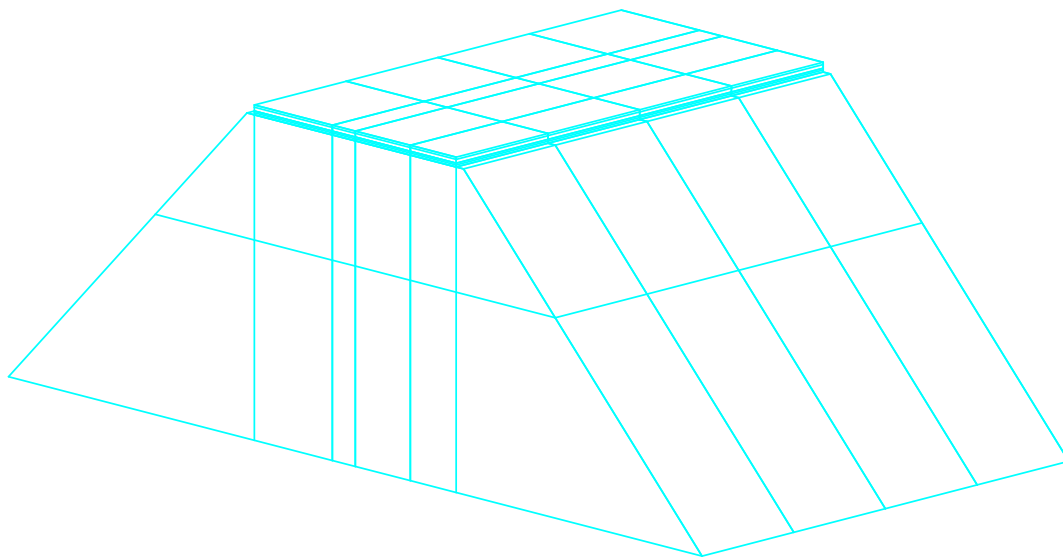


Eindige elementen analyse van een ongewapende betonverharding

februari 1998

J.G.F. Schrader



Voorwoord

Dit afstudeerrapport is geschreven ter afronding van mijn studie aan de faculteit der Civiele Techniek van de TU Delft. Met dit rapport hoop ik u allen duidelijk te kunnen maken, waarmee ik mij het afgelopen jaar tijdens mijn afstuderen heb beziggehouden.

Mijn dank gaat uit naar de leden van mijn afstudeercommissie, te weten Prof.Dr.Ir. A.A.A. Molenaar, Ir. L.J.M. Houben en A. Scarpas M.Sc. en ook naar de C.R.O.W werkgroep “Langsscheuren in Betonverhardingen”, waar ik ter voorbereiding op mijn afstuderen aan deel mocht nemen. Als laatste wil ik natuurlijk mijn familie en vrienden bedanken voor de steun die ze mij tijdens mijn studie hebben gegeven.

Jeroen Schrader

Februari 1998

Samenvatting

De aanleg van een betonweg geschiedt onder strikte kwaliteitsbewaking. Binnen 3 jaar na de aanleg moeten de verborgen gebreken ontdekt en duurzaam verholpen zijn, waarna de volgende 20 jaar onderhoud nauwelijks voor dient te komen. Daarna moet de verharding met beperkte maatregelen zijn functie nog minstens 10 jaar kunnen vervullen. In de praktijk is echter gebleken dat bij enkele recent uitgevoerde ongewapende betonverhardingen met een schraalbeton fundering, op autosnelwegen in de rechter rijstrook langsscheuren ontstaan. In dit onderzoek is er met behulp van het eindige elementen systeem CAPA-3D een driedimensionaal model gemaakt van een rijbaan van een autosnelweg, waarvan de verharding bestaat uit ongewapend beton op een fundering van schraalbeton. Met het model zijn de spanningen en verplaatsingen in de verharding t.g.v. zowel verkeerslasten als temperatuurgradiënten berekend, bij de langsvog halverwege de plaatlengte en bij de dwarsvog nabij de eventuele extra langsscheur in de fundering (in het midden van de rijbaanbreedte). In de analyse zijn de volgende varianten in beschouwing genomen:

- de langsvogen in de ongewapende betonverharding (al dan niet gescheurd)
- de langskerven in de fundering (al dan niet gescheurd)
- de hechting tussen de betonverharding en de fundering (al dan niet aanwezig)
- een extra langsscheur in de fundering (al dan niet aanwezig)

In de analyses is steeds uitgegaan van een 240 mm dikke ongewapende betonverharding (B45) en een 150 mm dikke schraalbeton fundering ($E = 6000 \text{ N/mm}^2$) op een zandondergrond. In alle berekeningen zijn de dwarsvogen en -kerven volledig doorgescheurd verondersteld.

Aan de hand van de berekende buigtrekspanningen onderin de betonverharding en onderin de schraalbeton fundering is de levensduur van de verschillende varianten met elkaar vergeleken. Hierbij is gebruik gemaakt van de VNC-vermoeiingsrelatie en de regel van Palmgren-Miner.

In dit onderzoek kwam duidelijk naar voren dat zowel bij de langsvog als bij de dwarsvog de buigtrekspanningen onderin de betonverharding en onderin de fundering met ca. 70% toenemen indien de langsvogen niet doorgescheurd zijn. Hechting tussen de betonverharding en de schraalbeton fundering leidt tot een afname van de buigtrekspanningen onderin de betonverharding met 40% t.g.v. een wiellast en met 50% t.g.v. een temperatuurgradiënt; de buigtrekspanningen onderin de betonfundering nemen echter toe met factor 2,5 t.g.v. een wiellast en met factor 2 t.g.v. een temperatuurgradiënt en worden onder extreme belastingen dermate hoog dat scheurvorming in de fundering waarschijnlijk is.

Een extra langsscheur in de schraalbeton fundering heeft alleen invloed op de betonverharding met een aangehechte fundering en leidt tot een toename van de buigtrekspanningen onderin de verharding met 20% t.g.v. een wiellast en met 70% t.g.v. een temperatuurgradiënt. Door de extra langsscheur in de fundering nemen de buigtrekspanningen onderin de fundering in de buurt van de scheur aanzienlijk af.

Conclusies van het onderzoek:

- de dwarsvogen, dwarskerven en de langsvogen dienen altijd doorgescheurd te zijn.

- de noodzaak van het doorscheuren van de langskerven wordt niet onomstotelijk aangetoond, maar wel aangeraden.
- het gedrag van een ongewapende betonverharding met een niet-aangehechte fundering is goed te voorspellen.
- een extra langsscheur in de fundering heeft geen invloed op de levensduur van de betonverharding indien deze fundering niet gehecht is aan de betonverharding.
- hechting tussen betonverharding en fundering leidt tot lagere buigtrekspanningen onderin de betonverharding, maar hogere buigtrekspanningen in de fundering. Hierdoor kunnen er extra langsscheuren in de fundering ontstaan die het gunstige effect van de hechting doen afnemen en het gedrag van de verharding minder goed voorspelbaar maken.

Inhoud

Voorwoord	I
Samenvatting	II
1 Inleiding	1
2 Dimensionering van ongewapende betonverhardingen voor autosnelwegen	2
Fout! Bladwijzer niet gedefinieerd.	
2.1 Inleiding	
Fout! Bladwijzer niet gedefinieerd.	
2.2 De voegen	
Fout! Bladwijzer niet gedefinieerd.	
2.3 De fundering	
Fout! Bladwijzer niet gedefinieerd.	
2.3.1 Ongebonden funderingen	
Fout! Bladwijzer niet gedefinieerd.	
2.3.2 Cementgebonden funderingen	
Fout! Bladwijzer niet gedefinieerd.	
2.4 De verkeersbelasting	
Fout! Bladwijzer niet gedefinieerd.	
2.5 Dimensioneringsmethoden	
Fout! Bladwijzer niet gedefinieerd.	
2.5.1 De VNC-methode	
Fout! Bladwijzer niet gedefinieerd.	
2.5.2 Model gebaseerd op Eisenmann en Odemark	15
Fout! Bladwijzer niet gedefinieerd.	
2.6 Conclusies	
Fout! Bladwijzer niet gedefinieerd.	
3 Langsscheuren in ongewapende betonverhardingen met cementgebonden fundering	
Fout! Bladwijzer niet gedefinieerd.	
3.1 Inleiding	
Fout! Bladwijzer niet gedefinieerd.	
3.2 A73 (Haps - Cuijk)	Fout! Bladwijzer niet gedefinieerd.
	17
3.2.1 Aanleg	Fout! Bladwijzer niet gedefinieerd.
3.2.2 Schade-ontwikkeling	Fout! Bladwijzer niet gedefinieerd.
3.2.3 Waarschijnlijke oorzaak	Fout! Bladwijzer niet gedefinieerd.
3.3 A59 (Terheijden - Rijksweg 16)	Fout! Bladwijzer niet gedefinieerd.
3.3.1 Aanleg	Fout! Bladwijzer niet gedefinieerd.

- 3.3.2 Schade-ontwikkeling
19Fout! Bladwijzer niet gedefinieerd.
- 3.3.3 Waarschijnlijke oorzaak
19Fout! Bladwijzer niet gedefinieerd.
- 3.4 A1 (De Lutte - De Poppe)
19Fout! Bladwijzer niet gedefinieerd.
- 3.4.1 Aanleg
19Fout! Bladwijzer niet gedefinieerd.
- 3.4.2 Schade-ontwikkeling
20Fout! Bladwijzer niet gedefinieerd.
- 3.4.3 Waarschijnlijke oorzaak
20Fout! Bladwijzer niet gedefinieerd.
- 3.5 A1 (Buren - Hengelo Oost)
20Fout! Bladwijzer niet gedefinieerd.
- 3.5.1 Aanleg
20Fout! Bladwijzer niet gedefinieerd.
- 3.5.2 Schade-ontwikkeling
21Fout! Bladwijzer niet gedefinieerd.
- 3.5.3 Waarschijnlijke oorzaak
21Fout! Bladwijzer niet gedefinieerd.
- 3.6 Conclusies
21Fout! Bladwijzer niet gedefinieerd.

4	Doelstelling		22
5	Het opstellen van de mesh van het te gebruiken eindige elementen model	23	
5.1	Inleiding		23
5.2	Het eindige elementen systeem CAPA-3D		23
5.3	Het opstellen van het model		24
6	Verificatie van het model		31
6.1	Inleiding		31
6.2	Materiaaleigenschappen		31
6.3	Lineair elastisch model		34
6.4	Deuvels in de interfaces		36
6.5	Het model vergeleken met Westergaard		39
6.6	Temperatuurgradiënten		41
7	De constructievarianten		42
7.1	Inleiding		42
7.2	Aanleiding voor de varianten	42	
7.3	Constructievariant 1		43
7.4	Constructievariant 2		44
7.5	Constructievariant 3		45
7.6	Constructievariant 4		46
7.7	Constructievariant 5		47
7.8	Constructievariant 6		48
7.9	Constructievariant 7		49
7.10	Constructievariant 8		50
8	Analyse van de ongewapende betonverharding met een niet-gescheurde fundering		51
8.1	Inleiding		51
8.2	Wiellast nabij de langsvoeg		51
8.2.1	Buigtrekspanningen ten gevolge van een wiellast		52
8.2.2	Buigtrekspanningen ten gevolge van een temperatuurgradiënt		54
8.3	Wiellast nabij de dwarsvoeg		56
8.3.1	Buigtrekspanningen ten gevolge van een wiellast		57
8.3.2	Buigtrekspanningen ten gevolge van een temperatuurgradiënt		59
8.4	Levensduur analyse		61
8.4.1	Buigtreksterkte en vermoeiingsgedrag		62
8.4.2	Analyse wiellasten		64
8.4.3	Analyse temperatuurgradiënt		64
9	Analyse van de ongewapende betonverharding met een gescheurde fundering		65
9.1	Inleiding		65
9.2	Wiellast nabij de dwarsvoeg		65
9.3	Temperatuurgradiënten		68
9.4	Levensduur analyse		69
9.4.1	Analyse van verharding met niet-aangehechte schraalbeton fundering		69
9.4.2	Analyse van verharding met aangehechte schraalbeton fundering		69
10	Invloed van zeer zware aslasten		71
10.1	Inleiding		71

10.2	Aslastklasse > 180 kN	71	
10.3	Analyse wiellasten > 95 kN		71
11	Conclusies en aanbevelingen		73
11.1	Conclusies		73
11.2	Aanbevelingen		74
	Literatuur		75

Bijlage 1:	VENCON : De Formularia
Bijlage 2:	Berekening van betonverharding met aangehechte schraalbeton fundering (methode Eisenmann)
Bijlage 3:	Buigtreksterkte en vermoeiingsgedrag bij een aangehechte schraalbeton fundering
Bijlage 4:	Spanningsgrafieken raai A-A' en raai B-B' (hoofdstuk 8)
Bijlage 5:	Spanningsgrafieken raai C-C' en raai D-D' (hoofdstuk 8)
Bijlage 6:	Levensduur analyse hoofdstuk 8 en 9
Bijlage 7:	Spanningsgrafieken raai C-C' en raai D-D' (hoofdstuk 9)
Bijlage 8:	Levensduur analyse hoofdstuk 10
Bijlage 9:	8 constructievarianten

1 Inleiding

Door de C.R.O.W Werkgroep “Langsscheuren in betonverhardingen” is recent een studie verricht naar de langsscheurvorming die is opgetreden in 4 autosnelwegvakken, waarvan de verhardingsconstructie bestaat uit een ongewapende betonverharding op een schraalbeton fundering (1). Uit de studie kwam naar voren dat het structureel gedrag van de verharding sterk wordt beïnvloed door de feitelijke optredende verkeersbelasting, de hechting tussen de betonverharding en de schraalbeton fundering, het functioneren van de voegen (m.n. de langsvoegen) en verzwakkingen/scheuren in de fundering.

De C.R.O.W studie is de aanleiding geweest voor deze studie, waarbij een drie-dimensionale eindige elementen analyse is uitgevoerd naar de invloed van de bovengenoemde factoren op de in de verharding en fundering optredende spanningen. In de analyses is steeds uitgegaan van een 240 mm dikke ongewapende betonverharding (B45) en een 150 mm dikke schraalbeton fundering ($E = 6000 \text{ N/mm}^2$) op een zandondergrond. In alle berekeningen zijn de dwarsvoegen en -kerven volledig doorgescheurd verondersteld.

In hoofdstuk 2 wordt nader ingegaan op de dimensionering van de ongewapende betonverharding en de daarbij optredende problemen. In hoofdstuk 3 worden de resultaten van de C.R.O.W werkgroep in het kort weergegeven. Hoofdstuk 2 en 3 vormen samen de probleemomschrijving van dit onderzoek en leiden tot de doelstelling in hoofdstuk 4. In hoofdstuk 5 wordt het eindige elementen model behandeld dat is opgesteld voor deze studie. De verificatie van dit model is terug te vinden in hoofdstuk 6. De verschillende varianten die in deze studie zijn onderzocht worden in hoofdstuk 7 nader toegelicht. De berekeningsresultaten en levensduur analyses van de varianten zijn terug te vinden in hoofdstuk 8. De invloed van een extra langsscheur in de fundering op de varianten wordt behandeld in hoofdstuk 9 en in hoofdstuk 10 wordt de invloed van zeer zware aslasten op een ongewapende betonverharding nader uitgewerkt. Tenslotte worden in hoofdstuk 11 de conclusies en aanbevelingen van deze studie gegeven.

2 Dimensionering van ongewapende betonverhardingen voor autosnelwegen

2.1 Inleiding

De aanleg van een betonweg geschiedt onder strikte kwaliteitsbewaking. Binnen 3 jaar na de aanleg moeten de verborgen gebreken ontdekt en duurzaam verholpen zijn. Hierdoor moet het onderhoud de volgende 20 jaar beperkt blijven tot het onderhouden van de voegvullingen en het herstellen van kleine oppervlakte- en randgebreken. Daarna moet met beperkte onderhoudsmaatregelen de verharding zijn functie nog minstens 10 jaar kunnen vervullen. In de praktijk is echter gebleken dat bij enkele recent uitgevoerde ongewapende betonverhardingen, met een schraalbeton fundering, op autosnelwegen in de rechter rijstrook langsscheuren ontstaan. Deze scheuren ontstaan soms al tijdens de aanleg van de verharding en/of vrij snel na het openstellen van de weg en blijven soms doorgroeien, zodanig dat in langsrichting scheuren van vele honderden meters aanwezig kunnen zijn.

Dit hoofdstuk bestaat uit literatuuronderzoek naar de dimensionering van ongewapende betonverhardingen voor autosnelwegen. Bij de dimensionering wordt uitgegaan van het model weergegeven in figuur 2.1 (2).

Figuur 2.1: Verhardingsmodel met maatgevende belastingsgevallen (2)

In de betonverharding zijn langs- en dwarsvoegen aanwezig, waardoor er platen ontstaan. Deze voegen zijn aanwezig om krimp- en temperatuurvervormingen op te kunnen nemen. In paragraaf 2.2 zal hier verder op ingegaan worden. De fundering van de betonverharding kan uit ongebonden of uit cementgebonden materialen bestaan. De verschillen die hierdoor op kunnen treden zullen in paragraaf 2.3 nader uitgewerkt worden. In paragraaf 2.4 zal de verkeersbelasting bekeken worden, omdat deze van grote invloed is op de dimensionering van de betonverharding. Daarna zullen in paragraaf 2.5 achtereenvolgens de VNC - methode en een methode die gebruik maakt van formules van Eisenmann besproken worden. Tenslotte zullen er in paragraaf 2.6 enige conclusies volgen en een aantal aanbevelingen worden gedaan.

2.2 De voegen

Beton is zeer gevoelig voor temperatuurveranderingen. Hierdoor kunnen er grote trek- en drukspanningen in het betondek ontstaan. Trekspanningen, veroorzaakt door uithardingskrimp van het beton en/of door een temperatuurverlaging in combinatie met wrijving met de onderliggende laag, kunnen leiden tot ongecontroleerde scheuren in het betondek. Dit wordt tegengegaan door het aanbrengen van krimpvoegen in de constructie. Deze voegen worden altijd in de dwarsrichting van de weg aangebracht en bij brede rijbanen (meer dan ca. 5 m), zoals op autosnelwegen, ook in langsrichting. Hierdoor ontstaan er betonplaten met een bepaalde afmeting, waarbij de trekspanningen in één plaat t.g.v. krimp en/of temperatuurdaling niet meer zo groot worden dat er scheurvorming zal ontstaan. De zaagsnede van de krimpvoeg heeft een breedte van hooguit 4 mm. Bij een temperatuurverhoging of vocht opnemen zal het beton uit gaan zetten. Door de wrijving tussen de betonplaat en de fundering ontstaan drukspanningen in de betonplaat, zie figuur 2.2 (2). Dit werd vroeger opgelost door het aanbrengen van uitzetvoegen van zo'n 15 tot 20 mm breedte. Dit leidde tot een grote vermindering van het rijcomfort. Tegenwoordig worden uitzetvoegen tussen betonplaten onderling niet meer toegepast. De achterliggende gedachte hiervan is dat bij een betondikte van meer dan 200 mm spatten van het beton nauwelijks meer te verwachten is. Alleen bij overgangen van betonwegen naar kunstwerken (of een ander type verharding) zijn er nog steeds één of enkele uitzetvoegen aanwezig, zodat het uitzetten van het beton niet kan leiden tot het verplaatsen van het kunstwerk (of schade aan de andere verharding). Ook wordt hiermee voorkomen dat het kunstwerk wordt gekraakt door het uitzetten van omringende betonplaten.

De krachtoverdracht bij krimpvoegen in dwarsrichting vindt plaats door middel van het in elkaar grijpen van de gescheurde plaatranden en door middel van deuvels. De krimpvoegen onder de zaagsneden hebben een grillig verloop waardoor de plaatranden bij een verticale beweging in elkaar grijpen, zodat krachten doorgegeven kunnen worden. Deze overdracht, aggregate interlock, neemt af naarmate de voegen breder worden. Dit is een andere reden voor het weglaten

van de brede uitzetvoegen. Deuvels zijn staven glad betonstaal (FeB 220, meestal ϕ 25 mm, lengte 500 à 600 mm en hartafstand 300 à 500 mm), die de platen onderling met elkaar verbinden, waardoor er krachtsoverdracht tussen de platen mogelijk is. Door hun gladde oppervlak, dat ook nog voorzien is van een coating, wordt het uitzetten en krimpen van de betonplaten niet verhinderd. De voegeffectiviteit, de mate waarin de kracht op de belaste plaat wordt overgebracht op de onbelaste plaat, neemt in de loop van tijd van zo'n 90% bij het in gebruik nemen van het wegvak af tot 50% aan het einde van de levensduur van het wegvak. Hierop wordt in hoofdstuk 6 nader ingegaan.

De stroken die ontstaan door de aanwezigheid van langsvoegen worden met elkaar verbonden door koppelstaven. Dit zijn staven geprofileerd betonstaal (FeB 500, ϕ 16 mm (meestal), lengte 600 à 800 mm, 3 koppelstaven per betonplaat en over het middengedeelte van de koppelstaaf is een coating aangebracht), die ervoor zorgen dat door hun aanhechting ook de verschillende stroken scharnierend aan elkaar gekoppeld worden. Hierdoor wordt voorkomen dat de stroken betonplaten uiteendrijven. Door de aldus gerealiseerde geringe voegwijdte leveren de koppelstaven indirect een bijdrage aan de lastoverdracht in de langsvoeg, de directe bijdrage aan de lastoverdracht is te verwaarlozen vanwege de geringe staaldoorsnede van de koppelstaven. Door het gebruik van deuvels en koppelstaven, de aggregate interlock en het weglaten van uitzetvoegen is er nauwelijks meer een hoogteverschil tussen onbelaste en belaste betonplaten. Hierdoor is het rijcomfort enorm toegenomen, waardoor de concurrentiepositie van betonwegen ten opzichte van asfaltwegen verbeterd is.

De voegen moeten gevuld worden met een voegvulling om te voorkomen dat er water en vuil de voeg binnendringt. Het water kan er namelijk voor zorgen dat de fundering verweekt en daardoor tijdens belastingen wordt weggeperst, wat zal leiden tot het bezwijken van de plaat. Dit wordt het zogenaamde pompen van betonplaten genoemd. Vuil in de voegen kan leiden tot zeer hoge lokale drukkrachten, met risico van splijten van de betonplaten ('vlinderscheuren'). Door middel van een goede voegvulling kunnen deze problemen voorkomen worden.

In Nederland worden 2×2-strooks autosnelwegen tegenwoordig in één keer over de volle rijbaanbreedte aangelegd. Dit betekent een verhardingsbreedte van 11 m, waaronder zich een fundering met een breedte van 12 m bevindt. Vervolgens worden er in het betondek 2 langsvoegen gezaagd, waardoor er twee stroken met een breedte van 4,25 m en één van 2,50 m ontstaan. Hierdoor wordt de vluchtstrook gevormd uit de strook van 2,50 m en een gedeelte van de middelste plaat. De andere langsvoeg bevindt zich tussen de beide rijstroken in. De dwarsvoegen bevinden zich op een onderlinge afstand van 5 m. Dit betekent dat er ongeveer vierkante platen in de weg aanwezig zijn. De vluchtstrook wordt even dik uitgevoerd als de rest van de weg, zodat deze bij eventuele werkzaamheden zonder probleem bereden kan worden.

De voegen worden in het betondek gezaagd tot een diepte van minimaal 30% van de totale betondikte. Door het zagen wordt het beton op die plaatsen zodanig verzwakt dat de scheuren in het beton t.g.v. uithardingskrimp en/of temperatuurdaling daar zullen ontstaan. Er mag niet over de gehele dikte van het beton gezaagd worden in verband met de aanwezigheid van de deuvels en koppelstaven in het beton en vanwege de gewenste grote bijdrage van de aggregate interlock aan de lastoverdracht in de voegen. Het zagen moet binnen 20 uur na het storten van het beton voltooid zijn voor het behalen van een optimaal resultaat. De invloed van het tijdstip van zagen

en de diepte van de zaagsnede is ook weergegeven in figuur 2.3, welke afkomstig is uit een Amerikaans onderzoek, waarvan verdere technische details ontbreken (3). Hierin is de kans weergegeven dat er een langsscheur in een plaat ontstaat bij een gegeven zaagdiepte na een bepaalde tijd tussen storten en zagen.

Er ontstaan grote problemen bij een betonweg als één of beide langsvoegen in het wegdek niet verder doorscheuren. Hierdoor ontstaan er namelijk platen met grotere afmetingen dan waarmee bij het ontwerp rekening gehouden is. Indien de langsvoeg in de vluchtstrook niet gescheurd is, is er sprake van een plaat van 6,75 m bij 5 m. Er ontstaat een plaat van 8,5 m bij 5 m als de langsvoeg tussen beide rijstroken niet doorgescheurd is en als beide langsvoegen niet doorgescheurd zijn is er een plaat van 11 m bij 5 m. Het gevolg hiervan is dat vooral de temperatuurspanningen, t.g.v. een temperatuurgradiënt, in de betonplaat sterk toenemen. Een temperatuurgradiënt (Δt) is het quotiënt van het temperatuurverschil tussen boven- en onderkant van de betonplaat (ΔT) en de plaatdikte ($\Delta t = \Delta T/h$). Deze hogere temperatuurspanningen moeten juist tegengegaan worden door de kleinere plaatbreedtes. Door de te hoge spanningen zullen er in het beton scheuren ontstaan, waarschijnlijk in het midden van de verbrede plaat,

aangezien hier de hoogste spanningen aanwezig zijn. Ook hier dient weer gemeld te worden dat de scheurvorming ontstaat door de combinatie van optredende temperatuur- en verkeerslastspanningen. De oorzaak van het niet doorscheuren van een langsvoeg ligt bij het inzagen van deze voeg of de fundering, waarover meer in de volgende paragraaf. Dit zagen moet diep genoeg (minimaal 30%, liever meer) en niet te lang na het storten gebeuren. Zie nogmaals figuur 2.3. Aangezien de platen door middel van deuvels en koppelstaven met elkaar verbonden zijn, zal er in het ontwerp rekening mee gehouden moeten worden dat deze staven niet te hoog in het beton liggen. Dit zou namelijk met het zagen problemen kunnen opleveren.

Als er na aanleg van de betonweg toch langsscheuren ontstaan, is via het nemen van een aantal boorkernen te controleren of ze ontstaan zijn door het niet doorscheuren van de langsvoegen. Indien dit het geval is moet ervoor gezorgd worden dat de langsvoeg, op die plekken waar nog geen langsscheuren ontstaan zijn, alsnog doorscheurt. Dit kan gebeuren door de voegen nog een keer in te zagen maar nu tot aan de fundering. Er dient dan wel rekening gehouden te worden met de aanwezige koppelstaven. Op die plekken kan dan gekozen worden voor het zagen tot net boven de koppelstaaf. De hoogte van de staaf moet dan wel bekend zijn en is in principe uit de bestekstekeningen te halen. De platen waarin zich al een langsscheur bevindt kunnen gevuld worden, maar bij ernstige scheurvorming (meerdere scheuren, grote scheurwijdte, groot hoogteverschil over de scheur) zullen de platen vervangen moeten worden.

2.3 De funderingFout! Bladwijzer niet gedefinieerd.

De fundering is aanwezig om de belastingoverdracht van betonweg naar de ondergrond gunstiger te doen verlopen. Hierdoor neemt vooral de kans op ongelijkmatige zakkingen t.p.v. de dwarsvoegen ('trapjesvorming') in de constructie af. Bovendien geldt de fundering als een erosiebestendige laag voor de betonverharding, aangezien de platen continu ondersteund moeten worden door de fundering. Tijdens de aanleg van de betonverharding doet de fundering tevens dienst als werkvloer voor het bouwverkeer. In het algemeen kan gesteld worden dat de fundering een grotere stijfheid bezit dan de ondergrond en een grotere stijfheid dan het eventueel aanwezige zandbed. De stijfheid is echter kleiner dan die van het beton dat erboven wordt aangelegd. De fundering kan zowel uit ongebonden als uit cementgebonden materialen bestaan.

2.3.1 Ongebonden funderingenFout! Bladwijzer niet gedefinieerd.

Zolang er sprake is van een fundering die uit ongebonden materialen bestaat, is tot nu toe niets bekend over het feit dat de fundering, indien deze goed is ontworpen, aanleiding is tot het ontstaan van langsscheuren in het betondek. Een nadeel van de ongebonden fundering is echter de gevoeligheid voor 'trapjesvorming' bij de voegen. Hiermee wordt de pompwerking bedoeld die ontstaat als een wiel een voeg passeert. De plaat waarop het wiel aanwezig was veert namelijk vrij abrupt terug en de nieuw belaste plaat wordt vrij abrupt belast. Als er onder de voeg fijn, loskorrelig materiaal aanwezig is zal dit door de pompwerking tegen de rijrichting in verplaatst worden. Als dit vaak gebeurt, zal door erosie van de bovenkant van de fundering de

plaatrand vóór de voeg (gezien in de rijrichting) door afzetting van materiaal omhoogkomen, terwijl de plaatrand achter de voeg zal zakken, zie figuur 2.4 (2).

Ter voorkoming van trapjesvorming moet in de eerste plaats een erosiebestendig funderingsmateriaal toegepast worden. De trapjesvorming kan verder tegengegaan worden door de doorbuiging van de plaatranden aan weerszijden van elke voeg te beperken, door de randen te verzwaren, of door de gehele plaat dikker te maken, of door het draagvermogen van de fundering te vergroten. Het verschil in doorbuiging bij opeenvolgende platen wordt m.b.v. deuvels sterk verminderd. Ook kan de waterindringing, die de erosie bevordert, tegengegaan worden door de voegen te vullen en/of de horizontale bewegingen van de plaat ter plaatse van de voegen klein te houden door de plaatlengte te verminderen.

2.3.2 Cementgebonden funderingen

Fout! Bladwijzer niet gedefinieerd.

Tegenwoordig wordt er steeds meer gebruik gemaakt van een cementgebonden fundering, zoals de schraalbeton fundering. Hierbij treden vrijwel dezelfde problemen op als hiervoor genoemd met betrekking tot het betondek. In de cementgebonden fundering zullen namelijk naast drukspanningen ook trekspanningen ontstaan die kunnen leiden tot ongecontroleerde, wilde scheuren in de fundering. De scheuren kunnen ook ontstaan zijn door de aanwezigheid van een arbeidsnaad. Deze ontstaat in langsrichting als de fundering niet in één keer over de volle breedte wordt aangelegd. Samen met de optredende verkeerslastspanningen zullen de scheuren in de fundering, indien er sprake van hechting is tussen fundering en betondek, kunnen leiden tot reflectiescheuren in het bovenliggende beton. Dit wordt veroorzaakt door de 'welfspanningen' die in het betondek optreden. Als gevolg van een positieve temperatuurgradiënt (verwarming van de betonplaat aan de bovenzijde) wil de betonplaat bol gaan staan, wat door het eigen gewicht van de plaat wordt tegengewerkt. Onderin de plaat ontstaan buigtrekspanningen, die welfspanningen worden genoemd, zie figuur 2.5 (2). Scheuren in de cementgebonden fundering leiden tot grotere welfspanningen in het betondek, dan de welfspanningen op plekken waar zich geen scheuren in de fundering bevinden, zie figuur 2.6 (4). Deze hogere welfspanningen kunnen alléén al aanleiding zijn tot het ontstaan van scheuren in het betondek.

Bij de uitvoering zal er altijd sprake zijn van een zekere mate van hechting tussen beide lagen, tenzij dit specifiek wordt voorkomen met bijvoorbeeld een geotextiel. Volgens Springenschmid (5) heeft het geotextiel het bijkomende voordeel dat hierdoor de verschillende lagen waterdicht van elkaar gescheiden zijn. Als namelijk de fundering bestaat uit een materiaal dat water capillair opslaat en er geen waterdichte afscheiding is, bestaat het gevaar dat de betonplaten welvingen kunnen gaan vertonen. De onderzijde van de plaat kan dan namelijk water opnemen, terwijl de bovenzijde uitdroogt. Dit leidt tot welvingen door het uitzetten van de onderzijde en het krimpen van de bovenzijde. Bij een waterindringing gedurende enkele maanden kunnen de aldus ontstane

spanningen groter worden dan de spanningen veroorzaakt door temperatuurgradiënten. Bij een goed waterdoorlatende fundering treden deze problemen echter niet op en bovendien kan er gekozen worden voor toeslagmaterialen in het beton, die niet snel de neiging hebben tot zwellen onder invloed van water.

De wilde scheurgroei in de fundering kan voorkomen worden door het kerven van de fundering. Deze kerven moeten ook weer tot op een diepte van minimaal 30% van de dikte van de fundering aangebracht worden. Door krimp- en temperatuurspanningen, de wrijving met de onderliggende laag en eventueel het aanwezige bouwverkeer zal de kerf doorscheuren tot aan de ondergrond of het zandbed. De kerf op zich is natuurlijk ook een scheur in de fundering, die kan leiden tot een reflectiescheur in het betondek. Daarom is het noodzakelijk deze kerven zo te plaatsen dat ze precies onder de voegen in het betondek komen te liggen, zodat de reflectiescheur ertoe bijdraagt dat de dwars- en langsvogen in het beton doorscheuren tot aan de fundering. Als het verschil van plaats tussen de kerf in de fundering en de voeg in het beton groter is dan ± 5 cm, is de kans groot dat de kerf de oorzaak wordt van een toekomstige scheur in het beton. De kerven in de fundering moeten ook zo snel mogelijk na storten aangebracht worden, dit weer om te voorkomen dat er al scheurvorming optreedt voordat er gekerfd is. Mochten er door te ondiep of te laat kerven toch scheuren in de fundering ontstaan, dan kunnen die scheuren met folie bedekt worden zodat er geen hechting tussen fundering en betondek kan ontstaan. Het ontbreken van hechting is namelijk al voldoende om de reflectiescheur tegen te gaan. Als sommige kerven nog niet doorgescheurd zijn voordat het betondek wordt gestort, kan er opnieuw gezaagd worden, maar nu tot aan de onderliggende laag.

Het aanbrengen van kerven in de fundering is niet de enige mogelijkheid om de fundering te ontspannen. Zo kan het ook gebeuren dat er totaal niet gekerfd wordt, maar dat er juist wilde scheuren moeten komen. Als het bouwverkeer namelijk versprend over de aangelegde fundering gaat rijden zullen er vele scheuren in de fundering ontstaan. Bij dit ontwerp is het de bedoeling dat er losse schollen ontstaan met een afmeting van ongeveer 0,5 m bij 0,5 m. Deze schollen zijn spanningsloos en doordat er hier sprake is van smalle scheuren is er een beperkt risico van reflectiescheuren in het betondek.

2.4 De verkeersbelasting Fout! Bladwijzer niet gedefinieerd.

Bij de dimensionering van een autosnelweg zijn de verkeersprognoses zeer belangrijk. Bij het ontwerp van een betonweg zijn vooral de aslasten van belang, de bandenspanning is minder relevant. Bij het dimensioneren van de betonverharding gaat het vooral om de belasting door het 'zware verkeer' (vrachtauto's, e.d.), daar ten opzichte hiervan het overige verkeer geen invloed heeft op de vereiste verhardingsdikte. Hoewel in Nederland een maximale wiellast van 50 kN is toegestaan (en dus een maximale aslast van 100 kN), dient er rekening gehouden te worden met het feit dat er soms een belangrijke overschrijding van dat wettelijk maximum voorkomt. Dit gegeven wordt tijdens de dimensionering dan ook meegenomen. De Dienst Weg- en Waterbouwkunde (DWW) van de Rijkswaterstaat heeft een drietal spectra opgesteld voor de verdeling van het vrachtverkeer over de verschillende aslastklassen. Het verschil tussen de spectra komt voort uit het aantal te verwachten zware aslasten, wat leidt tot een lichte, een

middel en een zware categorie, zie tabel 2.1 (2). Bij de dimensionering wordt het gemiddelde van de aslastklasse genomen en bij de zwaarste klasse wordt normaliter uitgegaan van een maximale aslast van 190 kN (wiellast 95 kN). Deze zwaarste klasse bepaald voornamelijk de uiteindelijke dikte en daarmee de levensduur van het betondek.

spectrum aslastklasse (kN)	1. licht (%)	2. middel (%)	3. zwaar (%)
0 - 20	7,60	5,40	4,00
20 - 40	25,00	22,00	15,00
40 - 60	30,00	29,00	26,00
60 - 80	18,00	20,00	27,00
80 - 100	11,00	12,00	14,00
100 - 120	6,10	7,70	8,40
120 - 140	1,80	3,00	4,40
140 - 160	0,41	0,75	1,00
160 - 180	0,07	0,10	0,12
> 180	0,02	0,05	0,08

Tabel 2.1: De drie aslastenspectra van DWW (2)

De problemen die ontstaan bij het onderschatten van de zwaarste aslastklasse kunnen dan ook aanzienlijk zijn. Hieruit kan de conclusie getrokken worden dat er in het vervolg met het middel spectrum of misschien wel met het zware spectrum gerekend moet worden. Als de feitelijke situatie negatief afwijkt van die waarvoor de berekening is uitgevoerd, zal er eerder scheurvorming optreden. Dit blijkt bijvoorbeeld uit problemen die ontstaan zijn op wegvakken van de A59 en A73 (6). Bij deze wegvakken is bij de dimensionering gebruik gemaakt van het lichte aslasten-spectrum. Er ontstonden bij de wegvakken al snel scheuren, die bij nadere analyse mede veroorzaakt werden door de te lage prognose wat betreft de aslasten; meer over deze wegvakken volgt in hoofdstuk 3. Bij nieuwe constructies zal er dan ook goed moeten worden gekeken naar het aslastenspectrum waarop de constructie gedimensioneerd wordt en naar de vraag of de maximale aslast van 190 kN reëel is, of dat deze hoger zou moeten worden.

2.5 Dimensioneringsmethoden

In Nederland worden betonwegen gedimensioneerd via de zogenaamde VNC-methode, geïntroduceerd door Leewis en Van der Most en gebaseerd op de formules van Westergaard voor de verkeerslastspanningen. De berekening van de temperatuurgradiëntspanningen is gebaseerd op VNC-formules. Deze rekenmethode is omgezet in het computerprogramma VENCON (2). Deze methode, waarbij er gerekend wordt met een niet-aangehechte fundering, is verder uitgewerkt in paragraaf 2.5.1.

Zoals reeds in paragraaf 2.3 is gemeld komt het steeds vaker voor dat er wel hechting aanwezig is tussen de cementgebonden fundering en het betondek. Een 100% gehechte fundering kan berekend worden met behulp van de formules van Eisenmann (7). Dit houdt in dat het bestaande twee-lagen systeem van ongewapende betonverharding met een aangehechte ongescheurde schraalbeton fundering m.b.v. de equivalentie-theorie van Odemark wordt omgerekend naar een equivalent één-laag systeem. Dit is verder uitgewerkt in paragraaf 2.5.2.

2.5.1 De VNC-methode

De VNC-methode is in eerste instantie opgezet voor ongewapende betonverhardingen, omdat deze verhardingsvorm voor wegen en vliegvelden het meest gebruikelijk is. De ontwerp-procedure is zodanig, dat de verhardingsconstructie zowel op sterkte van de plaat als op stijfheid ter plaatse van de voegen wordt beoordeeld om tenslotte op zijn economische aspecten beoordeeld te worden. Het stroomdiagram hiervan is te zien in figuur 2.7 (2).

Het rekenmodel berekent voor één plaat de spanningen die optreden t.g.v. het verkeer en de temperatuurgradiënten. De verkeersspanningen worden hierbij veroorzaakt door een enkel wiel en de temperatuurspanning door een eenzijdige verwarming.

De spanningen en de doorbuigingen die in de beschouwde plaat optreden, zijn afhankelijk van:

- het draagvermogen van de natuurlijke ondergrond en de eventuele funderings- of tussenlagen of een reeds aanwezige verhardingsconstructie
- de verkeersbelasting (aantal, grootte en positie van de wiellasten)
- de temperatuurveranderingen in de verharding
- de sterkte- en vervormingseigenschappen van het beton
- de lastoverdracht in de voegen
- de afmetingen van de plaat (lengte, breedte en dikte)

In het programma VENCON wordt de dikte van een betonverharding van een autosnelweg berekend, nadat de volgende gegevens zijn ingevoerd:

- | | |
|--|---|
| - aantal rijstroken per rijbaan. | - gemiddelde etmaalintensiteit |
| - aslastenspectrum | - percentage vrachtauto's |
| - percentage verkeer in één richting | - percentage vrachtauto's op de ontwerpstrook |
| - dikte zandbed | - gemiddeld aantal assen per vrachtauto |
| - aantal gebruiksdagen per jaar | - verkeersbelasting bij temperatuur-gradiënt |
| - beddinggetal van de ondergrond | - groeipcentage van het verkeer per jaar |
| - E-modulus zandbed | - dikte funderingslaag |
| - E-modulus funderingslaag | - sterkteklasse beton |
| - plaatbreedte | - dwarsvoegen gedeuveld |
| - plaatlengte | - percentage verkeer in rijspoor |
| - afstand rechter rijspoor tot zijrand | - percentage verkeer langs vluchtstrook-voeg |
| - koppeling rijstrook - vluchtstrook | - percentage verkeer langs uitrijstrook-voeg |
| - koppeling rijstroken onderling | - percentage verkeer langs rijstrookvoeg |
| - koppeling rijstrook - uitrijstrook | |

Bij de berekening neemt VENCON een betondikte aan waarna eerst de sterkteberekeningen worden uitgevoerd. Deze worden opgedeeld in berekeningen m.b.t. de verkeerslasten en de temperatuurgradiënten. De verkeersspanningen worden berekend m.b.v. de formule van Westergaard. Deze en de overige formules van het VENCON-programma zijn te vinden in bijlage 1. Hierin is ook te vinden op welke wijze een eventueel aanwezige funderingslaag en/of een zandbed in rekening worden gebracht door een verhoging van de beddingsconstante van de natuurlijke ondergrond. Deze beddingsconstante is weer van (beperkte) invloed op de verkeersspanningen. Daar de verkeersspanning voor iedere aslastklasse apart berekend wordt, dient de verdeling van het verkeer over de diverse aslastklassen ingevoerd te worden.

Zoals reeds in paragraaf 2.2 is aangegeven, is de invloed van de temperatuurgradiënten op het gedrag van de betonplaten aanzienlijk. Hierdoor is het noodzakelijk deze in het model mee te nemen. De temperatuurgradiënten worden daarvoor opgesplitst in 7 groepen, variërend van $\Delta t = 0,00 \text{ K/mm}$ tot $\Delta t \geq 0,06 \text{ K/mm}$. Voor elk van deze groepen afzonderlijk wordt de temperatuurspanning berekend. Voor de bijbehorende formules wordt weer verwezen naar bijlage 1. Ook de verdeling van de verkeersbelasting bij een bepaalde temperatuurgradiënt dient

ingevoerd te worden. In Nederland wordt steeds dezelfde verdeling gehanteerd, die ook te vinden is in bijlage 1.

Nu voor een bepaalde aslastklasse en temperatuurgradiënt zowel de temperatuurspanning als de verkeersspanning bekend is moet nagegaan worden wat het effect hiervan is op de vermoeiing van het beton.

Vervolgens kan m.b.v. de regel van Palmgren-Miner bepaald worden of de vermoeiing van alle aslastklassen met alle temperatuurgradiënten voldoet, zodat de aangenomen betondikte voldoet. Deze sterkteberekening wordt zowel voor de dwarsvoeg, als de langsvoeg uitgevoerd.

Hieruit komt een maatgevende dikte, waarvoor nog het stijfheidscriterium bepaald moet worden. Een geringe doorbuiging vermindert namelijk de kans op de al eerder genoemde trapjesvorming. Bij deze berekening wordt het totaal aantal lastherhalingen gedurende de totale levensduur berekend. Deze worden vervolgens omgezet in een totaal aantal equivalente 100 kN lasten. Voor dit aantal wordt de optredende doorbuiging berekend en deze wordt vervolgens vergeleken met de toelaatbare doorbuiging. Indien de stijfheid maatgevend is moet de berekening herhaald worden met gedeuvelde dwarsvoegen als deze nog niet gedeuvelde waren. Als hierna de stijfheid nog steeds maatgevend is dan dient de fundering versterkt te worden, of er dient een economische afweging gemaakt te worden tussen betondikte, funderingsdikte en toepassing van deuvels.

De VNC-ontwerpprocedure is weergegeven in het stroomdiagram in figuur 2.8 (2).

2.5.2 Model gebaseerd op Eisenmann en Odemark

Fout! Bladwijzer niet gedefinieerd.

Zoals reeds in paragraaf 2.3 is gemeld komt het tegenwoordig steeds vaker voor dat er wel hechting aanwezig is tussen de cementgebonden fundering en het betondek. Het geeft namelijk een aantal voordelen als er hechting is tussen fundering en betondek. Zo zullen door de hechting de dwarsvoegen min of meer gelijkmatig doorscheuren en openen. Hierdoor ontstaan er geringe voegbewegingen, wat gunstig is voor de lastoverdracht in de voegen en gunstig voor de eventueel aanwezige voegvulling. Vanwege de hechting zullen de spanningen in het beton afnemen, maar in de fundering toenemen. Door de hechting wordt de kans op spatten van het beton ook kleiner. Als de voegen in het betondek boven de kerven van de fundering liggen, zullen ze gemakkelijker doorscheuren. Deze voegen moeten zodanig gevuld worden, dat ze waterdicht zijn, zodat het water moeilijk de cementgebonden fundering kan binnendringen.

Het probleem bij het toepassen van hechting tussen fundering en betondek is dat de constructie toch berekend wordt met behulp van het programma VENCON. De hierbij gebruikte formules van Westergaard zijn echter bedoeld voor een totaal niet-aangehechte fundering. Bij een 100% gehechte fundering kan er gerekend moeten worden met behulp van de formules van Eisenmann (7). Dit houdt in dat het bestaande twee-lagensysteem van ongewapende betonverharding met een aangehechte ongescheurde schraalbeton fundering m.b.v. de equivalentie-theorie van Odemark wordt omgerekend naar een equivalent één-laagsysteem. Hierna worden met de VENCON-formulieren de optredende buigspanningen berekend, waarmee het buigend moment in de constructie bekend is. Dit buigend moment wordt vervolgens verdeeld over de 2 lagen (afhankelijk van de stijfheidsmoduli en de laagdikten), waarna de buigtrekspanning onderin de schraalbeton fundering en onderin de betonverharding berekend kan worden. Na het doorscheuren van de fundering moet hetzelfde buigende moment opgenomen worden door uitsluitend de betonverharding. De omrekening van het twee-lagensysteem naar een equivalent één-laagsysteem geschiedt bij de berekening van de verkeersspanningen op een andere wijze dan bij de berekening van de temperatuurgradiëntspanningen. De formules die bij dit rekenmodel horen zijn afkomstig van het rapport van de C.R.O.W Werkgroep “Langsscheuren in betonverhardingen” (1). De formules met betrekking tot Eisenmann zijn weergegeven in bijlage 2 en die met betrekking tot de buigtreksterkte en het vermoeiingsgedrag in bijlage 3.

