

TNO-rapport**TNO-2022-R10927 | Eindrapport****RBK 1.2 Achtergrondrapport Beton****Technical Sciences**Stieltjesweg 1
2628 CK Delft
Postbus 155
2600 AD Delftwww.tno.nl

T +31 88 866 20 00

F +31 88 866 06 30

Datum 25 mei 2022
Auteur(s) ir. G.G.A. Dieteren

Exemplaarnummer
Oplage
Aantal pagina's 188 (incl. bijlagen)
Aantal bijlagen
Opdrachtgever Rijkswaterstaat
Projectnaam RBK 1.2
Projectnummer 060.46553

Alle rechten voorbehouden.

Niets uit deze uitgave mag worden vermenigvuldigd en/of openbaar gemaakt door middel van druk, fotokopie, microfilm of op welke andere wijze dan ook, zonder voorafgaande toestemming van TNO.

Indien dit rapport in opdracht werd uitgebracht, wordt voor de rechten en verplichtingen van opdrachtgever en opdrachtnemer verwezen naar de Algemene Voorwaarden voor opdrachten aan TNO, dan wel de betreffende terzake tussen de partijen gesloten overeenkomst.

Het ter inzage geven van het TNO-rapport aan direct belanghebbenden is toegestaan.

© 2022 TNO

Voorwoord

In het voorliggende rapport zijn achtergronden gegeven bij de RBK 1.2 regels voor bestaande betonnen kunstwerken. Deze RBK 1.2 regels zijn ontwikkeld op basis van in de literatuur beschikbare informatie en diverse nationale en internationale onderzoeken.

De meeste onderzoeken welke ten grondslag liggen aan de RBK 1.2 zijn in een periode van meer dan 10 jaar uitgevoerd bij m.n. TU Delft en TNO. De resultaten van deze onderzoeken zijn grotendeels vastgelegd in afzonderlijke rapportages, PhD Thesis, memo's etc. Zonder deze achterliggende informatie had dit achtergrondrapport niet opgesteld kunnen worden. Dank gaat dan ook uit naar de opstellers van deze rapportages:

- ir. J. Gijsbers (voormalig TNO medewerker)
- ir. R. Koekoek (TU Delft)
- dr. Ir. E. Lantsoght (TU Delft)
- dr. Ir. M. Roosen (Rijkswaterstaat, TU Delft)
- dr. Ir. Y. Yang (TU Delft)
- ir. J. den Uijl (voormalig TU Delft medewerker)
- dr. ir. C. van der Veen (voormalig TU Delft medewerker)
- prof. dr. Ir. J. Walraven (emeritus hoogleraar TU Delft)

Daarnaast was dit rapport niet mogelijk geweest zonder de vele discussies met bovenstaande personen, H. Sliedrecht en J. Doorgeest van Rijkswaterstaat en de overige leden van het RWS-CVoO overleg (Constructieve Veiligheid op Orde).

De dank gaat ook uit naar de collega's van TNO welke in de afgelopen jaren door discussies, aandragen van informatie etc. ook hebben bijgedragen aan dit rapport.

Inhoudsopgave

| | | |
|----------|--|-----------|
| 1 | Inleiding | 5 |
| 2 | Beton..... | 6 |
| 2.1 | Inleiding | 6 |
| 2.2 | GBV 1912 | 7 |
| 2.3 | GBV 1918 | 12 |
| 2.4 | GBV 1930 | 15 |
| 2.5 | GBV 1940 | 16 |
| 2.6 | GBV 1950 | 19 |
| 2.7 | GBV 1962 | 21 |
| 2.8 | R.V.B. Voorgespannen beton voorschriften 1962 en 1967 | 25 |
| 2.9 | VB 74 (NEN 3861 e.a) / VB 74/84 (NEN 3880) en VBC (NEN 6720) | 27 |
| 2.10 | Overzicht betonsterkteklassen voor RBK | 28 |
| 2.11 | Minimaal aan te houden betonsterkteklasse zonder materiaalonderzoek | 29 |
| 3 | Wapeningsstaal | 30 |
| 3.1 | Inleiding | 30 |
| 3.2 | GBV 1912 | 31 |
| 3.3 | GBV 1918 | 32 |
| 3.4 | GBV 1930 | 34 |
| 3.5 | GBV 1940 | 36 |
| 3.6 | GBV 1950 | 38 |
| 3.7 | GBV 1962 | 43 |
| 3.8 | Vergelijking VB 74 met NEN-EN 1992-1-1 | 47 |
| 3.9 | Vergelijking NEN 6720 (VBC) met NEN-EN 1992-1-1 | 53 |
| 3.10 | Overzicht betonstaalsoorten voor RBK | 55 |
| 3.11 | Nadere toelichting op toelaatbare spanningen in hoogwaardige betonstaalsoorten in de GBV serie | 57 |
| 3.12 | Vermoeiingseigenschappen betonstaal..... | 58 |
| 3.13 | Materiaalonderzoek aan betonstaal | 61 |
| 4 | Voorspanstaal | 64 |
| 4.1 | Inleiding | 64 |
| 4.2 | RVB 1962 en 1967 | 67 |
| 4.3 | VB74, VB 74/84 en VBC..... | 71 |
| 4.4 | Overzicht voorspanstaalsoorten voor RBK | 72 |
| 4.5 | Overzicht van in het verleden toegepaste voorspansystemen..... | 73 |
| 4.6 | Vermoeiingseigenschappen voorspanstaal..... | 78 |
| 4.7 | Waterstofverbrossing van voorspanstaal | 81 |
| 4.8 | Normatieve vergelijking relaxatie van het voorspanstaal: RVB, VB en VBC | 86 |
| 4.9 | Krimp en kruip..... | 89 |
| 4.10 | Direct optredende voorspanverliezen..... | 94 |
| 5 | Achtergronden bij verankeringslengte formules | 95 |
| 5.1 | Inleiding | 95 |
| 5.2 | Eisen aan haken en ombuigingen | 95 |
| 5.3 | Betonstaal met een dekking $< c_{min,b}$ | 105 |
| 5.4 | Verankering van beugels en dwarskrachtwapening | 111 |

