

Onderzoek naar de spanningen en vervormingen in een waterleidingbuis ter plaatse van paalondersteuning

1. Inleiding

Voor het transport van ruwwater ten behoeve van de drinkwatervoorziening van Rotterdam, worden momenteel een tweetal transportleidingen aangelegd tussen de spaarbekken in de Brabantse Biesbosch en de drinkwaterproductiebedrijven „Honingerdijk” en „Berenplaat”. De voeding van het zuiveringsbedrijf „Berenplaat” zal geschieden door een 26 km lange leiding met een inwendige diameter van 1800 mm. Het oude bedrijf „Honingerdijk”, dat over enige jaren door een nieuw bedrijf zal worden vervangen, zal zijn water ontvangen door een 30 km lange leiding met een inwendige diameter van 1400 mm. In een latere fase komt hier een tweede leiding van de zelfde afmetingen bij. De transportleidingen worden grotendeels uitgevoerd in buizen van voorgespannen beton, alleen bij de kruisingen met rivieren, waterkeringen, wegen en spoorwegen, wordt gebruik gemaakt van stalen buizen, terwijl hier ook de derde leiding direct gelegd wordt.

In het leidingtracé, dat hoofdzakelijk gelegen is op het eiland van Dordrecht, in de Hoekse Waard en op het eiland van IJsselmonde, komen kruisingen voor met 2 spoorwegen, 4 rijkswegen, 6 belangrijke rivieren en 21 waterkeringen. Ter plaatse van de waterkeringen zijn de leidingen door palen ondersteund.

Voor de in de waterkeringen uit te voeren werken is vergunning nodig van de beheerder van de betreffende waterkering, terwijl voor hoofdwaterkeringen, ingevolge artikel 33 van de Waterstaatswet 1900, tevens goedkeuring van Gedeputeerde Staten der provincie vereist is. Bij deze aanvraag dient, in de provincie Zuid-Holland, naast de tekeningen en de toelichting op het plan, ook een sterkteberekening van de kruisingsconstructie te worden ingediend.

Bij de beoordeling van deze berekening wordt gebruik gemaakt van de Pijpleidingcode, uitgegeven door de Provinciale Waterstaat in Zuid-Holland.

Reeds bij de berekening van de eerste dijk kruising bleek dat, bij toepassing van de in de Pijpleidingcode aangegeven berekeningsfactoren, ter plaatse van de paalondersteuning extreem hoge spanningen in de buiswand te verwachten waren, indien de opleggingen uitgevoerd zouden worden als „normale” zadelop-

leggingen. Besloten werd de opleggingen uit te voeren als rondgaande betonringen en in de berekeningen uit te gaan van ondersteuningscondities die afwijken van de in de Pijpleidingcode genoemde.

De Provinciale Waterstaat kon met deze afwijkende ondersteuningscondities akkoord gaan, indien bij een proefbelasting zou blijken dat de optredende spanningen gelijk of lager zouden zijn dan de berekende spanningen.

Aan het Instituut TNO voor Bouwmaterialen en Bouwconstructie is toen opdracht verstrekt een onderzoek te verrichten naar het gedrag van een stalen waterleidingbuis (inwendige diameter 1800 mm, wanddikte 19 mm) met t.p.v. de paaloplegging een rondgaand betonblok.

Doel van het onderzoek was:

- Experimentele bepaling van de spanningen in de buisdoorsnede t.p.v. de oplegging bij toenemende oplegreactie. Voor de maximale oplegreactie werd een kracht van 65 tf aangehouden. (Max. paalbelasting in dijk kruising.)
- Inzicht in het bezwijkgedrag van de leidingconstructie ter plaatse van de oplegging. Hiertoe werd besloten de oplegreactie op te voeren tot maximaal $3 \times 65 = 195$ tf.
- Bepaling van de vervormingen van de buisdoorsnede bij toenemende oplegreactie.

- Inzicht in het kruipgedrag van de buisbekleding t.p.v. de oplegging bij een oplegreactie van 65 tf. Tengevolge van kruip van het bekledingsmateriaal is het in principe mogelijk dat het bekledingsmateriaal tussen de buis en het oplegblok wordt weggeperst. Het spanningsbeeld in doorsneden ter plaatse van het oplegblok kan er ongunstig door beïnvloed worden.

