



Strenge eisen scheurvorming en vloeistofdichtheid droogdok Alblasserdam

Droogdok van hybride beton

In Alblasserdam wordt gebouwd aan een in vele opzichten bijzonder droogdok. Voor het dok gelden strenge eisen ten aanzien van scheurvorming en vloeistofdichtheid. Om die reden is het uitgevoerd in hybride gewapend beton.

Het dok, 165 m lang, 35 m breed en ruim 10 m diep, moet plaats gaan bieden aan de afbouw van superjachten. Het dok zal tevens als onderbouw en fundering fungeren van een 33 m hoge hal boven op het dok. Direct naast het dok komt een kantoor en workshop met zeven bouwlagen.

De nieuwbouw is direct gelegen aan de rivier de Noord op een afstand van circa 100 m van de Noordtunnel in de A15. Voorts ligt de nieuwbouwlocatie direct naast een brandweerkazerne en vlak bij enkele oude dijkhuizen. In het ontwerp is bovendien rekening gehouden met de mogelijke aanleg van een tweede dok direct naast het eerste dok. Dit bleek in het ontwerp een behoorlijk complicerende factor.

Vanwege de hoge kwaliteitseisen met betrekking tot waterdichtheid en de toelaatbare scheurwijdte, is de betonconstructie van het dok vervaardigd uit hybride beton, ofwel beton gewapend met een combinatie van staalvezels en traditionele wapening. Het gebruik van hybride beton is een effectieve manier om scheurwijdten tot een minimum te beperken. Daarnaast leveren de staalvezels een significante bijdrage aan de afdracht van dwarskracht, waardoor de toe te passen beugelwapening kon worden beperkt.

Constructieopbouw en bouwmethodiek

Het dok is gerealiseerd in een droge bouwkuip, opgebouwd uit diepwanden. Aan de onderzijde is de bouwput op een diepte van circa NAP -31 m (nagenoeg) waterdicht afgesloten door de Laag van Kedichem. De diepwanden worden niet uitsluitend aangesproken als grond- en waterkering tijdens de bouw, maar maken ook deel uit van de constructie in de gebruiksfase. De bouwkuip is watervertragend uitgevoerd. Dit betekent dat het debiet van het lekwater zo gering is, dat dit zonder risico's kan worden weggepompt.

Vooraf de kwaliteit van de voegovergangen tussen de diepwandpanelen is bepalend voor de waterdichtheid. In Nederland zijn bij eerdere projecten goede ervaringen opgedaan met zogenoemde crosshole-metingen. Hiermee kunnen verstoringen in de dichtheid van de diepwanden worden gedetecteerd. Om deze metingen te kunnen verrichten, zijn holle stalen buizen in de diepwanden meegestort. Uit de monitoring van de voegen is gebleken dat slechts twee van de zestig voegen verdacht waren.

In figuur 3 is een doorsnede van het dok weergegeven. De donkergrijze delen zijn de diepwanden die reiken tot in de Laag van Kedichem. Deze diepwanden hebben een dikte van 1200 mm. De lichtgrijze delen vormen de in hybride beton uitgevoerde dokconstructie. De dokvloer heeft een dikte van 1400 mm. De dikte van de wanden varieert van 1300 mm voor het onderste gedeelte tot 800 mm voor het bovenste deel. De dokconstructie is in moten gestort. Een moot omvat de volledige breedte van de dokvloer met de bijbehorende wanddelen



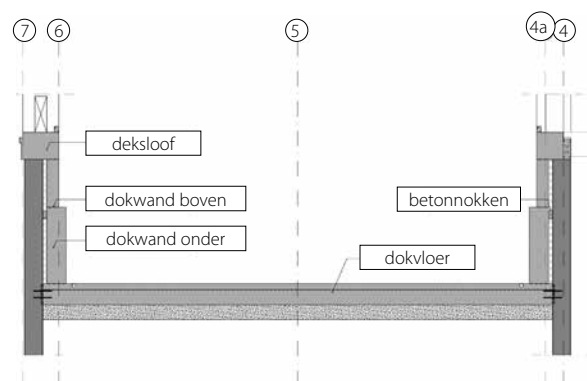
van 1300 mm dik en heeft in langsrichting een lengte van 24 m. Om de juiste klimatologische omstandigheden in de hal te creëren, is isolatie aangebracht tussen de diepwanden en de dokconstructie.

Onder de dokvloer is een drainagelaag met een dikte van 0,50 m aangebracht om mogelijk lekwater uit de diepwanden in de bouw- en eindfase te kunnen afpompen. Hierdoor wordt voorkomen dat in de loop van de tijd de opwaartse waterdruk onder de dokvloer oploopt. Dit voorkomt tevens dat er grote trekkrachten in de palen onder het dok ontstaan.

De dokconstructie vormt uiteindelijk de definitieve waterafdichting, waarbij hoge eisen zijn gesteld aan de toelaatbare scheurwijdten. Hierbij is het niet alleen van belang dat er geen water van buitenaf het dok indringt, maar evenzo dat er geen water vanuit het dok naar buiten lekt wanneer het dok met water is gevuld.

Gelijktijdig met het vervaardigen van de diepwanden zijn vanaf maaiveld de vibro-combipalen geïnstalleerd. In de gehanteerde bouwvolgorde is er rekening mee gehouden dat het installeren van de palen geen invloed zou hebben op het vervaardigen van de diepwanden.