| | | |
|----------|--|------------|
| 6 | Achtergronden bij dwarskrachtoetsing | 113 |
| 6.1 | Inleiding RBK wijzigingen op artikel 6.2 van NEN-EN 1992-1-1 en NEN-EN 1992-2 | 113 |
| 6.2 | Toelichting afschuifbuigbreuk en afschuiftrekbreuk toetsing | 113 |
| 6.3 | Toelichting op vervallen artikel 6.2.1 (4) en aangepast artikel 9.2.2 (5) van NEN-EN 1992-1-1 | 114 |
| 6.4 | Toelichting bij RBK 6.2.2.1 (1) Toetsing op afschuifbuigbreuk redenerend vanuit verificatievlak | 115 |
| 6.5 | Toelichting RBK 6.2.2.1 (10) combinatie beton en staalaandeel voor dwarskrachtcapaciteit bij afschuifbuigbreuk | 117 |
| 6.6 | Toelichting RBK 6.2.2.3 verificatie ongescheurde gebieden van voorgespannen elementen | 119 |
| 6.7 | Plaatfactor k_{cap} | 126 |
| 6.8 | Aanpassing b_w naar b_{wgem} | 127 |
| 6.9 | Bepaling effectieve hoogte d_e bij wapening op verschillende hoogte | 131 |
| 6.10 | Maximaal in rekening te brengen wapeningspercentage ρ | 132 |
| 6.11 | Toelichting bij hogere toelaatbare normaalspanning σ_{cp} | 133 |
| 6.12 | Bijdrage normaalkracht component N_{ed}/σ_{cp} | 134 |
| 6.13 | Toelichting op RBK 6.2.2.1 (10) bijdrage verticale voorspanning V_p | 134 |
| 6.14 | Toelichting op RBK 6.2.2.2 middeling over 4d bij EEM | 134 |
| 6.15 | Toelichting op RBK 6.2.2.3 ATB en onderbouwing veiligheidsniveau | 138 |
| 6.16 | Toelichting op RBK 6.2.3 (3) en 6.2.3 (4) meenemen verticale voorspanstaven als dwarskrachtwapening | 139 |
| 6.17 | Toelichting v_{min} RBK | 139 |
| 6.18 | Membraandrukwerking | 144 |
| 6.19 | Lichtbeton | 157 |
| 6.20 | Bepaling van schuifspanning voor toetsing van platen | 167 |
| 6.21 | Toetsen van kokervormige doorsneden met verlopende hoogte | 168 |
| 7 | Overige kennisborging | 173 |
| 7.1 | Geometrische imperfecties (RBK invulling voor artikel 5.2 van NEN-EN1992-1-1) | 173 |
| 7.2 | 173 | |
| 7.3 | Krimp- en kruipgedrag | 173 |
| 7.4 | Modelverfijningen | 176 |
| 7.5 | Modelleren van dwarsdragers (eind- of tussendwarsdragers) | 178 |
| 7.6 | Niet orthogonale wapeningsnetten | 178 |
| 7.7 | Toetsing van ophangwapening in dwarsdragers van kokerliggers | 181 |
| 8 | Referenties | 183 |

1 Inleiding

In het voorliggende rapport zijn achtergronden gegeven bij de RBK 1.2 regels voor bestaande betonnen kunstwerken. Deze RBK 1.2 regels zijn ontwikkeld op basis van in de literatuur beschikbare informatie en diverse nationale en internationale onderzoeken. De achtergronden zijn alleen opgenomen bij die delen waar dit naar de mening van de opstellers van de RBK noodzakelijk was. De achtergronden zijn informatief en mogen niet als norm gelezen worden, de tekst van RBK 1.2 is leidend.

RBK 1.2 heeft voor de verificatie van bestaande betonconstructies afwijkende rekenregels ten opzichte van NEN-EN1992-1-1 en NEN-EN1992-2. Deze afwijkende rekenregels zijn opgesteld om beter aan te sluiten bij de in het verleden gehanteerde normen en de daarin gegeven ontwerpuitgangspunten en -regels en de destijds toegepaste materialen. Voor deze afwijkende regels was het uitgangspunt dat de basisprincipes van NEN-EN1990 en NEN8700 aangaande het beoogde veiligheidsniveau van bestaande constructies nog steeds van toepassing zijn. De onderbouwing hiervan is in dit rapport kort toegelicht.

Voor oude materialen zijn de oude normteksten en eisen grotendeels opgenomen. Aan de hand van deze informatie is mogelijk vanuit beschikbare oorspronkelijke ontwerpberekeningen en / of tekeningen te achterhalen welke materialen zijn toegepast. Bijvoorbeeld door destijds aangehouden toelaatbare spanningen welke gekoppeld kunnen worden aan een toen gebruikelijke materiaalaanduiding (welke vaak dan weer niet expliciet in de ontwerpberekening was opgenomen).

De onderzoeken welke ten grondslag liggen aan de RBK 1.2 zijn in een periode van meer dan 10 jaar uitgevoerd bij m.n. TU Delft en TNO. De resultaten van deze onderzoeken zijn grotendeels vastgelegd in afzonderlijke rapportages, PhD Thesis, memo's etc. Hier is waar nodig in deze achtergronden naar gerefereerd.