2. Kruisingsconstructie nabij waterkeringen

Door de dijkbeheerders werd geëist dat de leidingen boven het ontwerppeil van de waterkering werden gelegd.

Dit betekent ter plaatse van de kruising een aanzienlijke dijkverhoging (2,5 à 3 m), met diengenvolge zeer grote zettingen en zettingsverschillen.

Bij een fundering op staal kan dit zettingsverschil, bij leidingen met een grote diameter, een aanzienlijke spanningsbijdrage in de leiding geven. Door het dijklichaam reeds geruime tijd voor de leidingaanleg aan te vullen, kunnen de zettingen beperkt worden.

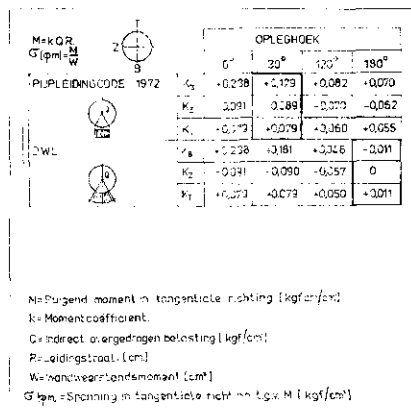
Bij de Biesbosch transportleidingen zouden de resterende zettingen na één jaar voorbelasting, echter nog dermate groot zijn dat toepassing van een staalfundering alleen mogelijk was indien de leidingen, in de toekomst, één of meerdere malen omhoog gebracht zouden worden. Gekozen is daarom voor een onderheide leiding.

In een dergelijke onderheide leiding zullen de maximale spanningen vrijwel steeds gevonden worden ter plaatse van de ondersteuning.

Volgens de Pijpleidingcode 1972 dient bij de berekening van de tangentiële spanningen (σ_θ) — ten gevolge van de indirect overgebrachte belasting — ter plaatse van de opleggingen van dezelfde ondersteuningscondities te worden uitgegaan als bij opleggingen in de grond. Dit wil zeggen een *gelijkmatig over de ondersteuningshoek van 30° verdeelde en verticaal georiënteerde oplegdruk* (afb. 1).

Deze mening is gebaseerd op de onzekerheid die zou bestaan ten aanzien van de aanwezigheid van een zodanige nauwe omsluiting van de leiding, ter plaatse van een zadeloplegging, dat deflectie van de leiding onmiddellijk steungevende

Afb. 1 - Momentcoëfficiënten voor indirect overgebrachte belastingen bij zadelopleggingen.



zijdelingse reacties van het zadelblok op zou roepen. Met name de aanwezigheid van leidingbekleding en drukverdelende media, zoals vilt, rubber en dergelijke, zou de mogelijkheid scheppen, dat de buis vrij kan ovaliseren zonder noemenswaardige tegenwerking van de flankerende zadelgedeelten. In deze omstandigheden zou zelfs een kleinere ondersteuningshoek dan de zadelhoek niet ondenkbaar zijn.

Voor bij stalen drukleidingen met een lage overdruk en grote diameter leveren deze aannamen grote problemen op. Voor deze categorie leidingen geeft de Pijpleidingcode als mogelijkheid het lasen van verstijvingsringen om de leiding aan weerszijden van de zadeloplegging. Andere aannamen werden niet verantwoord geacht tenzij nadere onderzoeken anders zouden uitwijzen. Bovenstaande gedachtengang heeft geresulteerd in een ontwerp voor de oplegconstructie waarbij geen gebruik werd gemaakt van zadelopleggingen maar van opleggingen met een rondgaande betonkraag. Hierdoor worden de vervormingen van de buis aanzienlijk beperkt, zodat het aanbrengen van verstijvingsringen achterwege kan blijven. Een nevenvoordeel van deze constructiewijze is het ontbreken van een direct over te brengen grondbelasting op de buis, immers deze wordt direct via de betonring op de paalfundering overgedragen.

Voor de berekening van de oplegconstructie werden afwijkende ondersteuningsvoorwaarden aangenomen, n.l. een ondersteuningshoek van 180° en een radiaal gerichte gelijkmatig verdeelde oplegreactie.