Na het gereedkomen van de diepwanden is een eerste deel van de bouwkuip uitgegraven en zijn de stempels aangebracht.



- 4 Fragment van de wapening van de dokvloer
- 5 Bouwkuip met palen en stempelframe

Vervolgens is de bouwkuip verder ontgraven en is de dokvloer aangebracht. Na de vloer zijn eerst de onderste wanddelen gemaakt. De bovengelegen wanddelen konden niet worden geproduceerd zonder eerst het stempelframe te verwijderen. Hiertoe zijn aan de achterzijde van het onderste wanddeel lokaal nokken voorzien. Na het verwijderen van het stempelframe gaan de diepwanden tegen de nokken rusten en dragen daarmee de horizontale belasting af. Voor de onderwapening in de dokvloer en de aan de buitenzijde van de dokwanden gelegen wapening is dit de maatgevende belastingssituatie (de dokwanden zijn ingeklemd in de dokvloer (foto 4)).

Na gereedkomen van de hoogstegelegen wanddelen zijn met een deksloof de diepwanden en de constructie van het dok met elkaar verbonden. Dok- en diepwanden vormen daar nu één geheel.

Een dergelijke gefaseerde opbouw vraagt de nodige aandacht voor verplaatsingen, in het bijzonder de verplaatsingsverschillen tussen het dok en de bebouwing naast het dok. Om deze reden zijn de optredende verplaatsingen gedurende de bouw constant gemeten. Vanwege de interactie tussen de diepe bouwkuip en de direct naastgelegen fundering van het kantoorgedeelte is inzicht noodzakelijk in het niet-lineaire gedrag van de grond, de diepwanden en de palen. Een intensieve samenwerking tussen de disciplines constructie en geotechniek is voor het uitvoeren van dit iteratieve rekenproces van wezenlijk belang.

Maakbaarheid

Doordat de diepwanden dragend zijn uitgevoerd en de dokvloer star aan de diepwanden is bevestigd, is het niet mogelijk de betonconstructie te dilateren. Tevens is er sprake van dikwandige



4



5

constructiedelen. Dit betekende dat samen met de eis voor vloeistofdichtheid er veel aandacht nodig was voor verhinderde opgelegde vervormingen.

De aandacht concentreert zich hierbij op drie aspecten. In de eerste plaats de toe te passen wapeningshoeveelheid. In de tweede plaats de samenstelling van het betonmengsel en in de derde plaats een degelijk voorbereide uitvoering. Uiteraard beïnvloeden deze aspecten elkaar en moeten ze in samenhang worden gezien. Zo hebben de eisen met betrekking tot vloeistofdichtheid van de constructie, de verhinderde opgelegde vervormingen en de over te dragen dwarskrachten een grote invloed op

Temperatuurverloop beton

De samenstelling van het beton is zorgvuldig door ABT vastgesteld. Dit bureau heeft ook berekeningen gemaakt van het temperatuurverloop in de constructie van het dok ten tijde van het hydrateren. Dit temperatuurverloop – opgedeeld in een gemiddelde temperatuur, een lineair temperatuurverloop en een eigentemperatuur – is onderdeel van de gemaakte constructieberekeningen.



de toe te passen wapeningshoeveelheid en daarmee de maakbaarheid van de constructie. De combinatie van deze aspecten zou leiden tot zeer grote wapeningshoeveelheden, waarmee de realiseerbaarheid en de kwaliteit van de constructie in het geding zou komen. Om deze redenen is gekozen voor het toepassen van hybride beton.

Opgelegde vervormingen

Krimp

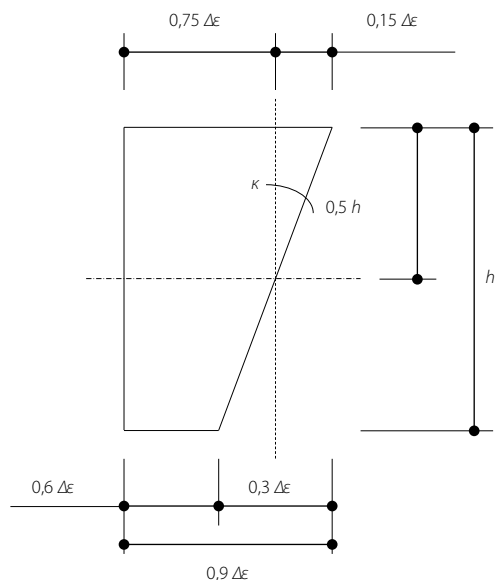
Belasting als gevolg van verhinderde vervorming wordt deels veroorzaakt door krimpverkorting. Overeenkomstig CUR-Aanbeveling 36 [3] is een krimpverkorting aangehouden opgebouwd uit een gemiddelde krimpverkorting en een krimpgradient (fig. 6).

In langsrichting van het dok wordt een volledige verhindering verondersteld. De dokvloer is hier immers over de volledige lengte star verbonden met de diepwanden. In feite is de volgorde waarin de verschillende moten worden gestort niet van belang. Toch is een specifieke stortvolgorde vastgesteld om de verhinderde vervorming zo beperkt mogelijk te houden.