Er is nog weinig onderzoek gedaan naar afwijkingen die ontstaan door een betonverharding met een aangehechte cementgebonden fundering te berekenen via de VNC-methode. Hierbij dient er rekening gehouden te worden met het feit dat het realiseren van een 100% hechting moeilijk, zo niet onmogelijk zal zijn. Hierdoor zullen de aannames bij een berekening met het één-laagsysteem verkregen via Eisenmann en Odemark ook niet geheel overeenstemmen met de werkelijkheid.

2.6 Conclusies

Fout! Bladwijzer niet gedefinieerd.

In de voorgaande paragrafen zijn een aantal mogelijke oorzaken genoemd die kunnen leiden tot het ontstaan van ongewenste langsscheuren in betonverhardingen:

1. Het niet of niet geheel doorscheuren van de voegen in de betonverharding.
2. De aanwezigheid van ongewenste, wilde scheuren in de cement gebonden fundering.
3. Dimensionering met de verkeerde (te lichte) verkeersbelastingen.
4. Dimensionering van de moderne betonwegconstructie m.b.v. het programma VENCON. Deze constructies wijken namelijk op een aantal punten af van de randvoorwaarden van VENCON:
 - VENCON is gebaseerd op een ongebonden fundering, tegenwoordig wordt er een cementgebonden fundering toegepast.
 - VENCON rekent zonder hechting tussen fundering en betonverharding, terwijl hechting bij een cementgebonden fundering wel op kan treden.

Een goede uitvoering zou ervoor kunnen zorgen dat de eerste twee punten niet op zullen treden. Een gedegen onderzoek naar de huidige aslastenverdeling op de Nederlandse wegen, met daarin ook de daadwerkelijk gemeten hoogste aslasten en een daaraan goed gerelateerd toekomstmodel, is m.b.t. het derde punt aan te bevelen. Ook is het aan te bevelen een relatie te zoeken tot welk percentage aanhechting VENCON nog goede resultaten geeft bij een berekening met een aangehechte cement gebonden funderingen. Hiervoor zal een model van een betonverharding met een (gedeeltelijk) aangehechte fundering ontwikkeld moeten worden. Hierin kan dan misschien tevens de invloed van aanwezige scheuren in de fundering op het ontstaan van scheuren in het betondek onderzocht worden.

3 Langsscheuren in ongewapende betonverhardingen met cementgebonden funderingFout! Bladwijzer niet gedefinieerd.

3.1 InleidingFout! Bladwijzer niet gedefinieerd.

In de jaren '80 is op een aantal nieuw aangelegde wegvakken van autosnelwegen in Nederland een verharding van ongewapend beton gerealiseerd. Op vier van deze wegvakken (A73 Haps - Cuijk, A59 Terheijden - Rijksweg 16, A1 De Lutte - De Poppe en A1 Buren - Hengelo Oost) is een fundering van schraalbeton toegepast. Voordelen hiervan zijn dat door de hechting de dwarsvoegen min of meer gelijkmatig doorscheuren en openen. Hierdoor ontstaan er geringe voegbewegingen, wat gunstig is voor de lastoverdracht in de voegen en gunstig voor de eventueel aanwezige voegvulling. Er zal ook een beter draag- en vervormingsgedrag verkregen worden, wat resulteert in lagere spanningen in het beton. Door de hechting wordt de kans op spatten van het beton ook kleiner. Als de voegen in het betondek boven de kerven van de fundering liggen, zullen ze gemakkelijker doorscheuren. Toch treedt er op alle vier de wegvakken eerder dan verwacht structurele langsscheurvorming op, hetgeen niet past bij het beeld van een onderhoudsarme wegconstructie. Alle vier wegvakken zijn gedimensioneerd m.b.v. het VENCON-programma. In dit hoofdstuk zal voor elk wegvak apart de aanleg, de schade-ontwikkeling en de mogelijke oorzaak behandeld worden, m.b.v. het rapport van de C.R.O.W Werkgroep "Langsscheuren in Betonverhardingen" (1). In dit rapport de wegvakken A73 (Haps - Cuijk) en A59 (Terheijden - Rijksweg 16) geanalyseerd m.b.v. de formules van Eisenmann en Odemark (bijlage 2), terwijl de overige 2 wegvakken zijn geanalyseerd m.b.v. de VNC-methode (bijlage 1). Op die manier zijn de waarschijnlijke oorzaken van de langsscheurvorming aan het licht gekomen. Tot slot zullen er nog enige conclusies en aanbevelingen volgen.

3.2 A73 (Haps - Cuijk)Fout! Bladwijzer niet gedefinieerd.

3.2.1 AanlegFout! Bladwijzer niet gedefinieerd.

De 12 m brede en 150 mm dikke schraalbeton fundering is in 2 stroken van elk 6 m 'nat in nat' aangelegd in de periode juni - september 1985. De fundering is ontspannen door verspreidend verkeer, waardoor beoogde schollen van ca. $0,5 \times 0,5 \text{ m}^2$ moesten ontstaan, wat echter niet gecontroleerd is. De beide rijbanen bestaan uit een 11 m brede ($4,25 \text{ m} + 4,25 \text{ m} + 2,5 \text{ m}$), 220 mm dikke ongewapende betonverharding. Ze zijn in 2 lagen (160 mm + 60 mm) 'nat in nat' met 2 slipformpavers aangelegd in augustus en oktober 1985. De koppelstaven en deuvelds zijn ingetrild en hechting met de fundering is niet nagestreefd. De plaatlengte is 5 m en de voegen, die gevuld zijn, zijn binnen 24 uur ingezaagd.

3.2.2 Schade-ontwikkeling

Fout! Bladwijzer niet gedefinieerd.

Enkele weken na het betonstorten zijn met name 'boven' de langsvoeg (in de fundering) bij de op- en afritten, over meerdere platen doorlopende langsscheuren geconstateerd (reflectiescheuren vanuit de onvoldoende langsnaad in de fundering). De schade is direct hersteld (platen vervangen, kleine langsscheuren gekramd). Het wegvak is 26 oktober 1986 voor het verkeer opengesteld. In 1990 zijn 134 betonplaten (ruim 1% van het totaal) vervangen wegens langs- of dwarsscheuren. Deze waren redelijk verdeeld over de oostelijke en westelijke rijbaan. Vanaf 1993 worden er langsscheuren waargenomen op de westelijke rijbaan. Tussen 1993 en 1994 neemt het aantal met 5% toe en tussen 1994 en 1995 bedraagt de toename een factor 6. De langsscheuren bevinden zich uitsluitend in de rechter rijstrook en vooral in het middengedeelte daarvan. Er zijn ook in beperkte mate dwarsscheuren aanwezig.

3.2.3 Waarschijnlijke oorzaak

Fout! Bladwijzer niet gedefinieerd.

De waargenomen langsscheurvorming op de Westbaan van de A73 (Haps - Cuijk) is niet volledig te verklaren. Uit berekeningen is gebleken dat de meest waarschijnlijke oorzaak van geconstateerde langsscheurvorming overbelasting van de betonverharding is, in combinatie met een reeds vroegtijdig aanwezige verzwakking ongeveer in het midden van de funderingsbreedte en een in de tijd afnemende krachtsoverdracht in de dwarsvoegen. Alle langsvoegen zijn waarschijnlijk doorgescheurd.

3.3 A59 (Terheijden - Rijksweg 16)

Fout! Bladwijzer niet gedefinieerd.

3.3.1 Aanleg

Fout! Bladwijzer niet gedefinieerd.

De 12 m brede en 220 mm dikke schraalbeton fundering is met een slipformpaver over de volledige rijbaanbreedte aangelegd in april 1987. De fundering is ontspannen door versporend bouwverkeer, waardoor schollen van maximaal 3×3 m² zijn ontstaan, met een maximale scheurwijdte van 0,5 mm. De 11 m brede (4,25 m + 4,25 m + 2,5 m) en 240 mm dikke ongewapende betonverharding is over de volledige rijbaanbreedte in één laag met een slipformpaver aangelegd in april - juni 1987. De koppelstaven en deuvels zijn ingetrild. Er is door de aannemer nadrukkelijk gestreefd naar hechting met de fundering en deze is ook gerealiseerd. De plaatlengte is 5 m en de voegen, die niet gevuld zijn, zijn binnen 18 uur ingezaagd.

3.3.2 Schade-ontwikkeling Fout! Bladwijzer niet gedefinieerd.

Direct na aanleg is ca. 220 m van de verharding van de Noordbaan (produktie 8-5-1987) vervangen vanwege dwars- en langsscheuren (te laat zagen). Na de openstelling voor het verkeer in december 1987 ontstaan met name op de zuidelijke rijbaan, geconcentreerd bij de rechterzijde van het rechter rijspoor van de rechter rijstrook, langsscheuren waarvan enkele doorlopen over meerdere platen. Uit boorkernen genomen bij de langsscheuren blijkt dat er ter plaatse van de scheuren in het algemeen geen hechting is tussen de betonverharding en de fundering, terwijl die op andere plaatsen wel aanwezig is. Bij een scheuropname in 1992 zijn op de Zuidbaan 10% van de platen voorzien van een langsscheur en in 1994 is dat toegenomen tot 31%. Voor de Noordbaan wordt respectievelijk 9% en 27% gevonden. Dit is dus in twee jaar een toename met ongeveer een factor 3. In de Zuidbaan zijn de langsscheuren sterk geconcentreerd in het rechter rijspoor terwijl ze, zeker in 1994, op de Noordbaan meer verdeeld zijn over het rechter rijspoor en het middengedeelte van de rechter rijstrook.

3.3.3 Waarschijnlijke oorzaak Fout! Bladwijzer niet gedefinieerd.

Na de uitgevoerde analyse volgt de conclusie dat de omvangrijke langsscheurvorming in het rechter rijspoor van de rechter rijstrook waarschijnlijk wordt veroorzaakt door een combinatie van een niet-doorgescheurde langsvoeg tussen de rechter rijstrook en de vluchtstrook én door overbelasting. Deze overbelasting is ontstaan doordat het verkeer aanmerkelijk zwaarder en intensiever is dan de belasting waarvan bij het ontwerp was uitgegaan. Op die plekken waar elders in de rechter rijstrook langsscheuren zijn ontstaan, zal waarschijnlijk de langsvoeg tussen beide rijstroken (ook) niet doorgescheurd zijn.

3.4 A1 (De Lutte - De Poppe) Fout! Bladwijzer niet gedefinieerd.

3.4.1 Aanleg Fout! Bladwijzer niet gedefinieerd.

De 12 m brede en 150 mm dikke schraalbeton fundering is in twee stroken 'nat in nat' met asfaltspreidmachines aangelegd in de zomer van 1984. De fundering was vrij gelijkmatig in dwars- en langsrichting gescheurd, waarbij de dwarsscheuren een onderlinge afstand hadden van ongeveer 8 m. De verharding (2 lagen) van de 2 rijstroken (totale breedte 8,20 m) is aangelegd met een betontrein. De verharding (1 laag) van de vluchtstrook (2,80 m) is aangelegd met een slipformpaver. De ontwerp-dikte was 200 mm. Tussen de 2 rijstroken ligt een krimplangsvoeg, tussen de rechter rijstrook en de vluchtstrook ligt een constructielangsvoeg. De aanleg geschiedde van eind augustus tot eind november 1984. De deuvelds zijn ingetrild en de koppelstaven zijn gesteld op korf. Voor het storten van het beton is het oppervlak van de fundering gereinigd met lucht en bevochtigd. De plaatlengte is 5 m en de voegen, die niet gevuld

zijn, zijn binnen 24 uur ingezaagd.

3.4.2 Schade-ontwikkeling Fout! Bladwijzer niet gedefinieerd.

Vóór de openstelling van de weg zijn 5 betonplaten vervangen, met name in verband met dwarsscheuren. Na de openstelling voor het verkeer in april/mei 1985 vinden er regelmatig opnames van de scheurvorming plaats. In de periode tot 1994 ontstaan de langsscheuren bij de dwarsvoegen en breiden ze zich geleidelijk uit. Deze langsscheuren bevinden zich uitsluitend op de rechter rijstrook. Na een scheuropname in januari/februari 1994 waren op de rechter rijstrook van de Noordbaan 21% en op Zuidbaan 46% van de platen gescheurd. Medio 1995 wordt respectievelijk 33% en 59% gevonden en het bleek dat de scheuren uit 1994 verder waren gegroeid, soms over een korte afstand, soms over de gehele plaatlengte. In de Noordbaan zijn de langsscheuren sterk geconcentreerd in het rechter rijspoor, terwijl ze op de Zuidbaan ongeveer gelijk verdeeld zijn over de gehele rechter rijstrook.

3.4.3 Waarschijnlijke oorzaak Fout! Bladwijzer niet gedefinieerd.

De omvangrijke langsscheurvorming wordt, volgens de uitgevoerde analyse waarschijnlijk veroorzaakt door onderdimensionering (te geringe dikte van de ongewapende betonverharding). De toch nog redelijke levensduur wordt veroorzaakt door de hoge kwaliteit van het beton en de schraalbeton fundering. Die zorgt er ook voor dat er vooral sprake is van korte langsscheuren die slechts langzaam verlengen.

3.5 A1 (Buren - Hengelo Oost) Fout! Bladwijzer niet gedefinieerd.

3.5.1 Aanleg Fout! Bladwijzer niet gedefinieerd.

De 12 m brede en 180 mm dikke schraalbeton fundering is met een slipformpaver over de volledige rijbaanbreedte aangelegd in september en november 1987. Als materiaal is in beide rijbanen over de gehele lengte van het wegvak schraalbeton met metselwerkgranulaat als grof toeslagmateriaal toegepast. Vermoedelijk na een week is over het volledige traject de fundering versprend bereiden door bouwverkeer en met name de Noordbaan intensief, de bereikte mate van ontspannen is niet bekend. De 11 m brede (4,25 m + 4,25 m + 2,5 m) en 230 mm dikke ongewapende betonverharding is in 2 lagen (160 mm en 70 mm) met twee slipformpavers 'nat in nat' aangelegd. De ontwerp-dikte was 230 mm. Het grootste gedeelte van de Noordbaan is aangelegd medio oktober 1987, de rest van de Noordbaan en de Zuidbaan zijn aangelegd medio juni 1988. De koppelstaven en deuvels zijn ingetrild, alleen bij constructie-langsvoegen zijn de koppelstaven ingeboord. Voor het storten van het beton is het oppervlak van de fundering gereinigd met lucht en bevochtigd. De plaatlengte is 5 m en de voegen, die gevuld zijn met neopreen-profielen, zijn binnen 24 uur ingezaagd.

3.5.2 Schade-ontwikkeling Fout! Bladwijzer niet gedefinieerd.

Over scheurvorming direct na de aanleg, vóór de openstelling van het wegvak, is niets bekend omdat er geen opname van de scheurvorming heeft plaatsgevonden. Na de openstelling voor het verkeer eind 1988 vinden er regelmatig opnames van de scheurvorming plaats. Hieruit blijkt dat de langsscheuren vooral ontstaan bij de dwarsvoegen. Waarschijnlijk zijn de langsscheuren op de Noordbaan al snel na ingebruikname ontstaan, waarna de scheurvorming zich geleidelijk blijft uitbreiden en er steeds meer langere, over meerdere platen doorlopende, langsscheuren optreden. De langsscheuren op de Zuidbaan zijn bijna allemaal ontstaan in de periode augustus 1991 - mei 1994. De langsscheuren komen op het wegvak over de gehele rijbaanbreedte voor. Op de Noordbaan zijn er aanzienlijk meer langsscheuren dan op de Zuidbaan. In 1994 is het percentage platen met langsscheuren in de inhaalstrook, de rechter rijstrook en de vluchtstrook voor de Noordbaan 6%, 26% en 4% en voor de Zuidbaan respectievelijk 3%, 3% en 0%. In de Noordbaan zijn tevens aanzienlijke dwarsscheuren aanwezig.

3.5.3 Waarschijnlijke oorzaak Fout! Bladwijzer niet gedefinieerd.

De oorzaak van de langs- en dwarsscheurvorming moet waarschijnlijk gezocht worden in de schraalbeton fundering. Het intensieve gebruik van deze fundering door het bouwverkeer heeft op de Noordbaan geleid tot een lage elasticiteitsmodulus. Ook is de schraalbeton fundering (door het gebruik van metselwerkgranulaat als grof toeslagmateriaal) onvoldoende erosiebestendig, wat leidt tot verlies aan ondersteuning rondom de voegen.

3.6 Conclusies Fout! Bladwijzer niet gedefinieerd.

In Nederland worden ongewapende betonverhardingen voor autosnelwegen steeds vaker uitgevoerd met een cementgebonden fundering. Deze fundering kan geheel of gedeeltelijk aangehecht aan de betonverharding zijn. Voor dit soort verhardingen is het gebruik van het VENCON-programma twijfelachtig, omdat VENCON van een ongebonden fundering en dus geen hechting uitgaat. Met behulp van de formules van VNC resp. Eisenmann is het mogelijk gebleken om voor de in dit hoofdstuk behandelde schadebeelden waarschijnlijke oorzaken aan te wijzen. De door ontspanning van de fundering ontstane schollen kunnen echter niet in deze formules ingepast worden. Bovendien wordt er bij de rekenwijze van Eisenmann uitgegaan van 100% hechting, iets wat in de praktijk nauwelijks haalbaar is. Het is dan ook aan te bevelen een onderzoek te starten naar een (eindige elementen) model, waarin de hechting wel variabel is. Bovendien moet het de gevolgen van schollen en/of eventuele scheuren in de fundering kunnen beschrijven.

4 Doelstelling

Zoals reeds in hoofdstuk 2 beschreven, bestaat er nog onduidelijkheid over het gedrag van een ongewapende betonverharding. Met name de aanwezigheid van een aangehechte fundering en het niet doorscheuren van voegen en kerven zou een grote rol kunnen spelen in het veroorzaken van gebreken zoals in hoofdstuk 3 beschreven. Voor deze studie leidt dat tot de volgende doelstelling:

“Het uitvoeren van een analyse naar de invloed van hechting tussen verharding en fundering, het functioneren van (langs)voegen, verzwakkingen in de fundering en de feitelijke verkeersbelasting op de in de ongewapende betonverharding en de fundering optredende spanningen”.

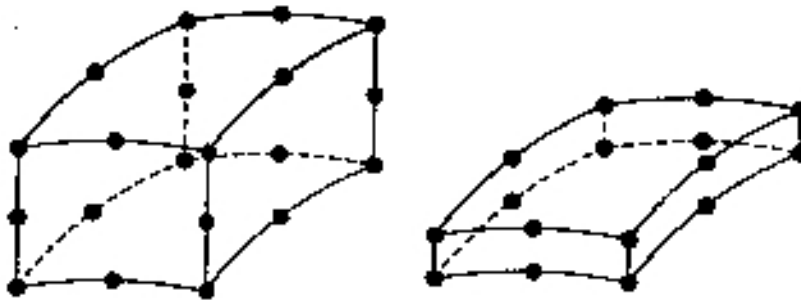
5 Het opstellen van de mesh van het te gebruiken eindige elementen model

5.1 Inleiding

In dit hoofdstuk wordt in paragraaf 5.2 in het kort beschreven wat een eindige elementen programma precies inhoudt en hoe het systeem CAPA-3D werkt. Vervolgens zal in paragraaf 5.3 weergegeven worden hoe het model eruit ziet dat voor de berekeningen van de te onderzoeken ongewapende betonverharding gemaakt is.

5.2 Het eindige elementen systeem CAPA-3D

In een eindige elementen systeem wordt een constructie verdeeld in een aantal elementen, waarvoor in deze studie zogenaamde kubus-elementen worden gekozen. Deze elementen worden met elkaar verbonden door de knopen. Aan de elementen kunnen verschillende materiaaleigenschappen worden toegekend en de verschillende lagen in een constructie worden van elkaar gescheiden met behulp van interface-elementen. In dit onderzoek is gebruik gemaakt van het eindige elementen systeem CAPA-3D, waarin CAPA staat voor Computer Aided Pavement Analysis (8, 9). Natuurlijk worden de uitkomsten van het CAPA-model vergeleken met de bestaande theorieën uit de wegbouwkunde, maar hierover volgt meer in hoofdstuk 6. De kubus-elementen in het CAPA-3D systeem bestaan uit 20 knopen en de interface-elementen bestaan uit 16 knopen. Dit is weergegeven in figuur 5.1 (10).



Figuur 5.1: Vorm van een kubus- en een interface-element (10)

In het CAPA-3D systeem dienen de volgende materiaaleigenschappen aan een kubus-element toegekend te worden:

- | | |
|--|----------|
| • elasticiteitsmodulus | E |
| • dwarscontractiecoëfficiënt | ν |
| • volumegewicht | γ |
| • lineaire thermische uitzettingscoëfficiënt | α |

Voor de interface-elementen dienen alleen de stijfheden in de drie richtingen van het element ingevoerd te worden.

Het CAPA-3D systeem bestaat uit 2 afzonderlijke programma's, een mesh-generator en een eindige elementen programma. Als eerste dient met behulp van de mesh-generator het model (de mesh) gemaakt te worden. Dit wordt in de volgende paragraaf behandeld. Als dit gebeurd is, kunnen met behulp van de gegevens uit de mesh in het eindige elementen programma de wiel- en temperatuurbelastingen op de constructie aangebracht worden. Het eindige elementen programma bepaalt vervolgens de stijfheidsmatrix van het model en berekent met behulp van deze matrix de verplaatsingen en de spanningen op die plaatsen in het model, die de gebruiker heeft opgegeven. Hierover volgt meer in de volgende hoofdstukken.

5.3 Het opstellen van het model

Bij het opstellen van het model is uitgegaan van de standaard afmetingen van een ongewapende betonverharding voor een 2×2 strooks autosnelweg, zoals die eerder al beschreven is in hoofdstuk 2. Dit betekent dat de betonverharding een breedte heeft van 11 m. Vervolgens worden er in het betondek 2 langsvogen gezaagd met een breedte van 3 mm, waardoor er twee stroken met een breedte van 4,25 m en één van 2,50 m ontstaan. Hierdoor wordt de vluchtstrook gevormd uit de plaat van 2,50 m en een gedeelte van de middelste plaat. De andere langsvog bevindt zich tussen de beide rijstroken in. De dwarsvogen bevinden zich op een onderlinge afstand van 5 m. Dit betekent dat er ongeveer vierkante platen t.p.v. de rijstroken van de weg aanwezig zijn. De vluchtstrook wordt even dik uitgevoerd als de rest van de weg, zodat deze bij eventuele werkzaamheden zonder probleem bereden kan worden.

In deze studie is er voor gekozen om de deuvels en de koppelstaven niet in het model te verwerken. In principe is dit in CAPA-3D wel mogelijk maar dit zou een groot aantal extra elementen met zich meebrengen, waardoor de rekentijd sterk zou toenemen, en het model misschien te groot zou worden gelet op de capaciteit van de beschikbare computer. In het volgende hoofdstuk wordt er nog wel gekeken of het mogelijk is de krachtwerking van de deuvels te verwerken in de stijfheden van de interface-elementen.

Het is gebruikelijk dat de breedte van de schraalbeton fundering onder de verharding 12 m bedraagt. Als dit ook in het model ingevoerd zou worden, betekent dit dat er een groot aantal extra elementen in het model ontstaan, die niet of nauwelijks invloed hebben op de resultaten van de berekening, aangezien de maatgevende spanningen en verplaatsingen niet aan de zijkanten van de fundering verwacht worden. Er is dan ook voor gekozen om de schraalbeton fundering net zoals de betonverharding een breedte te geven van 11 m. De kerven in de schraalbeton fundering zitten precies onder de voegen van de betonverharding, en hebben een breedte van 1 mm. Onder de fundering is zand aanwezig.

Zowel de betonverharding als de schraalbeton fundering en het zandbed worden in twee lagen opgedeeld. In de betonverharding heeft de bovenste laag een dikte gelijk aan de diepte van de zaagsnede van de voeg en in de schraalbeton fundering heeft de bovenste laag een dikte gelijk aan de kerfdiepte.

De voegen en kerven in de constructie vormen een verticale scheiding in de diverse lagen in het model. Hierdoor dienen deze uitgevoerd te worden als interface-elementen. Bij een eindige elementen model dienen de interface-elementen altijd over de gehele lengte, breedte en/of hoogte van het model ingevoerd te worden. Dit betekent dat door de invoering van interface-elementen ter plaatse van de voegen er op deze plaatsen in het model over de gehele hoogte interface-elementen zullen ontstaan, dus ook op plekken waar er in de praktijk (nog) geen fysieke scheiding aanwezig is, zoals bijvoorbeeld in het zand. Door het betreffende interface-element echter dezelfde stijfheden te geven als het omringende zand, zal het eindige elementen programma het interface-element gewoon als een (zeer klein) zand-elementje beschouwen.

Zowel tussen de verharding en de fundering, als tussen de fundering en het zand is een horizontale interface aanwezig. De horizontale interface tussen de verharding en de fundering biedt de mogelijkheid om eventuele hechting tussen beide lagen te modelleren. De interface tussen de fundering en het zand is aanwezig om het onderscheid tussen beide lagen te verduidelijken, zodat er in het model geen hechting tussen beide lagen voor kan komen.

Bij het onderzoeken van de ongewapende betonverharding kunnen de volgende invoer variabelen bekeken worden:

1. De dikte van de betonverharding
2. De dikte van de schraalbeton fundering
3. De dikte van het zandbed
4. De aanwezigheid van deuvels
5. De aanwezigheid van koppelstaven
6. Diepte voeg
7. Diepte kerf
8. De aanwezigheid van extra scheuren in de schraalbeton fundering
9. De stijfheid van de betonverharding
10. De dwarscontractiecoëfficiënt van de betonverharding
11. Het volumegewicht van de betonverharding
12. De lineaire thermische uitzettingscoëfficiënt van de betonverharding
13. De stijfheid van de schraalbeton fundering
14. De dwarscontractiecoëfficiënt van de schraalbeton fundering
15. Het volumegewicht van de schraalbeton fundering
16. De lineaire thermische uitzettingscoëfficiënt van de schraalbeton fundering
17. De stijfheid van het zandbed
18. De dwarscontractiecoëfficiënt van het zandbed
19. Het volumegewicht van het zandbed
20. De lineaire thermische uitzettingscoëfficiënt van het zandbed
21. De plaats van de wiellast
22. De grootte van de wiellast
23. De temperatuurgradiënt
24. Het al dan niet doorscheuren van de voegen
25. Het al dan niet doorscheuren van de kerven

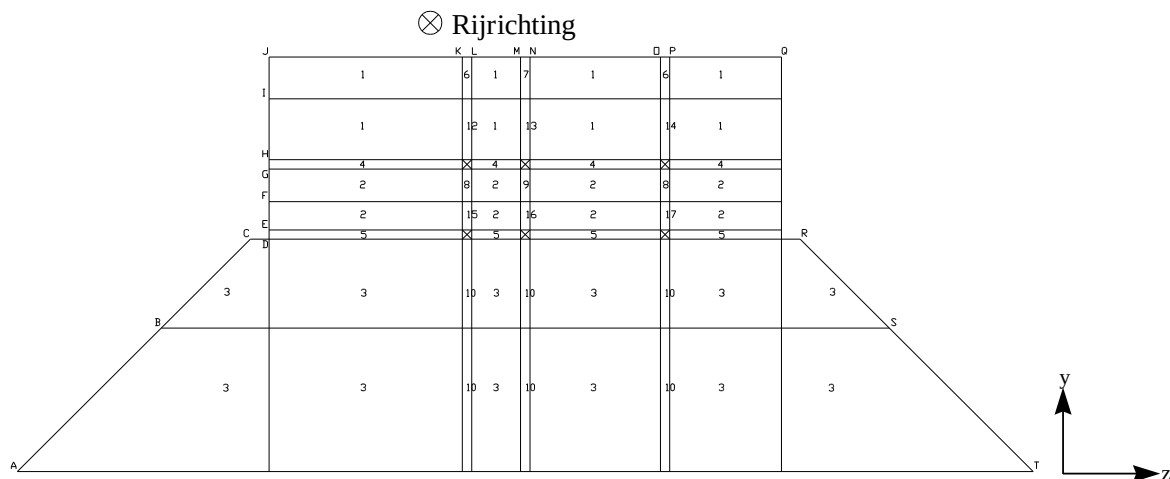
26. Het al dan niet aanwezig zijn van hechting tussen de betonverharding en de schraalbeton fundering

De eerste 8 variabelen hebben te maken met de opzet van het model. De overige variabelen zullen in de volgende hoofdstukken behandeld worden. Aangezien er veel verschillende variabelen te bedenken zijn, is het noodzakelijk om tijdens dit onderzoek een aantal variabelen constant te houden. Hierdoor wordt het totaal aantal uit te voeren berekeningen beperkt en dit is noodzakelijk gezien het aantal uren dat één berekening met het CAPA-3D systeem duurt. Daarom is er voor gekozen om de dimensies van de constructie constant te houden en daarvoor algemeen gebruikte maten aan te houden. Dit heeft tot gevolg dat de te onderzoeken constructie er als volgt uit komt te zien:

- lengte 20 m (4 betonplaten achter elkaar)
- breedte betonverharding 11 m
- breedte zandbed: boven 11,8 m
- breedte zandbed: onder 37,8 m
- dikte betonverharding 240 mm
- dikte schraalbeton fundering 150 mm
- dikte zandbed 13 m
- diepte voeg 90 mm
- diepte kerf 70 mm

Deze gegevens zijn in het model verwerkt en tevens is er nog een extra scheur in de fundering mogelijk gemaakt. Deze bevindt zich precies in het midden van de breedte van de fundering, op 5,5 m van de zijkant. Aangezien in de praktijk de fundering soms aangelegd wordt in 2 stroken van elk 6 meter 'nat in nat', is het te verwachten dat precies in het midden de zwakste plek ontstaat. Dat is de reden dat in het model de extra scheur zich juist daar bevindt. Bij het zandbed is in het model gekozen voor een talud van 1:1.

In figuur 5.2 is de dwarsdoorsnede te zien van het 3D model.



Figuur 5.2: Dwarsdoorsnede van het 3D model (niet op schaal)

De x-, y-, en z-coördinaten (in mm) van de letters in figuur 5.2 zijn de volgende:

A	(0;0;0)	K	(0;13392;17648,5)
B	(0;8000;8000)	L	(0;13392;17651,5)
C	(0;13000;13000)	M	(0;13392;18899,5)
D	(0;13000;13400)	N	(0;13392;18900,5)
E	(0;13001;13400)	O	(0;13392;21898,5)
F	(0;13081;13400)	P	(0;13392;21901,5)
G	(0;13151;13400)	Q	(0;13392;24400)
H	(0;13152;13400)	R	(0;13000;24800)
I	(0;13302;13400)	S	(0;8000;29800)
J	(0;13392;13400)	T	(0;0;37800)

De getallen in figuur 5.2 geven de verschillende elementen in het model aan. De nummers 1 t/m 3 zijn de zogenaamde kubus-elementen en de overige zijn de interface-elementen:

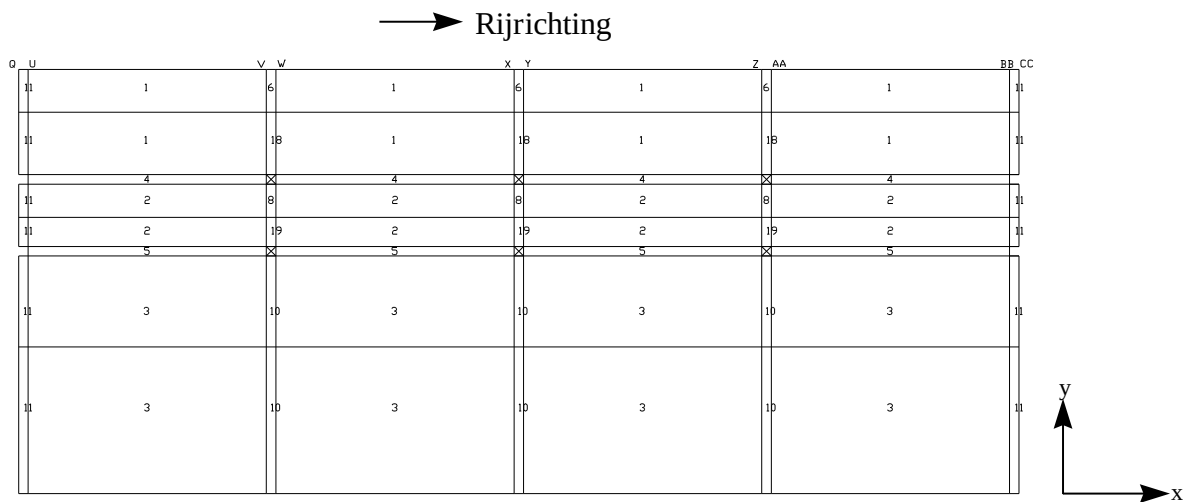
1. betonverharding
2. schraalbeton fundering
3. zand
4. eventuele hechting tussen betonverharding en schraalbeton fundering
5. interface tussen fundering en zand
6. voeg in betonverharding
7. interface veroorzaakt door eventuele extra scheur in de fundering
8. kerf in schraalbeton fundering
9. eventuele extra scheur in schraalbeton fundering
10. interface in het zand veroorzaakt door voegen, kerven en/of scheuren
12. eventuele scheur onder linker langsvog
13. interface veroorzaakt door eventuele extra scheur in de fundering
14. eventuele scheur onder rechter langsvog
15. eventuele scheur onder linker langskerf
16. eventuele extra scheur in schraalbeton fundering
17. eventuele scheur onder rechter langskerf

De interface-elementen onder K en L vormen de langsvog tussen de beide rijstroken in. De interface-elementen onder M en N zijn noodzakelijk vanwege de eventuele extra scheur in de schraalbeton fundering en de interface-elementen onder O en P vormen de langsvog in de vluchtstrook. De interface-elementen nr. 10 zijn het gevolg van bovenliggende interface-elementen. Ze hebben daarom tijdens het gehele onderzoek dezelfde eigenschappen als het omringende zand. Een kruis op de tekening in de figuren 5.2 en 5.3 betekent een ‘gat’ in het model. Een interface-element moet in het CAPA-3D systeem namelijk altijd met 2 zijden grenzen aan een kubus element. De ‘gaten’ in het model voldoen hier niet aan en dus kunnen ze niet gemodelleerd worden. Deze gaten zijn echter zodanig klein ten opzichte van de kubus-elementen dat ze geen invloed hebben op de berekeningen en de resultaten. Er dient ook nog opgemerkt te worden dat het CAPA-3D werkt met een assenstelsel waarbij de y-coördinaat de hoogte aangeeft. Ook is de lengte van het model 4 mm langer dan de eerder genoemde 20 m. Dit wordt veroorzaakt door de interface-elementen die aan de voor- en achterzijde van het model

aanwezig zijn. Deze interface-elementen zijn ingebracht zodat de invloed van de buiten het model gelegen omgeving eventueel aan het model te koppelen, hierop zal nader worden ingegaan in hoofdstuk 6.

In figuur 5.3 is de langsdoorsnede van het model te zien. De x-, y- en z-coördinaten (in mm) van de letters in figuur 5.3 zijn de volgende:

Q	(0;13392;24400)	Y	(10003,5;13392;24400)
U	(2;13392;24400)	Z	(1500,5;13392;24400)
V	(5000,5;13392;24400)AA		(15003,5;133922;4400)
W	(5003,5;13392;24400)BB		(20002;13392;24400)
X	(10000,5;13392;24400)	CC	(20004;13392;24400)



Figuur 5.3: Langsdoorsnede van het 3D model (niet op schaal)

In figuur 5.3 zijn ook de interface-elementen terug te vinden die in figuur 5.2 nog niet te zien waren:

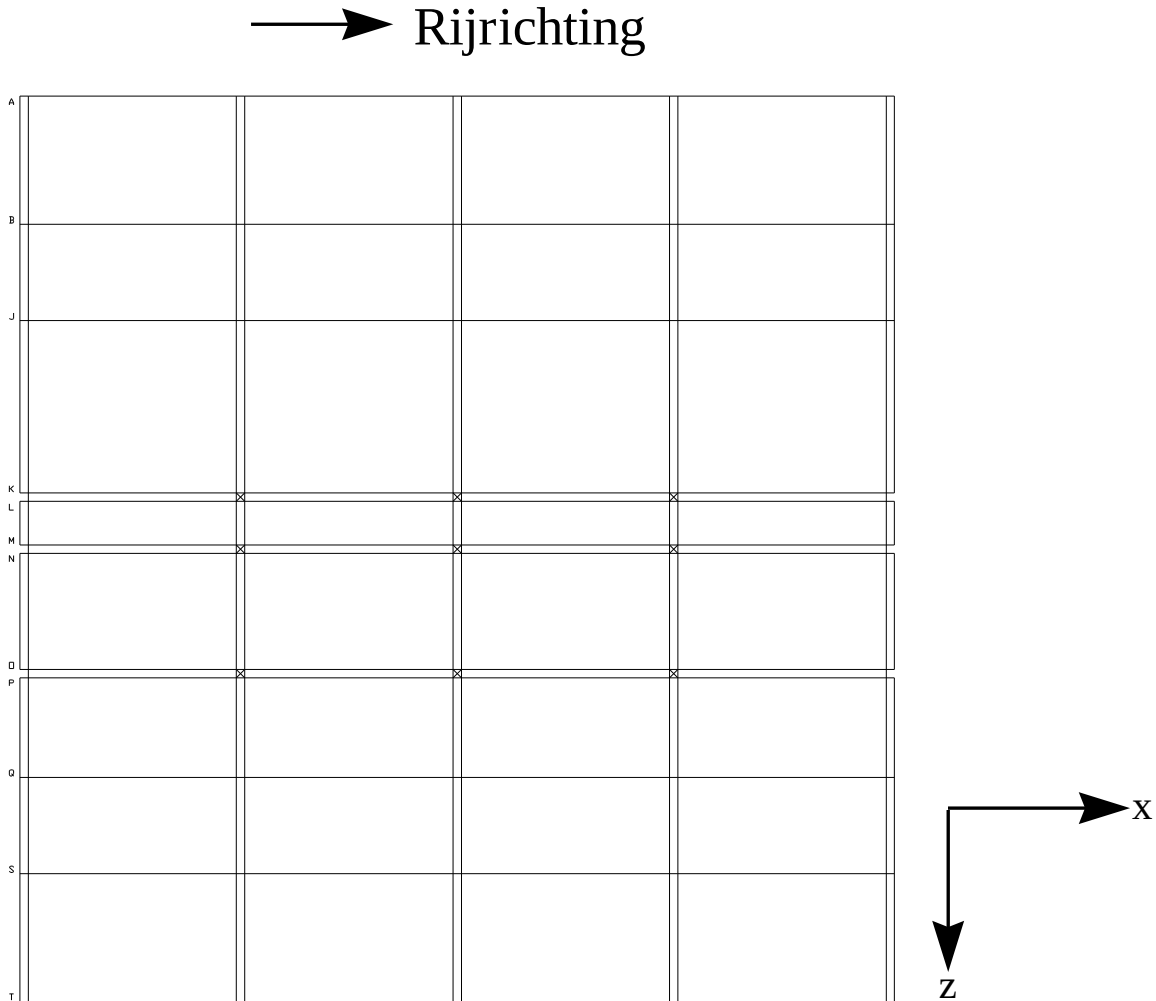
11. interface-elementen aan voor- en achterzijde van het model
18. eventuele scheur onder dwarsvoeg
19. eventuele scheur onder dwarskerf

De interface-elementen onder Q en U en die onder BB en CC zijn de al eerder genoemde interface-elementen aan de voor- en achterzijde van het model. De interface-elementen onder V en W, onder X en Y en die onder Z en AA vormen de dwarsvoegen en dwarskeren van het model. Ook hier stellen de kruizen weer gaten in het model voor, en de onderbrekingen tussen de verschillende interface-elementen nr. 11 worden door hetzelfde verschijnsel veroorzaakt.

Het aldus ontstane model bestaat in totaal uit 356 ‘superelementen’ met 2766 knopen. Door het gebruik van deze superelementen kunnen de basiseigenschappen, zoals de afmetingen en de verschillende materiaaleigenschappen van het model vrij eenvoudig in het systeem CAPA-3D ingevoerd worden. De superelementen kunnen in x-, y- en z-richting nog verder verdeeld

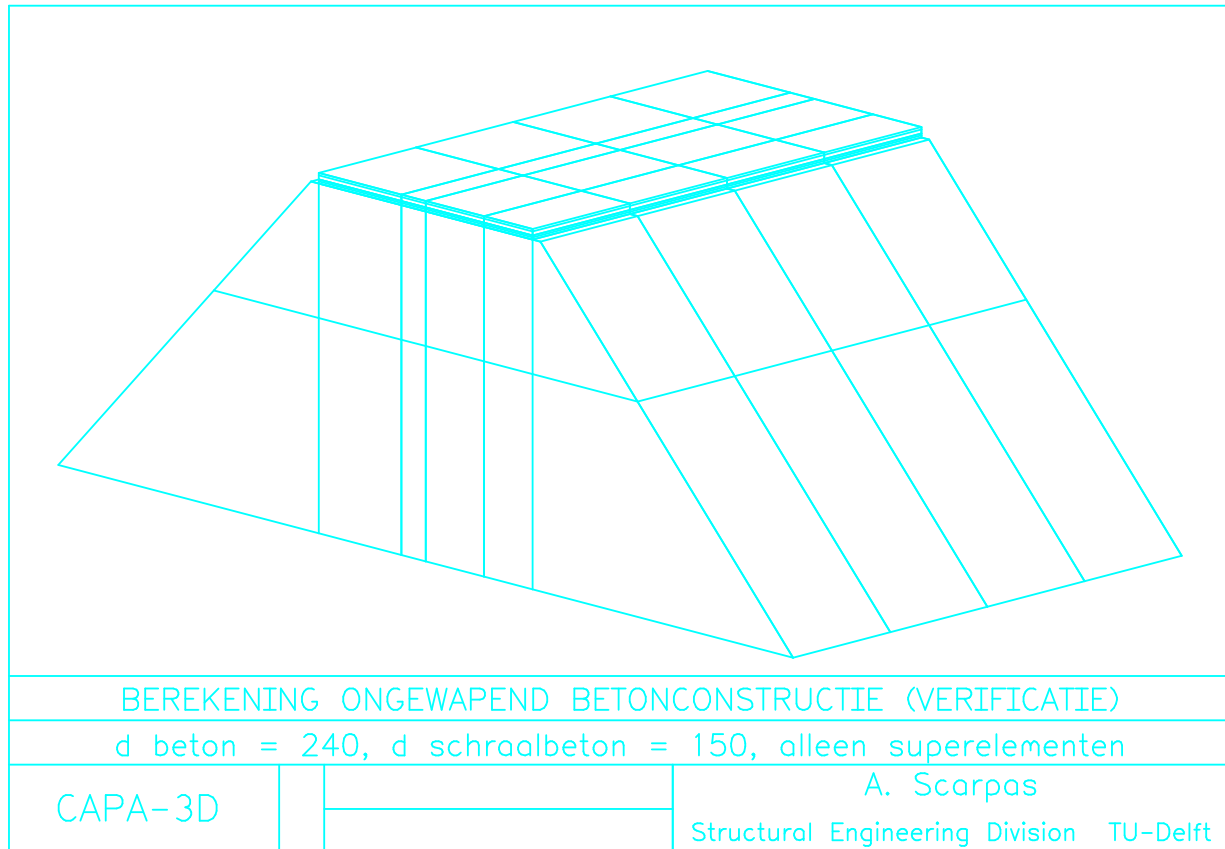
worden, wat noodzakelijk is om tot de uiteindelijke mesh te komen. In de volgende hoofdstukken volgt meer over deze verfijning van het elementennet.

In figuur 5.4 is een bovenaanzicht van het model te zien. Hierin zijn geen nummers in de elementen aangegeven, aangezien deze in de diepte variëren.



Figuur 5.4: Bovenaanzicht van het 3D model (niet op schaal)

Een 3D-tekening van het model zoals dat eruit ziet als de superelementen niet verder verdeeld zijn is te zien in figuur 5.5.



Figuur 5.5: Het model alleen opgebouwd uit superelementen

6 Verificatie van het model

6.1 Inleiding

In dit hoofdstuk wordt de verificatie van het opgestelde 3D-model behandeld. Allereerst worden in paragraaf 6.2 de materiaaleigenschappen van de diverse elementen behandeld. Hierna wordt in paragraaf 6.3 gecontroleerd of het model inderdaad lineair elastisch is. In paragraaf 6.4 wordt gekeken of de verticale interfaces in de betonverharding op een zodanige manier gedimensioneerd kunnen worden dat ze het gedrag van de deuvelds kunnen weergeven. In paragraaf 6.5 worden de resultaten van de CAPA-3D berekeningen vergeleken met bestaande theorieën uit de wegbouwkunde, waarna in paragraaf 6.6 de temperatuurgradiënten behandeld worden..

6.2 Materiaaleigenschappen

In deze studie is er voor gekozen om de materiaaleigenschappen constant te houden. Dit beperkt het aantal toe te passen variabelen en daardoor het aantal berekeningen. Het beperken van het aantal variabelen zorgt er bovendien voor dat er een beter inzicht wordt verkregen in die eigenschappen van de constructie die wel variabel genomen worden. Vanaf hoofdstuk 7 volgt meer over de gekozen variabelen. Zoals al in paragraaf 4.2 vermeld is, dienen de volgende materiaaleigenschappen aan een kubus-element toegekend te worden:

- elasticiteitsmodulus E
- dwarscontractiecoëfficiënt ν
- volumegewicht γ
- lineaire thermische uitzettingscoëfficiënt α

Er is in deze studie gekozen voor een betonverharding B45, waarna de elasticiteitsmodulus is berekend volgens de VENCON Formularia in (bijlage 1). Het volumegewicht heeft bij de CAPA-3D berekeningen een zeer geringe invloed op de spanningen in de verharding t.g.v. een wiellast en zal daardoor bij de wiellast-berekeningen niet meegenomen worden. De berekeningen t.g.v. een temperatuurgradiënt zijn in deze studie op een dusdanige manier uitgevoerd, dat ook hier het eigen gewicht geen invloed heeft, meer hierover in paragraaf 6.6. Een overzicht van de in deze studie aangenomen materiaaleigenschappen voor de kubus-elementen is in tabel 6.1 weergegeven.