Voor de proefbelasting werd uitgegaan van de situatie waarbij de maximale paalbelasting in een kruisingsconstructie op zou treden (65 ton).

De voor de proefbelasting berekende spanningen zijn vermeld in tabel I.

3. De proefopstelling (afb. 2)

Een leidingedeelte op ware grootte met

TABEL I - Berekende spanningen bij proefopstelling (oplegreactie 65 t).

meetpunt	φ	σ_x	$\sigma_{\varphi I}$	$\sigma_{\varphi U}$	$\sigma_{\varphi N}$	$\sigma_{\varphi M}$
1	0	- 237,4	- 1311,3	+ 914,7	- 198,3	1113,0
2	22,5	- 219,3	- 736,2	+ 360,2	- 188,0	548,2
3-9	45	- 167,9	+ 542,5	- 862,6	- 160,1	702,5
4	67,5	- 90,9	+ 1307,7	- 1552,1	- 122,2	1429,9
5-8	90	0	- 87,1	- 84,0	- 85,5	1,5
6	135	+ 167,9	- 716,1	+ 694,2	- 11,0	705,2
7	180	+ 237,4	+ 1138,7	- 1084,3	+ 27,2	1111,5

- φ = cirkelhoek, gerekend van onderste normaal
- σ_x = spanning in axiale richting
- σ_{φ} = spanning in tangentiële richting
- $\sigma_{\varphi I}$ = σ_{φ} aan binnenzijde buiswand
- $\sigma_{\varphi U}$ = σ_{φ} aan buitenzijde buiswand
- $\sigma_{\varphi N}$ = bijdrage van de normaalkracht aan σ_{φ}
- $\sigma_{\varphi M}$ = bijdrage aan het buigend moment aan σ_{φ}

een lengte van 10 m werd onderworpen aan een driepuntsbuigproef (zie afb. 2). In het midden van het leidingedeelte was een betonnen oplegblok rond de buis gestort. Op de plaats waar in de praktijk de paalreactie het blok wordt ingeleid, werd tijdens de proef de belasting aangebracht.

Hiertoe werd een stalen onderlegplaat (400 x 400 x 50 mm) ingestort.

De lengte en breedte afmetingen kwamen overeen met die van de doorsneden van de te gebruiken palen.

Op de onderlegplaat werd de wapening gelast die, in de praktijk vanuit de paal, het blok wordt ingevoerd.

In verband met corrosiebescherming was de buis voorzien van een ca. 10 mm dikke bitumenbekleding bestaande uit:

- a. een hechtlaag van bitumenverf;
- b. een laag asfaltbitumen;
- c. een wikkeling van, met asfaltbitumen doordrenkt, glasvlies;
- d. een tweede laag bitumen;
- e. een wikkeling van, met asfaltbitumen doordrenkt, asbestvilt.

Ter plaatse van de betonblokken was tussen deze bitumenlaag en het beton een rubberfolie van ca. 5 mm, voorzien van canvas inlagen, aangebracht.

Om de belasting zo goed mogelijk cen-

trisch te doen aanrijpen werd deze via een kogel aangebracht. Gebruik werd gemaakt van een 200-tons vijzel.

De oplegreacties werden geleverd door een tweetal samengestelde portalen.

De afstand tussen deze portalen en het blok bedroeg h.o.h. 3570 mm.

De oplegreacties werden op de buis overgebracht via twee stalen zadels.

Om vervormingen van de buisdoorsnede tengevolge van de oplegreacties te voorkomen werden bovendien t.p.v. elk portaal twee verstijvingsringen aangebracht (inwendige en uitwendige diameter resp. 800 en 1795 mm; dikte 20 mm).

Met het doel de spanningen in de stalen buis ter plaatse van het betonblok te bepalen zijn rekmetingen verricht.

In doorsnede I en II werden hiertoe, op de in afb. 3 aangegeven plaatsen, drievoudige rozetten aangebracht, zowel aan de binnen- als aan de buitenzijde van de stalen buis.

Hiertoe was aan de buitenzijde, plaatselijk, de buisbekleding verwijderd.