In dwarsrichting wordt verhindering veroorzaakt door de palen

6 Krimpverkorting

7 Zones met volledige verhindering in dwarsrichting van het dok.

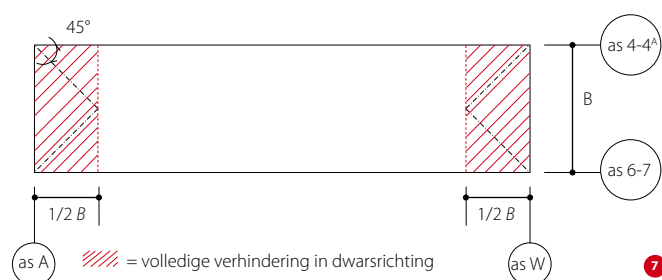


6

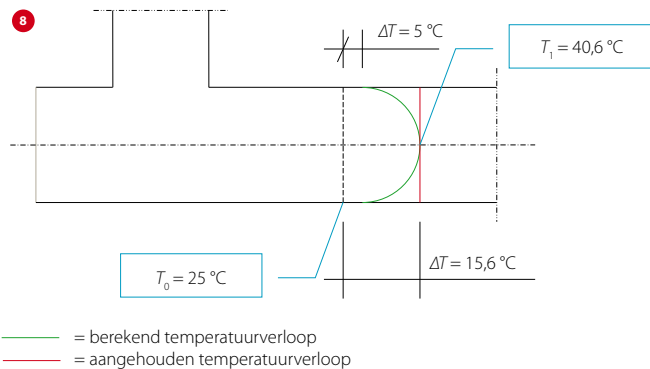
en de ondergrond. Deze verhindering is maximaal in het midden van het dok en loopt naar de randen van het dok af. De verhindering door de onderliggende grondslag verloopt lineair en de verhindering door de palen hyperbolisch. Uitzondering hierop vormen de zones op de kopse kanten van het dok. Binnen deze zones wordt ten gevolge van de nabijheid van de dwarsgelegen diepwanden (evenals in langsrichting) een volledige verhindering verondersteld (fig. 7).

De grond- en waterdruk tegen de buitenzijde van de diepwanden veroorzaken een drukkracht in de dokvloer. In geval van krimp van de dokvloer zal de vloer zich onttrekken aan deze stempeldruk. Met andere woorden: de drukkracht uitgeoefend door de diepwanden wordt door de krimp gereduceerd. De diepwanden krijgen de gelegenheid naar binnen te verplaatsen. Er treedt dus een vorm van relaxatie op. Daarmee leveren de diepwanden geen verhindering bij het optreden van krimp in dwarsrichting. In de langsrichting van het dok is al een volledige verhindering verondersteld en is dit effect daarmee buiten beschouwing gelaten.

De optredende krimp wordt uiteindelijk bepaald volgens NEN-EN 1992-1-1 [5]. Voorts wordt naast CUR-Aanbeveling 36 gebruikgemaakt van het trekstaafmodel zoals beschreven in [1].



7



Temperatuur dokvloeren

Naast de krimpverkorting spelen ook de verhinderde vervormingen als gevolg van temperatuurbelastingen een rol. Het temperatuurverloop over de dokvloer en de dokwanden ten gevolge van het hydratatieproces is met een analyse met DIANA vastgesteld.

Voor de dokvloer leidt dit tot een berekende temperatuurverhoging aan de bovenzijde van de vloer van 5 °C en een temperatuurverhoging in de kern van 15,6 °C (fig. 8). In de berekeningen voor de dokvloer is een constant temperatuurverschil ten opzichte van de referentietemperatuur aangehouden van $\Delta T = 18$ °C.

De volledig opgelegde vervorming bestaande uit een krimp- en een temperatuurcomponent wordt gegeven door:

$$\Delta \epsilon = \Delta T \alpha + \epsilon_{cs}$$

Hierin is α de lineaire uitzettingscoëfficiënt.

Rekening houdend met de zijde van de vloer waar de verandering optreedt, geldt voor de maximale normaalkracht:

$$N_{max} = N_{p,max} + N_{gr,max}$$

Waarin $N_{p,max}$ de verandering door de palen betreft en gegeven wordt door:

$$N_{p,max} = E_{c,eff} A_c \Delta \epsilon \cdot \frac{1 - \cosh(\alpha 0,5L)}{\cosh(\alpha 0,5L)}$$

en $N_{gr,max}$ de verandering door de ondergrond geeft waarvoor geldt:

$$N_{gr,max} = \frac{1}{2} \tau_{gr} L$$

De verandering kan ook worden bepaald afhankelijk van de locatie x gemeten vanaf het midden van de vloer. Er geldt dan voor de verandering ten gevolge van de palen:

$$N_{p,x} = E_{c,eff} A_c \Delta \epsilon \left(\frac{\cosh(\alpha x)}{\cosh(\alpha 0,50 L)} - 1 \right)$$

en ten gevolge van de verandering door de ondergrond:

$$N_{gr,x} = N_{gr,max} \left(1 - \frac{x}{0,50L} \right)$$

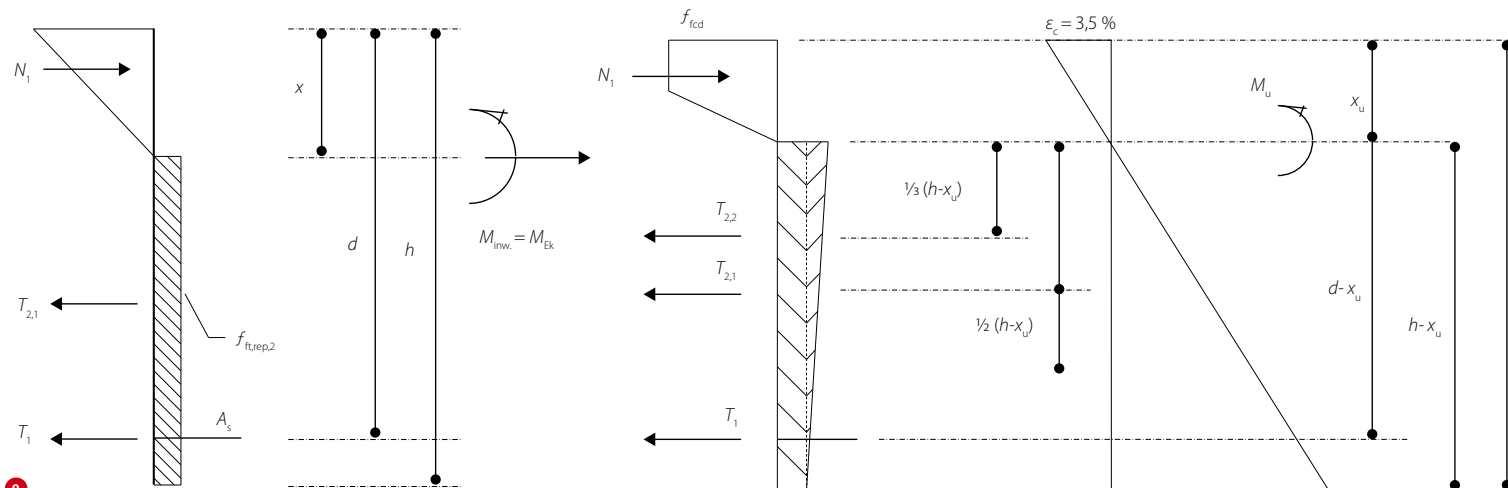
Voorts volgt dan voor het totaal op een afstand x vanuit het midden:

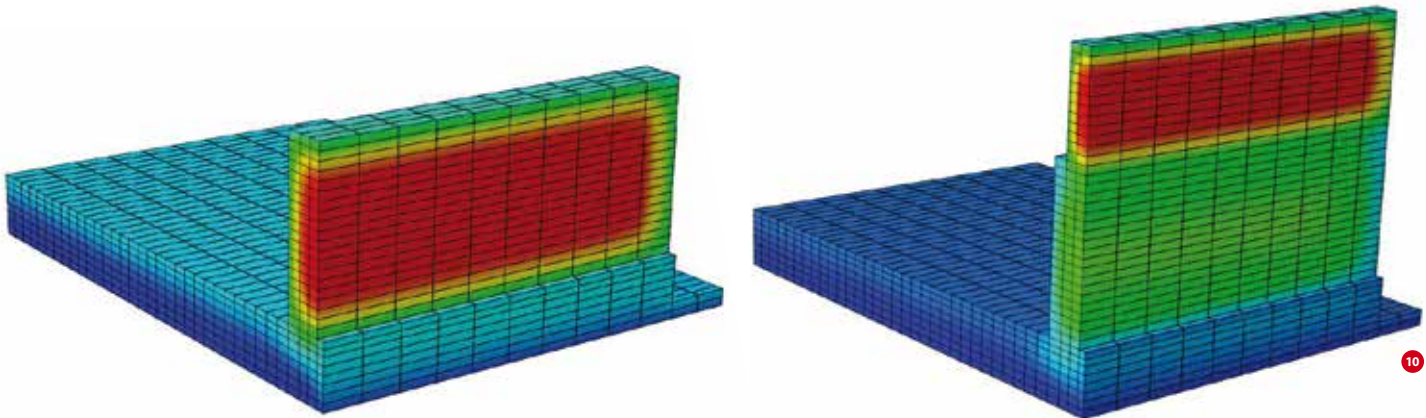
$$N_x = N_{p,x} + N_{gr,x}$$

De mate van verandering volgt dan uit:

$$\eta_N = \frac{N_x}{A_c E_{c,eff} \Delta \epsilon}$$

De stijfheidsfactor α die de horizontale stijfheid van de palen per meter vloerbreedte in rekening brengt, wordt gegeven door:





$$\alpha = \sqrt{\frac{k'}{E_{c,eff} A_c}}$$

Afhankelijk van de volgorde van belasten, worden ten slotte de rekken in de gekozen wapening aan de boven- en onderzijde van de vloer berekend ten gevolge van de opgelegde vervormingen bestaande uit een lineair deel, een gradiënt met een zekere mate van verhinderende en de uitwendige belasting. Aan de hand van de berekende rekken en staalspanningen behorend bij het σ - ϵ -diagram in de BGT, zoals in figuur 9 weergegeven, is uiteindelijk de scheurwijdte getoetst.

Temperatuur dokwanden

Tussen de dokwand en diepwand bevindt zich isolatie. Deze isolatielaag beïnvloedt het temperatuurverloop in de dokwanden gedurende de hydratatie; de diepwandzijde warmt meer op dan de dokzijde. Dit resulteert in het temperatuurverloop zoals weergegeven in figuur 10 [2].

Voor de wanden is in de hoogterichting rekening gehouden met het moment waarop de verhinderende ontstaat. Zo start de stort van de bovenste wanddelen 42 dagen na aanvang van de stort van de vloer. Nog eens 10 dagen later start de stort van de deksloof. Op dat moment ontstaat de volledige verhinderende in hoogterichting. Door deze gefaseerde uitvoering wordt het temperatuurverschil beperkt. Het maximale temperatuurverschil tussen de binnen- en de buitenzijde van de dokwanden bedraagt dan nog slechts 1,5 °C.

