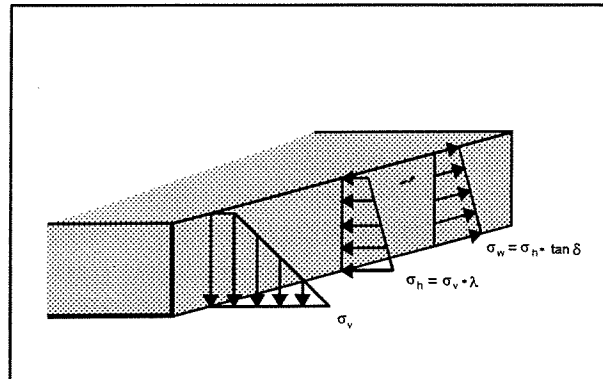
$$\sigma_h = \sigma_v \cdot \lambda$$

Hierin is λ bij kleine vervormingen de coëfficiënt voor de neutrale gronddruk en bij grotere vervormingen voor de actieve gronddruk. Er wordt vanuit gegaan dat de vervormingen klein zijn en dat:

$$\lambda_n = 0,5$$

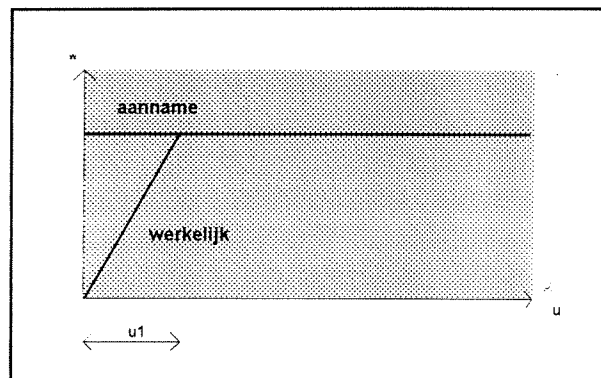
Dit impliceert dat de wrijving langs de wand kan worden berekend met:

$$\sigma_w = \sigma_v \cdot \lambda_n \cdot \tan \delta$$



Figuur 6.4: "Wrijving langs de tunnelwand"

Verder wordt een ideaal plastisch gedrag van de grond aangenomen: een verplaatsing betekent impliciet dat de maximale wrijving optreedt. Dit is voor grond een vereenvoudiging, omdat bij kleine verplaatsingen in werkelijkheid nog niet de maximale wrijving zal optreden.



Figuur 6.5: "Aanname plastisch gedrag v.d. grond"

Als tweede fenomeen is het gedrag van grond onder een verticale belasting meegenomen. Dit gedrag is ideaal elastisch verondersteld (voor grote piekspanningen zal dit niet aan de werkelijkheid voldoen). Een vertikale belasting op de grond resulteert in een rechtevenredige verplaatsing. Een stijfheid van ideale veer kan beschreven worden door de formule: $k = F/u$. De factor k wordt de veerconstante genoemd.

Voor grond noemen we k de samendrukkingsconstante of beddingsconstante. De beddingsconstante k is materiaalafhankelijk en varieert sterk. In de praktijk blijkt voor zand een k -waarde van $1 \cdot 10^4$ kN/m³ aangehouden te kunnen worden en voor grind een k -waarde van $10 \cdot 10^4$ kN/m³.

In de modellen wordt overigens wel gecontroleerd op extreem hoge waarden van de korrelspanningen.

6.3.2 Levensfasen

Zoals aangegeven in de inleiding kenmerkt een afzinktunnel zich door een aantal verschillende levensfasen: de bouwfase, de transportfase, de definitieve fase en de de ertussen gelegen overgangen. Er zijn echter twee levensfasen van belang met betrekking op dilatatie:

De bouwfase: De verplaatsingen wordt geheel of gedeeltelijk verhinderd door wrijving tussen tunnelvloer en werkvloer, en door de verende werking van de ondergrond.

De definitieve fase: De verplaatsing wordt geheel of gedeeltelijk verhinderd door wrijving tussen tunnelomtrek en grond. (N.B. ook wel: afgezonken fase, ondergedompelde fase of gebruiksfase)

In de transportfase gedraagt het tunnelelement zich juist niet gedilateerd door de hoeveelheid voorspanning die hier speciaal voor is aangebracht.

Er wordt onderzocht welke fase maatgevend is.

In de bouwfase is het gewicht van de tunnel en daarmee de wrijving met de ondergrond groter dan in de definitieve ondergedompelde situatie. Ook zal de temperatuurfluctuatie groter zijn dan in de definitieve afgezonken fase.

In de definitieve fase echter telt naast de wrijving met het funderingszand ook de wrijving met de grond langs de wanden mee. Bovendien zal met het dieper liggen van de tunnel onder de rivierbodem door de grotere gronddekking een grotere wrijving worden opgewekt.

De Bouwfase:

Gewicht = 2232 kN/m'

P_{fund} = 71 kN/m²

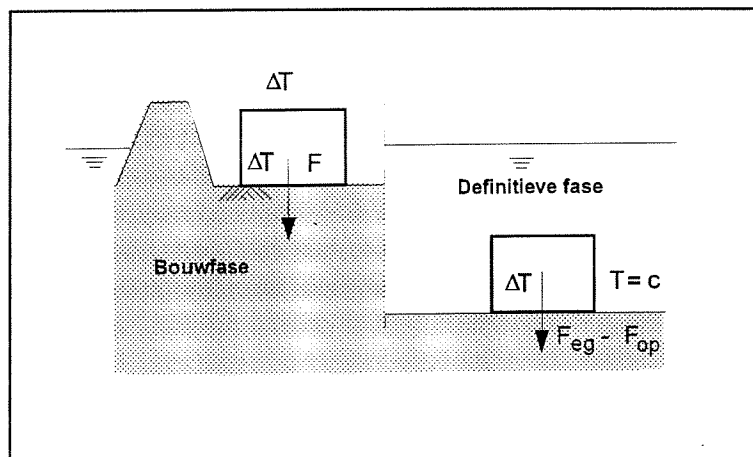
Definitieve fase:

Gewicht = 2383 kN/m'

Grond (1m) = 417 kN/m'

F_{op} = 2302 kN/m'

P_{fund} = 15,78 kN/m²



Figuur 6.6: "Levensfasen"

6.4 De seizoensinvloed

De eerste modellering van temperatuursinvloeden die gemaakt is, probeert een antwoord te geven op de vraag hoe een tunnelmoot reageert op een verhoging of verlaging van de gemiddelde temperatuur als gevolg van het seizoen. In eerste instantie wordt een temperatuurverlaging aan een moot in de bouwfase opgelegd, gevolgd door een temperatuurverhoging. Vanaf paragraaf 6.4.5 wordt bekeken op welke wijze de afgezonken fase maatgevend zou kunnen zijn ten opzichte van de bouwfase.

6.4.1 Schematisatie van de bouwfase

Door een verlaging van de temperatuur zal de tunnelmoot willen verkorten. Door deze verkorting kan wrijving worden opgewekt met de omgeving. Deze wrijving werkt de verkorting tegen en zou trekspanningen kunnen veroorzaken in de doorsnede. De grootte van de eventuele trekspanningen en de verplaatsing zal hier worden onderzocht. Spanningen ten gevolge van een temperatuurverhoging worden vooralsnog buiten beschouwing gelaten.

In eerste instantie is de kracht bepaald die nodig is om verkorting ten gevolge van temperatuurdaling te verhinderen:

$$\begin{aligned}\sigma_{\text{ben}} &= E \cdot \epsilon = E \cdot \alpha_c \cdot \Delta T \\ &= 30 \cdot 10^6 \cdot 1,2 \cdot 10^{-5} \cdot 15\end{aligned}$$

$$\sigma_{\text{ben}} = 5400 \text{ kN/m}^2 > 1400 \text{ kN/m}^2$$

$$F_{\text{ben}} = \sigma_{\text{nor}} \cdot A_b = 5400 \cdot 95 = 513 \cdot 10^3 \text{ kN}$$

Hier volgt uit dat bij volledige verhindering van de vervorming de rekenwaarde van de treksterkte van beton zal worden overschreden. In de uitgangspunten en aannamen wordt immers gesteld dat de treksterkte van beton maximaal 1400 kN/m² bedraagt. Aangezien ook vastgesteld is dat de tunnel in langsrichting een wapeningspercentage heeft, dat lager is dan het minimum, zal de moot bezwijken.

Vervolgens bekijken we de maximaal ontwikkelde schuifkracht in het grindbed van het bouwdok. Aangezien de verkorting aan beide zijden van de moot tegengesteld aan elkaar plaatsvindt en het midden van de moot niet in horizontale richting zal verplaatsen, mag uit symmetrie overwegingen voor de te berekenen schuifkracht slechts de halve lengte in rekening worden gebracht. Voor een eerste afschatting is een mootlengte van 100 meter aangehouden.

$$\begin{aligned}\sigma_w &= P_{\text{fund}} \cdot \tan \delta \\ \sigma_w &= 71 \cdot 0,6 = 42,6 \text{ kN/m}^2 \\ F_w &= 0,5 \cdot L \cdot B \cdot \sigma_w\end{aligned}$$

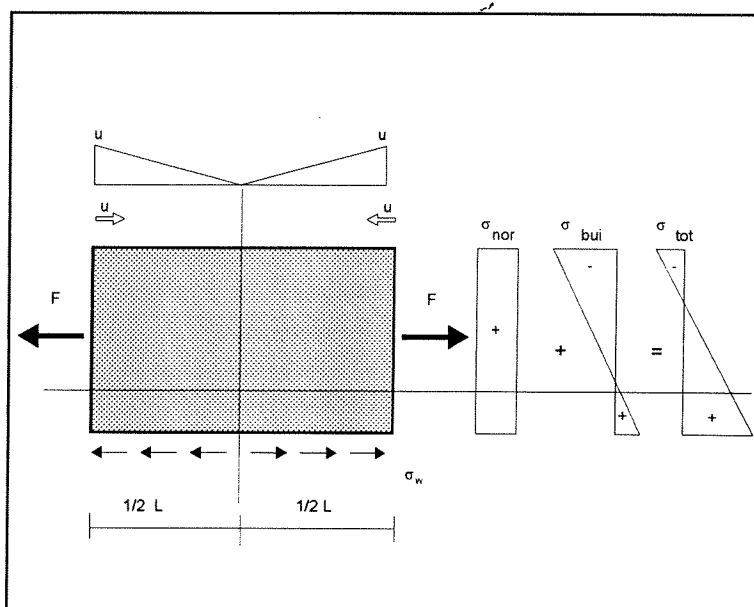
$$F_w = 0,5 \cdot 100 \cdot 31,5 \cdot 42,6 = 67 \cdot 10^3 \text{ kN}$$

In dit model is de maximale wrijvingskracht een orde 7,5 kleiner dan de kracht benodigd om de verplaatsing te verhinderen ($F_{\text{ben}} \approx 7,5 \cdot F_w$). Dat betekent dat de rek t.g.v. de wrijvingskracht vrijwel verwaarloosbaar is ten opzichte van de rek door de temperatuurdaling.

Oftewel: de verplaatsing kan vrijwel ongehinderd plaatsvinden.

De horizontale verplaatsing van de uiteinden van de moot bedraagt ongeveer:

$$\Delta l = L \cdot \alpha_c \cdot \Delta T / 2 = 9 \text{ mm}$$



Figuur 6.7: "Trekspanning t.g.v. wrijving"

De maximale trekspanning wordt bepaald door de lengte L , de breedte B en de funderingsdruk P_{fundr} , en treedt op in de vloer. Er werkt namelijk niet alleen een normaaltrekkkracht op de doorsnede maar ook een buigend moment vanwege de excentriciteit van de wrijvingskracht onder de vloer. Voor de gekozen mootlengte van 100 meter betekent dit voor de grootte van de trekspanning:

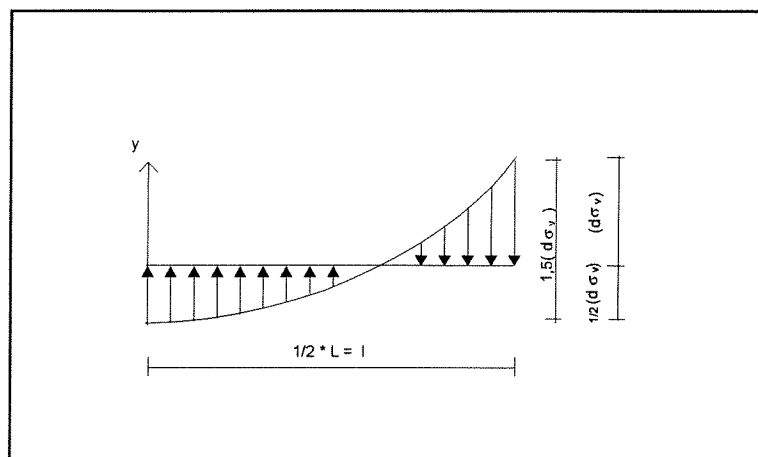
normaalspanning	σ_{nor}	$= (670 \cdot L) / 95 = 7 \cdot L$
buigspanning	σ_{bui}	$= M / W_o = (670 \cdot L \cdot y') / 244 = 9,3 \cdot L$
totaal	σ_{tot}	$= 16,3 \cdot L = 1630 \text{ kN/m}^2$ (voor $L = 100 \text{ m}$)

Bij deze benadering zal dus de maximaal toegestane waarde van de treksterkte (1400 kN/m^2) worden overschreden. Vooral het aandeel buigspanning lijkt erg groot. Er wordt derhalve bekeken in hoeverre de fundering invloed heeft op het optredende moment.

Met andere woorden: Wat bedraagt de doorbuiging als gevolg van de excentrisch aangrijpende wrijving, wat is daarvan het effect op de verticale korrelspanning, en in hoeverre verandert daardoor de doorbuiging?

Reducierend moment

Ten gevolge van de doorbuiging (δ_1) van de moot treedt er een wijziging op in de verdeling van de verticale korrelspanning onder de moot. De vorm van deze wijziging is als volgt geschematiseerd.



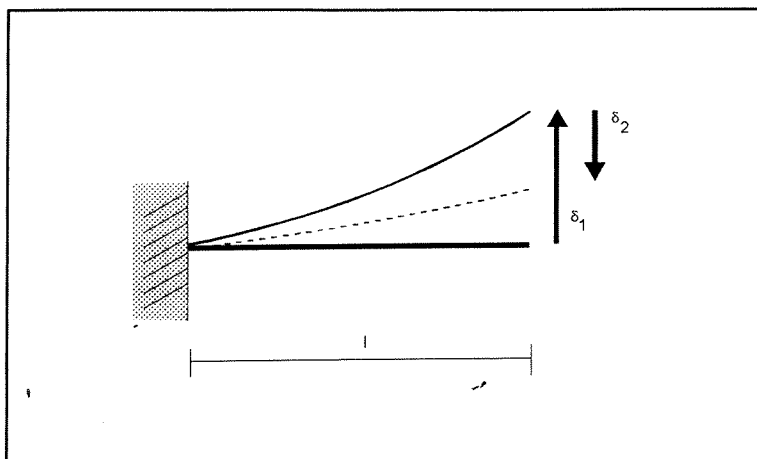
Figuur 6.8: "Verandering in verticale korrelspanning"

Aan de vrije uiteinden van de moot ($x=l$) resulteert dit in een verlaging van de verticale korrelspanning met $\Delta\sigma_v$ en in het midden van de moot ($x=0$) met een verhoging van de verticale korrelspanning met $\frac{1}{2}\Delta\sigma_v$.

De gesommeerde verticale korrelspanning blijft bij dit parabolische verloop gelijk aan het gewicht van de moot: vertikaal evenwicht blijft gelden.

Bij de schematisatie van het verloop van de wijziging in verticale korrelspanning is aangenomen dat de funderingsdruk nooit negatief mag worden bij de vrije uiteinden. Het negatief worden van de verticale korrelspanning stelt namelijk het opwerpen van de uiteinden van de moot voor. Op dat moment voldoet de modellering niet meer.

Het resultaat van de herverdeling van de funderingsdruk is een tegenwerkend moment, dat een vermindering van de doorbuiging tot gevolg heeft (δ_2):



Figuur 6.9: "Doorbuiging van de tunnelmoot"

waarbij:

- δ_1 = doorbuiging door excentriciteit wrijving
- δ_2 = terugbuiging door herverdeling funderingsdruk

In formulevorm:

$$\begin{aligned}
 k \cdot (\delta_1 - \delta_2) &= 1 \frac{1}{2} \cdot \Delta\sigma_v \quad (\delta_2 = 0 ; \Delta\sigma_v = k \cdot \delta_1 / 1 \frac{1}{2}) \\
 \delta_2 &= f \cdot \Delta\sigma_v \\
 k \cdot (\delta_1 - f \cdot \Delta\sigma_v) &= 1 \frac{1}{2} \cdot \Delta\sigma_v \\
 k \cdot \delta_1 - k \cdot f \cdot \Delta\sigma_v &= 1 \frac{1}{2} \cdot \Delta\sigma_v \\
 \Delta\sigma_v &= k \cdot \delta_1 / (k \cdot f + 1 \frac{1}{2})
 \end{aligned}$$

Met deze $\Delta\sigma_v$ kan via het nieuwe, gereduceerde moment de uiteindelijke buigspanning berekend worden.

De factor $f \approx 46 \cdot 10^{-3} l^4 / EI$ (zie bijlage 8). Met deze factor kan de formule als volgt geschreven worden:

$$\Delta\sigma_v = \frac{k \cdot \delta_1}{46 \cdot 10^{-3} \cdot \frac{k}{EI} \cdot l^4 + 1 \frac{1}{2}}$$

Een eerste interpretatie van deze formule voor de (gereduceerde) $\Delta\sigma_v$ kan al gemaakt worden.

- De grootte van de verandering van de verticale korrelspanning is afhankelijk de beddingsconstante k, de lengte l, en de buigstijfheid EI.
- Voor de lengte l is de formule veel gevoeliger dan voor de beddingsconstante k.

De effecten van dit reducerende moment door herverdeling van de verticale funderingsdruk op de buigspanning kan onderzocht worden. Dit is gedaan in een zogenaamde gevoeligheidsanalyse, waarbij voor bepaalde waarden van k de maximale mootlengte L is bepaald.

6.4.2 Gevoeligheidsanalyse seizoensinvloed bouwfase, temperatuurdaling

Het doel van de gevoeligheidsanalyse is het effect kwantificeren die de lengte l en de beddingsconstante k hebben op het reducerend moment en daarmee op de uiteindelijke buigspanning in de doorsnede van een tunnelmoot in de bouwfase.

Er is getracht een uitspraak te doen hoe lang een moot ten gevolge van de temperatuurkrimp in de bouwfase maximaal mag zijn bij een bepaalde beddingsconstante.

Aangezien de waarden van de beddingsconstanten van zand en grind variëren tussen de $1 \cdot 10^4$ en $10 \cdot 10^4$ kN/m³, lijkt het acceptabel om ten behoeve van een gevoeligheidsanalyse de k -waarde te variëren tussen:

$$0,5 \cdot 10^4 < k < 5 \cdot 10^5 \text{ [kN/m}^3\text{]}$$

De waarde van de buigstijfheid van de moot is in overeenstemming met paragraaf 4.3.5 constant gehouden.

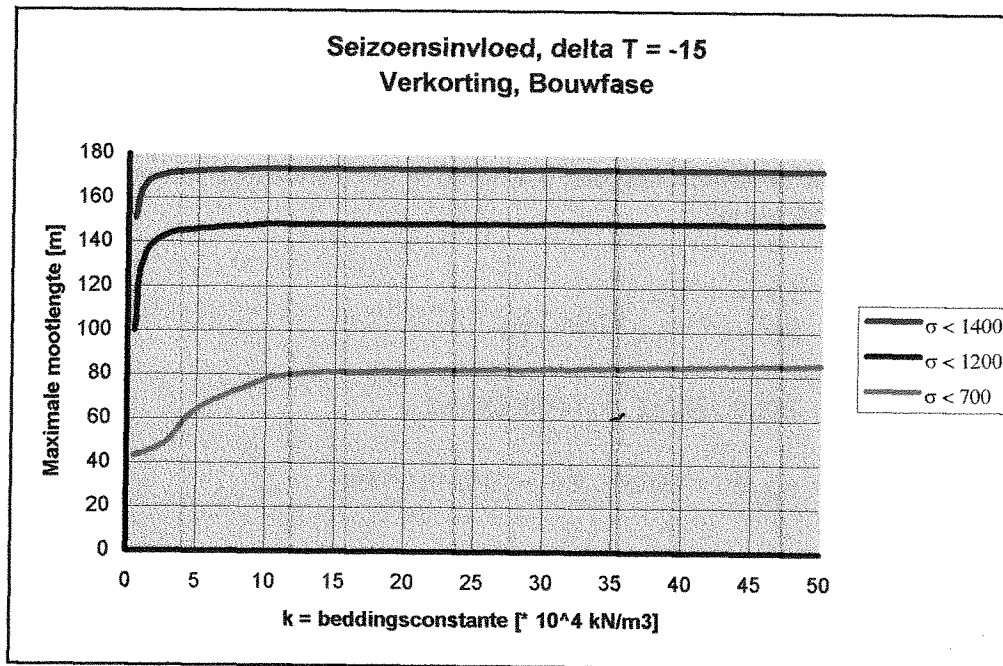
De buigspanning en normaalspanning samen worden getoetst aan de criteria zoals gesteld in paragraaf 4.3.

De analyse is gemaakt met behulp van een spreadsheetprogramma. Voor de opzet hiervan wordt verwezen naar bijlage 2-B.

Het resultaat van de gevoeligheidsanalyse is de grafiek van figuur 6.10 waarin een lijn de begrenzing aangeeft van de lengte van een tunnelmoot bij een bepaalde treksterkte en een bepaalde beddingsconstante.

6.4.3 Temperatuurstijging

Ten gevolge van een temperatuurstijging in plaats van een -daling zal door een tegengestelde wrijving trek in het dak optreden in plaats van in de vloer. De maximale trekspanning zal daar een combinatie zijn van buigtrekspanning en normaaldrukspanning. Met de spreadsheet is bekeken of een temperatuurstijging maatgevend kan worden. Dit blijkt nooit het geval te zijn.



Figuur 6.10: "Gevoeligheidsanalyse seizoensinvloed , bouwfase"

6.4.4 Conclusies seizoensinvloed bouwfase:

- Trekspanning in de vloer ten gevolge van een temperatuursdaling is maatgevend. Deze trekspanning is afhankelijk van de ontwikkelde wrijvingskracht in het vlak tussen onderkant tunnelvloer en bedding.
- De wrijvingskracht is afhankelijk van mootlengte L , mootbreedte B en funderingsdruk P_{fund} .
- In langsrichting gezien heeft de wrijving een bepaalde excentriciteit. Door de resulterende buiging wil de moot gaan vervormen en wijzigt de verdeling van de funderingsdruk. Door deze wijziging in rekening te brengen blijven de buigspanningen zeer beperkt. (Bij een treksterkte van 1400 kN/m^2 en $L_{moot} = L_{max}$: 22% tot 9% van de buigspanningen zonder reductie (5 tot 10 keer zo klein). De totale verticale druk van een element blijft na herverdeling gelijk. De totale wrijving verandert derhalve ook niet.

Hoe stijver de grond, des te groter is het reducerend moment, en des te langer mogen de moten zijn.

- Indien het fenomeen seizoensinvloeden bepalend is, dan kunnen zeer lange tunnelmoten gemaakt worden.
- Uit vergelijking met de andere fenomenen blijkt de seizoensinvloed niet maatgevend te zijn.

6.4.5 Afgezonken fase

In de volgende paragrafen wordt bekeken op welke wijze de afgezonken fase maatgevend zou kunnen zijn ten opzichte van de bouwfase.

In eerste instantie is weer de kracht bepaald die nodig is om verkorting ten gevolge van een temperatuurdaling te verhinderen:

$$\begin{aligned}\sigma_{\text{ben}} &= E \cdot \epsilon = E \cdot \alpha_c \cdot \Delta T \\ \sigma_{\text{ben}} &= 30 \cdot 10^6 \cdot 1,2 \cdot 10^{-5} \cdot 10\end{aligned}$$

$$\sigma_{\text{ben}} = 3600 \text{ kN/m}^2 > 1400 \text{ kN/m}^2 \checkmark$$

$$F_{\text{ben}} = \sigma_{\text{nor}} \cdot A = 3600 \cdot 95 = 342 \cdot 10^3 \text{ kN}$$

Bij volledige verhindering van de vervorming zal de maximaal toegestane waarde van de treksterkte van beton (1400 kN/m²) worden overschreden.

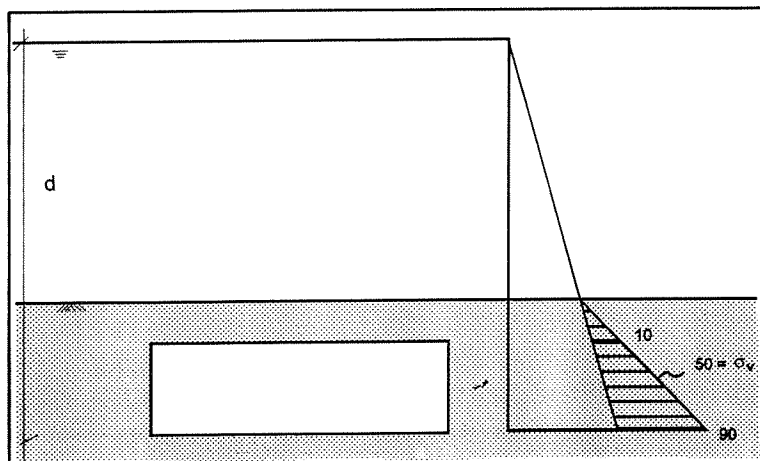
Vervolgens is de maximaal ontwikkelde schuifkracht bepaald. Ter vereenvoudiging wordt de invloed van de gronddekking op het dak van de tunnel met betrekking tot de schuifspanning verwaarloosd. In paragraaf 6.4.6 wordt dit gemotiveerd. Ook hier mag slechts de halve lengte in rekening worden gebracht en wordt er in eerste instantie van een moot van 100 meter uitgegaan.

Langs de bodem is de funderingsdruk de (vertikale) korrelspanning.

$$\begin{aligned}\sigma_w &= P_{\text{fund}} \cdot \tan \delta \\ \sigma_w &= 15,5 \cdot 0,5 = 7,75 \text{ kN/m}^2 \\ F_w &= 0,5L \cdot B \cdot \sigma_w \\ F_w &= 50 \cdot 31,5 \cdot 7,75 = 12 \cdot 10^3 \text{ kN (langs de vloer)}\end{aligned}$$

Langs de twee zijwanden wordt de horizontale korreldruk bepaald. De lineaire spannings-toename over de hoogte wordt voor de eenvoud uitgemiddeld.

$$\begin{aligned}\sigma &= (10 + 90)/2 = 50 \text{ kN/m}^2 \\ \sigma_w &= 2 \cdot \sigma \cdot \lambda \cdot \tan \delta \\ \sigma_w &= 2 \cdot 50 \cdot 0,5 \cdot 0,5 \\ \sigma_w &= 2 \cdot 12,5 \text{ kN/m}^2 \\ F_w &= 0,5L \cdot h_{\text{tot}} \cdot \sigma_w \\ F_w &= 50 \cdot 8 \cdot 2 \cdot 12,5 = 10 \cdot 10^3 \text{ kN (langs de wanden)}\end{aligned}$$



Figuur 6.11: "Gemiddelde horizontale korreldruk"

De totaal ontwikkelde schuifkracht wordt nu, voor een moot van 100 meter:

$$\begin{aligned}
 F_{w(\text{tot})} &= (10 + 12) * 10^3 \text{ kN} \\
 F_{w(\text{tot})} &= 22 * 10^3 \text{ kN (L = 100 m)}
 \end{aligned}$$

In dit model is de maximale wrijvingskracht een orde 15 kleiner dan de kracht benodigd om de verplaatsing te verhinderen ($F_{\text{ben}} \approx 15 \cdot F_{w(\text{tot})}$). Dat betekent dat de rek ten gevolge van de wrijvingskracht ook verwaarloosbaar is ten opzichte van de rek door de temperatuurdaling. De verplaatsing kan vrijwel ongehinderd plaatsvinden.

De maximaal optredende trekspanning tgv de wrijving treedt op in de vloer en zal bedragen:

$$\begin{aligned}
 \text{normaalspanning } \sigma_{\text{nor}} &= (120 \cdot L + 100 \cdot L) / 95 = (220 \cdot L) / 95 = 2,3 \cdot L \\
 \text{buigspanning } \sigma_{\text{bui}} &= M / W_0 = (120 \cdot L \cdot y') / 244 = 1,7 \cdot L \\
 \text{totaal } \sigma_{\text{tot}} &= 4 \cdot L = 400 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

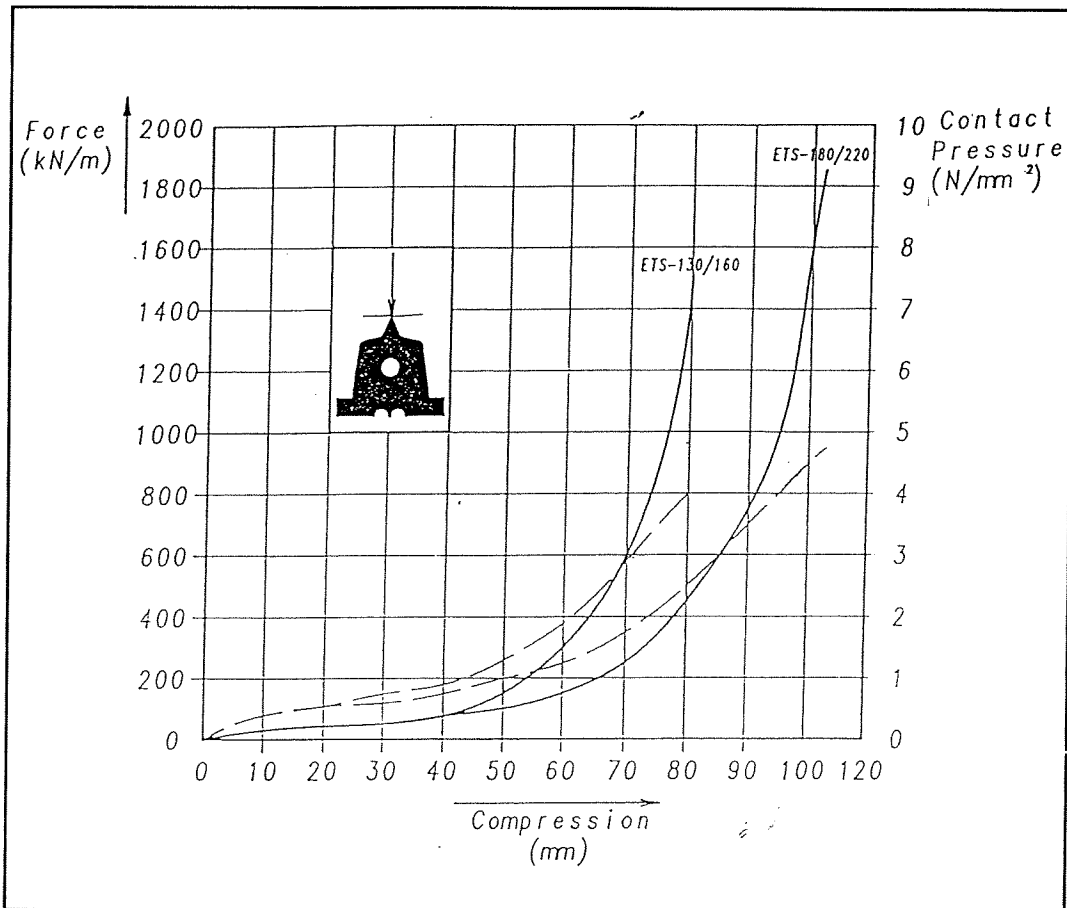
De waterdruk op het totale dwarsoppervlak van de tunneldoorsnede zorgt voor de zogenaamde Gina-kracht. Er wordt in dit verband verwezen naar paragraaf 4.2.2. De Gina-kracht wordt verondersteld gelijkmatig in de gehele betondoorsnede en ook in de dilatatievoegen aanwezig te zijn.

De indrukking van het Gina-profiel is bij deze aannamen op een diepte van 27 m onderkant tunnel ongeveer:

$$u = f(F_{gin})$$

$$F_{gin} = p_w \cdot A_{dwars} / O = 235.230 / 75 = 720 \text{ kN/m}' \rightarrow \text{tabel:}$$

$$u = 73 \text{ mm (Gina type ETS-130/160, Wijkertunnel)}$$



Figuur 6.12: "Kracht-verplaatsing diagram Ginaprofiel"

De normaal(druk)spanning in de betondoorsnede ten gevolge van de GINA-kracht bedraagt aanvankelijk:

$$F_{gin} = A_{dwars} \cdot \sigma = 235.230 = 54050 \text{ kN}$$

$$\sigma_{gin} = F_{gin} / A_b = 54050 / 95 = 570 \text{ kN/m}^2$$

De verplaatsing van de uiteinden van de moot ten gevolge van de temperatuurkrimp bedraagt:

$$\Delta l = L \cdot \alpha_c \cdot \Delta T / 2 = 6 \text{ mm}$$

Door de verkorting van de tunnelmoot zal deze indrukking met $2 \cdot 6 = 12$ mm verminderen. Het gevolg hiervan is dat de Gina-kracht vermindert tot ongeveer $320 \text{ kN/m}'$.

$$u = 61 \text{ mm}$$

$$F_{\text{gin}} = 320 \text{ kN/m}'$$

$$\sigma_{\text{gin}} = F_{\text{gin}} \cdot O/A_b = 253 \text{ kN/m}^2$$

Conclusie:

$$|\sigma_{\text{gin}} = -253 \text{ kN/m}^2| < \sigma_w = 400 \text{ kN/m}^2$$

"De trekspanning in de betondoorsnede t.g.v. de wrijving is in staat de drukspanning ten gevolge van de Gina-kracht op te heffen."

Met andere woorden: de aanvankelijke drukspanning in de betondoorsnede t.g.v. de Gina kracht wordt door verkorting van de moot omgezet in een trekspanning.

De trekspanning in het midden van de moot ter hoogte van de vloer bedraagt uiteindelijk ongeveer $-253 + 400 = 150 \text{ kN/m}^2$, afhankelijk van het toegepaste Gina-profiel.

Voor de volledigheid dient er dus aangetoond te worden of en wanneer de ondergedompelde fase met betrekking op de maximaal toe te passen mootlengte maatgevend kan worden. De resultaten zijn te vinden bij de gevoeligheidsanalyse voor de ondergedompelde fase.

6.4.6 Gevoeligheidsanalyse afgezonken fase

Het doel van de gevoeligheidsanalyse is te onderzoeken of er omstandigheden zijn, waarbij de ondergedompelde fase maatgevend is ten opzichte van de bouwfase.

Met betrekking tot de drukspanning in de betondoorsnede is ervan uitgegaan dat deze voorspanning volledig door de Gina-kracht (Ginaprofiel ETS-130/160) wordt veroorzaakt en voor 100% aanwezig is. De aanwezige drukspanning uit voorspankabels met aanhechting is verwaarloosd. Dit is in overeenstemming met het gestelde in paragraaf 4.2.

De wrijfkraften langs de huid van de constructie zijn afhankelijk van de korrelspanning en derhalve van de gronddekking. De wrijving langs het dak van de tunnelmoot is verwaarloosd. Voor grotere gronddekkingen is dit niet realistisch. De normaalspanning in de betondoorsnede neemt door de extra wrijving langs het tunneldak immers toe. Toch blijkt de totale spanning in de betondoorsnede groter te zijn wanneer de wrijving langs het dak niet wordt meegenomen. Dit komt doordat het buigend moment (en daarmee het aandeel buigspanning) uit wrijfkraften langs de vloer wordt tegengewerkt als wrijfkraften langs het dak worden meegenomen.

Blijkbaar is (trek-)spanning uit de wrijving langs het dak lager dan de (buig-)spanning door het excentrisch aangrijpen van de wrijving langs de vloer. Derhalve is de analyse uitgevoerd zonder wrijving langs het dak.

De trekspanning uit buiging is **volledig** meegerekend. De reductie die door de herverdeling van de funderingsdruk zou kunnen optreden is niet meegenomen. Dit is nodig omdat de wrijving langs het dak wel wordt verwaarloosd.

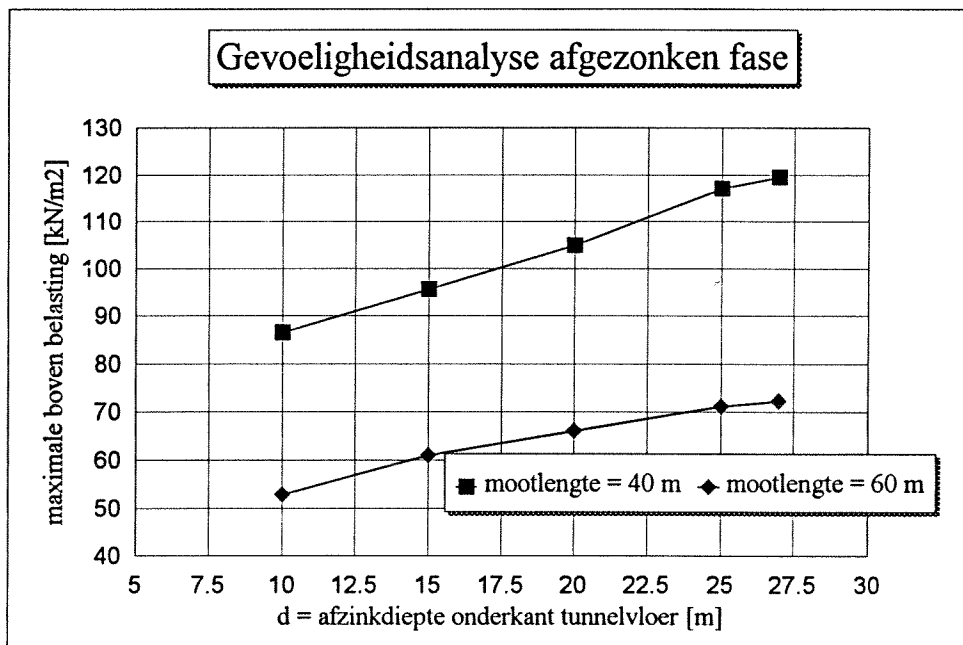
De analyse is uitgevoerd voor moten van 40 en 60 meter lang, $\sigma_{toel} < 700 \text{ kN/m}^2$. Voor de analyse is gebruik gemaakt van de spreadsheet van bijlage 2-B.

Het resultaat is de grafiek van figuur 6.14. Horizontaal is de afzinkdiepte van de tunnelmoot, en vertikaal is de maximaal toelaatbare bovenbelasting uitgezet.

De bovenbelasting kan worden bepaald met:

$$F_{opt} = B.L.(h_1 \cdot (\gamma_{g,nat} - \gamma_w) + h_2 \cdot \gamma_{g,droog})$$

waarin h_1 en h_2 de hoogte van het grondpakket onder water, respectievelijk boven water is.



Figuur 6.13: "Gevoeligheidsanalyse seizoensinvloed, afgezonken fase"

6.4.7 Conclusies seizoensinvloed afgezonken fase:

- Onder de aangenomen parameters kan er een trekspanning ontstaan in het midden van de tunnelmoot.
- Deze trekspanning is bij een mootlengte van 40 meter in verreweg de meeste gevallen kleiner dan de maximale trekspanning in de bouwfase. Pas bij een bovenbelasting van 86,5 kN/m² wordt de afgezonken fase maatgevend.
- Deze bovenbelasting kan zich theoretisch voordoen bij de landhoofden. Bijvoorbeeld als de rivierdijk over de tunnelmoot heen hersteld wordt en samen met de gronddekking een vergelijkbare bovenbelasting op de tunnelmoot veroorzaakt.