	E	ν	α
betonverharding	33.500 MPa	0,15	$1,0 \cdot 10^{-5}$
schraalbeton fundering	6.000 MPa	0,20	$1,0 \cdot 10^{-5}$
zand	100 MPa	0,35	0,0

Tabel 6.1: Materiaaleigenschappen van de kubus-elementen

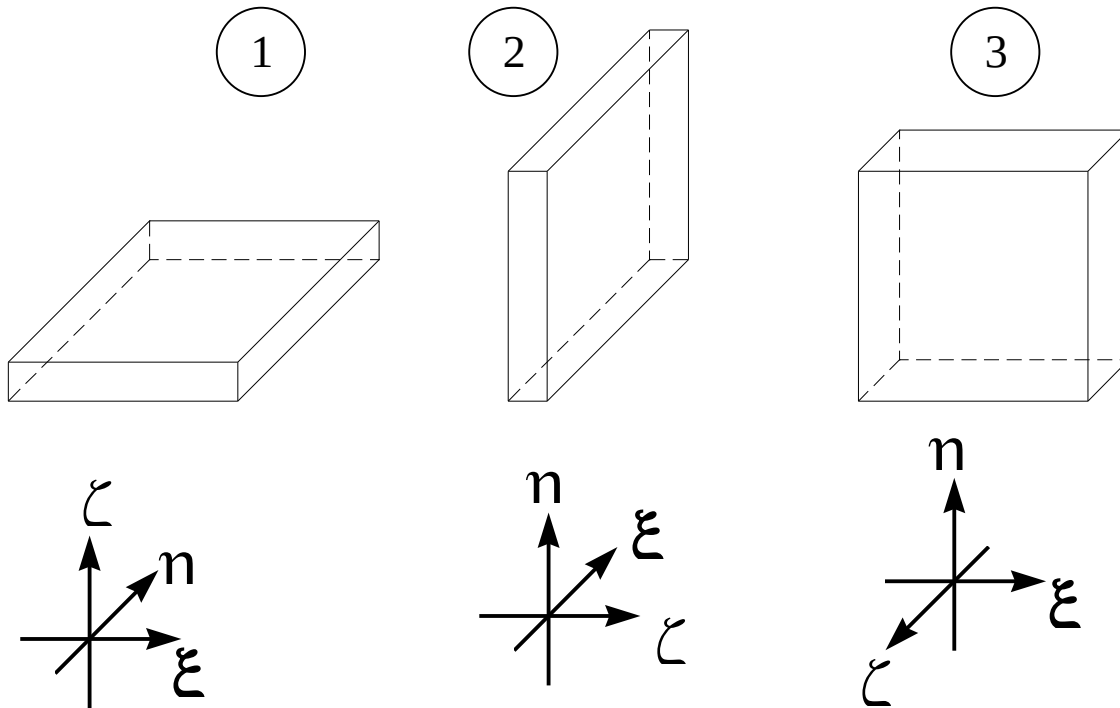
De eigenschappen van de diverse interface-elementen zullen in deze studie variabel zijn en daarom in volgende paragrafen apart behandeld worden. De volgende interface-elementen zullen echter de gehele studie dezelfde materiaaleigenschappen behouden:

5	interface tussen fundering en zand
6	voeg in betonverharding
8	kerf in schraalbeton fundering
10	interface in het zand veroorzaakt door voegen, kerven en/of scheuren
11	interface-elementen aan voor- en achterzijde van het model
18	eventuele scheur onder dwarsvoeg
19	eventuele scheur onder dwarskerf

De nummers van de interface-elementen zijn terug te vinden in de figuren 5.2 en 5.3.

- ad 5) er is geen binding tussen het zand en de schraalbeton fundering. Daardoor worden de stijfheden in x- en in z-richting 0,1 MPa. De verticale stijfheid (y-richting) dient in CAPA-3D altijd minimaal even groot te zijn als de hoogste stijfheid van de omringende kubus-elementen en wordt dus 6000 MPa.
- ad 6 en 8) deze interface-elementen bestaan uit lucht en krijgen in alle richtingen een stijfheid van 0,01 MPa.
- ad 10) deze interface-elementen worden slechts veroorzaakt door de aanwezigheid van bovenliggende interface-elementen en krijgen in alle richtingen gewoon dezelfde stijfheid als het zand.
- ad 11) deze interface-elementen kunnen de eventuele invloed van de omgeving op het model weergeven. In deze studie is het model dusdanig groot opgezet, dat er vrijwel geen invloed van de omgeving te verwachten is, zodat deze interface-elementen ook al lucht beschouwd kunnen worden.
- ad 18 en 19) in alle berekeningen wordt ervan uitgegaan dat zowel de dwarsvoeg als de dwarskerf volledig zijn doorgescheurd, en dus krijgen deze interface-elementen ook de eigenschappen van lucht.

Eigenlijk zouden de stijfheid van de luchtelementen in alle richtingen en de horizontale stijfheid in de interface tussen de fundering en het zand 0 MPa dienen te zijn. Dit is in het systeem CAPA-3D niet mogelijk omdat er dan op zichzelf staande systemen in het model zouden ontstaan. Daarom is er arbitrair gekozen voor een (schijnbare) stijfheid van 0,01 MPa voor de luchtelementen en 0,1 MPa voor de horizontale stijfheden in de interface tussen de fundering en het zand. Indien er geen hechting aanwezig is tussen de betonverharding en de fundering zal dit ook leiden tot horizontale stijfheden van 0,1 MPa. Er dient nog opgemerkt te worden dat interfaces met een lokaal assenstelsel werken en de stijfheden daardoor worden weergegeven als $D_{\xi\xi}$, $D_{\eta\eta}$ en $D_{\zeta\zeta}$. Voor de 3 types interfaces (horizontaal, verticaal evenwijdig aan de dwarsvoeg en verticaal evenwijdig aan de dwarskerf) zijn de lokale asrichtingen, zoals ze in deze studie gelden, weergegeven in figuur 6.1.



Figuur 6.1: asrichtingen in de horizontale interface-elementen (1), de verticale interface-elementen evenwijdig aan de dwarsvoeg (2) en de verticale interface-elementen evenwijdig aan de langsvoeg (3)

Een overzicht van de materiaaleigenschappen van de behandelde interface-elementen is weergegeven in tabel 6.2

interface-element	$D_{\xi\xi}$	$D_{\eta\eta}$	$D_{\zeta\zeta}$
5	0,1 MPa	0,1 MPa	6000 MPa
6	0,01 MPa	0,01 MPa	0,01 MPa
8	0,01 MPa	0,01 MPa	0,01 MPa
10	100 MPa	100 MPa	100 MPa
11	0,01 MPa	0,01 MPa	0,01 MPa
18	0,01 MPa	0,01 MPa	0,01 MPa
19	0,01 MPa	0,01 MPa	0,01 MPa

Tabel 6.2: Stijfheden van de constante interface-elementen

De interface-elementen die in het verdere vervolg van deze studie variërende stijfheden krijgen staan hieronder vermeld:

- 4 eventuele hechting tussen betonverharding en schraalbeton fundering
- 7 interface veroorzaakt door eventuele extra scheur in de fundering
- 9 eventuele extra scheur in schraalbeton fundering
- 12 eventuele scheur onder linker langsvoeg
- 13 interface veroorzaakt door eventuele extra scheur in de fundering
- 14 eventuele scheur onder rechter langsvoeg
- 15 eventuele scheur onder linker langskerf
- 16 eventuele extra scheur in schraalbeton fundering
- 17 eventuele scheur onder rechter langskerf

6.3 Lineair elastisch model

In deze studie zullen de berekeningen altijd betrekking hebben op de betonplaat waarop zich de rechter rijstrook van de 2×2 strooks autosnelweg bevindt, dit is de middelste plaat in dwarsrichting gezien. In het model liggen er in de langsrichting 4 platen achter elkaar en in deze studie zullen de verschillende wiellasten altijd op de tweede plaat gepositioneerd worden. De x- en z-coördinaten (in mm) van de te bekijken plaat bevinden zich tussen de volgende grenzen:

$$5002 \leq x \leq 10002$$

$$17650 \leq z \leq 21900$$

Voor de verificatie van de lineair elasticiteit van het model is er gekeken naar een losse plaat, zodat de langsvoegen en -kerven volledig doorgescheurd dienen te zijn. Er is geen extra scheur in de fundering aanwezig en ook is er voor gekozen om geen hechting tussen de betonverharding en de fundering toe te passen. De stijfheden voor de verschillende interface-elementen die hieruit volgen zijn weergegeven in tabel 6.3.

interface-element	$D_{\xi\xi}$	$D_{\eta\eta}$	$D_{\zeta\zeta}$
4	0,1 MPa	0,1 MPa	33500 MPa
7	33500 MPa	33500 MPa	33500 MPa
9	6000 MPa	6000 MPa	6000 MPa
12	0,01 MPa	0,01 MPa	0,01 MPa
13	33500 MPa	33500 MPa	33500 MPa
14	0,01 MPa	0,01 MPa	0,01 MPa
15	0,01 MPa	0,01 MPa	0,01 MPa
16	6000 MPa	6000 MPa	6000 MPa
17	0,01 MPa	0,01 MPa	0,01 MPa

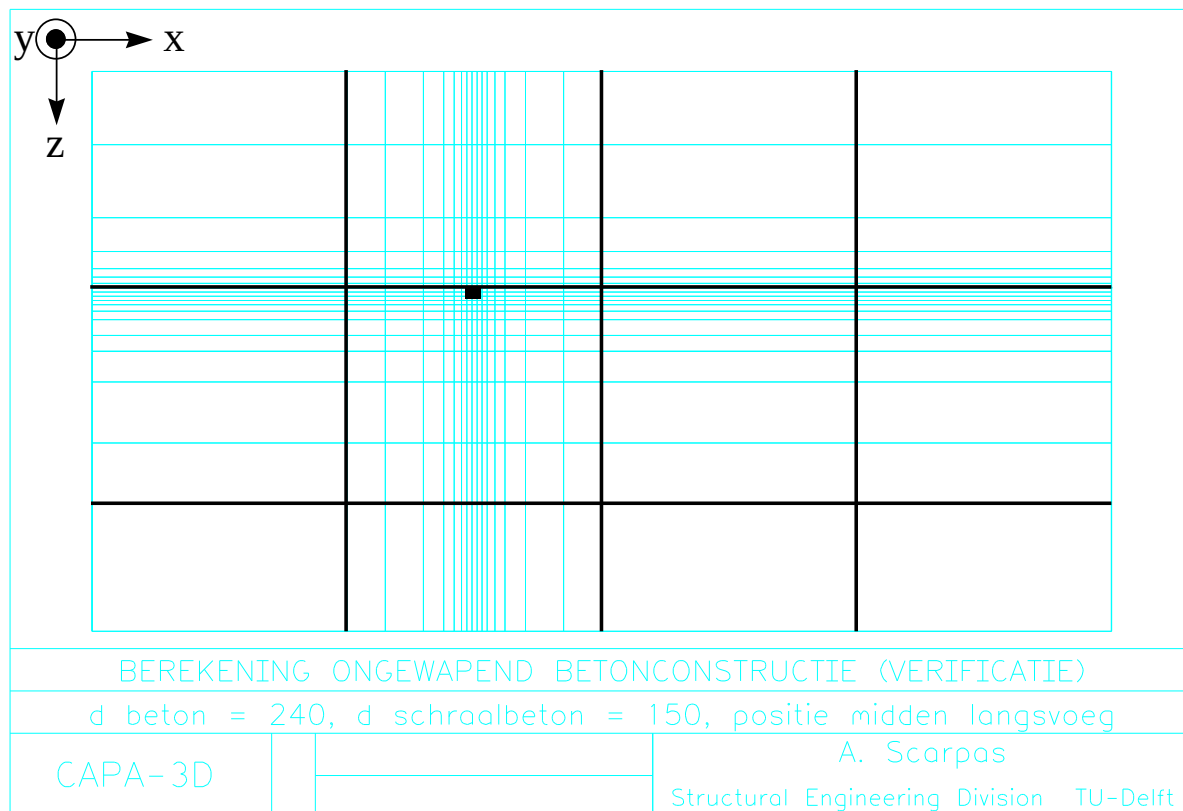
Tabel 6.3: Stijfheden van de variërende interface-elementen m.b.t. lineair elasticiteit

Het contactoppervlak van de wiellast is in deze studie rechthoekig en heeft een afmeting van $A = 300 \times 250 \text{ mm}^2$. Voor het verifiëren van de lineair elasticiteit van het model is er voor gekozen om achtereenvolgens een wiellast van 20 kN, 50 kN en 80 kN in het midden van de plaat langs de langsvoeg te plaatsen. Dit geeft een contactspanning van respectievelijk $0,267 \text{ N/mm}^2$, $0,667 \text{ N/mm}^2$ en $1,067 \text{ N/mm}^2$.

In deze studie zijn in verticale richting de superelementen in verticale richting als volgt verdeeld:

Bovenste laag verharding:	verdeeld in 3 lagen
Onderste laag verharding:	verdeeld in 3 lagen
Interface tussen verharding en fundering:	niet verder verdeeld
Bovenste laag fundering:	niet verder verdeeld
Onderste laag fundering:	niet verder verdeeld
Interface tussen fundering en zand:	niet verder verdeeld
Bovenste laag zand:	niet verder verdeeld
Onderste laag zand:	niet verder verdeeld

De horizontale verfijning van het model met betrekking tot een wiellast halverwege de plaatlengte t.p.v. langsvoeg is te zien in een bovenaanzicht van het model in figuur 6.2.

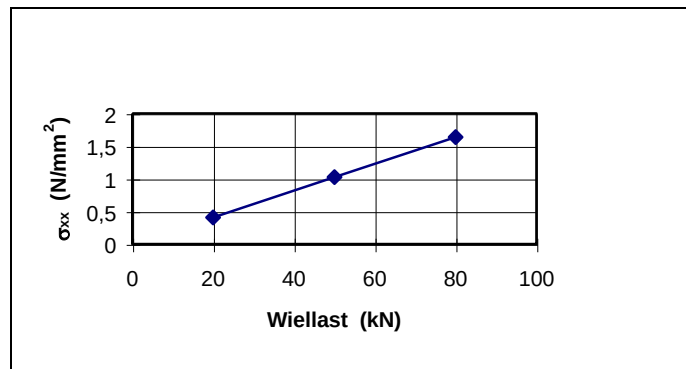


Figuur 6.2: Bovenaanzicht model voor een wiellast halverwege de plaatlengte t.p.v. de langsvoeg

De dikkere lijnen in figuur 6.2 geven de voegen en de kerven tussen de verschillende platen aan. Het zwarte rechthoekje stelt de positie van de wiellast voor. Voor het verifiëren van de lineaire elasticiteit van het model zijn voor wiellasten van 20, 50 en 80 kN de buigtrekspanningen σ_{xx} precies onder deze wiellast onderin de betonverharding bepaald. De resultaten hiervan zijn weergegeven in tabel 6.4 en figuur 6.3.

Wiellast	σ_{xx} (N/mm ²)
20	0,409
50	1,023
80	1,637

Tabel 6.4: Buigtrekspanningen σ_{xx} onderin de betonverharding t.g.v. diverse wiellasten halverwege de plaatlengte t.p.v. langsvoeg

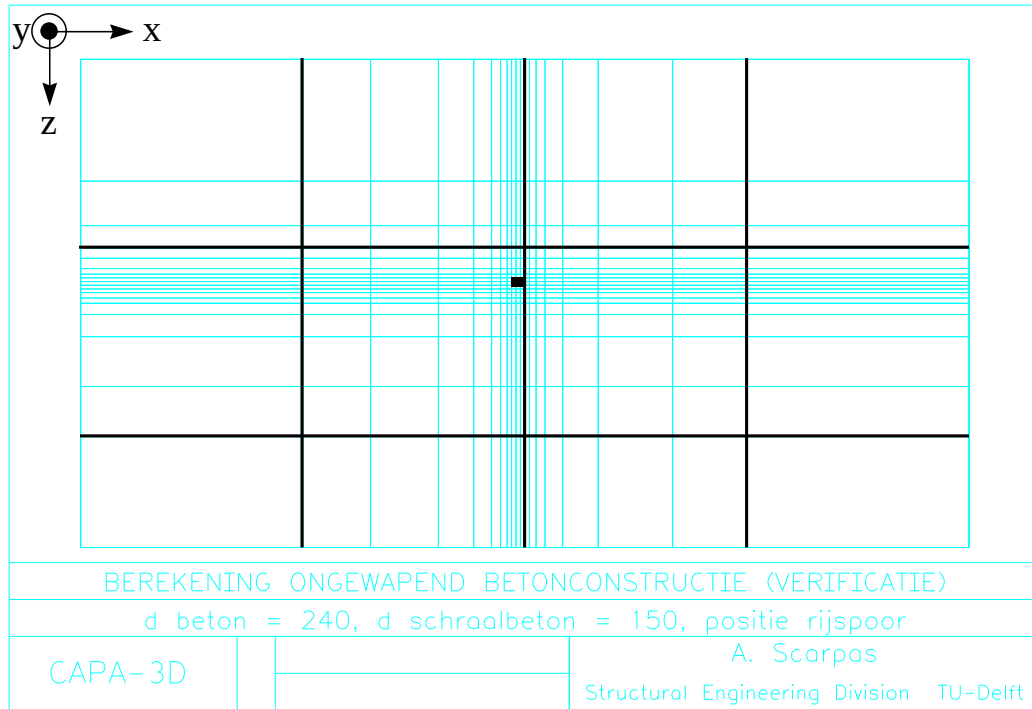


Figuur 6.3: Buigtrekspanningen σ_{xx} onderin de betonverharding t.g.v. diverse wiellasten halverwege de plaatlengte t.p.v. langsvoeg

In figuur 6.3 is duidelijk te zien dat er een rechtlijnig verband bestaat tussen de grootte van de wiellast en de berekende buigtrekspanning en is het lineair elastisch gedrag van het model aangetoond. Dit geeft een reductie van het aantal uit te voeren eindige elementen berekeningen doordat er maar éénmaal een wiellast voor een bepaalde positie en variant doorberekend hoeft te worden. Daarna kunnen de spanningen veroorzaakt door een andere grootte van de wiellast eenvoudig verhoudingsgewijs uit de reeds berekende resultaten verkregen worden.

6.4 Deuvels in de interfaces

Zoals reeds eerder vermeld is, zijn de deuvels en de koppelstaven die in een betonverharding aanwezig zijn niet in het 3D-model verwerkt. In deze paragraaf wordt onderzocht of het mogelijk is aan de verticale interface-elementen in de dwarsvoegen dusdanige materiaaleigenschappen toe te kennen dat hiermee het gedrag van deuvels gesimuleerd kan worden. Hiervoor is er een wiellast geplaatst langs de dwarsvoeg in het linker rijspoor van de rechter rijstrook van de weg, zie het bovenaanzicht in figuur 6.4.



Figuur 6.4: Bovenaanzicht model voor een wiellast in het rijspoor langs de dwarsvoeg

De langsvoeegen en -kerven zijn weer volledig doorgescheurd, er is geen hechting tussen de betonverharding en de fundering en er is ook geen extra scheur in de fundering aanwezig. Dit leidt tot dezelfde materiaaleigenschappen voor de diverse interface-elementen als in de vorige paragraaf, waarvan de gegevens staan vermeld in tabel 6.3. Hoewel er in deze studie vanuit wordt gegaan dat de dwarsvoegen en -kerven altijd volledig doorgescheurd zijn, worden in deze paragraaf de stijfheden van de interface-elementen van de dwarsvoeg (nr.18) gevarieerd. Loodrecht op de dwarsvoeg wordt de stijfheid ($D_{\xi\xi}$) op 10% van die van de betonverharding gesteld. De verticale stijfheid van de dwarsvoeg ($D_{\eta\eta}$) wordt variabel genomen en bedraagt in de 4 te behandelen gevallen respectievelijk 0, 25, 50 en 75% van de betonstijfheid. Aangezien de verharding loodrecht belast wordt, zullen er nauwelijks krachten evenwijdig aan de dwarsvoeg ontstaan, zodat ervoor gekozen is in deze richting geen stijfheid ($D_{\zeta\zeta}$) aan de dwarsvoegen toe te kennen. De verschillende stijfheden voor interface nr.18 zijn weergegeven in tabel 6.5.

	$D_{\xi\xi}$	$D_{\eta\eta}$	$D_{\zeta\zeta}$
0%	3350 MPa	0,1 MPa	0,1 MPa
25%	3350 MPa	8375 MPa	0,1 MPa
50%	3350 MPa	16750 MPa	0,1 MPa
75%	3350 MPa	25125 MPa	0,1 MPa

Tabel 6.5: De variabele stijfheden van interface-element nr. 18

De verplaatsingen van zowel de belaste als de onbelaste plaatrand van de 4 varianten t.g.v. een wiellast van 80 kN zijn weergegeven in tabel 6.6

	Belaste rand	Onbelaste rand
0%	0,3868	0,3315
25%	0,3615	0,3561
50%	0,3614	0,3562
75%	0,3614	0,3562

Tabel 6.6: Verplaatsingen (in mm) van zowel de belaste als de onbelaste rand t.g.v. variabele verticale stijfheden in de dwarsvoeg interface (wiellast 80 kN)

Uit tabel 6.6 blijkt dat er alleen een verschil is tussen de variant met 0 % (de volledig doorgescheurde voeg zonder deuvel) en de overige varianten. Voor het berekenen van de voegeffectiviteit van een dwarsvoeg kan de volgende relatie gebruikt worden:

$$W = \frac{2 \times \delta_u}{\delta_u + \delta_l} \times 100 \quad (6.1)$$

met

W	=	voegeffectiviteit in %
δ_u	=	deflectie van de onbelaste plaatrand bij een voeg t.g.v. een last op de naastgelegen plaatrand
δ_l	=	deflectie van de belaste plaatrand bij een voeg

Voor de variant zonder deuvels (0%) zou dit neerkomen op een voegeffectiviteit van 93%. Dit is al meer dan de voegeffectiviteit die verwacht zou worden door het gebruik maken van deuvels in een betonverharding. Hierbij wordt er namelijk vanuit gegaan dat de voegeffectiviteit in het begin zo'n 90% bedraagt en langzaam afneemt tot ongeveer 50%. Hieruit kan dus geconcludeerd worden dat het niet noodzakelijk is om deuvels te verwerken in de materiaaleigenschappen van de interface-elementen in de dwarsvoeg.

Er dient nog opgemerkt te worden dat er ook een andere relatie bestaat om de voegeffectiviteit van een dwarsvoeg te berekenen, en wel de volgende:

$$\eta = \frac{\delta_{theor} - \delta_{voeg}}{\delta_{theor} - \delta_{plaatmidden}} \times 100 \quad (6.2)$$

met

η	=	voegeffectiviteit in %
δ_{voeg}	=	gemeten deflectie van de belaste plaatrand bij een voeg
$\delta_{plaatmidden}$	=	gemeten deflectie bij belasting in het plaatmidden
δ_{theor}	=	de doorbuiging van de vrije plaatrand (0% verticale stijfheid)

De theoretische doorbuiging t.g.v. een wiellast van 80 kN volgens CAPA-3D is 0,3868 mm en de door CAPA-3D berekende deflectie t.g.v. dezelfde wiellast bedraagt 0,076 mm in het

plaatmidden. De bijbehorende voegeffectiviteit is 0% voor het geval dat er geen verticale stijfheid in de interface wordt gesimuleerd ($\delta_{\text{theor}} = \delta_{\text{voeg}}$) en in de overige gevallen is de voegeffectiviteit 8%, terwijl er een voegeffectiviteit van tenminste 60% verwacht wordt voor een voeg met voldoende lastoverdracht (11).

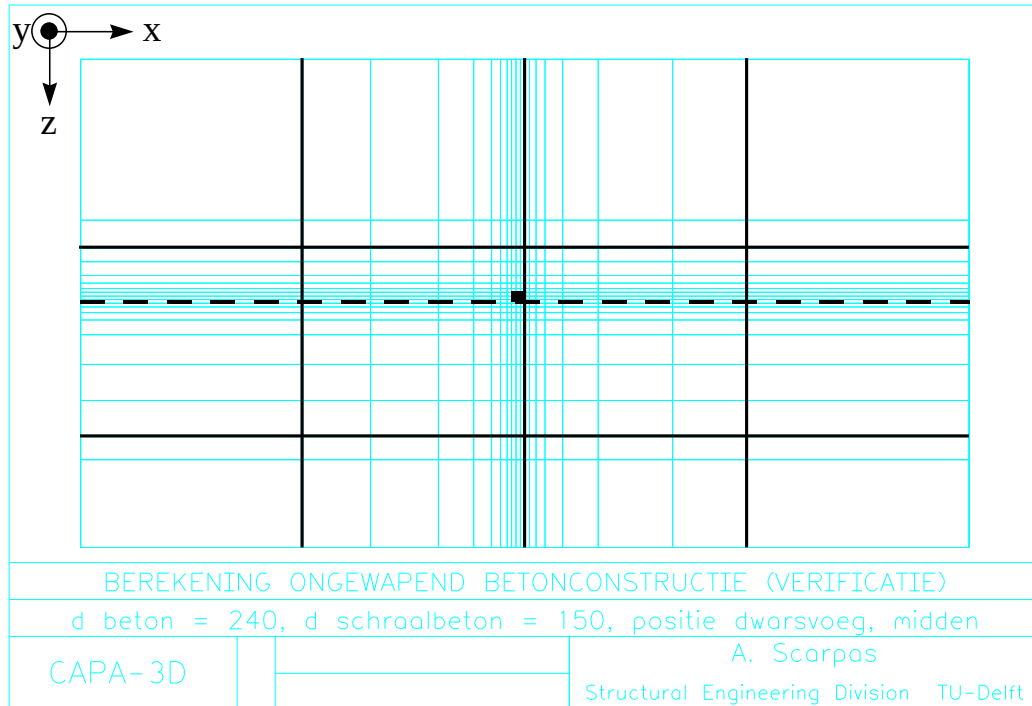
6.5 Het model vergeleken met Westergaard

In deze paragraaf worden de buigtrekspanningen die verkregen zijn met behulp van het 3D-model vergeleken met de spanningen die voor dezelfde constructie voortkomen uit de formules van Westergaard:

$$\sigma = \frac{3(1+\nu)P}{\pi(3+\nu)h^2} \times \left\{ \ln\left(\frac{E \times h^3}{100 \times k \times a^4}\right) + 1,84 - \frac{4}{3}\nu + \frac{1-\nu}{2} + 1,18(1+2\nu)\frac{a}{l} \right\} \quad (6.3)$$

met	w	=	deflectie (mm)
	P	=	enkele wiellast (N)
	A	=	contactoppervlak ($250 \times 300 \text{ mm}^2$)
	p	=	$\frac{P}{A}$ = contactspanning (N/mm^2)
	a	=	$\sqrt{\frac{P}{\pi \times p}}$ = straal van het equivalente cirkelvormig contactoppervlak (mm)
	E	=	elasticiteitsmodulus van het beton (N/mm^2)
	ν	=	dwarscontractiecoëfficiënt van het beton
	h	=	dikte van de betonplaat (mm)
	k	=	beddingsconstante van de onderbouw (N/mm^3)
	l	=	$\sqrt[4]{\frac{E \times h^3}{12(1-\nu^2)k}}$ = relatieve stijfheidsstraal v/d betonplaat (mm)

Deze formules worden tot nu toe gebruikt voor het dimensioneren van een betonverharding en zijn ook verwerkt in het al eerder in hoofdstuk 2 genoemde programma VENCON. Volgens Westergaard wordt voor de betonverharding die in deze studie is gemodelleerd onderin het beton een buigtrekspanning aangetroffen van $2,046 \text{ N/mm}^2$ bij een wiellast van 50 kN. De formules van Westergaard zijn gebaseerd op een betonverharding zonder aangehechte fundering, en doorgescheurde voegen en kerven (vrije plaatrand). Om het model te kunnen vergelijken met de formules van Westergaard zijn aan de interface-elementen weer de waarden van tabel 6.3 toegekend. De wiellast is geplaatst direct links naast de eventuele extra scheur in de fundering, zie figuur 6.5, waarin de dikke lijnen de voegen voorstellen en de onderbroken lijn de extra scheur.



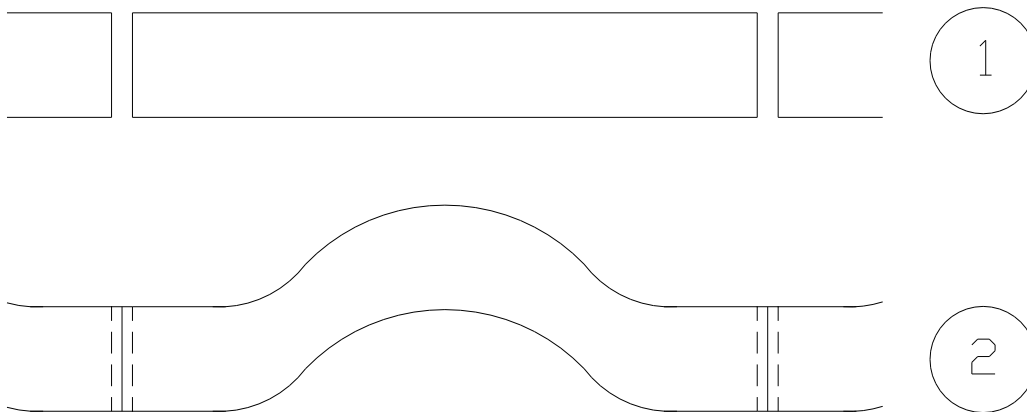
Figuur 6.5: Bovenaanzicht model voor een wiellast langs de dwarsvoeg, direct links naast de eventuele extra scheur

Het model geeft een buigtrekspanning van $1,03 \text{ N/mm}^2$ onder in de betonverharding, direct onder de wiellast. Dit komt neer op een aanzienlijke afname van de buigtrekspanning t.o.v. Westergaard. De belangrijkste oorzaak hiervoor is dat in het model de fundering (tussen de kerven) is meegenomen als een continue laag, terwijl bij Westergaard de fundering alleen zorgt voor een opwaardering van de k-waarde van de ondergrond en er aldus geen overdracht mogelijk is van schuifspanningen in de fundering.

In het vervolg van deze studie zullen verschillende varianten doorberekend gaan worden. Aangezien er voor alle berekeningen gebruik gemaakt wordt van het systeem CAPA-3D, kunnen deze verschillende varianten onderling toch goed met elkaar vergeleken worden. Hierdoor zal het ook mogelijk zijn om de voor- en nadelen van de diverse varianten zichtbaar te maken. Voor het berekenen van de levensduur is het echter noodzakelijk om de juiste buigtrekspanningen te weten. Aangezien deze spanningen nogal verschillen tussen Westergaard en dit model wordt het aanbevolen om enige praktijkproeven te doen om deze spanningen te bepalen en aldus de gevonden spanningen te kunnen controleren. Dit ligt echter buiten de grenzen van dit onderzoek.

6.6 Temperatuurgradiënten

Zoals al in paragraaf 6.2 is vermeld, zijn in deze studie de buigtrekspanningen t.g.v. temperatuurgradiënten niet berekend zoals gebruikelijk is in de VNC-methode. Die methode is gebaseerd op de welfspanningen die ontstaan door het eigen gewicht indien de betonplaat gebogen is, zoals beschreven is in paragraaf 2.3.2. Hierbij wordt er uitgegaan van één enkele betonplaat die vrij kan bewegen. In deze studie worden de buigtrekspanningen berekend die ontstaan doordat er verschillende platen naast en achter elkaar liggen. Het vrije bewegen van de platen wordt belemmerd doordat hiervoor alleen over de voegbreedte (3 mm) en/of de kerfbreedte (1 mm) beschikbaar is. Het verdere uitzetten van de platen zal leiden tot opbuiging van de platen waardoor er buigtrekspanningen zullen ontstaan. In figuur 6.6 is dit principe ook weergegeven.



Figuur 6.6: Het ontstaan van buigtrekspanningen t.g.v. temperatuurgradiënten

De in deze studie gevonden buigtrekspanningen komen goed overeen met spanningen verkregen uit de VNC-methode. Bij volledig doorscheuren van voegen en kerven en temperatuurgradiënten van $0,05\text{ }^{\circ}\text{C/mm}$ in het beton en $0,03\text{ }^{\circ}\text{C/mm}$ in het schraalbeton geeft het model op dezelfde plek onderin het beton als in paragraaf 6.5 een buigtrekspanning van $0,93\text{ N/mm}^2$ indien er geen hechting aanwezig is tussen de verharding en de fundering. Gebruik makend van formule 10 uit de VENCON Formularia (bijlage 1) met een opgewaardeerde k -waarde van $0,1$ i.v.m. de schraalbetonfundering en een lengte van 4250 mm wordt een buigtrekspanning van $0,97\text{ N/mm}^2$ gevonden. In principe treden beide mechanismes aangaande de temperatuurgradiënten tegelijkertijd in de constructie op. De vraag of de verkregen spanningen dan ook bij elkaar opgeteld dienen te worden, is zeer relevant, maar ligt buiten de grenzen van dit onderzoek. Verder onderzoek hiernaar is zeker gewenst.

7 De constructievarianten

7.1 Inleiding

In dit hoofdstuk worden de constructievarianten behandeld die in het verdere verloop van deze studie nader onderzocht zullen worden. In paragraaf 7.2 worden kort de variabelen behandeld waarop de varianten gebaseerd zijn, waarna in paragraaf 7.3 t/m 7.10 de 8 varianten nader toegelicht zullen worden.

7.2 Aanleiding voor de varianten

In hoofdstuk 2 is al gemeld dat voegen en kerven in een betonverharding volledig doorgescheurd dienen te zijn. Ook werd er uitgelegd dat er tegenwoordig verhardingen worden aangelegd met een aangehechte fundering, terwijl die hechting in de gangbare dimensioneringsberekeningen voor ongewapende betonverhardingen niet of nauwelijks wordt meegenomen. De 2 hiervoor genoemde punten vormen dan ook de aanleiding voor het kiezen van de te onderzoeken variabelen:

- het al dan niet doorscheuren van de langsvoeg
- het al dan niet doorscheuren van de langskerf
- het al dan niet aanwezig zijn van hechting tussen betonverharding en fundering

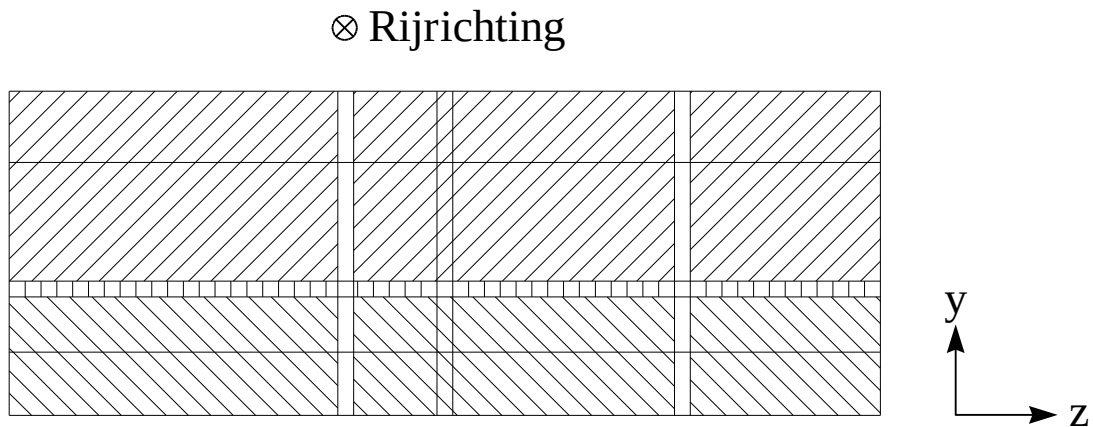
Deze 3 variabelen leiden tot 8 varianten die in de volgende paragrafen zullen worden besproken, inclusief de materiaaleigenschappen van de diverse interface-elementen en een figuur met de dwarsdoorsnede van de constructievariant. Helemaal achterin dit rapport bevindt zich in bijlage 9 een uitklapbare pagina, waarop de verschillende varianten beschreven zijn. Zoals al eerder vermeld in hoofdstuk 6 wordt er nogmaals nadrukkelijk op gewezen dat in deze studie de dwarsvoeg en -kerf altijd als volkomen doorgescheurd worden beschouwd.

7.3 Constructievariant 1

Bij constructievariant 1 is er hechting aanwezig tussen de betonverharding en de schraalbeton fundering. Zowel de langsvoegen als de langskerven zijn volledig doorgescheurd. De materiaaleigenschappen van variant 1 zijn te vinden in tabel 7.1 en een dwarsdoorsnede is te vinden in figuur 7.1

interface-element	$D_{\xi\xi}$	$D_{\eta\eta}$	$D_{\zeta\zeta}$
4	33500 MPa	33500 MPa	33500 MPa
7	33500 MPa	33500 MPa	33500 MPa
9	6000 MPa	6000 MPa	6000 MPa
12	0,01 MPa	0,01 MPa	0,01 MPa
13	33500 MPa	33500 MPa	33500 MPa
14	0,01 MPa	0,01 MPa	0,01 MPa
15	0,01 MPa	0,01 MPa	0,01 MPa
16	6000 MPa	6000 MPa	6000 MPa
17	0,01 MPa	0,01 MPa	0,01 MPa

Tabel 7.1: Stijfheden van de variërende interface-elementen voor constructievariant 1



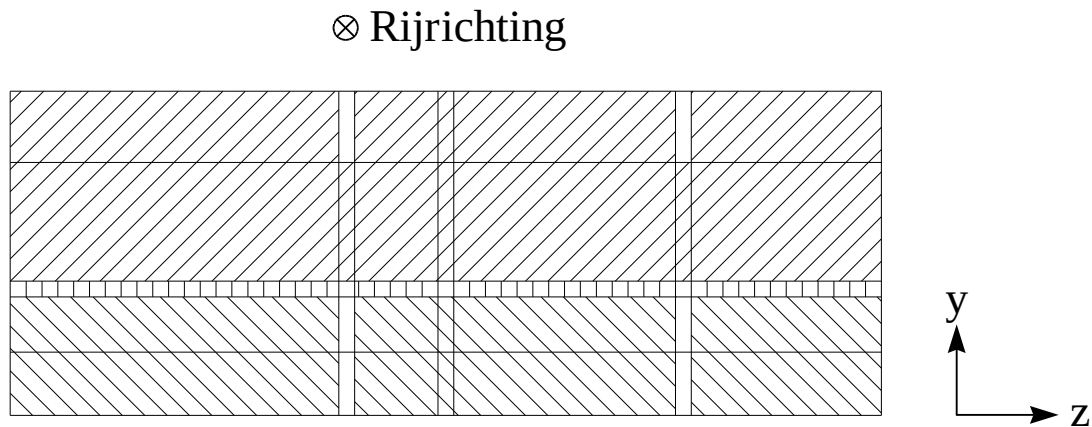
Figuur 7.1: Dwarsdoorsnede van constructievariant 1

7.4 Constructievariant 2

Bij constructievariant 2 is er hechting aanwezig tussen de betonverharding en de schraalbeton fundering. De langsvoegen zijn niet doorgescheurd en de langskerven zijn wel volledig doorgescheurd. De materiaaleigenschappen van variant 2 zijn te vinden in tabel 7.2 en een dwarsdoorsnede is te vinden in figuur 7.2

interface-element	$D_{\xi\xi}$	$D_{\eta\eta}$	$D_{\zeta\zeta}$
4	33500 MPa	33500 MPa	33500 MPa
7	33500 MPa	33500 MPa	33500 MPa
9	6000 MPa	6000 MPa	6000 MPa
12	33500 MPa	33500 MPa	33500 MPa
13	33500 MPa	33500 MPa	33500 MPa
14	33500 MPa	33500 MPa	33500 MPa
15	0,01 MPa	0,01 MPa	0,01 MPa
16	6000 MPa	6000 MPa	6000 MPa
17	0,01 MPa	0,01 MPa	0,01 MPa

Tabel 7.2: Stijfheden van de variërende interface-elementen voor constructievariant 2



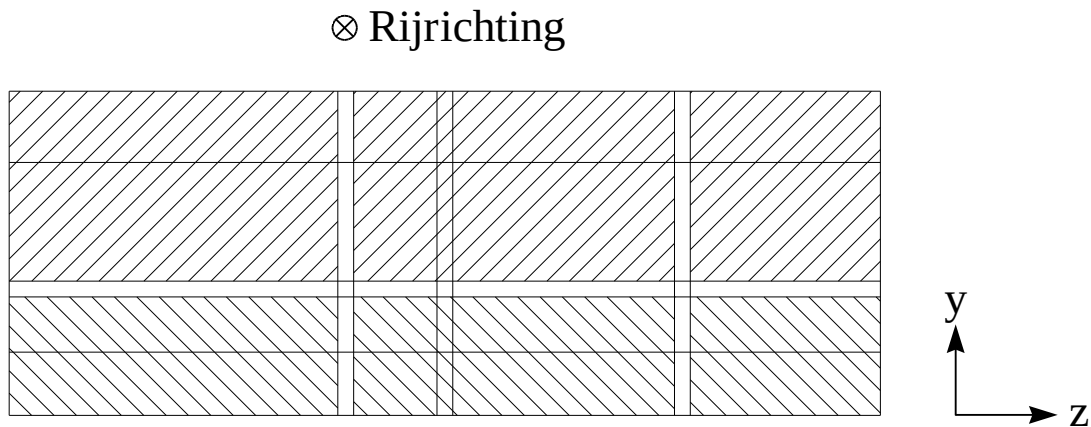
Figuur 7.2: Dwarsdoorsnede van constructievariant 2

7.5 Constructievariant 3

Bij constructievariant 3 is er geen hechting aanwezig tussen de betonverharding en de schraalbeton fundering. Zowel de langsvoegen als de langskerven zijn volledig doorgescheurd. De materiaaleigenschappen van variant 3 zijn te vinden in tabel 7.3 en een dwarsdoorsnede is te vinden in figuur 7.3

interface-element	$D_{\xi\xi}$	$D_{\eta\eta}$	$D_{\zeta\zeta}$
4	0,1 MPa	0,1 MPa	33500 MPa
7	33500 MPa	33500 MPa	33500 MPa
9	6000 MPa	6000 MPa	6000 MPa
12	0,01 MPa	0,01 MPa	0,01 MPa
13	33500 MPa	33500 MPa	33500 MPa
14	0,01 MPa	0,01 MPa	0,01 MPa
15	0,01 MPa	0,01 MPa	0,01 MPa
16	6000 MPa	6000 MPa	6000 MPa
17	0,01 MPa	0,01 MPa	0,01 MPa

Tabel 7.3: Stijfheden van de variërende interface-elementen voor constructievariant 3



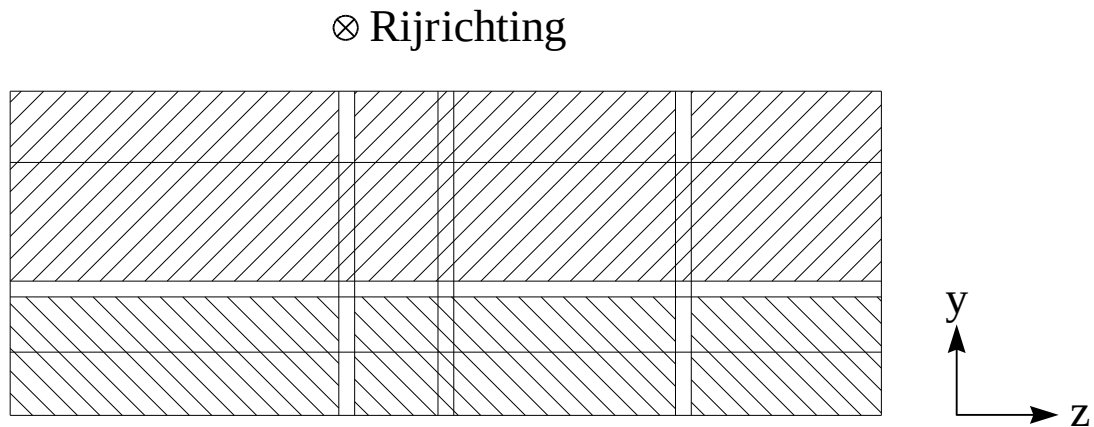
Figuur 7.3: Dwarsdoorsnede van constructievariant 3

7.6 Constructievariant 4

Bij constructievariant 4 is er geen hechting aanwezig tussen de betonverharding en de schraalbeton fundering. De langsvogen zijn niet doorgescheurd en de langskerven zijn wel volledig doorgescheurd. De materiaaleigenschappen van variant 4 zijn te vinden in tabel 7.4 en een dwarsdoorsnede is te vinden in figuur 7.4

interface-element	$D_{\xi\xi}$	$D_{\eta\eta}$	$D_{\zeta\zeta}$
4	0,1 MPa	0,1 MPa	33500 MPa
7	33500 MPa	33500 MPa	33500 MPa
9	6000 MPa	6000 MPa	6000 MPa
12	33500 MPa	33500 MPa	33500 MPa
13	33500 MPa	33500 MPa	33500 MPa
14	33500 MPa	33500 MPa	33500 MPa
15	0,01 MPa	0,01 MPa	0,01 MPa
16	6000 MPa	6000 MPa	6000 MPa
17	0,01 MPa	0,01 MPa	0,01 MPa

Tabel 7.4: Stijfheden van de variërende interface-elementen voor constructievariant 4



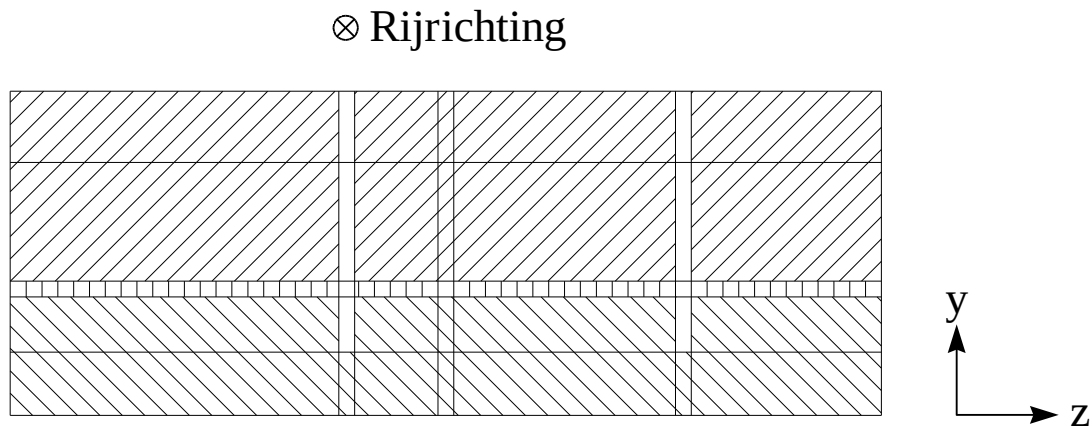
Figuur 7.4: Dwarsdoorsnede van constructievariant 4