Leeswijzer:

In hoofdstuk 2 is per oude betonnorm steeds eerst een deel van de oude normtekst gegeven over oude aanduidingen, gebruikte dekkingen etc. Daarna is onderbouwd hoe de oude materiaalsterkte aanduiding vertaald kan worden naar de huidige betonsterkteklasse aanduidingen. Vervolgens is in Hoofdstuk 3 hetzelfde gedaan voor wapeningsstaal en in hoofdstuk 4 voor voorspanstaal. In hoofdstuk 5 zijn de achtergronden gegeven voor de RBK aanpassing van de verankeringslengte formules. Hoofdstuk 6 is een verzameling van overige keuzes in RBK1.2. Hoofdstuk 7 geeft de achtergronden bij alle aanpassing van de dwarskrachtregels zoals die gegeven zijn in de RBK1.2. Ten slotte worden in hoofdstuk 8 enkele andere onderwerpen besproken.

2 Beton

2.1 Inleiding

Bij het uitvoeren van een verificatieberekening zal er bepaald moeten worden welke eigenschappen voor het beton aangehouden moeten worden. Uitgangspunt hiervoor is een bepaalde betonsterkteklasse C ../. volgens de systematiek van NEN-EN 1992-1-1+C2:2011 [1]. Deze betonsterkteklasse kan op 3 manieren worden bepaald, te weten:

1. Bepaling aan de hand van oude ontwerp gegevens
2. Aanhouden van minimale waarde op basis van onderzoek aan andere kunstwerken
3. Bepaling van de momenteel aanwezige sterkte door onderzoek aan de constructie.

1. Bepaling aan de hand van oude ontwerp gegevens (RBK 3.1.1 - artikel 3.1.2 (3))

Zonder direct materiaalonderzoek aan de constructie uit te voeren, kan voor herberekeningen in eerste instantie gebruik worden gemaakt van de bij het ontwerp aangehouden waarde van de betonkwaliteit/ betonsterkteklasse. Deze ontwerpuitgangspunten moeten dan wel vertaald worden naar de huidige betonsterkteklassen zoals toegepast in [1]. Deze vertaling is in RBK 1.2 gegeven en in dit document verder onderbouwd.

Noot:

Dit is een nadere uitwerking van Artikel 4.2.(4)P OPMERKING 3 van NEN 8700:2011+A1:2020 [2] voor beton.

De vertaling is gegeven voor betonconstructies gebouwd aan de hand van GBV 1912 [3] of nieuwere normen. Voor constructies gebouwd voor deze tijd was geen norm beschikbaar en is een vertaling vanuit de oude normen zodoende niet te geven. Hiervoor wordt aangeraden om bij een herbeoordeling de gerealiseerde betondruksterkte te bepalen door middel van meting aan de constructie. De bouwmethode was in deze periode ook dermate dat de spreiding in de resultaten erg groot kan zijn.

Leeswijzer:

Per oude norm worden als eerste de van belang zijnde artikelen weergegeven waarna in de volgende paragraaf aangegeven is hoe uit de daar aangehouden materiaalaanduiding, toelaatbare spanningen etc. een representatieve waarde van de materiaaleigenschappen voor toepassing met [1] gegeven kan worden. In 2.10 is een samenvattende tabel gegeven met, voor alle hier behandelde normen, een vertaling van de verschillende betonkwaliteiten naar waarden voor de karakteristieke cilinderdruksterkte van beton f_{ck} zoals toegepast in [1].

Noot:

In dit document zijn soms ook andere aan beton gestelde eisen uit de oude normen opgenomen. Dit daar deze informatie in sommige gevallen nuttige informatie kan zijn bij het herbeoordelen van bestaande constructies.

2. Aanhouden van minimale waarde op basis van onderzoek aan andere kunstwerken (RBK 3.1.1 - artikel 3.1.2 (10) en (11))

Rijkswaterstaat heeft door onderzoek aan kunstwerken, ontworpen voor de invoering van de VB '74 [8], voor de bovenbouw van verschillende typen bruggen de nu aanwezige betonsterkteklasse bepaald. Dit is dus inclusief het effect van de doorgaande hydratatie zoals die in de levensduur van het kunstwerk heeft plaatsgevonden. Op basis hiervan zijn ondergrenzen voor de karakteristieke waarde van de betonsterkteklasse bepaald, welke minimaal gehanteerd kunnen worden (zie **RBK artikel 3.1.2 (10) en (11)**). De verwachting hierbij is dat, indien men onderzoek uitvoert aan een specifieke constructie, de gevonden waarde voor de karakteristieke druksterkte hoger zal zijn.

3. Bepaling van de momenteel aanwezige druksterkte door onderzoek aan de constructie (RBK 3.1.1 - artikel 3.1.2 (12))

Door materiaalonderzoek kan de werkelijk aanwezige betonsterkte worden bepaald. Uitgaande van een doorgaande hydratatie is de betonsterkte in de regel toegenomen t.o.v. het ontwerp. Ook de onder ad 2. genoemde betonsterkteklasse op basis van onderzoek aan andere constructies is in de regel lager dan hetgeen gevonden wordt bij onderzoek aan de daadwerkelijke constructie. Dit daar deze waarde ook een ondergrens van de betonsterkte betreft gebaseerd op een statistische analyse van de beschikbare data voor een grote groep kunstwerken. Met name bij het beoordelen van de dwarskrachtcapaciteit bij gewapend beton zonder dwarskrachtwapening of de momentcapaciteit bij voorgespannen beton kan een aantoonbaar hogere aanwezige betonsterkteklasse een substantiële toename van de rekenwaarde van de capaciteit opleveren. De wijze waarop de meetwaarden moeten worden omgerekend naar een karakteristieke cilinderdruksterkte f_{ck} is gegeven in RBK en NEN-EN13791:2019 [4].

Noot:

Wanneer de betonsterkte uit het onderzoek van Rijkswaterstaat (2) of uit materiaalonderzoek (3) wordt gebruikt, moet volgens artikel 3.1.2 (4) van [1] de rekenwaarde van de druk- en treksterkte volgens artikel 3.1.6 (1) en 3.1.6 (2) worden vermenigvuldigd met $k_t = 0,85$.