In langsrichting van de dokwanden wordt verondersteld dat de volledige verhinderende direct optreedt. Voor de onderste wanddelen wordt derhalve het maximale temperatuurverschil van gemiddeld 20 °C tussen de binnen- en de buitenzijde van de wanden in rekening gebracht. Voor de bovenste wanddelen bedraagt dit maximale verschil 14 °C (fig. 10). Net als voor de vloeren worden de optredende opgelegde en verhinderende vervormingen vertaald naar spanningen in de gekozen wapening en wordt voor de BGT de scheurwijdte getoetst.

Scheurwijdte

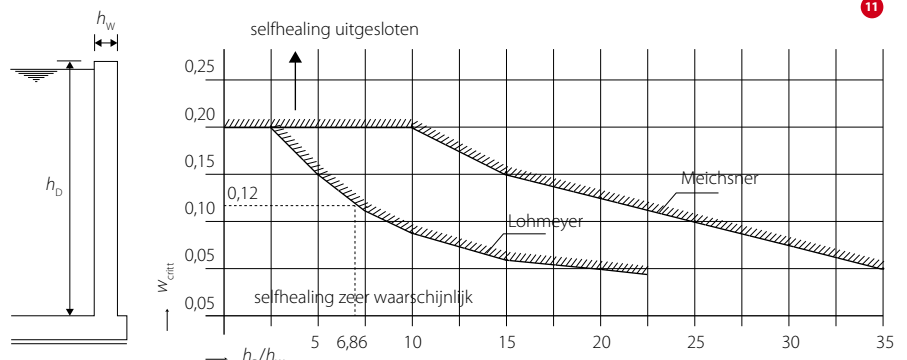
Een van de eisen was een vloeistofdichte constructie. Ter bepaling van de kritische scheurwijdte is de methode Lohmeyer [1] toegepast. Voor de dokvloer leidt dit tot een scheurwijdte-eis van $w_{crit} = 0,12$ mm behorend bij een vloeistofhoogte van 9,6 m. Deze vloeistofhoogte ontstaat in de belastingssituatie waarbij het dok gevuld is met water. Er geldt dan:

$$\frac{h_D}{h_w} = \frac{9,6}{1,4} = 6,86$$

Uit figuur 11 volgt dan $w_{crit} = 0,12$ mm.

Het toepassen van randzonewapening is in dit geval niet effectief. De randzone moet namelijk in dat geval vloeistofdicht zijn. Dit resulteert in een lagere waarde voor h_w en dientengevolge een zeer lage waarde voor w_{crit} dus een overmaat aan wapening in de randzones terwijl de staalvezels buiten de randzones onbenut blijven.

Naarmate constructiedelen hoger liggen, neemt de hoogte van de waterkolom af en daarmee ook de kritische scheurwijdte. Omdat de kritische scheurwijdte niet alleen afhangt van de druk die het water uitoefent op de constructie, maar tevens van de dikte van de betreffende constructiedelen, neemt de kritische scheurwijdte



ter hoogte van de bovenste, dünnere delen van de wanden weer toe. Daarom is op verschillende hoogten voor de verschillende constructiedikten de juiste kritische scheurwijdte bepaald.

De optredende scheurwijdte behorend bij een onvoltooid scheurenpatroon wordt bepaald overeenkomstig de aanhecht-sliprelatie zoals in [1] gegeven. Er geldt:

$$w_{mo} = 2 \left[\frac{0,40 \phi}{f_{cm,cube} E_s} \sigma_{s,cr} \left(\sigma_{s,cr} - \frac{E_s}{E_{c,eff}} \sigma_{cr} \right) \right]^{0,85}$$

Waarin:

w_{mo} = gemiddelde scheurwijdte bij een onvoltooid scheurenpatroon

ϕ = de staafdiameter

$f_{cm,cube}$ = de gemiddelde kubusdruksterkte

$\sigma_{s,cr}$ = de staalspanning op het moment van scheuren

E_s = de E-modulus van het wapeningsstaal

$E_{c,eff}$ = de effectieve E-modulus van het beton

Op grond van het σ - ϵ -diagram geldend voor de BGT (fig. 9) worden het scheurmoment en de bijbehorende staalspanning $\sigma_{s,cr}$ bepaald. De waarde voor $\sigma_{s,cr}$ leidt tot een optredende scheurwijdte w_{mo} behorend bij een onvoltooid scheurenpatroon. De gegeven aanhecht-sliprelatie heeft echter betrekking op een conventioneel gewapende betonconstructie.

Ondanks het niet overschrijden van de scheurbelasting door de uitwendige belasting in combinatie met de opgelegde vervorming, treedt wel microscheurvorming op door het deels op spanning komen van de staalvezels.