In doorsnede III was het slechts mogelijk rozetten aan de binnenzijde van de buis te plakken.

Met behulp van de rozetten werden per meetpunt in drie richtingen de optredende rekken bepaald.

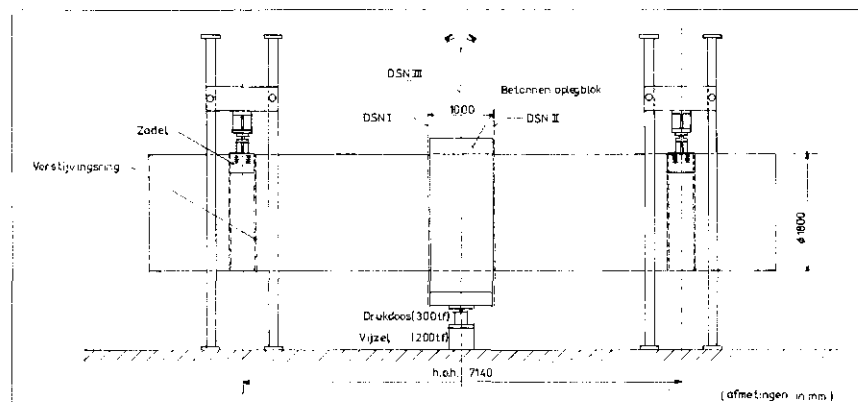
Door lineaire interpolatie was het mogelijk, bij de meetpunten in doorsnede I en II, de rektoestand in het midden van de buiswand vast te leggen.

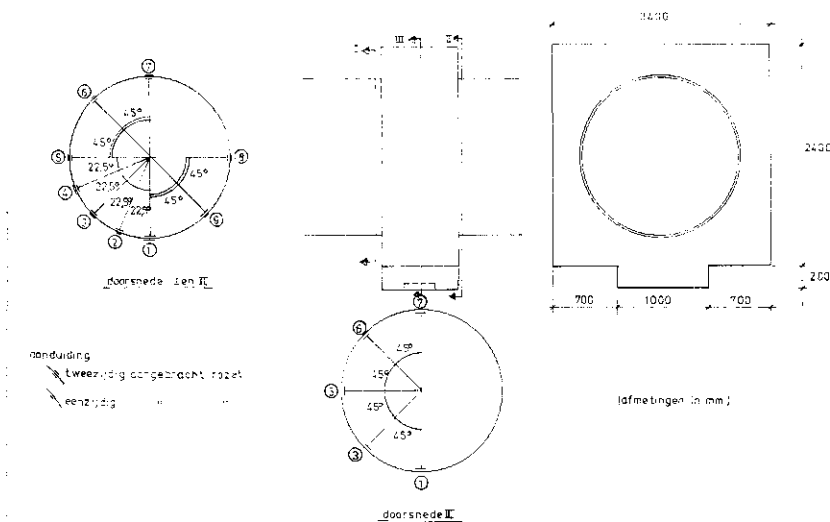
De rekken werden gemeten met behulp van een Modulog datalogger en op ponsband geregistreerd.

Uit de gemeten rekken was de spanningstoestand ter plaatse te berekenen. Deze berekening geschiedde met behulp van een computer. De rekmeting in de doorsneden I en II was identiek. Doel was na te gaan of de buisdoorsneden direct naast het betonblok zich op gelijke wijze gedroegen.

De rekmeting in doorsnede III was bedoeld als verificatie van de onderstelling dat deze doorsnede qua optredende spanningen niet maatgevend was. Er waren dan ook minder meetpunten aangebracht.

Afb. 2 - Overzicht proefopstelling.





Afb. 3 - Overzicht van de meetpunten t.b.v. de rekmeting en afm. betonblok.

Het vervormen van de buisdoorsnede werd bepaald door, als functie van de belasting, de verandering te meten in de horizontale en verticale buisdiameter ter plaatse van doorsnede III. Hierbij werd gebruik gemaakt van een afneembare verplaatsingsmeter.

Het kruipgedrag van het bekledingsmateriaal van de buis werd bestudeerd door ter weerszijden van het betonblok de indrukking te meten als functie van de belasting en de tijd.