(Voor de Wijkertunnel zou dit betekenen dat over het gehele dak van de moot (van 40 meter lengte) 6 meter grond aangebracht moet worden, 2 meter onder en 4 meter boven de waterspiegel).

- Bij toenemende lengte van de moot wordt de afgezonken fase al voor kleinere gronddekkingen maatgevend. Dit is uitgewerkt voor $L = 60$, $\sigma \leq 700$ kN/m².

6.4.8 Résumé seizoensinvloed.

- De maximaal toegestane lengte is onder de aangehouden uitgangspunten:
 $L_{\max} \leq 40$ meter.
Dit is 15 tot 20 meter langer dan de normaal toegepaste mootlengte.
- De bouwfase is onder verreweg de meeste omstandigheden maatgevend.

Onafhankelijk van de vraag of de trekspanningen te groot zijn kunnen er maatregelen bedacht worden om trekspanningen te voorkomen, te reduceren, of de gevolgen daarvan te minimaliseren.

In theorie kan in de bouwfase kan getracht worden de wrijvingsweerstand van de ondergrond te verminderen. Een probleem daarbij is dat tot nu toe altijd het grindbed noodzakelijk is bevonden om het soepel opdrijven van de tunnelmooten te garanderen.

Ook kunnen (als vergaande oplossing) in deze fase temperatuurfluctuaties van de moot worden bestreden. Gedacht kan worden aan isolatie of koeling/verwarming.

Voor zowel bouwfase als afgezonken fase kan voorspanning uitkomst bieden. De trekspanning zal zich dan manifesteren in een vermindering van de drukspanning.

Als laatste optie kan er voldoende langswapening aangebracht worden om trekkrachten op te nemen en scheurwijdten te minimaliseren. Het criterium van brosse breuk (paragraaf 4.3) vereist $\omega_{\min} = 0,96$ %.

6.5 Kromming door een temperatuurverschil

In paragraaf 6.4 is het **verlengen of verkorten** van de moot door de seizoensinvloed beschreven. Dit is de verandering van de gemiddelde temperatuur van de gehele constructie, invloed 2 van paragraaf 6.1.

In deze paragraaf zal het **krommen** van de moot worden beschreven door een verschil in temperatuur tussen constructiedelen, invloed 4 van paragraaf 6.1. In paragraaf 6.6 zal de bijzondere variant van deze invloed aan de orde komen: het hydratatie-effect.

Een temperatuurverschil over de hoogte van de tunnelmoot kan optreden tijdens de bouwfase. Gedacht kan worden aan zonbestraling op het dak van de moot, waardoor deze aanzienlijk warmer kan worden dan de vloer.

Door het verschil in rek zal de tunnelmoot krommen.

Wordt de kromming geheel of gedeeltelijk verhinderd door het funderingsbed dan ontstaan er trekspanningen in de betondoorsnede. De invloed van wrijving wordt reeds in het model voor de seizoensinvloed behandeld, en wordt derhalve hier niet meegenomen.

6.5.1 Schematisatie van kromming door een temperatuurverschil

Is het temperatuurverschil tussen dak en vloer $[\Delta T]$, de temperatuuruitzettingcoëfficiënt van beton $[\alpha_c]$, en de hoogte van de moot $[h_{tot}]$, dan kan de kromming $[\kappa]$ worden bepaald met:

$$\kappa = \alpha_c \cdot \Delta T / h_{tot}$$

De kromtestraal is de inverse van de kromming:

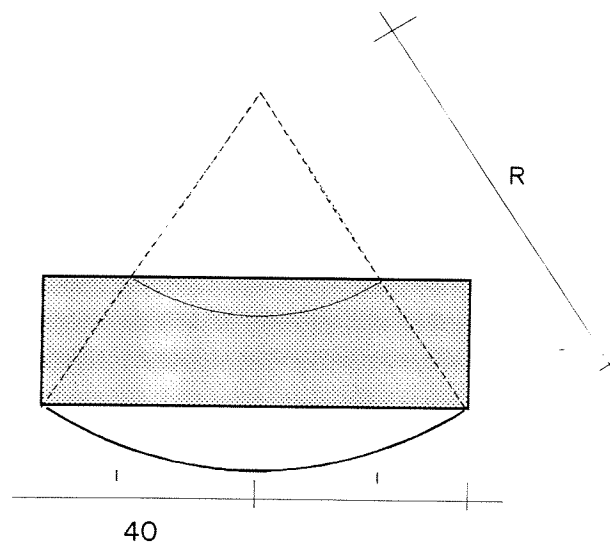
$$R = 1/\kappa$$

Met de kromtestraal kan de doorbuiging van de moot ten gevolge van het temperatuurverschil bepaald worden:

$$\delta_T = l^2 / (2 \cdot R)$$

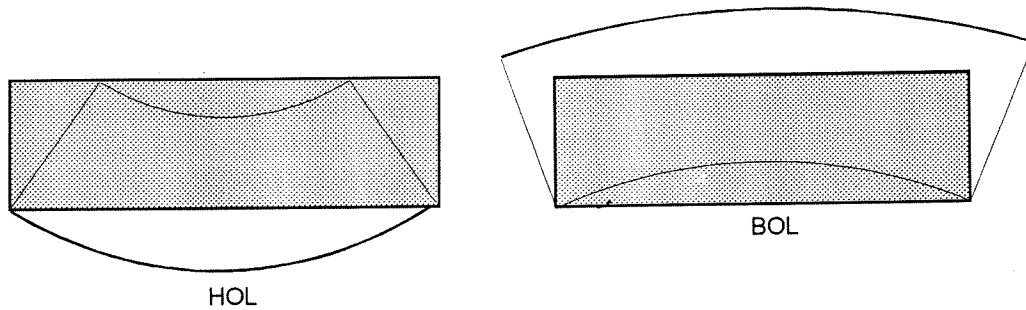
$$\delta_T = \kappa \cdot l^2 / 2$$

$$\delta_T = \alpha_c \cdot \Delta T \cdot l^2 / (2 \cdot h_{tot})$$



Kromming hol of bol, herverdeling van funderingsdruk

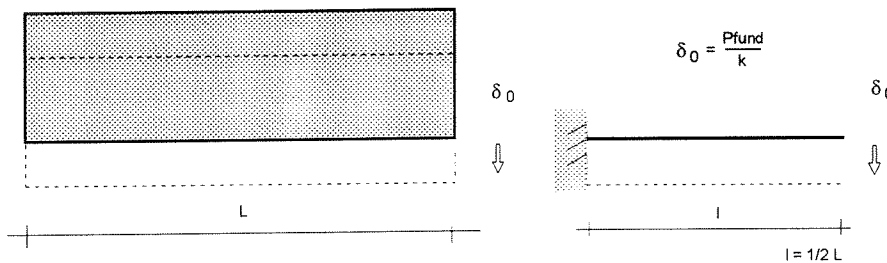
Theoretisch zijn er voor het temperatuurverschil over de hoogte twee mogelijkheden. De vloer wordt warmer dan het dak, óf het dak wordt warmer dan de vloer. In het eerste geval zal de moot hol gaan krommen en in het tweede geval zal de moot bol gaan krommen.



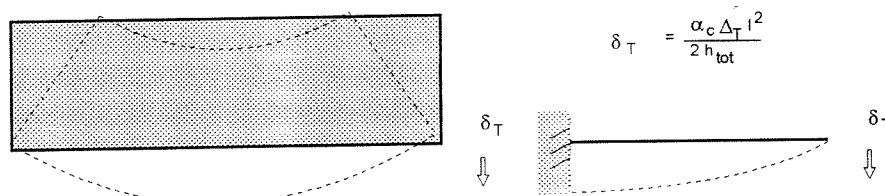
Door het funderingsbed zal de kromming (gedeeltelijk) worden verhinderd. De aanvankelijk gelijkmatig verdeelde funderingsdruk zal zich herverdelen. Deze herverdeling heeft (analoog aan de verkorting door verlaging van de gemiddelde temperatuur) een tegenwerkend moment tot gevolg met een vermindering van de funderingsdruk.

Modellering holle kromming

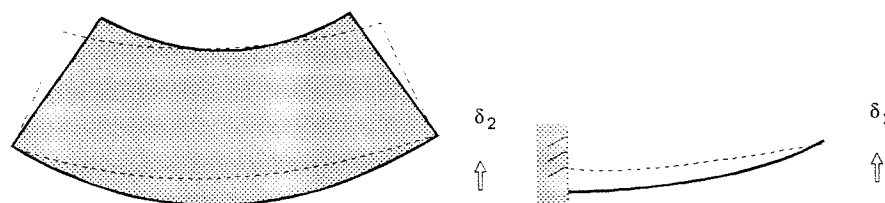
Door het eigen gewicht van de moot zal deze in de verende bedding zakken.



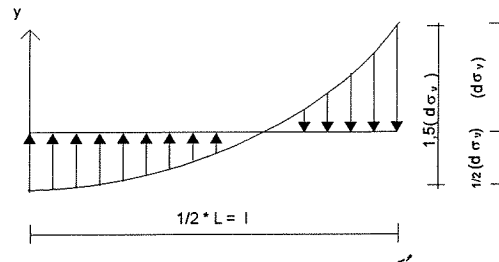
Door het temperatuurverschil zal de moot krommen.



Door de herverdeling van de funderingsdruk buigt de moot terug.



De herverdeling van de funderingsdruk wordt weer als volgt geschematiseerd:



met

$$\Delta\sigma_v = k \cdot \delta_T / (k \cdot f + 1 \frac{1}{2})$$

$$f = 46 \cdot 10^{-3} \cdot l^4 / EI$$

$$\delta_2 = f \cdot \Delta\sigma_v$$

zoals in paragraaf 6.4.1 (met $\delta_1 = \delta_T$) en bijlage 8.

Zodra $\Delta\sigma_v > P_{fund}$, dan wippen de uiteinden van de moot op, en geldt de modellering niet meer.

Het moment als gevolg van de verhinderde kromming is maximaal in het midden van de tunnel ($x=0$) en geeft trek ter plaatse van het dak:

$$M_{x=0} = -\frac{1}{2} \Delta\sigma_v \cdot l \cdot \frac{1}{2} l$$

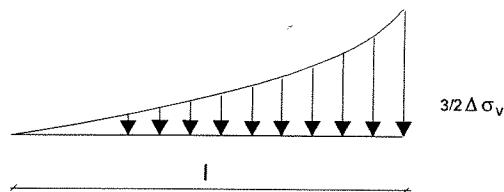
$$= -\frac{1}{4} \Delta\sigma_v \cdot l^2$$



$$M_{x=0} = \frac{3}{4} l \cdot \frac{1}{2} l \cdot \frac{1}{2} \Delta\sigma_v$$

$$= \frac{1}{4} \cdot (1 \frac{1}{2} \cdot \Delta\sigma_v) \cdot l^2$$

$$= \frac{3}{8} \Delta\sigma_v \cdot l^2$$



Totaal:

$$M_{x=0} = \frac{1}{8} \Delta\sigma_v \cdot l^2$$

Opwippen holle kromming

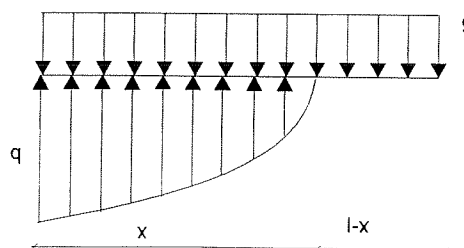
Zodra de moot wil opwippen geldt een andere modellering:

g = eigen gewicht
 q = P_{fund} = funderingsdruk

Verticaal evenwicht vereist:

$$g \cdot l = \frac{2}{3} q_{max} \cdot x$$

$$q_{max} = 1 \frac{1}{2} g \cdot (l/x)$$



δ_{buig} op x ten gevolge van eigen gewicht en de herverdeelde funderingsdruk wordt:

$$\delta_{\text{buig}} = -\frac{1}{8}g \cdot x^4 / (EI)$$

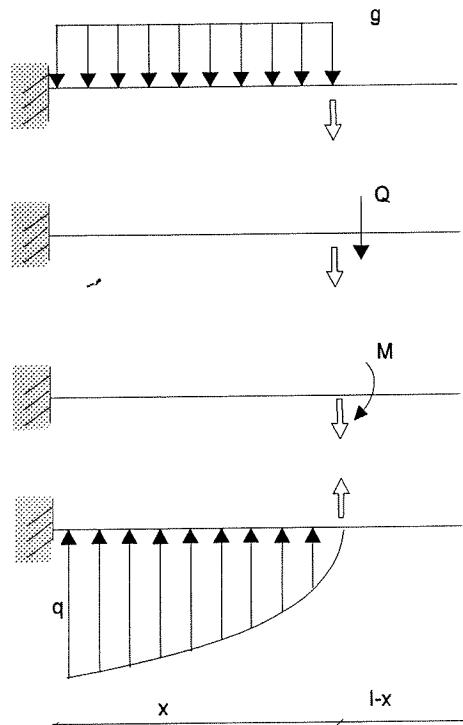
$$Q = (l-x) \cdot g$$

$$\delta_{\text{buig}} = -\frac{(l-x) \cdot g \cdot x^3}{(3 \cdot EI)}$$

$$M = \frac{1}{2}(l-x)^2 \cdot g$$

$$\delta_{\text{buig}} = -\frac{(l-x)^2 \cdot g \cdot x^2}{(4 \cdot EI)}$$

$$\begin{aligned} \delta_{\text{buig}} &= \frac{1}{8}q \cdot x^4 / (EI) - \frac{(26/360) \cdot q \cdot x^4}{(EI)} \\ &= \frac{(19/360) \cdot q_{\text{max}} \cdot x^4}{(EI)} \end{aligned}$$



Totaal:

$$\delta_{\text{buig}} = \frac{(19/360) \cdot q_{\text{max}} \cdot x^4}{(EI)} - \frac{1}{8}g \cdot x^4 / (EI) - \frac{(l-x) \cdot g \cdot x^3}{(3 \cdot EI)} - \frac{(l-x)^2 \cdot g \cdot x^2}{(4 \cdot EI)}$$

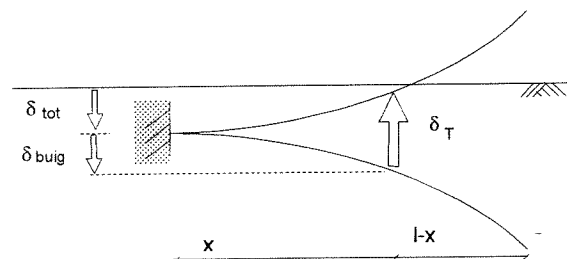
met:

$$q_{\text{max}} = 1 \frac{1}{2} \cdot g \cdot l / x$$

Totale verticale verplaatsing en maximale moment op x=0

Met behulp van deze δ_{buig} op x, en de δ_T op x, de doorbuiging ten gevolge van het temperatuurverschil, kan de δ_{tot} op x = 0 worden bepaald:

$$\delta_{\text{tot}} = \delta_T - \delta_{\text{buig}}$$



Het maximale moment op x=0 wordt:

$$M_{\text{max}} = \frac{1}{2}g \cdot l^2 - \frac{3}{8}x \cdot (g \cdot l)$$

Bolle kromming

Analoog aan deze modellering voor holle kromming kan bolle kromming gemodelleerd worden. Dit is uitgewerkt in bijlage 3.

6.5.2 Gevoeligheidsanalyse temperatuurverschil

Resultaten zijn verkregen door voor deze modellering een spreadsheet te maken. De spreadsheet is te vinden in bijlage 2-C, terwijl de resultaten zijn terug te vinden in de grafiek van figuur 6.14.

De mate van doorbuiging wordt (mede) bepaald door het temperatuurverschil. Overeenkomstig met paragraaf 6.2 is in de gevoeligheidsanalyse een temperatuurbelasting gebruikt van:

$$\Delta T = 20^\circ \text{ C}$$

$$\Delta T = 15^\circ \text{ C}$$

Werkwijze

De werkwijze voor de twee situaties waarin een moot zich kan bevinden verschilt.

1. Voor het geval dat de moot nog niet opwipt kan voor een zekere k-waarde een mootlengte bepaald worden, waarvoor geldt:

$$\sigma = M/W_b < 1400/1200/700$$

Het weerstandsmoment W is bekend en het moment M kan worden uitgedrukt in $\Delta\sigma_v$ en l :

$$M_{x=0} = \frac{1}{8}\Delta\sigma_v \cdot l^2$$

In $\Delta\sigma_v$ zitten drie onbekenden:

δ_T	uit te drukken in l :	$\delta_T = l^2 \cdot (\alpha_c \cdot \Delta T) / (2 \cdot h_{tot})$
f	uit te drukken in l :	$f = l^4 \cdot (46 \cdot 10^{-3} / EI)$
k	kiezen	

Dus σ is uit te drukken in l en k en moet kleiner zijn dan $1400/1200/700$ kN/m². Bij een bepaalde k waarde volgt de maximale lengte uit:

$$\sigma(l, k) < 1400/1200/700$$

Deze modellering geldt vanzelfsprekend zolang:

$$P_{fund} \leq 0$$

2. Zodra de moot opwipt kan met M/W_b kan nu door een bepaalde lengte l te kiezen de x worden bepaald.

Het weerstandsmoment W is immers bekend en voor het moment M geldt:

$$M = \frac{1}{2}g \cdot l^2 - \frac{3}{8} \cdot (g \cdot l) \cdot x$$

terwijl $\sigma = M/W < 1400/1200/700$

Met deze x wordt de uiteindelijke zakking van het midden van de moot ($x=0$) bepaald:

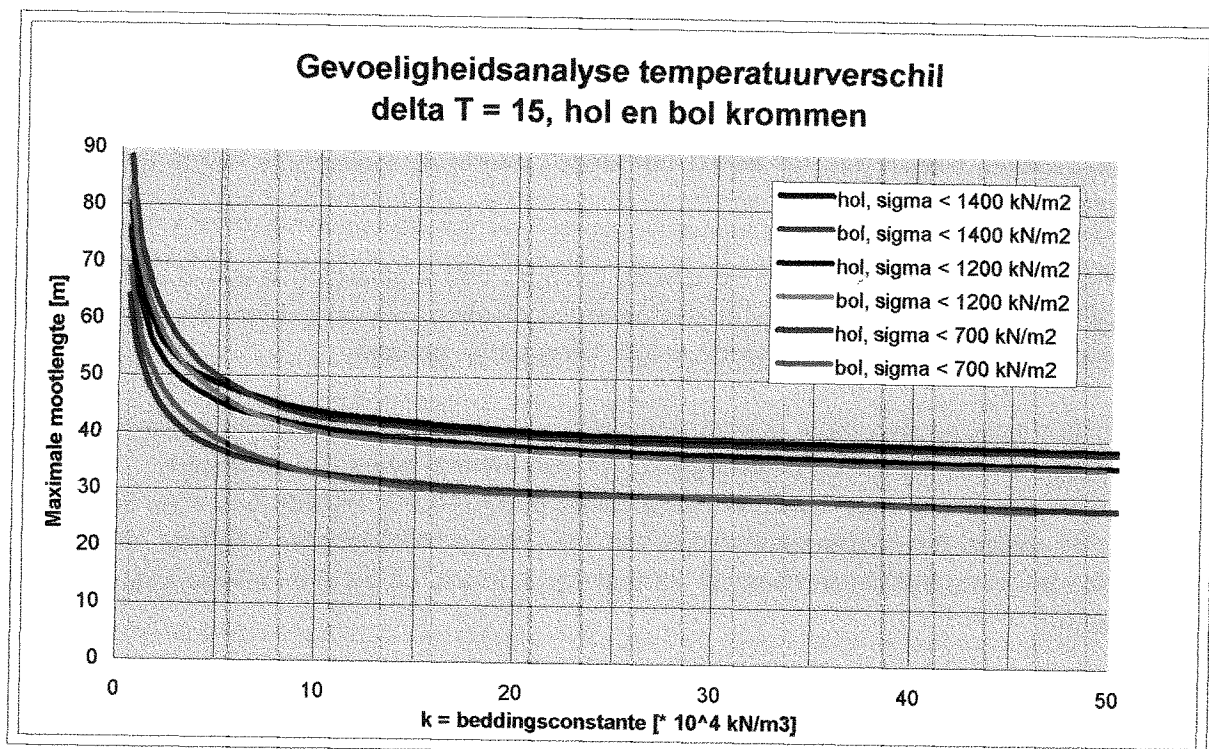
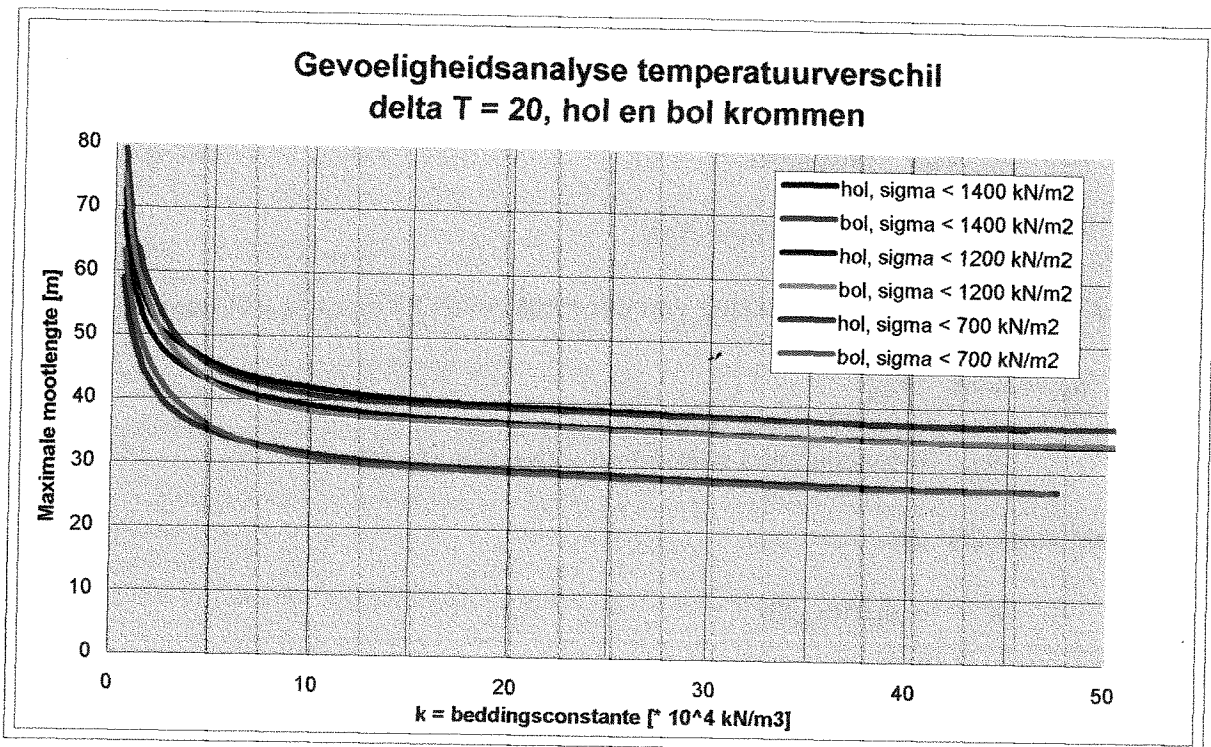
$$\begin{aligned} \delta_{\text{tot}} &= \delta_T - \delta_{\text{buig}} \\ \delta_T &= \text{functie van } l \text{ (kiezen)} \\ \delta_{\text{buig}} &= \text{functie van } l \text{ (kiezen) en } x \text{ (bepalen via } M) \end{aligned}$$

De k -waarde volgt dan uit:

$$k = \delta_{\text{tot}} / (q_{\text{max}}/B)$$

6.5.3 Conclusies kromming door temperatuurverschil

- De spanningen ten gevolge van holle of bolle kromming ontlopen elkaar weinig.
- Voor k -waarden tussen $0,5 \cdot 10^4$ en $10 \cdot 10^4$ kN/m³ neemt de toelaatbare lengte van een moot snel af.
- Bij een temperatuurbelasting van 15 graden is en bij lage k -waarden, is een 5 meter langere moot toegestaan dan bij een temperatuurbelasting van 20 graden. Bij hoge k -waarden is het verschil in toegestane lengte bijna teniet gedaan.
- Wordt de tunnel op een stijve ondergrond gebouwd, dan is de toelaatbare mootlengte bij een veiligheid van 2 voor de belasting ($\sigma_{\text{toel}} = 700$ kN/m²) ongeveer 27 meter. Voor een ondergrond met dezelfde k -waarde als grind ($10 \cdot 10^4$ kN/m³) bedraagt deze lengte 31 meter, terwijl een ondergrond van zand nog grotere lengtes toestaat. (N.B. In Nederlandse omstandigheden bestaat de ondergrond vaak uit zand en slappe veen- en klei-lagen).



Figuur 6.14: "Kromming door een temperatuurverschil"

6.6 Hydratatiewarmte van het onverharde beton

6.6.1 Inleiding

Een temperatuur-effect dat vaak genoemd wordt als de reden voor het dilateren van tunnelelementen is de hydratatiewarmte van onverhard beton. In paragraaf 6.1 is reeds aangegeven dat dit verschijnsel een temperatuur-verschil tussen bepaalde constructiedelen onderling veroorzaakt. In tegenstelling tot het besprokenen in paragraaf 6.5, kromming door een temperatuurverschil, wordt de temperatuurbelasting hier veroorzaakt door reacties in het beton zelf.

Als het beton nog maar net gestort is zal door de chemische reactie van het cement en het water warmte vrijkomen. Deze warmte zal met toenemende dikte van de betonnen constructie moeilijker afgegeven worden aan de omgeving. Dit betekent een temperatuurstijging van het jonge beton wat daardoor zal gaan uitzetten.

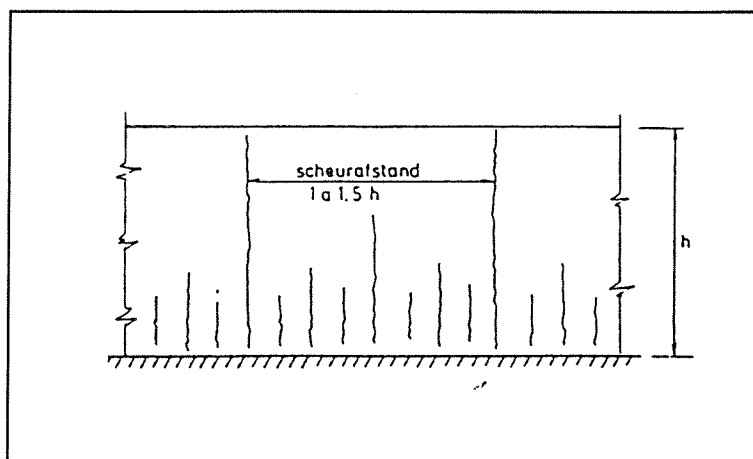
Met het voortduren van het bindingsproces van cement wordt het beton harder en stijver. Bovendien zal de temperatuur in het beton op een gegeven moment weer gaan dalen. Door deze temperatuurafname zal het beton willen krimpen. Indien deze krimp niet verhinderd wordt zal dit geen problemen geven.

Bij de bouw van afzinktunnelelementen wordt doorgaans eerst de vloer gestort. Hier bovenop worden na enige tijd de wanden en het dak gestort. In eerste instantie zal de wand willen uitzetten als gevolg van de ontwikkelde hydratatie-warmte. Dit uitzetten zal door de vloer verhinderd worden en er zullen drukspanningen in de wand ontstaan. Bij de nog lage waarde van de E-modulus van beton enerzijds en de hoge relaxatie van het jonge beton anderzijds blijven deze drukspanningen klein.

Bij afkoelen zal de aanwezige drukspanning snel gecompenseerd worden door de opgebouwde trekspanningen. Ook het krimpen van de wand wordt immers verhinderd door de vloer. De trekspanningen zijn groter dan de drukspanningen, aangezien het beton stijver is geworden door een grotere hydratatiegraad. De hydratatiegraad wordt gedefinieerd als de hoeveelheid cement die is omgezet in hydratatieprodukt ten opzichte van de oorspronkelijke hoeveelheid cement.

Afhankelijk van de maximaal bereikte temperaturen, de mate van verhindering van de vervormingen, het tijdstip van ontkisten en de betonsamenstelling, zal al dan niet scheurvorming in de wand optreden.

Uit de praktijk blijkt dat, wanneer de wand niet kan krommen, de scheuren bij in langsrichting niet of slechts licht gewapende wanden over de volledige wandhoogte zullen doorlopen, op een onderlinge afstand van ongeveer 1,5 maal de wandhoogte. Deze scheuren worden primaire scheuren genoemd. Daartussen vormen zich secundaire scheuren, die niet tot de bovenkant van de wand doorlopen.



Figuur 6.15: "Primaire en secundaire scheuren"

Wanneer de constructie wel enigszins kan krommen, dan neemt de onderlinge afstand van over de volledige wandhoogte doorlopende scheuren toe.

Bij korte, hoge wanden zal bovenin het effect van verhinderde vervorming nauwelijks merkbaar zijn, terwijl er onderin de wand een bijna volledige verhindering is. De kans op scheurvorming over de gehele wandhoogte is kleiner.

Dilatatievoegen verkleinen in feite de wandlengte en stellen daardoor de wand in staat om enigszins te krommen. Hoe langer de wand ten opzichte van de hoogte, des te minder is die in staat te krommen.

Een eerste conclusie kan worden getrokken:

Niet zozeer de hydratatiewarmte, als wel het productieproces (gefaseerd bouwen) is debet aan scheurvorming.

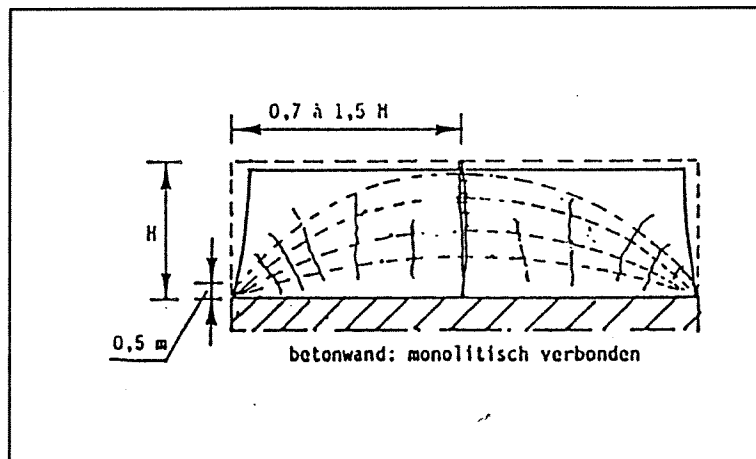
6.6.2 Dilatatievoegen ter voorkoming van scheurvorming in de wand?

We hebben te maken met een in langsrichting licht gewapende wand. In de voorgaande paragraaf werd gesteld dat bij volledig verhinderde vervorming over de gehele hoogte doorlopende scheuren ontstaan op een afstand van ongeveer $1\frac{1}{2}$ maal de wandhoogte. Uiteraard is dit getal niet erg nauwkeurig. Bij dit fenomeen spelen immers naast de wandlengte immers nog meer parameters een rol, maar in zijn algemeenheid kan gesteld worden dat dilatatievoegen effectief kunnen zijn indien de mootlengte maximaal ongeveer $1\frac{1}{2}$ maal de wandhoogte is.

$$L \leq 1\frac{1}{2} \cdot h_{\text{wand}}$$

Dit is als volgt te verklaren:

De spanningstrajectoriën bouwen zich op onder een bepaalde hoek. Zodra de mootlengte te lang wordt ontstaat er bovenin de wand een gebied met volledig verhinderde vervorming.



Figuur 6.16: "Volledig verhinderde vervorming"

Het aanbrengen van dilatatievoegen op onderlinge afstanden groter dan circa $1\frac{1}{2}$ maal de hoogte van de wand zal het ontstaan van over de volledige wandhoogte doorlopende verticale scheuren dus vrijwel zeker niet voorkomen. Mootlengtes zijn echter altijd langer en derhalve is de dilatatievoeg niet het middel om alle volledig verhinderde vervormingen tegen te gaan, oók al omdat er altijd maatregelen genomen moeten worden om secundaire scheurvorming te voorkomen, danwel de negatieve gevolgen te beheersen.

In historisch perspectief is goed te zien dat de maatregelen met betrekking tot scheurvorming een bepaalde ontwikkeling hebben doorgemaakt.

Bij de eerste afzinktunnels (o.a. Maastunnel 1942, Coentunnel 1966, zie bijlage 1) werd waterdichtheid verkregen door de tunnel te bekleden met een waterdichte mantel. Scheurvorming werd niet voorkomen.

Na een overgangperiode waarin ofwel een bekleding werd toegepast ofwel middels 'koelen' scheurvorming werd voorkomen, worden er vanaf 1980 alleen nog tunnels gebouwd zonder de waterdichte bekleding. De scheurvorming wordt voorkomen door (naast dilatatievoegen om de 20 tot 25 meter aan te brengen) de wanden te koelen.

Koelen van het verhardende beton wordt gedaan door een in de wand ingebetonneerd buizenstelsel waardoor water wordt gepompt. Het beton geeft zijn warmte voor een deel af aan dit water, dat hierdoor opwarmt.

Het buizenstelsel kan een open of gesloten systeem zijn. In het eerste geval wordt vaak gebruik gemaakt van in de buurt aanwezig water of grondwater. Zodra het water het stelsel doorlopen heeft, wordt het geloosd.

Tegenwoordig wordt meestal gebruik gemaakt van een gesloten systeem waarbij water van een constante gecontroleerde begintemperatuur door de buizen wordt gepompt. Het verwarmde water wordt terug geleid naar een koelaggregaat om weer op de juiste temperatuur gebracht te worden. Vervolgens wordt het water weer door het buizenstelsel gepompt. Met koelen kan de temperatuur in beton gereduceerd worden en daarmee ook het rekverschil tussen vloer en wand.

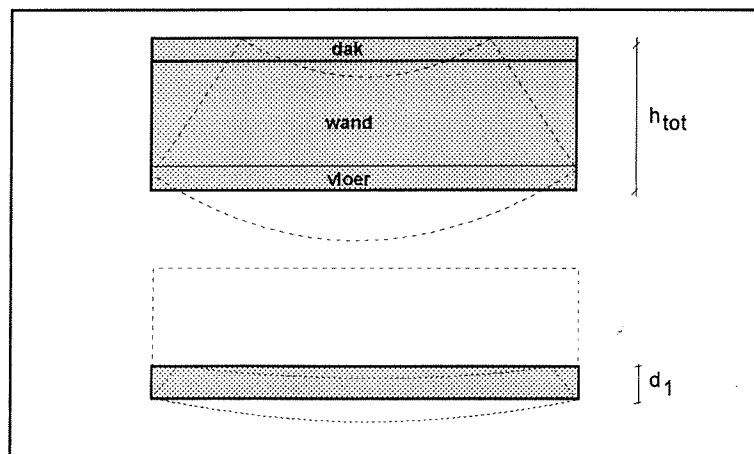
Een tweede conclusie kan worden getrokken:

Dilatatievoegen zijn met betrekking tot het hydratatie-effect vooral in staat om spanningen bovenin een wand te reduceren. De mootlengtes zijn echter te groot om alle primaire scheuren te voorkomen. Bovendien moeten er naast dilatatievoegen nog altijd extra maatregelen genomen worden om secundaire scheuren te voorkomen.

6.6.3 Dilatatievoegen ter voorkoming van scheurvorming in de vloer?

De krimpverkorting van de wand wordt door de vloer verhinderd, waardoor er een kracht in het aansluitvlak tussen vloer en wand ontstaat. Het temperatuurverschil werkt als een belasting op de vloer. De temperatuur in de vloer is derhalve een randvoorwaarde voor de grootte van de belasting, en is mede bepalend voor de kromming. Het optredende moment zou te grote spanningen in de vloer kunnen veroorzaken.

In feite is dit hetzelfde probleem als in paragraaf 6.5 is besproken. Hier zal voor de volledigheid nog aangetoond worden dat overschreden van de toelaatbare trekspanning in de vloer door het hydratatie-effect niet maatgevend is, ten opzichte van een kromming van de gehele tunnelmoot door zonbestraling in de bouwphase.



Figuur 6.17: "Kromming tunnel / kromming tunnelvloer"

Er wordt vanuit gegaan dat de wand wordt gekoeld en dat de temperatuurbelasting op de vloer tijdens hydratatie maximaal 20 °C bedraagt, net als het gradiënt door zonbestraling op de gehele tunnelmoot. Het blijkt dat de kromming van de vloer als gevolg van het verharden van de wanden groter is dan de kromming van een gehele, reeds uitgeharde tunnelconstructie onder een temperatuurbelasting. De reductie door herverdeling in de funderingsdruk zal derhalve ook groter zijn. De maximale ongereduceerde spanning is echter al kleiner.

	TUNNELMOOT kromming door zonbestraling (6.5)	TUNNELVLOER kromming door hydratatie: jong aan oud beton (6.6)
1. ΔT	20	20
2. constructiehoogte	h_{tot}	d_1
3. kromming κ	$\alpha_c \cdot \Delta T / h_{\text{tot}}$	$\alpha_c \cdot \Delta T / d_1$
4. $\sigma_{\text{ongereducerd}}$	$EI \cdot \kappa / W_b$	$E \cdot \kappa \cdot \frac{1}{2} d_1$
\approx	$17,5 \cdot 10^6 \cdot \alpha_c \cdot \Delta T$	$15 \cdot 10^6 \cdot \alpha_c \cdot \Delta T$

Een derde conclusie kan worden getrokken:

Het krommen van de vloer als gevolg van het hydratatie-effect is niet maatgevend voor de voegafstanden ten opzichte van krommen door een temperatuurverschil

6.6.4 Maatregelen ter voorkoming van scheurvorming

Ter voorkoming van scheurvorming of ter beheersing van scheurwijdtes ten gevolge van het hydratatieproces staat ons een aantal middelen ter beschikking.

- De warmte ten gevolge van het hydratatieproces ontnemen aan de constructie. De temperatuursprong tussen vloer en wand wordt zo een geleidelijke temperatuurgra-diënt. Ervaringsgetallen leren dat tunnelwanden bij lengtes kleiner dan 14 meter en diktes kleiner dan 60 centimeter niet hoeven te worden gekoeld. Door koelen kan zowel de mogelijke wandlengte als -dikte vergroot worden.
- Door de moten onderling te dilateren wordt de mate van verhinderde vervorming gereduceerd en daarmee de optredende spanningen. Dit geldt alleen voor spanningen bovenin de wand. Onderin de wand blijven deze spanningen verhinderd door de vloer.
- Met behulp van wapening kunnen scheurwijdtes beperkt worden. Belangrijke parameters zijn daarbij:
het wapeningspercentage ω
de staafdiameter ϕ
de staalspanning σ
Tot nog toe is er bij afzinktunnels geen gebruik gemaakt van deze maatregel.