In het geval dat de maatgevende uitwendige belasting in een bepaalde doorsnede – bestaande uit een moment en een normaalkracht – de scheurbelasting niet overschrijdt en $\sigma_{s,cr}$ wordt toegepast ter bepaling van deze fijne scheurverdeling, wordt de scheurwijdte mogelijk overschat. Om deze reden is een factor β ingevoerd waarvoor geldt:

$$\beta = \frac{\sigma_s}{\sigma_{s,cr}}$$

zodat:

$$w_{mo,corr} = 2 \left[\frac{0,40 \phi}{f_{cm} E_s} \sigma_{s,cr} \left(\sigma_{s,cr} - \frac{E_s}{E_{c,eff}} \sigma_{cr} \right) \right]^{0,85} \cdot \beta$$

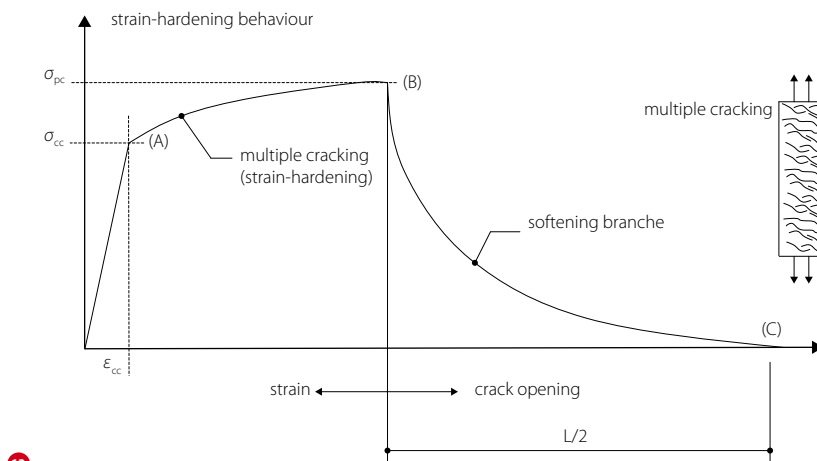
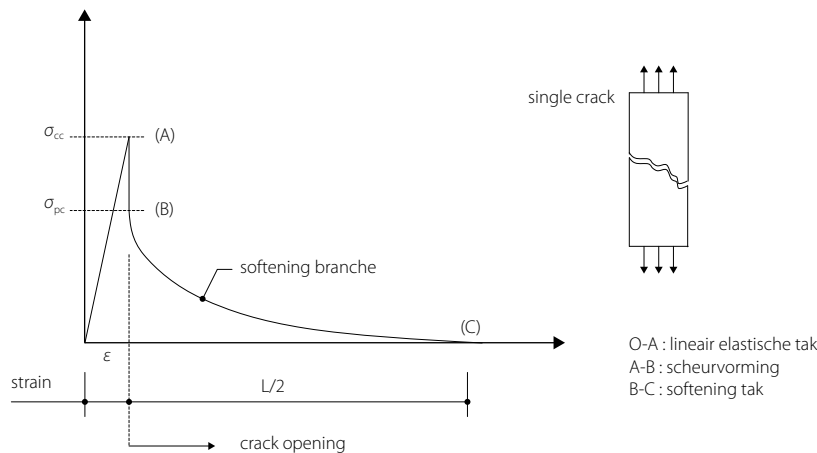
Waarin:

$w_{mo,corr}$ = gecorrigeerde gemiddelde scheurwijdte bij een onvoltooid scheurenpatroon

De scheurwijdte wordt mogelijk overschat indien geldt:

$$\frac{M_{Ek}}{M_{cr}} + \frac{N_{Ek}}{A_c \sigma_{cr}} \leq 1,0$$

σ_s is in de gegeven formule voor β de werkelijk optredende



staalspanning ten gevolge van zowel de maatgevende uitwendige belasting als de opgelegde vervorming en wordt bepaald uit de werkelijk optredende rekken. In theorie kan het ook voorkomen dat ten gevolge van de uitwendige belasting de scheurbelasting net niet wordt overschreden (zoals in hiervoor genoemde formule), maar in combinatie met de opgelegde vervorming wel.

In dat geval kan de factor β ook groter worden dan 1,0.

De gevolgde berekeningsmethodiek ter bepaling van de scheurwijdte is dus zodanig ingericht, dat eerst wordt vastgesteld of in een bepaalde doorsnede ten gevolge van de uitwendige belasting het stadium van scheuren wordt bereikt. Is dit niet het geval, dan kan ondanks relatief kleine doorsnedekrachten een onvoltooid scheurenpatroon ontstaan onder invloed van de opgelegde vervorming. De staalspanning ter berekening van de scheurwijdte wordt dan bepaald op grond van de optredende rekken.

Om uiteindelijk tot de maximaal toegestane scheurwijdte te komen, wordt een factor voor langeduur- en wisselbelasting γ_∞ in rekening gebracht, evenals een factor ter verrekening van de spreiding in scheurwijdten γ_s . De factor voor langeduur- en wisselbelasting is afhankelijk van de optredende staalspanning.

Hiervoor geldt [1]:

$$\gamma_\infty = 1,3 \text{ indien } \sigma_s \leq 295 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_\infty = \frac{1}{(1 - 9 \sigma_s 10^3)} > 1,3 \quad \text{indien } \sigma_s > 295 \text{ N/mm}^2$$

De maximaal toelaatbare scheurwijdte wordt dan:

$$w_{\text{mo,corr}} = \frac{w_{\text{crit}}}{\gamma_\infty \gamma_s}$$

Tabel 1 Materiaaleigenschappen hybride beton

| omschrijving | symbool | waarde [N/mm ²] |
|--|---------------|-----------------------------|
| karacteristieke kubusdruksterkte | $f_{ck,cube}$ | 52 |
| karacteristieke cilinderdruksterkte | f_{ck} | 43 |
| gemiddelde cilinderdruksterkte | f_{cm} | 51 |
| karacteristieke treksterkte | $f_{tk,1}$ | 5,2 |
| gemiddelde equivalente buigtreksterkte (cmod = 0,50 mm) | $f_{eqm,1}$ | 3,6 |
| gemiddelde equivalente buigtreksterkte (cmod = 3,50 mm) | $f_{eqm,4}$ | 3,6 |
| karacteristieke langeduur treksterkte ter hoogte van knik in bi-lineair σ - ϵ -diagram | $f_{t,rep,2}$ | 1,6 |
| karacteristieke langeduur treksterkte bij een rek van 25‰ | $f_{t,rep,3}$ | 1,3 |
| effectieve elasticiteitsmodulus | $E_{c,eff}$ | 16 145 |