7.7 Constructievariant 5

Bij constructievariant 5 is er hechting aanwezig tussen de betonverharding en de schraalbeton fundering. De langsvoegen zijn wel volledig doorgescheurd en de langskerven zijn niet doorgescheurd. De materiaaleigenschappen van variant 5 zijn te vinden in tabel 7.5 en een dwarsdoorsnede is te vinden in figuur 7.5

interface-element	$D_{\xi\xi}$	$D_{\eta\eta}$	$D_{\zeta\zeta}$
4	33500 MPa	33500 MPa	33500 MPa
7	33500 MPa	33500 MPa	33500 MPa
9	6000 MPa	6000 MPa	6000 MPa
12	0,01 MPa	0,01 MPa	0,01 MPa
13	33500 MPa	33500 MPa	33500 MPa
14	0,01 MPa	0,01 MPa	0,01 MPa
15	6000 MPa	6000 MPa	6000 MPa
16	6000 MPa	6000 MPa	6000 MPa
17	6000 MPa	6000 MPa	6000 MPa

Tabel 7.5: Stijfheden van de variërende interface-elementen voor constructievariant 5



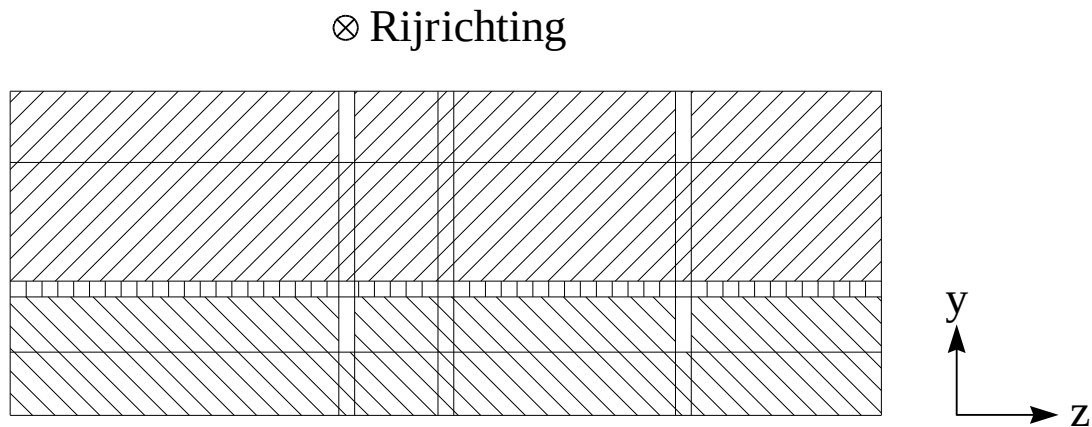
Figuur 7.5: Dwarsdoorsnede van constructievariant 5

7.8 Constructievariant 6

Bij constructievariant 6 is er hechting aanwezig tussen de betonverharding en de schraalbeton fundering. Zowel de langsvogen als de langskerven zijn niet doorgescheurd. De materiaaleigenschappen van variant 6 zijn te vinden in tabel 7.6 en een dwarsdoorsnede is te vinden in figuur 7.6

interface-element	$D_{\xi\xi}$	$D_{\eta\eta}$	$D_{\zeta\zeta}$
4	33500 MPa	33500 MPa	33500 MPa
7	33500 MPa	33500 MPa	33500 MPa
9	6000 MPa	6000 MPa	6000 MPa
12	33500 MPa	33500 MPa	33500 MPa
13	33500 MPa	33500 MPa	33500 MPa
14	33500 MPa	33500 MPa	33500 MPa
15	6000 MPa	6000 MPa	6000 MPa
16	6000 MPa	6000 MPa	6000 MPa
17	6000 MPa	6000 MPa	6000 MPa

Tabel 7.6: Stijfheden van de variërende interface-elementen voor constructievariant 6



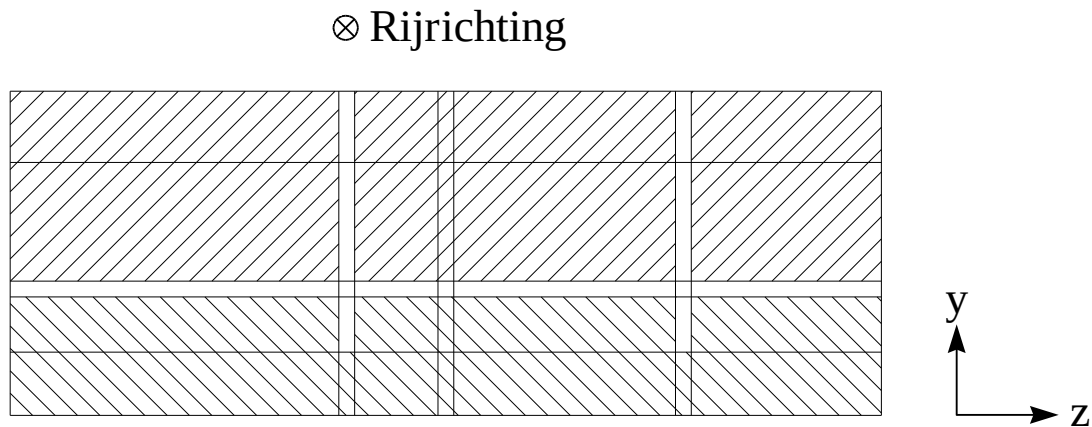
Figuur 7.6: Dwarsdoorsnede van constructievariant 6

7.9 Constructievariant 7

Bij constructievariant 7 is er geen hechting aanwezig tussen de betonverharding en de schraalbeton fundering. De langsvogen zijn wel volledig doorgescheurd en de langskerven zijn niet doorgescheurd. De materiaaleigenschappen van variant 7 zijn te vinden in tabel 7.7 en een dwarsdoorsnede is te vinden in figuur 7.7

interface-element	$D_{\xi\xi}$	$D_{\eta\eta}$	$D_{\zeta\zeta}$
4	0,1 MPa	0,1 MPa	33500 MPa
7	33500 MPa	33500 MPa	33500 MPa
9	6000 MPa	6000 MPa	6000 MPa
12	0,01 MPa	0,01 MPa	0,01 MPa
13	33500 MPa	33500 MPa	33500 MPa
14	0,01 MPa	0,01 MPa	0,01 MPa
15	6000 MPa	6000 MPa	6000 MPa
16	6000 MPa	6000 MPa	6000 MPa
17	6000 MPa	6000 MPa	6000 MPa

Tabel 7.7: Stijfheden van de variërende interface-elementen voor constructievariant 7



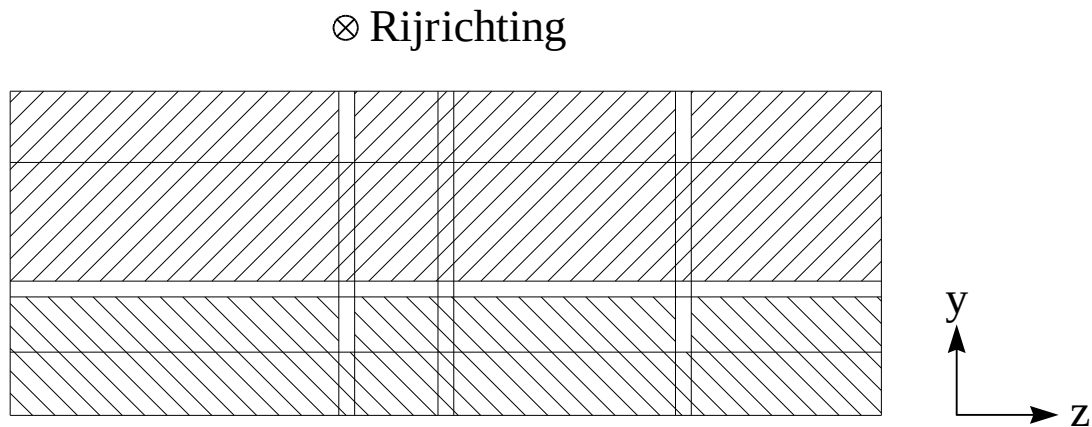
Figuur 7.7: Dwarsdoorsnede van constructievariant 7

7.10 Constructievariant 8

Bij constructievariant 8 is er geen hechting aanwezig tussen de betonverharding en de schraalbeton fundering. Zowel de langsvoegen als de langskerven zijn niet doorgescheurd. De materiaaleigenschappen van variant 8 zijn te vinden in tabel 7.8 en een dwarsdoorsnede is te vinden in figuur 7.8

interface-element	$D_{\xi\xi}$	$D_{\eta\eta}$	$D_{\zeta\zeta}$
4	0,1 MPa	0,1 MPa	33500 MPa
7	33500 MPa	33500 MPa	33500 MPa
9	6000 MPa	6000 MPa	6000 MPa
12	33500 MPa	33500 MPa	33500 MPa
13	33500 MPa	33500 MPa	33500 MPa
14	33500 MPa	33500 MPa	33500 MPa
15	6000 MPa	6000 MPa	6000 MPa
16	6000 MPa	6000 MPa	6000 MPa
17	6000 MPa	6000 MPa	6000 MPa

Tabel 7.8: Stijfheden van de variërende interface-elementen voor constructievariant 8



Figuur 7.8: Dwarsdoorsnede van constructievariant 8

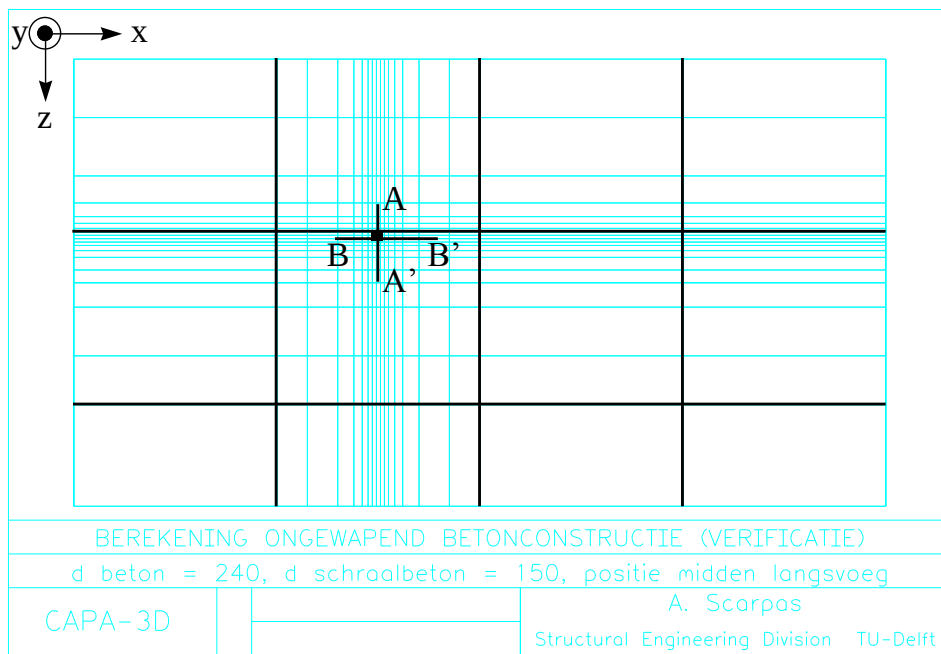
8 Analyse van de ongewapende betonverharding met een niet-gescheurde fundering

8.1 Inleiding

In dit hoofdstuk worden resultaten behandeld van de analyse van de constructievarianten indien er geen extra langsscheur in de fundering aanwezig is. Er worden berekeningen uitgevoerd naar de optredende buigspanningen onderin de verharding en onderin de fundering ten gevolge van een wiellast, een temperatuurgradiënt en een combinatie van beide. In paragraaf 8.2 worden de resultaten bekeken wanneer de wiellast nabij de langsvoeg wordt geplaatst en in paragraaf 8.3 bevindt de wiellast zich nabij de dwarsvoeg. In paragraaf 8.4 zal verder ingegaan worden op de levensduur van de verschillende constructievarianten.

8.2 Wiellast nabij de langsvoeg

In deze paragraaf wordt de wiellast geplaatst in het midden van de plaat nabij de langsvoeg tussen de beide rijstroken. De verschillende grafieken die in deze paragraaf en in de bijbehorende bijlage 4 te zien zijn hebben allen betrekking op raai A-A' en op raai B-B'. Raai B-B' bevindt zich 0,041 m vanaf de langsvoeg, raai A-A' loopt door het midden van de wiellast. Beide raaien, de positie van de wiellast en de bij de wiellast horende verfijning van het elementenmodel zijn weergegeven in figuur 8.1.



Figuur 8.1: Bovenaanzicht van de eindige elementen mesh voor analyse van de langsvoeg

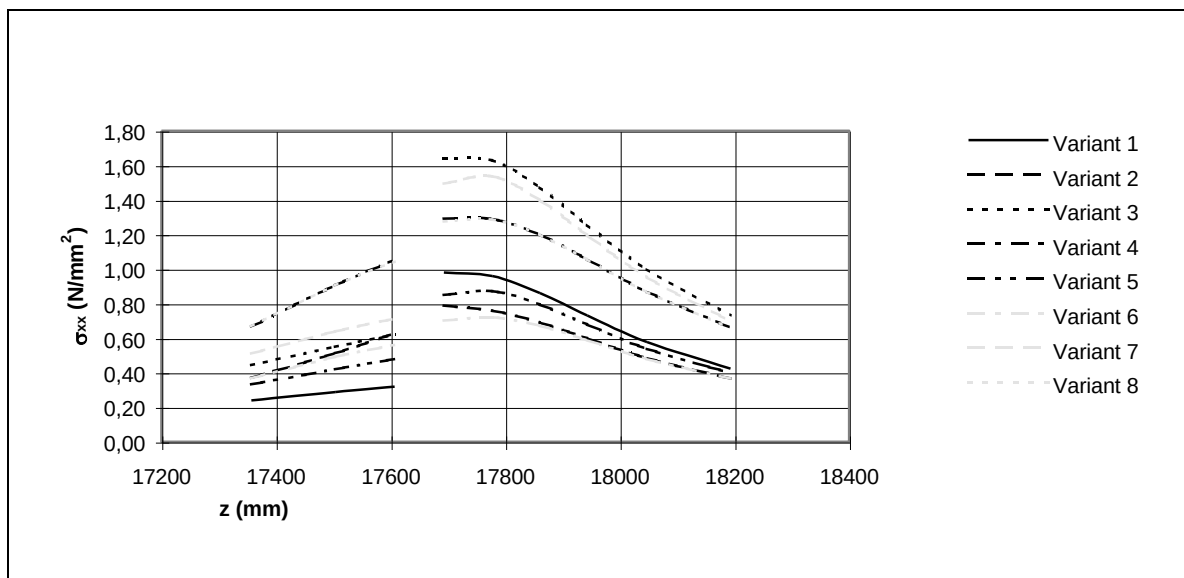
Indien er berekeningen uitgevoerd zijn met het systeem CAPA-3D, waarbij er een wiellast gesimuleerd dient te worden, heeft deze wiellast in het verdere vervolg van deze studie altijd een grootte van 80 kN. Aangezien het model lineair elastisch is, kunnen de spanningen t.g.v. wiellasten van afwijkende grootte eenvoudig uit de verkregen waarden berekend worden. Zoals al eerder gezegd is het contactoppervlak van de wiellast 300×250 mm, zodat de contactspanning 1,0667 N/mm² bedraagt.

Indien de spanningen t.g.v. temperatuurgradiënten berekend worden is er altijd gerekend met een temperatuurgradiënt van 0.05 °C/mm in de betonverharding en een temperatuurgradiënt van 0,03 °C/mm in de schraalbeton fundering. Deze gradiënten zijn in de Nederlandse klimaatomstandigheden vrij extreme waarden.

Alle in hoofdstuk 7 behandelde constructievarianten zijn eenmaal doorgerekend met als belasting uitsluitend een wiellast en eenmaal met als belasting een combinatie van een wiellast en een temperatuurgradiënt. In het verdere verloop van deze paragraaf worden de belangrijkste resultaten van deze berekeningen aan de hand van grafieken en/of tabellen getoond. Voor een gedetailleerd overzicht van de optredende buigtrekspanningen in de raaien A-A' en B-B' wordt verwezen naar de grafieken in bijlage 4.

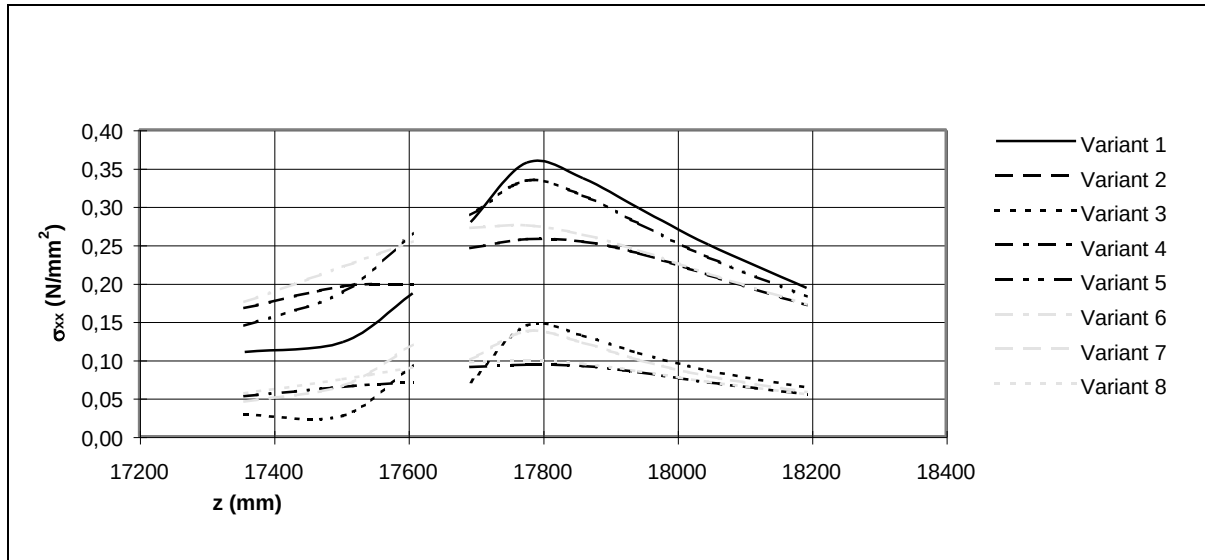
8.2.1 Buigtrekspanningen ten gevolge van een wiellast

In figuur 8.2 is voor de 8 in hoofdstuk 7 beschreven constructievarianten het verloop van de buigtrekspanningen σ_{xx} (in langsrichting) onderin de ongewapende betonverharding in raai A-A' ten gevolge van een wiellast van 80 kN te zien.



Figuur 8.2: Buigtrekspanningen σ_{xx} (N/mm²) onderin de betonverharding t.g.v. wiellast $P = 80$ kN in raai A-A' nabij de langsvoeg tussen de beide rijstroken voor de 8 constructievarianten.

In figuur 8.3 is voor de 8 constructievarianten het verloop van de buigtrekspanningen σ_{xx} (in langsrichting) onderin de schraalbeton fundering in raai A-A' ten gevolg van een wiellast van 80 kN te zien.



Figuur 8.3: Buigtrekspanningen σ_{xx} (N/mm²) onderin de fundering t.g.v. wiellast $P = 80$ kN in raai A-A' nabij de langsvoeg tussen de beide rijstroken voor de 8 constructievarianten.

De maximale buigtrekspanningen uit de bovenstaande figuren 8.2 en 8.3 zijn tevens weergegeven in tabel 8.1.

Constructievariant	Alleen wiellast $P = 80$ kN	
	Onderin betonverharding	Onderin schraalbeton fundering
1	0,98	0,36
2	0,79	0,26
3	1,64	0,14
4	1,29	0,09
5	0,87	0,33
6	0,72	0,27
7	1,54	0,14
8	1,29	0,10

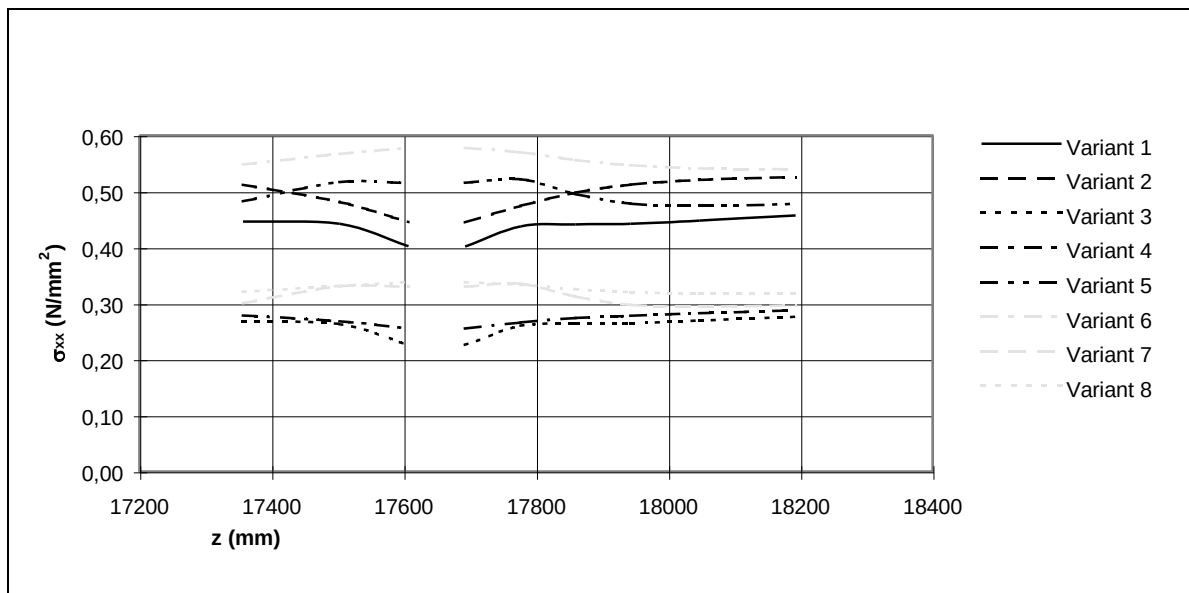
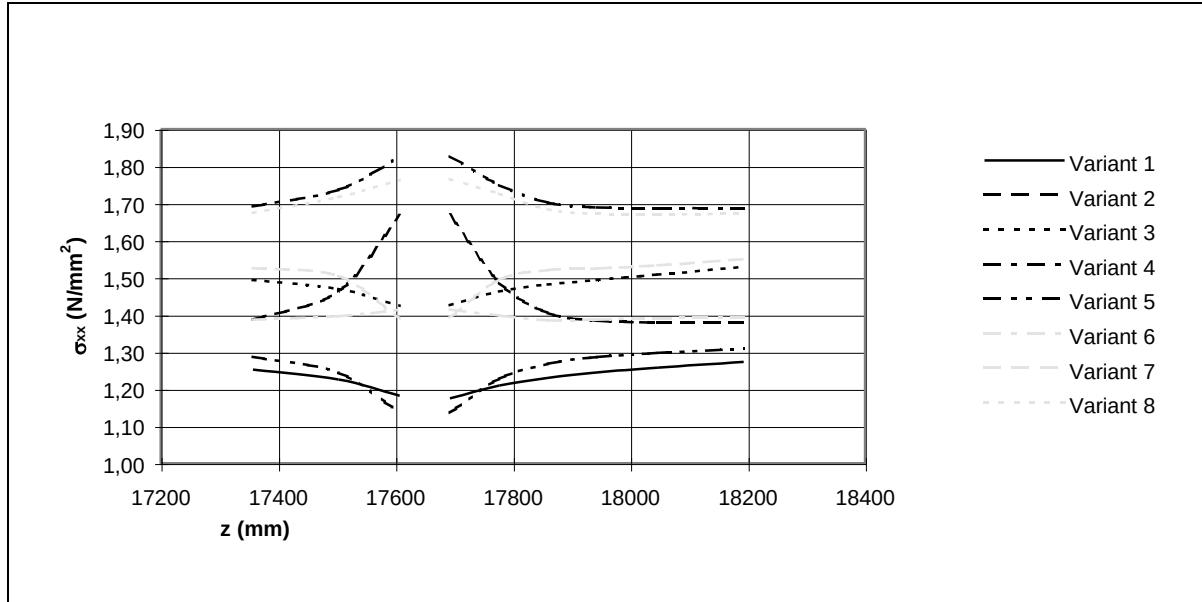
Tabel 8.1: Maximale buigtrekspanningen σ_{xx} (N/mm²) t.g.v. wiellast $P = 80$ kN in raai A-A' nabij de langsvoeg tussen de beide rijstroken voor de 8 constructievarianten.

Uit de figuren 8.2 en 8.3 en uit tabel 8.1 komt duidelijk naar voren dat de buigtrekspanningen vooral worden bepaald door het al dan niet aanwezig zijn van hechting tussen de betonverharding en de schraalbeton fundering (bij varianten 3, 4, 7 en 8 geen hechting, bij varianten 1, 2, 5, en 6 wel hechting). Hechting tussen beide lagen leidt tot een aanzienlijke afname van de buigtrekspanningen onderin de betonverharding. De reductie van de buigtrekspanningen in de betonverharding wordt gecompenseerd door een aanzienlijke toename van de buigtrekspanningen onderin de fundering. Het al dan niet doorgescheurd zijn van de langsvogen en -kerven geeft slechts een beperkt effect op de buigtrekspanningen. Indien de vogen en/of de kerven niet doorscheuren is er lastafdracht mogelijk naar de naastgelegen plaat waardoor de buigtrekspanningen iets afnemen.

8.2.2 Buigtrekspanningen ten gevolge van een temperatuurgradiënt

Zoals reeds eerder is vermeld zijn de 8 constructievarianten niet alleen belast met een wiellast, maar ook door temperatuurgradiënten (0,05 °C/mm in de verharding en 0,03 °C/mm in de fundering). De buigtrekspanningen die door deze temperatuurgradiënten veroorzaakt worden, zijn weer berekend onderin de verharding en onderin de fundering in de raaien A-A' en B-B' uit figuur 8.1. Bij de berekeningen van de buigtrekspanningen veroorzaakt door de temperatuurgradiënten is tevens een wiellast van 80 kN meegenomen op dezelfde positie zoals weergegeven in figuur 8.1.

In figuur 8.4 is voor de 8 constructievarianten het verloop van de buigtrekspanningen σ_{xx} (in langsrichting) onderin de ongewapende betonverharding en onderin de schraalbeton fundering in raai A-A' ten gevolge van de temperatuurgradiënten te zien. Hiervoor zijn de uit de berekeningen voortgekomen buigtrekspanningen verminderd met de buigtrekspanningen veroorzaakt door alleen een wiellast, die behandeld zijn in paragraaf 8.2.1.



Figuur 8.3: Buigtrekspanningen σ_{xx} (N/mm²) onderin de betonverharding (boven) resp. onderin de fundering (onder) t.g.v. temperatuurgradiënten 0,05/0,03 °C/mm in raai A-A' nabij de langsvoeg tussen de beide rijstroken voor de 8 constructievarianten.

De maximale buigtrekspanningen t.g.v. de temperatuurgradiënt zijn weergegeven in tabel 8.2, met daarbij ook nog 2 kolommen met de som van de buigtrekspanningen t.g.v. een combinatie van de wiellast en de temperatuurgradiënten.

Constructie-variant	Alleen temperatuurgradiënten 0,05/0,03 °C/mm		Combinatie wiellast P = 80 kN en temperatuurgradiënten 0,05/0,03 °C/mm	
	Onderin beton- verharding	Onderin schraal- beton fundering	Onderin beton- verharding	Onderin schraal- beton fundering
1	1,19	0,44	2,17	0,79
2	1,67	0,49	2,46	0,75
3	1,45	0,26	3,09	0,40
4	1,83	0,27	3,12	0,37
5	1,23	0,52	2,10	0,86
6	1,40	0,57	2,12	0,85
7	1,49	0,34	3,03	0,47
8	1,75	0,34	3,04	0,43

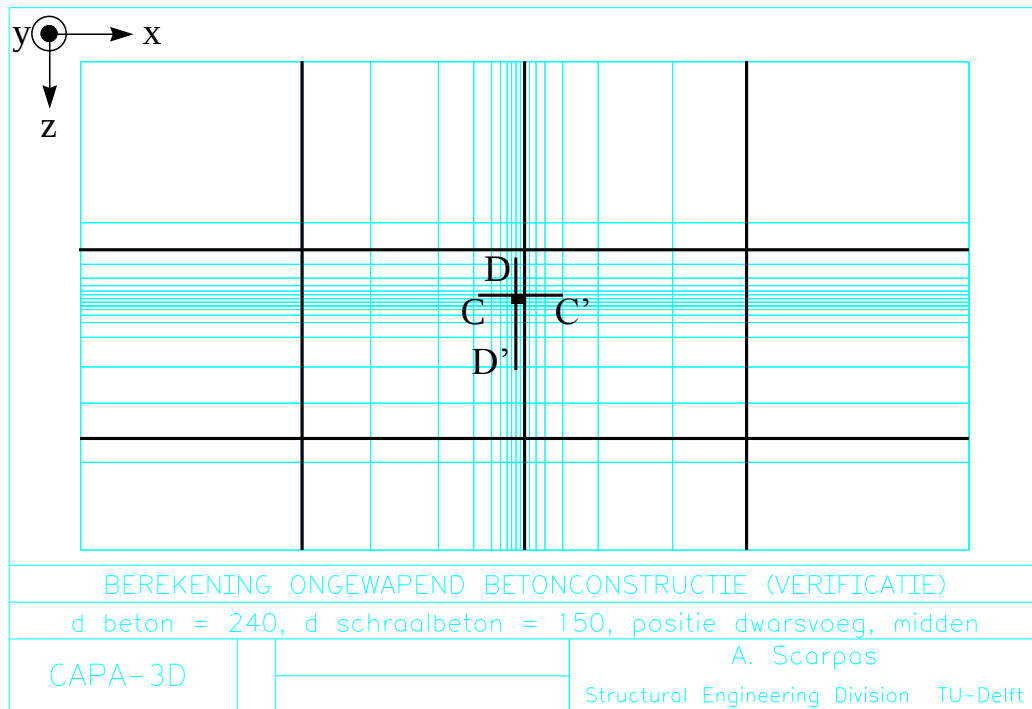
Tabel 8.2: Maximale buigtrekspanningen σ_{xx} (N/mm²) t.g.v. temperatuurgradiënten 0,05/0,03 °C/mm (en wiellast P = 80 kN) in raai A-A' nabij de langsvoeg tussen de beide rijstroken voor de 8 constructievarianten.

Uit figuur 8.4 en uit tabel 8.2 komt naar voren dat voor zowel de vier varianten met hechting als de vier varianten zonder hechting de buigtrekspanningen t.g.v. temperatuurgradiënten een zelfde beeld vertonen. Ze zijn het laagst indien de langsvoeg is doorgescheurd (varianten 1 en 5 met hechting, varianten 3 en 7 zonder hechting) en ze nemen sterk toe als deze langsvoeg niet doorgescheurd is (varianten 2 en 6 met hechting, varianten 4 en 8 zonder hechting). De invloed van het niet doorscheuren van de langskerf is niet groot t.o.v. de invloed van het niet doorscheuren van de langsvoeg. De buigtrekspanningen onderin de betonverharding zijn in geval van hechting weer een stuk lager dan wanneer er geen sprake is van hechting. De buigtrekspanningen in de schraalbeton fundering vertonen weer het tegenovergestelde beeld (hoog indien er hechting aanwezig is) en worden vooral beïnvloed door het al dan niet scheuren van de langskerf (varianten 1 en 2 met hechting en gescheurd, varianten 3 en 4 zonder hechting en gescheurd, varianten 5 en 6 met hechting en niet gescheurd, varianten 7 en 8 zonder hechting en niet gescheurd).

8.3 Wiellast nabij de dwarsvoeg

In deze paragraaf wordt de wiellast geplaatst nabij de dwarsvoeg direct links naast de eventuele extra scheur die in het model is ingebouwd. De verschillende grafieken die in deze paragraaf en in de bijbehorende bijlage 5 te zien zijn hebben allen betrekking op raai C-C' en op raai D-D'. Raai D-D' bevindt zich 0,050 m vanaf de dwarsvoeg, raai C-C' loopt door het midden van de wiellast. Beide raaien, de positie van de wiellast en de bij de wiellast horende verfijning van het elementenmodel zijn weergegeven in figuur 8.5. Doordat de wiellast niet in het rijspoor is

geplaatst, maar op een afstand van 0,325 m rechts van het hart van het linker rijspoor van de rechter rijstrook, hoeven de gevonden buigtrekspanningen niet de maximale spanningen te zijn die er langs de dwarsvoeg op kunnen treden. Er is echter voor deze plaats van de wiellast gekozen, omdat er op die plek de grootste effecten worden verwacht van een extra langsscheur in de fundering, waarover meer in hoofdstuk 9. Om de gevolgen van deze extra scheur optimaal te kunnen onderzoeken is er voor gekozen om de wiellast altijd direct naast de extra langsscheur in de fundering te plaatsen, ook in het geval dat er nog geen extra scheur in de fundering is .

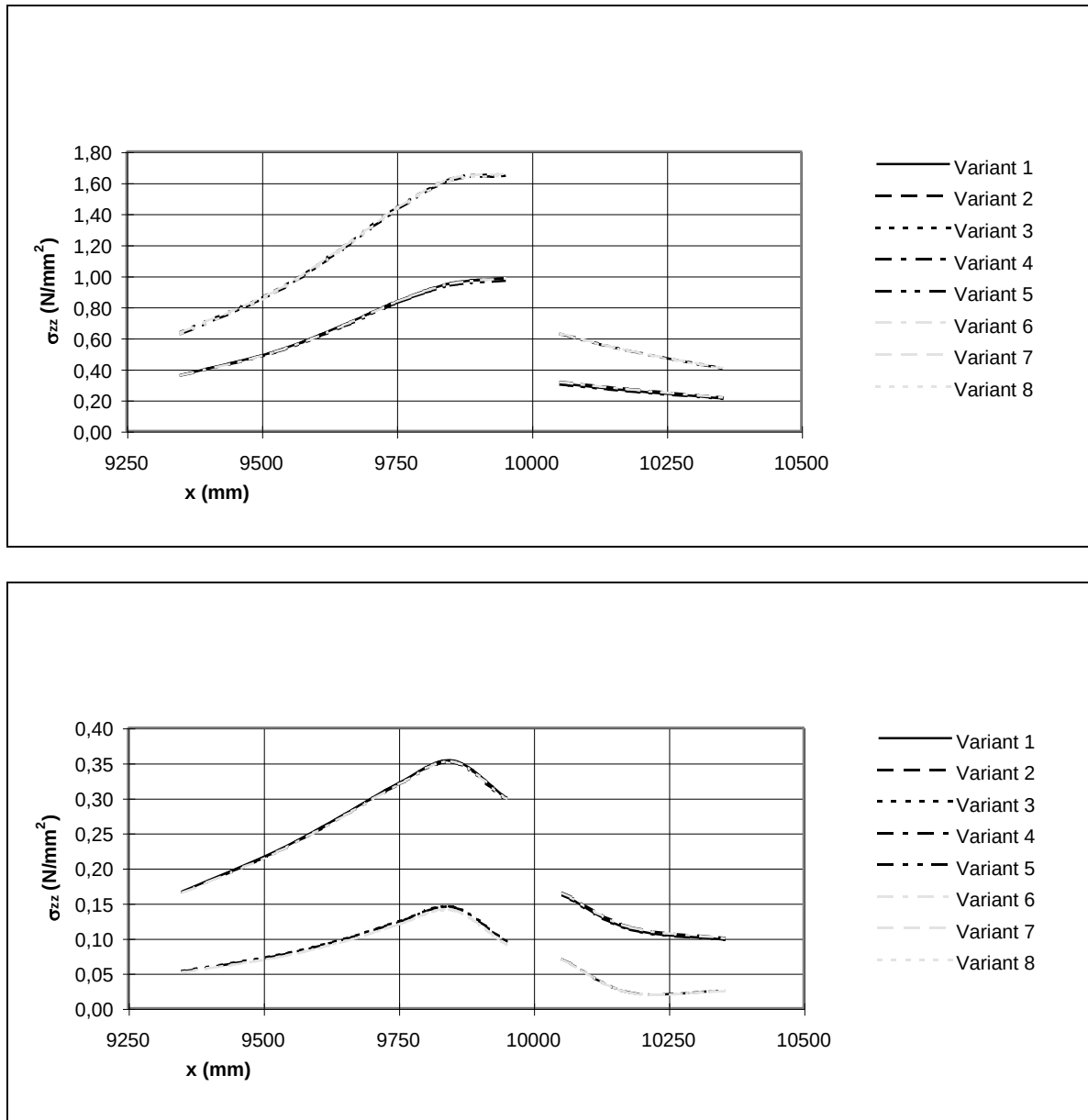


Figuur 8.5: Bovenaanzicht van de eindige elementen mesh voor analyse van de dwarsvoeg

Alle in hoofdstuk 7 behandelde constructievarianten zijn eenmaal doorgerekend met als belasting uitsluitend een wiellast en eenmaal met als belasting een temperatuurgradiënt. In het verdere verloop van deze paragraaf worden de belangrijkste resultaten van deze berekeningen aan de hand van grafieken en/of tabellen getoond. Voor een gedetailleerd overzicht van de optredende buigtrekspanningen in de raaien C-C' en D-D' wordt verwezen naar de grafieken in bijlage 5.

8.3.1 Buigtrekspanningen ten gevolge van een wiellast

In figuur 8.6 is voor de 8 in hoofdstuk 7 beschreven constructievarianten het verloop van de buigtrekspanningen σ_{zz} (in dwarsrichting) onderin de ongewapende betonverharding in raai C-C' ten gevolge van een wiellast van 80 kN te zien.



Figuur 8.6: Buigtrekspanningen σ_{zz} (N/mm²) onderin de betonverharding (boven) resp. onderin de fundering (onder) t.g.v. wiellast $P = 80$ kN in raai C-C' nabij de dwarsvoeg voor de 8 constructievarianten.

De maximale buigtrekspanningen t.g.v. de wiellast zijn weergegeven in tabel 8.3.

Constructievariant	Alleen wiellast $P = 80 \text{ kN}$	
	Onderin betonverharding	Onderin schraalbeton fundering
1	0,98	0,35
2	0,98	0,35
3	1,65	0,14
4	1,64	0,14
5	0,97	0,35
6	0,98	0,35
7	1,65	0,14
8	1,64	0,14

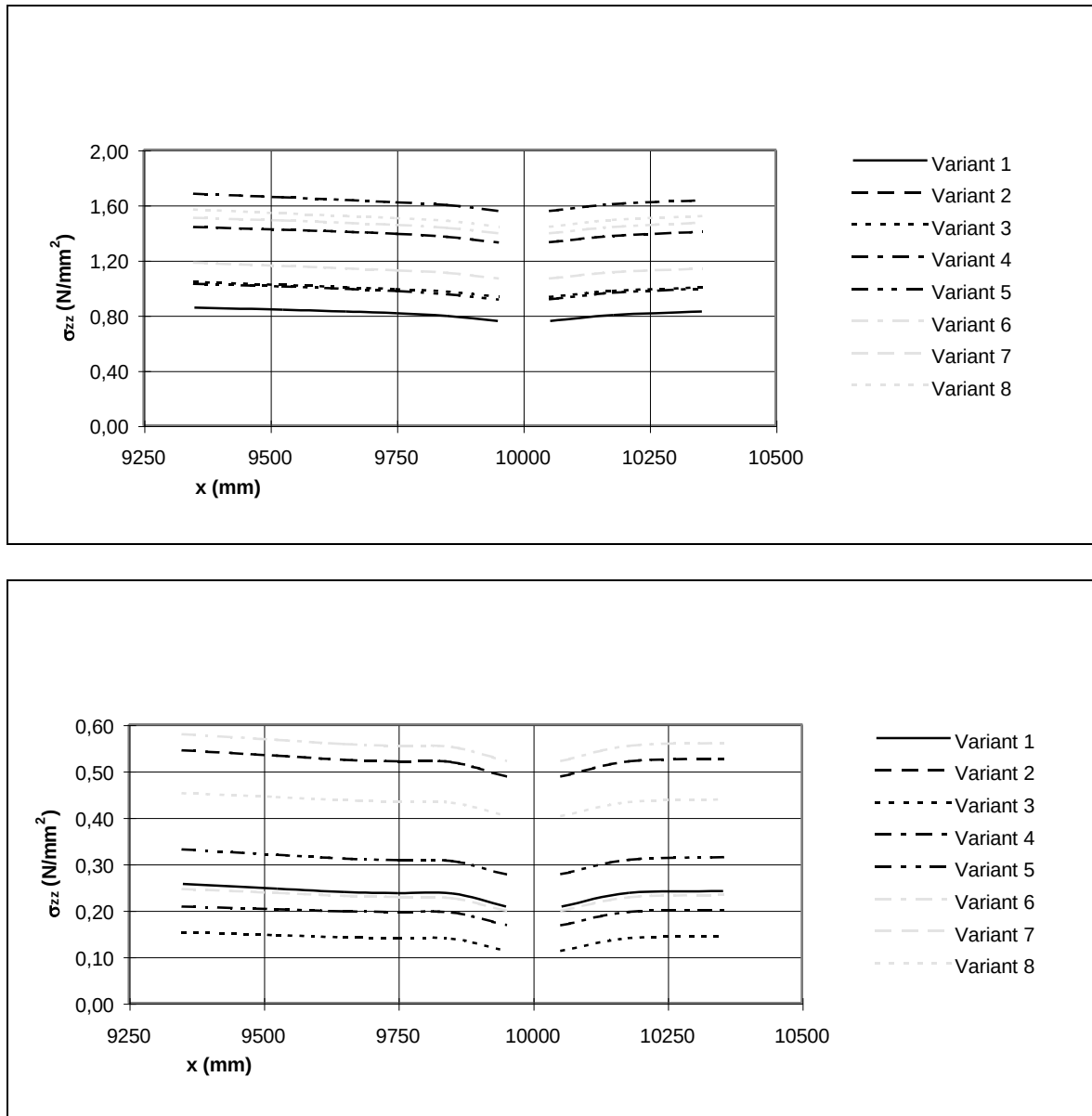
Tabel 8.3: Maximale buigtrekspanningen σ_{zz} (N/mm^2) t.g.v. wiellast $P = 80 \text{ kN}$ in raai C-C' nabij de dwarsvoeg voor de 8 constructievarianten.

Uit de figuur 8.6 en uit tabel 8.3 komt nog duidelijker als zojuist het geval was bij de langsvoeg naar voren dat de buigtrekspanningen bij de dwarsvoeg alleen worden bepaald door het al dan niet aanwezig zijn van hechting tussen de betonverharding en de schraalbeton fundering. Hechting tussen beide lagen (varianten 1, 2, 5 en 6) leidt tot een aanzienlijke afname van de buigtrekspanningen onderin de betonverharding. De reductie van de buigtrekspanningen in de betonverharding wordt weer gecompenseerd door een aanzienlijke toename van de buigtrekspanningen onderin de fundering. Het al dan niet doorgescheurd zijn van de langsvoegen en -kerven heeft nauwelijks effect op de buigtrekspanningen. De wiellast is dusdanig ver verwijderd van de langsvoeg (de extra scheur ligt op 1,25 m van de langsvoeg) dat er in de langsvoeg bijna geen sprake is van enige lastoverdracht op naastgelegen platen.

8.3.2 Buigtrekspanningen ten gevolge van een temperatuurgradiënt

De buigtrekspanningen die door de al eerder genoemde temperatuurgradiënten veroorzaakt worden, zijn weer berekend onderin de verharding en onderin de fundering in de raaien C-C' en D-D' uit figuur 8.5.

In figuur 8.7 is voor de 8 constructievarianten het verloop van de buigtrekspanningen σ_{zz} (in dwarsrichting) onderin de ongewapende betonverharding en onderin de schraalbeton fundering in raai C-C' ten gevolge van de temperatuurgradiënten te zien.



Figuur 8.7: Buigtrekspanningen σ_{zz} (N/mm^2) onderin de betonverharding (boven) resp. onderin de fundering (onder) t.g.v. temperatuurgradiënten $0,05/0,03$ $^{\circ}\text{C/mm}$ in raai C-C' nabij de dwarsvoeg voor de 8 constructievarianten.

De maximale buigtrekspanningen t.g.v. de temperatuurgradiënt zijn weergegeven in tabel 8.4, met daarbij ook nog 2 kolommen met de som van de buigtrekspanningen ten gevolge van een combinatie van de wiellast en de temperatuurgradiënten.

Constructie-variant	Alleen temperatuurgradiënten 0,05/0,03 °C/mm		Combinatie wiellast P = 80 kN en temperatuurgradiënten 0,05/0,03 °C/mm	
	Onderin beton- verharding	Onderin schraal- beton fundering	Onderin beton- verharding	Onderin schraal- beton fundering
1	0,76	0,21	1,74	0,56
2	1,33	0,49	2,31	0,84
3	0,93	0,11	2,58	0,26
4	1,56	0,17	3,20	0,31
5	0,91	0,28	1,88	0,63
6	1,39	0,52	2,37	0,87
7	1,07	0,20	2,72	0,34
8	1,44	0,40	3,09	0,54

Tabel 8.4: Buigtrekspanningen σ_{zz} (N/mm²) t.g.v. temperatuurgradiënten 0,05/0,03 °C/mm (en wiellast P = 80 kN) in raai C-C' nabij de dwarsvoeg (onder de wiellast, x = 9950,5) voor de 8 constructievarianten.

Uit de figuur 8.6 en uit tabel 8.4 komt het beeld naar voren zoals dat bij de buigtrekspanningen t.g.v. temperatuurgradiënten bij de langsvoeg in de betonverharding ook al het geval was: lage buigtrekspanningen indien de langsvoeg is doorgescheurd (varianten 1 en 5 met hechting, varianten 3 en 7 zonder hechting) en een sterke toename als deze langsvoeg niet doorgescheurd is (varianten 2 en 6 met hechting, varianten 4 en 8 zonder hechting). De invloed van het niet doorscheuren van de langskerf is niet groot t.o.v. de invloed van het niet doorscheuren van de langsvoeg en heeft in het algemeen een licht ongunstig effect. De buigtrekspanningen zijn in geval van hechting (varianten 1, 2, 5 en 6) weer een stuk lager dan wanneer er geen sprake is van hechting (varianten 3, 4, 7 en 8). De buigtrekspanningen in de schraalbeton fundering vertonen weer het tegenovergestelde beeld (hoog indien er hechting aanwezig is), en worden vooral beïnvloed door het al dan niet scheuren van de langskerf.