- De betonsamenstelling. Het gebruik van hoogovencement in plaats van portlandcement geeft een aanzienlijke vermindering van de hydratatiwarmte ontwikkeling. Voor dikwandige constructies is het dus verstandig zoveel mogelijk hoogovencement toe te passen. Eventueel zouden andere toeslagmaterialen met andere thermische eigenschappen kunnen worden gebruikt.
- Het productieproces. De elementen zo prefabriceren, dat er tussen constructiedelen geen verschil meer in hydratatiegraad is. Dit is mogelijk door aan elkaar te verbinden constructiedelen apart te prefabriceren en pas na uitharding te verbinden. (Bijvoorbeeld een schalentunnel waarbij de wanden en het dak als één schaal worden geprefabriceerd en later aan de vloer worden verbonden).
- De vloer voorverwarmen. Het rekverschil tussen vloer en wand kan wellicht worden gereduceerd. Dit is voor afzinktunnels echter een niet erg praktische oplossing.
- Voorgekoelde specie gebruiken. De temperatuur in het beton door hydratatiwarmte zal minder ver oplopen.

6.6.5 Conclusies

In het licht van de maatregelen ter voorkoming van scheurvorming of ter beheersing van scheurwijdtes wordt in deze studie gesteld dat mootlengtes constructief gezien niet bepaald worden door het hydratatie-effect van jong beton. Dit lijkt terecht.

In de inleiding wordt vastgesteld dat hydratatiwarmte vaak wordt aangeduid als de reden voor het toepassen van dilatatievoegen. Echter slechts een deel van de trekspanningen kan door de voegen worden gereduceerd: een deel van die spanningen die primaire scheuren tot gevolg hebben. Wegens te grote mootlengtes kan dilatatie niet alle primaire scheuren voorkomen.

Voor de overige trekspanningen in de wand is koelen een effectief en rendabel medium gebleken.

Krommen van een reeds uitgeharde vloer als gevolg van het verharden van het beton in de wanden, is niet maatgevend ten opzichte van kromming van een gehele uitgeharde tunnelmoot door een temperatuurverschil, zoals bijvoorbeeld zonbestraling kan veroorzaken.

De laatste jaren zijn spanningsberekeningen, mede door het gebruik van snelle computers steeds beter mogelijk geworden. Daarbij moet opgemerkt worden dat vooral van de relaxatiefactor, die grote invloed heeft op de spanningsontwikkeling, nog weinig informatie beschikbaar is. Het onderzoek heeft zich vooral toegespitst op het klassieke geval dat een wand op een reeds verharde vloer wordt gestort. Het verdient daarom aanbeveling onderzoek te doen naar de spanningsontwikkeling in verticale stortvoegen van dikwandige betonconstructies onder invloed van het hydratatie-effect. Ook de invloed en toepassingsmogelijkheden van wapening en koeling kunnen daarbij betrokken worden.

7 Zettingen

7.1 Inleiding

Het duidelijkste voorbeeld van de constructie slap maken in plaats van sterk en stijf om weerstand te kunnen bieden aan krachten, is te zien bij de beoogde schakelwerking van tunnelementen in het geval van zettingen.

Tijdens het transport van de elementen van het bouwdok naar de afzinklocatie worden de de moten bijeen gehouden door voorspanning. In deze fase wordt aan de transportbelastingen weerstand geboden middels sterkte en stijfheid. Het element gedraagt zich in feite als een monoliet betonconstructie.

Na afzinken en onderstromen wordt de voorspanning veelal ter plaatse van de dilatatievoegen doorgeslepen. Vanaf dat moment zal de constructie in staat zijn ongelijkmatige vervormingen van de fundering te volgen door middel van gapingen in de voegen.

Bij verhindering van deze opgelegde vervorming ontstaan er schuifspanningen en normaalspanningen (uit buiging) die samen een hoofdtrekspanning leveren, die boven een toegestane waarde uit kunnen stijgen.

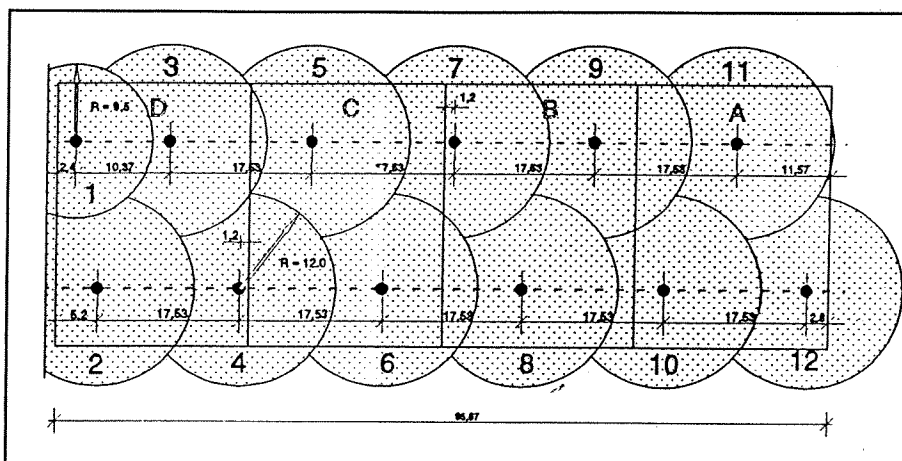
Zettingen

De elementen worden afgezonken in een vooraf uitgebaggerde sleuf. In eerste instantie worden ze op tijdelijke opleggingen geplaatst: de primaire en secundaire opleggingen in de vorm van vijzels. Vervolgens wordt de definitieve fundering gerealiseerd. Door in de vloer opgenomen voorzieningen, de onderstroompunten, wordt een zand/water mengsel onder de vloer gespoten. Vanuit één onderstroompunt kan de zandfundering met een persstraal van circa 12 meter aangebracht worden: de 'pannekoeken'. Om risico's van een onvolledig funderingsbed zo veel mogelijk te reduceren worden de onderstroompunten zowel in langs- als in dwarsrichting op een H.O.H. afstand van 17,5 meter geplaatst. Door de gedeeltelijke overlapping van de persstralen wordt de kans op onvolkomen onderstromen verminderd.

Door onnauwkeurigheden bij het baggeren kan de laagdikte van het onderstroomzand variëren van 60 tot 100 centimeter. Voor het berekenen van zettingen wordt er ook wel vanuit gegaan dat er een laagje slib van 5 tot 15 centimeter in de zinksleuf kan zijn gesedimenteerd. Dit slib wordt afgezet in de periode tussen het uitbaggeren en afzinken. Deze sliblaag heeft een ongunstige invloed op de beddingsconstante.

Het aanvulzand zal een belangrijk aandeel in de optredende zetting hebben.

De funderingsdruk onder de tunnelementen neemt immers veel meer toe door aanvullen van de zinksleuf dan door het aflaten van een elementen van zijn tijdelijke opleggingen. Uit de spreadsheet (bijlage 2-A) blijkt dat door aflaten van de vijzels $\Delta P_{\text{fund}} = 2 - 2\frac{1}{2}$ kN/m², en dat door aanvullen met 1 meter grond $\Delta P_{\text{fund}} = 13 - 13\frac{1}{2}$ kN/m².



Figuur 7.1: "Pannekoeken, zandfundering door onderstroompunten"

De praktijkmetingen van het zettingsverloop van de Wijkertunnel in de tijd is in overeenstemming met deze veronderstelling. Het moment van aanvullen is duidelijk terug te vinden in een sterke daling van de 'hoogte t.o.v. theoretisch NAP'. De grafieken van de zettingen van de Wijkertunnel zijn terug te vinden in bijlage 4.

De optredende zetting kan door twee fenomenen worden veroorzaakt. Het eerste fenomeen is het vervormen van de ondergrond, het tweede fenomeen is het vervormen van de onderstroomlaag.

Zettingen in de ondergrond

Door het uitbaggeren van de zinksleuf neemt in eerste instantie de korrelspanning af. In het geval van een zanderige bodem zal dit vrijwel direct het geval zijn. In kleigrond zal de spanningsverlaging eerst opgenomen worden door het water. Door de onderdruk die hier het resultaat van is zal er water aangezogen worden. Door het slecht doorlatende karakter van klei is dit een tijdsafhankelijk proces. Na verloop van tijd is de waterdruk weer hydrostatisch. Door de verminderde korrelspanning zwelt de ondergrond. Deze zwel is voornamelijk elastisch. Door het afzinken van de elementen en het aanvullen van de zinksleuf neemt de bovenbelasting en daarmee de korrelspanning weer toe. Indien daarbij een bepaalde grensspanning wordt overschreden bestaat de indruk uit een elastisch en een plastisch gedeelte. De zetting in de ondergrond hangt onder andere af van:

- de beddingsconstante
- de grensspanning
- de oorspronkelijke korrelspanning
- de bovenbelasting, gewicht van de onderstroomlaag + tunnel + aanvulzand

Zettingen in de onderstroomlaag

Na onderstromen wordt de tunnel van zijn tijdelijke fundering afgelaten op de definitieve fundering: het onderstroomzand. De totale zetting in deze laag is afhankelijk van:

- de laagdikte
- de pakking
- de verhouding zand/slib, oftewel van de beddingsconstante
- de onderstroom"graad", de mate waarin het onderstromen is geslaagd
- de bovenbelasting, het gewicht van de tunnel + aanvulzand

Met behulp van formules, bijvoorbeeld van Buisman-Koppejan, is het mogelijk voorspellingen te doen omtrent de te verwachten zettingen. In deze studie wordt getracht de invloed van zettingen op de maximaal toe te passen mootlengte te modelleren.

Na een aantal noodzakelijke uitgangspunten voor de modellering vastgesteld te hebben (paragraaf 7.2) wordt in paragraaf 7.3 een drietal modellen besproken waarmee het zettingen-probleem is geschematiseerd.

In paragraaf 7.4 wordt een gevoeligheidsanalyse uitgevoerd met de toets of de hoofdtrekspanning in de doorsnede wordt overschreden. In paragraaf 7.5 wordt daaraan een eis van aan voegdwarskracht toegevoegd. Vervolgens test paragraaf 7.6 de modellen op gappingen in de dilatatievoegen, waarna in paragraaf 7.7 tenslotte conclusies worden getrokken.

7.2 Uitgangspunten voor de modellering

1. Er wordt verondersteld dat een ongelijkmatige zetting het gevolg is van het wegvallen van de funderingsdruk over een bepaalde lengte: de mankement-lengte.
2. Het mankement kan ontstaan in de onderstroomlaag. Plaatselijk zal daar het onderstromen niet goed zijn gelukt. In tegenstelling tot de ondergrond, heeft de onderstroomlaag géén bovenbelasting gekend. Mede daardoor, maar ook door het onderstroomproces zelf, zal de korrelstructuur in die laag losser zijn dan in de ondergrond. Een aanname dat de zettingen vooral, en hier dus louter optreden in de onderstroomlaag lijkt acceptabel.
3. Een combinatie van dwarskrachten en momenten in de doorsnede geeft schuif- en normaalspanningen. In overeenstemming met de ongescheurde, lineair elastische fase wordt gesteld dat de **hoofdtrekspanning** lager moet zijn dan 700 kN/m². (N.B. 1200 en 1400 kN/m² worden niet onderzocht.)

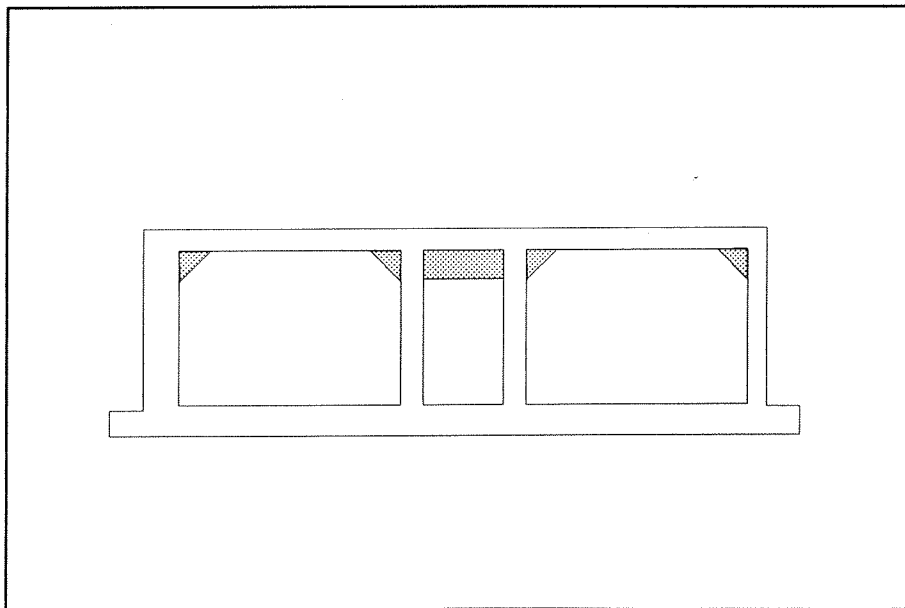
$$\rho_{\text{trek}} < 700 \text{ kN/m}^2$$

4. Een dwarskracht in de dilatatievoegen, de voegdwaarskracht, wordt overgedragen door een tandconstructie. Deze voegdwaarskracht mag niet groter zijn dan een bepaalde dwarskrachtcapaciteit. Deze capaciteit wordt gelijkgesteld aan de capaciteit van de tandconstructie van de Wijkertunnel. Deze bedraagt 337 kN/m' en derhalve wordt de capaciteit gesteld op $30 * 337 = 10110$ kN. Afgerond komt dit neer op

$$Q_{\text{toel}} < 10.000 \text{ kN}$$

5. Een rotatie van de tunnelmoot geeft een gaping in de dilatatievoeg. Deze gaping mag niet groter zijn dan 5 cm. Volgens fabrikant Vredensteijn is dit de toegestane verlenging van het W9Ui-profiel onder een waterdruk van 3 bar (30 meter), bij relaxatie na 100 jaar.
6. Een moot is in de afgezonken fase zeer stijf t.o.v. de bedding.
7. De funderingsdruk onder een moot kan niet negatief worden. Dat betekent dat een eventuele afname van de funderingsdruk nooit groter mag zijn dan de aanvankelijke funderingsdruk, direct na afzinken en aanvullen, zoals bepaald bij de aannamen met betrekking tot het tunnelontwerp. Er wordt in dit verband ook verwezen naar paragraaf 6.4.

$$\Delta P_{\text{fund}} < P_{\text{fund}} = 15,78 \text{ kN/m}^2$$



Figuur 7.2: "Uitgangspunt 8: aanpassing A_{dwars} "

8. Ten behoeve van een betere inschatting van de schuifspanning, wordt er een aanpassing gedaan aan de dwarsdoorsnede van de tunnel. In hoofdstuk 4 is deze sterk gesimplificeerd als uitgangspunt genomen. De rechte hoek in de aansluiting van de wanden aan het dak wordt nu vervangen door een geleidelijk verlopende versmalling van de wanden. Juist onder het dak is de gesommeerde wanddikte niet 3 meter, maar 8,2 meter. Over een halve meter neemt deze weer af tot de normale breedte. Deze aanpassing is een meer realistische weergave van de dwarsdoorsnede van afzinktunnels. Het zorgt voor een grotere dwarskracht capaciteit, wat bij zettingen van belang zal blijken. De invloed van deze aanpassing op andere parameters (zoals gewicht, betonoppervlak en traagheidsmoment) is verwaarloosd.

7.3 De Modellerings

Ten behoeve van een beschrijving van het zettingen probleem en het onderzoek naar de invloed van zettingen op het toepassen van dilatatievoegen zijn er een drietal modellen opgesteld.

Het doel van het onderzoek is niet het nauwkeurig bepalen van te verwachten zettingen is. Het doel is wel om voor een bepaalde zetting de effecten van deze zetting met betrekking tot mootlengtes te modelleren.

Wellicht ten overvloede wordt vermeld dat gelijkmatige zettingen een gelijke verplaatsing van de moten tot gevolg hebben. Er treden dan geen spanningen in de doorsnede op. Invloed op de mootlengte hebben alleen ongelijkmatige zettingen.

Model A behandelt in paragraaf 7.3.1 het geval dat er een ongelijkmatige zetting (= wegvallen funderingsdruk) optreedt onder het midden van de moot.

Model B schematiseert in paragraaf 7.3.2 het geval dat er een ongelijkmatige zetting optreedt onder de voeg tussen twee moten. Randvoorwaarde is daarbij dat er geen mechanisme mag ontstaan. Voor een mechanisme zijn drie 'plastische' scharnieren nodig waardoor twee moten kinematisch onbepaald kunnen worden. Zodra een voeg tussen twee moten open gaat staan is de momentcapaciteit verbruikt en ontstaat een scharnier.

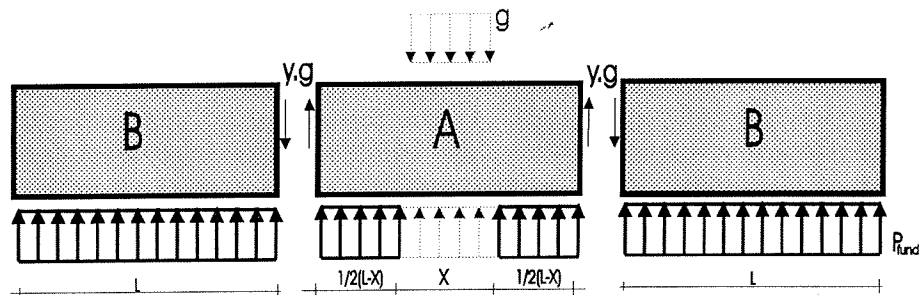
Model C behandelt in paragraaf 7.3.3 de situatie van model B vanaf het moment van open staan van de voegen, terwijl het funderingsbed nog een bepaalde inklemming kan leveren.

Er wordt in de modellerings ook gesproken over "moot A" of "moten A" en "moot B" of "moten B". Onder de moot of moten A ontstaat het mankement. De moten B zijn de aanliggende moten die wel invloed ondervinden van het wegvallen van de funderingsdruk onder moten A, maar hun fundering blijft wel intact.

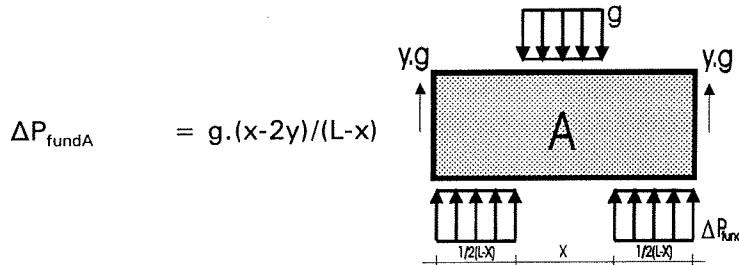
7.3.1 Beschrijving model A: "Mankement symmetrisch vanuit het midden van de moot"

Vanuit het midden van moot A valt de funderingsdruk over een lengte x weg. Dit betekent dat er een extra kracht ter grootte van het verdeelde eigen gewicht maal de mankement lengte x naar elders overgedragen moet worden ($x \cdot g$). Het verdeelde eigen gewicht g is gelijk aan de funderingsdruk $P_{fund} = 15,78 \text{ kN/m}^2$.

Een deel van die extra kracht wordt via een voegdwaarskracht in de tandconstructie, $2 \cdot (y \cdot g)$, overgedragen naar de aanliggende moten B en de rest wordt opgenomen door een ΔP_{fund} onder moot A over $2 \cdot \frac{1}{2}(L-x)$.



De toename in funderingsdruk onder moot A wordt nu:

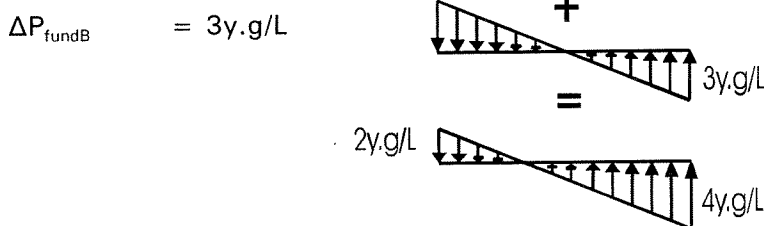


De voegdwaarskracht ($y \cdot g$) veroorzaakt ook een toename in funderingsdruk onder de moten B. Bovendien treedt er door het moment dat deze dwarskracht veroorzaakt een herverdeling op.

Verticaal evenwicht vereist:



Momenten evenwicht vereist:



Wordt alleen de moot A en de linker moot B bekeken dan geldt ter plaatse van de voeg de aansluitvoorwaarde:

$$\Delta P_{\text{fundB}} = \Delta P_{\text{fundA}}$$

Hieruit volgt:

$$4y \cdot g/L = (x-2y) \cdot g/(L-x)$$

$$y = L \cdot x / (6L - 4x)$$

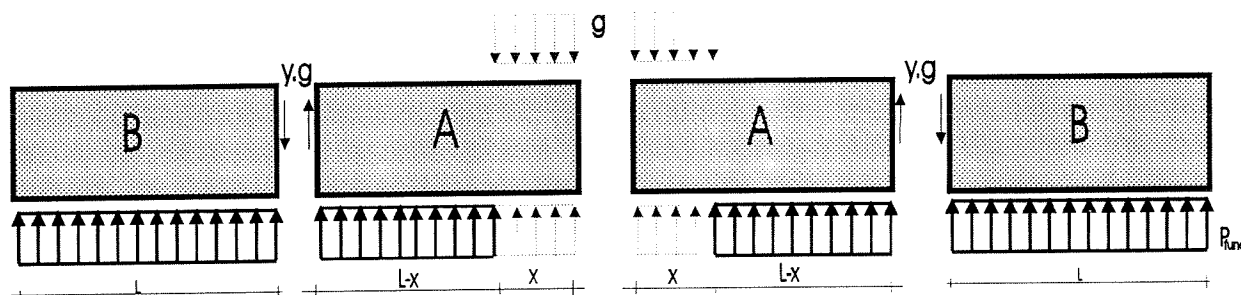
Hiermee is het deel van $(g \cdot x)$ dat overgedragen wordt naar de aanliggende moten B bekend en zijn de ΔP_{fund} 's bekend.

Nu is het mogelijk de momenten- en de dwarskrachtenlijn voor moot A en moot B te bepalen. De resultaten hiervan zijn te vinden in bijlage 5-A. Met een spreadsheet bijlage 4-D is voor deze modellering een gevoeligheidsanalyse gemaakt. De resultaten zijn te vinden in paragraaf 7.4.

7.3.2 Beschrijving model B: "Mankement symmetrisch vanuit de voeg"

Er worden vier moten beschouwd. Twee moten A, waaronder het mankement ontstaat, en twee moten B, die aan weerszijden van de moten A aanliggen. Alle vier de moten hebben een lengte L.

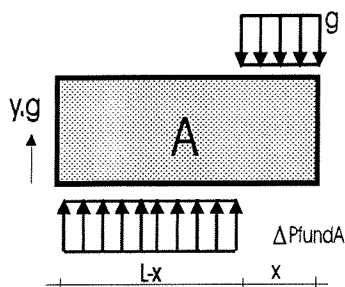
Vanuit de voeg tussen de moten A valt de funderingsdruk over een lengte $2 \cdot x$ weg. Dit betekent dat er per moot A een extra kracht ter grootte van het verdeelde eigen gewicht maal de mankementlengte x , naar elders overgedragen moet worden. Het verdeelde eigen gewicht g is weer gelijk aan de funderingsdruk $P_{\text{fund}} = 15,78 \text{ kN/m}^2$.



Wordt één moot A en één moot B bekeken, dan wordt een deel van die extra kracht $(g \cdot x)$ via een voegdwaarskracht $(y \cdot g)$ afgedragen naar de aanliggende moot B, en het resterende deel wordt opgenomen door een ΔP_{fund} onder moot A over een lengte $(L-x)$.

De toename in de funderingsdruk onder moot A is weer gelijkmatig en wordt nu:

$$\Delta P_{\text{fundA}} = g \cdot (x-y)/(L-x)$$



De voegdwarskracht ($y \cdot g$) veroorzaakt ook een toename in de funderingsdruk onder moot B. Bovendien treedt er door het moment dat deze dwarskracht veroorzaakt een herverdeling op.

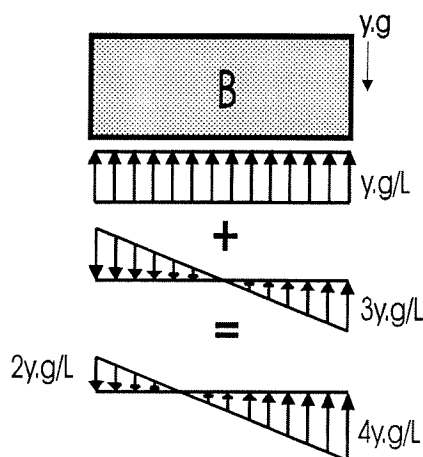
De ΔP_{fundB} kan op dezelfde manier bepaald worden als bij model A. De verandering in funderingsdruk is weer:

Verticaal evenwicht vereist:

$$\Delta P_{\text{fundB}} = y \cdot g/L$$

Momenten evenwicht vereist:

$$\Delta P_{\text{fundB}} = 3y \cdot g/L$$



$$\begin{aligned} \Delta P_{\text{fundB}} &= 4y \cdot g/L \text{ (aansluiting met A)} \\ \text{of: } \Delta P_{\text{fundB}} &= -2y \cdot g/L \text{ (t.p.v. de andere voeg)} \end{aligned}$$

Voor de aansluiting van B aan A geldt weer de aansluitvoorwaarde:

$$\Delta P_{\text{fundB}} = \Delta P_{\text{fundA}}$$

Hieruit volgt:

$$4y \cdot g/L = g \cdot (x-y)/(L-x)$$

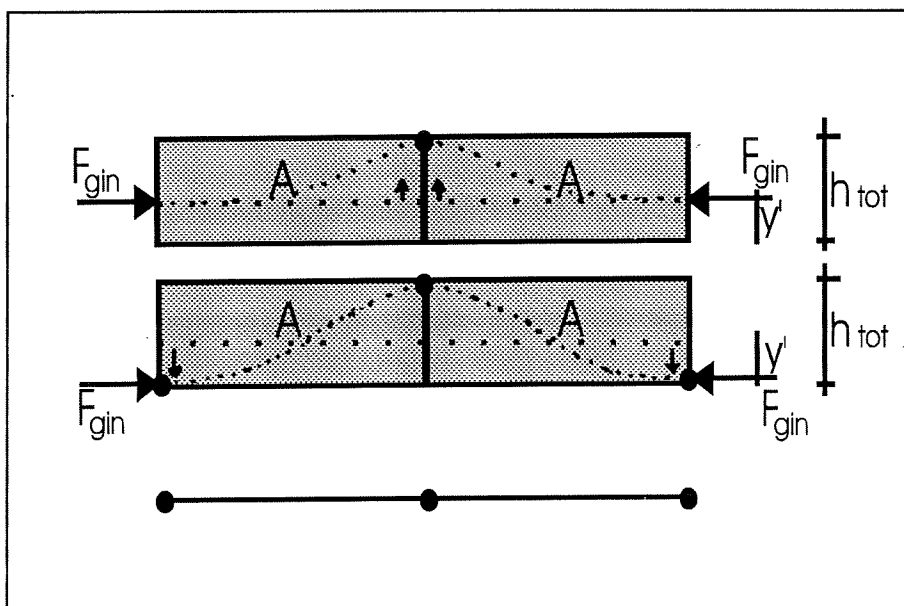
$$y = L \cdot x / (5L - 4x)$$

Hiermee is het deel van $(g.x)$ dat overgedragen wordt naar de aanliggende moot B bekend en zijn de ΔP_{fund} 's bekend.

Nu is het mogelijk de momenten- en dwarskrachtenlijn voor de moten A en B te bepalen. Model B representeert de situatie van voor het ontstaan van plastische scharnieren in de voegen van de moten A. De moten A worden ingeklemd tussen de moten B. Deze inklemming wordt veroorzaakt door de voorspanning uit de Gina-kracht F_{gin} en de hoogte van de tunnelconstructie. Voor de momentenlijn heeft dat enige consequenties. Er wordt verondersteld dat de moten A samen als een soort voorgespannen ligger reageren op de veranderingen in funderingsdruk.

In eerste instantie zal de resultante van F_{gin} in de aansluitingen met moten B ter hoogte van het zwaartepunt blijven. Het drukpunt van F_{gin} in de voegen tussen de moten A zal echter onder toename van het mankement x naar boven verplaatsen, om het moment dat wordt veroorzaakt door $(g.x)$ te compenseren. Dit kan zolang de arm die daarvoor nodig is kleiner is dan $(h_{tot}-y')$. Zodra de arm gelijk is aan $(h_{tot}-y')$ zal de voeg tussen de moten A open gaan staan. Vanaf dit moment is het maximale moment in de voeg tussen de moten A bereikt.

Nu kan het mankement nog verder toenemen. Het drukpunt van F_{gin} in de voeg tussen moot A en B zal als reactie op het toenemende moment naar beneden verplaatsen. Net zolang tot de arm die nodig is groter wordt dan y' . Zodra de arm gelijk is aan y' kan de voeg open gaan staan. Vanaf dit moment is het maximale moment in de voeg tussen A en B bereikt. Er zijn als het ware drie plastische scharnieren ontstaan in een ingeklemde ligger. Er ontstaat een mechanisme en een verdere toename in mankement heeft het 'doorklappen' van de moten A tot gevolg. Hier houdt modellering B op.

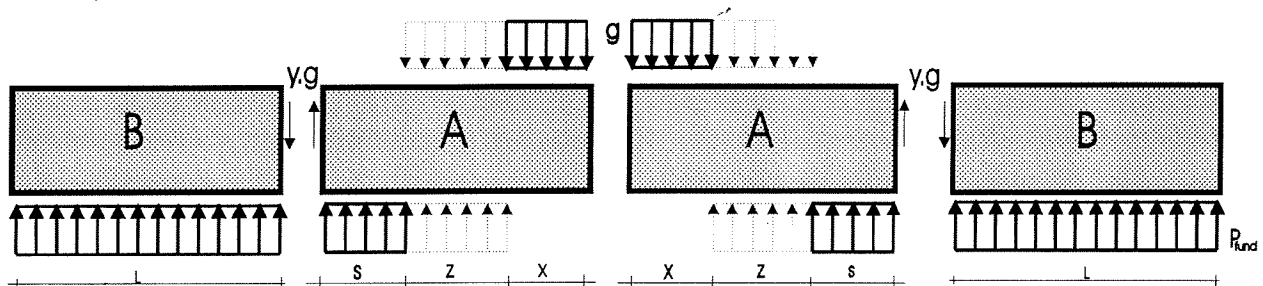


Figuur 7.3: "Het ontstaan van een mechanisme"

De momenten- en dwarskrachtenlijnen voor modellering B zijn te vinden in bijlage 5-B. Met een spreadsheet (bijlage 4-D) is voor deze modellering een gevoeligheidsanalyse gemaakt. De resultaten zijn te vinden in paragraaf 7.4.

7.3.3 Beschrijving model C: "Mankement symmetrisch vanuit de voeg"

De vier moten uit model B worden weer ter beschouwing genomen. Het uitgangspunt van het wegvallen van de funderingsdruk is de situatie waarop de voegen van de moten A juist willen scharnieren. Het startpunt van model C is dus het eindpunt van model B.

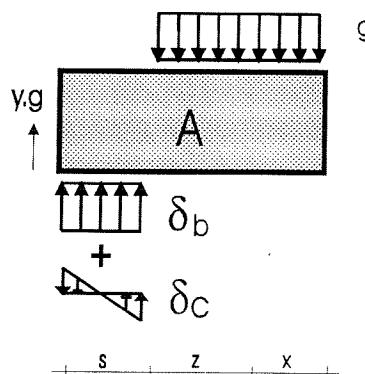


Het mankement is x en de voegen van moot A staan juist op het punt om open te gaan staan. Een extra toename z van het mankement betekent dat er een kracht $g \cdot (x + z)$ overgedragen moet worden. Een deel van die kracht wordt via een voegdwaarskracht ($y \cdot g$) overgedragen naar de aanliggende moot B, en de rest wordt opgeomen door een ΔP_{fund} onder moot A over een lengte $s = (L - x - z)$.

Voor moot A geldt echter, dat er vanaf nu ook een moment door de fundering overgedragen moet worden. Dat moment wordt veroorzaakt door $(g \cdot z)$. Er treedt naast een toename ook een herverdeling in funderingsdruk op.

De ΔP_{fundA} als gevolg van een verstoring in vertikaal evenwicht wordt vanaf nu δ_b genoemd. De ΔP_{fundA} die het gevolg is van herverdeling door verstoring in het momentenevenwicht wordt vanaf nu δ_c genoemd. Voor moot B verandert er niets.

De toename in funderingsdruk onder moot A ter plaatse van de overgang naar moot B bestaat nu uit twee delen:



Vertikaal evenwicht met $g \cdot (x + z) - g \cdot y$

$$\delta_b = g \cdot ((x + z) - y) / s \quad [1]$$

Momenten-evenwicht met $g \cdot z$

$$\delta_c = -6g \cdot z \cdot (s + \frac{1}{2}z) / s^2 \quad [2]$$

De toename in funderingsdruk onder moot B ter plaatse van de aansluiting met moot A is weer:

$$\Delta P_{\text{fundB}} = 4\gamma \cdot g/L$$

Ook geldt (aansluitvoorwaarde):

$$\delta_b - \delta_c = 4\gamma \cdot g/L \quad [3]$$

Er worden drie vergelijkingen met drie onbekenden gevonden: γ , δ_b en δ_c . Deze onbekenden zijn uit te drukken in x, z, s, g en L . Met behulp van het programma Mathcad is dit stelsel van vergelijkingen opgelost (zie bijlage 5-C).

Hiermee is het deel van $g \cdot (x + z)$ dat overgedragen wordt naar de aanliggende moot B bekend en zijn de veranderingen in funderingsdruk bekend.

Nu is het mogelijk de momenten- en dwarskrachtenlijn voor de moten A en B te bepalen. Dit is gedaan voor de moten A. Ze zijn te vinden in bijlage 5-C. Met behulp van een spread-sheet is ook voor model C een gevoeligheidsanalyse gemaakt. Voor de resultaten wordt verwezen naar de volgende paragraaf.

7.4 Gevoeligheidsanalyse en resultaten, $\rho < 700 \text{ kN/m}^2$

Het is mogelijk gebleken om onafhankelijk van de grootte van de zetting, een uitspraak te doen over een maximaal toe te passen mootlengte, indien er wordt getoetst op het sterkte-criterium van de doorsnede (paragraaf 7.2 uitgangspunt 3). Het blijkt mogelijk de maximale voegafstand onafhankelijk van de beddingsconstante k te bepalen. De k -waarde blijkt pas een rol te spelen als er gekeken wordt naar vervormingscriteria.

De criteria die bij de gevoeligheidsanalyses voor de verschillende modellen gehanteerd zijn, komen overeen met het gestelde in paragraaf 4.3 en paragraaf 7.2.

De grootste hoofd(trek)spanning kan berekend worden met een analytische beschrijving van de cirkel van Mohr:

$$\rho = \frac{1}{2}\sigma + \sqrt{\left(\frac{1}{2}\sigma\right)^2 + \tau^2}$$

Waarin σ de som van voorspanning uit de Gina-kracht en de normaalspanning uit het buigend moment representeert en τ de schuifspanning uit de dwarskracht. Wringkrachten worden buiten beschouwing gelaten.

De normaalspanning kan worden berekend met:

$$\sigma_{bui} = M.e/I$$

De schuifspanning wordt berekend met:

$$\tau = Q.S^{(a)}/b^{(a)}.I$$

Hierin is:

- I = het traagheidsmoment
- e = de excentriciteit
- M = het moment
- Q = de maximale dwarskracht
- $S^{(a)}$ = het statisch moment van het afschuivende deel
- $b^{(a)}$ = de breedte van het afschuivende deel

De factor $S^{(a)}/b^{(a)}.I$ bepaalt de optredende schuifspanning. Deze is berekend voor een aantal representatieve snedes over de hoogte van de dwarsdoorsnede.

snede	e	$b^{(a)}$	$S^{(a)}$	$S^{(a)}/b^{(a)}.I$
dak I	-3.8	30.0	61	2.46e-03
dak II	-3.3	30.0	115	4.62e-03
wand boven IIIa	-3.3	8.2	115	1.69e-03
wand boven IIIb	-2.8	3.0	123	4.91e-02
zwaartepunt	0	3.0	149	5.96e-02
wand onder III	1.9	3.0	126	5.03e-02
vloer onder II	1.9	31.5	126	4.79e-03
vloer onder I	3.4	31.5	72	2.73e-03

Uit de momenten en dwarskrachtenlijnen kunnen de dwarsdoorsnedes worden gevonden waar zich (maatgevende) combinaties van M en Q voordoen, of waar M danwel Q maximaal is. Voor al deze punten is de spanningssituatie getoetst. Moot B blijkt nooit maatgevend te zijn. De maatgevende situaties doen zich altijd voor in moot A.

Werkwijze

De gehanteerde werkwijze bij de gevoeligheidsanalyse kan als volgt worden samengevat: Kies een afzinkdiepte, kies een mankementlengte x , bepaal mootlengte L , waarvoor geldt:

$$\rho < 700 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{arm} < h_{\text{tot}} \text{ (randvoorwaarde model B, anders mechanisme)}$$

$$P_{\text{fund}} > 0$$

In concreto betekent de laatste eis dat:

$$2yg/L < g : y/L < \frac{1}{2}$$

$$\text{of: } -4yg/L < g : y/L > -\frac{1}{4}$$

Alleen voor model C moet een andere werkwijze gehanteerd worden. Eerst wordt een mootlengte gekozen, dan wordt met behulp van model B de mankementlengte bepaald waarbij deze een mechanisme wordt, en vervolgens wordt het extra mankement z bepaald dat deze moten nog zouden kunnen opnemen.

Voor model C blijkt er nog een extra criterium nodig. In overeenstemming met het gestelde in paragraaf 6.3 wordt er gecontroleerd op extreem hoge korrelspanningen. De aanname dat er geen plastische vervorming optreedt maar slechts lineair elastische vervorming is anders niet meer reëel. Derhalve is gesteld dat de toename van de funderingsdruk δ_b slechts 10 keer de waarde van de ongestoorde funderingsdruk mag zijn:

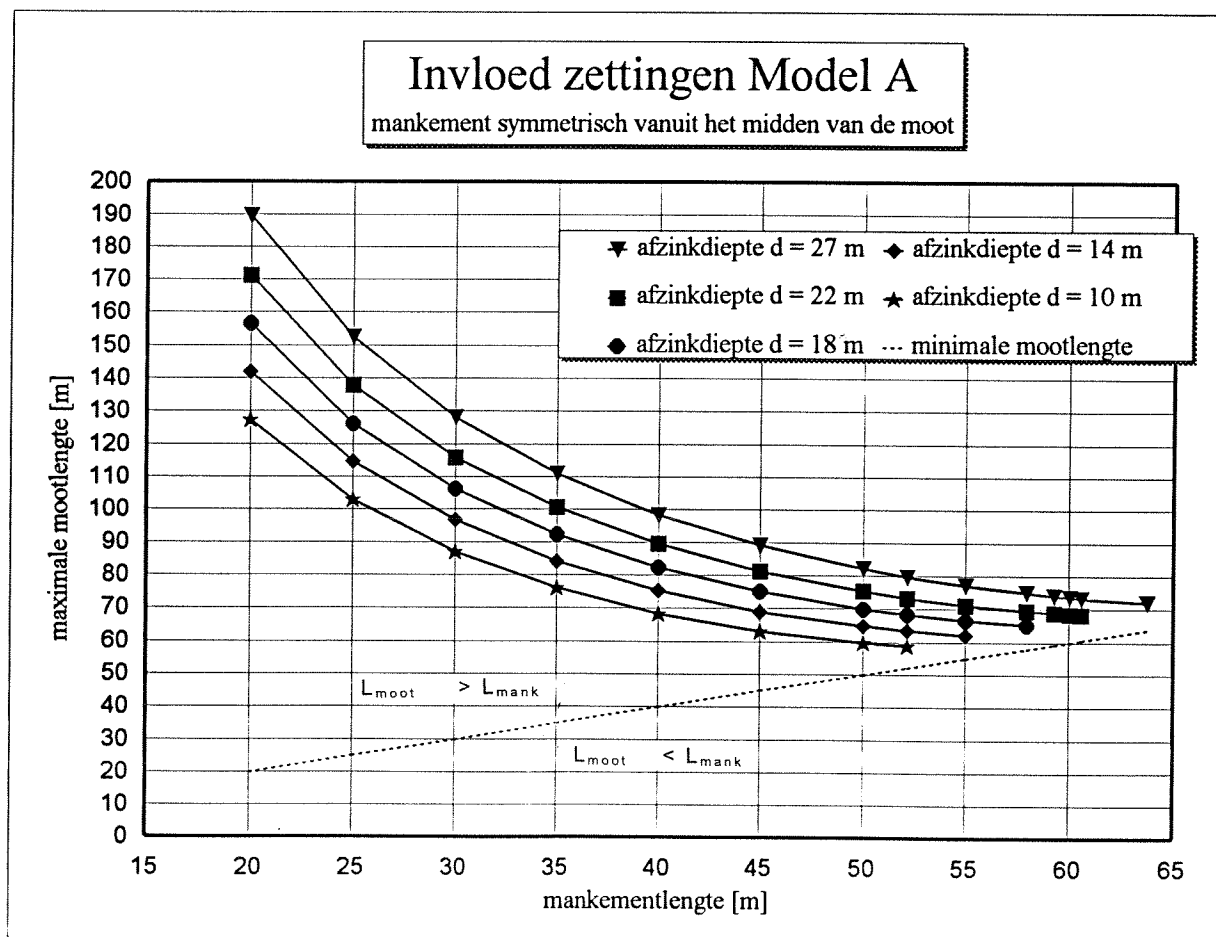
$$\delta_b < 10 * P_{\text{fund0}} \quad (P_{\text{fund0}} = 15,78 \text{ kN/m}^2)$$

Resultaten

De resultaten zijn weergegeven in drie grafieken. Deze grafieken en de daarbij behorende parameters zijn tevens te vinden in bijlage 6.