Hybride beton

De berekening van het hybride beton is uitgevoerd in lijn met CUR-Aanbeveling 111 en volgens NEN-EN 1992-1-1. Hierbij is kennis van de juiste materiaaleigenschappen onontbeerlijk om invulling te geven aan de toegepaste σ - ϵ -diagrammen voor zowel de BGT als de UGT [4]. Deze diagrammen zijn in figuur 9 weergegeven. De diagrammen vereisen een iteratieve berekeningsmethodiek. Het σ - ϵ -diagram voor de UGT is toegepast overeenkomstig CUR-Aanbeveling 111. Het σ - ϵ -diagram ten behoeve van de BGT is ten opzichte van de Aanbeveling iets vereenvoudigd. Het verschil tussen $f_{t,rep,2}$ en $f_{t,rep,3}$ is immers zeer gering in relatie tot de bijbehorende rekken. Het gearceerde spanningsblok is nagenoeg rechthoekig van vorm.

Tabel 1 geeft een overzicht van de belangrijkste eindsterkten. Op basis van het mengselontwerp kunnen de betonberekeningen worden uitgevoerd met een minimale betonsterkteklasse C32/40. De eindsterkte wordt na 90 dagen bereikt en komt minimaal overeen met een betonsterkteklasse C43/52.

De karakteristieke waarde voor de langeduurtreksterkte ter hoogte van de knik in het bilineaire spanningsdiagram wordt gegeven door: $f_{tk,2} = 0,45 f_{eqm,1}$. Hierin is $f_{eqm,1}$ de gemiddelde equivalente buigtrekspanning bij een cmod (crack mouth opening displacement) van 0,50 mm. De karakteristieke waarde voor de langeduurtreksterkte bij een rek van 25‰ wordt gegeven door: $f_{tk,3} = 0,37 f_{eqm,4}$. Hierin is $f_{eqm,4}$ de gemiddelde equivalente buigtrekspanning bij een cmod van 3,50 mm.

Rekening houdend met het optreden van microscheurvorming wordt voor de effectieve elasticiteitsmodulus aangehouden:

$$E_{c,eff} = 0,5 \left(22 \left[\frac{f_{cm}}{10} \right]^{0,3} \right) \cdot 10^3$$

De toegepaste CUR-Aanbeveling 111 kent een beperking van het toepassingsgebied. De dikte van het te berekenen constructie-element is gelimiteerd tot 600 mm. Deze beperking is aangebracht vanwege mogelijke fiber pull-out bij een door-

sneede enkel gewapend met vezels. In een dergelijke sneede ontstaat al bij een kleine rek of kromming een grote belasting in de vezels in de uiterste zone. Voor een doorsnede hoger dan 600 mm hoeft het uittrekken van de vezels geen probleem te zijn, mits de rekken maar klein blijven. Een tweede mogelijkheid om elementen met een hoogte groter dan 600 mm te vervaardigen, is (naast de staalvezels) het aanbrengen van traditionele wapening. Hierdoor wordt een strain-hardening materiaalgedrag verkregen. Dit materiaalgedrag kenmerkt zich door een scheurenpatroon, waarbij de rek niet in één discrete scheur plaatsvindt maar er juist een fijne scheurverdeling ontstaat. Dit wordt multiple-cracking genoemd. De energie nodig om een nieuwe scheur te laten ontstaan, is kleiner dan de energie benodigd om een bestaande scheur verder te laten openen.

Hiermee is het gevaar voor fiber pull-out geweken en kan CUR-Aanbeveling 111 worden toegepast.

Het strain-hardening- en strain-softeninggedrag [7] zijn weergegeven in figuur 13.

Dwarskracht

De dwarskrachtcapaciteit van een doorsnede zonder dwarskrachtwapening bestaat – overeenkomstig CUR-Aanbeveling 111 – uit een schuifspanningscomponent door het beton verhoogd met een schuifspanningscomponent door de staalvezels.

Bij het overschrijden van de dwarskrachtcapaciteit van het beton wordt het verschil tussen de schuifspanningscomponent van het beton, verhoogd met een schuifspanningscomponent opgebracht door de staalvezels, op de rekenwaarde van de schuifspanning in mindering gebracht. De benodigde dwarskrachtwapening wordt hierop gebaseerd.

In formulevorm:

$$v_{Rd,s} = v_{Ed} - (v_{Rd,s} + \tau_{fd})$$

Uit proefnemingen van ABT in samenwerking met de TU/e blijkt dit een veilige benadering te zijn. De dwarskrachtcapaciteit conform CUR-Aanbeveling 111 blijkt te worden onderschat. De *fib* Model Code 2010 [8] onderschrijft deze waarnemingen.