8.4 Levensduur analyse

In deze paragraaf zal nader worden ingegaan op de levensduurverwachtingen van de verschillende constructievarianten, de details van de berekeningen zijn terug te vinden in bijlage 6. De gevonden buigtrekspanningen nabij de dwars- en de langsvoeg ontlopen elkaar niet veel, zeker wat de spanningen t.g.v. de wiellast betreft. Er mag aangenomen worden dat de positie van de wiellast bij de dwarsvoeg (0,325 m naast het rijspoor) vaker belast zal worden dan de positie bij de langsvoeg (tussen beide rijstroken in). Aangezien de levensduur van de betonverharding bepaald wordt door de spanning in het beton en het aantal lastherhalingen kan de conclusie getrokken worden dat de positie van de wiellast bij de dwarsvoeg maatgevend is voor de

levensduur van de ongewapende betonverharding. In het verdere vervolg van deze studie zullen de berekeningen dan ook tot de dwarsvoeg beperkt blijven. Hierbij ontstaat direct het probleem dat er gekozen is om de constructie niet in het rijspoor te belasten, maar bij de eventuele extra langsscheur in de fundering. De geanalyseerde positie van de wiellast is waarschijnlijk niet het zwaarst belaste punt van de dwarsvoeg. Hierdoor is het niet goed mogelijk om de levensduur van de constructie te berekenen, maar de verschillende constructievarianten kunnen wel met elkaar vergeleken worden.

8.4.1 Buigtreksterkte en vermoeiingsgedrag

De levensduur wordt in deze studie berekend aan de hand van de VENCON Formularia (bijlage 1):

$$\log N_f = \frac{16,8 \left(0,9 - \frac{\sigma_{\max}}{f_b} \right)}{1,06667 - \frac{\sigma_{\min}}{f_b}} \quad \text{met} \quad 0,5 \leq \frac{\sigma_{\max}}{f_b} \leq 0,83 \quad (8.1)$$

met N_f = aantal lastherhalingen tot breuk
 $\sigma_{\min}$ = minimale buigtrekspanning (alleen temperatuurgradiënt) (N/mm²)
 $\sigma_{\max}$ = maximale buigtrekspanning (wiellast + temperatuurgradiënt) (N/mm²)
 f_b = gemiddelde buigtreksterkte (schraal) beton (N/mm²)

De relatie die hier gebruikt wordt voegt de wiellast (dynamische belasting) en de temperatuurgradiënten (statische belasting) bij elkaar. De vraag of dit correct is ligt buiten deze studie, maar verder onderzoek hiernaar wordt zeker aanbevolen.

Voor de buigtreksterkte van ongewapend beton volgt ook uit de VENCON Formularia:

$$f_{bb} = 1,4 \left(1,6 - \frac{h}{1000} \right) \times (1,05 + 0,05B) \quad (8.2)$$

met f_{bb} = gemiddelde buigtreksterkte beton (N/mm²)
 h = dikte ongewapend betonverharding (mm)
 B = betonsterkte (N/mm²)

Voor B45 en een dikte van 240 mm leidt dit tot $f_{bb} = 6,28$ N/mm²

Voor ongescheurde cementgebonden funderingsmaterialen, inclusief schraal beton, blijkt een nagenoeg lineair verband te bestaan tussen de buigtreksterkte en de statische elasticiteitsmodulus (12):

$$f_{bf} = 0,00011E_f \quad (E_f \leq 25000 \text{ N/mm}^2) \quad (8.3)$$

met f_{bf} = gemiddelde buigtreksterkte schraalbeton (N/mm²)
 E_f = statische elasticiteitsmodulus schraalbeton (N/mm²)

Voor een schraalbeton fundering met $E = 6000 \text{ N/mm}^2$ leidt dit tot $f_{bf} = 0,66 \text{ N/mm}^2$

Bij de levensduurberekeningen is er gerekend met het eerder in hoofdstuk 2 genoemde zware aslasten-spectrum van de DWW, zie tabel 8.7.

Aslastklasse (kN)	verkeer (%)
0 - 20	4,00
20 - 40	15,00
40 - 60	26,00
60 - 80	27,00
80 - 100	14,00
100 - 120	8,40
120 - 140	4,40
140 - 160	1,00
160 - 180	0,12
> 180	0,08

Tabel 8.7: Zware aslastenspectra van de DWW (2)

De levensduur van een betonverharding wordt berekend aan de hand van wiellasten, zodat de aslastklassen uit tabel 8.7 nog gedeeld door 2 dienen te worden. Bij de berekeningen van het eerder in hoofdstuk 2 genoemde VENCON programma wordt er alleen gebruik gemaakt van de 5 hoogste klassen, waarbij de wiellastklasse > 90 kN op 95 kN wordt gesteld. Deze vereenvoudiging komt voort uit het feit dat de minder zware aslastklassen bij VENCON vrijwel geen invloed hebben op het resultaat. Voor de in deze studie verkregen resultaten geldt dit voor bepaalde varianten (vooral indien er hechting aanwezig is) niet, zodat de vereenvoudiging niet is toegepast en alle aslastklassen in de berekeningen meegenomen zullen worden. De levensduur (= het moment tot scheurvorming) uitgedrukt in maximaal aantal aslasten (n) wordt bepaald met behulp van de regel van Palmgren-Miner:

$$\sum \frac{n}{N_f} = 1 \quad (8.4)$$

met n = optredend aantal lastherhalingen
 N_f = aantal lastherhalingen tot breuk

8.4.2 Analyse wiellasten

Zoals al in paragraaf 8.3 is gemeld is er t.g.v. de wiellasten alleen een verschil te zien als er gekeken wordt naar het al dan niet aanwezig zijn van hechting. Hechting leidt tot een afname van de buigtrekspanningen onderin de betonverharding van ongeveer 40%. Hierdoor neemt de levensduur sterk toe (verschil in levensduur tussen variant 1 en 3 t.g.v. wiellast is ca. factor 20).

De hechting leidt ook tot veel hogere spanningen onderin de schraalbeton fundering. Hier is ongeveer sprake van een toename van de buigtrekspanningen met een factor 2,5. Voor de levensduur van de fundering heeft dit grote gevolgen. Het blijkt namelijk uit berekeningen dat ten gevolge van uitsluitend deze hoge wielspanningen er zeer snel (langs)scheuren in de fundering zullen ontstaan. De levensduur van de fundering is een paar promille van de levensduur van de betonverharding zonder aangehechte fundering. Dit maakt de analyse van een extra scheur in de fundering, zoals oorspronkelijk al het plan was, ineens noodzakelijk omdat er onderzocht dient te worden wat de invloed van die extra scheur op de levensduur van de betonverharding is. Bij een niet-aangehechte fundering is de levensduur van die fundering altijd hoger dan de levensduur van de betonverharding en doen deze problemen zich dan ook niet voor.

8.4.3 Analyse temperatuurgradiënt

In deze paragraaf hebben de levensduurberekeningen betrekking op zowel de wiellast $P = 80 \text{ kN}$ als de temperatuurgradiënten $0,05/0,03 \text{ }^{\circ}\text{C}/\text{mm}$. Door de aanwezigheid van hechting tussen betonverharding en schraalbeton fundering nemen de buigtrekspanningen onderin de betonverharding sterk af. Dit leidt tot een toename van de levensduur van constructievariant 1 (hechting) t.o.v. variant 3 (geen hechting) met ca. factor 55.

Zoals al in paragraaf 8.3 is gemeld zorgt het niet doorscheuren van de langsvoeg tot aanzienlijk hogere spanningen t.g.v. temperatuurgradiënten in de betonverharding. De toename in de betonverharding bedraagt zo'n 70%. Hierdoor neemt de levensduur van de verharding met een factor 3,4 (bij hechting) tot 7,9 (zonder hechting) af. Dit is een aanzienlijke afname gezien het feit dat betonverhardingen meestal gedimensioneerd worden op een levensduur van zo'n 30 jaar. De conclusie kan dan ook getrokken worden dat het niet doorscheuren van de langsvoegen zoveel invloed heeft op de levensduur van de betonverharding dat dit als niet gewenst is te beschouwen en dus altijd dient te worden voorkómen.

De spanningen t.g.v. temperatuurgradiënten in de fundering zijn bij een aangehechte fundering weer zo hoog dat deze in combinatie met de wiellastspanningen de levensduur van de fundering nagenoeg tot 0 reduceren.

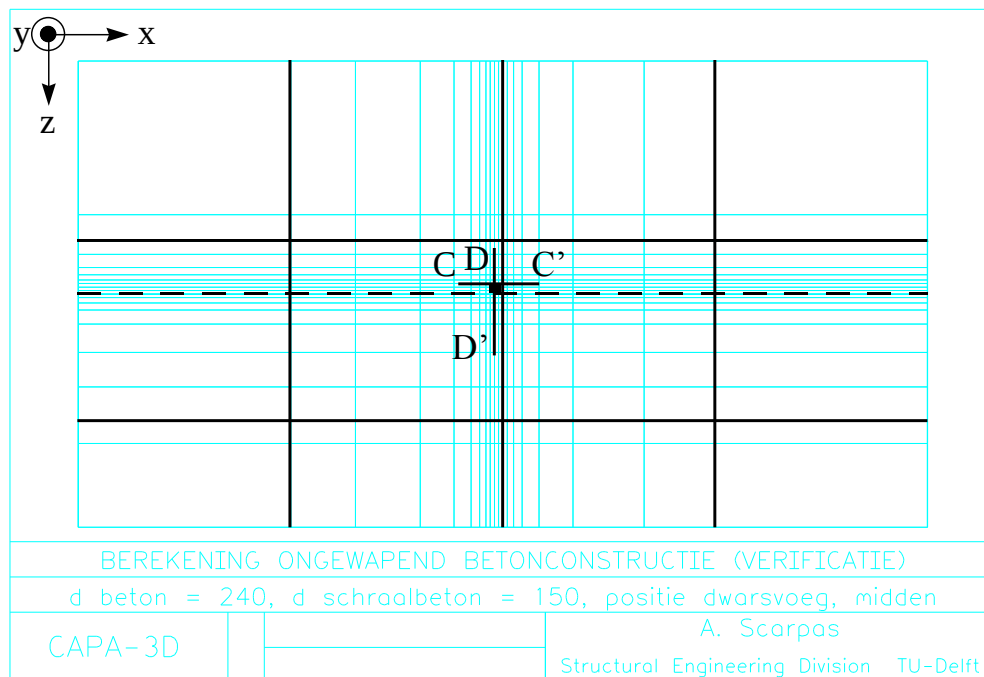
9 Analyse van de ongewapende betonverharding met een gescheurde fundering

9.1 Inleiding

In dit hoofdstuk worden de resultaten behandeld van de analyse van de constructievarianten indien er een extra langsscheur in de fundering aanwezig is. Er worden berekeningen uitgevoerd naar de buigtrekspanningen ten gevolge van een wiellast, een temperatuurgradiënt en een combinatie van beide. In paragraaf 9.2 worden de resultaten vergeleken met de resultaten uit hoofdstuk 8 aangaande de dwarsvoeg. Vervolgens wordt die vergelijking in paragraaf 9.3 omgezet in een levensduurverwachting van de diverse constructievarianten.

9.2 Wiellast nabij de dwarsvoeg

In deze paragraaf wordt de wiellast geplaatst nabij de dwarsvoeg direct links naast de extra scheur die in het model is ingebouwd. De verschillende grafieken die in deze paragraaf en in de bijbehorende bijlage 7 te zien zijn hebben allen betrekking op raai C-C' en op raai D-D'. Raai D-D' bevindt zich 0,050 m vanaf de dwarsvoeg, raai C-C' loopt door het midden van de wiellast, op een afstand van 0,125 m van de extra langsscheur in de fundering. Beide raaien, de positie van de wiellast en de bij de wiellast horende verfijning van het elementenmodel zijn weergegeven in figuur 9.1. De onderbroken lijn geeft de positie van de extra scheur in de fundering weer.



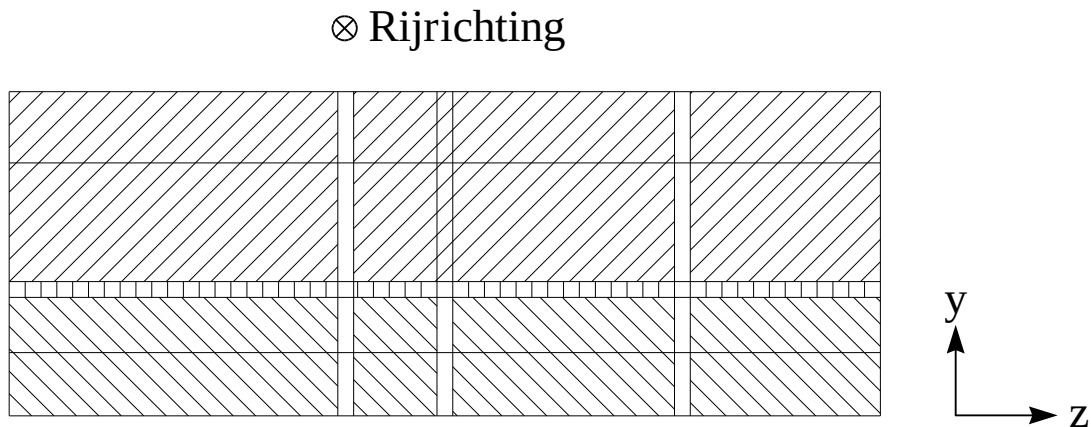
Figuur 9.1: Bovenaanzicht van de eindige elementen mesh voor analyse van de dwarsvoeg

Ten gevolge van de extra scheur in de fundering veranderen voor alle constructievarianten alleen de materiaaleigenschappen in de interface-elementen 12 en 16, de overige blijven gelijk. De nieuwe materiaaleigenschappen voor de interface-elementen 12 en 16, die nu als lucht voorgesteld worden, zijn weergegeven in tabel 9.1

interface-element	$D_{\xi\xi}$	$D_{\eta\eta}$	$D_{\zeta\zeta}$
12	0,01 MPa	0,01 MPa	0,01 MPa
16	0,01 MPa	0,01 MPa	0,01 MPa

Tabel 9.1: Nieuwe stijfheden voor de interface-elementen 12 en 16 voor alle constructievarianten

In figuur 9.2 is de nieuwe dwarsdoorsnede van constructievariant 1 weergegeven, waarbij de extra scheur in de fundering aanwezig is. De dwarsdoorsnede van de overige varianten is op dezelfde manier gewijzigd.



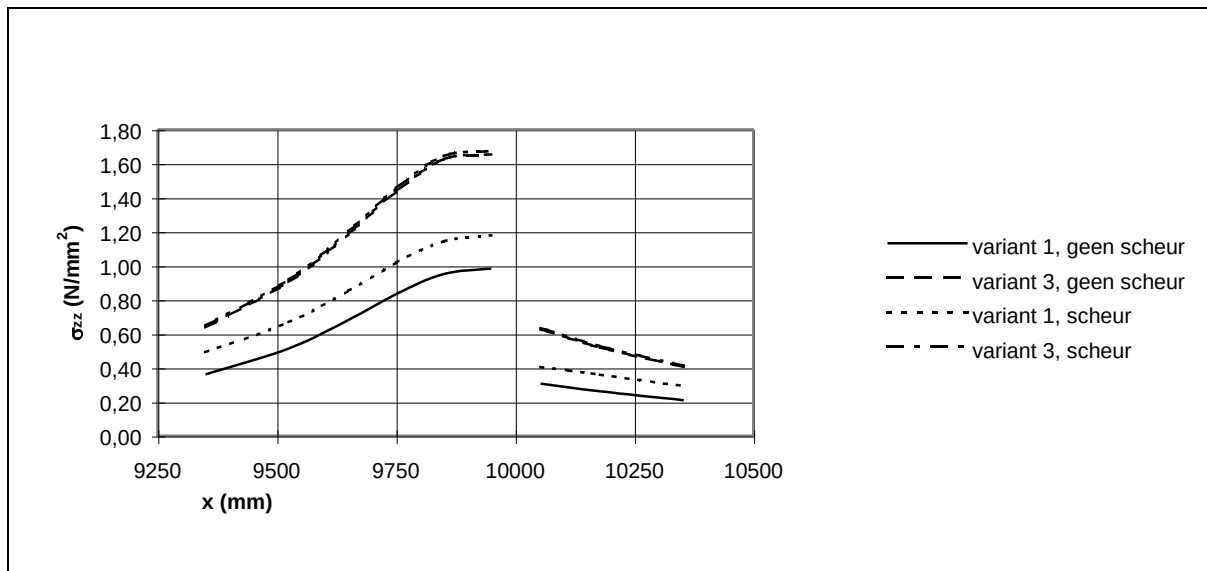
Figuur 9.2: Dwarsdoorsnede van constructievariant 1, met een extra langsscheur in de fundering

De invloed van de extra scheur in de fundering op de buigtrekspanningen in de verschillende constructievarianten in raai C-C' onderin de betonverharding en onderin de fundering t.g.v. een wiellast $P = 80$ kN blijkt uit tabel 9.2.

Constructie-variant	Geen extra langsscheur in de schraalbeton fundering		Wel een extra langsscheur in de schraalbeton fundering	
	Onderin beton-verharding	Onderin schraal-beton fundering	Onderin beton-verharding	Onderin schraal-beton fundering
1	0,98	0,35	1,18	0,17
2	0,98	0,35	1,17	0,17
3	1,65	0,14	1,67	0,09
4	1,64	0,14	1,66	0,09
5	0,97	0,35	1,16	0,17
6	0,98	0,35	1,17	0,17
7	1,65	0,14	1,67	0,09
8	1,64	0,14	1,66	0,09

Tabel 9.2: Maximale buigtrekspanningen σ_{zz} (N/mm²) t.g.v. wiellast $P = 80$ kN in raai C-C' nabij de dwarsvoeg voor de 8 constructievarianten met/zonder extra langsscheur in de fundering

Uit tabel 9.2 komt naar voren dat de extra langsscheur alleen invloed heeft op die varianten (1, 2, 5 en 6) waarbij hechting tussen de verharding en de fundering aanwezig is. In dat geval nemen de buigtrekspanningen onderin de betonverharding t.g.v. de wiellast $P = 80$ kN behoorlijk toe. Dit wordt nog eens verduidelijkt in figuur 9.3 waarin zowel voor constructievariant 1 (hechting) als 3 (geen hechting) het verloop van de buigtrekspanningen σ_{zz} (in langsrichting) onderin de ongewapende betonverharding in raai C-C' ten gevolge van de wiellast $P = 80$ kN wordt weergegeven, voor zowel het geval dat er geen extra scheur in de fundering aanwezig is als het geval dat die er wel is.

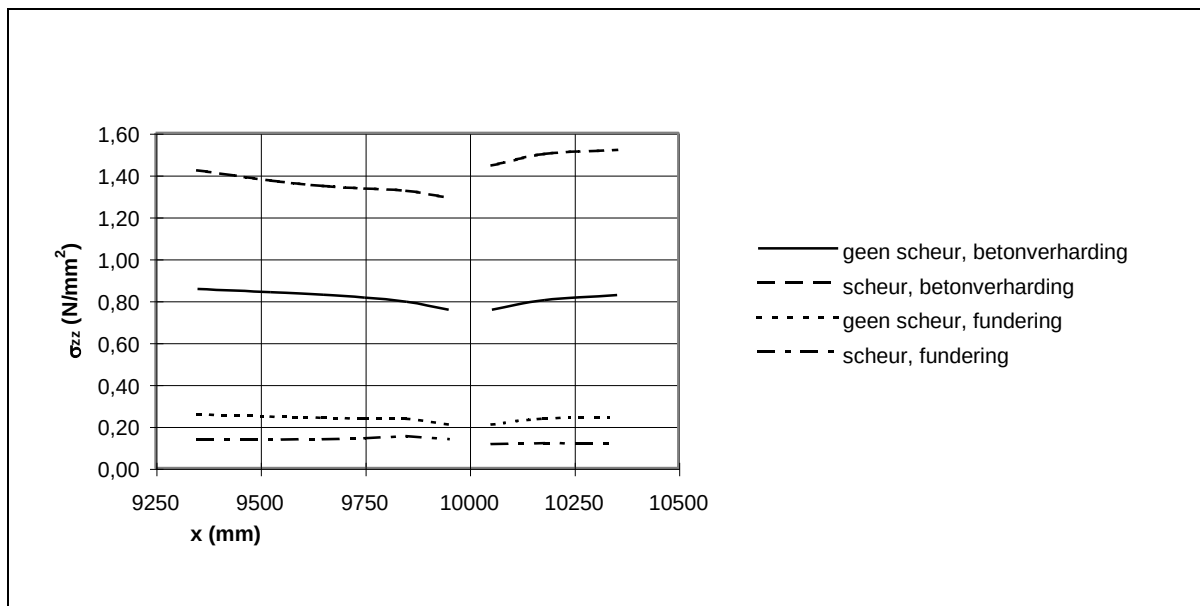


Figuur 9.3: Buigtrekspanningen σ_{zz} (N/mm²) onderin de betonverharding t.g.v. wiellast $P = 80$ kN in raai C-C' nabij de dwarsvoeg voor de constructievarianten 1 en 3 zonder/met extra langsscheur in de fundering.

Vanwege de extra scheur in de fundering nemen de buigtrekspanningen t.g.v. de wiellast $P = 80$ kN in de fundering nabij die scheur sterk af.

9.3 Temperatuurgradiënten

Voor constructievariant 1 is er ook nog een berekening gemaakt naar de invloed van de extra langsscheur in de fundering op de buigtrekspanningen σ_{zz} in raai C-C' onderin de betonverharding en onderin de schraalbeton fundering t.g.v. de al eerder in hoofdstuk 8 behandelde temperatuurgradiënten. In figuur 9.4 is het verloop van deze spanningen te zien samen met het verloop van de spanningen indien er geen extra scheur aanwezig is.



Figuur 9.4: Buigtrekspanningen σ_{zz} (N/mm^2) onderin de betonverharding en onderin de fundering t.g.v. temperatuurgradiënten $0,05/0,03$ $^{\circ}\text{C/mm}$ in raai C-C' nabij de dwarsvoeg voor constructievariant 1 met wel/geen extra langsscheur in de fundering.

Uit figuur 9.4 blijkt duidelijk dat de buigtrekspanningen t.g.v. een temperatuurgradiënt onderin de betonverharding sterk toenemen indien er een extra langsscheur in de fundering aanwezig is, terwijl de spanningen in de fundering hierdoor juist afnemen. Dit is dan ook terug te vinden in tabel 9.4 waarin voor bovenstaande gevallen de maximale buigtrekspanningen t.p.v. de wiellast zijn opgenomen.

Extra langsscheur	Onderin beton-verharding	Onderin schraal-beton fundering
niet aanwezig	0,76	0,21
aanwezig	1,29	0,14

Tabel 9.3: Maximale buigtrekspanningen σ_{zz} (N/mm²) onderin de betonverharding en onderin de fundering t.g.v. temperatuurgradiënten 0,05/0,03 °C/mm t.p.v. de wiellast nabij de dwarsvoeg voor constructievariant 1 zonder/met extra langsscheur in de fundering.

9.4 Levensduur analyse

In deze paragraaf zal nader worden ingegaan op de gevolgen van de aanwezigheid van een extra langsscheur in de fundering voor de levensduurverwachting van de verschillende constructievarianten. Voor de berekening hiervan is weer gebruik gemaakt van de in hoofdstuk 8 vermelde relaties. De details van deze berekeningen zijn ook terug te vinden in bijlage 6.

9.4.1 Analyse van verharding met niet-aangehechte schraalbeton fundering

Uit paragraaf 9.2 is gebleken dat de buigtrekspanningen in een betonverharding met een niet-aangehechte schraalbeton fundering t.g.v. een wiellast van 80 kN niet of nauwelijks veranderen door een extra langsscheur in de schraalbeton fundering. De levensduur van de betonverharding voor de constructievarianten 3, 4, 7 en 8 zal dan ook niet of nauwelijks veranderen ten opzichte van de gevonden waarden in hoofdstuk 8.

De buigtrekspanningen in de niet-aangehechte schraalbeton fundering t.g.v. een wiellast van 80 kN nemen door de aanwezigheid van de extra langsscheur met ongeveer 35% af. Dit leidt tot een nog hogere levensduur van de fundering, maar heeft verder geen gevolgen voor de totale levensduur van de constructie aangezien de levensduur van de ongewapende betonverharding maatgevend is indien er geen hechting is tussen verharding en fundering.

9.4.2 Analyse van verharding met aangehechte schraalbeton fundering

Uit de paragrafen 9.2 en 9.3 is gebleken dat de buigtrekspanningen onderin de betonverharding met aangehechte schraalbeton fundering met ca. 20% toenemen t.g.v. de wiellast en met 70% toenemen t.g.v. de temperatuurgradiënt indien er een extra langsscheur in de schraalbeton fundering aanwezig is. Hierdoor gaat een groot deel van de verkregen reductie op de buigtrekspanningen door het toepassen van hechting tussen verharding en fundering weer verloren. De toename van de buigtrekspanningen in de betonverharding door de aanwezigheid van de extra scheur in de fundering leidt tot een afname van de levensduur met ca. factor 9.

De buigtrekspanningen in de fundering nemen door de extra langsscheur dusdanig af dat de levensduur van de fundering groter wordt dan de levensduur van de bovenliggende betonverharding. Een wiellast direct boven de extra langsscheur in de fundering zal dan ook niet leiden tot verdere scheurvorming in de fundering.

In deze studie heeft constructievariant 1, met de extra langsscheur in de aangehechte fundering, nog steeds een grotere levensduurverwachting dan constructievariant 3 (niet-aangehechte fundering). Hierbij dienen wel enige kanttekeningen geplaatst te worden:

1. in deze studie is de wiellast niet in het rijspoor geplaatst. Het is derhalve ook niet noodzakelijk dat de maximale spanningen in raai C-C' bereikt worden en ook is het niet waarschijnlijk dat in raai C-C' het maximaal aantal lastherhalingen optreedt, aangezien deze raai buiten het rijspoor ligt. Evenmin hoeft de maximale vermoeiingsschade in de onderzochte raai C-C' op te treden.
2. de invloed van een wiellast nabij de dwarsvoeg op enige afstand van de extra langsscheur in de fundering ligt buiten de grenzen van dit onderzoek. De verwachting is wel dat dit kan leiden tot het ontstaan van nog één of meerdere extra langsscheuren in de fundering. Het hart van de wiellast bevindt zich nu namelijk 1,25 m vanaf de langsvog tussen de beide rijstroken en alleen deze wiellast leidt al zeer snel tot de extra langsscheur in de fundering. Het is dan ook aannemelijk om te veronderstellen dat de wiellasten die zich op nog eens 1,25 m vanaf deze extra langsscheur in de fundering in de richting van de langsvog in de vluchtstrook bevinden eveneens een nieuwe scheur in de fundering veroorzaken. Er is echter geen reden om aan te nemen dat de hier genoemde 1,25 m de minimale afstand moet zijn waarop een wiellast zich moet bevinden vanaf een langsscheur in de fundering om een nieuwe langsscheur te veroorzaken, zodat het ontstaan van meerdere extra langsscheuren in de fundering zeker tot de mogelijkheden behoort.

10 Invloed van zeer zware aslasten

10.1 Inleiding

In dit hoofdstuk wordt ingegaan op de invloed die de hoogste aslastklasse heeft op de uiteindelijke levensduur van de ongewapende betonverharding. In paragraaf 10.2 worden de problemen rond de hoogste aslastklasse beschreven, waarna in paragraaf 10.3 aan de hand van een aantal berekeningen de invloed van de allerzwaarste aslasten op de levensduur van de verharding wordt bepaald.

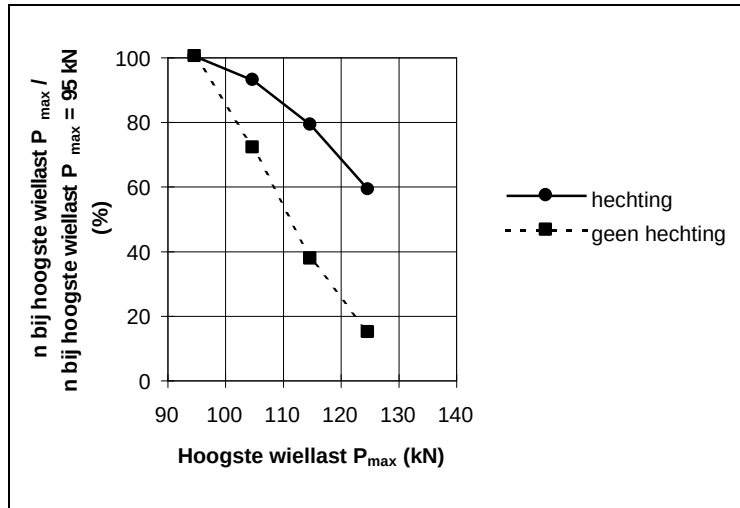
10.2 Aslastklasse > 180 kN

Zoals reeds in paragraaf 2.4 is vermeld wordt bij de dimensionering van een weg in Nederland gebruik gemaakt van aslastklassen die per 20 kN toenemen tot 180 kN. Daarboven is er nog een aslastklasse >180 kN, waarvan de waarde voor berekeningen meestal op 190 kN wordt gesteld. Bij de aslastmetingen worden de aslasten > 180 kN wel geteld, maar de hoogte van de aslasten kan nog niet daadwerkelijk gemeten worden. Betonverhardingen worden gedimensioneerd op wiellasten, zodat de aslasten door 2 dienen te worden gedeeld. Bij de in hoofdstuk 8 en 9 uitgevoerde levensduurberekeningen is de hoogste wiellastklasse, zoals normaliter gebruikelijk, op 95 kN gesteld. De werkelijke wiellasten zouden veel hoger kunnen zijn, wat grote gevolgen heeft op de levensduur van de ongewapende betonverharding.

10.3 Analyse wiellasten > 95 kN

Bij het analyseren van het gedrag van de ongewapende betonverharding is er gebruik gemaakt van de in hoofdstuk 8 en 9 behandelde buigtrekspanningen onderin de betonverharding. De invloed van de hogere wiellasten op de levensduur is alleen bekeken voor constructievarianten 1 en 3 (de 'ideale' situatie met doorgescheurde voegen en kerven). Voor variant 1 (hechting tussen verharding en fundering) zijn de berekeningen uitgevoerd met de buigtrekspanningen verkregen wanneer er een extra langsscheur in de fundering aanwezig is. Hoewel er nogmaals uitdrukkelijk op gewezen wordt dat de in hoofdstuk 8 en 9 gevonden buigtrekspanningen niet de maximale hoeven te zijn, is het wel aannemelijk dat deze spanningen een goed beeld zullen geven van de invloed van hogere wiellasten dan 95 kN op de levensduur van een ongewapende betonverharding. In figuur 10.1 is het effect weergegeven van wiellasten van 105, 115 en 125 kN. Voor deze wiellasten is de levensduur (uitgedrukt in het maximaal aantal toelaatbare aslastherhalingen = n) van de betonverharding berekend t.o.v. de levensduur die berekend wordt met een maximale wiellast van 95 kN. De berekeningen zijn uitgevoerd met het al eerder genoemde zware DWW-3 spectrum (2), waarbij alleen de grootte van de wiellast in de hoogste klasse gevarieerd is. Het percentage van deze grootste wiellast is hetzelfde gehouden (0,08%).

De spanningen t.g.v. temperatuurgradiënten zijn bij de berekeningen buiten beschouwing gebleven. De details van deze berekeningen zijn terug te vinden in bijlage 8.



Figuur 10.1: Levensduur bij hoogste wiellasten 105, 115 en 125 kN / levensduur bij hoogste wiellast 95 kN (%), zonder temperatuurgradiënten, voor constructievariant 1 met extra langsscheur in de fundering en constructievariant 3 zonder extra langsscheur in de fundering.

Uit figuur 10.1 blijkt duidelijk dat een geringe toename van de hoogste aslast al leidt tot een behoorlijk afname van de levensduur van de betonverharding. Het effect is groter wanneer er geen hechting tussen verharding en fundering aanwezig is, hoewel dit beeld misschien zou kunnen veranderen indien er meerdere extra langsscheuren in de fundering zouden zijn. Uit figuur 10.1 blijkt dat het zeer belangrijk is om tijdens het dimensioneren van een ongewapende betonverharding de grootte van de daadwerkelijk optredende hoogste wiellasten te weten.

11 Conclusies en aanbevelingen

11.1 Conclusies

Op grond van deze studie wordt geconcludeerd:

- langsvoeegen dienen zodanig ontworpen te worden dat ze altijd volledig doorscheuren, om te voorkomen dat de levensduur van de ongewapende betonverharding sterk afneemt door de optredende temperatuurspanningen onderin de betonverharding. Dit geldt ook voor de dwarsvoegen welke in deze studie altijd als volledig doorgescheurd beschouwd zijn.
- de noodzaak van het doorscheuren van de langskerven in de fundering is niet onomstotelijk aangetoond, maar lijkt wel erg zinvol om wilde scheurgroei t.g.v. uithardingskrimp en temperatuurdaling in de schraalbeton fundering te voorkomen.
- het gedrag van een ongewapende betonverharding met een niet-aangehechte fundering is goed te voorspellen met de in deze studie verkregen uitkomsten
- een extra langsscheur in de fundering heeft geen gevolgen op de levensduur van een ongewapende betonverharding indien deze fundering niet aangehecht is aan de betonverharding.
- ten opzichte van een niet-aangehechte fundering leidt een aangehechte fundering tot lagere buigtrekspanningen onderin de betonverharding, maar tot hogere buigtrekspanningen in de schraalbeton fundering. De buigtrekspanningen in de aangehechte schraalbeton fundering t.g.v. de combinatie van zware aslasten en hoge temperatuurgradiënten worden dusdanig hoog dat de kans op scheurvorming in de fundering zeer groot is. Indien er aldus een extra langsscheur in de fundering ontstaat gaat het gunstige effect van de hechting voor een deel verloren omdat de buigtrekspanningen t.g.v. verkeerslasten met ca. 20% toenemen en de buigtrekspanningen t.g.v. temperatuurgradiënten met ca. 70% toenemen. Bovendien is een verdergaande structurele schade in de aangehechte schraalbeton fundering niet onwaarschijnlijk, waardoor het gedrag van de verharding minder goed voorspelbaar is en de kans op onverwacht falen groter wordt.

11.2 Aanbevelingen

Aan de hand van de resultaten uit deze studie volgen de volgende aanbevelingen:

- het uitvoeren van enige praktijkproeven ter controle van de buigtrekspanningen die in deze studie gevonden zijn, vooral omdat deze een behoorlijke afwijking vertonen met de resultaten volgens Westergaard.
- het variëren van de in deze studie constant gehouden laagdiktes en materiaaleigenschappen voor de verificatie van de conclusies uit deze studie.
- nader onderzoek naar het optimale funderingsmateriaal in ongewapende betonverhardingen: schraalbeton, minder stijve/sterke cementgebonden materiaal, lichtgebonden materiaal, ongebonden materiaal.
- een verdere analyse van het in deze studie gebruikte model, waarbij vooral aandacht moet worden besteed aan het plaatsen van een wiellast in het rijspoor en het inbrengen van één of meerdere extra langsscheuren in de fundering.
- onderzoek naar het daadwerkelijk meten van de hoogst optredende aslasten op verkeerswegen.
- nader onderzoek naar de invloed van welfspanningen op de in deze studie verkregen buigtrekspanningen t.g.v. temperatuurgradiënten.
- nader onderzoek naar de juistheid van de in deze studie gebruikte vermoeiingsrelatie voor het bepalen van de levensduur van een ongewapende betonconstructie.

Literatuur

1. Langsscheuren in autosnelwegen met een ongewapende betonverharding op een cementgebonden fundering
C.R.O.W, Ede, 1998
2. VENCON - VNC Dimensioneringsmethoden voor wegen van ongewapend beton
VNC, 's-Hertogenbosch, oktober 1992
3. ERES Consultants, Inc.
Analysis of Premature Cracking on Highway 115, pag. 21
4. Betonwegen-nieuws
nr.75, pag. 12
5. Springenschmid, R.
Neue Erkenntnisse beim Strassenbeton
Strasse und Autobahn, Heft 12/1987, pag. 464 - 468
6. Frénay, J.W. en Hernandez, J.A.
Langsscheuren in cementbetonwegen: inventarisatie, analyse en conclusies
's-Hertogenbosch, 23 september 1994
7. Eisenmann, J.
Betonfahrbahnen, Handbuch für Beton-, Stahlbeton- und Spannbetonbau
Entwurf - Berechnung - Ausführung
München, januari 1979
8. A. Scarpas M.Sc.
CAPA-3D Finite Elements System, MGEN User's Manual
TU Delft, Delft, juni 1993
9. A. Scarpas M.Sc.
CAPA-3D Finite Elements System, Main Program User's Manual
TU Delft, Delft, november 1996
10. A. Scarpas M.Sc.
Bituminous Pavements: Materials, Design and Evaluation, Oulu 25-28.4.1995, pag.2
TU Delft, Delft, november 1996
11. Verificatie-metingen uitgevoerd in opdracht van CROW-werkgroep "Langsscheuren in betonwegen" op de autosnelwegen A1, A59 en A73
Projectnummer 615.258-FS
INFRATECH, 's-Hertogenbosch, 20 februari 1997

12. Leewis, M
Materiaaleigenschappen voor het dimensioneren van cementgebonden
verhardingsconstructies op vliegvelden en wegen
SVV Workshop Vliegveldverhardingen, november 1983, pag. 211 - 240

Bijlage 1: VENCON : De FormulariaFout! Bladwijzer niet gedefinieerd.**1. Hulptabellen****- Betoneigenschappen**

	E (N/mm ²)	ν	α
B25	28500	0.15	10 ⁻⁵
B35	31000	0.15	10 ⁻⁵
B45	33500	0.15	10 ⁻⁵
B55	36000	0.15	10 ⁻⁵

$$f_{btg} = (1,6 - h) \times 1,4 \times (1,05 + 0,05 \times B_s)$$

f_{btg} = gemiddelde buigtreksterkte beton N/mm²

h = hoogte m

B_s = Beton-sterkteklasse

$$E = 22250 + (B_s \times 250)$$

E = E-modulus van het beton N/mm²

B_s = Beton-sterkteklasse

- Wiellasten - aslasten (groepen)

Pmax (kN)	Aslastengroep (kN)	Gemiddelde van aslastgroep (kN)
50	80 - 100	90
60	100 - 120	110
70	120 - 140	130
80	140 - 160	150
90	160 - 180	170
100	180 - 200	190

- **Schatting percentage 'zware' motorvoertuigen (hulptabel)**

Aslastgroep (kN)	(gebied)	(gemiddeld)
80 - 100	100	100
100 - 120	15 - 25	20
120 - 140	8 - 15	12,5
140 - 160	5 - 10	7,5
160 - 180	2 - 5	5,5
180 - 200	1- 2	1,5

- **Aantal assen per motorvoertuig (hulptabel)**

Max. aslast	VNC-spectrum	Totaal-spectrum	DWW-spectrum
0 - 20		2,0	
20 - 40		2,1	
40 - 60		2,2	
60 - 80		2,3	
80 - 100	2,4	2,4	
100 - 120	2,7	2,5	
120 - 140	3,0	2,6	
140 - 160	3,3	2,7	
160 - 180	3,6	2,8	
180 - 200	3,9	2,9	3,5

- **Reductiefactor in verband met de rijbaanbreedte (hulptabel)**

Verhardingsbreedte (m)	Reductiefactor
3,0	1,00
3,5	0,95

4,0	0,85
4,5	0,70
≥5,0	0,50

- **Percentage "vrachtauto's" over rijstrook (hulptabel)**

1 rijstrook / rijrichting	100
2 rijstroken / rijrichting	93
3 rijstroken / rijrichting	86
4 rijstroken / rijrichting	80

- **Temperatuurspectrum (aanbevolen)**

	Δt	Percentage
0,000 - 0,005	(0,00)	71
0,005 - 0,015	(0,01)	17
0,015 - 0,025	(0,02)	6
0,025 - 0,035	(0,03)	3
0,035 - 0,045	(0,04)	2
0,045 - 0,055	(0,05)	1
0,055 - 0,065	(0,06)	0
0,065 - 0,075	(0,07)	0
0,075 - 0,085	(0,08)	0
0,085 - 0,095	(0,09)	0

2. Diversen

Ontwerpbelasting.