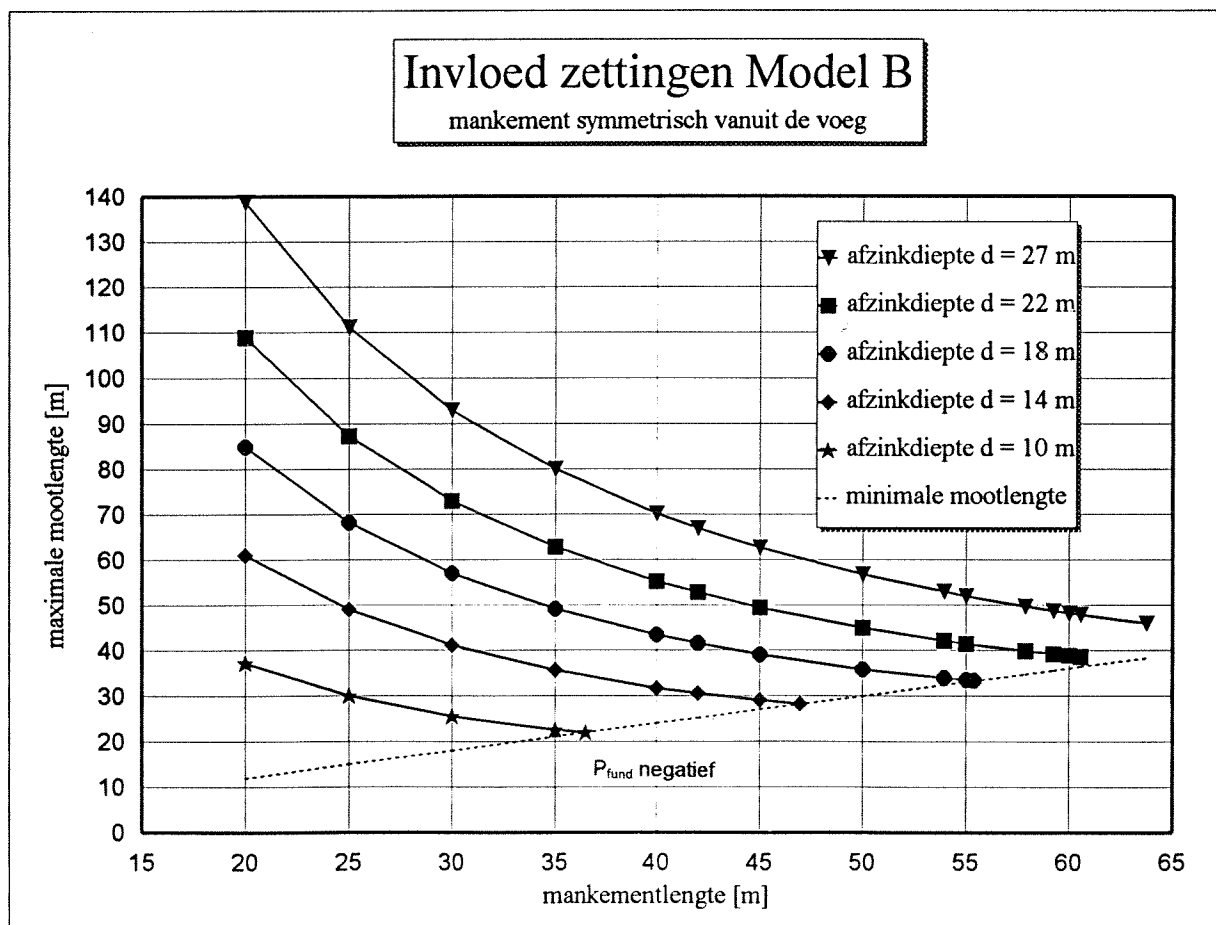
Grafiek model A:

- De grafiek representeert de **maximale mootlengte** bij een bepaald mankement. Juist op dat moment wordt de maximale hoofdtrekspanning in de onderste vezel van de vloer bereikt (in moot A, op een $\frac{1}{2}L$, dwarskracht = 0, moment is maximaal).
- De **maximale mankementlengte** wordt bepaald met het bereiken van de maximale hoofdtrekspanning in het zwaartepunt (ook in moot A, op een $\frac{1}{2}(L-x)$, dwarskracht is maximaal).
Tegelijk met het bereiken van de maximale dwarskracht, wordt ook de maximale hoofdtrekspanning bereikt in de onderste vezel van de vloer (in moot A, op $x = \frac{1}{2}L$).
- De funderingsdruk onder moot B wordt nooit negatief. Derhalve wordt voor dit model de ondergrens van de mootlengte bepaald door de mankementlengte: $L_{moot} > L_{mank} = x$.



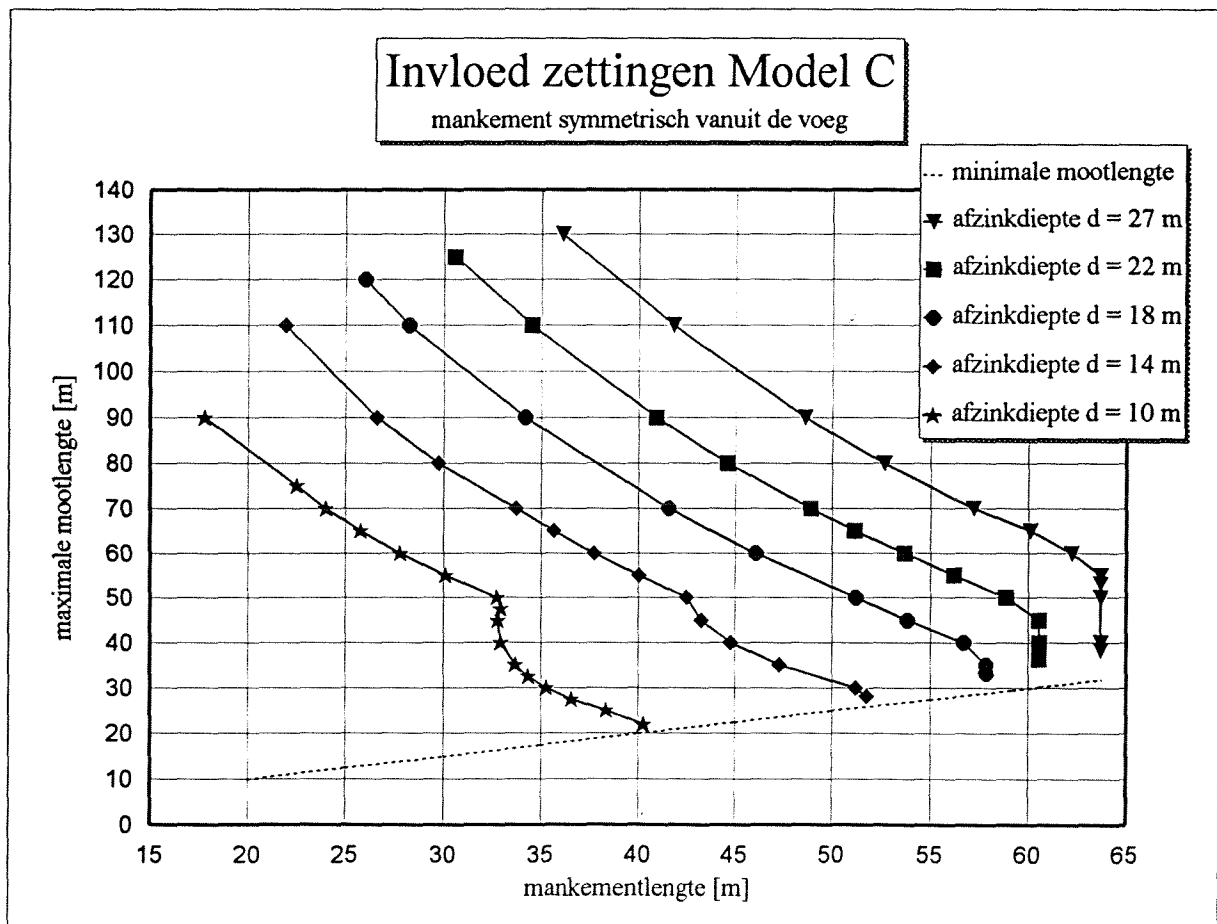
Grafiek model B:

- De grafiek representeert de maximale mootlengte bij een bepaald mankement.
- Voor afzinkdieptes van 27 meter en 22 meter wordt de maximale mootlengte bepaald door het moment dat er drie plastische scharnieren in de voegen van de moten A zijn ontstaan. Er is dan nog nergens de maximale hoofdtrekspanning bereikt. Alleen voor uiterste waarden van het mankement wordt direct na het bereiken van van het mechanisme, ook de maximale hoofdspanning bereikt (in moot A, ter hoogte van het zwaartepunt, op $(L-x)$).
- Voor afzinkdieptes van 18, 14 en 10 meter wordt de maximale mootlengte ook bepaald door het moment waarop er een mechanisme ontstaat. Er wordt echter voor geen enkele waarde van de mankementlengte e maximale hoofdtrekspanning bereikt.
- De funderingsdruk onder moot B kan wel negatief worden. De ondergrens van de mootlengte blijkt te worden bepaald door het criterium $y/L < \frac{1}{2}$.



Grafiek Model C:

- De grafiek representeert de **maximale mankementlengte** bij een bepaalde mootlengte. Dit is een wezenlijk verschil met de voorgaande grafieken. Het is het resultaat van de horizontale verschuiving van de grafiek van model B.
- De afbuiging van de grafiek voor de afzinkdieptes 14 en 10 meter wordt veroorzaakt door het op dat punt maatgevend worden van het y/L criterium, ofwel het negatief worden van de funderingsdruk. In tegenstelling tot model B, waar de funderingsdruk alleen negatief kan worden aan de buitenste zijden van de moten B ($y/L < \frac{1}{2}$), wordt hier de funderingsdruk negatief onder de voeg tussen moot B en moot A ($y/L > -\frac{1}{4}$).
- Bij korte mootlengtes en een afzinkdiepte van 10 meter kan de funderingsdruk (of: de korrelspanning) zo hoog oplopen, dat het δ_b criterium maatgevend wordt.
- Voor de afzinkdiepte van 18 meter is er een moment dat het negatief worden van de funderingsdruk (y/L criterium) maatgevend is. Al snel echter is de toelaatbare toename van het mankement zo klein, dat het spanning criterium weer maatgevend wordt.
- Voor de overige meetwaarden is het spanningscriterium maatgevend.



7.5 Dwarskracht overdracht naar de aanliggende tunnelmoot

7.5.1 Inleiding

De moot zelf bezwijkt onder invloed van de zettingen niet zo snel. De vraag die nog beantwoord moet worden is of de voegdwaarskracht [y.g] overgedragen kan worden door de tandconstructie.

Met behulp van de spreadsheet in bijlage 2-D zijn ook de dwarskrachten bepaald in de mootvoegen. Deze zijn gecombineerd met de grafieken van de gevoeligheidsanalyse van paragraaf 7.4 met de hoofdtrekspanning als belangrijkste criterium.

Model A wordt weer gegeven in figuur 7.4 en Model C in figuur 7.6. Slechts de bandbreedten van de gevoeligheidsanalyse worden weergegeven ($d = 10$ en $d = 27$ m).

Model B is een voorwaarde voor het optreden van model C. Derhalve volstaat de weergave van model C.

De dwarskrachtcapaciteit bedraagt volgens paragraaf 7.2:

$$Q_{\text{toel}} = 10.000 \text{ kN}$$

7.5.2 Zettingen en dwarskrachten volgens Model A

De grootste dwarskracht treedt op wanneer de mankementlengte even groot is als de mootlengte. Groter dan de moot mag het mankement niet zijn.

Modellering A kenmerkt zich door het kiezen van een mankementlengte en het bepalen van de minimale en maximale mootlengte en de daarbij behorende dwarskrachten. Derhalve staat op de x-as het mankement uitgezet en op de y-as de mootlengte en de dwarskracht.

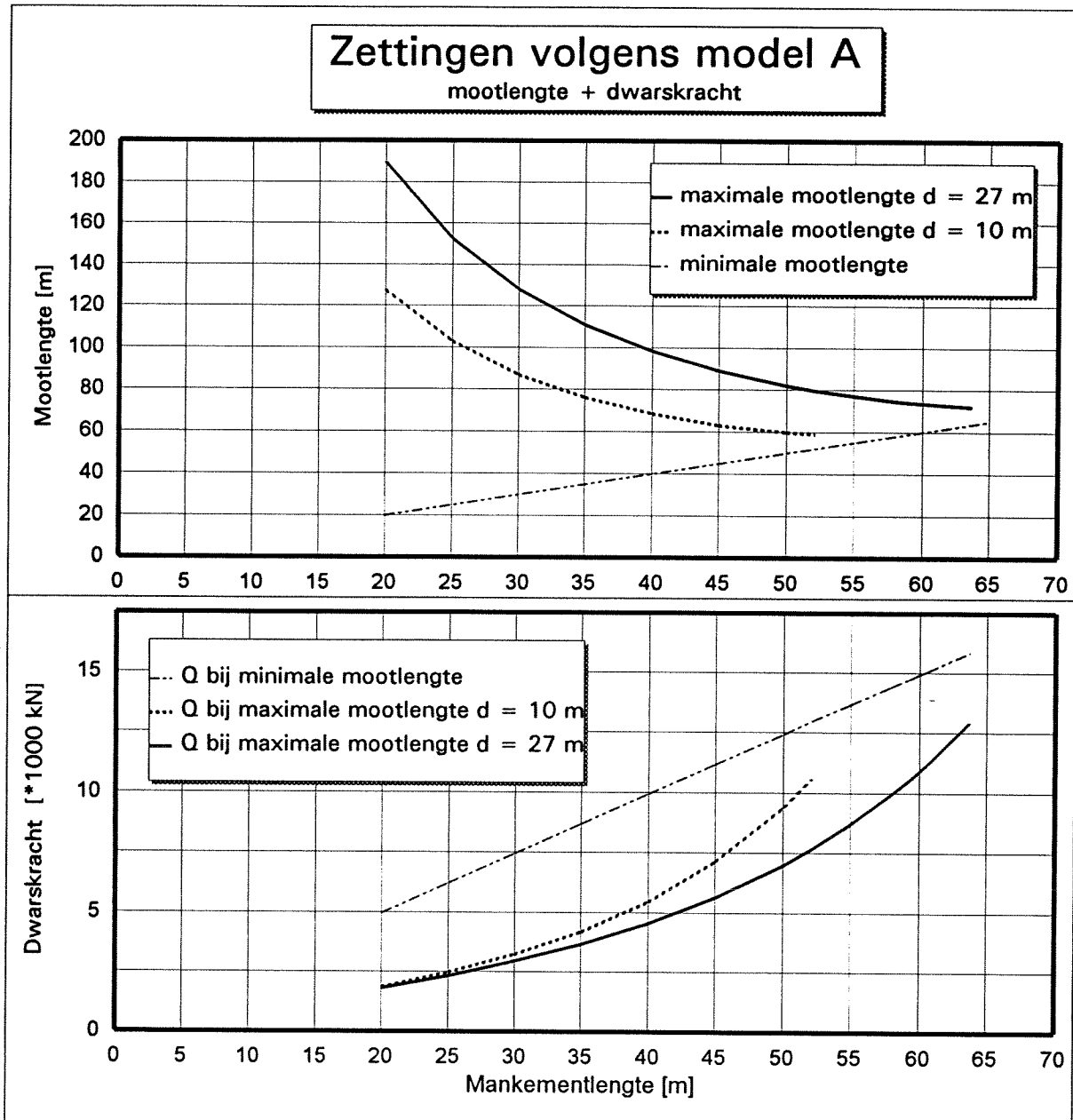
Als bij een bepaald mankement aan de voorwaarden voor L_{min} en L_{max} wordt voldaan kunnen de daarbij behorende dwarskrachten worden bepaald. Deze dwarskrachten mogen de 10.000 kN niet overschreiden.

Uit de grafiek valt bijvoorbeeld af te lezen dat voor een afzinkdiepte van 10 meter bij een mankement- en een mootlengte van 40 meter de voegdwaarskracht ongeveer 10.000 kN is. De mootlengte mag nog toenemen tot ongeveer 70 meter. De dwarskracht neemt dan af tot 6.000 kN, zie de gestippelde kromme in de onderste grafiek. Dit betekent dat voor deze dwarskrachtcapaciteit de verwachte mankementlengte dus niet groter mag zijn dan 40 meter.

Voor grotere afzinkdieptes mag de mootlengte nog verder toenemen. De bandbreedte van de dwarskracht wordt voor een afzinkdiepte van 27 meter begrenst door de streep-stippellijn en de continue kromme in de onderste grafiek.

De begrenzing voor een afzinkdiepte tussen 10 en 27 meter ligt ergens tussen de twee krommen.

Nog een voorbeeld: Bij een mootlengte van 25 meter begrenst de maximale mankementlengte de optredende dwarskracht. Deze bedraagt volgens model A ongeveer 6.250 kN en is dus lager dan de capaciteit.



Figuur 7.4: "Zettingen en dwarskrachten volgens Model A"

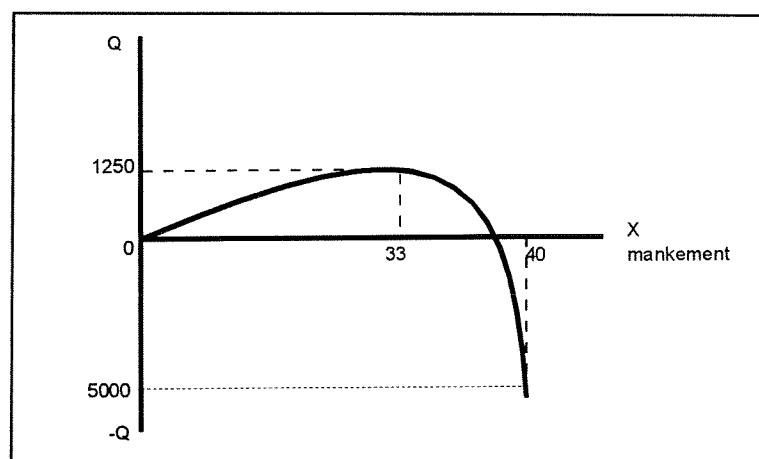
7.5.3 Zettingen en voegdwaarskrachten volgens Model C

De grootste positieve voegdwaarskracht van model C treedt op tijdens het startpunt van model C, wanneer de moten 'A' uit model B een mechanisme worden. (Voor model B is dit tevens de grootste voegdwaarskracht, derhalve is het behandelen van model B overbodig). De voegdwaarskracht kan ook negatief worden. De absolute waarde van de grootste negatieve dwarskracht kan groter zijn dan de grootste positieve dwarskracht.

Modellering C kenmerkt zich door het kiezen van een mootlengte en het bepalen van het maximale mankement, en de daarbij behorende dwarskrachten. Derhalve staat op de x-as de mootlengte uitgezet en op de y-as de mankementlengte en de dwarskrachten. Dit is een wezenlijk verschil met model A.

Voor een bepaalde mootlengte kan bij een bepaalde afzinkdiepte de maximale mankementlengte worden afgelezen. Indien dit mankement zich als het ware van 0 meter zou opbouwen tot dat maximum, dan treedt ergens onderweg de maximale positieve dwarskracht op, namelijk juist op het moment dat de moten van model B overgaan in de moten van model C, met andere woorden: juist op het moment dat het mechanisme wordt bereikt.

Uit de grafiek valt bijvoorbeeld af te lezen dat voor een afzinkdiepte van 10 meter, bij een mootlengte van 40 meter, de mankementlengte niet groter mag worden dan 33 meter (de funderingsdruk wordt dan negatief). In het traject van 0 tot 33 meter neemt de dwarskracht van $Q = 0$ kN toe, tot het moment dat ergens het mechanisme optreedt. De dwarskracht is op dat moment maximaal positief en ongeveer 1.250 kN. Met verder toenemend mankement wordt de dwarskracht weer kleiner en zelfs negatief, tot het een waarde bereikt van -5.000 kN.

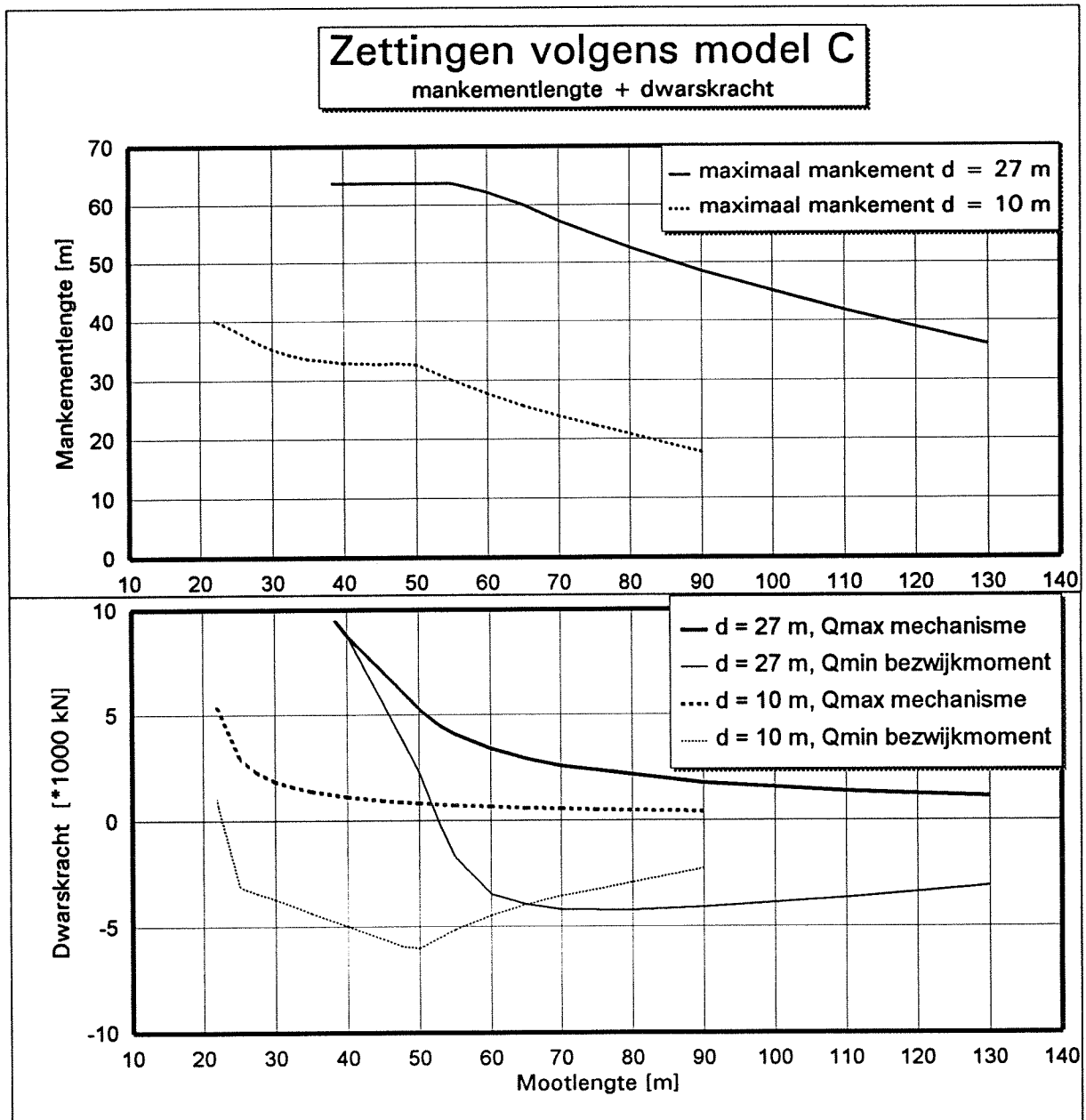


Figuur 7.5: "Dwarskrachtverloop bij toenemend mankement"

Het negatief worden van de dwarskracht kan verklaard worden. Als er een mechanisme ontstaat gaat de moot zoeken naar een inklemming. Die vindt de moot in de nog intact zijnde fundering, maar daar moet wel een herverdeling van de funderingsdruk voor optreden. Deze herverdeling is toegestaan, zolang de funderingsdruk maar niet negatief wordt.

Om negatief te kunnen worden, moet scharnierende moot 'A' buurmoot 'B' eerst oplichten waardoor de dwarskracht van teken verandert.

Door de relatief grote voorspanning op grotere afzinkdieptes zal het scharnieren van de moten A later plaatsvinden. Daarom zal de dwarskracht in de tandconstructie op dat moment ook groter zijn.



Figuur 7.6: "Zettingen en dwarskrachten volgens Model C"

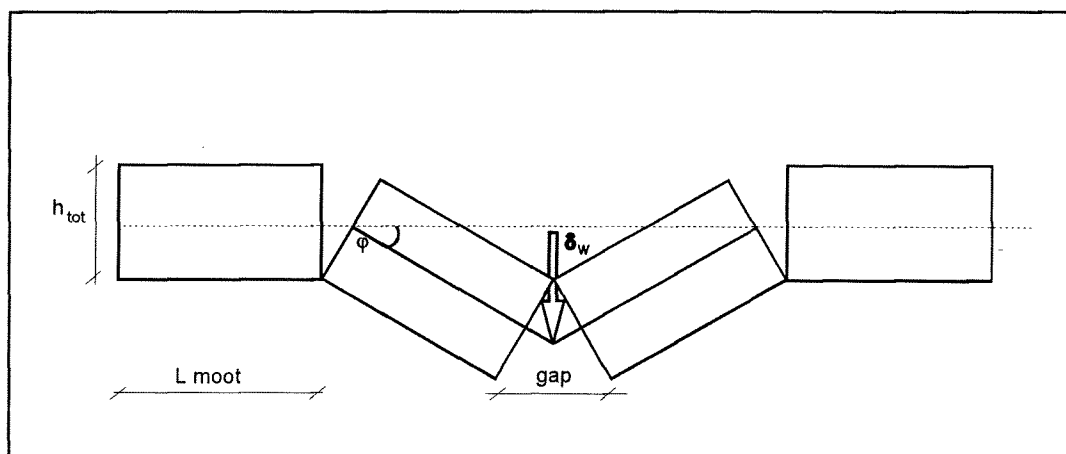
7.6 Gapingen in de dilatatievoegen

In de beschrijving van de modellen in paragraaf 7.3 is reeds aangegeven dat door het wegvallen van de funderingsdruk over een bepaalde lengte, de verstoring in vertikaal evenwicht wordt hersteld door herverdeling. Een deel wordt opgenomen door het nog intact zijnde deel van de fundering onder moot of moten A en resulteert in een verandering in van deze funderingsdruk. En een deel wordt via dwarskracht doorgegeven naar moten B wat een verandering in funderingsdruk onder deze moten veroorzaakt.

Een verandering in funderingsdruk heeft een verandering in verticale verplaatsing tot gevolg. De grootte van deze verticale verplaatsing wordt bepaald door de beddingsconstante $[k]$ van de fundering middels $\Delta P_{\text{fund}}/k = \delta w$.

Door het verloop van de verandering in funderingsdruk te bekijken kan dus het verloop van de verticale verplaatsing worden vastgesteld. De verandering in funderingsdruk is constant of lineair. Derhalve is het mogelijk om, middels in twee punten vast te stellen hoe groot de verticale verplaatsing $[\delta w]$ is, de helling van de moot te bepalen.

De gaping in een voeg wordt bepaald door de helling van de moot en de hoogte van de tunnelconstructie. Er wordt vanuit gegaan dat de gaping ongehinderd kan optreden.



Figuur 7.7: "De gaping in een voeg"

De gaping is maximaal:

$$\text{gap} \leq 2 \cdot \varphi \cdot h_{\text{tot}}$$

Voor de drie modellen is de helling van de moten bepaald, zoals te vinden in bijlage 6. Hier is de gaping bepaald voor de maximale waarden van deze helling.

Model	Maximale helling m/m'	Maximale gaping cm
A	$0,12 \cdot 10^{-3}$	0,19
B	$0,43 \cdot 10^{-3}$	0,67
C	$2,15 \cdot 10^{-3}$	3,33

De gaping blijkt voor een k-waarde van $0,5 \cdot 10^4$ nooit groter te worden dan 3,33 cm. Dit is altijd kleiner dan de toegestane waarde van 5 cm (paragraaf 7.2). Voor grotere k-waarden wordt hij slechts kleiner.

Bovendien blijkt deze gaping slechts in een paar zeldzaam extreme gevallen voor te kunnen komen, wanneer het mankement zich bijna uitstrekt over de lengte van twee moten. Voor alle andere situaties blijft hij klein.

Geconcludeerd kan worden dat gapingen niet maatgevend zijn met betrekking tot het zettingen-probleem.

7.7 Conclusies zettingen

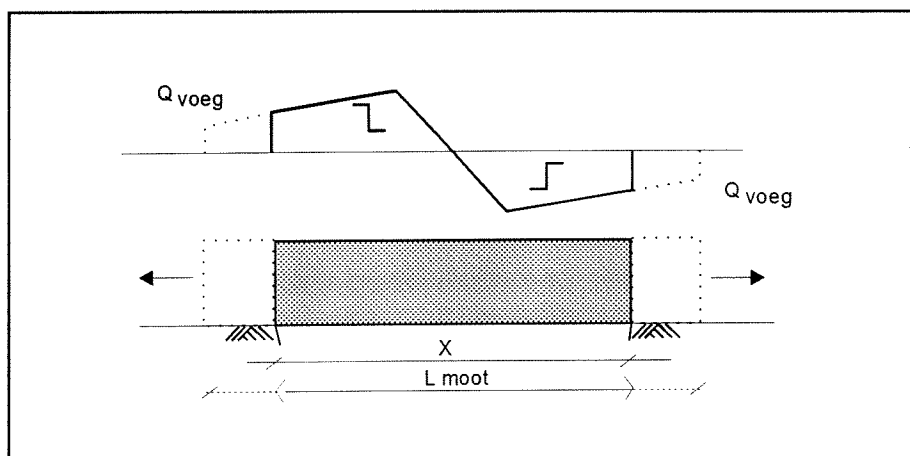
De grafieken gelden voor $P_{fund} = 15,78 \text{ kN/m}^2$ (Wijkertunnel, 1 meter gronddekking).

- Van de grafieken kan gebruik gemaakt worden om bij een vooraf bepaalde kans op een bepaalde mankementlengte, de minimaal en maximaal toegestane mootlengte te bepalen en de bijbehorende dwarskracht.
- Indien het mankement (symmetrisch) onder één moot optreedt zoals is beschreven met model A, wordt de maximale mootlengte bepaald door het spanningscriterium.

Via voegdwarsskrachten kan maximaal het gewicht van een moot van 40 meter worden overgedragen ($= L \cdot B \cdot q_{eg} = 40 \cdot 31,5 \cdot 15,78 = 20.000 \text{ kN}$). Met andere woorden: onder een moot van 40 meter lengte mag de funderingsdruk over de gehele lengte wegvallen.

Voor een afzinkdiepte van 10 meter mag bij een maximaal mankement van 40 meter de mootlengte dan nog toenemen tot 70 meter, waarbij de voegdwarsskracht afneemt tot 6000 kN.

Voor een afzinkdiepte van 27 meter mag de mootlengte bij dat mankement nog toenemen tot 98 meter, waarbij de voegdwarsskracht afneemt tot 4000 kN.



Figuur 7.8: Afnemen van Q_{voeg} bij toename L_{moot} en constante x

- Indien het mankement (symmetrisch) ten opzichte van de zinkvoeg onder twee moten optreedt is het spanningscriterium en/of zijn eisen aan de funderingsdruk bepalend voor de maximale mootlengte en mankementlengte.

De grootste positieve voegdwaarskracht wordt bereikt op het moment van het ontstaan van gapingen in de voeg (eindpunt model B, startpunt model C). Bij verder toenemend mankement (model C) neemt de voegdwaarskracht zeer snel af en kan zelfs negatief worden (zie figuur 7.5).

De positieve dwarskracht bereikt nooit de toegestane waarde van 10.000 kN, omdat de moten gaan scharnieren waarbij het wegvallen van de funderingsdruk wordt opgenomen middels het gapen van de voeg.

De negatieve dwarskracht bereikt ook nooit de toegestane waarde van 10.000 kN, omdat er voor een combinatie van mankement- en mootlengte eisen zijn gesteld aan de funderingsdruk, of omdat het spanningscriterium maatgevend wordt.

Indien er geen gapingen in de voeg ontstaan, zou het mankement volgens deze modellering en voor de huidige afmetingen van een moot ($L = 25$ m) bij een afzinkdiepte van 10 meter, ongeveer 33 meter mogen zijn. Indien de moten wel scharnieren mag het mankement toenemen tot 37,5 meter. Deze mankementen kunnen bijvoorbeeld ontstaan door het niet goed gelukken van het onderstromen over een lengte van 3 tot 4 'pannekoeken' (over de gehele breedte van de tunnel).

Voor een grotere mootlengte van bijvoorbeeld 33 meter nemen deze toegestane waarden van het mankement af tot respectievelijk 23 meter en 34 meter (2 tot 3 pannekoeken).

De kans op falen wordt voor grotere mootlengten dus groter. Overigens wordt het toelaatbare mankement voor een mootlengte van 25 of van 33 meter begrensd door de modellering. De funderingsdruk wordt negatief. Falen wordt hier dus bepaald door het niet meer gelden van de modellering. Toch lijken de benodigde mankementen voor dit falen behoorlijk grote waarden te zijn.

- In de modellering wordt alleen uitgegaan van het volgens een symmetrisch patroon wegvallen van de funderingsdruk. De modellen laten niet toe om toegepast te worden op situaties waarbij de funderingsdruk asymmetrisch wegvalt. De modellen geven wel een indicatie voor deze situaties.
- Voor de bandbreedte van de k-waarde ($0,5 \cdot 10^4 < k < 50 \cdot 10^4$ kN/m³) in het onderstroomzand, is de optredende gaping van de voeg (rekcapaciteit van het voegenband) niet maatgevend.

8 Combinaties van verschillende invloedsfactoren

In hoofdstuk 6 en 7 zijn de constructieve invloedsfactoren op dilatatievoegen gemodeleerd en gekwantificeerd. Verschillende invloedsfactoren treden tijdens de bouw- of de afgezonken fase tegelijkertijd op. In dat geval zullen de optredende spanningen gesuperponeerd moeten worden.

Er kunnen zich drie situaties voordoen waarbij verschillende invloedsfactoren elkaar versterken. Deze situaties zijn:

1. de situatie dat het dak op trek wordt belast in de bouwfase.
2. de situatie dat de vloer op trek wordt belast in de bouwfase.
3. de situatie dat de vloer op trek wordt belast in de afgezonken fase.

8.1 Maximale lengte per invloed

Het blijkt dat per situatie tegelijkertijd maximaal twee invloedsfactoren optreden die elkaar kunnen versterken. In de tabel wordt aangegeven welke invloeden dat zijn.

In eerste instantie is voor een bepaalde beddingsconstante gekeken welke maximale mootlengte door iedere invloedsfactor wordt toegelaten, bij een treksterkte van beton van 700 kN/m². Dit is voor drie beddingsconstanten gedaan: voor de k-waarde die overeenkomt met die van een zandondergrond (1.10⁴ kN/m³), de k-waarde die overeenkomt met die van een grindondergrond (10.10⁴ kN/m³), een de k-waarde daar tussenin (5.10⁴ kN/m³).

Voor de zettingen is de maximale mootlengte niet direct afhankelijk van de k-waarde, maar van het optredende mankement. In de afgezonken fase moet de bovenbelasting voldoen aan de randvoorwaarden volgens figuur 6.13.

L_{\max} (m)	Mogelijke combinaties	L	L	L
		k = 1.10 ⁴	k = 5.10 ⁴	k = 10.10 ⁴
trek dak bouw	verlenging seizoen bouw	44	64	78
	kromming hol	55	35	31
trek vloer bouw	verkorting seizoen bouw	44	64	78
	kromming bol	53	36	31
trek vloer afgezonken	verkorting seizoen afgezonken	44	64	78
	zettingen	-	-	-

8.2 Optredende spanning

In de uitgangspunten van paragraaf 4.3 is gesteld dat de spanning maximaal 1400 kN/m² mag bedragen. Nu is het mogelijk om voor een bepaalde lengte de totale gesuperponeerde spanning te bepalen. Hiervoor moet de k-waarde en de gekozen lengte ingevoerd worden in de spreadsheets zoals voor de verschillende effecten zijn gemaakt (bijlage 2).

Bij eenzelfde absolute waarde van de temperatuurbelasting, zijn de trekspanningen in het dak kleiner dan de trekspanningen in de vloer. De vloer is maatgevend voor de seizoensinvloed. Door voor het dak dezelfde spanning als die van de vloer te gebruiken, wordt een veilige benadering gerealiseerd.

Ook voor de afgezonken fase worden de spanningen ingevoerd zoals die in de bouwphase optreden ten gevolge van een temperatuurdaling.

Omdat het zettingenprobleem toetst op hoofdtrekspanningen, en omdat er nog andere criteria een rol spelen en maatgevend kunnen worden bij dat fenomeen, is ervoor gekozen om de spanning ten gevolge van een ongelijkmatige zetting te stellen op zijn maximale spanning van 700 kN/m². Indien aan de mankementen en mootlengtes volgens figuur 7.4 en 7.5 wordt voldaan, zal de trekspanning nooit groter zijn dan 700 kN/m².

Er is voor gekozen de optredende spanning te bepalen voor een moot van 33 meter lengte. Dit is ongeveer 8 meter langer dan de tegenwoordig gebruikelijke lengte.