Hierbij werd gebruik gemaakt van inductieve verplaatsingsopnemers.

Bij het bestuderen van het kruipgedrag van het bekledingsmateriaal werden voorzieningen getroffen, waardoor het mogelijk was om het uur automatisch een aflezing te registreren.

De luchttemperatuur tijdens het kruiponderzoek bedroeg ca. 20 °C.

4. De beproeving

Bij de uitvoering van de beproeving waren een tweetal fasen te onderscheiden:

Fase I: Opvoeren van de belasting tot 65 tf.

A. Kortstondige effecten

De belasting werd, in stappen van 20 tf, opgevoerd tot 60 tf en met een stap van 5 tf tot 65 tf. Daarna werd de belasting weggenomen.

Bij elke belasting-stap werden bepaald:

a. De rekken in de meetpunten van de doorsneden I, II en III (zie afb. 3). Zowel voor als na het belasten werden nulstanden gemeten. Deze werden onderling vergeleken. Doel was na te gaan of zich o.i.v. de belasting van 65 tf vloeiverschijnselen in de buis hadden voorgedaan.

b. De vervorming van de buisdoorsnede t.p.v. doorsnede III.

B. Lange duur effecten

De belasting werd in één stap opgevoerd tot 65 tf en gedurende een zekere tijd constant gehouden.

Om het uur werd de indrukking van de bekleding aan de onderkant van de buis ter weerszijden van het betonblok geregistreerd. Voordat het proefstuk werd ontlast werden de rekken afgelezen. Na ontlasten werd een nulmeting verricht.

Fase II: Opvoeren van de belasting tot eventueel bezwijken met als maximum 195 tf.

A. Kortstondige effecten

Met het doel inzicht te verkrijgen in het eventuele bezwijkgedrag van de leidingconstructie werd de belasting opgevoerd tot maximaal 195 tf (d.i. 3 x de rekenwaarde voor de oplegreactie).

Als stapgrootte werd uitgegaan van 65 tf. Voorwaarde hierbij was dat, ingeval zich bijzondere effecten zouden voordoen, de stapgrootte naar behoefte zou worden gewijzigd.

Bij elke belastingstap werden de onder fase I-A, a en b genoemde grootheden bepaald.

B. Lange duur effecten

In afwijking van de oorspronkelijke opzet werd ook in deze fase van het onderzoek het kruipgedrag van de buisbekleding bestudeerd.

Om praktische redenen was het niet

mogelijk hierbij als bovengrens 195 tf aan te houden, daar de apparatuur nodig om de belasting automatisch constant te houden niet op deze kracht was afgestemd, daarom werd het kruipgedrag bestudeerd bij een oplegreactie van 180 tf. Na afloop van het kruiponderzoek werd een rekmeting verricht bij 195 tf.

Tenslotte werd, in onbelastbare toestand, nog een nulmeting gedaan.

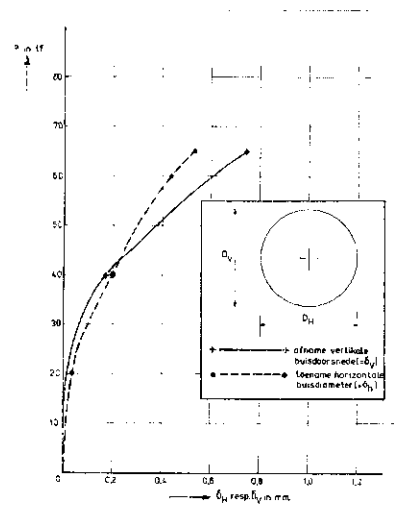
5. De meetresultaten

A. Algemeen

Het spanningsbeeld van de doorsneden direct ter weerszijden van het betonblok vertoonde geen significante verschillen.

B. Fase I: Opvoeren van de belasting tot 65 tf.

In tabel II zijn de spanningen weergegeven direct na het belasten met 65 tf (gemiddelen van doorsneden I en II).



Afb. 4 - Vervorming van de buisdoorsnede (fase I).

In afb. 4 is de afname van de verticale buisdiameter (ϵ_V) en de toename van de horizontale buisdiameter (ϵ_H) uitgezet. In afb. 5 is het kruipgedrag van de buisbekleding weergegeven.