2.2 GBV 1912

2.2.1 *Eisen in de GBV 1912 [3]*

Artikel 2. Materialen

6. Een mortel, samengesteld uit één gewicht deel cement, drie gewichtsdeelen Duitsch normaalzand, en aangemengd met 0,32 a 0,40 gewichtsdeelen water, zoodanig dat de mortel wat den vochtigheidstoestand aangaat, in aanzien overeenkomt met vochtige aarde, moet, na 24 uur tegen uitdroging beschut, bij ene temperatuur van 15 a 18 C aan de lucht te zijn blootgesteld en daarna onder water van 15 a 18 C, geplaatst gedurende zes dagen, een trekvastheid van ten minste 12 K.G. en eene drukvastheid van ten minste 120 K.G. per c.M.2 bezitten. De trek- en drukvastheid moeten bedragen in eenzelfde geval, doch nadat de mortel 27 dagen

onder water is geplaatst, respectievelijk 20 en 200 K.G. per c.M². Als trekvastheid geldt het gemiddelde uit tien proeven, waarbij proefstukken, waarvan de trekvastheid meer dan 20 % grooter of kleiner is dan de gemiddelde trekvastheid van alle tien proefstukken buiten beschouwing blijven. In dat geval geldt het gemiddelde van de overblijvende proefstukken. Als drukvastheid geldt het gemiddelde uit vijf proeven. De trekvastheidsproeven moeten geschieden met achtvormige proefstukken, waarvan de kleinste doorsnede ten minste 5 c.M² bedraagt. De proefstukken moeten worden vervaardigd in metalen vormen welke geplaatst op eene niet afzuigende onderlaag worden gevuld met de benodigde hoeveelheden mortel en machinaal worden aangeklopt met

.....
De drukvastheidsproeven moeten geschieden met kubussen met zijvlakken van 50 c.M² en machinaal gemaakt op de wijze, als hierboven voor de trekvastheidsproeven is beschreven, echter met wijziging in zooverre, dat het gewicht van den hamer 3. K.G. en de vlakhoogte 50 c.M. moet bedragen. De breukgewichten worden bepaald door middel van een doelmatig ingericht druktoestel, waarbij de belastingtoename 5 tot 10 K.G. per seconde bedraagt. De trekvastheid der mortel moet na 28 dagen verharding ten minste 10% en de drukvastheid van dergelijke mortel na 28 dagen verharding ten minste 25% meer bedragen dan de trek- en drukvastheden na 7 dagen verharding. De drukvastheidsproeven moeten geschieden loodrecht op de richting waarin de mortel in de vormen is gestampt.

Artikel 5

De in beton aanwezige mortel moet ten minste 135 kg cement op 2 HL zand bevatten. De verhouding tusschen de te verwerken hoeveelheden zand en die van het grind of den steenslag moet gelegen zijn tusschen de grenzen ½ en 1/1. De samenstellende deelen moeten zoo volkomen mogelijk in drogen toestand worden doorengemengd; daarna moet onder geleidelijke toevoeging van het water de aanmaak geschieden, hetzij uit de hand door middel van harken en omzetten op een voor het doel geschikten vloer, hetzij machinaal in een daartoe geschikt mengtoestel. Het voor de bereiding te bezigen water moet vrij zijn van schadelijke bestanddelen.

Artikel 15 Betondekking (alleen deel van het artikel welke dekking behandeld weergegeven)

Bij balken en kolommen moet de buitenkant van het ijzer ten minste 15 m.M., bij andere constructiedelen ten minste 10 m.M. van den buitenkant van het beton verwijderd liggen.

Artikel 22 In ijzer en beton toe te laten spanningen

1. De berekende trekspanning in de wapeningsstaven van liggers mogen ten hoogste 1000 K.G. per c.M² en in die van platen ten hoogste 1200 K.G. per c.M² bedragen, wanneer het metaal eene minimum trekvastheid heeft van ten minste 50 K.G. per m.M². Deze cijfers bedragen respectievelijk 900 en 1000 K.G. per c.M² wanneer het metaal eene trekvastheid heeft van minder dan 50, doch ten minste 44 K.G. per m.M² en respectievelijk 800 en 1000 K.G. per c.M² wanneer het metaal een trekvastheid heeft van minder dan 44 doch ten minste 37 K.G. per m.M².

2. De berekende schuifspanningen in het ijzer en staal mogen niet grooter zijn dan $\frac{3}{4}$ van de onder 1 vermelde toe te laten trekspanningen.

3. In beton, dat is samengesteld uit ten minste 135 K.G. cement op 4 H.L. grind en zand (beide materialen afzonderlijk gemeten), mogen geene grootere drukspanningen optreden dan:

- van 40 K.G. per c.M², wanneer het constructiedelen geldt, welke uitsluitend gedrukt worden;

- van 50 K.G. per c.M², wanneer het liggers of constructiedeelen geldt, welke excentrisch gedrukt worden, en

- van 60 K.G. per c.M², wanneer het platen geldt.

Deze cijfers bedragen respectievelijk 35, 40 en 50 K.G. per c.M², wanneer het beton is samengesteld uit 135 K.G. cement op meer dan 4, doch niet meer dan 5 H.L., grind en zand en respectievelijk 30, 35 en 40 K.G. per c.M², wanneer het beton is samengesteld uit 135 K.G. cement op meer dan 5 doch niet meer dan 6 H.L. grind en zand.

5. De schuifspanningen in het beton mogen niet grooter zijn dan $\frac{1}{10}$ van de toe te laten drukspanningen. Bedragen zij meer, dan moeten zoodanige voorzieningen worden getroffen, dat in iedere doorsnede zoowel in horizontale als in verticale richting de ijzerwapening alleen in staat is de geheele schuifkracht op te nemen. Voor de berekening van de schuifspanningen mogen in rekening worden gebracht de ijzerdoorsneden van alle beugels en opgebogen staven, welke door het beschouwde vlak worden gesneden, waarbij echter de hoofdwapeningsstaven ter plaatse waar deze niet zijn opgebogen, buiten beschouwing blijven.