σ (kN/m ²)	L = 33 meter	σ k = 1.10 ⁴	σ k = 5.10 ⁴	σ k = 10.10 ⁴
trek dak bouw	verlenging seizoen bouw	539	513	486
	kromming hol	153	691	803
	σ_{totaal}	692	1204	1289
trek vloer bouw	verkorting seizoen bouw	539	513	486
	kromming bol	120	542	780
	σ_{totaal}	659	1055	1266
trek vloer afgezonken	verkorting seizoen afgezonken	539	513	486
	zettingen	700	700	700
	σ_{totaal}	1239	1213	1186

8.3 Conclusies

- De optredende spanning bedraagt voor een lengte van 33 meter maximaal 1289 kN/m² bij een k-waarde van de ondergrond die overeenkomt met die van grind ($10 \cdot 10^4$ kN/m³). De gesuperponeerde spanningen blijven altijd beneden de 1400 kN/m². De betonddoorsnede blijft ongescheurd.
- Deze maximale spanning (in het dak) treedt op in de bouwfase bij verlenging van de moot onder invloed van een temperatuurstijging en een holle kromming. Een holle kromming treedt alleen op wanneer de vloer een hogere temperatuur heeft dan het dak van de tunnel. Deze situatie doet zich dus alleen voor, wanneer de gemiddelde stijgt, waarbij de temperatuur van de vloer meer stijgt dan de temperatuur van het dak. Een vergelijkbare situatie doet zich voor wanneer plotselinge regenval het dak snel afkoelt na een opwarmperiode. Het zal echter niet vaak voorkomen.
- Bijna net zo groot (1266 kN/m², bij $k = 10 \cdot 10^4$ kN/m³) is de spanning in de vloer ten gevolge van een temperatuurdaling in de bouwfase en een bolle kromming. Een bolle kromming treedt alleen op wanneer de vloer een lagere temperatuur heeft dan het dak van de tunnel. Deze situatie doet zich dus alleen voor wanneer de gemiddelde temperatuur daalt, waarbij de temperatuur van de vloer meer daalt dan de temperatuur van het dak. Ook dit lijkt een situatie die bijna alleen in theorie kan voorkomen.
- Meer realistisch is de combinatie van een ongelijkmatige zetting en verkorting van de tunnelmoot onder invloed van een gemiddelde temperatuurdaling in de afgezonken fase.
- Met betrekking op zettingen moet benadrukt worden, dat de kans dat het mankement zijn toelaatbare waarde bereikt groter is voor een mootlengte van 33 meter dan voor een mootlengte van bijvoorbeeld 25 meter. De toelaatbare waarde van het mankement wordt echter begrensd door de modellering (de funderingsdruk wordt negatief) Niet door het bereiken van de maximale hoofdtrekspanning.
- Voorzichtig wordt geconcludeerd dat een mootlengte van 33 meter toelaatbaar is.

9 Uitvoering voegconstructies en kosten

9.1 Inleiding

Naast constructieve eisen die gesteld worden aan een ontwerp, wordt door kwaliteitseisen, praktische uitvoeringseisen en kosten mede bepaald of de gekozen oplossing een rationele oplossing is.

Met betrekking tot dilatatie in afzinktunnels zijn in de voorgaande hoofdstukken uitvoerig de constructief technische eisen behandeld. De constructieve eisen bepalen of, waar en wanneer een tunnelelement moet kunnen scharnieren en verplaatsen. Daaruit voortvloeiend kan iets gezegd worden over de consequenties daarvan voor de dwarskracht in mootvoegen, en het al dan niet open gaan staan van de voeg.

Kwaliteitseisen stellen voorwaarden aan de vorm van de voeg. Het meest duidelijk komt dat naar voren in de eis dat de voeg waterdicht moet zijn.

Uiteindelijk moet de tunnel gebouwd worden. Uitvoeringstechnische eisen bepalen of het ontwerp praktisch uitvoerbaar is. Met betrekking tot dilatatie wordt in dit verband vaak de stortcapaciteit genoemd. Ook grenzen aan de maximale elementlengte en diepgang vallen hieronder, omdat de afzinktunnel van de bouwlocatie naar de afzinklocatie moet kunnen worden vervoerd.

Samen met misschien wel de belangrijkste factor, de kosten, wordt in de ontwerpfase gezocht naar de optimale oplossing.

Paragraaf 9.2 behandelt de uitvoering van stortnaden en in het bijzonder van dilatatievoegen. In paragraaf 9.3 wordt ingegaan op stortcapaciteit en kosten. Er zal een kostenvergelijk worden gemaakt van verschillend opgebouwde tunnelementen.

9.2 Stortnaden

Een stortnaad ontstaat indien een betonstort wordt onderbroken en dit beton aan het verharderen is, of reeds verhard is, waarna er nieuw beton tegen of op het oude(re) beton wordt gestort. Een stortnaad is een tijdelijke beëindiging van een betonstort. Doordat de reeds eerder gestorte betonspecie al aan het verharderen is, is het niet meer mogelijk om met behulp van verdichten het verse beton in het oudere beton over te laten gaan.

Een betonconstructie wordt meestal in delen gestort en de plaats van stortnaden wordt bepaald door constructieve en uitvoeringstechnische eisen.

Ter onderscheid wordt er vaak gesproken van horizontale en verticale stortnaden. Een speciale vorm van stortnaden zijn de dilatatievoegen.

Het kenmerkende verschil tussen normale stortnaden en dilatatievoegen is, dat in stortnaden de wapening wel, en in dilatatievoegen de wapening niet wordt doorgevoerd.

In de waterbouw verdient de waterdichtheid van stortnaden extra aandacht.

9.2.1 Horizontale stortnaden

In de afzinktunnelbouw worden horizontale stortnaden toegepast ter plaatse van de aansluiting tussen vloer en wand. Voor een goede dichtheid van het beton en waterdichtheid van de aansluiting dient er aan een aantal zaken aandacht te worden besteed.

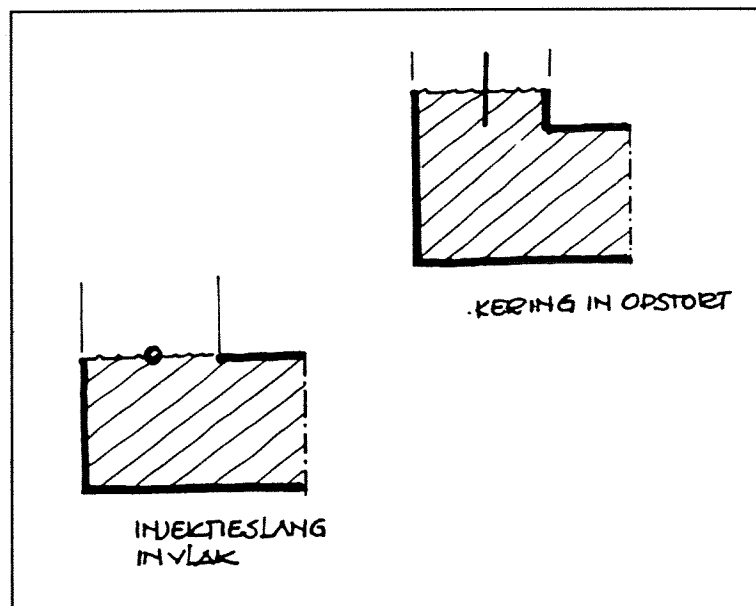
Veelal wordt er ter plaatse van de stortnaad gebruik gemaakt van een opstorting op de vloer, waartegen later de wandkist kan worden geplaatst. De kans bestaat dat juist voor deze opstorting de laatste rest specie wordt gebruikt. Deze specie kan aan kwaliteit ingeboet hebben, derhalve moet dit te allen tijde worden voorkomen. Temeer omdat het verdichten van zo'n opstorting meestal ook te wensen over laat.

Voor een goede waterdichting dient het aanbeveling het oppervlak van de toekomstige stortnaad ruw te maken. Dit kan door boucharderen of door de cementshuid te verwijderen middels waterstralen of gritstralen. Verder is het van belang dat vuil en vet zorgvuldig verwijderd worden.

Hoewel de meningen verdeeld zijn over de vraag of er extra maatregelen genomen moeten worden met betrekking tot de waterdichtheid van de voeg, wordt dat voor de zekerheid vaak wel gedaan.

De meest toegepaste middelen zijn:

1. een kering in de voeg, bijvoorbeeld een metalen strip.
2. injekteren van de voeg, door een van te voren ingestorte injektieslang.
3. verlenging van de lekweg door toepassing van een rubbervoegstrook.



Figuur 9.1: "Maatregelen t.b.v waterdichtheid stortvoeg"

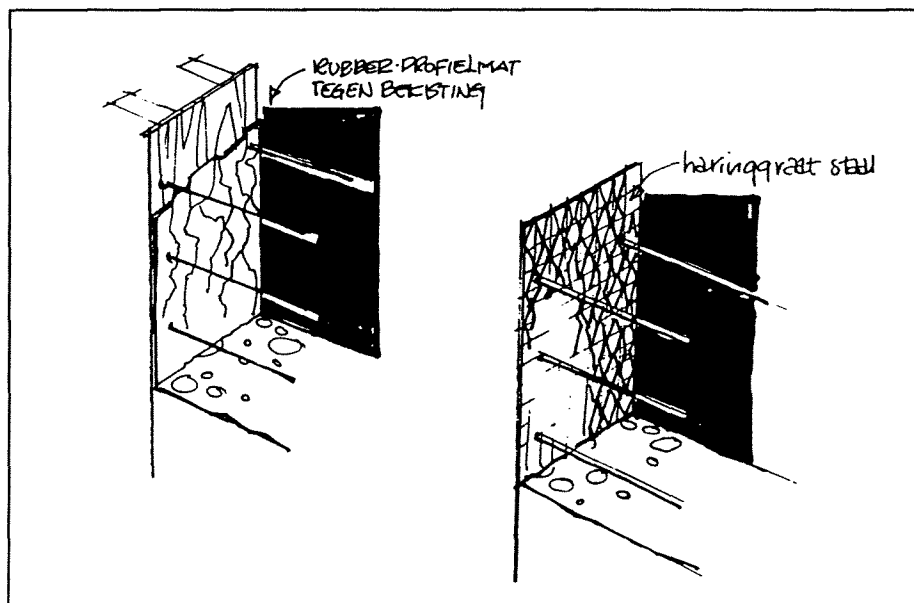
9.2.2 Vertikale stortnaden

In verband met een goede aansluiting, verdichting en waterdichtheid van verticale stortvoegen gelden in principe dezelfde aandachtspunten als voor horizontale stortvoegen.

Voor het ruw maken van het betonoppervlak staan een aantal extra oplossingen ter beschikking. In de kopkist kunnen een aantal voorzieningen worden opgenomen:

1. geprofileerde rubber- of kunstofmatten.
2. (verzinkt) haringgraatstaal, dat echter niet in het dekkingsgebied door mag steken.
3. golfplaten van verzinkt staal.

Vertikale stortnaden onder doorvoer van wapening worden (hedentendage) niet (meer) toegepast in Nederlandse afzinktunnels.



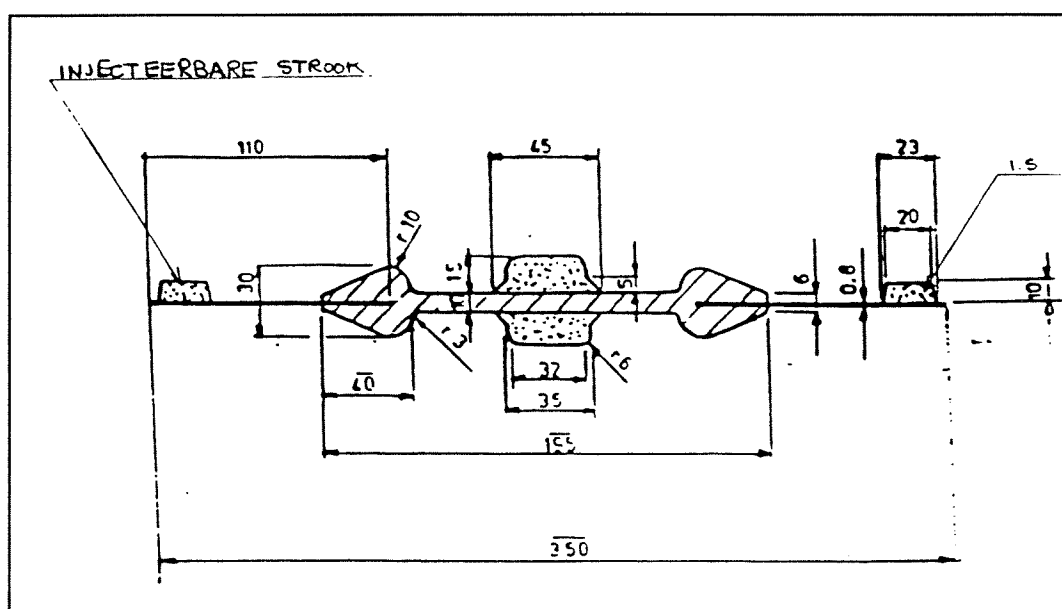
Figuur 9.2: "Maatregelen in verticale stortnaden"

9.2.3 Dilatatievoegen

Dilatatievoegen wijken in die zin af van gewone stortnaden dat de wapening niet wordt doorgevoerd. Derhalve worden dilatatievoegen geacht geen trekspanningen op te kunnen nemen. Ze dienen spanningen ten gevolge van opgelegde vervormingen middels een bepaalde verplaatsing van de moot te reduceren. Die verplaatsing kan een translatie of rotatie zijn. In afzinktunnels moet de voeg zo worden ontworpen dat een verplaatsing niet ten koste gaat van de waterdichtheid. Hiertoe wordt een staal-rubber profiel ingestort in de voeg. Daarnaast worden er nog andere eisen gesteld. De translatie wordt alleen in lengterichting toegestaan, omdat een translatie loodrecht op de tunnel-as een discontinuïteit in de aansluiting vloer-vloer of wand-wand tot gevolg heeft. Om dezelfde reden wordt een rotatie om de tunnelas niet toegestaan. Om de verplaatsingen in goede banen te leiden wordt er in de voeg een tandconstructie opgenomen. Deze tandconstructie verhindert de ongewenste verplaatsingen en dat heeft (dwars- en wring-) krachten tot gevolg.

Bijzondere zorg is bij de 'zee-waardige' tunnels (Wijkertunnel, Piet-Hein tunnel) besteed aan de aansluiting van de dilatatievoegvlakken. Door verschillen in krimp als gevolg van het hydratatie-effect zouden de voegvlakken niet helemaal goed aan kunnen sluiten (figuur 2.1), waardoor de transportvoorspanning slechts door een drukpunt in de voeg overgebracht zou worden. Om er zeker van te zijn dat de voegvlakken aan zouden sluiten zijn de voegen bij de Wijkertunnel helemaal geïnjecteerd met epoxy. Bij de Piet-Hein tunnel zijn de wanden ter plaatse van de voeg afgehouden, zodat de vloer en het dak aan zouden liggen. Overeenstemming over het al dan niet noodzakelijk zijn van dergelijke maatregelen is er niet.

De waterafsluitende functie van de voeg wordt vervuld door het staal-rubber profiel.



Figuur 9.3: "Staal-rubberprofiel W9Ui"

Zoals vermeld in paragraaf 1.2 is in Nederland het meest toegepaste staal-rubber profiel, het W9Ui profiel van Vredenstein. De 'i' staat voor injecteren.

Intron (instituut voor materiaal- en milieu-onderzoek) heeft onderzoek aan dit staal-rubber profiel gedaan. Het onderzoek heeft uitgewezen dat niet geïnjecteerde voegbanden (W9U) geen waterdichte afsluiting geven. Hoewel injecteren een aanzienlijke verbetering van de waterdichtheid geeft, betekent dit niet dat er volledige waterdichtheid wordt bereikt.

Als het W9Ui op trek wordt belast vervormt het rubber over de volle doorsnede. Het komt los van het beton en heeft derhalve geen afsluitende functie.

De waterdichtheid van de voegconstructie is afhankelijk van de aansluiting van het beton aan de staalstrip. Door krimp van het beton hecht de staalstrip aan het beton ook nadat er trek op is uitgeoefend. Deze aansluiting zal echter nooit 100% zijn vanwege de open micro-

structuur van het cementsteen van het beton. Hieruit volgt de noodzaak van injecteren.

Het injecteren geschiedt middels een injectiebuis. De sponsrubber stroken op de staalstrip worden geacht als vervolgekanaal te dienen. Om de injectiebuisjes niet verstopt te laten geraken, is een speciedichte aansluiting essentieel. Sponsrubber stroken aan de waterzijde (buitenkant) zijn effectiever dan aan de 'droge' zijde (binnenkant).

De injectievloeistof kan in het voegvlak zelf lopen en deze opvullen. Als injectievloeistof wordt bijvoorbeeld epoxyhars gebruikt dat een harde dichte laag vormt. Het is daarom af te raden de voegstroken van de afzinktunnels te injecteren voordat de voorspanning is aangebracht.

Dilatatievoegen in de praktijk

Een analyse van lekkages door dilatatievoegen in tunnels heeft uitgewezen dat 14 van de 16 tunnels waarvan het voegenband vooraf niet geïnjecteerd was lekkage vertoonden, terwijl van de 9 wel geïnjecteerde er slechts 3 lekkage vertoonden.

Met een perfecte uitvoering van de voegconstructie kan lekkage worden voorkomen. In de praktijk blijkt dat moeilijk. In de vloer bijvoorbeeld kunnen altijd luchtinluitsels onder het voegenband blijven zitten met de nodige gevolgen van dien. Ook hebben praktijkproeven uitgewezen (Willemspoortunnel, tunnel onder de Noord, Zeeburgertunnel) dat injectiepijpjes of de injectiestrook verstopt kunnen zitten. Bovendien is de injectiestrook in de uitvoering zeer kwetsbaar.

Kosten van dilatatievoegen

Met behulp van praktijkcijfers kunnen de kosten van dilatatievoegen gesteld worden op hetvolgende:

1. W9Ui profiel	85	/m'
2. Stellen	35	/m'
3. Injecteren	25	/m'
4. Pakor-slang	25	/m'
5. Injecteren	15	/m'
TOTAAL (gld)	185	/m

De punten 4 en 5 stellen de kosten voor van het injecteren van het voegvlak, zoals bij de Wijkertunnel is uitgevoerd.

De kosten van de dilatatievoegen voor deze tunnel lopen op tot:

fl.185, =/m'	* 75 m/voeg	≈ fl. 14.000, = /voeg
	* 18 voegen	≈ fl.250.000, = /Wijkertunnel

Vervolgens dienen hier nog de kosten van het doorslijpen van de voorspanning bij opgeteld te worden.

fl.150, =/kabel	* 27 kbbs/voeg	≈ fl. 4.050, = /voeg
	* 18 voegen	≈ fl. 72.900, = /Wijkertunnel

Bij deze kosten dienen ook de kosten van nabehandeling (reparatie van lekkages) van de dilatatievoegen te worden opgeteld. Hier zijn geen exacte cijfers van bekend, maar wel wordt gesteld dat dit een aanzienlijk bedrag kan zijn.

9.3 Kostenvergelijking

9.3.1 Inleiding

De invloed op de kosten van het al dan niet toepassen van dilatatievoegen of verticale stortvoegen wordt in deze paragraaf onderzocht.

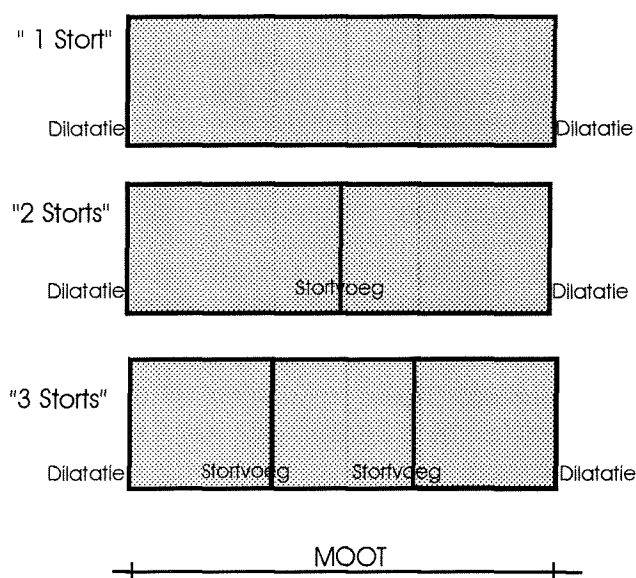
Een moot wordt normaliter in drie in delen gestort. In eerste instantie wordt de vloer gestort en vervolgens volgen de binnenwanden. Tenslotte worden de buitenwanden en het dak gestort. Een stort wordt in één keer voltooid, dat wil zeggen dat er geen verticale stortnaden in de tunnelmoot zitten. Tussen de vloer en de wanden zitten wel horizontale stortnaden.

In de kostenvergelijking wordt ervan uitgegaan dat het na elkaar storten van de vloer, de binnenwanden en de buitenwanden + dak ongewijzigd blijft. Wel wordt verondersteld dat er in deze constructiedelen verticale stortvoegen (≠ dilatatievoegen) kunnen worden toegepast.

De kostenanalyse is gedaan aan de hand van 3 parameters.

1. Het aantal dilatatievoegen wordt bepaald door de mootlengte, de lengte van de tunnel en het aantal tunnelementenelementen. De invloed van de mootlengte op de kosten is voor twee mootlengtes bekeken, $L = 25$ meter en $L = 33$ meter.
2. Reeds in paragraaf 4.3 is gesteld dat het wapeningspercentage in Nederlandse afzinktunnels aan de lage kant is. Voor drie verschillende wapeningspercentages in langsrichting is de invloed op de kosten bekeken. Een wapeningspercentage van 0,35% representeert het huidige constructieve ontwerp. Een wapeningspercentage van 0,60% zou toegepast moeten worden wanneer ervan uitgegaan wordt dat de tunnel op buiging wordt belast. Een wapeningspercentage van 0,96% zou toegepast moeten worden wanneer ervan uitgegaan wordt dat scheurvorming meteen een doorgaande scheur tot gevolg heeft.

3. Het al dan niet toepassen van vertikale stortnaden onder doorvoer van wapening heeft ook een bepaald effect op de kosten. In hoeveel storts een moot wordt gemaakt bepaald het aantal verticale stortnaden. (Hier wordt dus niet bedoeld het aantal storts dat horizontale stortnaden tot gevolg heeft.) Voor een mootlengte van 33 meter is gesteld dat deze in 1, 2 of 3 keer gestort kan worden. De stortlengte, en daarmee de kistlengte, wordt dan respectievelijk 33, 16,5 en 11 meter. De moot van 25 meter lengte wordt altijd in 1 keer gestort.



9.3.2 Kostenanalyse

Voor alle mogelijke combinaties van mootlengte, wapeningspercentage, en aantal storts is in een spreadsheet (bijlage 10) gekeken wat de kostenverwachting is. Dit zijn derhalve 12 combinaties, waarvan één combinatie de zogenaamde *standaardtunnel* representeert. Deze heeft een mootlengte van 25 meter, een wapeningspercentage van 0,35%, en de moot heeft geen verticale stortnaden (wordt in 1 keer gestort).

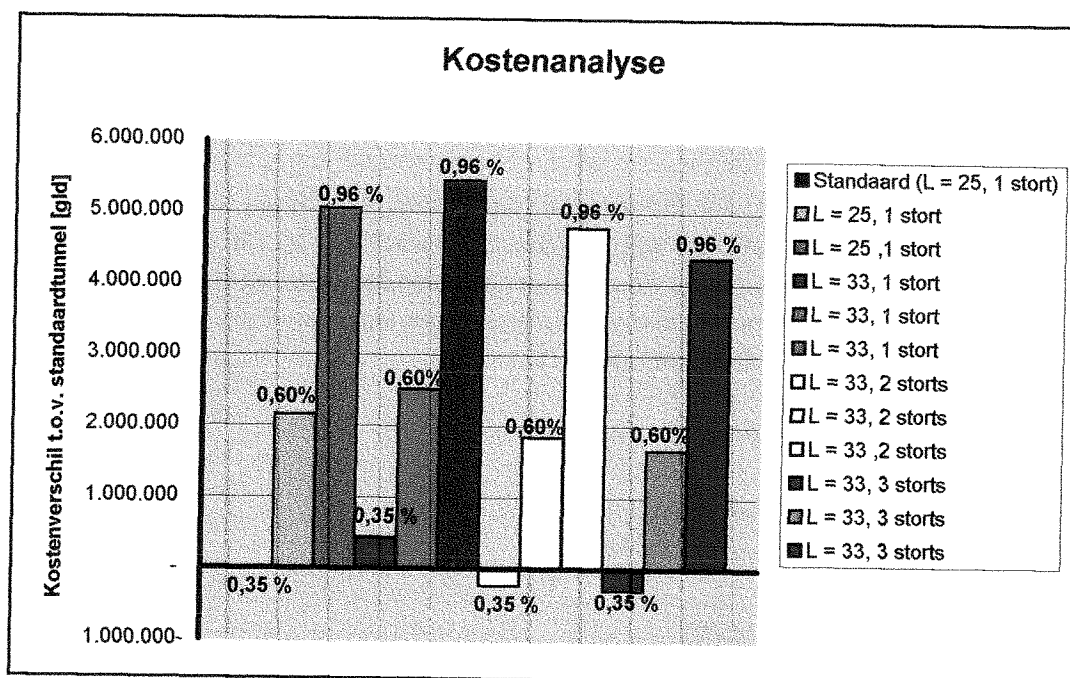
De kostendragers die meegenomen zijn, zijn:

- wapeningstaal + manuren (knippen, buigen, vlechten)
- kist + manuren (ontkisten en stellen)
- manuren betonstort
- voorzieningen dilatatievoegen
- voorzieningen stortvoegen
- bouwdok kosten

Dit zijn de veranderende kostendragers onder invloed van de drie parameters. Voor elke combinatie levert dit een bepaald bedrag op. De hoogte van dit bedrag representeert niet de totaalkosten van de tunnel. Door het echter te vergelijken met de uitkomst van de standaardtunnel, kan een indicatie worden gevonden voor het verschil in kosten tussen het nieuwe ontwerp en de standaardtunnel:

Kostenanalyse [verschil in gld]	$\omega = 0,35 \%$	$\omega = 0,60 \%$	$\omega = 0,96 \%$
L = 25, 1 stort	standaard = 0	+ 2.160.000	+ 5.051.000
L = 33, 1 stort	+ 443.000	+ 2.520.000	+ 5.445.000
L = 33, 2 stort	-235.000	+ 1.855.000	+ 4.784.000
L = 33, 3 stort	-299.000	+ 1.669.000	+ 4.366.000

Van de tabel is ook een grafiek gemaakt, figuur 9.4. De nul-lijn representeert de standaard tunnel, elke kolom een combinatie van de 3 parameters. Verticaal is het verschil in kosten uitgezet t.o.v. de standaardtunnel.



Figuur 9.4: "Kostenanalyse"

Het blijkt dat het wapeningspercentage de belangrijkste parameter is. De kosten van wapening en het verwerken daarvan zijn hoog, maar ook omdat het vlechten van de wapening kritiek is zal een toename in wapening de bouwtijd direkt doen toenemen. De bouwdokkosten, die in de analyse op fl.60.000, =/week zijn gesteld, nemen dan ook toe.

Door het verlengen van de moot nemen de kosten toe, omdat de kist minder gerepeteerd kan worden. Wordt de moot echter in 2 of 3 stort opgedeeld, dan is er winst te behalen. De toename van de kosten door het verlengen van de moot van 25 naar 33 meter, wordt teniet gedaan, en zelfs een afname, door de moot in 2 of 3 keer te storten. Het verschil tussen 2 of 3 keer storten is echter al kleiner dan tussen 1 en 2 keer storten. Het is uiteraard niet mogelijk de moot ongelimiteerd op te delen.

Overigens is de afname in kosten relatief klein, en bedraagt hooguit één of enkele tonnen.

Het aandeel van de dilatatievoegen in de verandering van kosten blijkt klein te zijn.

9.3 Een rationeel ontwerp?

Dilatatievoegen in vloeistofkerende constructies, zoals afzinktunnels, worden gezien als een ongewenste noodzakelijkheid.

De praktijk wijst uit dat lekkage ter plaatse van niet goed functionerende voegen veel groter is (gemakkelijk een factor 10^6) dan lekkage door scheuren.

De kosten worden bij verlenging van een tunnelmoot hoger door de duurdere kistkosten. De besparing op een dilatatievoeg is veel te klein. Daarentegen is de kans op reparatiekosten door het toepassen van dilatatievoegen groot, maar om welk bedrag dat zou gaan is niet te voorspellen.

Of stortvoegen constructief gezien mogelijk zijn zal verder onderzocht moeten worden. Als probleem wordt de dwarkrachtoverdracht genoemd. Ook is er geen inzicht in de waterdichtheid van stortvoegen onder waterdruk, en speelt het probleem van scheurvorming door krimp.

Door een moot middels een aantal verticale stortvoegen op te delen, is er een voorspelbare *kleine* winst te behalen, de kwaliteitswinst is (nog) onzeker.

10 Conclusies en Aanbevelingen

Conclusies:

Doel van het onderzoek was een antwoord geven op de vraag waarom er dilatatievoegen in afzinktunnelementen worden toegepast. Daartoe was het noodzakelijk voor dilatatie bepalende invloedsfactoren te onderkennen en te kwantificeren.

In deze studie is geïnterpreteerd welke fenomenen eisen stellen aan de maximale voegafstand (in feite de mate waarin een element gedilateerd moet worden). Voor elk fenomeen afzonderlijk zijn vervolgens modellen opgezet. Met deze modellen moest het mogelijk zijn om onder bepaalde omstandigheden (zoals de conditie van de fundering, de temperatuurbelasting, de treksterkte van beton, de levensfase en de afzinkdiepte), een uitspraak te doen over de maximaal toelaatbare voegafstand.

Eén van de belangrijkste punten waar in het onderzoek van uitgegaan is, is het veronderstellen dat een scheur in het beton ontoelaatbaar is. Bovendien is gesteld dat het langswapeningspercentage van beton in langsrichting te laag is. Daarom is ervoor gezorgd dat het beton zich in de lineair elastische fase zou bevinden. Er is derhalve vanuitgegaan dat de treksterkte van beton niet overschreden mocht worden en dat resulteerde in het criterium dat de normaalspanning niet groter mocht worden dan 700, 1200 of 1400 kN/m².

Geconcludeerd kan worden dat van de temperatuurseffecten de seizoensinvloed (het toe- of afnemen van de gemiddelde temperatuur in de bouw- of afgezonken fase) niet de zwaarste eisen stelt aan de maximaal toelaatbare mootlengte. Bij een veiligheid van 2 voor de rekenwaarde van de betontreksterkte ($\sigma_{toel} < 700 \text{ kN/m}^2$) en bij de laagste waarde voor de beddingsconstante ($k = 0,5 \cdot 10^4 \text{ kN/m}^3$) mag de moot in de bouwfase **40 meter** lang worden. Pas bij hoge bovenbelastingen kan de afgezonken fase maatgevend worden.

De spanningen worden vooral bepaald door het excentrisch aangrijpen van de wrijving. Het buigend moment dat optreedt door een wijziging in de verdeling van de funderingsdruk, blijkt de spanning in de betondoorsnede met een factor 5 tot 10 te reduceren.

Deze wijziging in funderingsdruk treedt ook op na belasting van de moot met een temperatuurgradiënt over de hoogte van de tunnel. Verondersteld is dat dit alleen in de bouwfase kan optreden. De moot wil krommen, maar de fundering verhindert dit in meer of mindere mate, afhankelijk van de k-waarde. De spanningen die daardoor in de vloer of het dak van de moot ontstaan nemen toe bij een hogere k-waarde. Bij een stijve fundering en een temperatuurgradiënt van 20 graden laat dit fenomeen een maximale mootlengte van 27 meter toe. Onder Nederlandse omstandigheden (k-waarden $< 10 \cdot 10^4 \text{ kN/m}^3$) voor de ondergrond neemt dit snel toe tot **31 meter** of langer. Wordt de moot echter belast met een lagere temperatuur dan neemt bij lage k-waarden de toelaatbare mootlengte toe met ongeveer 5 meter, terwijl bij hoge k-waarden dit het verschil bijna teniet is gedaan.

Primaire en secundaire scheuren in de wand van de moot ten gevolge van het zogenaamde hydratatie-effect, worden voorkomen door het onverharde beton te koelen. Bij mootlengtes groter dan 0,7 tot 1,5 keer de wandhoogte (zoals in de huidige tunnelontwerpen) is dilatatie niet meer hét middel om scheuren te voorkomen. Er kunnen dan altijd primaire scheuren ontstaan, zodat er extra maatregelen nodig blijven. Dilatatie kan in dat geval nog slechts een deel van de spanningen reduceren, namelijk het deel bovenin de wand nabij de voegconstructie. Het hydratatie-effect stelt derhalve geen maatgevende eisen aan de voegafstand.

Naast de temperatuureffecten stellen ongelijkmatige zettingen in de afgezonken fase ook eisen aan de voegafstand. De modellering die gehanteerd is beschrijft drie situaties, waarin onder een moot over een bepaalde lengte (de mankementlengte) de funderingsdruk geheel wegvalt. In de modellering worden alleen situaties beschreven, waarbij de funderingsdruk symmetrisch vanuit het midden van de moot, danwel symmetrisch vanuit de voeg wegvalt. Dit blijkt nog een onvolledig beeld te geven voor de situaties die in werkelijkheid op zouden kunnen treden. Wel geven de modellen inzicht in het probleem, en indicaties voor dergelijke situaties.

In het geval dat het mankement symmetrisch vanuit het midden van de moot ontstaat, kan via voegdwaarskrachten maximaal het gewicht van een 40 meter lange moot + 1 meter gronddekking door de tandconstructie worden overgedragen. Met andere woorden: onder een 40 meter lange moot mag de funderingsdruk over de gehele lengte wegvallen. Bij dat mankement mag de moot zelf nog langer worden voordat deze bezwijkt door het bereiken van de maximale hoofdtrekspanning.

Voor mankementen die symmetrisch vanuit de voeg ontstaan blijkt volgens de modellering dat in het huidige ontwerp van afzinktunnels ($L_{\text{moot}} = 25$ meter) een mankement van ongeveer 37 meter toelaatbaar is:

Met toenemend mankement verschuift het drukpunt van de Gina-kracht. Zodra dit punt buiten de doorsnede komt te liggen gaan de voegen open staan. Dit treedt op bij een mankement van 33 meter. De momentcapaciteit uit Gina-kracht is dan verbruikt, er ontstaat een mechanisme. De moot vindt vervolgens inklemmingscapaciteit in de resterende (intact zijnde) fundering. Deze mag nog wegvallen tot een mankement van 37 meter is ontstaan

Voor grotere mootlengtes nemen deze waarde af. Onder twee moten van **33 meter** bijvoorbeeld, gaan de voegen gapen bij een mankement van 23 meter, en mag daarna toenemen tot 34 meter. Als het mankement verder toeneemt blijkt de funderingsdruk negatief te worden, en is het model niet meer toereikend. Of een moot van 33 meter kan worden toegepast hangt af van de vraag welk mankement maximaal verwacht wordt.

De gapingen blijken bij een k-waarden van $0,5 \cdot 10^4$ kN/m³ of hoger niet maatgevend te worden.

Voor een moot van 33 meter lengte en voor 3 verschillende k-waarden is bepaald hoe groot de gesuperponeerde trekspanning maximaal kan worden. Deze blijkt niet groter te zijn dan 1300 kN/m². Dat is kleiner dan de rekenwaarde van de treksterkte van beton B35. Impliciet wordt hier vanuit gegaan dat een mankement niet groter wordt dan 23 tot 34 meter.

Of het maken van langere tunnelmoten, om de ongewenste dilatatievoegen in aantal te verminderen, uiteindelijk in de kosten scheelt is van een aantal factoren afhankelijk. Winst door het toepassen van een langere tunnelmoot is alleen te behalen door verticale stortvoegen toe te passen. Als geen verticale stortvoegen worden toegepast nemen de kosten van de kist veel meer toe dan de besparing op dilatatie oplevert.

Als het toepassen van verticale stortvoegen constructief gezien mogelijk is, en als de maatregelen die eventueel nodig zijn om dit constructief mogelijk te maken lagere kosten met zich meebrengen dan het aanbrengen van dilatatievoegen, dan is er in ieder geval een winst van één of enkele tonnen te behalen. Deze winst wordt voornamelijk gehaald uit het vaker repeteren van de kist.

De kwaliteitsverbetering die met het toepassen van stortvoegen i.p.v. dilatatievoegen gepaard kan gaan, zorgt voor een kleinere kans op lekkage. Als er lekkage optreedt, wat bij 33% van de tunnels met geïnjecteerd voegenband voorkwam, zijn de reparatie-kosten hoog.

Het toepassen van een hoger wapeningspercentage brengt een zeer grote stijging van de kosten met zich mee.

Een tunnelontwerp met een minimum wapeningspercentage en moten van 33 meter met verikale stortvoegen is altijd duurder dan een tunnel zoals hedentendage wordt ontworpen.

Samengevat:

Wordt er geen scheurvorming in tunnelmoten toegelaten, dan zijn dilatatievoegen noodzakelijk. De maximale mootlengte is afhankelijk van het verwachte funderingsmankement. Is het mankement maximaal 34 meter, dan mogen onder de genomen uitgangspunten moten van 33 meter worden toegepast. Deze zijn echter niet zonder meer economisch.

Aanbevelingen:

Het dient aanbeveling om de modellen van de zettingen uit te breiden voor niet symmetrische mankementen en voor situaties dat de funderingsdruk negatief wordt.

Het zou bovendien interessant zijn om model C uit te breiden voor het geval er een beperkte zetting optreedt, waarbij na wegvallen van de funderingsdruk over een bepaalde lengte, de moten roteren en weer een fundering vinden. Dit is ongetwijfeld een gunstiger situatie dan die zich in het onderzochte model voordoet.

Ook de kans waarop zich over een bepaalde lengte een funderingsmankement voordoet kan onderzocht worden.

Daarnaast kan nog onderzocht worden wat er voor maatregelen te nemen zijn, als middels meten blijkt dat er een bepaalde zetting optreedt.

Er wordt aanbevolen te onderzoeken wat de spanningsontwikkeling is in stortvoegen bovenin de wand onder doorvoer van wapening. Eventuele maatregelen om scheurvorming te voorkomen dienen daarbij te worden betrokken (koelen, wapening).

Het ontwerp van de voegconstructie heeft een bepaalde ontwikkeling ondergaan. Met betrekking op de waterdichtheid, dwarskracht-overdracht en vrijheidsgraden wordt aanbevolen om te onderzoeken of een geheel nieuw ontwerp tot de mogelijkheden behoort.

De geldigheid van de veronderstelde treksterkte van beton zou onderzocht moeten worden. Vervolgens kan ook de geldigheid van de veronderstelde temperatuurbelasting aan verder onderzoek onderworpen worden. Wel wordt met betrekking op dat laatste vermeld dat voor de temperatuurbelasting een redelijk reële waarde is gekozen.

Voor de optredende spanningen tenslotte, is alleen de belasting in langsrichting meegenomen, en is de moot geschematiseerd als een (ongescheurde) ligger. Spanningen door belasting in dwarsrichting zijn niet meegenomen terwijl in werkelijkheid in dwarsrichting zeker gescheurd beton optreedt. Aangezien een moot een 3-D constructie is, is het interessant om bijvoorbeeld met een eindige elementen methode de invloed van zettingen op dilatatie te bepalen.