De toename van de indrukking per tijdseenheid bleek geleidelijk af te nemen. Deze afname was echter zo gering dat niet verwacht kon worden dat binnen afzienbare tijd een limietwaarde zou

TABEL II - Gemeten spanningen bij proefopstelling (oplegreactie 65 t).

meetpunt	φ	σ_x	$\sigma_{\phi 1}$	$\sigma_{\phi u}$	$\sigma_{\phi N}$	$\sigma_{\phi M}$
1	0 °	- 210,3	- 161,7	- 19,3	- 90,5	71,2
2	22,5 °	- 205,6	- 105,0	- 82,4	- 93,7	11,3
3-9	45 °	- 144,5	- 77,1	- 177,3	- 127,2	50,1
4	67,5 °	- 57,8	+ 9,4	- 90,9	- 40,7	50,2
5-8	90 °	+ 22,4	- 69,5	+ 34,7	- 17,4	52,1
6	135 °	+ 128,8	- 55,8	+ 60,7	+ 2,5	58,2
7	180 °	+ 121,0	- 19,7	- 20,4	- 20,0	0,4

worden bereikt. Daarom werd besloten deze fase van het onderzoek na 112 u te beëindigen.

In tabel III zijn nogmaals de spanningen weergegeven bij een belasting van 65 tf nu echter na het beëindigen van de duurproef (na 112 u).

C. Fase 2: Opvoeren van de belasting tot een maximum van 195 tf.

Bij het opvoeren van de belasting werd bij ca. 130 tf scheurvorming waargenomen in het betonnen oplegblok.

De belastingstappen werden daarop verkleind van 65 tf tot 32,5 tf.

Bij een belasting van 188,5 tf trad vrij plotseling een gapende scheur (wijdte ca. 3 cm) op in de bovenzijde van het betonblok, ter plaatse van de kruin van de buis, en evenwijdig aan de asrichting. De belasting viel gedeeltelijk terug.

Nadat het betonblok was bezwaken, werd de belasting teruggebracht tot 180 tf en bij deze waarde constant gehouden.

In afb. 7 is het krimpgedrag van de buisbekleding weergegeven.

De toename van de indrukking bleek geleidelijk af te nemen, zonder dat een limietwaarde bereikt werd. Na 160 uur werd het onderzoek afgesloten.

Na beëindiging van het krimp onderzoek bleek het mogelijk de belasting op te voeren tot 195 tf.

De scheurvorming in het betonblok nam

TABEL III - Gemeten spanningen bij proefopstelling na 112 uur (oplegreactie 65 tf).

meetpunt	φ	σ_x	$\sigma_{\phi 1}$	$\sigma_{\phi u}$	$\sigma_{\phi N}$	$\sigma_{\phi M}$
1	0 °	- 204,8	- 175,8	+ 84,5	- 45,7	130,2
2	22,5 °	- 189,2	- 68,9	+ 52,0	- 60,5	8,5
3-9	45 °	- 128,7	- 33,5	- 58,7	- 46,1	12,6
4	67,5 °	- 50,4	+ 45,7	- 84,3	- 19,3	65,0
5-8	90 °	+ 37,1	- 23,5	+ 10,1	- 6,7	16,8
6	135 °	+ 140,8	- 45,8	+ 74,7	+ 14,5	60,2
7	180 °	+ 172,5	- 89,3	- 54,8	+ 17,2	72,0

hierbij toe; de stalen buis bleek echter voldoende sterk om deze belasting op te kunnen nemen.

In tabel IV zijn de spanningen, aangegeven direct na het bereiken van de belasting van 195 tf.

In afb. 6 is de afname van de verticale buisdiameter en de toename van de horizontale buisdiameter, gedurende deze proefperiode weergegeven.

6. Conclusies

a. Ten aanzien van de optredende spanningen

— Bij een belasting van 65 tf bleven de maximale spanningen zeer ver onder de berekende waarden (vgl. tabel I en II).