6. De schuifspanningen in het beton, berekend onder verwaarlozing van den invloed van het ijzer, mogen niet grooter zijn dan $\frac{3}{10}$ van de toe te laten drukspanningen.

Artikel 23 Toe te laten spanning bij overlegging van de uitkomsten van verrichte proeven

Wanneer wordt overlegd de uitslag van gedane onderzoekingen van het te bezigen beton, kan worden toegelaten, dat in het beton drukspanningen optreden welke zich verhouden tot drukvastheden uit de genoemde onderzoekingen gevonden als:

Een : drie, wanneer het geldt platen,

Een : vier, wanneer het geldt liggers, en

Een : vijf, wanneer het geldt constructiedeelen, welke uitsluitend gedrukt worden.

De drukvastheid moet zijn afgeleid uit rechtstreeksche drukproeven met teerlingen van 30c.M zijlengte, welke op het werk vervaardigd zijn op eene wijze, welke zoveel mogelijke overeenkomt met de wijze van vervaardigen van het in gewapend beton uit te voeren bouwwerk. De teerlingen moeten onmiddellijk na de vervaardiging, tegen uitdroging beschut, 42 dagen aan de lucht worden blootgesteld, en daarna terstond worden beproefd. Als drukvastheid geldt het gemiddelde van de uitkomsten uit eene reeks van drie proeven.

Noot:

Een teerling is een betonkubus, in dit geval dus met zijden van 30cm.

Dit artikel was niet alleen opgenomen om de mogelijkheid te geven om voor mengsels met hogere cementgehalten een hogere sterkte in rekening te kunnen brengen maar ook voor toepassing met toeslagmaterialen met lagere sterkte, bijvoorbeeld bims. Als de proefgegevens bekend zijn moet dus minimaal gekeken

worden of een lagere materiaalsterkte verondersteld dient te worden dan waarvan de norm is uitgegaan.

Let op, de druksterkte werd bepaald op kubussen met een riblengte van 30cm. Uit de omschrijving in de norm wordt niet duidelijk of dit een proef met of zonder karton tussen de kubus en de opstelling betreft. Daar voor de normen GBV 1930 t/m GBV 1962 de toepassing van karton gebruikelijk was, is er hiervan uitgegaan dat dit ook in 1912 gebeurde.

Zodoende wordt voor dezelfde betonkwaliteit volgens GBV 1912 [3] dan gevonden:

$$f'_{cm} = 1,25 * (\text{meetwaarde}_{\text{teerling}30*30*30} * 0,1) [N/mm^2]$$

Als er oude metingen beschikbaar zijn dienen deze dus nog gecorrigeerd te worden met 1,25 om te komen tot de gebruikelijk kubusdruksterkte op kubussen met ribben van 15 cm. In de volgende paragraaf is nog aangegeven hoe vanuit de gemeten waarden de karakteristieke kubusdruksterkte is te bepalen zoals die voor de herberekening moet worden toegepast.

2.2.2 Omrekening van de GBV 1912 [3] kwaliteit naar NEN-EN 1992-1-1 [1].

In [3] werden geen strikte eisen gesteld aan de gerealiseerde betondruksterkte ten opzichte van de toelaatbare spanningen met uitzondering van artikel 23. De toelaatbare spanningen waren gekoppeld aan de hoeveelheid cement t.o.v. de hoeveelheid grind en zand (betonsamenstelling), zie artikel 22.

Wel werden in artikel 2 lid 6 eisen gesteld aan de minimale druksterkte van een voorgeschreven betonmengsel. Bepaling van de nu minimaal aan te houden betonsterkteklasse kan dus niet gebeuren op basis van de destijds gehanteerde eisen aan de gerealiseerde betondruksterkte.

In [3] artikel 2 lid 6 werd voor kubussen verhard onderwater na 28 dagen een druksterkte van 200 kg/cm² geëist. De toegepaste kubussen hadden een oppervlak per zijde van 50 cm², hetgeen overeenkomt met ribben van 7cm! Uit de omschrijving in de norm wordt niet duidelijk of dit een proef met of zonder karton tussen de kubus en de opstelling betreft. Daar voor de normen GBV 1930 t/m GBV 1962 de toepassing van karton gebruikelijk was is er hiervan uitgegaan dat dit ook in 1912 gebeurde.

De kubusvastheid voor de betonkwaliteiten uit [3] stelt zodoende de gemiddelde kubusdruksterkte voor bepaald uit 5 kubussen met zijden van 70 mm, na 28 dagen verharding. Beproeven geschiedde in een drukpers met onder en boven de kubus een tussenlaag van 3 mm dik karton. De op deze manier bepaalde druksterkte geeft een 4% lagere waarde dan met kubussen met zijden van 150 mm en geen toepassing van karton (Betoniek januari 1972 [5] en Dictaat TH Delft 1967 [6]).

Zodoende wordt voor dezelfde betonkwaliteit volgens [1] dan gevonden:

$$f'_{cm} = 1,04 * (k_{\text{waarde-GBV}}) * 0,1 [N/mm^2]$$

Om de betonsterkteklasse volgens [1] te bepalen moeten de standaardafwijking bekend zijn.

Uit Cement 3 jaargang 71 [7] en VB 74/84 [8] Tabel A-24 volgt dat voor de standaardafwijking onderstaande waarden aangehouden kunnen worden:

| VB 74 | σ [N/mm ²] |
|--------|-------------------------------|
| B 12,5 | 4,6 |
| B 17,5 | 6,1 |
| B 22,5 | 7,6 |

Tabel 2-1: Standaardafwijking conform VB 74/84 [8]

Voor GBV 1912 [3] wordt uitgegaan van $\sigma = 6,1$ [N/mm²].