Literatuurlijst

- Bellis J. *Tunnel onder het IJ, deel 2*
Afstudeerverslag, TUD, CT, 1995
- Breugel K. van *Temperatuureffecten in betonconstructies*
Dictaat G27 deel B, TUD, CT, 1995
- Breugel K. van *Het ontwerpen van duurzame en uitvoerbare betonconstructies in de waterbouw*
Stichting postacademisch onderwijs, 1994
- Bruggeling A.S.G. *Theorie en praktijk van het gewapend beton*
VNC, 's Hertogenbosch, 1986
- Commissie *Scheurvorming door krimp en temperatuurwisseling in wanden*
CUR rapport 85, 1978
- Commissie *Scheurvorming in jong beton*
CUR rapport 88, 1977
- Glerum A. *Waterbouwkundige Kunstwerken*
Dictaat f9, TUD, CT, 1992
- Glerum A. *Waterbouwkundige Kunstwerken B.O.*
Dictaat f9c, TUD, CT, 1992
- ITA working group *Immersed and Floating Tunnels*
Pergamon Press Ltd, 1993
- Klawns, Haack *Tiefbaufugen, fugen und fugenkonstruktionen im Beton- und Stahlbetonbau*
Ernst & Sohn, 1990
- Reinhart H.W. *Beton als constructiemateriaal, eigenschappen en duurzaamheid*
Delftse Universitaire Pers, 1985
- Stiksma K. *Tunnels in Nederland*
Bouwdienst R.W.S., 1987
- Studiecel 17 *Bekistingsconstructies van tunnels in Nederland*
Stubeco, 1981
- Studiecel 27 *Stortnaden*
Stubeco, 1983

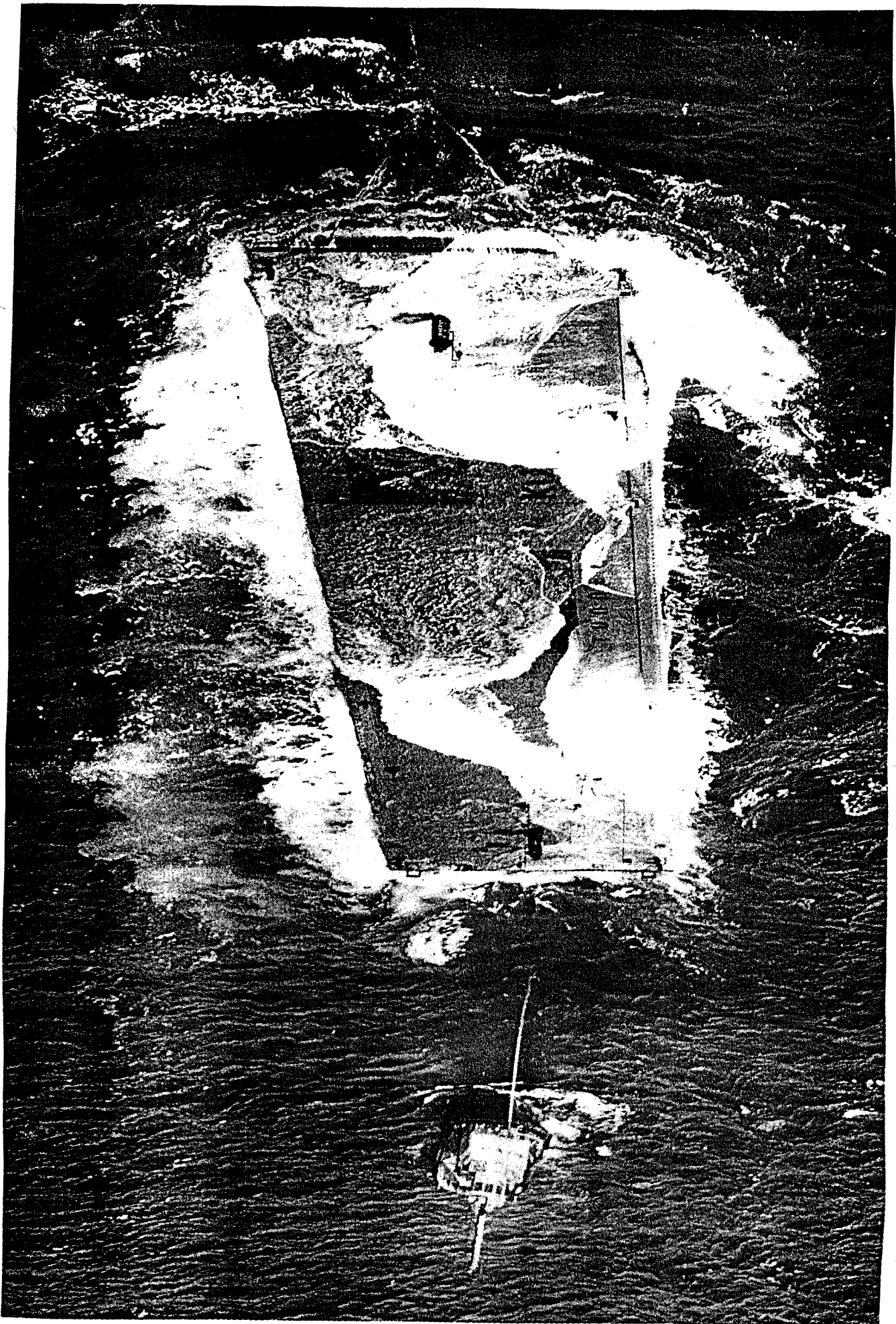
- Studiegroep KIVI *Temperatuursinvloeden op tunnelconstructies*
KIVI, 1973
- Verruijt A. *Grondmechanica*
VSSD Delft, 1983
- Vos Ch.J.
Jager H.C. *Uitvoeringstechnologie van betonconstructies*
Dictaat g22, TUD, CT, 1993
- Walraven J.C. *Gewapend beton*
Dictaat g20, TUD, CT, 1994
- Walraven J.C. &
Galjaard J.C. *Voorgespannen beton*
Dictaat g23, TUD, CT, 1993
- Werkgroep *Onderzoek waterdichtheid van dilatatievoegen waarbij Vredestein*
voegbanden type W9U cq. W9Ui zijn toegepast
Intron, rapportnr. 91455 en 92061, i.o.v. Bouwdienst R.W.S, 1992

Ontwerpnota's

- de Weger -*Werkplan ontwerp tunnelementen*
Combinatie PHT vof, 1992
- Strukton betonbouw
Maarssen -*Ontwerpnota Wijkertunnel*
1993, 1994 -*Belastingen t.b.v. doorsnede-berekeningen*
 -*Transportvoorspanning*
 -*Dwarskracht in mootvoegen*
 -*Doorslijpen voorspanning*
 -*Vervorming dilatatievoegvlakken*
 -*Werkplan injecteren dilatatievoegvlakken*

Gesprekken

W.A. de Bruijn, Bouwdienst R.W.S.
R. Camerik, TEC
D. de Groot, Strukton Betonbouw
L. Leeuw, Bouwdienst R.W.S
G.L. Tan, Bouwdienst R.W.S.
H. de Wit, De Weger



...in afzinktunnels

Bijlage 1:

Historisch overzicht Nederlandse afzinktunnels

Bijlage 1: Overzicht Nederlandse Afzinktunnels

Om inzicht te krijgen in de ontwikkeling van de bouw van afzinktunnels in Nederland, zijn er van 15 tunnels gegevens verzameld. Hierbij is vooral gekeken of er enige vorm van bekleding werd toegepast, of de wanden gekoeld werden, en of er voegenband is toegepast.

1. De Maastunnel (1942) bestaat uit 9 zinkelementen van elk 61,35 meter lengte. Elk zinkelement is rondom aan de buitenzijde bekleed met een waterdicht aaneengelaste stalen mantel., waarop als bescherming een schil van beton. Na afzinken zijn over de zinkvoegen de stalen mantels aaneengelast.
2. De Noord-Zuidlijn van de metro Rotterdam (1966) heeft een afgezonken gedeelte van 3,2 kilometer lengte. Er zijn 8 zinkelementen van 90 meter en 4 elementen van van 75 meter lengte gemaakt. Elk zinkelement is opgebouwd uit moten van 15 meter. De moten zijn als één geheel gestort. De vloer is waterdicht bekleed door een staalplaat met een betonlaag. De wanden en het dak zijn bekleed met een laag bitumen. Alleen het dak is weer beschermd met een laag beton. Alle verticale stortvoegen zijn voorzien van rubber-metalen voegstroken.
3. De Coentunnel (1966) bestaat uit 6 zinkelementen van elk 90 meter lengte. Elk zinkelement is samengesteld uit 5 moten, die door het storten van 1,20 meter brede voegen werden samengevoegd. De constructie is omhuld met een waterdichte asfaltbekleding. De asfaltbekleding is aan de buitenkant beschermd door gewapend beton voor de vloer en het dak en een blijvende houten bekisting voor de wanden.
4. De Beneluxtunnel (1967) bestaat uit 8 zinkelementen van 93 meter lengte . De zinkelementen zijn uitgevoerd in vijf moten van 18,60 meter lengte. In de stortvoegen zijn rubbermetalen voegstroken aangebracht. De tunnel is aan de buitenzijde bekleed met een waterdichte laag die beschermd is door een betonschil, welke is verankerd met tellerankers.
5. Het afgezonken gedeelte van de IJ-tunnel (1968) bestaat uit 9 zinkelementen, waarvan de meeste zo rond de 91 meter lang zijn. Elk element was door twee tijdelijke voegen onderverdeeld in 3 moten van ongeveer 30 meter. Onder iedere voeg wordt de tunnel gefundeerd door een groep palen. Op het moment dat het element daar daadwerkelijk op afgezonken was, zijn de voegen gevuld met beton. De onderzijde en de zijwanden zijn voorzien van een 8 mm dikke stalen beplating. Het dak is bekleed met een gewapende asfaltlaag met daarover heen een beschermende betonlaag.
6. De vijf afzinkelementen van de Heinenoordtunnel (1969) zijn uitgevoerd in 6 moten van ongeveer 19 meter lengte. In de stortvoegen zijn rubbermetalen voegstroken aangebracht. De tunnel is rondom voorzien van een waterdichte bekleding. Onder de bodem bestaat deze uit stalen platen, tegen wanden en dak uit een een asfaltlaag beschermd door een betonschil.
7. Het afgezonken gedeelte van de Vlakte-tunnel (1975) bestaat uit 2 zinkelementen van 125 meter lengte opgebouwd uit 6 moten. Aan de buitenzijde van de tunnel is geen waterdichte bekleding meer aangebracht. Wel zijn de wanden tijdens het verharden gekoeld om scheurvorming zoveel mogelijk te beperken.

8. De Drechttunnel (1977) bestaat uit drie zinkelementen van 115 meter lengte. Elk zinkelement is uitgevoerd in 6 delen van 19 meter lengte. In de stortvoegen zijn rubber-metalen voegstroken aangebracht. De tunnel heeft aan de buitenzijde een waterdichte bekleding, onder de bodem bestaat deze uit stalen platen, tegen de wanden en op het dek uit een asfaltlaag, die beschermd is door een betonschil.

9. De afzinkelementen van de Kiltunnel (1978) zijn circa 110 meter lang en bestaan uit moten met een lengte van 18 meter. In de stortvoegen zijn rubbermetalen voegstroken aangebracht. Aan de buitenzijde van de tunnel is geen waterdichte bekleding aangebracht. Wel zijn de wanden ter plaatse van de stortvoeg bij de vloeraansluiting gekoeld.

10. Het gesloten gedeelte van de Prinses Margriettunnel (1978) is uitgevoerd als één zinkelement van 77 meter. Het element bestaat uit vier moten en is gebouwd in een afrit van de tunnel. In de voegen zijn rubber metalen voegstroken ingestort en aan de buitenzijde van de dilatatievoegen zijn zogenaamde dubbeldam profielen aangebracht. Het element is aan de buitenzijde bekleed met een waterdichte bekleding, welke op het dak is beschermd door een laag beton.

11. Voor de Botlektunnel (1980) zijn 5 zinkelementen gemaakt, waarvan 4 stuks 105 meter en één stuks 87,5 meter lang. Elk zinkelement is uitgevoerd in moten van 17,50 meter lengte. Voor de waterdichtheid zijn alle horizontale stornaden bekleed met een asfaltstrook van 0,50 meter breedte en alle mootvoegen met een butylrubberstrook van 0,27 meter breedte. Verder zijn alle verticale stortvoegen voorzien van ingestorte rubber-metalen voegstroken., en de horizontale stortvoegen van staalplaten. De stortvoegen van de vloergedeelten zijn aan de buitenzijde bovendien voorzien van een Dubbeldam profiel. Om scheurvorming in de wanden te voorkomen is het beton tijdens de verhardingsfase gekoeld.

12. De Hemspoortunnel (1980) bestaat uit vier elementen van 268 meter en drie elementen van 134 meter, opgebouwd uit moten van circa 22 meter. De tunnel heeft geen waterdichte bekleding maar de wanden werden tijdens de verharding gekoeld. In de dilatatievoegen zijn rubber-metalen voegstroken ingestort.

13. De Tunnel onder de Noord (1992) bestaat uit drie elementen van 130 meter en één van 100 meter die zijn opgedeeld in elementen van circa 25 meter. Er is geen buitenbekleding toegepast, er is echter wel gekoeld. De dilatatievoegen zijn voorzien van een rubber-metalen voegstrook.

14. Voor de Wijkertunnel (1996) zijn 6 zinkelementen gemaakt van 100 meter lengte bestaande uit moten van circa 25 meter. De dilatatievoegen zijn voorzien van rubber-metalen voegstroken en er is gekoeld.

15. De Piet Heintunnel (1997) bestaat uit 8 elementen van 160 meter lengte. De elementen zijn opgebouwd uit moten van circa 26 meter. In de dilatatievoegen zijn staal-rubber profielen ingestort en de wanden zijn gekoeld.

Resumé:

Tunnel	bouwjaar	element L	moot I	mantel / bekleding	koeling	rubber voeg- strook
1. Maas	'37 - '42	61		X	-	-
2. Metro R'dam	'60 - '66	90/75	15	X	-	X
3. Coen	'61 - '66	90	17	X	-	-
4. Benelux	'62 - '67	93	18,6	X	-	X
5. IJ	'61 - '68	91	30	X	-	?
6. Heinenoord	'65 - '69	115	19	X	-	X
7. Vlakte	'72 - '75	125	21	-	X	?
8. Drecht	'73 - '77	115	19	X	-	X
9. Kil	'74 - '78	110	18	-	X	X
10. Pr. Magriet	'74 - '78	77	19,6	X	-	X
11. Botlek	'76 - '80	105	17,5	X	X	X
12. Hemspoor	'76 - '80	268/134	22	-	X	X
13. Noord	'89 - '92	130/100	25	-	X	X
14. Wijker	'93 - '96	100	25	-	X	X
15. Piet-Hein	'93 - '97	160	26	-	X	X

Vóór de Vlakte-tunnel (1975) zijn alle afzinktunnels met één of andere vorm van waterdichte bekleding gebouwd.

De Vlakte-tunnel was de eerste tunnel waarvan de wanden gekoeld werden als alternatief voor de waterdichte bekledingen. Deze tunnel luidde een soort overgangperiode in, die tot eind jaren '70 duurde. De Botlektunnel (1980) is de laatste tunnel die van een bekleding over de stortnaden is voorzien.

Vanaf de Hemspoortunnel in 1980 zijn alle tunnels zonder waterdichte bekleding gemaakt.

Opgemerkt dient te worden dat alle tunnels (auto-)verkeerstunnels zijn, behalve de Metro-tunnel Rotterdam. Deze laatste verschilt in nog meer aspecten, namelijk dat de moten als één geheel zijn gestort, en dat hij gefundeerd is op palen. Ook de IJ-tunnel is op palen gefundeerd. Alle andere tunnels zijn op zand gefundeerd.

Bijlage 2:

Spreadsheet

BIJLAGE		2-A							
Algemene gegevens									
Beton		Water			Grond				
35	f _{ck}	9.81	kN/m ³	16	kN/m ³	droog			
24	kN/m ³			20	kN/m ³	nat			
320	kg cem./m ³								
31250	N/mm ²								
Dwarsdoorsnede									
		(m)							
d1	1.5	b1	31.5	hinw	5.25				
d2	1.0	b2	30.0	htot	7.75				
d3	1.0	b3	12.9						
d4	0.5	b4	1.2						
		b5	0.75						
Oppervlaktes									
vloer dwars	47.25	m ²	x'	15.75	m	van uiterst links			
dak dwars	30.00	m ²	y'	3.41	m	van onderkant vloer			
wand dwars	5.25	m ²							
binnenwand	2.63	m ²	Traagheidsmoment						
beton opp.	93.00	m ²	I	832.28	m ⁴				
Lengte									
vloer opp.	100	m	Weerstandsmoment						
	3150	m ²	Wb	191.67	m ³				
			Wo	244.23	m ³				

BIJLAGE 2-D										
Zettingsgedrag										
trghdsmom I	832									
snede	b(a)	S(a)	S(a) / (b(a)*I)		e					
boven I	30	61	2.46E-03		-3.8					
boven II	30	115	4.62E-03		-3.3					
boven III a	6.2	115	1.69E-02		-3.3					
boven III b	3	123	4.91E-02		-2.8					
zwaartepunt	3	149	5.96E-02		0.0					
onder III	3	126	5.03E-02		1.9					
onder II	31.5	126	4.79E-03		1.9					
onder I	31.5	72	2.73E-03		3.4					
Model A:	Model A:	Model A:	Model A:	Model A:	Model A:	Model A:	Model A:	Model A:	Model A:	Model A:
Dwarsopp.	235	m2	Omtrek	76	m2					
Fgin	14,105	kN	Sigm-gin	187	kN/m					
Betonopp.	93	m2								
Sigma-gina	152	kN/m2	Pfund.	15.8	kN/m2					
			Qeg	497	kN/m'					
(WIJKERTUNNEL DIEPSTE PUNT 27 M)										
afzinkdiepte		d=	10	d > htot						
mootlengte		L=	59.6	m						
mankementlengte		x=	50	m						
Pfund =	15.78	kN/m2								
g=	496.93	kN/m	y*g =	9396.36	kN					
y=	18.91	m	x*g*=	24846.74	kN					
b=	31.5	m	(-x) =	9.60	m					
deltaPfund =	20.02	kN/m2								
deltaPfund =	-10.01	kN/m2								
		Model A	Moot B links	Moot B rechts	Moot A links	Moot A rechts				
		Pfund=	15.78	15.78	15.78	15.78				
		dPfund=	-10.01	20.02	20.02	20.02				
		Pfund modA=	5.77	35.80	35.80	35.80				
		k=	5000							
		verplaats.	1.15	7.16	7.16	7.16				
		verschil								
		absoluut	6.01	mm	n.v.t.	n.v.t.				
		relatief	0.10	mm/m'	n.v.t.	n.v.t.				
		Wijkertunnel-	0.16	mm/m'	n.v.t.	n.v.t.				
moot A:		- V -		- M -						
1 x=0		9396	kN	0	kNm					
2 x=0,5*(L-x)		12423	kN	52367	kNm					
3 x=0,5*L		0	kN	207660	kNm					
moot B:										
1 x=0		0	kN	0	kNm					
2 x=0,33*L		3132	kN	-41483	kNm					
3 x=0,50*L		2349	kN	-70003	kNm					
4 x=0,67*L		0	kN	-82966	kNm					
5 x=L		9396	kN	0	kNm					
		d=	10	ygA	9396					
INTERFACE		L=	59.6	ro-toel	700	deltaPfund	20.0			
		x=	50	(Sigma-gin)	-152					
		M=	Sigm-max=	V=	M=	Sigm-max=	V=	M=	Sigm-max=	V=
		52367	700	12423	207660	700	0.0	-70003	700	2349
e	Sigm-mom	Sigma	Vmax	Sigm-mom	Sigma	Vmax	Sigm-mom	Sigma	Vmax	
-3.8	-242	-393	355863	-959	-1110	457896	323	171	247406	
-3.3	-210	-362	186762	-834	-986	235293	281	129	136894	
-3.3	-210	-362	51048	-834	-986	64313	281	129	37418	
-2.8	-179	-331	17307	-709	-861	21300	239	87	13344	
0.0	0	-152	12958	0	-152	12958	0	-152	12958	
1.9	120	-32	14229	476	324	10196	-160	-312	16736	
1.9	120	-32	149403	476	324	107057	-160	-312	175724	
3.4	214	63	244385	850	699	11498	-287	-438	326623	
Model B:	Model B:	Model B:	Model B:	Model B:	Model B:	Model B:	Model B:	Model B:	Model B:	Model B:
Dwarsopp.	235	m2	Omtrek	76	m2					
Fgin	14,105	kN	Sigm-gin	187	kN/m					
Betonopp.	93	m2								
Sigma-gina	152	kN/m2	Pfund.	15.77571	kN/m2					
			Qeg	496.9349	kN/m'					
afzinkdiepte		d=	10	d>htot						
mootlengte		L=	25	m						

	manke ment	x=	15.28	m						
Pfund=	15.78	kN/m2								
g=	497	kN/m	y*g=	2972						
y=	5.98	m	x*g=	7593						
b=	31.5	m	(l-x)=	9.72						
deltaPfund=	15.09	kN/m2								
deltaPfund=	-7.55	kN/m2								
	Model B	moot B links	oot B rechts	Moot A links	oot A rechts					
Pfund=	15.78	15.78	15.78	15.78	15.78					
dPfund=	-7.55	15.09	15.09	15.09	15.09					
Pfund modB=	8.23	30.87	30.87	30.87	30.87					
	k=	5000								
	verplaats.	1.65	6.17	n.v.t.	n.v.t.					
	verschil	4.53	mm	verschil	n.v.t.					
	absoluut	0.18	mm/m'	n.v.t.	n.v.t.					
	relatief	0.16	mm/m'	n.v.t.	n.v.t.					
	Wijkertunnel-	0.16	mm/m'	n.v.t.	n.v.t.					
	- V -	- M -	- M -							
moot A:		sit.1	sit.2	sit.3						
1 x=0	2972	0	-48067							
2 x=l-x	7593	51345	3278							
3 x=l	0	109357	61248	model C!						
moot B:										
1 x=0	0	0	-48067							
2 x=0,33*L	991	-5503	-53570							
3 x=0,50*L	743	-9286	-57354							
4 x=0,67*L	0	-11006	-59073							
5 x=L	2972	0	-48067	model C!						
	3 03 >	0.18	y/L=	0.24	0	3.41				
	d=	10	ro-toel=	700	a=	4.34	situatie 2	aantal fout=		
	L=	25	sigma-gin=	-152	c=	7.75		0		
	x=	15.28	deltaPfun=	15.09	htot=	7.75	goed			
	situatie 2	x = 0	moot A	situatie 2	x = l - x	moot A	situatie 2	x = l	moot A	
	M=	-48067	V=	2972	M=	3278	V=	61248	M=	0
e	Sigm-mom	Sigma	Vtoel	Sigm-mom	Sigma	Vtoel	Sigm-mom	Sigma	Vmax	
	-3.8	222	70	270071	-15	-167	316846	-283	-434	362473
	-3.3	193	41	147082	-13	-165	168539	-246	-398	189873
	-3.3	193	41	40202	-13	-165	46067	-246	-398	51899
	-2.8	164	12	14137	-11	-163	15837	-209	-361	17560
	0.0	0	-152	12958	0	-152	12958	0	-152	12958
	1.9	-110	-262	16315	8	-144	15284	140	-11	14029
	1.9	-110	-262	171303	8	-144	160481	140	-11	147309
	3.4	-197	-348	313473	13	-138	280289	251	99	237310
		0	0		0	0		0	0	
		70	12958		-138	12958		99	12958	
		\$A:\$D\$330	\$A:\$E\$334		\$A:\$G\$337	\$A:\$H\$334		\$A:\$J\$337	\$A:\$K\$334	
Model C:	Model C:	Model C:	Model C:	Model C:	Model C:	Model C:	Model C:	Model C:	Model C:	Model C:
	L=	25	g=	496.93						
	b=	31.5								
	z=	3.9	z^2=	15.21						
	s=	5.82								
	s^2=	33.87								
	y=	-6.24								
	deltaPfundb=	68.92		-98.52						
	deltaPfundc=	84.68		-98.52						
	Model C	moot B links	oot B rechts	Moot A links	oot A rechts					
Pfund=	15.78	15.78	15.78	15.78	15.78					
dPfund=	7.88	-15.76	-15.76	153.60						
Pfund modC=	23.66	0.01	0.01	169.37						
	k=	5000	3.16							
	verplaats.	4.73	0.00	0.00	33.87					
	verschil	-4.73	mm	33.87	mm					
	absoluut	-0.19	mm/m'	1.35	mm/m'					
	relatief	0.16	mm/m'	0.16	mm/m'					
	Wijkertunnel-			19.18	3.0688	zetting v grond				
moot A:	- V -	- M -								
1 x = 0	-3103	-48067								
2 x = l-x-z = s	9531	-44421								
3 x = l	0	61248								

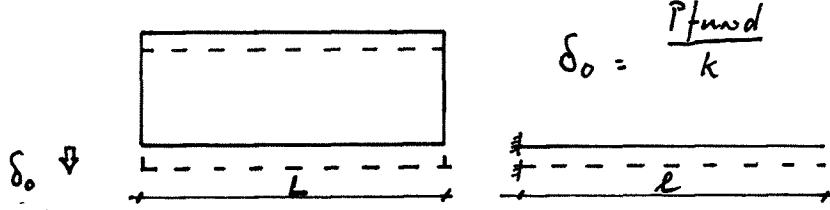
moot B:											
1	x=0				dwarsopp=	235					
2	x=0,33*L				betonopp=	93					
3	x=0,50*L				Fgin=	14105					
4	x=0,67*L				sigm-gin=	152					
5	x=L										
		ModelB	x=	l=				y			
			15,28	25	1,35	A		-6,24			
		d=	10				0	fout(en)	ygB	2971,652	
		Lb=	25	ro-toel	700		y/L	-0,25	ygC	-3103,32	
		Lc=	25	sigma-gin	-152		0	0	deltab	0	
		z=	3,9	mankement=	38,36		x=	15,28			
		M=		V=				V=	M=	V=	
			-48,067		-3,103				9,531	61,248	
					-44,421					0	
	e	Sigm-mom	Sigma	Vtoel	Sigm-mom	Sigma	Vtoel	Sigm-mom	Sigma	Vtoel	
		-3,84	222	70	270071	205	53	273657	-283	-434	362473
		-3,34	193	41	147082	178	27	148708	-246	-398	189873
		-3,34	193	41	40202	178	27	40647	-246	-398	51899
		-2,84	164	12	14137	152	0	14264	-209	-361	17560
		0,00	0	-152	12958	0	-152	12958	0	-152	12958
		1,91	-110	-262	16315	-102	-253	16244	140	-11	14029
		1,91	-110	-262	171303	-102	-253	170557	140	-11	147309
		3,41	-197	-348	313473	-182	-334	311233	251	99	237310
				0	0		0	0		0	0
		maatgevend:	70	12958		53	12958		99	12958	
			\$A:\$D\$390	\$A:\$E\$394		\$A:\$G\$390	\$A:\$H\$394		\$A:\$J\$397	\$A:\$K\$394	

Bijlage 3:

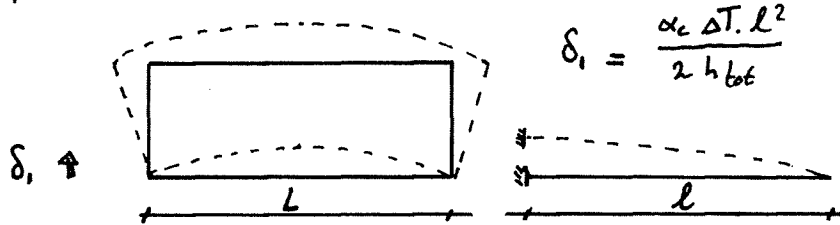
Bolle kromming

Modellering bolle kromming

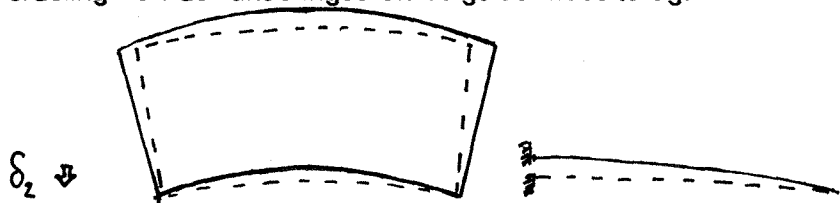
Door het eigen gewicht van de moot zal deze in de verende bedding zakken.



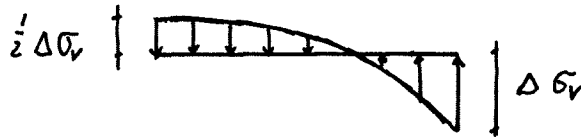
Door het temperatuurverschil zal de moot krommen.



Door de herverdeling van de funderingsdruk buigt de moot terug.



De herverdeling van de funderingsdruk wordt als volgt geschematiseerd



$$\begin{aligned} \Delta \sigma_v &= k \cdot \delta_1 / (k \cdot f + 1/2) \\ f &= 46 \cdot 10^{-3} \cdot l^4 / EI \\ \delta_2 &= f \cdot \Delta \sigma_v \end{aligned}$$

Zodra $1/2 \Delta \sigma_v > P_{fund}$, dan wippen de uiteinden van de moot op, en geldt de modellering niet meer.

Het moment is maximaal in het midden van de tunnel ($x=0$) en geeft trek ter plaatse van de vloer.

$$\begin{aligned} M_{x=0} &= -1/2 \Delta \sigma_v \cdot l \cdot 1/2 l \\ &= -1/4 \Delta \sigma_v \cdot l^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{x=0} &= 1/4 \cdot (1/2 \cdot \Delta \sigma_v) \cdot l^2 \\ &= 1/8 \Delta \sigma_v \cdot l^2 \end{aligned}$$

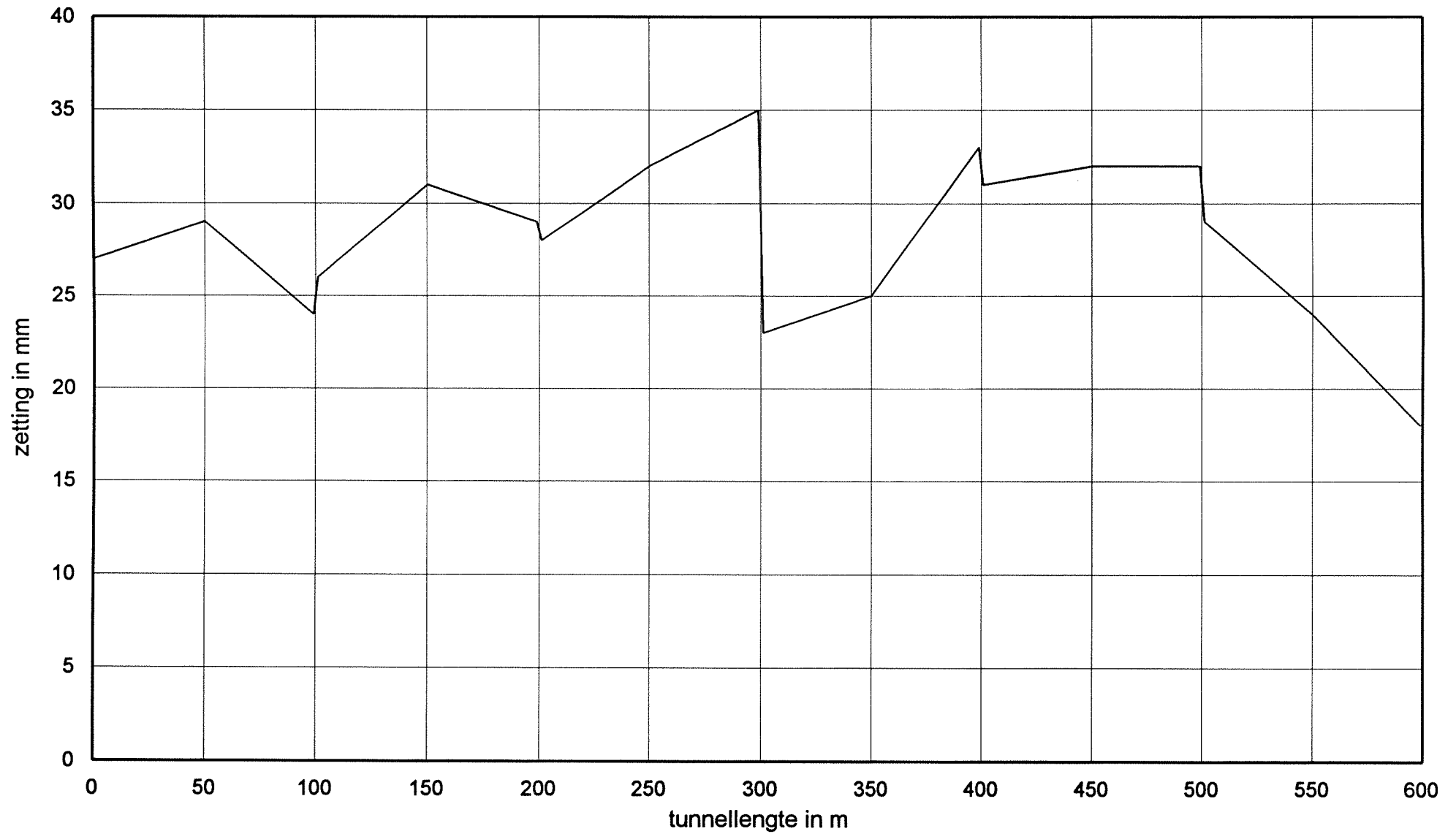
$$\begin{aligned} \text{Totaal:} \\ M_{x=0} &= 1/8 \Delta \sigma_v \cdot l^2 \end{aligned}$$

Bijlage 4:

Zettingen van de Wijkertunnel

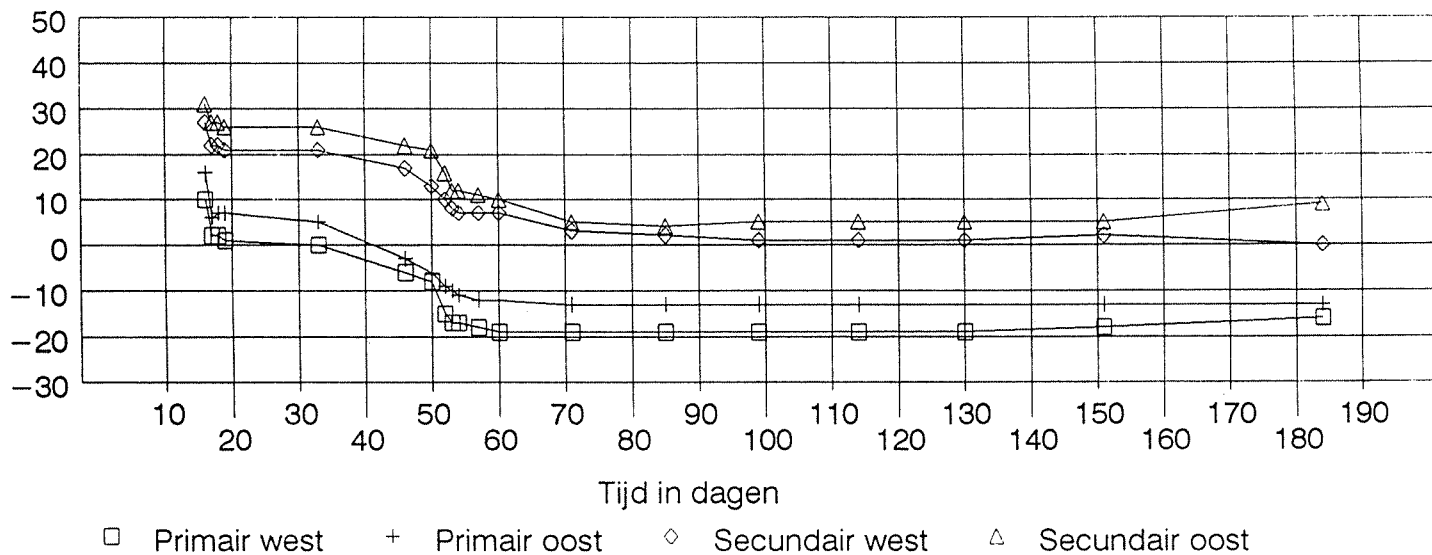
Zettingen Wijkertunnel

per 21 - 12 - 1995



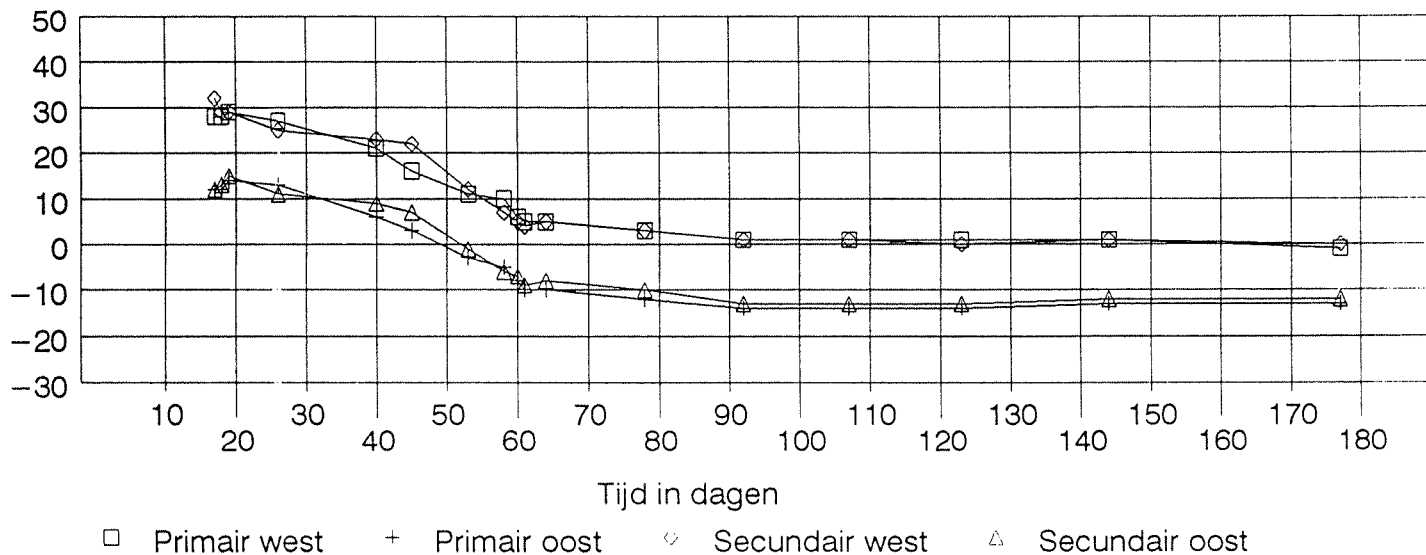
TUNNEL-ELEMENT 1
datum 21-12-1995

Hoogte t.o.v. theoretisch NAP



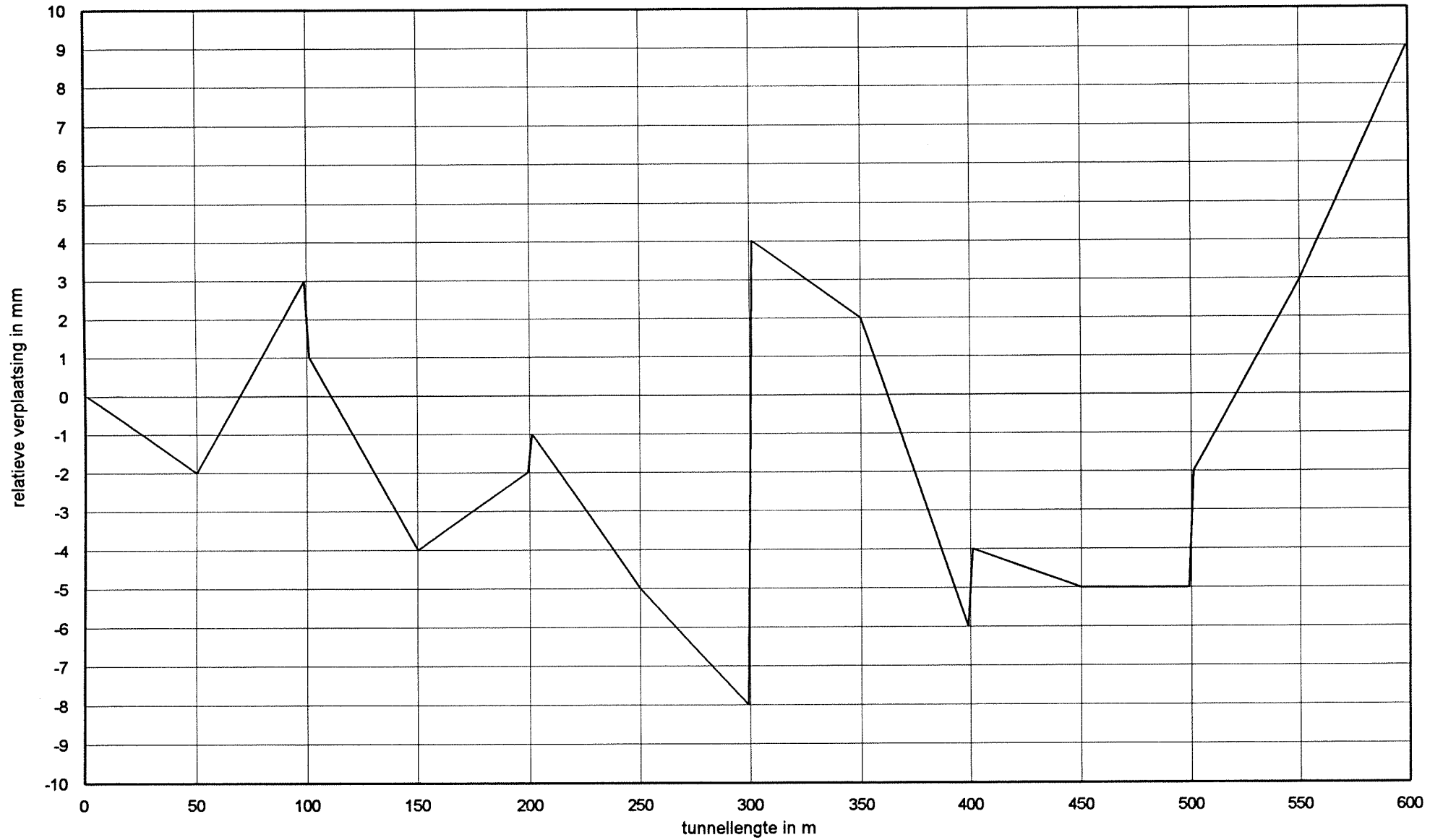
TUNNEL-ELEMENT 2
datum 121-12-1995

Hoogte t.o.v. theoretisch NAP



Relatieve verplaatsing Wijkertunnel

per 21 - 12 - 1995



Bijlage 5:

Momenten en dwarskrachten modellen A, B en C

Momenten en Dwarskrachten, Model A

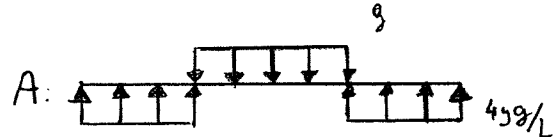
Moot A:

$$y = L \cdot x / (6L - 4x)$$

Dwarskrachten moot A:

Uit de compatibiliteitseis blijkt dat $\Delta P_{\text{fundA}} = 4y \cdot g/L$

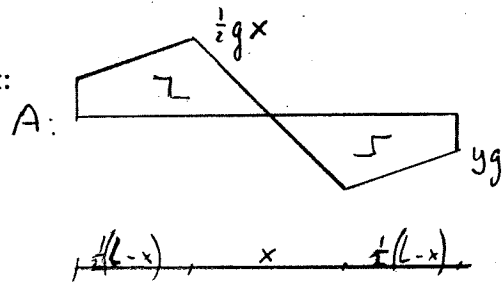
Mechanicamodel:



Dwarskrachtenlijn:

Uit V_{max} t.p.v. $q = 0$ en symmetrieoverwegingen volgt:

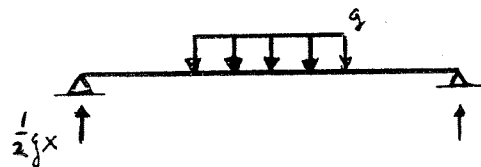
$$V_{\text{max}} = \frac{1}{2} g \cdot x$$



Momenten moot A:

Het mechanicamodel wordt in twee delen geplijst:

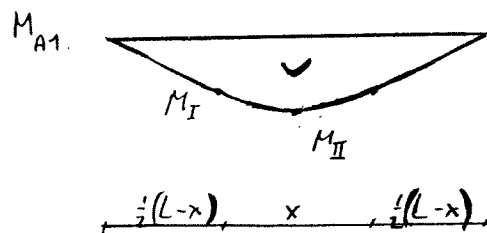
Mechanicamodel 1:



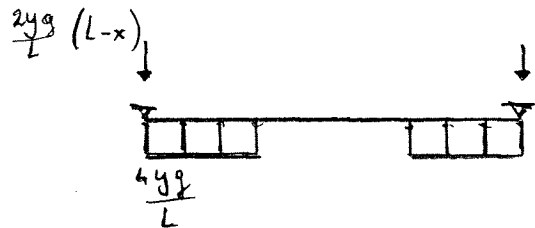
Momentenlijn 1:

$$M_I = \frac{1}{2} g x \cdot \frac{1}{2} (L-x) = \frac{1}{4} g x \cdot (L-x)$$

$$M_{II} = \frac{1}{2} g x \cdot \frac{1}{2} L - \frac{1}{8} g x^2 = \frac{1}{8} g x \cdot (2L-x)$$



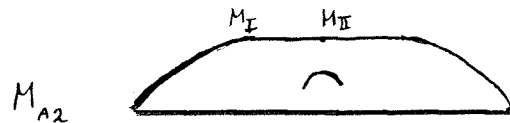
Mechanicamodel 2:



Momentenlijn 2:

$$M_I = (2yg/2L) \cdot (L-x)^2 - (4yg/2L) \cdot \frac{1}{4}(L-x)^2$$

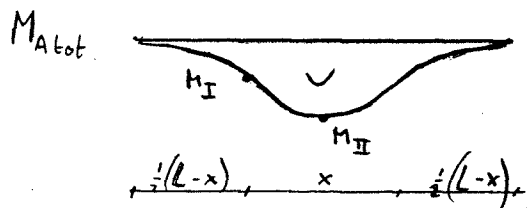
$$M_I = (yg/2L) \cdot (L-x)^2 = M_{II}$$



Superpositie:

$$M_{I_{tot}} = \frac{1}{2}gx \cdot (L-x) - (yg/2L) \cdot (L-x)^2$$

$$M_{II_{tot}} = \frac{1}{2}gx \cdot (2L-x) - (yg/2L) \cdot (L-x)^2$$



Moot B:

$$q = 2y \cdot g/L$$

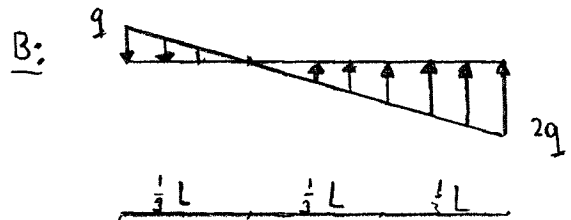
$$q(x) = q - (3q/L) \cdot x$$

$$V(x) = qx - (3q/2L) \cdot x^2 + C1$$

$$M(x) = \frac{1}{2}qx^2 - \frac{1}{2}(q/L) \cdot x^3 + C1 \cdot x + C2$$

$$x = 0 \quad M = 0 : \quad C2 = 0$$

$$x = L \quad M = 0 : \quad C1 = 0$$



Dwarskrachten moot B:

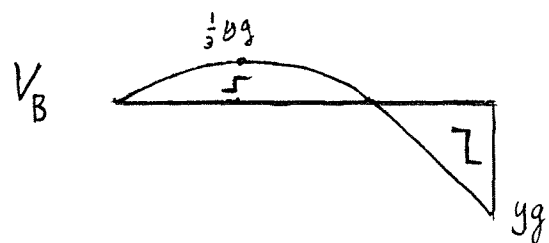
$$V_{max}: q = 0 \rightarrow x = \frac{1}{3}L$$

$$V_{(0)} = 0$$

$$V_{(1/3L)} = \frac{1}{3}yg = V_{max}$$

$$V_{(2/3L)} = 0$$

$$V_{(L)} = yg$$



Momenten moot B:

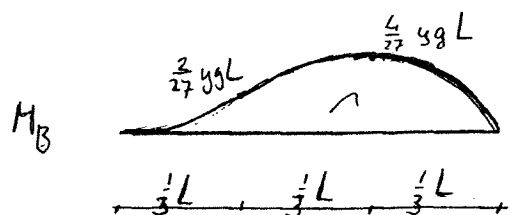
$$M_{max}: V = 0 \rightarrow x = \frac{2}{3}L$$

$$M_{(0)} = 0$$

$$M_{(1/3L)} = \frac{2}{27} \cdot ygL$$

$$M_{(2/3L)} = \frac{4}{27} \cdot ygL = M_{max}$$

$$M_{(L)} = 0$$



Momenten en Dwarskrachten, Model B

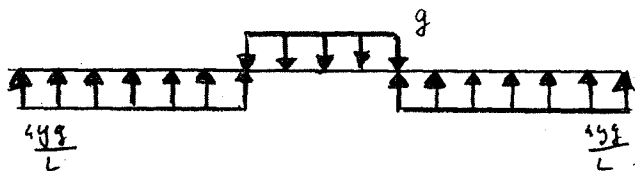
Moten A (2 moten tegelijkertijd):

$$y = L \cdot x / (5L - 4x)$$

Dwarskrachten moot A:

Uit de compatibiliteitseis blijkt dat $\Delta P_{\text{funda}} = 4y \cdot g/L$

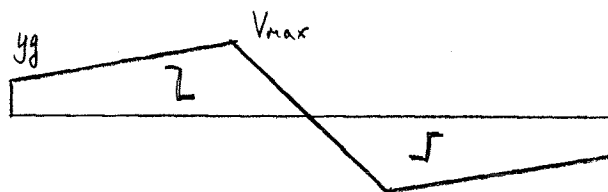
Mechanicamodel:



Dwarskrachtenlijn:

Uit V_{max} t.p.v. $q = 0$ en symmetrieoverwegingen volgt:

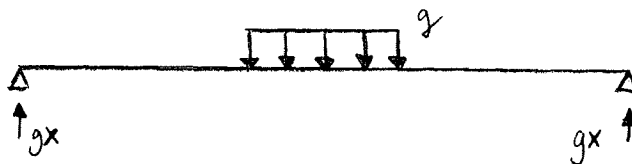
$$V_{\text{max}} = g \cdot x$$



Momenten moot A:

Het mechanicamodel wordt in twee delen geplitst:

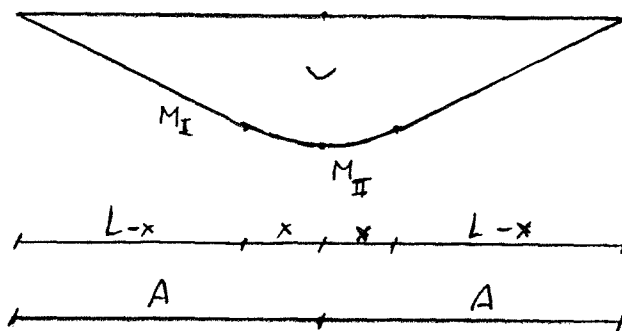
Mechanicamodel 1:



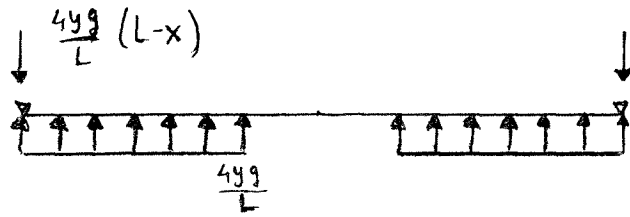
Momentenlijn 1:

$$M_I = gx \cdot (L-x)$$

$$M_{II} = gx \cdot L - \frac{1}{2}gx^2 = gx \cdot (L - \frac{1}{2}x)$$



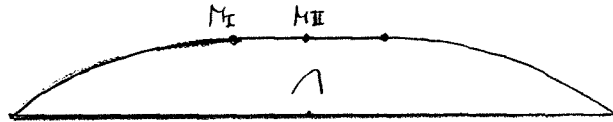
Mechanicamodel 2:



Momentenlijn 2:

$$M_I = (4yg/L) \cdot (L-x)^2 - (4yg/2L) \cdot (L-x)^2$$

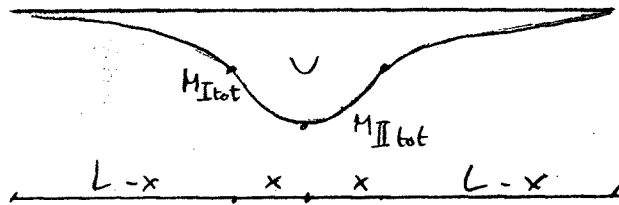
$$M_I = (2yg/L) \cdot (L-x)^2 = M_{II}$$



Superpositie:

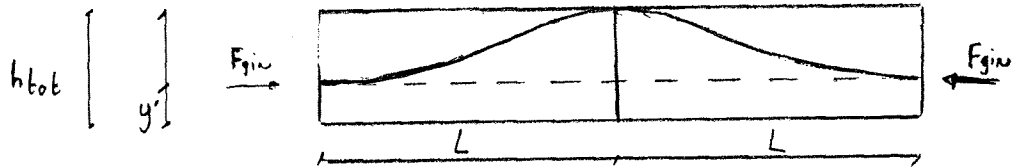
$$M_{I\text{tot}} = gx \cdot (L-x) - 2(yg/L) \cdot (L-x)^2$$

$$M_{II\text{tot}} = gx \cdot (L-1/2x) - 2(yg/L) \cdot (L-x)^2$$



Verschuiving van het drukkpunt van de F_{gin} :

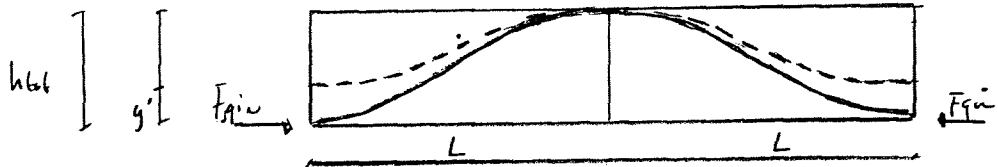
Situatie 1, "drukpunt verschuift in het midden naar boven":



treedt op zolang:

$$F_{\text{gin}} \cdot (h_{\text{tot}} - y') > (M_{II\text{tot}} = gx \cdot (L-1/2x) - 2(yg/L) \cdot (L-x)^2)$$

Situatie 2, "drukpunt verschuift aan de buitenzijden naar beneden":



treedt op als:

$$F_{\text{gin}} \cdot (h_{\text{tot}} - y') < (M_{II\text{tot}} = gx \cdot (L-1/2x) - 2(yg/L) \cdot (L-x)^2) < F_{\text{gin}} \cdot h_{\text{tot}}$$

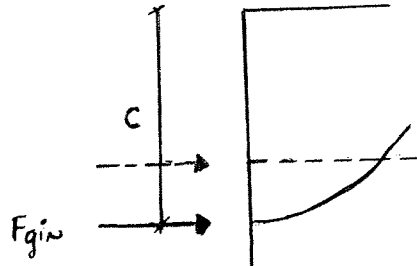
dan gelden de volgende wijzigingen:

$$M_{l\text{tot}} \text{ blijft } F_{\text{gin}} \cdot (h_{\text{tot}} - y')$$

$$c := (gx \cdot (L - \frac{1}{2}x) - 2(yg/L) \cdot (L-x)^2) / F_{\text{gin}} < h_{\text{tot}}$$

$$M_{l\text{tot}} := gx \cdot (L-x) - 2(yg/L) \cdot (L-x)^2 - F_{\text{gin}} \cdot (c - (h_{\text{tot}} - y'))$$

$$M_{l0} := -F_{\text{gin}} \cdot (c - (h_{\text{tot}} - y'))$$



"Doorklappen" treedt op als $c > h_{\text{tot}}$, model B voldoet dan niet meer.

Moot B:

Situatie 1:

Voor de momenten van moot B in situatie 1 wordt verwezen naar bijlage 4-A, moot B.

Situatie 2:

Voor de momenten van moot B in situatie 2 wordt aangenomen dat deze ongeveer gelijk zijn aan:

$$M \approx M1 + F_{\text{gin}} \cdot (c - (h_{\text{tot}} - y'))$$

Onbekenden, Momenten en Dwarskrachten, Model C

Bepaling onbekenden met Mathcad:

Given

$$z \cdot g \cdot \left(s + \frac{z}{2} \right) = \frac{\delta_c \cdot s \cdot s}{6}$$

$$\delta_b = \frac{(x+z) \cdot g - y \cdot g}{s}$$

$$\delta_b - \delta_c = 4 \cdot y \cdot \frac{g}{l}$$

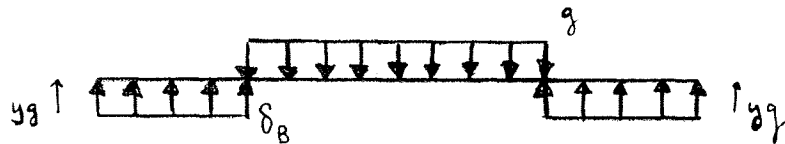
$$\text{Find}(y, \delta_b, \delta_c) \rightarrow \begin{bmatrix} -l \cdot \frac{(5 \cdot z \cdot s + 3 \cdot z^2 - x \cdot s)}{(s \cdot (1 + 4 \cdot s))} \\ g \cdot \frac{(4 \cdot s^2 \cdot x + 6 \cdot l \cdot z \cdot s + 3 \cdot z^2 \cdot l + 4 \cdot s^2 \cdot z)}{[s^2 \cdot (1 + 4 \cdot s)]} \\ 3 \cdot z \cdot g \cdot \frac{(2 \cdot s + z)}{s^2} \end{bmatrix}$$

Moten A (2 moten als 1 systeem):

Dwarskrachten moot A:

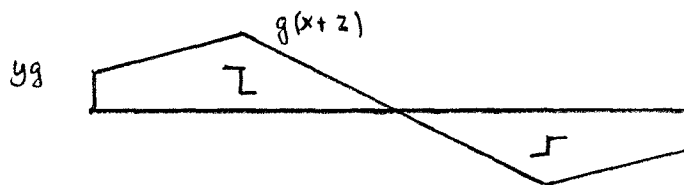
Het mechanicamodel wordt in twee delen gesplitst.

Mechanicamodel 1:



Dwarskrachtenlijn 1:

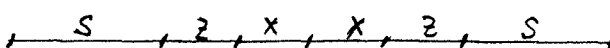
$$V_{\max} = g \cdot (x+z)$$



Mechanicamodel 2:



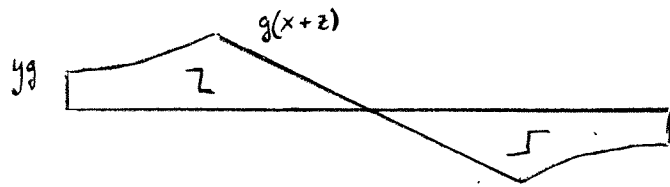
Dwarskrachtenlijn 2:



Superpositie dwarskrachten model C:

$$V_{\text{rand}} = y \cdot g$$

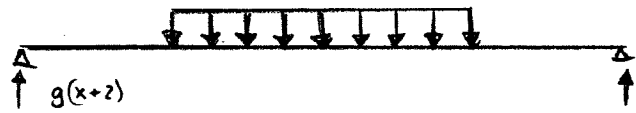
$$V_{\text{max}} = g \cdot (x+z)$$



Momenten moten A:

Het mechanicamodel wordt in drie delen gesplitst.

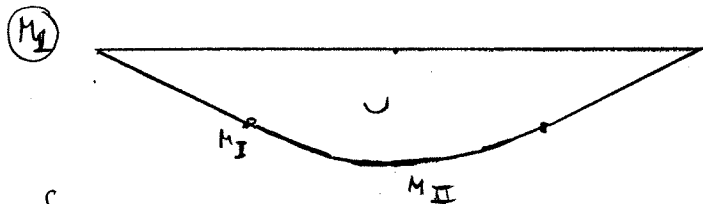
Mechanicamodel 1:



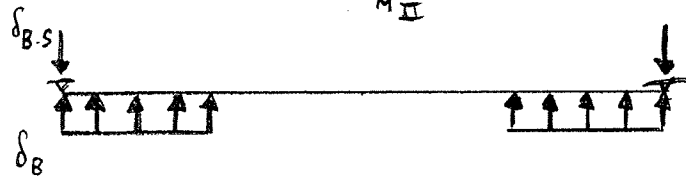
Momentenlijn 1:

$$M_I = g \cdot (x+z) \cdot s$$

$$M_{II} = \text{ligt vast}$$



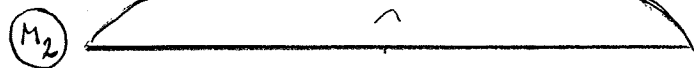
Mechanicamodel 2:



Momentenlijn 2:

$$M_I = \frac{1}{2} \delta_B \cdot s^2$$

$$M_{II} = \text{ligt vast}$$

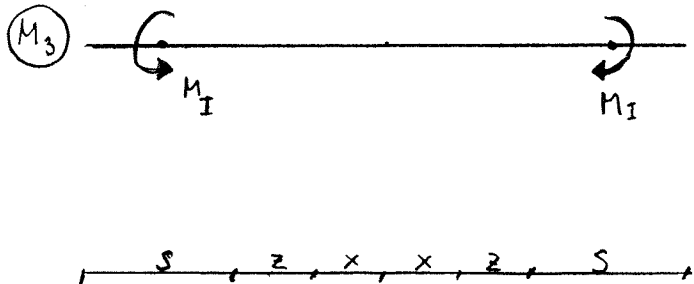


Mechanicamodel 3:



Momentenlijn 3:

$$M_I = \delta_c \cdot s^2 / 6$$



Superpositie momenten model C:

$$M_{(0)} = -F_{\text{gin}} \cdot y' \quad \text{ligt vast}$$

$$M_I = g \cdot (x+z) \cdot s - \frac{1}{2} \delta_b \cdot s^2 - \delta_c \cdot s^2 / 6 - F_{\text{gin}} \cdot y'$$

$$M_{II} = F_{\text{gin}} \cdot (h_{\text{tot}} - y')$$

Moot B:

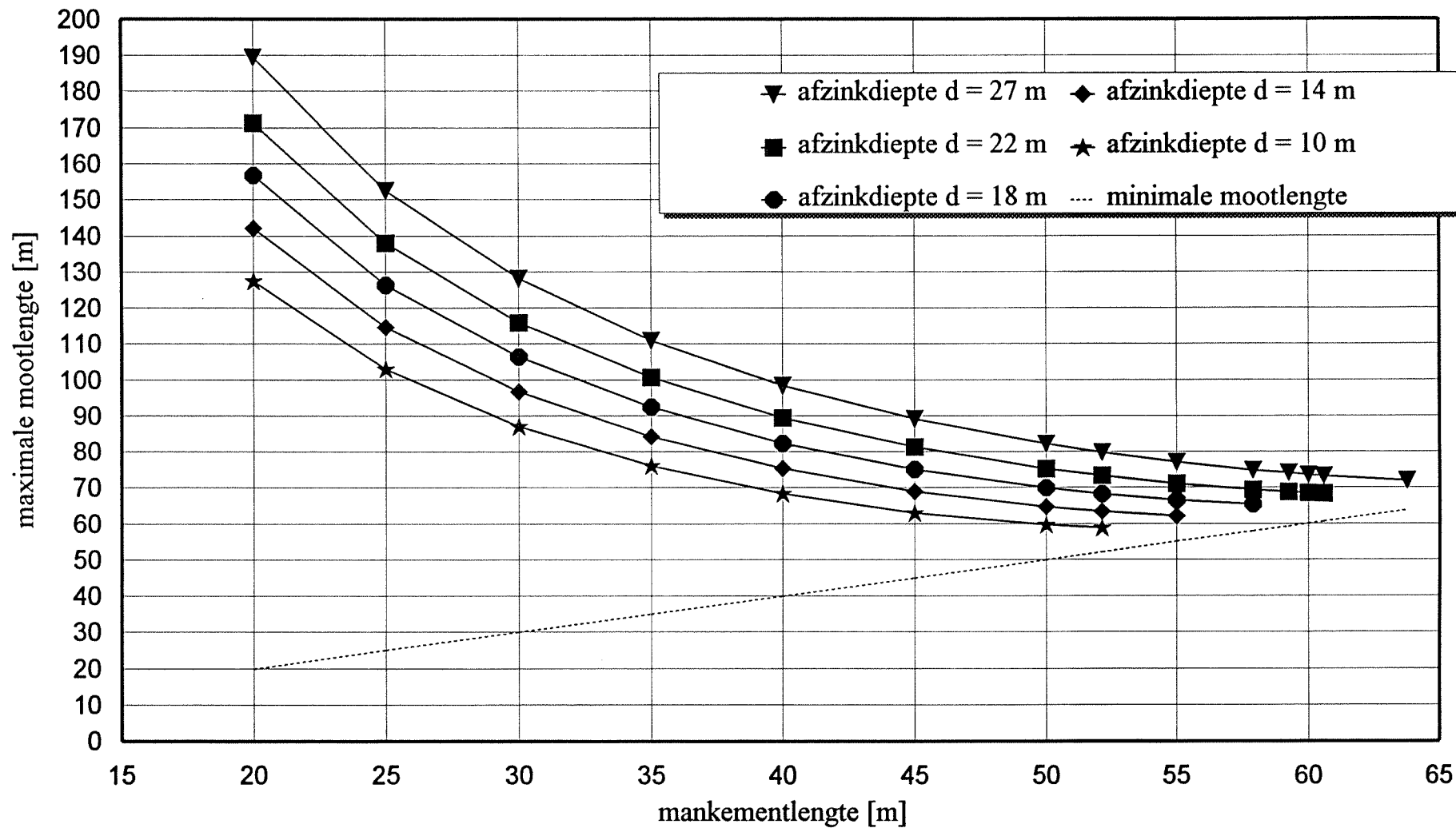
Dwarskracht en momenten als in model B, dus niet maatgevend.

Bijlage 6:

Grafieken zettingen model A, B en C.

Invloed zettingen Model A

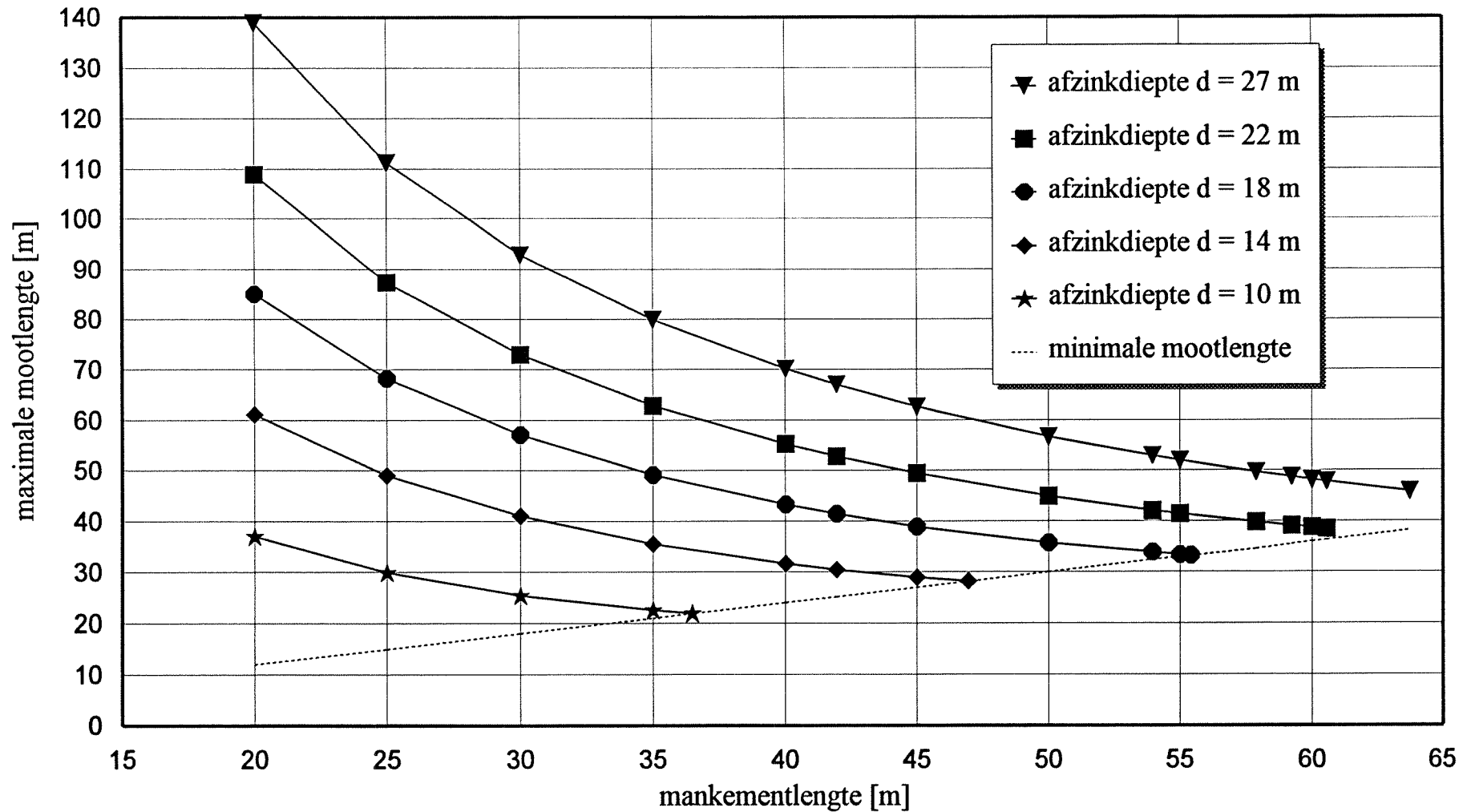
mankement symmetrisch vanuit het midden van de moot



Model A	mankement	L	rel. verpl.
	27.00		
	20.00	189.40	0.00
	25.00	152.40	
	30.00	128.05	
	35.00	110.90	
	40.00	98.30	
	45.00	89.05	
	50.00	82.05	
	52.15	79.65	
	55.00	76.98	
	57.90	74.78	
	59.25	73.92	
	60.00	73.50	
	60.57	73.20	
	63.75	71.86	0.10
	22.00		
	20.00	171.15	0.00
	25.00	137.85	
	30.00	115.90	
	35.00	100.55	
	40.00	89.43	
	45.00	81.20	
	50.00	75.22	
	52.15	73.23	
	55.00	71.05	
	57.90	69.38	
	59.25	68.76	
	60.00	68.45	
	60.57	68.27	0.10
	18.00		
	20.00	156.60	0.00
	25.00	126.20	
	30.00	106.25	
	35.00	92.32	
	40.00	82.30	
	45.00	75.02	
	50.00	69.87	
	52.15	68.20	
	55.00	66.50	
	57.90	65.26	0.11
	14.00		
	20.00	142.00	0.00
	25.00	114.55	
	30.00	96.60	
	35.00	84.10	
	40.00	75.25	
	45.00	68.92	
	50.00	64.66	
	52.15	63.38	
	55.00	62.10	0.11
	10.00		
	20.00	127.40	0.00
	25.00	102.90	
	30.00	86.95	
	35.00	75.95	
	40.00	68.24	
	45.00	62.95	
	50.00	59.65	
	52.15	58.79	0.12

Invloed zettingen Model B

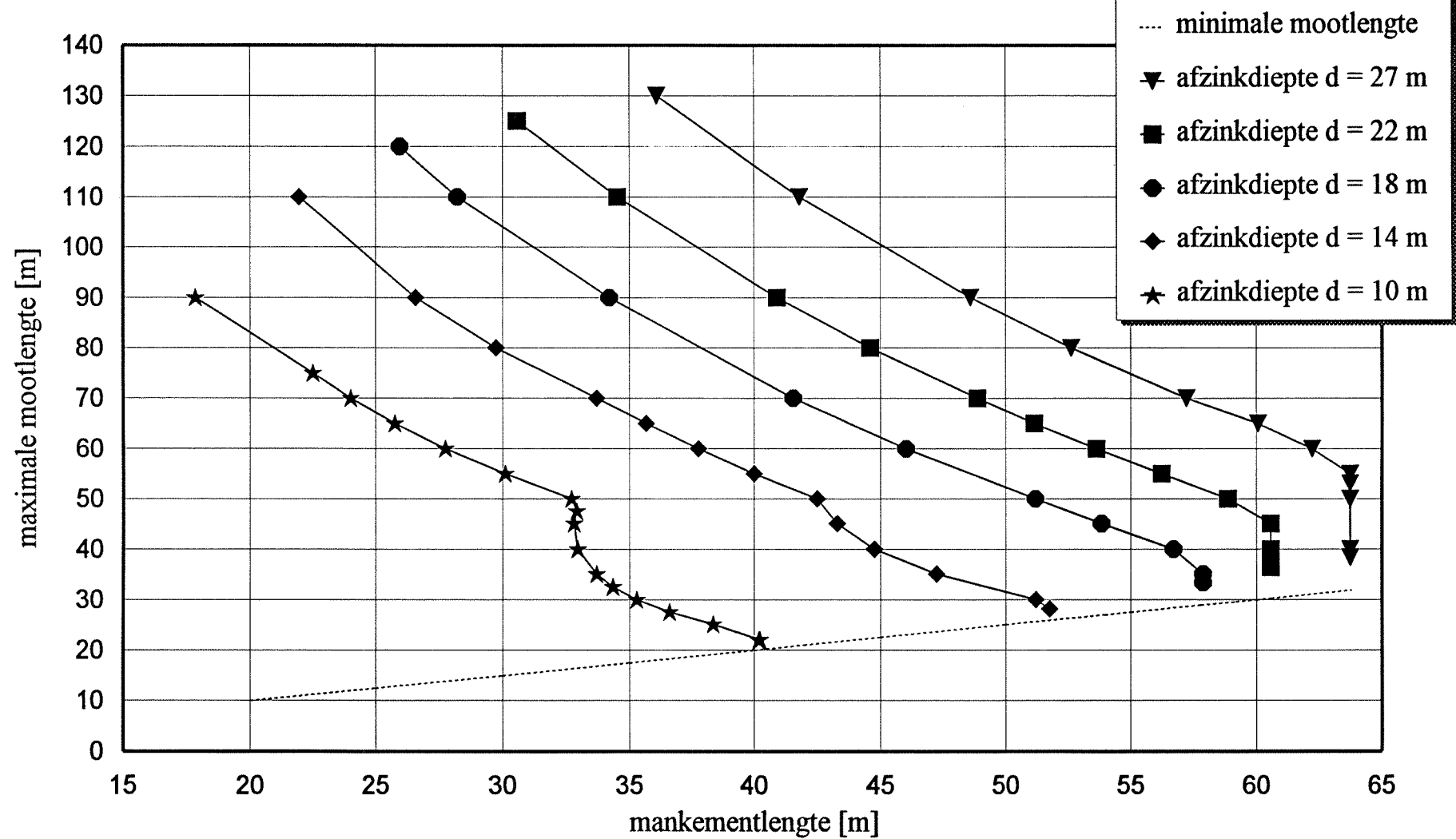
mankement symmetrisch vanuit de voeg



Model B									
DATA	x	mankement	27.0	22.0	18.0	14.0	10.0	Lmin	
	10.0	20.0	138.80						
	12.5	25.0	111.20						
	15.0	30.0	92.91						
	17.5	35.0	79.92						
	20.0	40.0	70.11						
	21.0	42.0	66.95						
	22.5	45.0	62.61						
	25.0	50.0	56.69						
	27.0	53.9	52.87						
	27.5	55.0	51.95						
	28.9	57.9	49.66						
	29.6	59.2	48.68						
	30.0	60.0	48.16						
	30.3	60.6	47.79						
	31.9	63.7	45.85						
	10.0	20.0		108.92					
	12.5	25.0		87.32					
	15.0	30.0		72.97					
	17.5	35.0		62.78					
	20.0	40.0		55.22					
	21.0	42.0		52.77					
	22.5	45.0		49.42					
	25.0	50.0		44.92					
	27.0	53.9		42.09					
	27.5	55.0		41.43					
	28.9	57.9		39.81					
	29.6	59.2		39.15					
	30.0	60.0		38.80					
	30.3	60.6		38.56					
	10.0	20.0			84.98				
	12.5	25.0			68.17				
	15.0	30.0			57.03				
	17.5	35.0			49.16				
	20.0	40.0			43.35				
	21.0	42.0			41.50				
	22.5	45.0			38.95				
	25.0	50.0			35.73				
	27.0	53.9			33.94				
	27.5	55.0			33.44				
	27.7	55.4			33.3				
	10.0	20.0				61.00			
	12.5	25.0				49.04			
	15.0	30.0				41.10			
	17.5	35.0				35.60			
	20.0	40.0				31.67			
	21.0	42.0				30.46			
	22.5	45.0				28.93			
	23.5	46.9				28.2			
	10.0	20.0					37.11		
	12.5	25.0					29.97		
	15.0	30.0					25.40		
	17.5	35.0					22.50		
	18.3	36.5					21.90		
	10.0	20.0						12.0	
	12.5	25.0						15.0	
	15.0	30.0						18.0	
	17.5	35.0						21.0	
	20.0	40.0						24.0	
	21.0	42.0						25.2	
	22.5	45.0						27.0	
	25.0	50.0						30.0	
	27.0	53.9						32.5	
	27.5	55.0						33.0	
	28.9	57.9						34.7	
	29.6	59.2						35.6	
	30.0	60.0						36.0	
	30.3	60.6						36.4	
	31.9	63.7						38.3	