— Zelfs bij een belasting van 195 tf werden de berekende spanningen niet

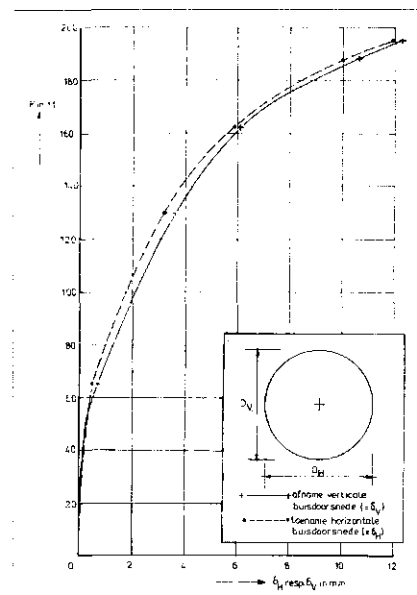
overschreden (vgl. tabel I en tabel IV).

— Het spanningsbeeld in de buisdorsnede in het midden van het betonblok was niet significant gunstiger dan in die direct ter weerszijden van het betonblok.

— Bij een belasting van 65 tf zijn geen significante wijzigingen geconstateerd

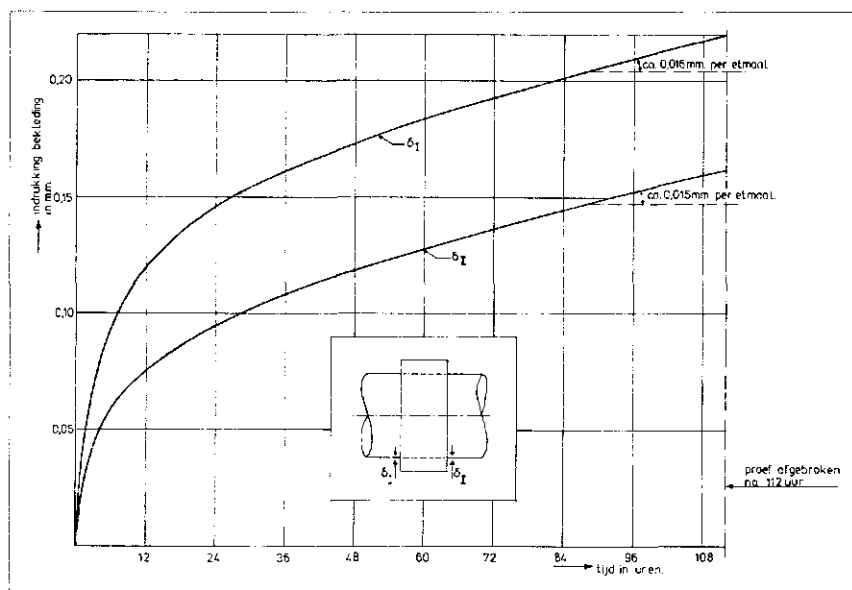
TABEL IV - Gemeten spanningen bij proefbelasting (oplegreactie 195 tf).

meetpunt	φ	σ_x	$\sigma_{\phi 1}$	$\sigma_{\phi u}$	$\sigma_{\phi N}$	$\sigma_{\phi M}$
1	0 °	- 1142,5	+ 475,5	- 833,5	- 179,0	654,5
2	22,5 °	- 892,5	- 2,4	- 302,0	- 152,2	149,8
3-9	45 °	- 410,6	- 87,3	- 85,1	- 86,2	1,1
4	67,5 °	+ 220,7	- 387,1	+ 259,1	- 64,0	323,1
5-8	90 °	+ 569,9	- 815,9	+ 795,1	- 10,4	805,5
6	135 °	+ 290,4	+ 472,4	- 384,2	+ 44,1	428,3
7	180 °	+ 200,0	- 317,0	+ 460,0	+ 71,5	388,5



Afb. 6 - Vervorming van de buisdorsnede (fase 2).

Afb. 5 - Krimpgedrag van het bekledingsmateriaal (fase 1: P = 65 tf).