De in [3] gegeven gemiddelde waarde voor de betondruksterkte is als volgt omgerekend naar karakteristieke waarde:

$$f'_{ck} = f'_{cm} - 1,64 * \sigma$$

Hierin is:

- σ de standaardafwijking van 6,1 [N/mm²]
- f'_{cm} gemiddelde kubusdruksterkte
- 1,64 student t-verdeling uitgaande van een oneindig groot aantal proefstukken.

Bovenstaande rekenmethode geeft de volgende karakteristieke waarden voor de gegeven betonsoorten.

$$1,04 * 20 - 1,64 * 6,1 = 10,8 \rightarrow C8/10$$

Zoals uit de toelaatbare spanningen volgde, werd er echter onderscheid gemaakt tussen beton vervaardigd met verschillende cementshoeveelheden. Hierbij werd er dus echter niet aangegeven welke 28-daagse druksterkte hierbij hoorde.

In tabel 2-2 is een overzicht gegeven van de in [3] gegeven toelaatbare spanningen. Hierbij is in de 5^e kolom aangegeven welke betonsterkte volgens de GBV 1940 [9] hoorde bij de in kolom 2 en 4 (zuivere druk en buiging in platen) gegeven toelaatbare spanning. Bij K150 was er dan sprake van geen bouwcontrole en bij K200 en K250 werd dit gekoppeld aan bouwcontrole en meting van de gerealiseerde druksterkte. Daar in [3] geen specifieke eisen aan de kubusdruksterkte werden gesteld, kan zonder kennis van de toegepaste betonsamenstelling alleen maar uitgegaan worden van de laagste betonsterkte zijnde K150. Dit komt na omrekening overeen met C8/10 hetgeen ook hiervoor gevonden was bij omrekenen van de in art 2 van [3] gestelde eisen.

| Betonsamenstelling | Kolommen op druk [kg/cm ²] | Liggers op buiging of druk excentrisch op buiging [kg/cm ²] | Platen op buiging [kg/cm ²] | GBV1940 [9] |
|--------------------------------|--|---|---|-------------|
| 135 kg op 4 hl (zand en grind) | 40 | 50 | 60 | K250 |
| 135 kg op 4 – 5 hl | 35 | 40 | 50 | K200 |
| 135 kg op 5 – 6 hl | 30 | 35 | 40 | K150 |

hl = hectoliter = 1/10 m³

Tabel 2-2: Toelaatbare spanningen volgens de GBV 1912 [3] (kolom 1 t/m 4)

Voor alle constructies ontworpen en gebouwd volgens de GBV 1912 [3] is C8/10 een veilige ondergrens voor de betonsterkteklasse.

Indien het toegepaste mengsel met voldoende zekerheid bekend is, kan overwogen worden om een hogere betonsterkteklasse toe te staan (zoals in bovenstaande tabel gegeven in de 5^e kolom). Indien een hogere betonsterkteklasse benodigd is, kan dit natuurlijk altijd aangetoond worden door middel van onderzoek aan de huidige constructie waarbij de momenteel aanwezige betonsterkte bepaald kan worden die naar verwachting door doorgaande hydratatie zal zijn toegenomen in de tijd.

2.3 GBV 1918

2.3.1 Eisen in de GBV 1918 [10]

Artikel 2. Materialen

6. Vastheid

Portlandcementmortel in een verhouding van 3 gewichtsdelen normaalzand (1) op 1 gewichtsdeel portlandcement moet na 7 dagen verharding (1 dag in vochtige lucht en 6 dagen onder water) eene drukvastheid van minstens 150 K.G. per c.M2 bereiken (voorproef), na verdere verharding gedurende 21 dagen in lucht van kamertemperatuur (15-18 C) moet de drukvastheid minstens 250 K.G. per c.M2 bedragen. In twijfelachtige gevallen is uitsluitend de proef na 28 dagen beslissend.

Ten einde bij bouwwerken de controle te bespoedigen, kan eene trekproef genomen worden. Portlandcementmortel moet, bij eenen verhouding van 1 gewichtsdeel cement op 3 gewichtsdelen normaalzand na 7 dagen verharding (1 dag in de lucht en 6 dagen onder water) eene trekvastheid van minstens 12 K.G. per c.M2 bereiken. Als drukvastheid of als trekvastheid geldt het gemiddelde uit 5 proeven. De drukproeven moeten geschieden met kubussen met zijvlakken van 50 c.M2, gemaakt in metalen vormen, welke geplaatst op een niet afzuigende onderlaag worden gevuld met de benodigde hoeveelheden mortel en machinaal worden aangeklopt door 150 slagen met een hamer van 3 K.G. gewicht en een valhoogte van 50 cM, terwijl daarna de overtollige mortel van de vormen wordt afgestreeken. Blijkt na het in een kloppen dat een vorm niet voldoende gevuld is, dan wordt het daarin aanwezige proefstuk vernietigd. De breukbelastingen worden

bepaald door middel van een doelmatig ingericht toestel, waarbij de belastingtoename 5 tot 10 K.G. per seconde bedraagt.

Artikel 5

De in beton aanwezige mortel moet ten minste 125 kg cement op 2 hl zand (1 op 2) bevatten. De verhouding tusschen de te verwerken hoeveelheden zand en die van het grind of den steenslag moet gelegen zijn tusschen de grenzen 1 op 1 en 1 op 1 ½. Deze verhouding kan gebracht worden op hoogsten 1 op 2 als de samenstelling van de gebruikte mortel binnen de grens van 250 K.G. cement op 3 H/L/ zand (1 op 1 ½) blijft.

Voor werken die met zeewater in aanraking komen wordt de verhouding tusschen de hoeveelheden cement en zand minstens 250 K.G. cement op 3 H.L. zand (1 op 1 ½). Bij de herleiding van portlandcement tot maatdelen wordt het gewicht van 1 H.L. portlandcement gelijk gesteld aan 125 K.G.