(aantal lastherhalingen van de 'zware' motorvoertuigen op de ontwerpstrook)

Groeifactor verkeer

$gperc = 0 : G = 1$

$$gperc > 0 : G = \frac{\left(1 + \frac{gperc}{100}\right)^j - 1}{j \times \frac{gperc}{100}} \quad \text{(formule 1)}$$

$gperc$ = groeipercentage per jaar
 j = levensduur (in jaren)

Totaal aantal lastherhalingen

1) Bij VNC en Totaal spectrum (formule 1a)

$$\text{Totn} = \frac{GEI \times \text{percmvt} \times \text{ontwerpduur} \times \text{numdagen} \times G \times \text{corriestrookbreedte}}{100}$$

2) Bij DWW-spectrum (formule 1b)

$$\text{Totn} = \frac{GEI \times \text{percmvt} \times \text{ontwerpduur} \times \text{numdagen} \times G \times \text{percriching} \times \text{percdwwmvt}}{100 \times 100 \times 100}$$

Totaal aantal equivalente 100 kN aslasten

$$Totneq = \sum_{i=1}^{\text{aantal aslastgroepen}} \left(\frac{A_i}{A_{100}} \right)^4 \times Totn \times Spectrum[i] \quad \text{(formule 16)}$$

Totneq = Totaal aan equivalente 100 kN aslasten

A_i = gemiddelde van een aslastgroep

A_{100} = 100 kN

Totn = Totaal aantal aslastherhalingen gedurende ontwerplevensduur (formule 1a en 1b)

spectrum[i] = het (spectrum)percentage van aslastgroep i

Opwaardering k -waarde

$$k_1 = 2,7145 \times 10^{-4} \times [(30 + 3360 \times k_0 + 0,3778 \times (h_2 - 43,2) \times e^{(0,5654 \times \ln(k_0) + 0,4139 \times \ln(E_{sub2}))}) - 283 \times e^{(0,5654 \times \ln(k_0))}] \quad \text{(formule 2)}$$

k_1 = resulterende beddingsconstante voor de berekening van de betonplaat in N/mm³

k_0 = beddingsconstante van de grondslag in N/mm³

h_2 = dikte fundering in mm

E_2 = elasticiteitsmodulus van de fundering

Tevens moet gelden:

$$k_1 \geq 10^{(0,73688 \times \log(E_2) - 2,82055)} \quad \text{(formule 3)}$$

$$k_1 \leq 0,16 \text{ N} / \text{mm}^3 \quad \text{(formule 3a)}$$

3. Vrije zijrand

Sterkteberekening vrije zijrand

- Verkeer

$$t_v = 0,1743x \frac{A}{h^2} x \left[4x \ln\left(\frac{l_s}{a}\right) - 0,078 + 1,534x \left(\frac{a}{l_s}\right) \right] \quad \text{(formule 4)}$$

t_v	= betonspanning t.p.v. de zijrand	N/mm ²
A	= het midden van een wiellastgroep	N
h	= dikte van de betonplaat	mm
l_s	= stijfheidsstraal	mm
a	= straal belastingvlak	mm

$$l_s = \sqrt[4]{\frac{Exh^3}{11,73xk_1}} \quad \text{(formule 5)}$$

l_s	= stijfheidsstraal	mm
k_1	= samengestelde beddingsconstante van de onderbouw	N/mm ³
E	= elasticiteitsmodulus van het beton	N/mm ³
h	= dikte van de betonplaat	mm

$$a = 10x\sqrt{0,0014xA + 51} \quad \text{(formule 6)}$$

a	= straal belastingvlak	mm
A	= het midden van een aslastgroep	N

- Temperatuur

$$dtg = 3,6x10^{-5} x \left(\frac{l^2}{h^2 x \alpha x E} \right) = 3,6x \left(\frac{l^2}{h^2 x E} \right) \quad \text{(formule 7a)}$$

l	= theoretische plaatlengte	mm
h	= dikte van de betonplaat	mm
E	= elasticiteitsmodulus van het beton	N/mm ³
$(\alpha = 10^{-5})$		

$$l = L - 3x \sqrt{\frac{h}{k_1 x dtg}} \quad \text{(formule 7b)}$$

l	= theoretische plaatlengte	mm
L	= werkelijke plaatlengte	mm
k ₁	= samengestelde beddingsconstante van de onderbouw	N/mm ³
h	= dikte van de betonplaat	mm

(formule 7a en 7b itereren totdat $dtg_{\text{invoer}} = dtg_{\text{uitvoer}}$)

$$dtg = \frac{3,6 \times \left(L - 3 \times \sqrt{\frac{h}{k_1 \times dtg}} \right)^2}{h^2 \times E}, \text{ voorwaarde: } L \geq 3 \times \sqrt{\frac{h}{k_1 \times dtg}} \quad \text{(formule 8)}$$

L	= werkelijke plaatlengte	mm
k ₁	= samengestelde beddingsconstante van de onderbouw	N/mm ³
h	= dikte van de betonplaat	mm
E	= elasticiteitsmodulus van het beton	N/mm ³
dtg	= grenstemperatuur	°C/mm

(formule 8 is formule **7a** en **7b** bij elkaar gevoegd)

voor $dt \leq dtg$ geldt: $T_t = \frac{10^{-5}}{2} \times h \times E \times dt$ (formule 9)

T _t	= temperatuurspanning	N/mm ²
E	= elasticiteitsmodulus van het beton	N/mm ³
h	= dikte van de betonplaat	mm
dt	= temperatuursgradiënt	°C/mm

voor $dt > dtg$ geldt: $T_t = 1,8 \times 10^{-5} \times \frac{\left(L - 3 \times \sqrt{\frac{h}{dt \times k_1}} \right)^2}{h}$ (formule 10)

T _t	= temperatuurspanning	N/mm ²
L	= werkelijke plaatlengte	mm
k ₁	= samengestelde beddingsconstante van de onderbouw	N/mm ³
h	= dikte van de betonplaat	mm
dt	= temperatuursgradiënt	°C/mm

- Vermoeiing van beton

$$\log N = \frac{16,8 \times \left(0,9 - \frac{T_{\max}}{f_{\text{subbtg}}} \right)}{1,0667 - \frac{T_{\min}}{f_{\text{btg}}}} \quad \text{(formule 11)}$$

$$\begin{aligned} T_{\max} &= T_p + T_t && \text{N/mm}^2 \\ T_{\min} &= T_t && \text{N/mm}^2 \\ f_{\text{btg}} &= \text{gemiddelde buigtreksterkte beton (zie Hulptabellen)} && \text{N/mm}^2 \end{aligned}$$

- Palmgren - Miner regel

$$\sum_{i=1}^{s_i} \left(\sum_{j=0}^{s_j} \frac{n_{i,j}}{N_{i,j}} \right) = 1 \quad \text{(formule 12)}$$

s_i = het aantal aslastgroepen

s_j = het aantal temperatuursgradiënten

$n_{i,j}$ = het aantal optredende aslastherhalingen bij een bepaalde i en j

$N_{i,j}$ = het aantal op te nemen aslastherhalingen bij een bepaalde i en j

$$n_{i,j} = \frac{\text{Totn} \times \text{perc} \times \text{zijrand} \times \text{spectrum}[i] \times \text{temparr}[j]}{100 \times 100 \times 100}$$

Totn = Totaal aantal lastherhalingen gedurende ontwerplevensduur (**1a** en **1b**)

perc zijrand = percentage "zwaar verkeer" of "vrachtauto's" over de zijrand

spectrum[i] = (spectrum)percentage van aslastgroep i

temparr[j] = percentage bij temperatuursgradiënt: j / 100

4. Dwarsvoeg

Sterkteberekening dwarsvoegrand

- Verkeersspanning

$$T_{voeg} = (1,01 - 10^{-2} \times e^{0,03932 \times w}) \times T_{(vrije)rand} \quad \text{(formule 13)}$$

T_{voeg}	= spanning in voegrand	N/mm ²	
w	= lastoverdracht ($0 < w < 100$)	%	
$T_{(vrije) rand}$	= t_v	N/mm ²	(formule 4)

- Lastoverdracht

Geen deuvels in voeg (dwarsvoeg) (formule 14)

$$w_{50} = (5 \times \log(k_1 \times l_s^2) - 0,0025 \times L - 25) \times \log(neq) - 20 \times \log(k_1 \times l_s^2) + 0,01 \times L + 180$$

Geen deuvels in voeg (langsvoeg) (formule 14a)

$$w_{50} = (5 \times \log(k_1 \times l_s^2) - 0,0025 \times B - 25) \times \log(neq) - 20 \times \log(k_1 \times l_s^2) + 0,01 \times B + 180$$

Deuvels in voeg (formule 15)

$$w_{50} = (2,5 \times \log(k_1 \times l_s^2) - 17,5) \times \log(neq) - 10 \times \log(k_1 \times l_s^2) + 160$$

w_{50}	= lastoverdracht	%	
l_s	= theoretische plaatlengte	mm	(formule 5)
L	= werkelijke plaatlengte	mm	
B	= werkelijke plaatbreedte	mm	
k_1	= samengestelde beddingsconstante van de onderbouw	N/mm ³	
neq	= aantal equivalente 100 kN aslasten behorende bij de te berekenen voeg:		

$$neq(\text{dwarsvoeg}) = \text{Totneq} \times \text{percentage rijspoor} / 100$$

$$neq(\text{vluchtstrookvoeg}) = \text{Totneq} \times \text{percentage langs vluchtstrookvoeg} / 100$$

$$neq(\text{langsvoeg}) = \text{Totneq} \times \text{percentage langs rijstrookvoeg} / 100$$

$$neq(\text{uitrijstrookvoeg}) = \text{Totneq} \times \text{percentage langs uitrijstrookvoeg} / 100$$

$$\text{Totneq} = \text{Totaal aantal equivalente 100 kN klassen} \quad \text{(formule 16)}$$

Tevens moet gelden : $0 \leq w_{50} \leq 100$

- Temperatuurspanning (langs de voegrand)

$$dtg = 3,6 \times 10^{-5} \times \left(\frac{b^2}{h^2 \times \alpha \times E} \right) = 3,6 \times \left(\frac{b^2}{h^2 \times E} \right) \quad \text{(formule 17)}$$

b = theoretische plaatbreedte mm
 h = dikte van de betonplaat mm
 E = elasticiteitsmodulus van het beton N/mm³
 ($\alpha = 10^{-5}$)

$$b = B - 3 \times \sqrt{\frac{h}{k_1 \times dtg}} \quad , B/4 \leq b \leq B \quad \text{(formule 18)}$$

b = theoretische plaatbreedte mm
 B = werkelijke plaatbreedte mm
 k₁ = samengestelde beddingsconstante van de onderbouw N/mm³
 h = dikte van de betonplaat mm

(formule 17 en 18 itereren totdat $dtg_{\text{invoer}} = dtg_{\text{uitvoer}}$)

$$dtg = \frac{3,6 \times \left(B - 3 \times \sqrt{\frac{h}{k_1 \times dtg}} \right)^2}{h^2 \times E} \quad , \text{voorwaarde: } B \geq 3 \times \sqrt{\frac{h}{k_1 \times dtg}} \quad \text{(formule 19)}$$

B = werkelijke plaatbreedte mm
 k₁ = samengestelde beddingsconstante van de onderbouw N/mm³
 h = dikte van de betonplaat mm
 E = elasticiteitsmodulus van het beton N/mm³
 dtg = grenstemperatuur °C/mm

(formule 19 is formule 17 en 18 bij elkaar gevoegd)

voor $dt \leq dtg$ geldt:
$$T_t = \frac{10^{-5}}{2} \times h \times E \times dt \quad \text{(formule 20)}$$

T_t	= temperatuursspanning	N/mm^2
E	= elasticiteitsmodulus van het beton	N/mm^2
h	= dikte van de betonplaat	mm
dt	= temperatuursgradiënt	$^{\circ}\text{C/mm}$

voor $dt > dtg$ geldt:

$$T_t = 7,2 \times 10^{-5} x \frac{\left(B - 1,5x \sqrt{\frac{h}{dt x k_1}} - x \right) x \left(x - 1,5x \sqrt{\frac{h}{dt x k_1}} \right)}{h} \quad \text{(formule 21)}$$

T_t	= temperatuurspanning	N/mm ²
B	= werkelijke plaatbreedte	mm
x	= afstand rijspoor tot zijkant betonplaat	mm
k_1	= samengestelde beddingsconstante van de onderbouw	N/mm ³
h	= dikte van de betonplaat	mm
dt	= temperatuursgradiënt	°C/mm

Voorwaarden voor formule 21: 1) $x \leq 0,5B$

$$2) \quad x \leq B - 1,5x \sqrt{\frac{h}{k_1 x dtg}}$$

$$3) \quad x \geq 1,5x \sqrt{\frac{h}{k_1 x dtg}}$$

anders:

$$T_t = 1,8 \times 10^{-5} x \frac{(B - 3x' \sqrt{\frac{h}{dt x k_1}} - x') x x' x 4}{h} \quad \text{(formule 22)}$$

T_t	= temperatuurspanning	N/mm ²
B	= werkelijke plaatbreedte	mm
k_1	= samengestelde beddingsconstante van de onderbouw	N/mm ³
h	= dikte van de betonplaat	mm
dt	= temperatuursgradiënt	°C/mm
x'	= afstand rijspoor tot theoretische oplegging	mm

$$x' = x - 1,5x \sqrt{\frac{h}{k_1 x dt}} \quad 0 \leq x' \leq x \quad \text{(formule 22a)}$$

x	= afstand rijspoor tot zijkant betonplaat	mm
x'	= afstand rijspoor tot theoretische oplegging	mm

- Palmgren - Miner

formule **12**

- Vermoeiing

form

5. Langsvoeg

Sterkteberekening langsvoeg

- a) Tussen rijstroken (gekoppeld FEB 500, 3 ϕ 20 plaat)
aantal aslasten = percentage van n over betreffende langsvoeg
- bij koude voeg: $w = 20 \%$
- bij geprofileerde voeg: w te berekenen met formule **14a**
- b) Tussen rijstroken/ betonnen vluchtstrook (gekoppeld FEB 500, 3 ϕ 20 plaat)
aantal aslasten = percentage van n over betreffende langsvoeg
- bij koude voeg: $w = 20 \%$
- bij geprofileerde voeg: w te berekenen met formule **14a**
- c) Tussen rijstroken/ betonnen in- en uitrit (gedeveld FEB 220, ϕ 25 - 250)
aantal aslasten = percentage van n over betreffende uitrijstrookvoeg
- bij koude voeg: $w = 20 \%$
- bij geprofileerde voeg: w te berekenen met formule **14a**
- gedeveld: w te berekenen met formule **15**

- Verkeersspanning formule **13**
- Temperatuurspanning formule **8, 9 en 10**
- Vermoeiing formule **11**
- Palmgren - Miner formule **12**

6. Doorbuigingscriterium

Controle berekening op gevonden dikte bij sterkteberekening (stijfheid voegrand)

Voor de te kiezen dikte en overige invoergegevens achtereenvolgens berekenen:

$$y_1 = 0,431x(1 + \phi)x\left(\frac{100 - 0,5xw}{100}\right)x\frac{A_{100}}{2xk_1xI_s^2}x\left(\frac{1}{8}x\log n_{eq} + 0,5\right) \quad \text{(formule 23)}$$

$$y_t = 4,8x e^{-0,35x\log n_{eq}} \quad \text{(doorbuigingseis)} \quad \text{(formule 24)}$$

$$\phi = e^{-0,02723x\left(\frac{z}{I_s}\right)^3 + 0,0424x\left(\frac{z}{I_s}\right)^2 - 0,6754x\frac{z}{I_s} + 0,2570} \quad \text{(formule 25)}$$

I_s	= stijfheidsstraal	mm	(formule 5)
h	= dikte van de betonplaat	mm	
k_1	= samengestelde beddingsconstante van de onderbouw	N/mm ³	
E	= elasticiteitsmodulus van het beton	N/mm ³	
w	= lastoverdracht	%	(formule 15 en 16 met
n_{eq}	over rijspoor)		
z	= 1900	mm	(radafstand)
A_{100}	= 100000	N	
y_1 en y_2		mm	
n_{eq}	= aantal equivalente 100 kN aslasten over rijspoor		

NU MOET GELDEN: $Y_1 \leq Y_2$

Is de stijfheid maatgevend dan de berekening herhalen

- Met gedeuvelde dwarsvoegen indien dwarsvoegen niet gedeuveld waren

Klopt dit nog niet, dan:

- fundering versterken (k_1 opvoeren)
- economische afweging maken tussen betondikte, funderingsdikte en toepassing van deuvels

Bijlage 2: Berekening van betonverharding met aangehechte schraalbeton-fundering (methode Eisenmann)

Verkeerslastspanningen

Uitgangspunt is een betonverharding (laagdikte h_1 , elasticiteitsmodulus E_1) met een aangehechte schraalbeton-fundering (h_2 , E_2) op een ondergrond (E_3).

Volgens Odemark is de equivalente laagdikte h^* van dit twee-lagensysteem:

$$h^* = 0,83 \times h_1 \times \sqrt[3]{\frac{E_1}{E_3}} + 0,83 \times h_2 \times \sqrt[3]{\frac{E_2}{E_3}} \quad (1)$$

Eisenmann stelt vervolgens m.b.t. het beddinggetal k :

$$k = \frac{E_3}{h^*} \quad (2)$$

Vervolgens worden de verkeerslastspanningen berekend voor het één-laagsysteem met:

$$E = E_1 \quad (3a)$$

$$h = h_1 + 0,9 \times h_2 \times \sqrt[3]{\frac{E_2}{E_{sub}}} \quad (3b)$$

De berekening van de verkeerslastspanning σ_p geschiedt met de VENCON-formularia)
Het totale buigend moment M_p in de constructie is gelijk aan:

$$M_p = \sigma_p \times \frac{1}{6} \times h^2 \quad (4)$$

Uit de verhouding van de elasticiteitsmoduli E_1 en E_2 volgt voor de diepte e_0 (t.o.v. de bovenkant van het beton) van het zwaartepunt van de constructie:

$$e_0 = \frac{E_1 \times \frac{1}{2} \times h_1^2 + E_{sub} \times (h_1 \times h_2 + \frac{1}{2} \times h_2^2)}{E_1 \times h_1 + E_2 \times h_2} \quad (5)$$

Voor de buigtrekspanningen onderin de ongescheurde schraalbeton-fundering en onderin de betonverharding volgt dan:

$$\text{fundering} \quad : \quad \sigma_{pf} = \frac{E_2}{E_1} \times \frac{M_p}{I} \times (h_1 + h_2 - e_0) \quad (6a)$$

$$\text{betonverharding : } \sigma_{pb} = \frac{M_p}{I} \times (h_1 - e_0) \quad (6b)$$

$$\text{waarin: } I = \frac{1}{12} \times h_1^3 + h_1 \times (e_0 - \frac{1}{2} \times h_1)^2 + \frac{E_2}{e_1} \left[\frac{1}{12} \times h_2^3 + h_2 \times (h_1 + \frac{1}{2} \times h_2 - e_0)^2 \right] \quad (6c)$$

Indien de schraalbeton-fundering is gescheurd moet het volledige buigend moment M_p worden opgenomen door de betonverharding. De buigtrekspanning onderin de betonverharding is dan gelijk aan:

$$\text{betonverharding : } \sigma_{pb} = \frac{M_p}{\frac{1}{6} \times h_1^2} \quad (7)$$

Temperatuurspanningen

Uitgangspunt is weer een betonverharding (laagdikte h_1 , elasticiteitsmodulus E_1) met een aangehechte schraalbeton-fundering (h_2 , E_2) op een ondergrond (E_3).

De temperatuurspanningen worden bepaald door het eigen gewicht van de constructie en de omrekening van het twee-lagensysteem naar een equivalent één-laagsysteem dient zodanig te geschieden dat het eigen gewicht in beide systemen hetzelfde is. Indien het volumegewicht van schraalbeton gelijk wordt gesteld aan dat van beton betekent dit derhalve een één-laagsysteem met laagdikte :

$$h = h_1 + h_2 \quad (8)$$

Vervolgens kunnen de temperatuurspanningen σ_t berekend worden met de VENCON-formularia.

De berekening van de buigtrekspanningen in de constructie geschiedt vervolgens op dezelfde wijze als bij de verkeerslastspanningen.

$$\text{Buigend moment } M_t: \quad M_t = \sigma_t \times \frac{1}{6} \times h^2 \quad (9)$$

Diepte e_0 (t.o.v. de bovenkant van het beton) van het zwaartepunt van de constructie:

$$e_0 = \frac{E_1 \times \frac{1}{2} \times h_1^2 + E_{sub} \times (h_1 \times h_2 + \frac{1}{2} \times h_2^2)}{E_1 \times h_1 + E_2 \times h_2} \quad (10)$$

In geval van een ongescheurde schraalbeton-fundering worden de buigtrekspanningen onderin de fundering en onderin de betonverharding (bij positieve temperatuursgradiënten):

$$\text{fundering} \quad : \quad \sigma_{tf} = \frac{E_2}{E_1} \times \frac{M_t}{I} \times (h_1 + h_2 - e_0) \quad (11a)$$

$$\text{betonverharding} \quad : \quad \sigma_{tb} = \frac{M_t}{I} \times (h_1 - e_0) \quad (11b)$$

$$\text{waarin:} \quad I = \frac{1}{12} \times h_1^3 + h_1 \times (e_0 - \frac{1}{2} \times h_1)^2 + \frac{E_2}{E_1} \left[\frac{1}{12} \times h_2^3 + h_2 \times (h_1 + \frac{1}{2} \times h_2 - e_0)^2 \right] \quad (11c)$$

In geval van een gescheurde schraalbeton-fundering wordt de buigtrekspanning onderin de betonverharding:

betonverharding :
$$\sigma_{tb} = \frac{M_t}{\frac{1}{6} x h_l^2} \quad (12)$$

Bijlage 3: Buigtreksterkte en vermoeiingsgedrag bij een aangehechte schraalbetonfundering

Fout! Bladwijzer niet gedefinieerd.

Voor ongescheurde cementgebonden funderingsmaterialen, incl. schraalbeton, blijkt er een nagenoeg rechtlijnig verband te bestaan tussen de buigtreksterkte en de statische elasticiteitsmodulus:

$$f_{btg \text{ (schraalbeton)}} = 0,00011 \times E_f \quad (E_f \leq 25000 \text{ N/mm}^2) \quad (13)$$

waarin: $f_{btg \text{ (schraalbeton)}}$ = gemiddelde buigtreksterkte schraalbeton (N/mm²)
 E_f = statische elasticiteitsmodulus schraalbeton (N/mm²)

Overeenkomstig de Voorschriften Beton (VBC 1995) en het VENCON-programma wordt voor de buigtreksterkte van ongewapend beton aangehouden:

$$f_{btg \text{ (beton)}} = 1,4 \times \left(1,6 - \frac{h}{1000}\right) \times (1,05 + 0,05 \times B) \quad (14)$$

waarin: $f_{btg \text{ (beton)}}$ = gemiddelde buigtreksterkte beton (N/mm²)
 h = dikte ongewapende betonverharding (mm)
 B = beton-sterkteklasse

Zowel voor het schraalbeton als voor het ongewapend beton wordt de VENCON-vermoeiingsrelatie gehanteerd (welke betrekking heeft op de 50% vermoeiingslijn, het is dus een 'gemiddelde' relatie):

$$\log N_f = \frac{16,8 \times \left(0,9 - \frac{\sigma_{\max}}{f_b}\right)}{1,0667 - \frac{\sigma_{\min}}{f_b}} \quad \text{met } 0,83 \leq \frac{\sigma_{\max}}{f_b} \leq 0,5 \quad (15)$$

waarin: N_f = aantal lastherhalingen tot breuk
 $\sigma_{\max}$ = maximale buigtrekspanning (= $\sigma_p + \sigma_t$) (N/mm²)
 $\sigma_{\min}$ = minimale buigtrekspanning (= σ_t) (N/mm²)
 f_b = gemiddelde buigtreksterkte schraalbeton c.q. beton (N/mm²)

Het dimensioneringscriterium (scheurvorming ontstaat) is de cumulatieve beschadigingsregel van Palmgren-Miner:

$$\sum \frac{n}{N_f} = 1,0 \quad (16)$$

waarin: n = optredend aantal lastherhalingen
 N = aantal lastherhalingen tot breuk

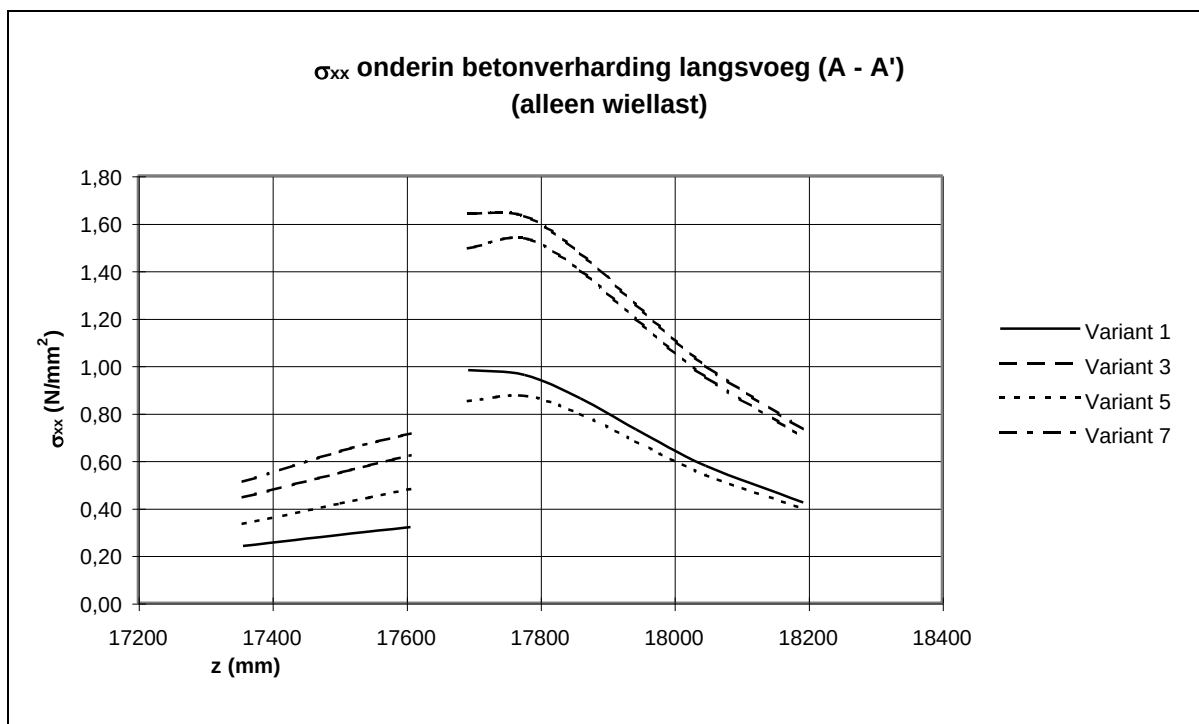
Bijlage 4

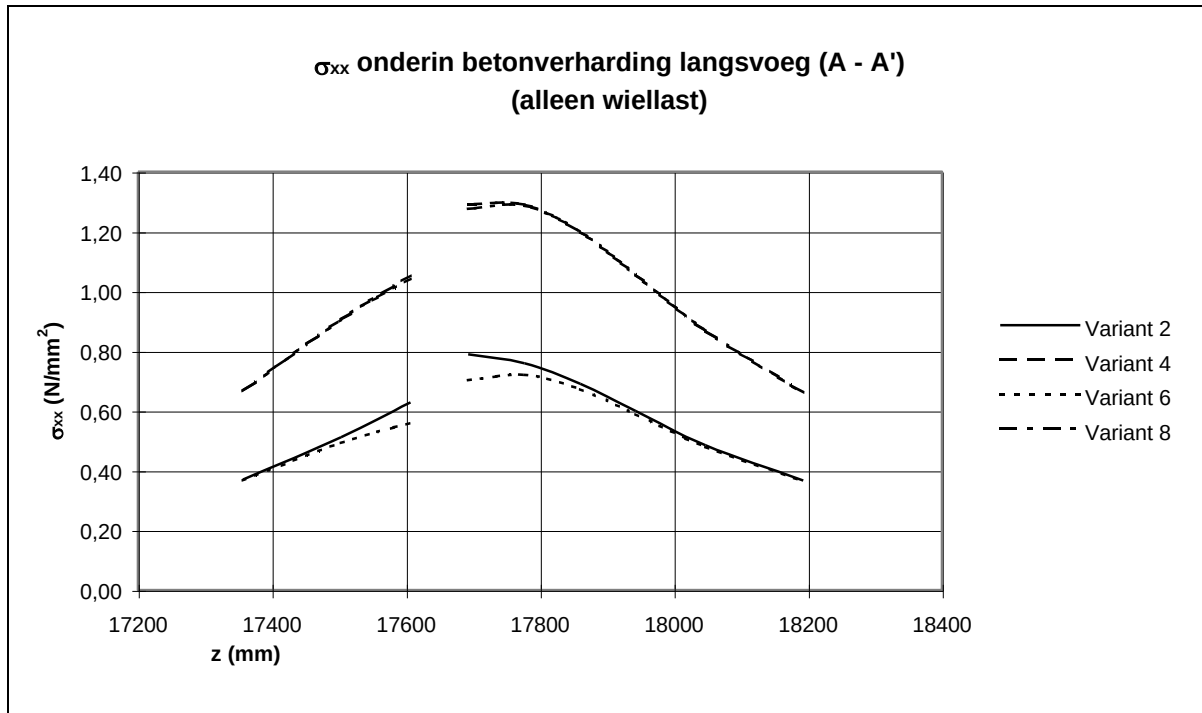
Spanningsgrafieken raai A-A' en raai B-B' (hoofdstuk 8)

Voor alle grafieken in deze bijlage geldt als er wordt vermeld:

Wiellast: $P = 80 \text{ kN}$ t.p.v. $7352 \text{ (mm)} \leq x \leq 7652 \text{ (mm)}$
 $17651,5 \text{ (mm)} \leq z \leq 17901,5 \text{ (mm)}$

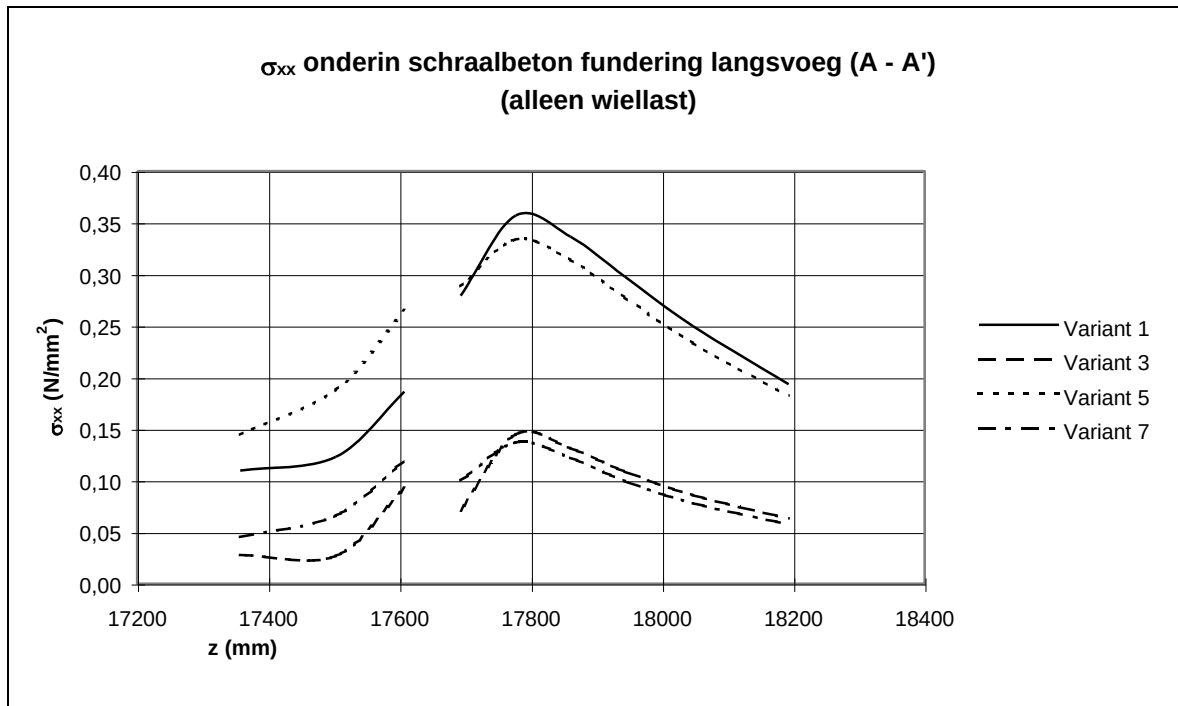
Temperatuurgradiënt: betonverharding: $0,05 \text{ }^{\circ}\text{C/mm}$
 schraalbeton fundering: $0,03 \text{ }^{\circ}\text{C/mm}$

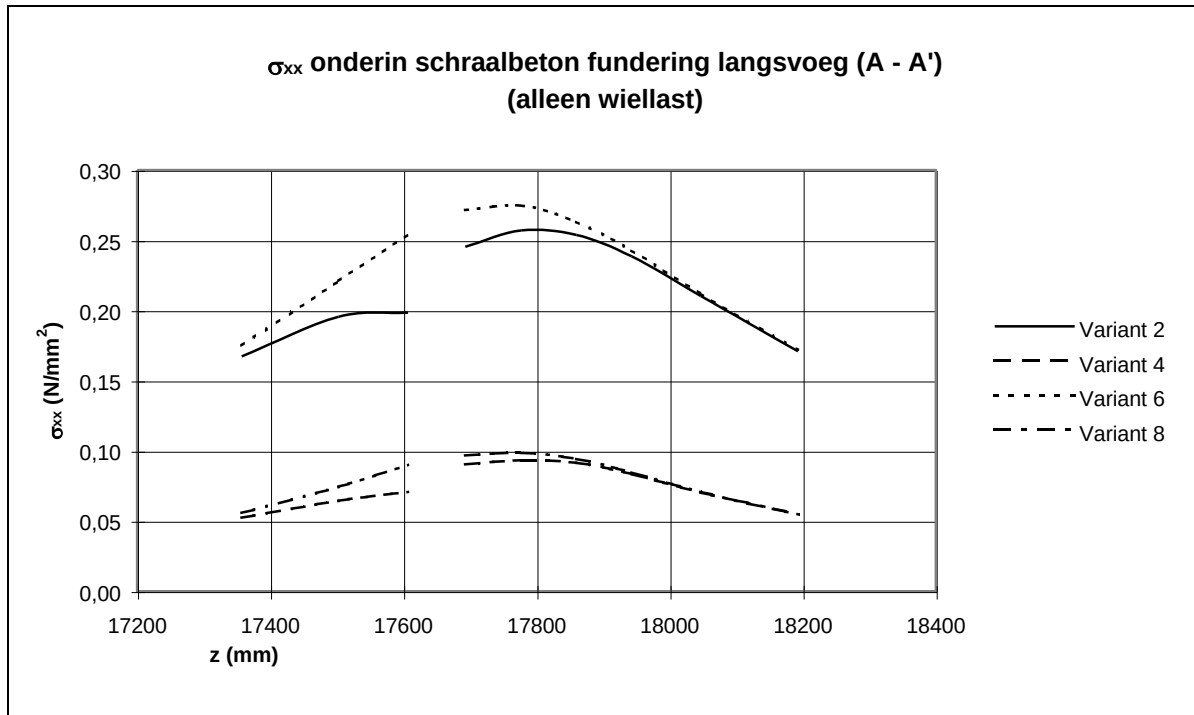




Wiellast: $P = 80 \text{ kN}$ t.p.v. $7352 \text{ (mm)} \leq x \leq 7652 \text{ (mm)}$
 $17651,5 \text{ (mm)} \leq z \leq 17901,5 \text{ (mm)}$

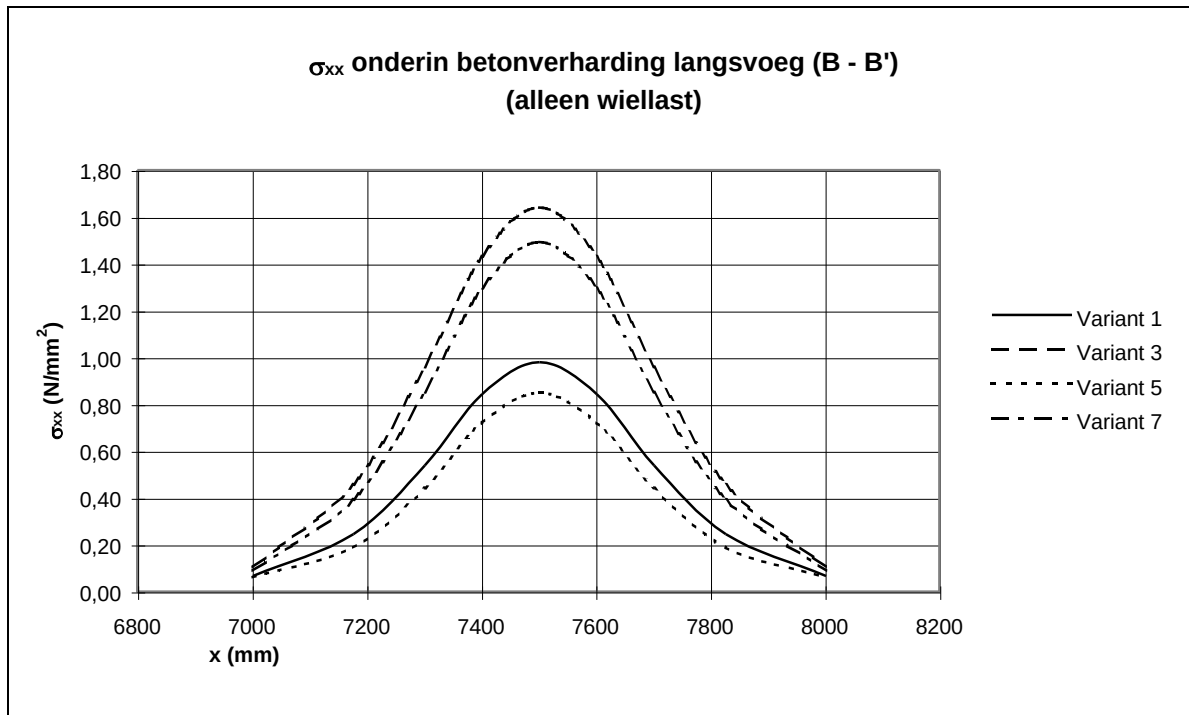
Temperatuurgradiënt: betonverharding: $0,05 \text{ }^\circ\text{C/mm}$
 schraalbeton fundering: $0,03 \text{ }^\circ\text{C/mm}$

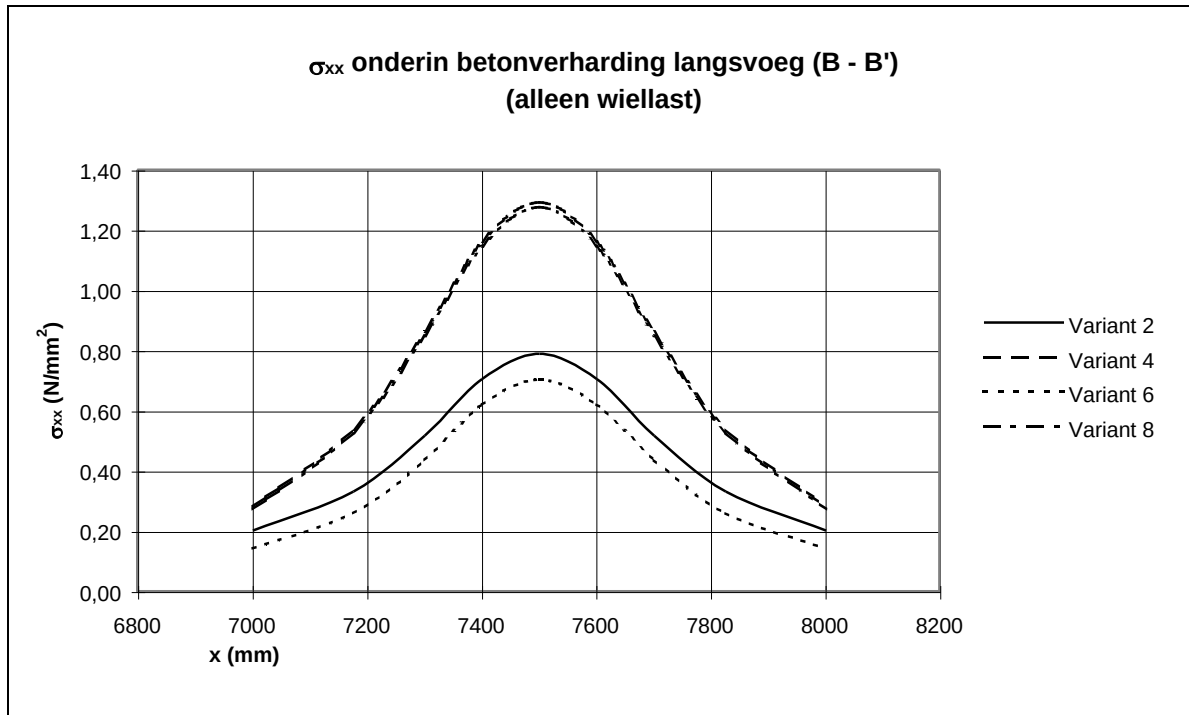




Wiellast: $P = 80 \text{ kN}$ t.p.v. $7352 \text{ (mm)} \leq x \leq 7652 \text{ (mm)}$
 $17651,5 \text{ (mm)} \leq z \leq 17901,5 \text{ (mm)}$

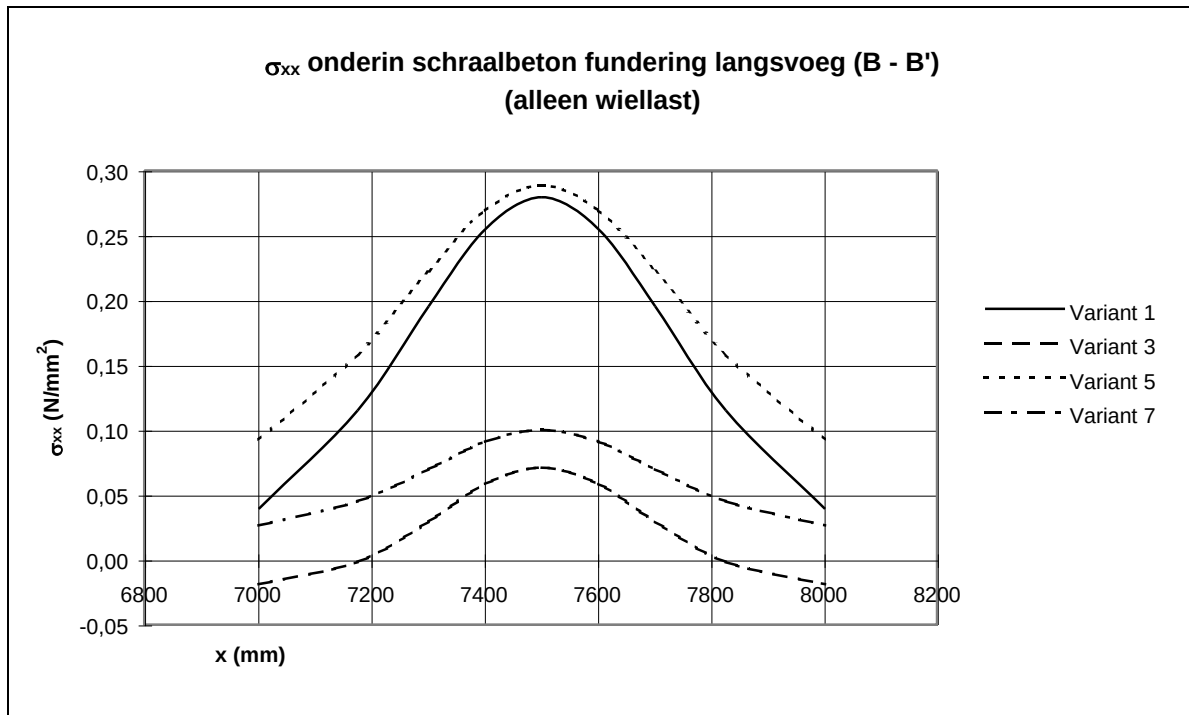
Temperatuurgradiënt: betonverharding: $0,05 \text{ }^\circ\text{C/mm}$
 schraalbeton fundering: $0,03 \text{ }^\circ\text{C/mm}$

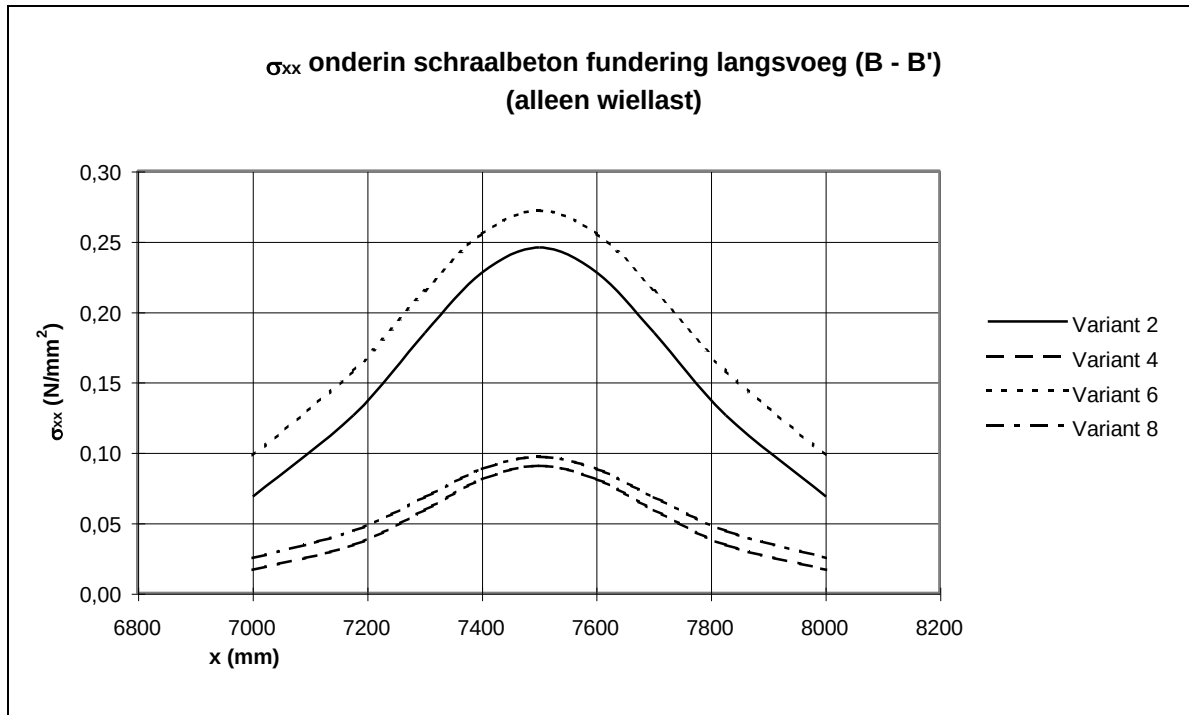




Wiellast: $P = 80 \text{ kN}$ t.p.v. $7352 \text{ (mm)} \leq x \leq 7652 \text{ (mm)}$
 $17651,5 \text{ (mm)} \leq z \leq 17901,5 \text{ (mm)}$

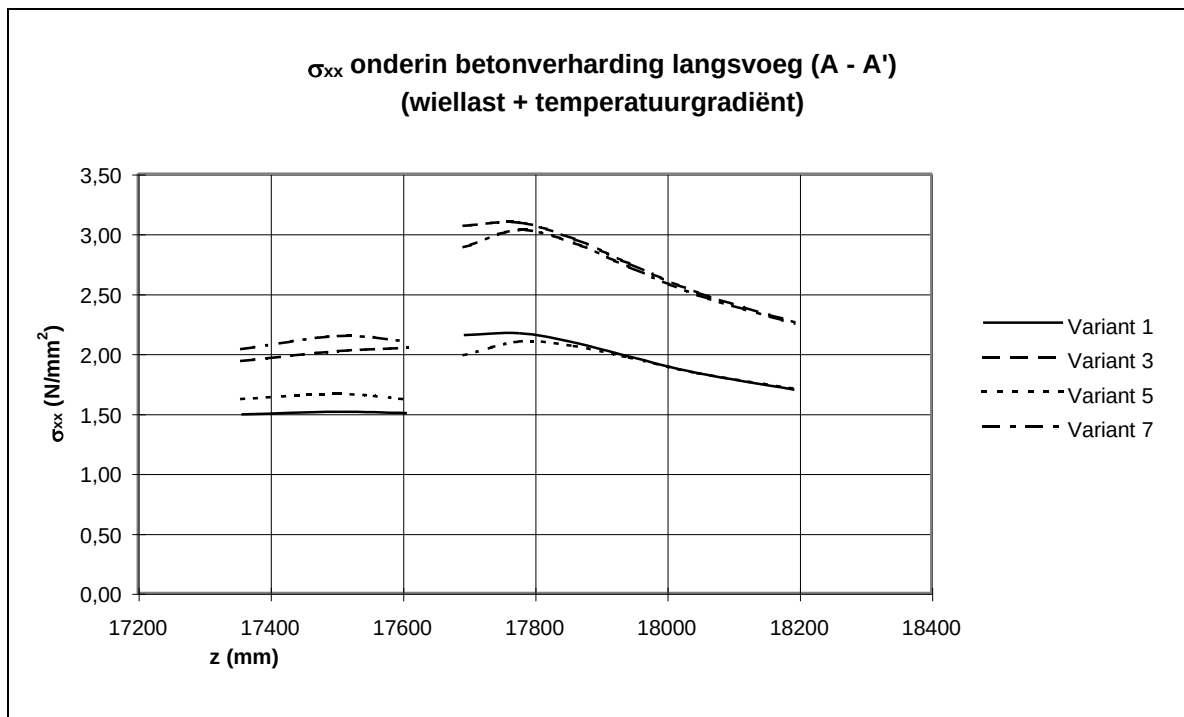
Temperatuurgradiënt: betonverharding: $0,05 \text{ }^\circ\text{C/mm}$
 schraalbeton fundering: $0,03 \text{ }^\circ\text{C/mm}$

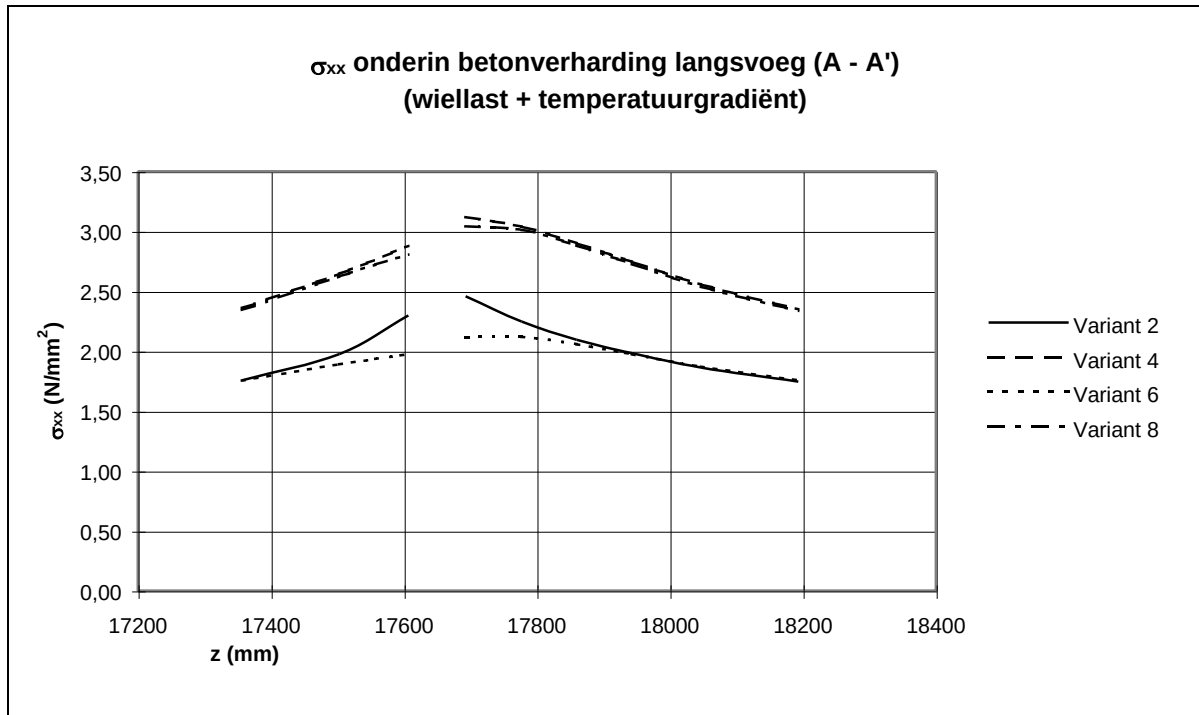




Wiellast: $P = 80 \text{ kN}$ t.p.v. $7352 \text{ (mm)} \leq x \leq 7652 \text{ (mm)}$
 $17651,5 \text{ (mm)} \leq z \leq 17901,5 \text{ (mm)}$