Volgens NEN-EN 1992-1-1 geldt voor de schuifspanningscomponent van het beton:

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} k \left(100 \rho_1 f_{ck} \right)^{\frac{1}{3}} + k_1 \sigma_{cp}$$

Voorts geldt conform CUR-Aanbeveling 111 voor de schuif-



spanningscomponent van de staalvezels:

$$\tau_{fd} = \frac{0,18 f_{eqk,3}}{1,4 \gamma_{ft}}$$

Indien dwarskrachtwapening is benodigd, wordt de hoek van de drukdiagonaal begrensd op 30°. Dit in tegenstelling tot de hoek van 21,8° die in NEN-EN 1992-1-1 toelaatbaar is. Feitelijk wordt hiermee het vervallen van de schuifspanningscomponent van het beton, zoals in NEN-EN 1992-1-1 voorgeschreven, gecompenseerd.

Voor de benodigde hoeveelheid dwarskrachtwapening geldt:

$$A_{sw} = \frac{v_{Rd,s} b d}{z f_{yd} \sin \alpha (\cot \theta + \cot \alpha)}$$

Hierin volgt z uit het σ - ϵ -diagram behorend bij de UGT, zoals weergegeven in figuur 9. Er geldt:

$$z = \frac{T_1 (d - x_u) + T_{2,1} \cdot \frac{1}{2} (h - x_u) + T_{2,2} \cdot \frac{1}{3} (h - x_u)}{T_1 + T_{2,1} + T_{2,2}} + \left(x_u - \frac{7}{18} x_u \right)$$

Proefstort

Niet alleen materiaaleigenschappen in de eindfase spelen een rol, ook de eigenschappen in de bouwfase zijn belangrijk. Dit niet alleen ten behoeve van het moment van ontlasten maar –



14

belangrijker nog – ten behoeve van het moment waarop het stempelframe kan worden verwijderd en de ondergelegen dokwanden constructief kunnen worden aangesproken. Om een goed inzicht te krijgen in de sterkteontwikkeling van het beton zijn daarom rijpheidsmetingen verricht op een proefwand. Daaruit is gebleken dat het mengsel na zeven dagen een gemiddelde kubusdruksterkte had van 43,4 MPa. Dit betekent een karakteristieke kubusdruksterkte van 35,4 MPa en een karakteristieke cilinderdruksterkte van 28,3 MPa. Na zeven dagen kon daardoor worden gerekend op een betonsterkteklasse C28/35. Een tweede reden om tot de stort van een proefwand te komen, is gelegen in de wapeningsdichtheid, de verwerkbaarheid van de hybride betonspecie in combinatie met de zware wapening en het uiterlijk van de wanden. De opdrachtgever heeft als eis gesteld dat er geen roestwater zichtbaar mocht zijn ten gevolge van staalvezels aan het oppervlak van het beton. Voorts is daar waar de dokwanden haaks op elkaar aansluiten, sprake van een forse wapeningsconcentratie. Dat geldt ook voor de onderwapening langs de randen van de dokvloer. Belangrijke aspecten hierbij zijn maakbaarheid, gevaar voor ontmengen en de beheersing van de scheurwijde. Voor de zwaargewapende hoeken van het dok is op ware grootte een proefstuk gestort van 8 m breed, 1,3 m dik en circa 5 m hoog. Het resultaat bleek uitstekend, waarmee de weg vrij was voor de toepassing van hybride beton ten behoeve van de dokconstructie. ☒

| Kengetallen | |
|----------------------|-----------------------|
| afmetingen droogdok | |
| lengte | 165 m |
| breedte | 35 m |
| diepte | 10 m |
| dokvloer | |
| dikte | 1400 mm |
| dokwanden | |
| dikte wanddeel onder | 1300 mm |
| dikte wanddeel boven | 800 mm |
| aantal palen | |
| vibro-combipalen | 1100 stuks |
| diepwanden | |
| niveau o.k. diepwand | NAP -31 m |
| dikte | 1200 mm |
| aantal voegen | 60 |
| totaal wandoppervlak | 10 000 m ² |
| vezelgehalte | |
| wanden en vloeren | 35 kg/m ³ |

● PROJECTGEGEVENS

project Droogdok scheepsbouwhal Oceanco, Alblasserdam
opdrachtgever Alblasserdam Yachtbuilding Properties B.V.
hoofdaannemer Cordeel Nederland B.V.
adviseur constructie Geelhoed Engineering b.v.
adviseur geotechniek Fugro Geoservices B.V.
betontechnologisch advies ABT bv

● LITERATUUR

- 1 Breugel, K. van, Veen, C. van der, Walraven, J.C., Betonconstructies onder Temperatuur- en Krimpvervormingen (BP2). Betonprisma 's-Hertogenbosch, 2e druk 1998.
- 2 Menting, M.B.H., Hydratation & Heatflow simulation of concrete structure. ABT, juni 2013.
- 3 CUR-Aanbeveling 36: 2011 Ontwerpen van elastisch ondersteunde betonvloeren en -verhardingen, derde herziene uitgave.
- 4 CUR-Aanbeveling 111 Staalvezelbeton, bedrijfsvloeren op palen – Dimensionering en uitvoering. 2007.
- 5 NEN-EN 1992-1-1: Eurocode 2: Ontwerp en berekeningen van betonconstructies – Deel 1-1: Algemene regels en regels voor gebouwen.
- 6 *Fugro INFO* nr. 3. Fugro, november 2013.
- 7 Naaman, E., High performance Fiber Reinforced Cement Composites. Department of Civil and Environmental Engineering University of Michigan, 2003.
- 8 *fib Model Code for Concrete Structures* 2010. Ernest & Sohn, 2013.