Artikel 17 Hoeveelheid ijzer.Koppelingen. Staafstanden en betondekking (deel van het artikel welke dekking behandelt)

De buitenkant van de hoofdwapening moet bij balken minstens 25 m/M/ bij vloeren minstens 10 m.M. en bij kolommen minstens 35 m. M. van den buitenkant van het beton verwijderd zijn.

Let op dit betreft strikt genomen de eis op de hoofdwapening!

Artikel 24 In ijzer en beton toe te laten spanningen

1. De berekende trekspanning in de wapeningsstaven en de drukspanningen in het beton bij doorgebogen constructiedelen mogen hoogstens de in onderstaande tabel opgenomen waarden bedragen:

| <i>Soort der constructie</i> | <i>Trekspanning in het ijzer</i> | <i>Drukspanning in het beton</i> |
|--|----------------------------------|----------------------------------|
| <i>a. Voor spoorwegbruggen</i> | <i>800 K.G./c.M²</i> | <i>35 K.G./c.M²</i> |
| <i>b. Voor bruggen voor gewoon verkeer en voor constructies, die aan sterke trillingen onderhevig zijn</i> | <i>1000 K.G./c.M²</i> | <i>40 K.G./c.M²</i> |
| <i>c. In alle andere gevallen</i> | <i>1200 K.G./c.M²</i> | <i>50 K.G./c.M²</i> |

2. Bij zuiver gedrukte constructiedeelen bedragen de betonspanningen:

- a. Voor spoorwegbruggen 30 K.G./c.M²*
- b. Voor bruggen voor gewoon verkeer en voor constructies, die aan sterke trillingen onderhevig zijn 35 K.G./c.M²*
- c. Voor kolommen die een onderdeel uitmaken van een verdieping waarop de kap onmiddellijk rust 25 K.G./c.M²*
- d. In alle andere gevallen 40 K.G./c.M²*

Ten opzichte van [3] valt op dat er geen onderscheid in constructie elementen (kolommen, liggers en platen) wordt gemaakt maar in gebruik (spoor, weg of anders). Tevens is er niet zoals bij [3] nog een onderscheid in betonmengsel gegeven. In artikel 5 is wel de mogelijkheid gegeven om het mengsel qua

cementhoeveelheid aan te passen hetgeen in [3] niet zo expliciet genoemd was. Alhoewel dit in [3] via artikel 23 natuurlijk wel mogelijk was.

2.3.2 Omrekening van de GBV 1918 kwaliteit naar NEN-EN 1992-1-1.

In de GBV 1918 [10] werden geen strikte eisen gesteld aan de gerealiseerde betondruksterkte ten opzichte van de toelaatbare spanningen. Wel werden in artikel 2 lid 6 eisen gesteld aan de minimale druksterkte van een voorgeschreven betonmengsel en in artikel 5 werden eisen gesteld aan de betonsamenstelling. Bepaling van de nu minimaal aan te houden betonsterkteklasse kan dus niet gebeuren op basis van de destijds gehanteerde eisen aan de gerealiseerde betondruksterkte.

In artikel 2 lid 6 van [10] werd voor kubussen verhard onderwater na 28 dagen een druksterkte van 200 kg/cm² geëist. De toegepaste kubussen hadden een oppervlak per zijde van 50 cm², hetgeen overeenkomt met ribben van 7cm! Uit de omschrijving in de norm wordt niet duidelijk of dit een proef met of zonder karton tussen de kubus en de opstelling betreft. Daar voor de normen GBV 1930 t/m GBV 1962 de toepassing van karton gebruikelijk was is er hiervan uitgegaan dat dit ook in 1918 gebeurde.

De kubusvastheid voor de betonkwaliteiten uit [10] stelt zodoende de gemiddelde kubusdruksterkte voor bepaald uit 5 kubussen met zijden van 70 mm, na 28 dagen verharding. Beproeven geschiedde in een drukpers met onder en boven de kubus een tussenlaag van 3 mm dik karton. De op deze manier bepaalde druksterkte geeft een 4% lagere waarde dan met kubussen met zijden van 150 mm en geen toepassing van karton [5] + [6].

Zodoende wordt voor dezelfde betonkwaliteit volgens NEN-EN 1992-1-1 dan gevonden:

$$f'_{cm} = 1,04 * (k_{waarde-GBV}) * 0,1 [N/mm^2]$$

Om de betonsterkteklasse volgens [1] te bepalen moet de standaardafwijking bekend zijn.

Uit [7] en Tabel A-24 van [8] volgen de in tabel 2-1 gegeven waarden voor de standaardafwijking. Voor GBV 1918 [10] wordt uitgegaan van $\sigma = 6,1 [N/mm^2]$.

De in [10] gegeven gemiddelde waarde voor de betondruksterkte is als volgt omgerekend naar karakteristieke waarde:

$$f'_{ck} = f'_{cm} - 1,64 * \sigma$$

Hierin is:

| | |
|-----------|---|
| σ | de standaardafwijking van 6,1 [N/mm ²] |
| f'_{cm} | gemiddelde kubusdruksterkte |
| 1,64 | student t-verdeling uitgaande van een oneindig groot aantal proefstukken. |

Bovenstaande rekenmethode geeft de volgende karakteristieke waarden voor de gegeven betonsoorten.

$$1,04 * 20 - 1,64 * 6,1 = 10,8 \rightarrow C8/10$$

2.4 GBV 1930

2.4.1 Eisen in de GBV 1930 [11]

Artikel 8 Samenstelling van het beton

1. *De in beton aanwezige mortel moet ten minste 125 KG cement op 2 HL zand bevatten.*
2. *De verhouding in maatdelen tusschen de te verwerken hoeveelheden zand en grind of zand en steenslag moet gelegen zijn tusschen de grenzen 1 op 1 en 1 op 1 ½. Deze verhouding kan worden gebracht op ten hoogste 1 op 2 als de samenstelling van de gebruikte mortel binnen de grens van 250 KG cement op 3 HL zand blijft.*
3. *Voor werken, welke met zeewater of ander agressief water in aanraking komen of er door kunnen worden bevochtigd, moet de verhouding tusschen de hoeveelheid cement en zand zijn tenminste 250 KG cement op 3 HL zand, welke verhouding echter alleen kan worden verlangd als daaromtrent van de toeveren is overeengekomen.*

Noot: In de GBV 1930 [11] zijn geen eisen gesteld aan de druksterkte van het beton. M.a.w. metingen werden niet voorgeschreven.