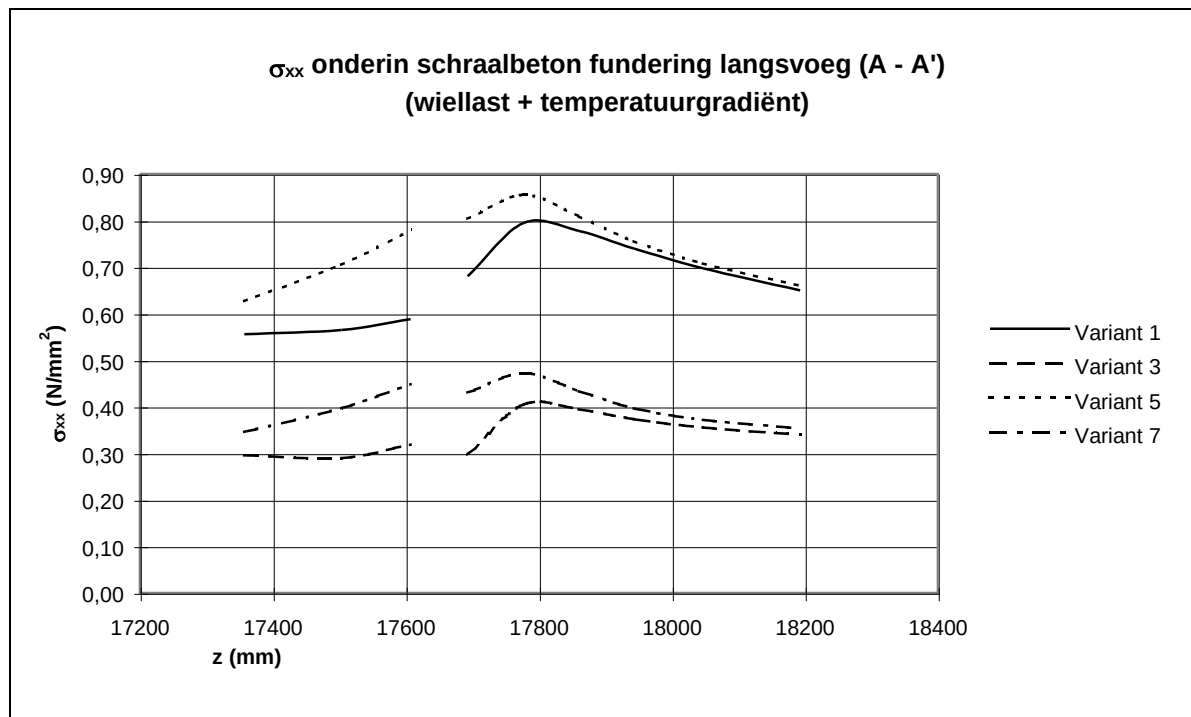
Temperatuurgradiënt: betonverharding: $0,05 \text{ }^\circ\text{C/mm}$
 schraalbeton fundering: $0,03 \text{ }^\circ\text{C/mm}$

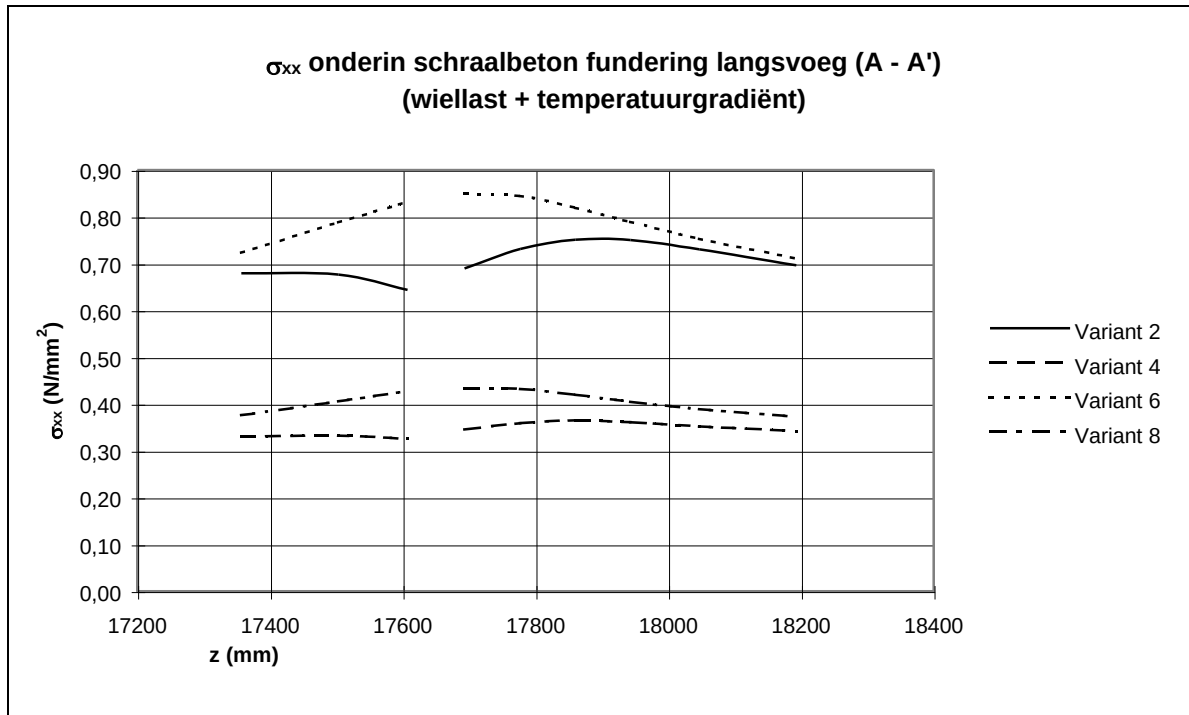




Wiellast: $P = 80 \text{ kN}$ t.p.v. $7352 \text{ (mm)} \leq x \leq 7652 \text{ (mm)}$
 $17651,5 \text{ (mm)} \leq z \leq 17901,5 \text{ (mm)}$

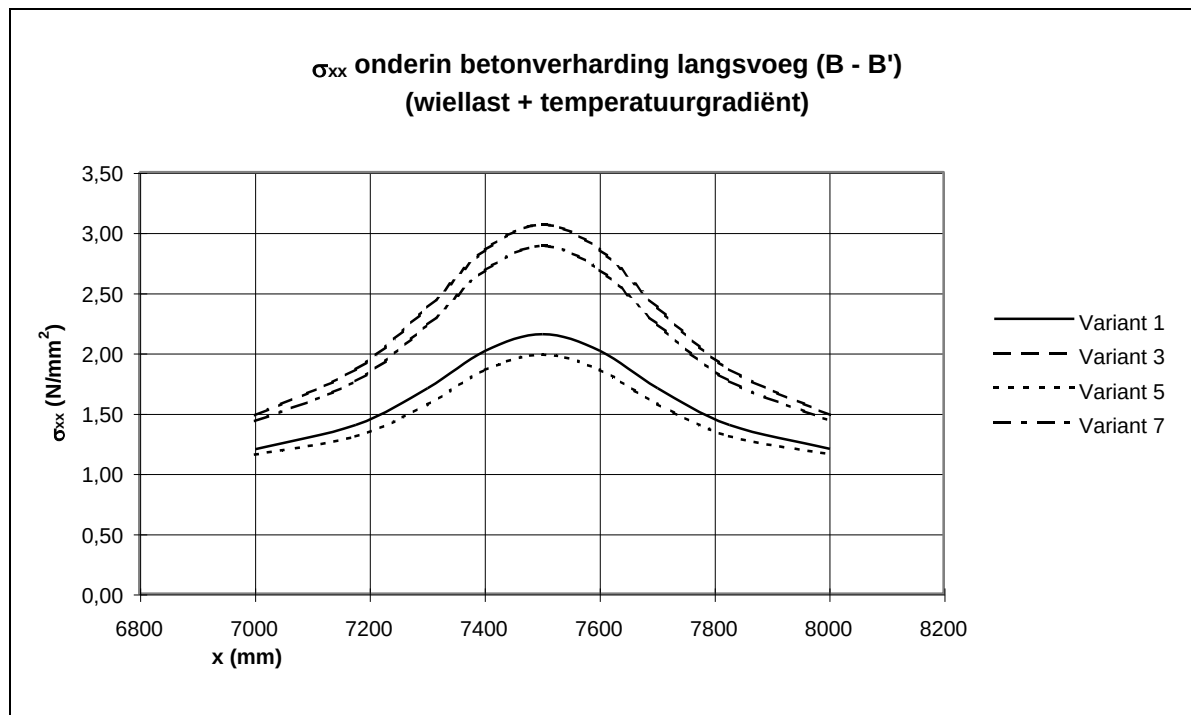
Temperatuurgradiënt: betonverharding: $0,05 \text{ }^{\circ}\text{C/mm}$
 schraalbeton fundering: $0,03 \text{ }^{\circ}\text{C/mm}$

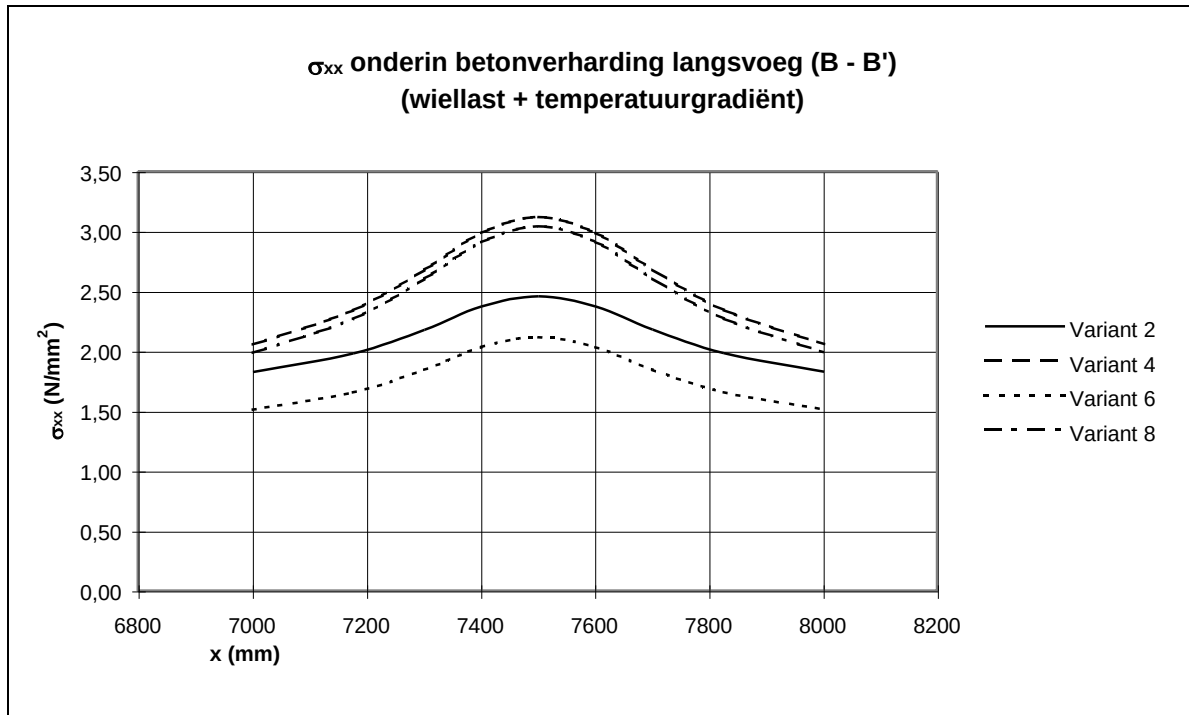




Wiellast: $P = 80 \text{ kN}$ t.p.v. $7352 \text{ (mm)} \leq x \leq 7652 \text{ (mm)}$
 $17651,5 \text{ (mm)} \leq z \leq 17901,5 \text{ (mm)}$

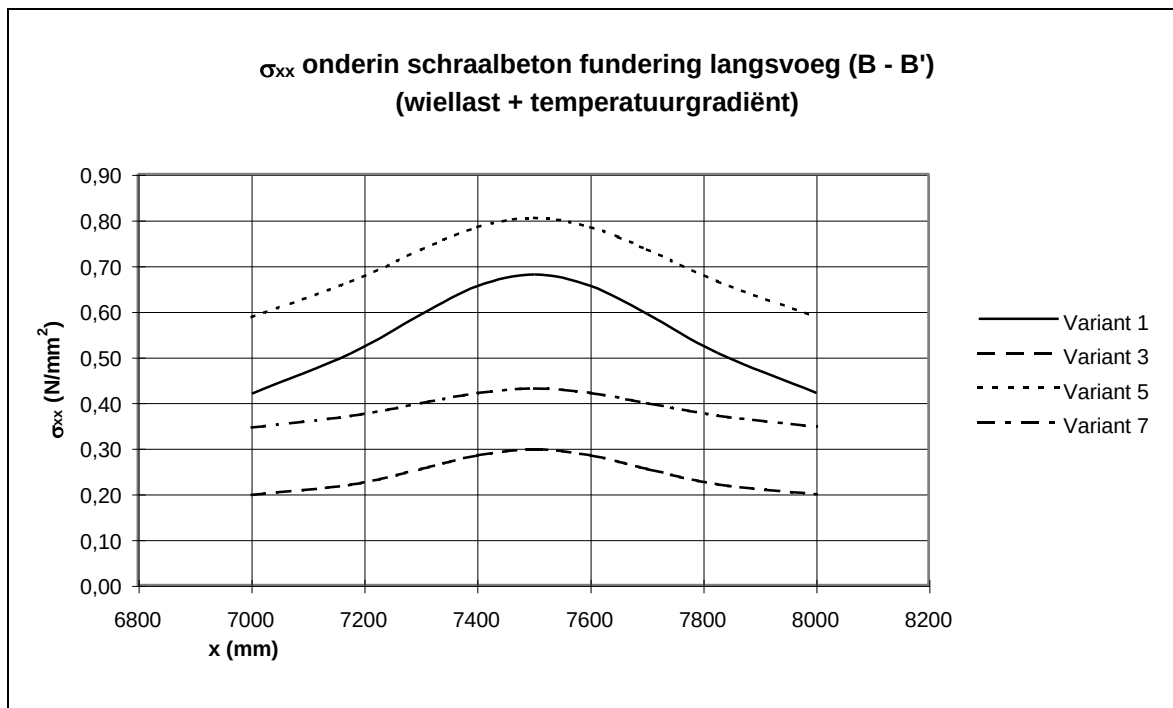
Temperatuurgradiënt: betonverharding: $0,05 \text{ }^\circ\text{C/mm}$
schraalbeton fundering: $0,03 \text{ }^\circ\text{C/mm}$

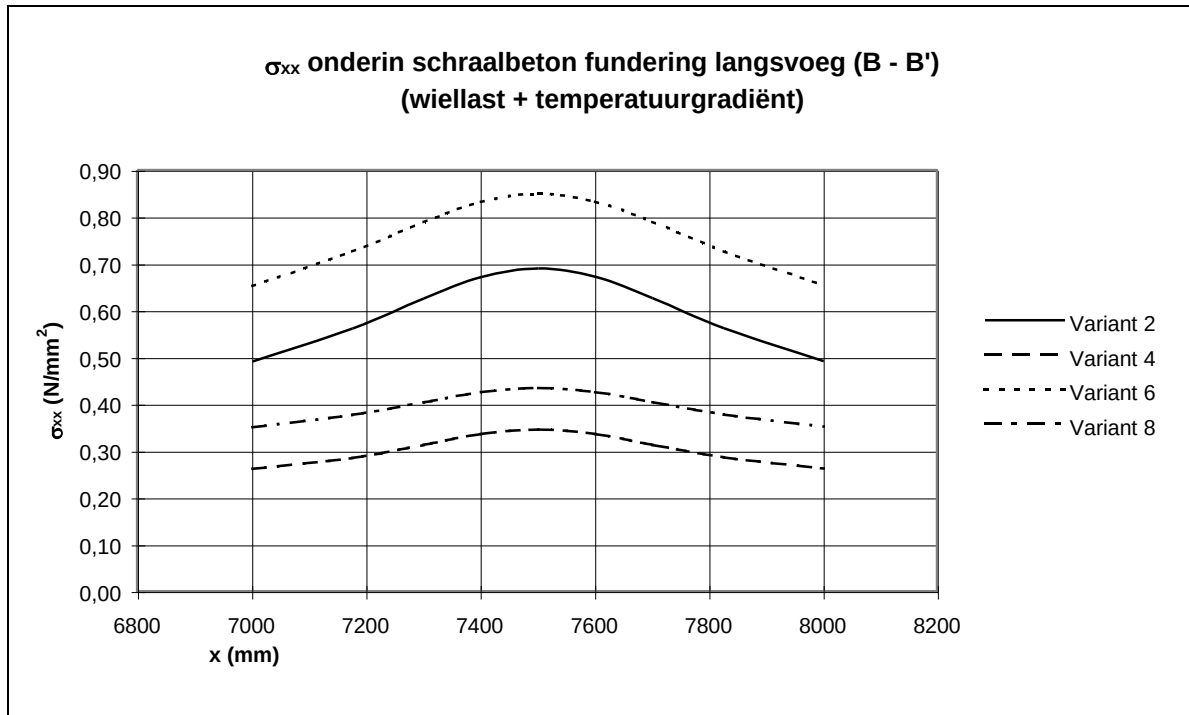




Wiellast: $P = 80 \text{ kN}$ t.p.v. $7352 \text{ (mm)} \leq x \leq 7652 \text{ (mm)}$
 $17651,5 \text{ (mm)} \leq z \leq 17901,5 \text{ (mm)}$

Temperatuurgradiënt: betonverharding: $0,05 \text{ }^\circ\text{C/mm}$
 schraalbeton fundering: $0,03 \text{ }^\circ\text{C/mm}$





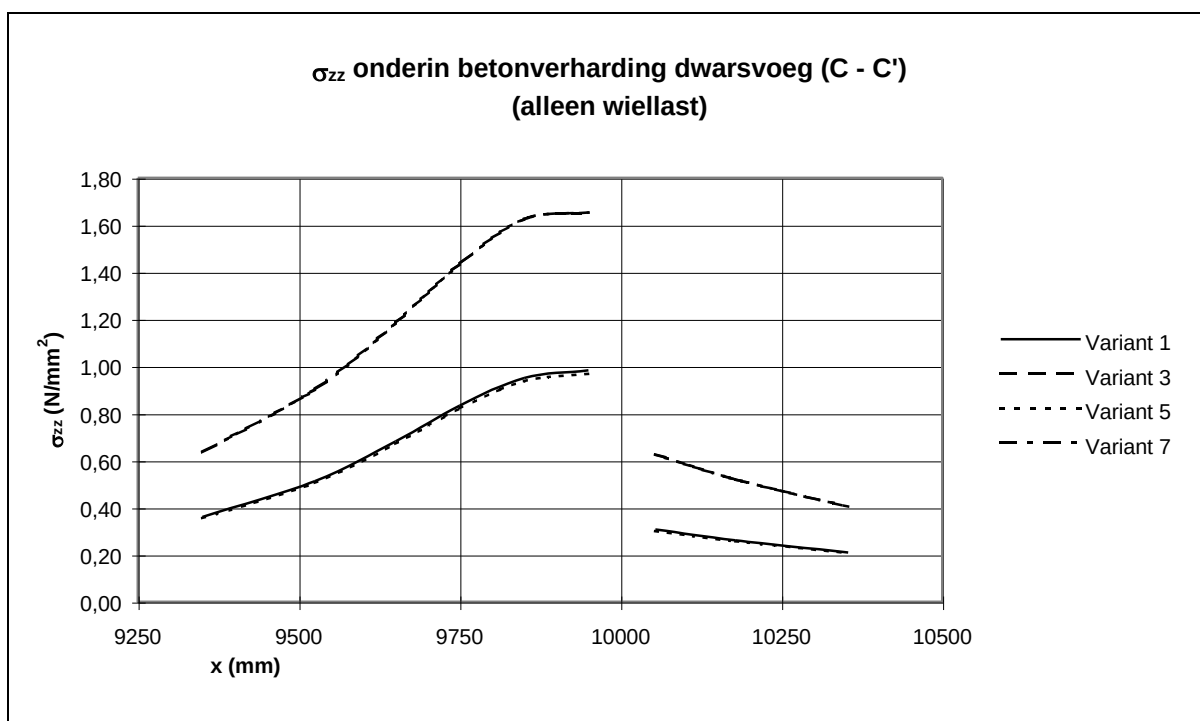
Bijlage 5

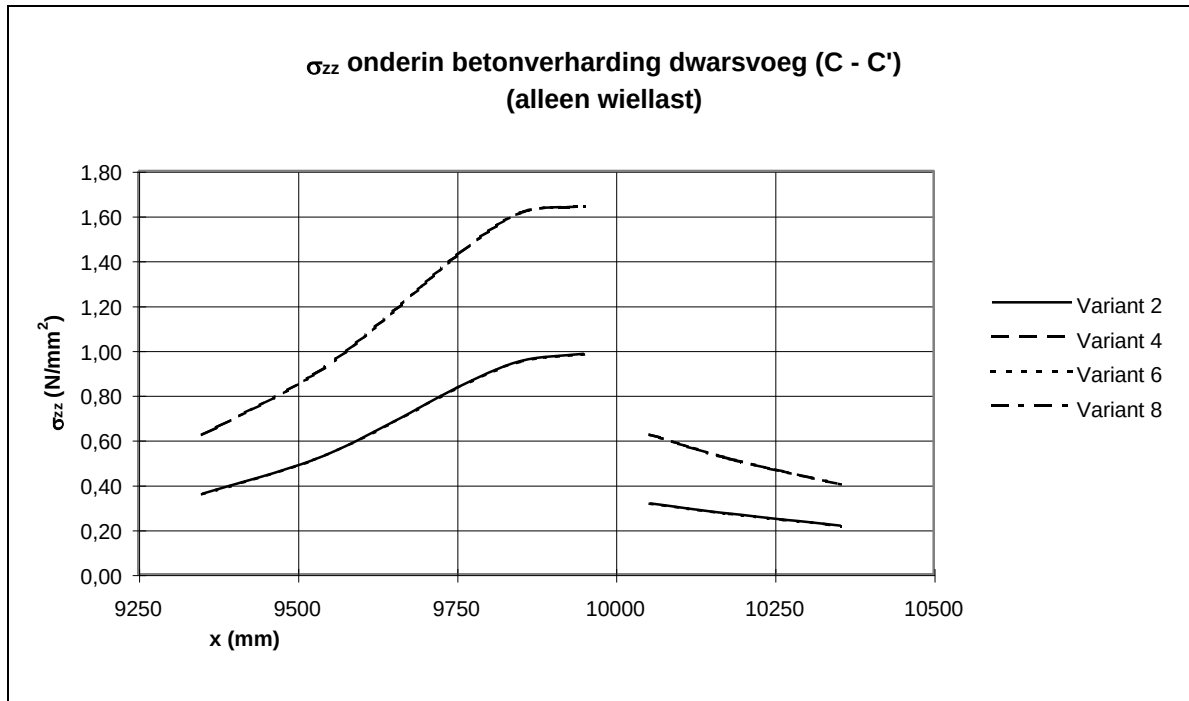
Spanningsgrafieken raai C-C' en raai D-D' (hoofdstuk 8)

Voor alle grafieken in deze bijlage geldt als er wordt vermeld:

Wiellast: $P = 80 \text{ kN}$ t.p.v. $9700,5 \text{ (mm)} \leq x \leq 10000,5 \text{ (mm)}$
 $18649,5 \text{ (mm)} \leq z \leq 18999,5 \text{ (mm)}$

Temperatuurgradiënt: betonverharding: $0,05 \text{ }^{\circ}\text{C/mm}$
 schraalbeton fundering: $0,03 \text{ }^{\circ}\text{C/mm}$

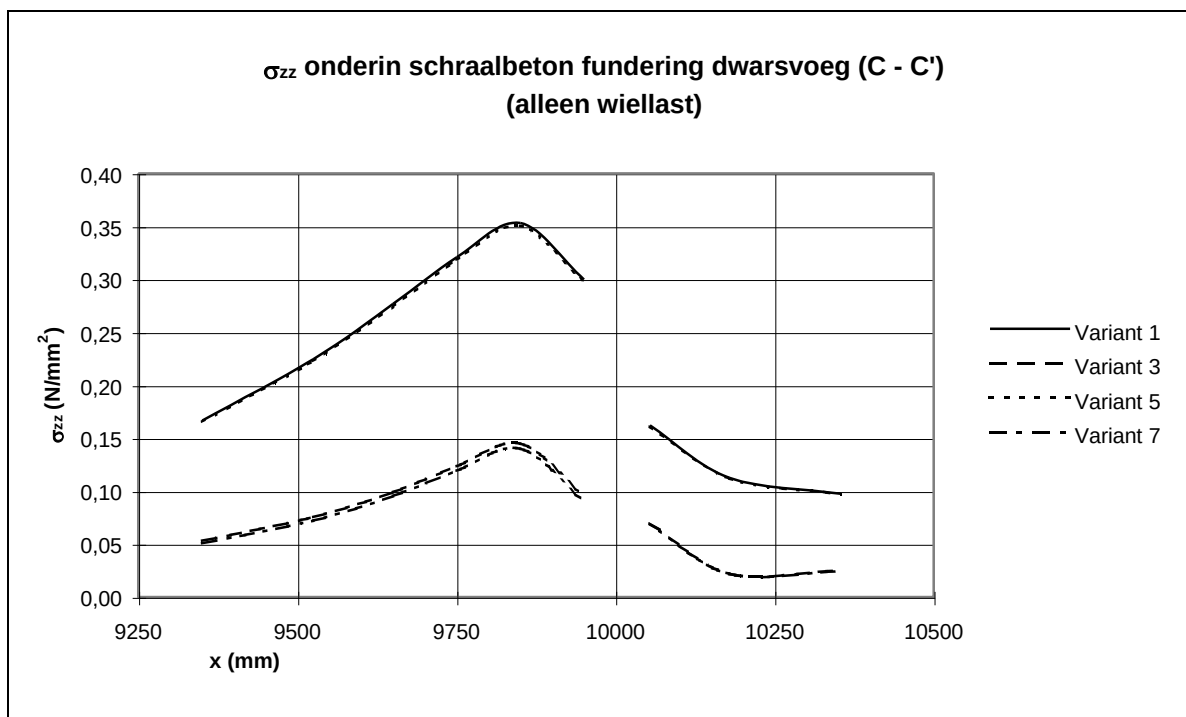


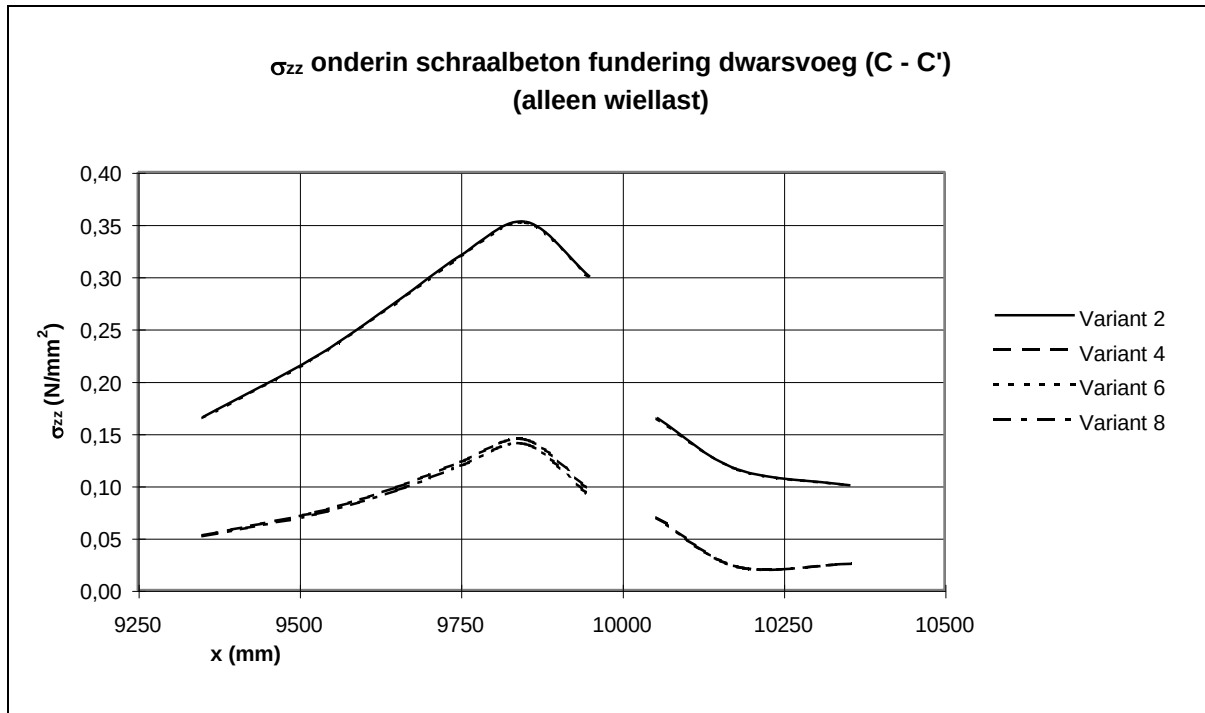


Voor alle grafieken in deze bijlage geldt als er wordt vermeld:

Wiellast: $P = 80 \text{ kN}$ t.p.v. $9700,5 \text{ (mm)} \leq x \leq 10000,5 \text{ (mm)}$
 $18649,5 \text{ (mm)} \leq z \leq 18999,5 \text{ (mm)}$

Temperatuurgradiënt: betonverharding: $0,05 \text{ }^\circ\text{C/mm}$
schraalbeton fundering: $0,03 \text{ }^\circ\text{C/mm}$

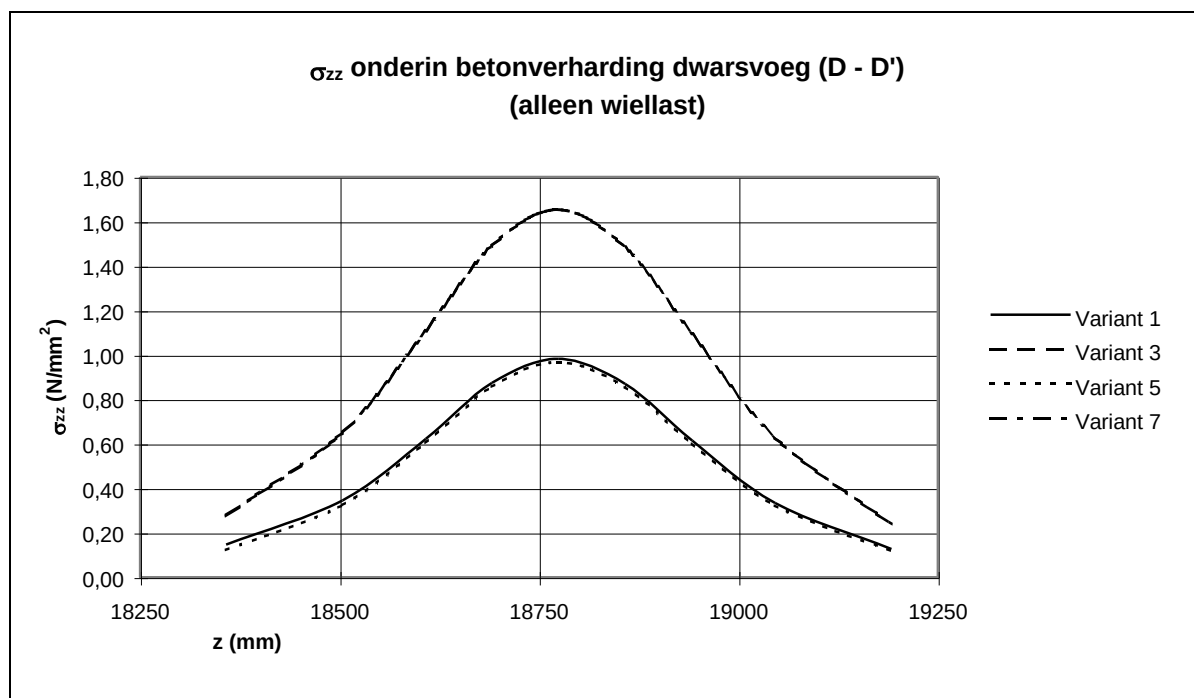


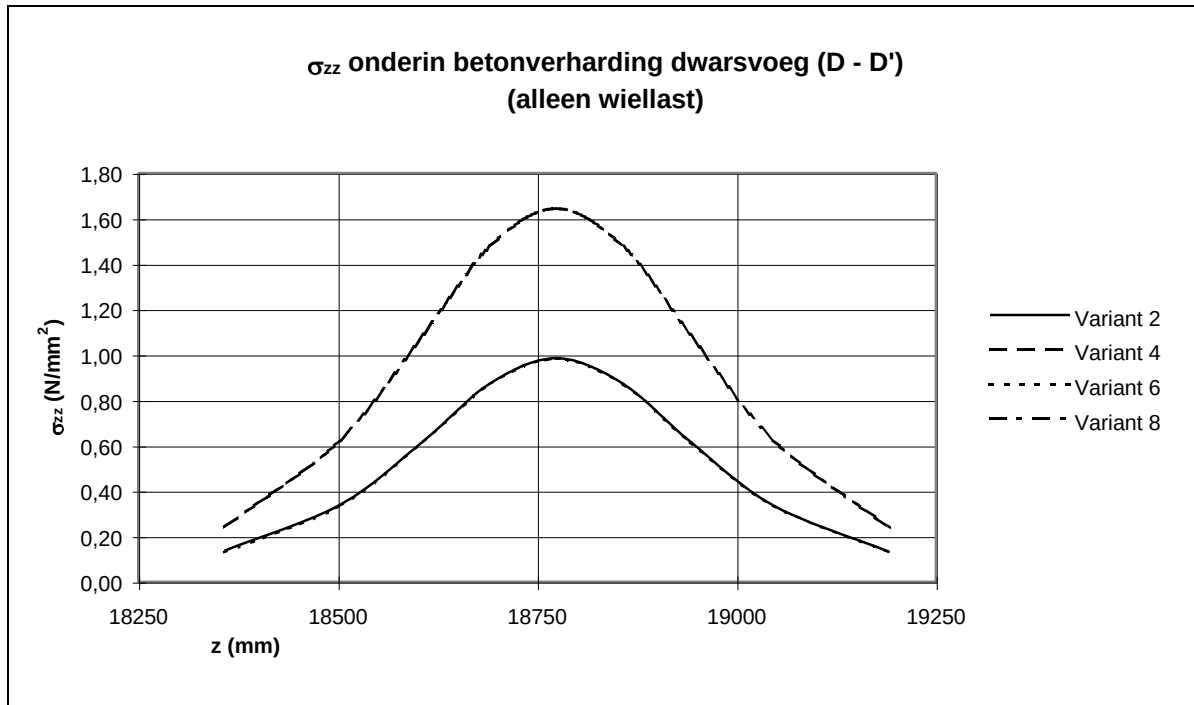


Voor alle grafieken in deze bijlage geldt als er wordt vermeld:

Wiellast: $P = 80 \text{ kN}$ t.p.v. $9700,5 \text{ (mm)} \leq x \leq 10000,5 \text{ (mm)}$
 $18649,5 \text{ (mm)} \leq z \leq 18999,5 \text{ (mm)}$

Temperatuurgradiënt: betonverharding: $0,05 \text{ }^\circ\text{C/mm}$
schraalbeton fundering: $0,03 \text{ }^\circ\text{C/mm}$

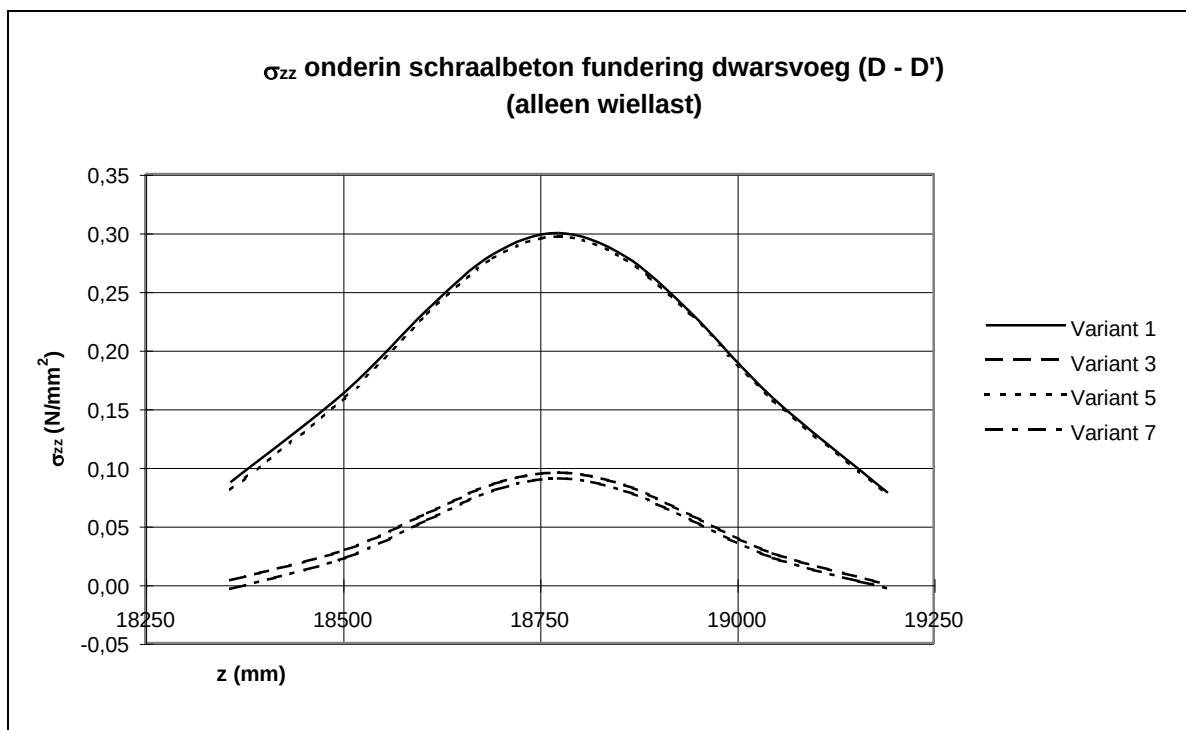


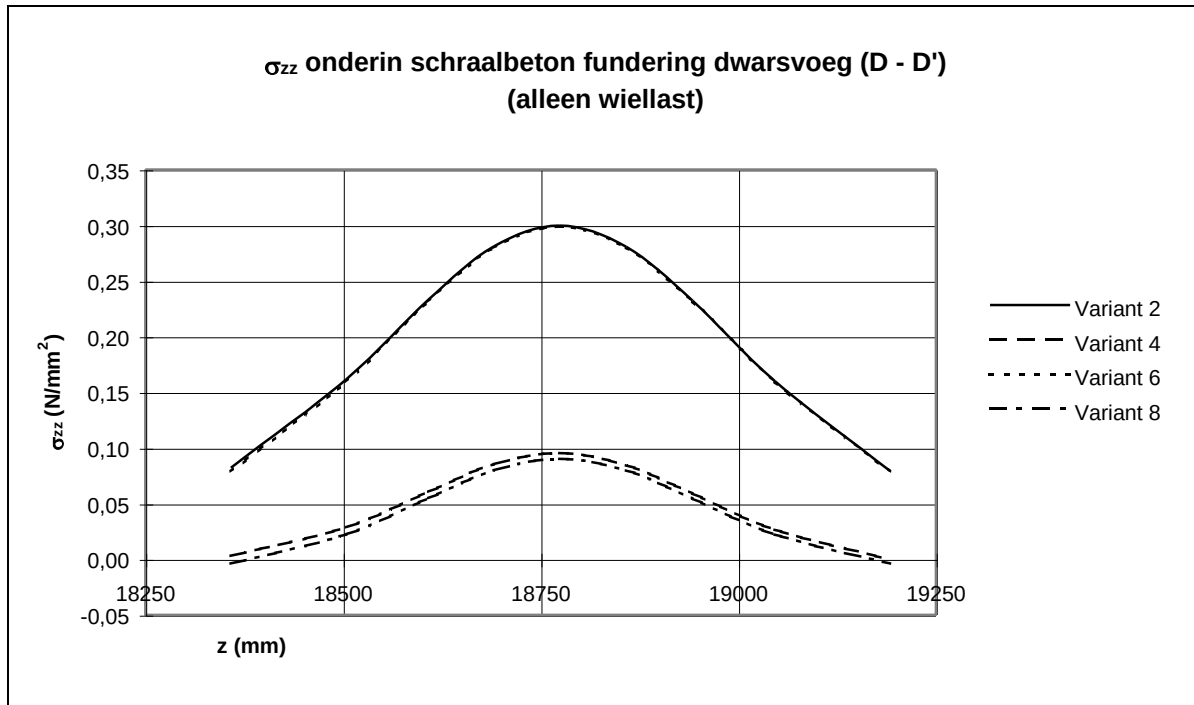


Voor alle grafieken in deze bijlage geldt als er wordt vermeld:

Wiellast: $P = 80 \text{ kN}$ t.p.v. $9700,5 \text{ (mm)} \leq x \leq 10000,5 \text{ (mm)}$
 $18649,5 \text{ (mm)} \leq z \leq 18999,5 \text{ (mm)}$

Temperatuurgradiënt: betonverharding: $0,05 \text{ }^{\circ}\text{C/mm}$
 schraalbeton fundering: $0,03 \text{ }^{\circ}\text{C/mm}$

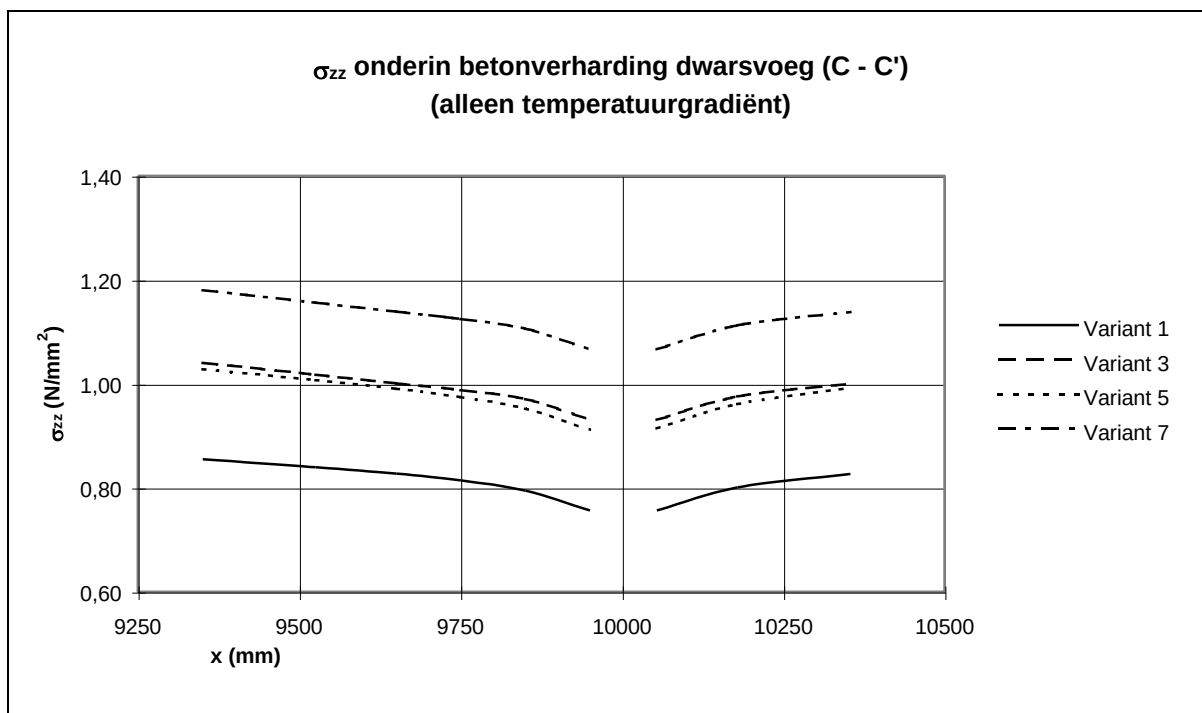


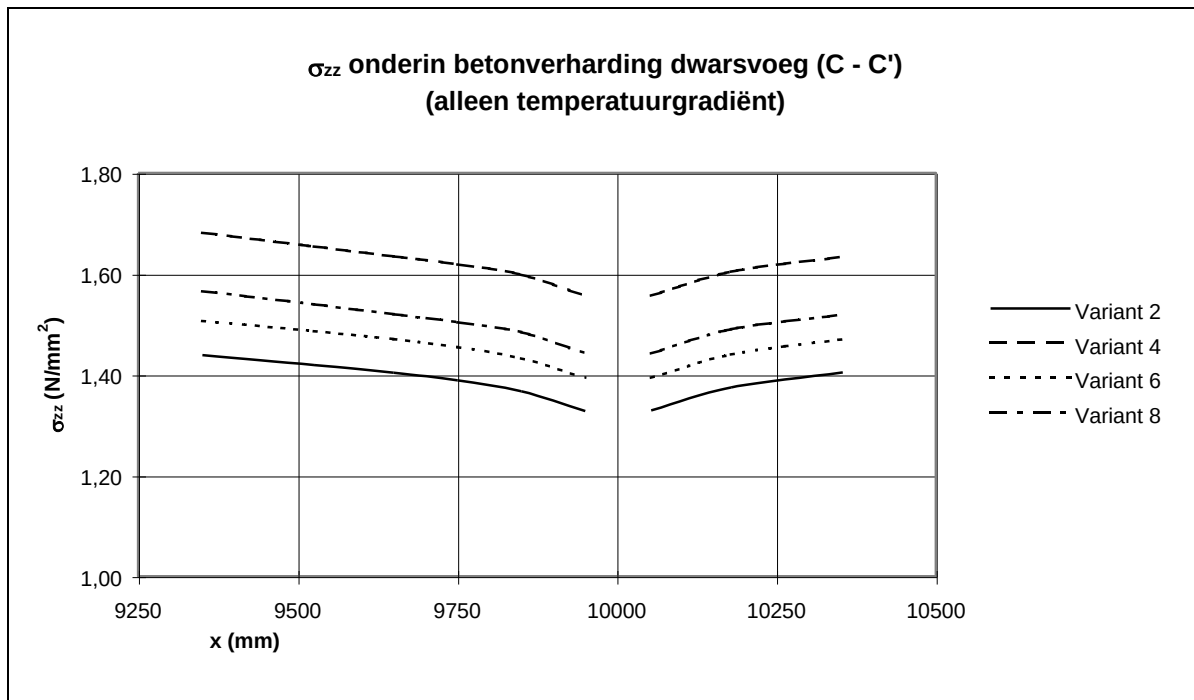


Voor alle grafieken in deze bijlage geldt als er wordt vermeld:

Wiellast: $P = 80 \text{ kN}$ t.p.v. $9700,5 \text{ (mm)} \leq x \leq 10000,5 \text{ (mm)}$
 $18649,5 \text{ (mm)} \leq z \leq 18999,5 \text{ (mm)}$

Temperatuurgradiënt: betonverharding: $0,05 \text{ }^{\circ}\text{C/mm}$
 schraalbeton fundering: $0,03 \text{ }^{\circ}\text{C/mm}$

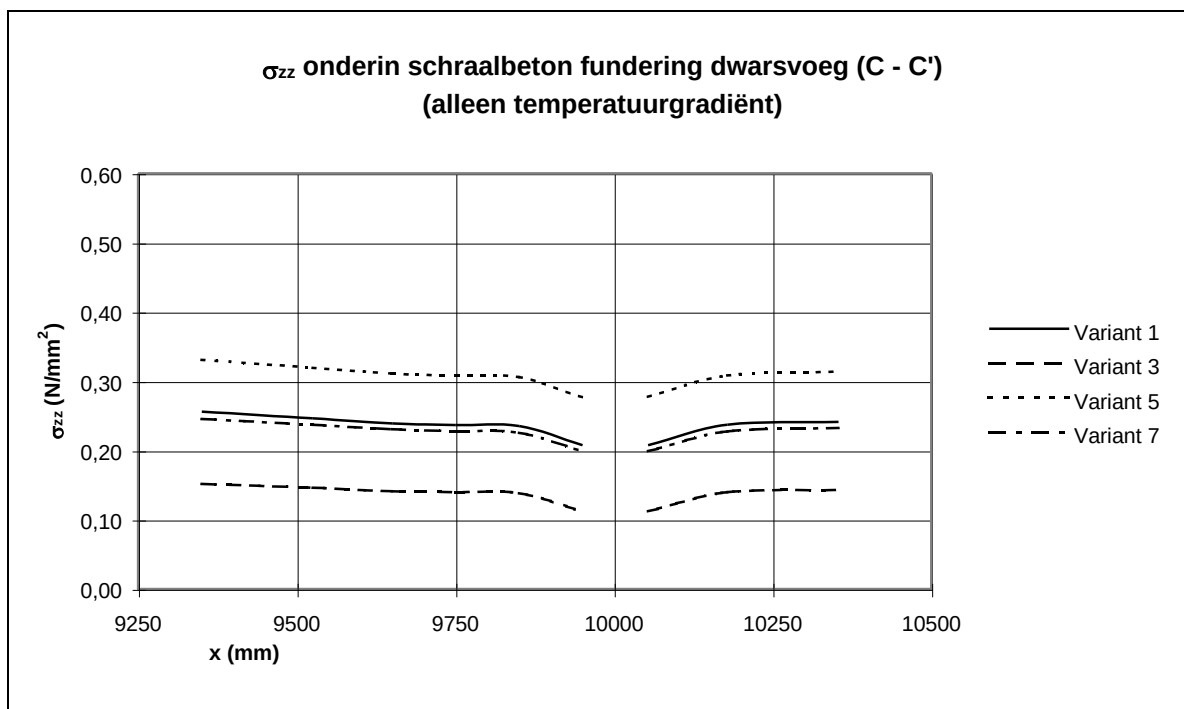


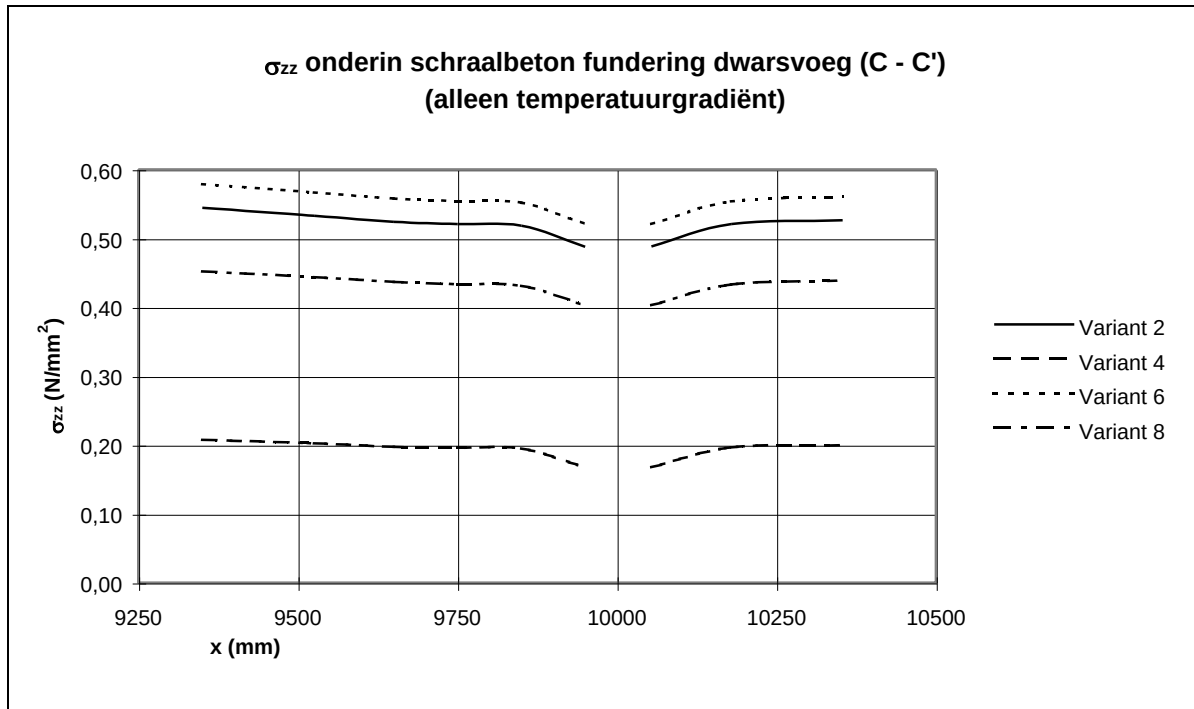


Voor alle grafieken in deze bijlage geldt als er wordt vermeld:

Wiellast: $P = 80 \text{ kN}$ t.p.v. $9700,5 \text{ (mm)} \leq x \leq 10000,5 \text{ (mm)}$
 $18649,5 \text{ (mm)} \leq z \leq 18999,5 \text{ (mm)}$

Temperatuurgradiënt: betonverharding: $0,05 \text{ }^{\circ}\text{C/mm}$
 schraalbeton fundering: $0,03 \text{ }^{\circ}\text{C/mm}$

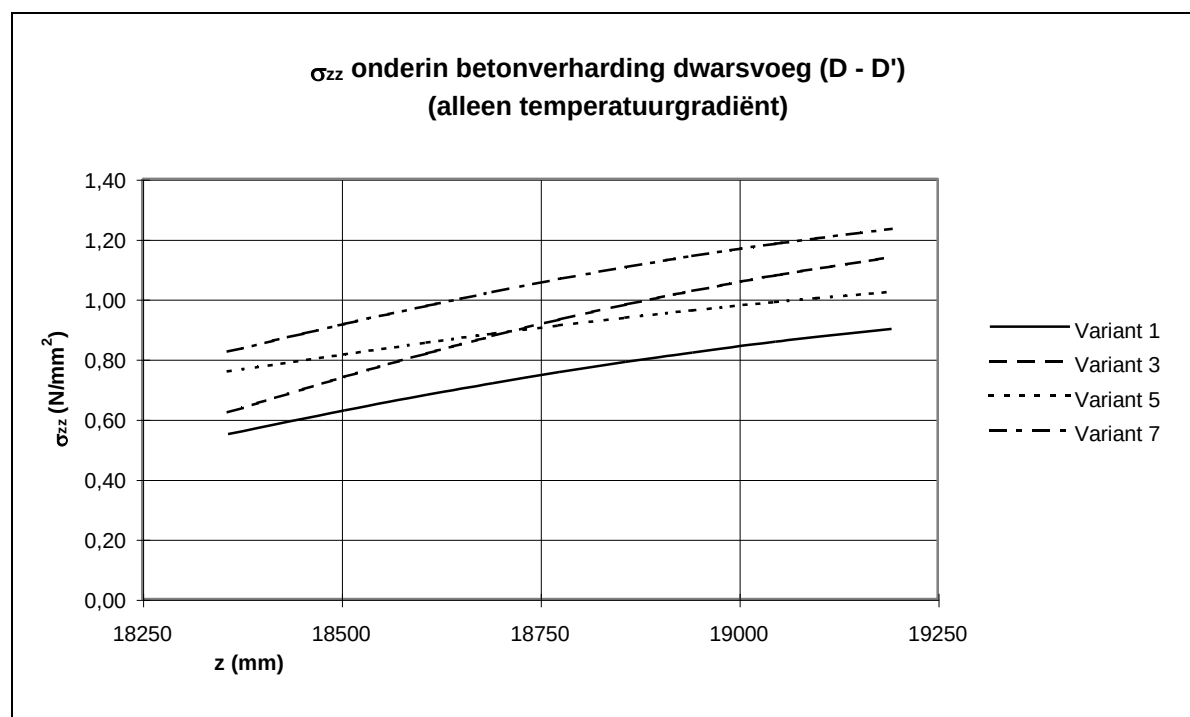


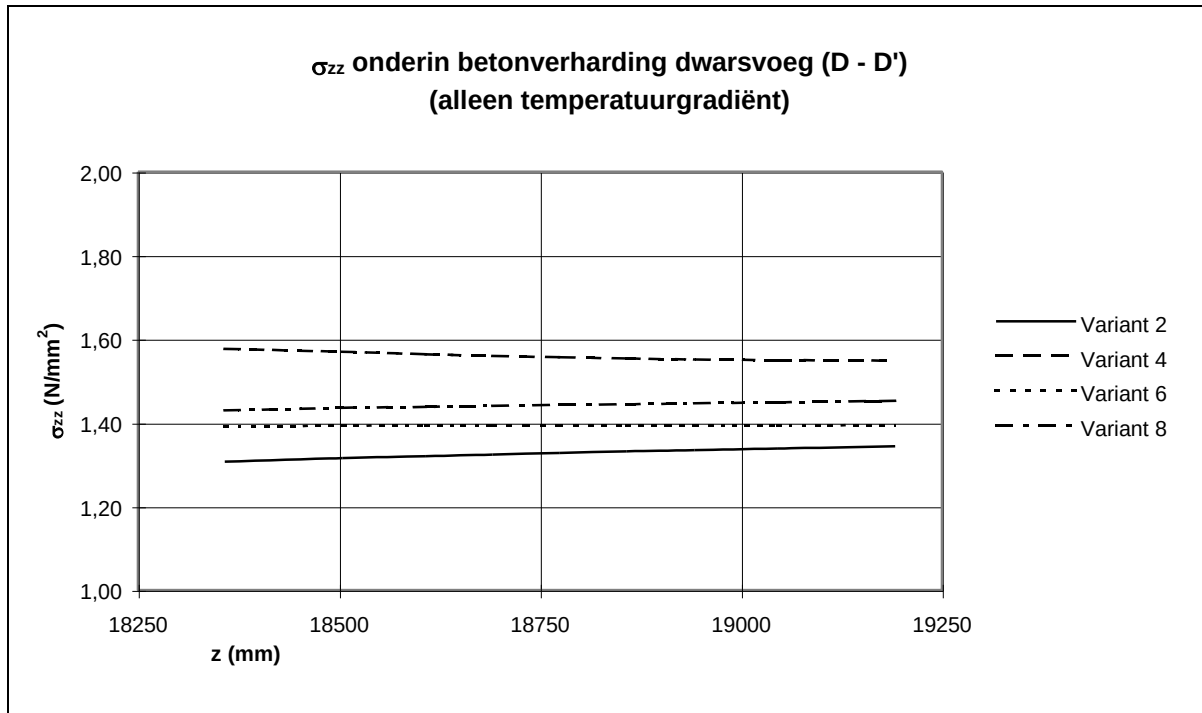


Voor alle grafieken in deze bijlage geldt als er wordt vermeld:

Wiellast: $P = 80 \text{ kN}$ t.p.v. $9700,5 \text{ (mm)} \leq x \leq 10000,5 \text{ (mm)}$
 $18649,5 \text{ (mm)} \leq z \leq 18999,5 \text{ (mm)}$

Temperatuurgradiënt: betonverharding: $0,05 \text{ }^\circ\text{C/mm}$
schraalbeton fundering: $0,03 \text{ }^\circ\text{C/mm}$

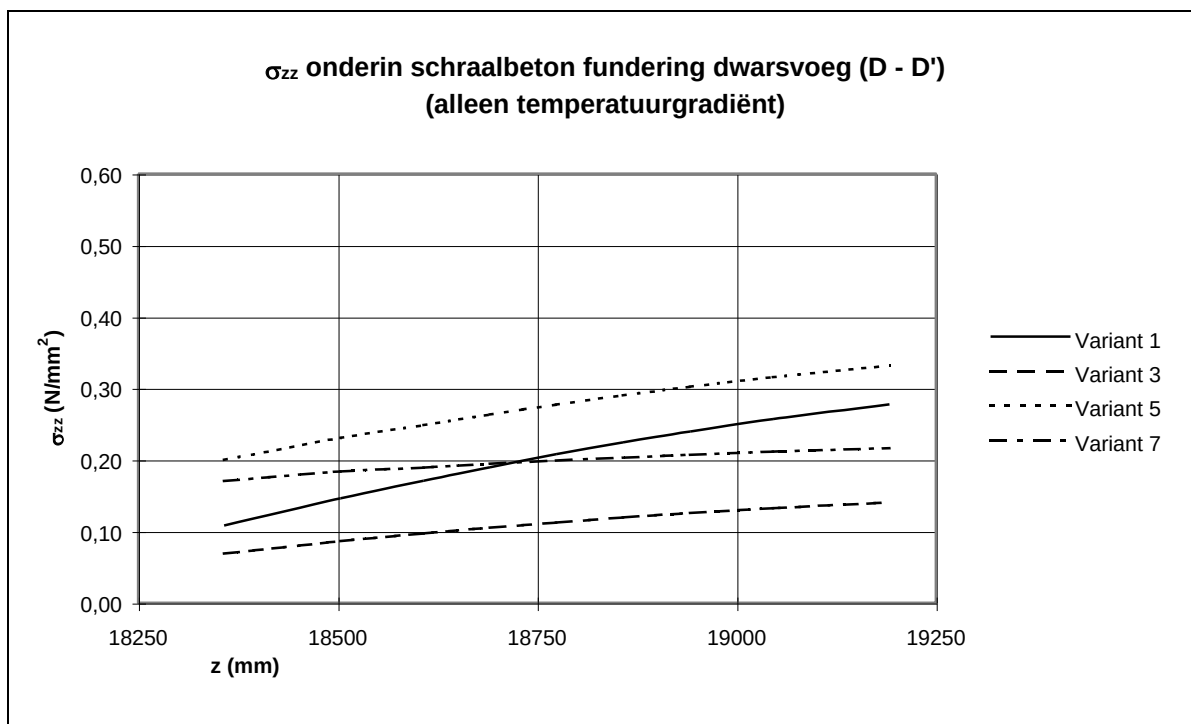


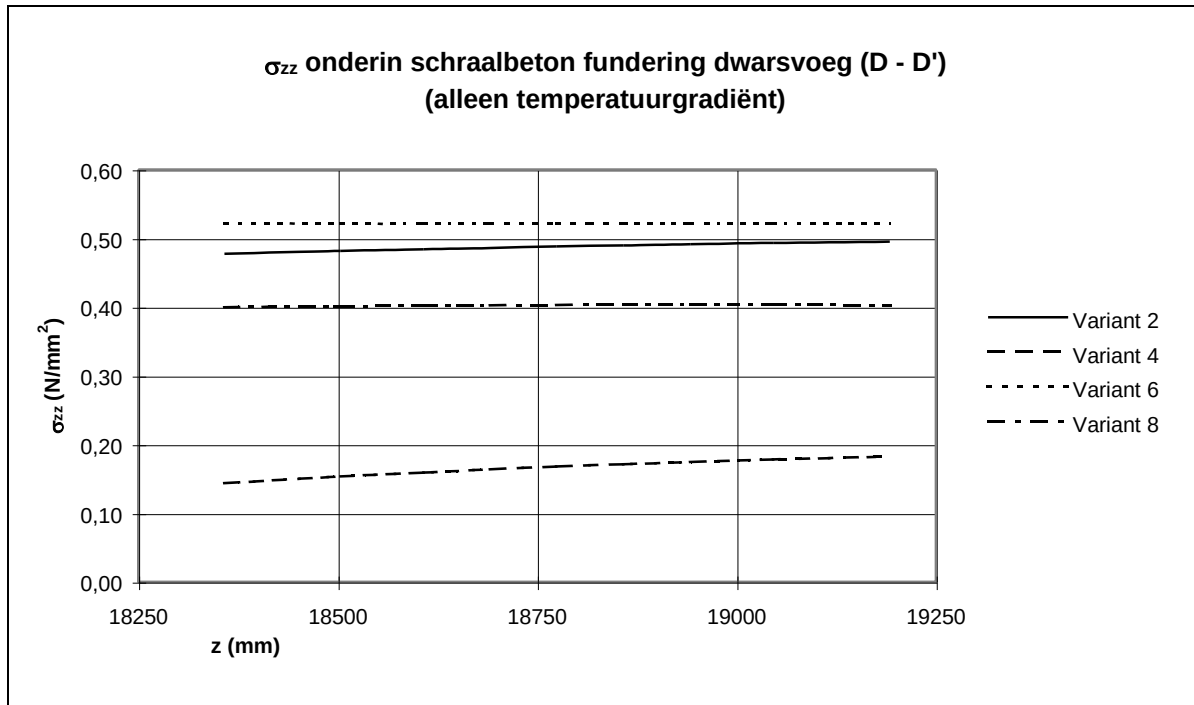


Voor alle grafieken in deze bijlage geldt als er wordt vermeld:

Wiellast: $P = 80 \text{ kN}$ t.p.v. $9700,5 \text{ (mm)} \leq x \leq 10000,5 \text{ (mm)}$
 $18649,5 \text{ (mm)} \leq z \leq 18999,5 \text{ (mm)}$

Temperatuurgradiënt: betonverharding: $0,05 \text{ }^\circ\text{C/mm}$
 schraalbeton fundering: $0,03 \text{ }^\circ\text{C/mm}$





Bijlage 6

Levensduur analyse hoofdstuk 8 en 9

De levensduur berekeningen van hoofdstuk 8 en 9 zijn uitgevoerd volgens de VENCON-vermoeiings berekeningen. Hieronder is de berekening voor de betonverharding t.p.v. de dwarsvoeg weergegeven voor variant 1, indien er geen extra langsscheur in de schraalbeton fundering aanwezig is.

A	B	C	D	E	F	G
wiellast kN	Verk.sp (N/mm ²)	Temp.sp (N/mm ²)	fb (N/mm ²)	temp.sp/fb	(verk+temp.sp) /fb	N-toel./klasse
95	1,166933	0,75622	6,2832	0,1203559	0,306078511	34022813345
85	1,044098	0,75622	6,2832	0,1203559	0,286528759	75585429445
75	0,921263	0,75622	6,2832	0,1203559	0,266979008	1,67921E+11
65	0,798428	0,75622	6,2832	0,1203559	0,247429256	3,73056E+11
55	0,675593	0,75622	6,2832	0,1203559	0,227879504	8,28785E+11
45	0,552758	0,75622	6,2832	0,1203559	0,208329752	1,84124E+12
35	0,429923	0,75622	6,2832	0,1203559	0,188780001	4,09051E+12
25	0,307088	0,75622	6,2832	0,1203559	0,169230249	9,08752E+12
15	0,184253	0,75622	6,2832	0,1203559	0,149680497	2,01889E+13
5	0,061418	0,75622	6,2832	0,1203559	0,130130745	4,48519E+13

A	H	I	J	K
wiellast	perc.wiellast	n	n optredend/ klasse	Miner
95	0,08	2000000000000	1600000000	0,047027269
85	0,12		2400000000	0,031752151
75	1		20000000000	0,11910337
65	4,4		88000000000	0,235889637
55	8,4		1,68E+11	0,20270647
45	14		2,8E+11	0,152071734
35	27		5,4E+11	0,132012897
25	26		5,2E+11	0,057221348
15	15		3E+11	0,014859635
5	4		80000000000	0,001783647
				0,994428158

Bij de levensduur analyse is gerekend met het volledige DWW-3 Spectrum: wiellastklassen oplopend van 5 kN tot en met 95 kN (A). De bijbehorende verkeerslastspanning (B) wordt berekend uit het resultaat van de CAPA-3D berekening met als belasting een 80 kN wiellast. De temperatuurspanning (C) volgt uit de door CAPA-3D berekende spanning t.g.v. de temperatuurgradiënt (0,05/0,03 °C/mm). De gemiddelde buigtreksterkte van het beton (D) volgt uit de formules 8.2 en 8.3. Het toelaatbaar aantal wiellastherhalingen per wiellastklasse (G) volgt uit formule 8.4. De percentages die bij een wiellastklasse horen (H) komen overeen met spectrum 3 van de DWW. Hierna kan de levensduur in de vorm van het totale aantal toelaatbare wiellasten (I) bepaald worden, waarvan tevens de verdeling per aslastklasse gegeven wordt (J), via de regel van Palmgren-Miner, gegeven in formule 8.4. Hieruit volgt ook de invloed per wiellastklasse op de levensduur (K).

De resultaten van al de levensduurberekeningen uit hoofdstuk 8 en 9 volgt in de onderstaande tabellen. Hierin is vermeld het toelaatbaar aantal wiellastherhalingen, met wiellast-frequentieverdeling overeenkomstig het zware spectrum 3 van de DWW.

Ongescheurde fundering	
Variant	Beton, P + ΔT
1	7.050.000.000.000
3	370.000.000.000

Ongescheurde fundering			
Variant	Beton, P + ΔT	Fundering, P + ΔT	Fundering, alleen P
1	2.000.000.000.000	90	14.000.000
2	590.000.000.000	1	14.500.000
3	35.500.000.000	125.000.000.000	1.350.000.000.000
4	4.500.000.000	27.000.000.000	1.400.000.000.000
5	1.590.000.000.000	1	16.800.000
6	515.000.000.000	1	15.500.000
7	23.500.000.000	12.000.000.000	1.650.000.000.000
8	6.950.000.000	23.000	1.700.000.000.000

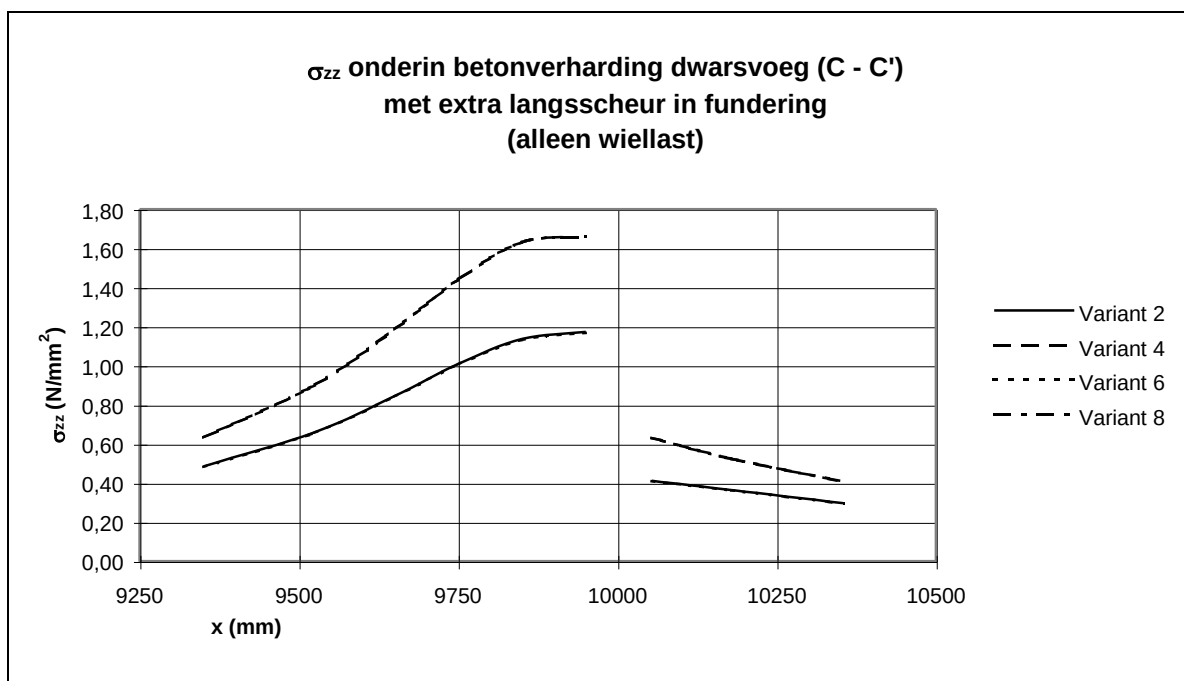
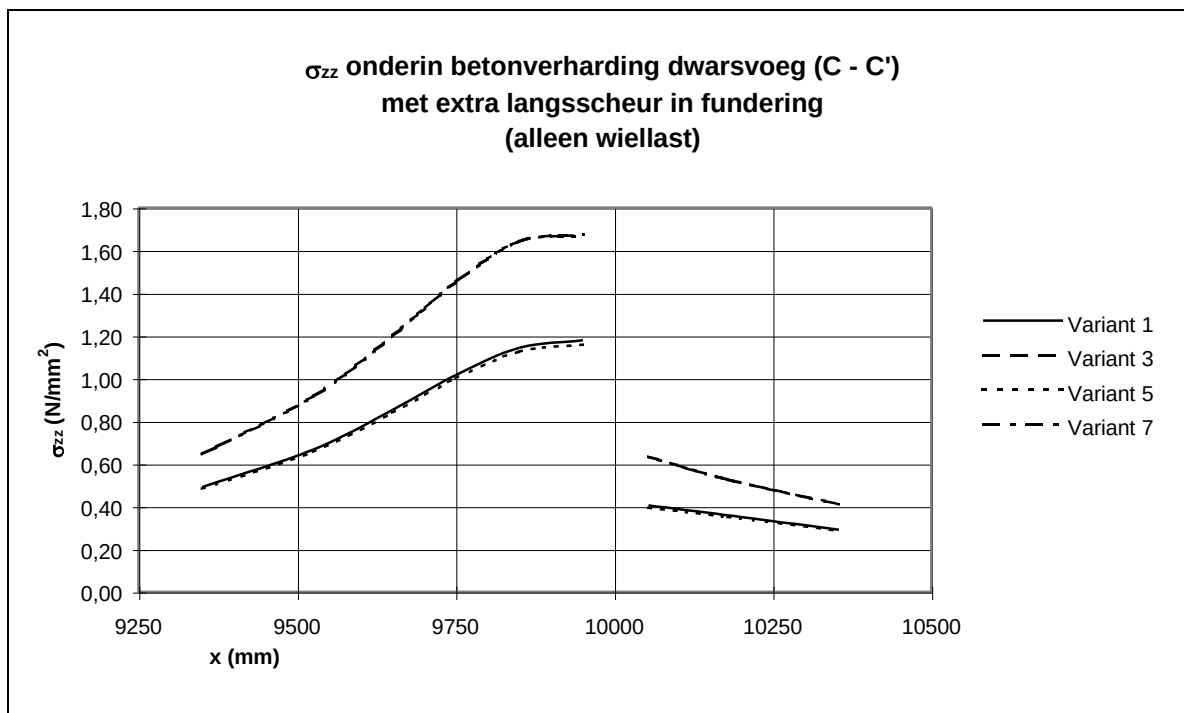
gescheurde fundering			
Variant	Beton, P + ΔT	Fundering, P + ΔT	Fundering, alleen P
1	220.000.000.000	13.000.000.000	460.000.000.000
2	...	...	...
3	31.500.000.000	1.840.000.000.000	10.500.000.000.000
4	3.900.000.000	590.000.000.000	11.000.000.000.000
5	...	...	...
6	...	...	...
7	21.000.000.000	275.000.000.000	11.000.000.000.000
8	6.150.000.000	125.000	11.150.000.000.000

Bijlage 7

Spanningsgrafieken raai C-C' en raai D-D' (hoofdstuk 9)

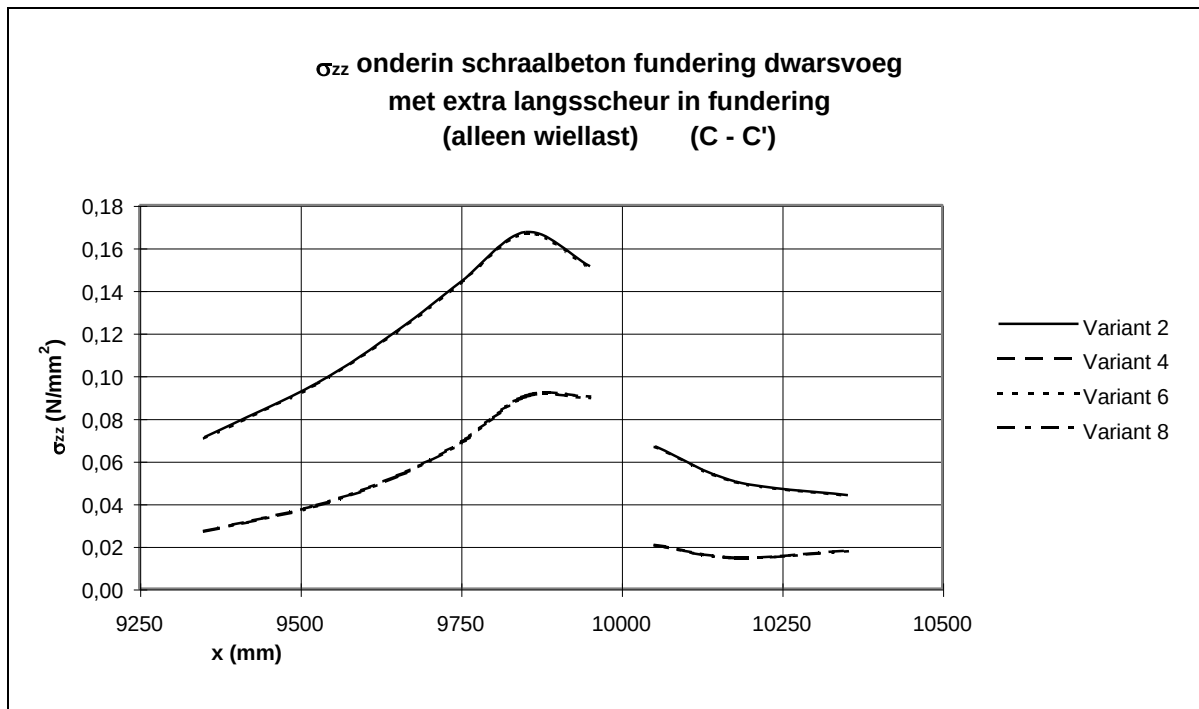
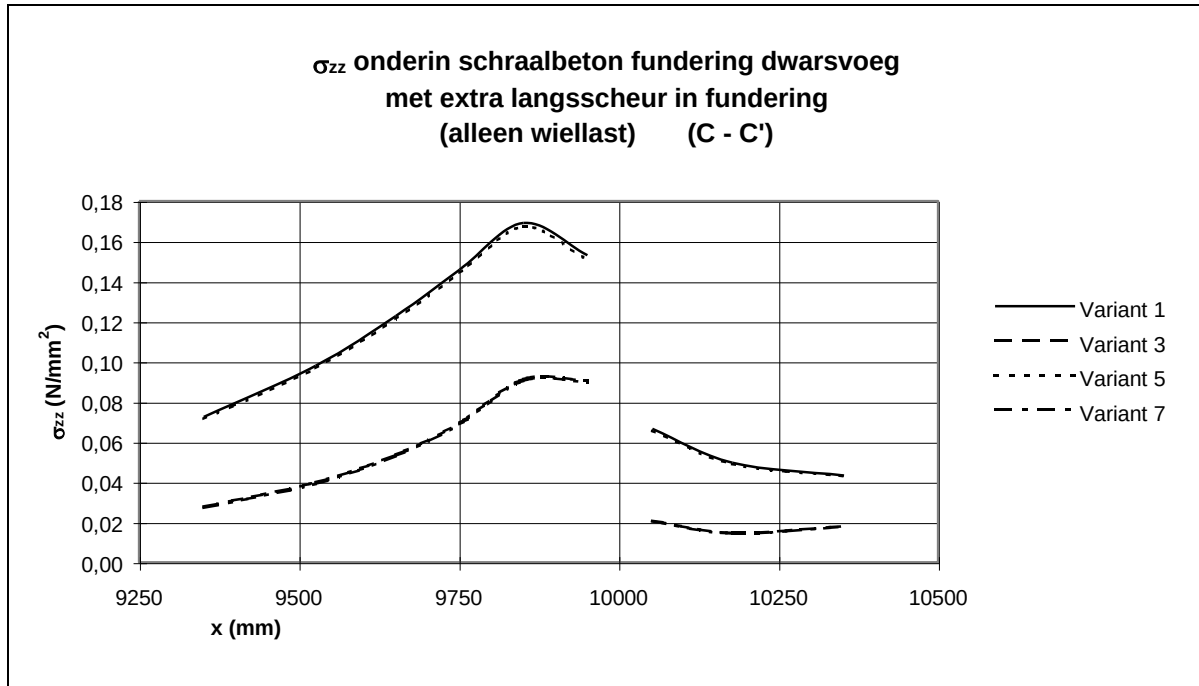
Voor alle grafieken in deze bijlage geldt als er wordt vermeld:

Wiellast: $P = 80 \text{ kN}$ t.p.v. $9700,5 \text{ (mm)} \leq x \leq 10000,5 \text{ (mm)}$
 $18649,5 \text{ (mm)} \leq z \leq 18999,5 \text{ (mm)}$



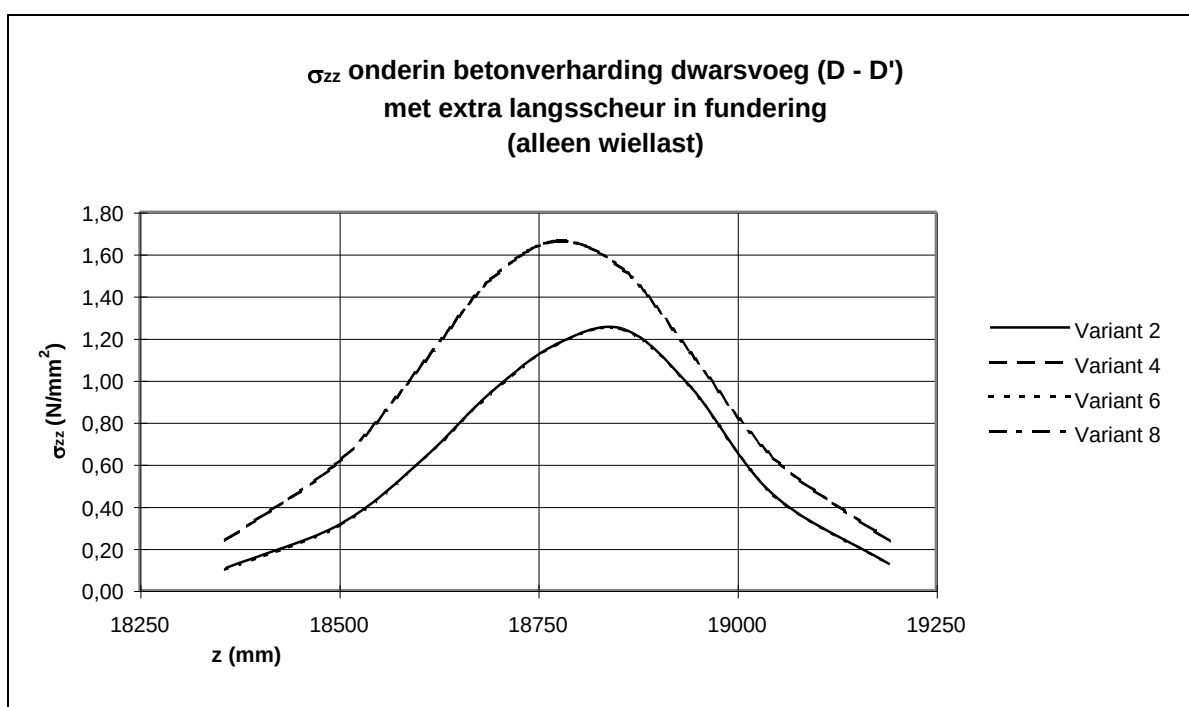
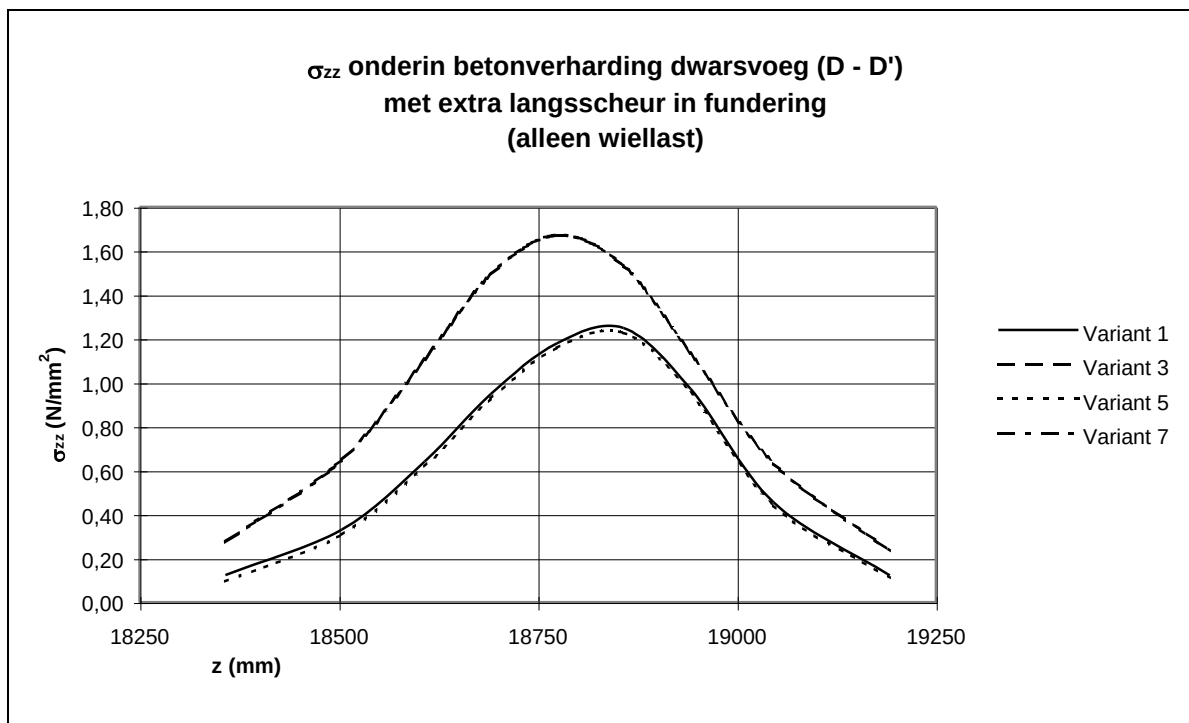
Voor alle grafieken in deze bijlage geldt als er wordt vermeld:

Wiellast: $P = 80 \text{ kN}$ t.p.v. $9700,5 \text{ (mm)} \leq x \leq 10000,5 \text{ (mm)}$
 $18649,5 \text{ (mm)} \leq z \leq 18999,5 \text{ (mm)}$



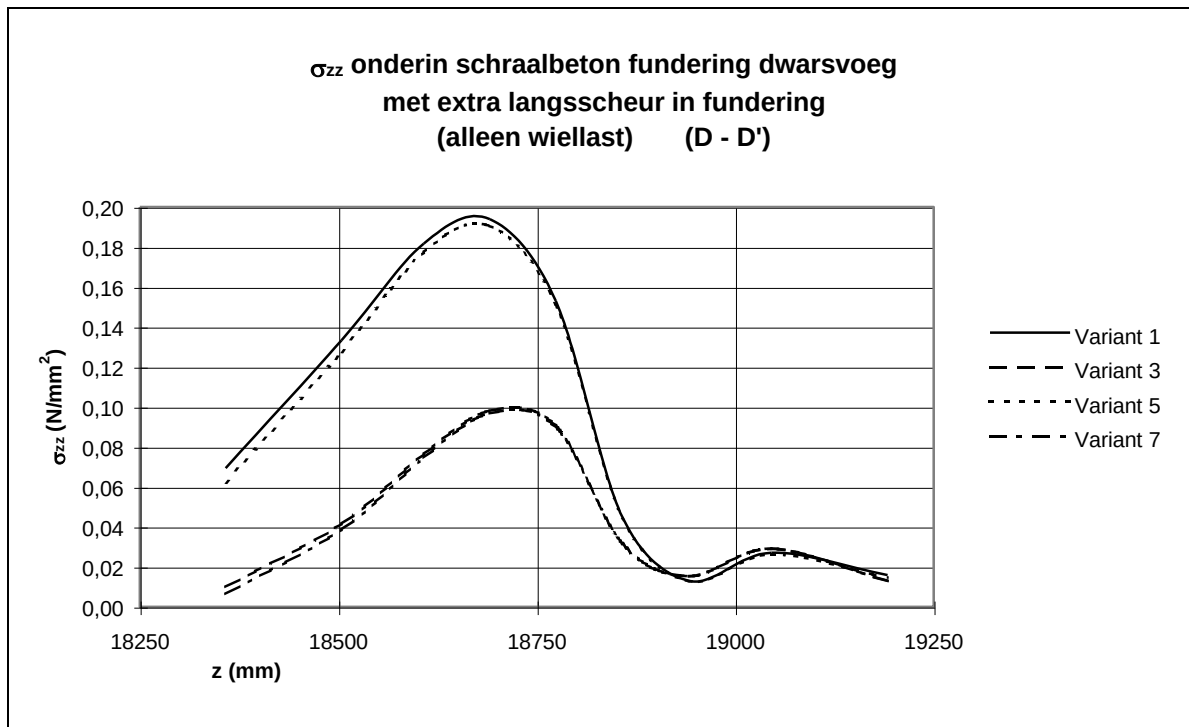
Voor alle grafieken in deze bijlage geldt als er wordt vermeld:

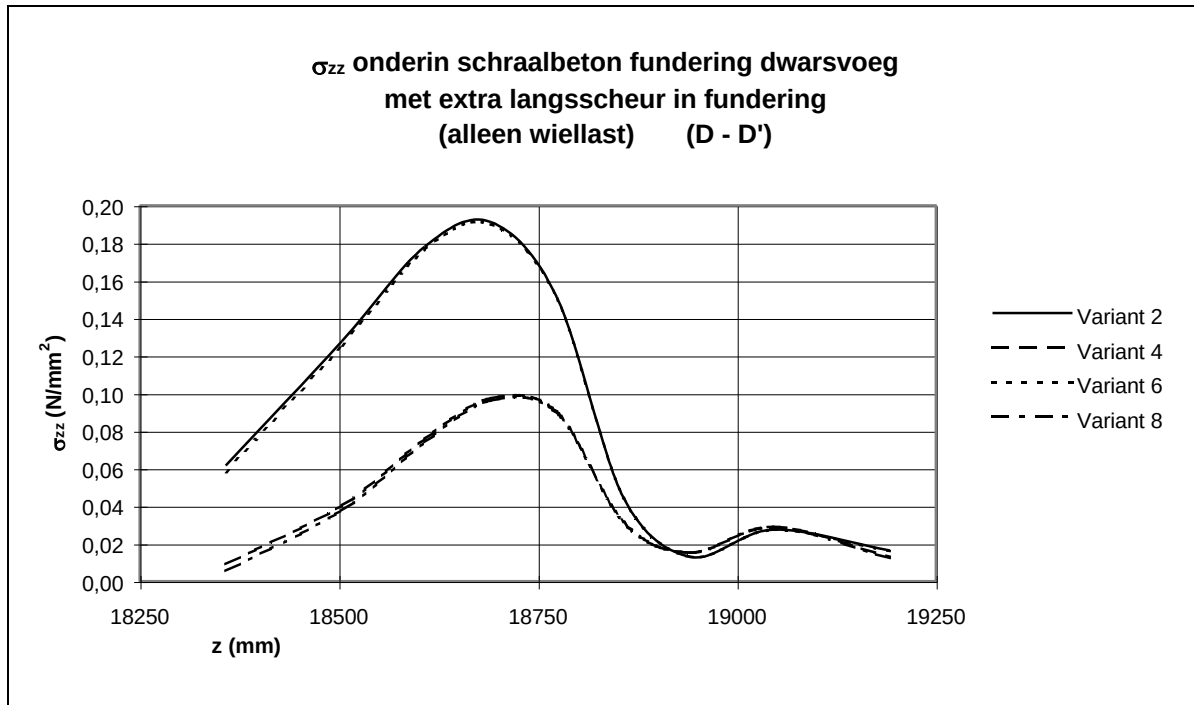
Wiellast: $P = 80 \text{ kN}$ t.p.v. $9700,5 \text{ (mm)} \leq x \leq 10000,5 \text{ (mm)}$
 $18649,5 \text{ (mm)} \leq z \leq 18999,5 \text{ (mm)}$



Voor alle grafieken in deze bijlage geldt als er wordt vermeld:

Wiellast: $P = 80 \text{ kN}$ t.p.v. $9700,5 \text{ (mm)} \leq x \leq 10000,5 \text{ (mm)}$
 $18649,5 \text{ (mm)} \leq z \leq 18999,5 \text{ (mm)}$





Bijlage 8

Levensduur analyse hoofdstuk 10

De levensduur analyse van hoofdstuk 10 is op dezelfde wijze uitgevoerd als beschreven in bijlage 6. Er is gerekend met het zware DWW-3 spectrum, waarbij grootte van de wiellast in de hoogste klasse achtereenvolgens 95, 105, 115 en 125 kN bedroeg. Het percentage is constant gebleven (0,08%). De resultaten van de levensduurberekeningen zijn weergegeven in de onderstaande tabel. Hierin is weer het toelaatbaar aantal wiellastherhalingen vermeld.

wiellast	hechting	geen hechting
95	3.240.000.000.000	370.000.000.000
105	3.000.000.000.000	265.000.000.000
115	2.550.000.000.000	138.000.000.000
125	1.900.000.000.000	53.500.000.000