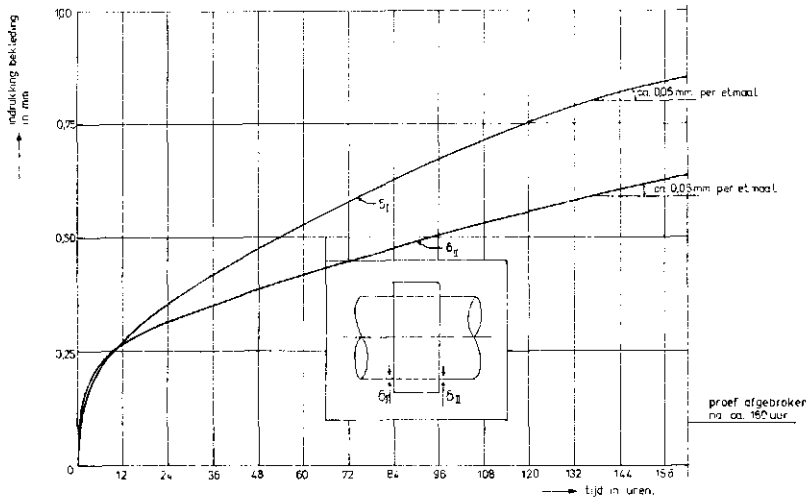


in het spanningsbeeld tengevolge van het krimpgedrag van het bekledingsmateriaal (vgl. tabel II en tabel III).

b. Ten aanzien van het krimpgedrag van de bekleding

— Gezien het tijdsbestek van de waarnemingen was geen eindwaarde voor de vervormingen onder invloed van krimp aan te geven.

Zowel bij een belasting van 65 tf als van 180 tf stelde zich een nagenoeg stationaire toestand in. De temperatuur bedroeg hier ca. 20 °C. Bij 65 tf (totale waarnemingsduur 112 u) bedroeg de gemeten indrukking ca. 0,015 mm per etmaal (afb. 5). Bij 180 tf (totale waarnemingsduur 160 u) werd voor deze toename 0,05 mm per etmaal gevonden (afb. 7).



Afb. 7 - Kruipgedrag van het bekledingsmateriaal (fase 2: $P = 180$ tf).

c. *Ten aanzien van de vervorming van de buisdoorsnede ter plaatse van het betonblok*

- Bij een paalreactie van 65 tf bleek de horizontale diameter $0,4 \text{ ‰}$ van de nominale buisdiameter groter te worden. De verticale buisdiameter werd bij deze belasting $0,3 \text{ ‰}$ kleiner (vgl. afb. 4).
- Bij een belasting van 195 tf bleek de horizontale diameter ca. 7 ‰ van de nominale buisdiameter groter te wor-

den. De verticale buisdiameter werd hetzelfde bedrag kleiner (vgl. afb. 6).

- De waargenomen vormveranderingen van de buisdoorsnede zijn klein vergeleken met de gebruikelijke maat-toleranties.
- d. *Ten aanzien van het bezwijkgedrag*
- Bij 65 tf gedroeg de buis zich geheel elastisch; in het betonblok werden geen scheuren waargenomen.

- Bij een belasting van 130 tf werden de eerste scheuren in het betonblok geconstateerd.
- Bij 188,5 tf bezweek het betonblok doordat zich aan de bovenzijde, evenwijdig aan de as van de buis een gapende, doorlopende scheur (dikte 3 cm) vormde.
- Het bleek mogelijk de belasting op te voeren tot 195 tf zonder dat de stalen buis bezweek. Een hogere belasting kon, gezien de gebruikte apparatuur niet worden aangebracht.

7. **Naschrift**

Maart 1972 deelde de Provinciale Waterstaat Zuid-Holland mede dat ingestemd kon worden met de gekozen berekeningsmethode, indien alle condities voor leiding en oplegging ter plaatse van de kruisingen zouden overeenstemmen met die van de door TNO onderzochte proefopstelling.

In januari 1973 werd deze akkoord verklaring weer ingetrokken, daar er bedenkingen tegen de constructie gerezen waren. Met name was men bang dat, bij het wegvloeien van de bitumen, op de langere duur een kleinere ondersteuningshoek, en dientengevolge een ontoelaatbaar hoge spanning, in de buis zou optreden.

Besloten is toen de bitumen bekleding niet meer toe te passen maar te vervangen door een polyethyleen bekleding.