Invloed zettingen Model C

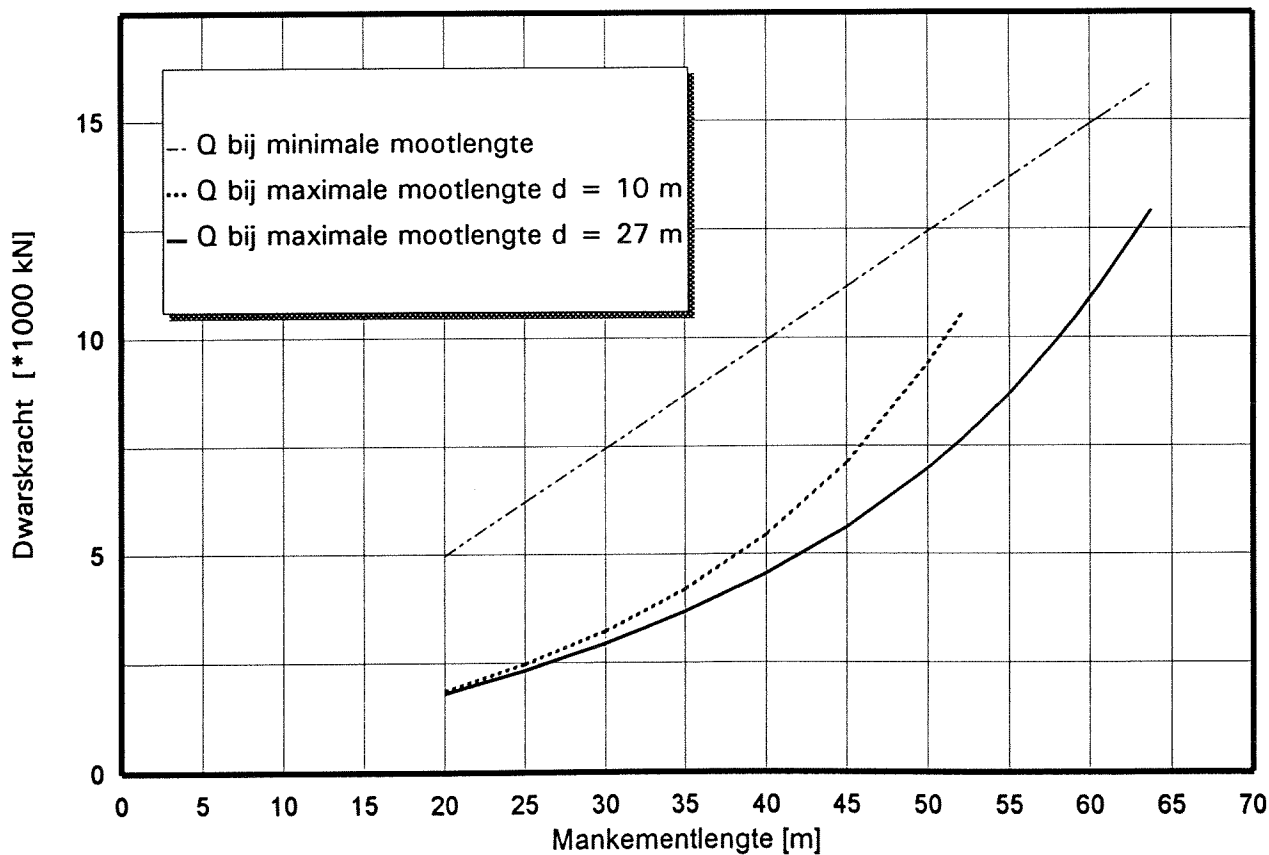
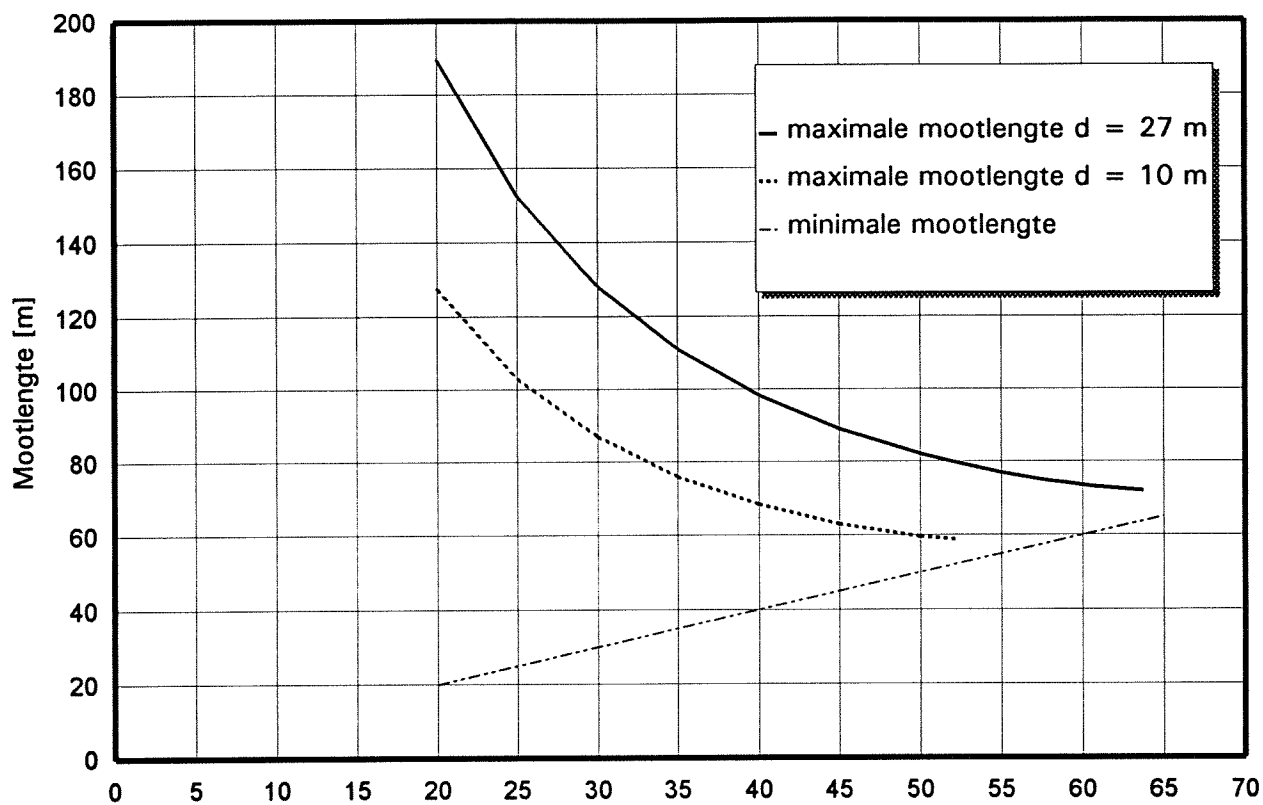
mankement symmetrisch vanuit de voeg



Model C	maatgevend	x	z	mankem.	L	rel. verpl.	moot
Data	27.00						
	dak	10.68	7.36	36.08	130.00	0.02	a
	dakhals	12.63	8.27	41.80	110.00	0.03	a
	dakhals	15.48	8.81	48.58	90.00	0.06	a
	dakhals	17.45	8.87	52.64	80.00	0.08	a
	dakhals	20.03	8.59	57.24	70.00	0.12	a
	dakhals	21.63	8.41	60.08	65.00	0.15	a
	dakhals	23.53	7.59	62.24	60.00	0.19	a
	zwpnt	25.80	6.07	63.74	55.00	0.20	a
	zwpnt	26.90	4.97	63.74	53.00	0.19	a
	zwpnt	28.70	3.17	63.74	50.00	0.14	a
	zwpnt	31.87	0.00	63.74	40.00	0.21	b
	zwpnt-y/l	31.87	0.00	63.74	38.30	0.25	b
	22.00						
	dak	8.70	6.58	30.56	125.00	0.02	a
	dak	9.90	7.36	34.52	110.00	0.03	a
	dakhals	12.12	8.34	40.92	90.00	0.06	a
	dakhals	13.66	8.65	44.62	80.00	0.08	a
	dakhals	15.65	8.78	48.86	70.00	0.11	a
	dakhals	16.88	8.70	51.16	65.00	0.14	a
	dakhals	18.34	8.48	53.64	60.00	0.18	a
	dakhals	20.08	8.04	56.24	55.00	0.24	a
	dakhals	22.20	7.24	58.88	50.00	0.31	a
	zwpnt	24.92	5.36	60.56	45.00	0.36	a
	zwpnt	28.75	1.53	60.56	40.00	0.16	a
	zwpnt	30.28	0.00	60.56	38.56	0.21	b
	zwpnt-y/l	30.28	0.00	60.56	36.40	0.26	b
	18.00						
	dak	7.06	5.93	25.98	120.00	0.02	a
	dak	7.70	6.42	28.24	110.00	0.02	a
	dak	9.43	7.66	34.18	90.00	0.05	a
	dak	12.16	8.62	41.56	70.00	0.10	a
	dakhals	14.23	8.79	46.04	60.00	0.17	a
	dakhals	17.19	8.41	51.20	50.00	0.31	a
	y/l	19.20	7.72	53.84	45.00	0.44	a
	y/l	21.85	6.51	56.72	40.00	0.68	a
	zwpnt	25.67	3.27	57.88	35.00	0.74	a
	zwpnt	27.70	1.24	57.88	33.30	0.37	a
	14.00						
	dak	5.52	5.44	21.92	110.00	0.02	a
	dak	6.75	6.54	26.58	90.00	0.04	a
	dak	7.60	7.27	29.74	80.00	0.06	a
	dak	8.70	8.15	33.70	70.00	0.09	a
	dakhals	9.37	8.46	35.66	65.00	0.11	a
	dakhals	10.17	8.71	37.76	60.00	0.15	a
	dakhals	11.11	8.90	40.02	55.00	0.20	a
	dakhals-y/l	12.25	9.00	42.50	50.00	0.27	a
	y/l	13.65	8.00	43.30	45.00	0.40	a
	y/l	15.44	6.95	44.78	40.00	0.65	a
	y/l	17.82	5.80	47.24	35.00	1.12	a
	y/l	21.40	4.21	51.22	30.00	1.79	a
	delta-b	23.47	2.41	51.76	28.18	2.15	a
	10.00						
	dak	4.08	4.83	17.82	90.00	0.02	a
	dak	4.90	6.34	22.48	75.00	0.05	a
	dak	5.25	6.75	24.00	70.00	0.07	a
	dak	5.66	7.22	25.76	65.00	0.09	a
	dak	6.13	7.75	27.76	60.00	0.11	a
	dak	6.70	8.35	30.10	55.00	0.16	a
	dakhals	7.37	8.98	32.70	50.00	0.23	a
	y/l	7.77	8.68	32.90	47.50	0.25	a
	y/l	8.21	8.19	32.80	45.00	0.28	a
	y/l	9.25	7.22	32.94	40.00	0.33	a
	y/l	10.62	6.22	33.68	35.00	0.43	a
	y/l	11.47	5.70	34.34	32.50	0.51	a
	y/l	12.48	5.16	35.28	30.00	0.64	a
	y/l	13.71	4.58	36.58	27.50	0.85	a
	y/l	15.28	3.90	38.36	25.00	1.35	a
	delta-b	18.13	1.99	40.24	22.00	1.39	a
	delta-b	18.21	1.89	40.20	21.90	2.11	a

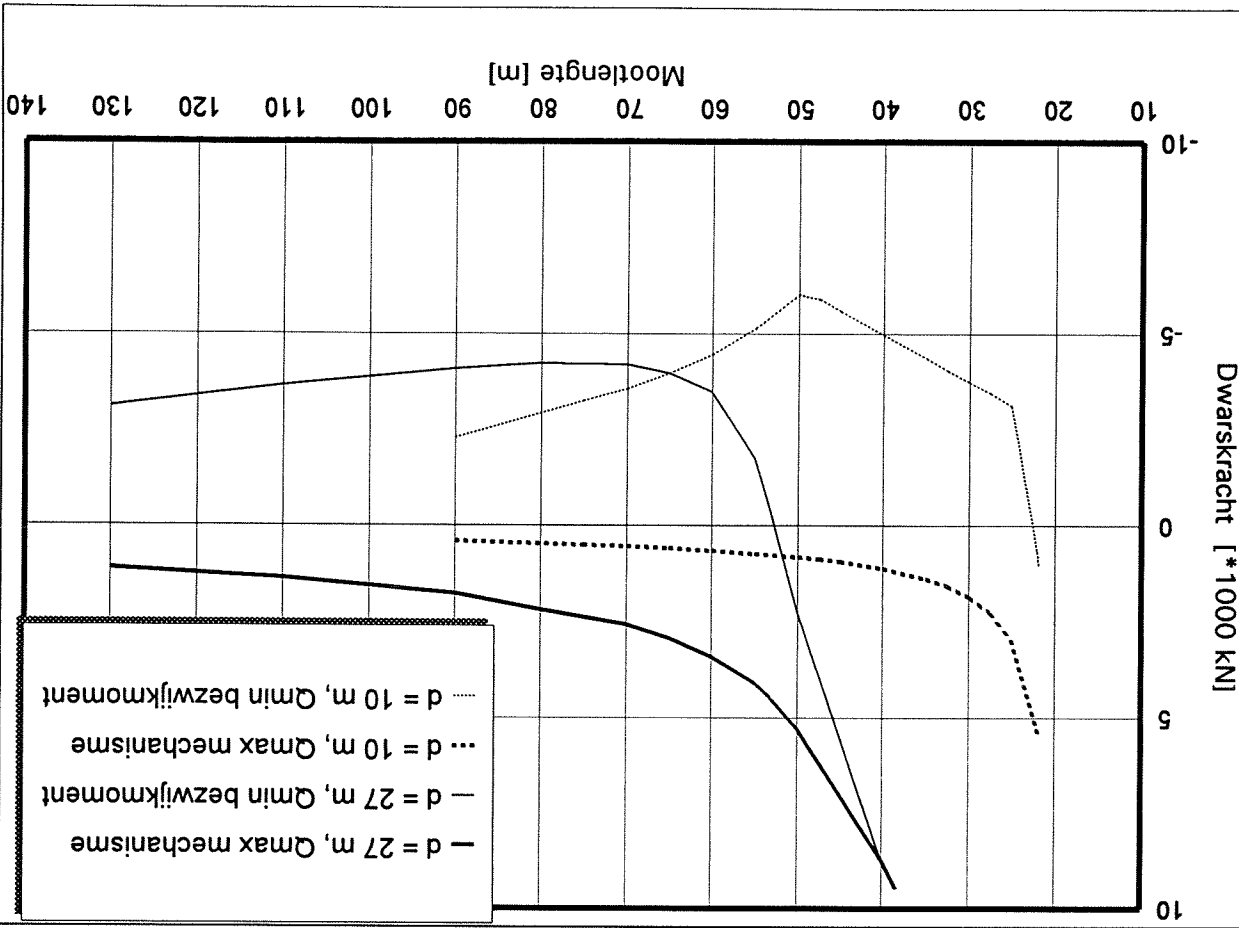
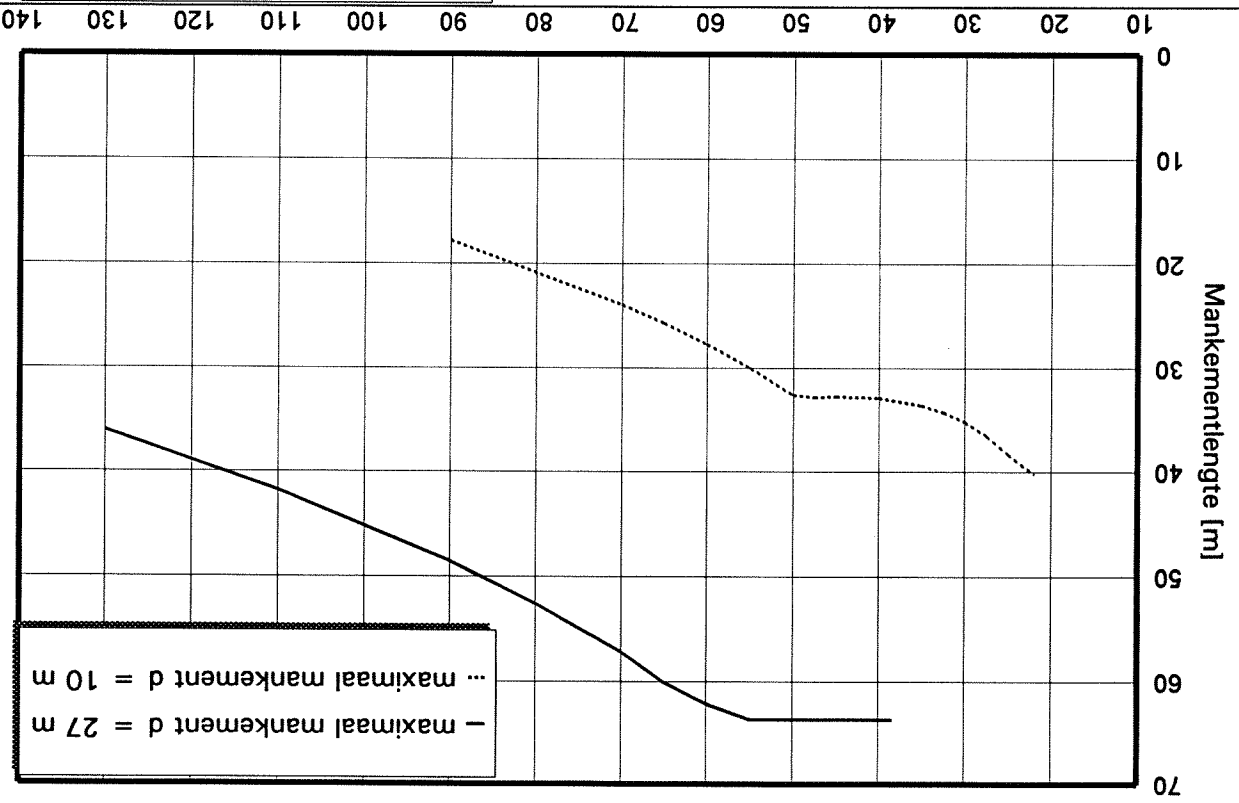
Zettingen volgens model A

mootlengte + dwarskracht



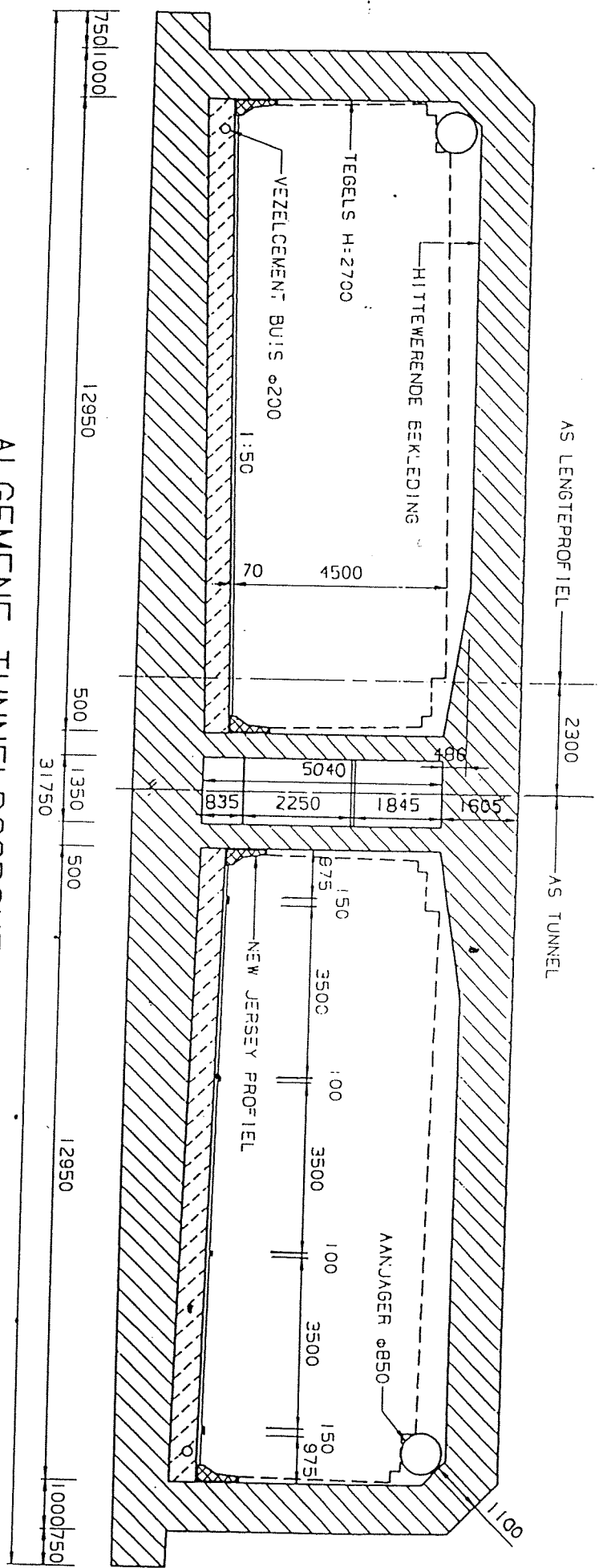
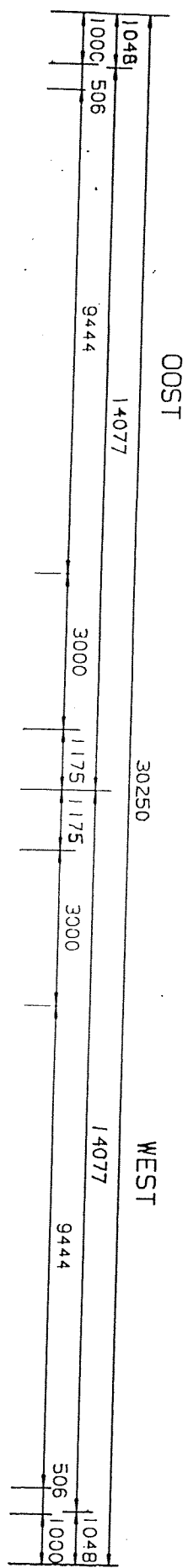
Zettingen volgens model C

mankeментлengte + dwarskracht

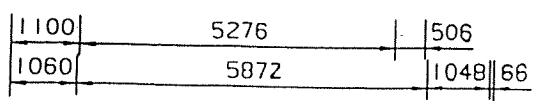


Bijlage 7:

Dwardoorsnede Wijkertunnel



ALGEMENE TUNNELDOORSNEDE

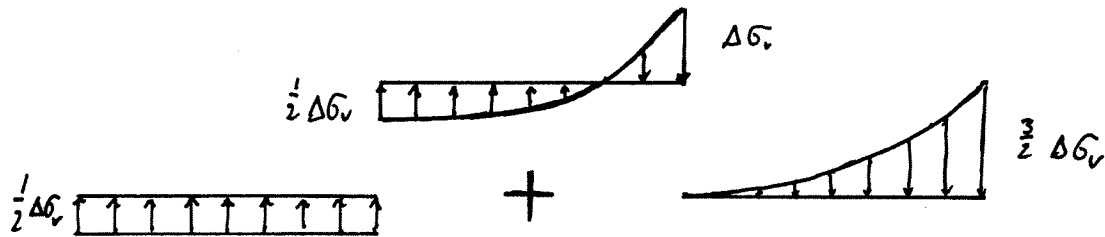


Bijlage 8:

Bepaling factor f

Bepaling factor f

De factor heeft geeft het verband weer tussen de verandering in funderingsdruk en δ_2 . Dit verband kan worden gevonden door de functie voor $\Delta\sigma_v$ uit te splitsen in twee delen.



Voor het constante deel is met "Vergeet-me-nietjes" het verband snel gevonden:

$$\begin{aligned} \delta_2(x=l) &= \frac{1}{8}ql^4 / EI & \text{met } q &= \frac{1}{2} \Delta\sigma_v \\ \delta_2 &= (l^4 / 16EI) \cdot \Delta\sigma_v \end{aligned}$$

Voor het niet-constante deel kan een vergelijking van de tweede graad worden geschreven. Integrenen naar x geeft uiteindelijk de verplaatsing δ_2 :

$$\delta''''': \quad q_x = q \cdot x^2 / l^2 \quad \text{met } q = 1 \frac{1}{2} \cdot \Delta\sigma_v$$

$$\begin{aligned} \delta''': \quad T_x &= \frac{1}{3}q \cdot x^3 / l^2 + C1 & x=l, T=0 &\rightarrow C1 = -\frac{1}{3}q \cdot l \\ T_x &= \frac{1}{3}q \cdot x^3 / l^2 - \frac{1}{3}ql \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \delta'': \quad M_x &= \frac{1}{12}q \cdot x^4 / l^2 - \frac{1}{3}ql \cdot x + C2 & x=l, M=0 &\rightarrow C2 = \frac{1}{4}ql^2 \\ M_x &= \frac{1}{12}q \cdot x^4 / l^2 - \frac{1}{3}ql \cdot x + \frac{1}{4}ql^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \delta': \quad EI\varphi_x &= \frac{1}{60}q \cdot x^5 / l^2 - \frac{1}{6}ql \cdot x^2 + \frac{1}{4}ql^2 \cdot x + C3 & x=0, \varphi=0 &\rightarrow C3=0 \\ EI\varphi_x &= \frac{1}{60}q \cdot x^5 / l^2 - \frac{1}{6}ql \cdot x^2 + \frac{1}{4}ql^2 \cdot x \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \delta: \quad EI\delta_x &= \frac{1}{360}q \cdot x^6 / l^2 - \frac{1}{18}ql \cdot x^3 + \frac{1}{8}ql^2 \cdot x^2 + C4 & x=0, \delta=0 &\rightarrow C4=0 \\ EI\delta_x &= \frac{1}{360}q \cdot x^6 / l^2 - \frac{1}{18}ql \cdot x^3 + \frac{1}{8}ql^2 \cdot x^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \delta(x=l) &= (1/360 - 1/18 + 1/8) \cdot ql^4 / EI \\ &= 26/360 \cdot ql^4 / EI & \text{,met } q &= 1 \frac{1}{2} \cdot \Delta\sigma_v \end{aligned}$$

$$\delta_2 = 39/360 l^4 / EI \cdot \Delta\sigma_v$$

$$\begin{aligned} \delta_{2\text{totaal}} &= (-1/16 + 39/360) l^4 / EI \cdot \Delta\sigma_v \\ &= 45,833 \cdot 10^{-3} l^4 / EI \cdot \Delta\sigma_v \end{aligned}$$

$$\text{factor f:} \quad f = 45,833 \cdot 10^{-3} l^4 / EI \quad [\text{m}^3/\text{kN}]$$

Bijlage 9:

Minimum wapening onder buiging

BIJLAGE 10						
Bepaling minimum wapeningspercentage						
fbmo	3.92	fs	500	sigmabmd	0.65	
fcd	21	fp	1860	Ap	1800	
Wb	1.92E+11	kabelsdak	10	z =	6500	
Wo	2.44E+11	kabelsvloer	17			
ddak	1.0E+03	bdak	3.00E+04	d=	7000	
dvloer	1.5E+03	bvloer	3.15E+04	d=	7250	
htot	7.75E+03					
zonder	voorspanning			met	voorspanning	
		vloer scheurt				
Nc.z	-1.84E+05	x2	Mro	1.12E+12		
	3.31E+09	x	Fben=M/z	1.72E+08		
Mro	-9.56E+11		Fp	5.69E+07		
			Fs	1.15E+08		
drukzone x	294		As	2.29E+05		
Asmin	2.78E+05					
Wminvloer	0.59	%	Wminvloer	0.49	%	
		dak scheurt				
Nc.z:	-1.93489E+05	x2	Mrb	8.77E+11		
	3.59691E+09	x	Fben=M/z	1.35E+08		
Mrb	-7.52640E+11		Fp	3.35E+07		
			Fs	1.02E+08		
x=	212		As	2.03E+05		
Asmin	210016.00					
Wmindak	0.70	%	Wmindak	0.68	%	

Bijlage 10:

Kostenanalyse

7

mu	57 gld/mu	d1	1.50	b1	31.50	hinw	5.25
vlachter	10 mu/ton wand	d2	1.00	b2	30.00	htot	7.75
	10 mu/ton vloer	d3	1.00	b3	12.90		
	65 gld/uur	d4	0.50	b4	1.20		
staal	1100 gld/ton	Ltunnel	600	b5	0.75		
	7.85 ton/m3	Lelement	100	6 elementen		Avloer	47.25
ontkist/stellen		Lmoot	25			Awandbin	5.25
vloerkist	0.15 mu/m2	#storts/moot	1	24 storts/tunnel		Awandbui	10.50
wandkist	0.15 mu/m2	Lstort	25			Adak	30.00
	400 gld/m2	# bouwstroo	2	3 elem/kist		Atotaal	93
	33.3 gld/m2/stort	repetitie	12				
storten + voorbereiden		wap dwars	0.75				
	0.20 mu/m3 vloer	wap langs	0.35				
	0.30 mu/m3 wand/dak	wap.%	1.1				

	mu	uur	dag	voer in	gulden	
kist	m2	169.50				
	man	4	25.4	0.8	1	228
wapening	ton	102.00				112201
	man	14	1020	9.11	9	66301
betonstort volume	m3	1181.25				
capaciteit m3/u		70				
	man	16	16.88		1	15390
verharden					2	
						0.23 mu/m3
			subtotaal	13		194,120

biwanden						
kist	m2	525.00				17500
	man	6	78.75	1.64	2	684
wapening	ton	11.33				12467
	man	6	113	2.4	3	195
beton stort volume		131.25				
capaciteit m3/u		25				
	man	8	5.25		1	3648
verharden					2	
						0.32 mu/m3
			subtotaal	8		34,494

buwand + dak						
kist	m2	1220				40667
	man	10	183.00	2.29	2	1140
wapening	ton	87.4				96172
	man	12	874.29	9.11	9	7020
beton stort volume		1012.5				
capaciteit m3/u		60				
	man	16	16.88		1	4556
verharden					3	
						0.27 mu/m3
			subtotaal	15		149,555

exclusief beton per stort beton m3 2325 totaal 36 378,169 per stort

per tunnel totaal m3 55800
betonprijs gld/m3 110
6,138,000

	dagen	gulden
Totaal	243	9,076,048 per tunnel

bouwtijd	dagen/tunnel	243				
	weken/tunnel	49				
	gld/week	60,000				subtotaal
						2,916,000
dilatatievoegen						
	gld/voeg	14000				
	# dilvoegen	18				252000
	kabels	27				
	doorslijp gld/kab	150				72900
	totaal					subtotaal
						324,900
stortvoegen						
	kopkist/m2	40				
	gld/voeg	3720				
	# stortvoegen	0				subtotaal
						0
			Totaal	12,316,948		18,454,948 inc beton

samenvatting

bouwtijd	49 wkn
beton productie	0.25 mu/m3
maximale werkd	16.88 uur
kosten	
kist	1,396,000
wapening	5,300,163
arbeid	2,379,885
stortvoegen	0
d-voegen	324,900
bouwdok	2,916,000
totaal	12,316,948

moot=25m, w=0.35%

mu	57 gld/mu	d1	1.50	b1	31.50	hinw	5.25
vlechter	10 mu/ton wand	d2	1.00	b2	30.00	htot	7.75
	10 mu/ton vloer	d3	1.00	b3	12.90		
	65 gld/uur	d4	0.50	b4	1.20		
				b5	0.75		
staal	1100 gld/ton	Ltunnel	600			Avloer	47.25
	7.85 ton/m3	Lelement	100	6 elementen		Awandbin	5.25
ontkist/stellen		Lmoot	33			Awandbui	10.50
		#storts/moot	1	18 storts/tunnel		Adak	30.00
vloerkist	0.15 mu/m2	Lstort	33			Atotaal	93
wandkist	0.15 mu/m2	# bouwstroo	2	3 elem/kist			
	400 gld/m2	repetitie	9				
	44.4 gld/m2/stort	wap dwars	0.75				
storten + voorbereiden		wap langs	0.35				
	0.20 mu/m3 vloer	wap.%	1.1				
	0.30 mu/m3 wand/dak						

		mu	dag	voer in		gulden	
		uur					
kist	m2	194.50					
	man	4	29.2	0.9	1		228
wapening	ton	136.00					149601
	man	14	1360	12.14	12		88401
betonstort volume	m3	1575					
capaciteit	m3/u	70					
	man	16	22.50		1		20520
	verharden				2		
							0.23 mu/m3
			subtotaal		16		258,750

		mu	dag	voer in		gulden	
		uur					
kist	m2	700.00					
	man	6	105	2.19	2		31111
wapening	ton	15.11					684
	man	4	151	4.7	5		16622
beton	stort volume	175.00					325
capaciteit	m3/u	25					
	man	8	7.00		1		3648
	verharden				2		
							0.32 mu/m3
			subtotaal		10		52,390

		mu	dag	voer in		gulden	
		uur					
kist	m2	1627					
	man	10	244.00	3.05	3		72296
wapening	ton	116.6					1710
	man	12	1165.73	12.14	12		128230
beton	stort volume	1350					9360
capaciteit	m3/u	60					
	man	16	22.50		1		8100
	verharden				3		
							0.27 mu/m3
			subtotaal		19		219,696

exklusief beton							
per stort	beton m3	3100					
per tunnel	totaal m3	55800					
betonprijs	gld/m3	110					
		6,138,000					
			totaal	45		530,837	per stort

			Totaal	249		9,555,061	per tunnel

bouwtijd	dagen/tunnel	249					
	weken/tunnel	50					
	gld/week	60,000					
			subtotaal			2,988,000	

dilatatievoegen	gld/voeg	14000					
	# dilvoegen	12					168000
	kabels	27					
	doorslijp gld/kab	150					48600
	totaal					subtotaal	216,600

stortvoegen	kopkist/m2	40					
	gld/voeg	3720					
	# stortvoegen	0				subtotaal	0
			Totaal			12,759,661	18,897,661 inc beton

samenvatting

bouwtijd	50 wkn
beton produktie	0.25 mu/m3
maximale werkd	22.50 uur
kosten	kist 1,861,333
	wapening 5,300,163
	arbeid 2,393,565
	stortvoegen 0
	d-voegen 216,600
	bouwdok 2,988,000
	totaal 12,759,661

moot=33m, w=0.35%

mu	57 gld/mu	d1	1.50	b1	31.50	hinw	5.25
vlechter	10 mu/ton wand	d2	1.00	b2	30.00	htot	7.75
	10 mu/ton vloer	d3	1.00	b3	12.90		
	65 gld/uur	d4	0.50	b4	1.20		
staal	1100 gld/ton			b5	0.75		
	7.85 ton/m3	Ltunnel	600			Avloer	47.25
ontkist/stellen		Lelement	100	6 elementen		Awandbin	5.25
		Lmoot	33			Awandbui	10.50
vloerkist	0.15 mu/m2	#storts/moot	2	36 storts/tunnel		Adak	30.00
wandkist	0.15 mu/m2	Lstort	17			Atotaal	93
	400 gld/m2	# bouwstroo	2	3 elem/kist			
	22.2 gld/m2/stort	repetitie	18				
storten + voorbereiden		wap dwars	0.75				
	0.20 mu/m3 vloer	wap langs	0.60				
	0.30 mu/m3 wand/dak	wap.%	1.35				

		mu	dag	voer in		gulden	
		uur					
kist	m2	144.50					
	man	4	21.7	0.7	1	228	
wapening	ton	83.46				91801	
	man	14	835	7.45	7	54246	
betonstort volume	m3	787.5					
capaciteit m3/u		70					
	man	16	11.25		1	10260	0.23 mu/m3
	verharden				2		
		subtotaal	11			156,535	

		mu	dag	voer in		gulden	
		uur					
kist	m2	350.00				7778	
	man	6	52.5	1.09	1	342	
wapening	ton	9.27				10200	
	man	6	93	1.9	2	130	
beton stort volume	m3	87.50					
capaciteit m3/u		25					
	man	8	3.50		1	3648	0.32 mu/m3
	verharden				2		
		subtotaal	6			22,098	

		mu	dag	voer in		gulden	
		uur					
kist	m2	813				18074	
	man	10	122.00	1.53	2	1140	
wapening	ton	71.5				78686	
	man	12	715.33	7.45	8	6240	
beton stort volume	m3	675					
capaciteit m3/u		60					
	man	16	11.25		1	2025	0.27 mu/m3
	verharden				3		
		subtotaal	14			106,166	

exclusief beton
per stort beton m3 1550 totaal 31 284,798 per stort
per tunnel totaal m3 55800
betonprijs gld/m3 110

	dagen	gulden
Totaal	303	10,252,734 per tunnel

bouwtijd	dagen/tunnel	303	
	weken/tunnel	61	
	gld/week	60,000	subtotaal 3,636,000

dilatatievoegen	gld/voeg	14000	
	# dilvoegen	12	168000
	kabels	27	
	doorslijp gld/kab	150	48600
	totaal		subtotaal 216,600

stortvoegen	kopkist/m2	40	
	gld/voeg	3720	
	# stortvoegen	18	subtotaal 66,960
		Totaal	14,172,294

20,310,294 inc beton

samenvatting

bouwtijd	61 wkn
beton productie	0.25 mu/m3
maximale werkd	11.25 uur
kosten	
kist	930,667
wapening	6,504,746
arbeid	2,817,322
stortvoegen	66,960
d-voegen	216,600
bouwdok	3,636,000
totaal	14,172,294

mu	57 gld/mu	d1	1.50	b1	31.50	hinw	5.25
		d2	1.00	b2	30.00	htot	7.75
vlechter	10 mu/ton wand	d3	1.00	b3	12.90		
	10 mu/ton vloer	d4	0.50	b4	1.20		
	65 gld/uur			b5	0.75		
staal	1100 gld/ton	Ltunnel	600			Avloer	47.25
	7.85 ton/m3	Lelement	100	6 elementen		Awandbin	5.25
ontkist/stellen		Lmoot	33			Awandbui	10.50
vloerkist	0.15 mu/m2	#storts/moot	3	54 storts/tunnel		Adak	30.00
wandkist	0.15 mu/m2	Lstort	11			Atotaal	93
	400 gld/m2	# bouwstroo	2	3 elem/kist			
	14.8 gld/m2/stort	repetitie	27				
storten + voorbereiden		wap dwars	0.75				
	0.20 mu/m3 vloer	wap langs	0.96				
	0.30 mu/m3 wand/dak	wap.%	1.71				

		mu	uur	dag	voer in	gulden
kist	m2	127.83				
	man	4	19.2	0.6	1	228
wapening	ton	70.47				77521
	man	14	705	6.29	6	45808
betonstort volume	m3	525				
capaciteit m3/u		70				
	man	16	7.50		1	6840
verharden					2	
subtotaal						10 130,396

0.23 mu/m3

biwanden						
kist	m2	233.33				3457
	man	6	35	0.73	1	342
wapening	ton	7.83				8613
	man	4	78	2.4	3	195
beton stort volume		58.33				
capaciteit m3/u		25				
	man	8	2.33		0.5	1824
verharden					2	
subtotaal						6.5 14,431

0.32 mu/m3

buwand + dak						
kist	m2	542				8033
	man	10	81.33	1.02	1	570
wapening	ton	60.4				66446
	man	12	604.06	6.29	6	4680
beton stort volume		450				
capaciteit m3/u		60				
	man	16	7.50		1	900
verharden					3	
subtotaal						11 80,629

0.27 mu/m3

exclusief beton
per stort beton m3 1033 totaal 27.5 225,457 per stort

per tunnel totaal m3 55800
betonprijs gld/m3 110

	dagen	gulden
Totaal	346.5	12,174,670 per tunnel

bouwtijd	dagen/tunnel	346.5				
	weken/tunnel	69				
	gld/week	60,000				
subtotaal						4,158,000
dilatatievoegen	gld/voeg	14000				
	# dilvoegen	12				168000
	kabels	27				
	doorslijp gld/kab	150				48600
	totaal					
subtotaal						216,600
stortvoegen	kopkist/m2	40				
	gld/voeg	3720				
	# stortvoegen	36				
subtotaal						133,920
Totaal						16,683,190

22,821,190 inc beton

samenvatting	
bouwtijd	69 wkn
beton productie	0.25 mu/m3
maximale werkd	7.50 uur
kosten	
kist	620,444
wapening	8,239,344
arbeid	3,314,881
stortvoegen	133,920
d-voegen	216,600
bouwdok	4,158,000
totaal	16,683,190

moot=33m, w=0.96%

3 storts

Kostenanalyse