Artikel 13 lid 7 Betondekking

De buitenkant der hoofdwapening moet bij platen ten minste 10 mm, bij balken ten minste 25 mm en bij kolommen ten minste 35 mm van den buitenkant van het beton verwijderd zijn. Indien de buitenkant eener constructie na storten niet kan worden gecontroleerd, moet de buitenkant der hoofdwapening bij platen ten minste 20 mm, en bij balken ten minste 35 mm uit den buitenkant van het beton verwijderd zijn.

Art 31 Toe te late spanningen

1. *Behoudens het volgende mogen de berekende trekspanningen in de wapeningsstaven ten hoogste 1200 kg/cm² en de berekende drukspanningen in het beton ten hoogste 60 kg/cm² bedragen.*
2. *Bij over de volle lengte zuiver gedrukte constructiedeelten mogen de berekende drukspanningen in het beton ten hoogste 40 kg/cm² bedragen.*
3. *In balken, welke plaatselijk in theoretischen zin een rechthoekige doorsneden bezitten, mag nabij de steunpunten de drukspanning in het beton worden verhoogd tot een waarde van $(120-0,05\sigma_y)$ kg/cm², echter in geen geval tot meer dan 72 kg/cm², waarin σ_y de berekende maximum trekspanning in het ijzer boven het steunpunt voorstelt.*
4. *Bedragen de schuine trekspanning in het beton, berekend onder verwaarlozing van den invloed van het ijzer, meer dan 5 kg/cm² dan moeten daar, waar de schuine trekspanningen deze grens overschrijden zoodanige voorzieningen worden getroffen, dat de geheele schuine trekkracht door de wapening alleen kan worden opgenomen.*
5. *De schuine trekspanning in het beton, berekend onder verwaarlozing van den invloed van het ijzer, mag niet grooter zijn dan 15 kg/cm².*

2.4.2 Omrekening van de GBV 1930 kwaliteiten naar NEN-EN 1992-1-1.

Zoals onder artikel 8 in [11] is te zien werden geen eisen gesteld aan de gerealiseerde betondruksterkte. Bepaling van de nu minimaal aan te houden betonsterkteklasse kan dus niet gebeuren op basis van de destijds gehanteerde eisen aan de gerealiseerde betondruksterkte.

Op basis van de eisen uit artikel 31 van [11] kan worden geconcludeerd dat deze goed zijn te vergelijken met de eisen in de GBV 1950 [12] voor constructies zonder bouwcontrole. In [12] werd hiervoor uitgegaan van een kubusdruksterkte van ten minste 150 kgf/cm² (K150). Toepassing van een K150 voor [11] lijkt zodoende een veilig uitgangspunt.

In [11] is een verder uitwerking van de omrekening van K150 naar een betonsterkteklasse conform [1] gegeven.

K 150 => C 8/10

2.5 GBV 1940

2.5.1 Eisen in de GBV 1940 [9]

Artikel 8 Samenstelling van het beton

1. *De in beton aanwezige mortel moet ten minste 125 kg cement op 2 hl zand bevatten.*
2. *De verhouding in maatdelen tusschen de te verwerken hoeveelheden zand en grind of zand en steenslag moet gelegen zijn tusschen de grenzen 1 op 1 en 1 op 1 ½. Deze verhouding kan worden gebracht op ten hoogste 1 op 2 als de samenstelling van de gebruikte mortel binnen de grens van 250 kg cement op 3 hl zand blijft.*
3. *Voor werken, welke met zeewater of ander agressief water in aanraking komen of er door kunnen worden bevochtigd, moet de verhouding tusschen de hoeveelheid cement en zand zijn tenminste 250 kg cement op 3 hl zand. Deze verhouding kan echter alleen worden verlangd als daaromtrent van de toeveren overeenstemming is bereikt.*

Artikel 13 lid 6 Betondekking

De betondekking van de hoofdwapening moet bedragen:

- Bij platen ten minste 1 cm*
- Bij balken ten minste 2,5 cm,*
- Bij kolommen ten minste 3,5 cm.*

Bij kolommen uitgevoerd in omwikkeld beton moet de dekking van het omwikkeldraad ten minste 2,5cm dik zijn. Indien de buitenkant eener constructie na het storten niet kan worden gecontroleerd, moet de dekking der hoofdwapening bij platen ten minste 2 cm en bij balken ten minsten 3,5 cm bedragen.

Art 33 Toelaatbare spanningen, indien geen bouwcontrole wordt uitgeoefend volgens Afd VI.

A Drukspanningen in het beton

1. *Voor centrisch belaste, constructiedelen bedraagt de toelaatbare drukspanning in het beton 40 kg/cm². In centrisch belaste kolommen, waarop de kap onmiddellijk rust, mag echter geen drukspanning grooter dan 30 kg/cm² worden toegelaten.*

2. Voor constructiedeelen, belast op buiging of op buiging en normaalkracht, bedraagt de toelaatbare drukspanning in het beton 60 kg/cm².
3. Voor balken, welke plaatselijk in theoretischen zin een rechthoekige doorsneden bezitten, mag nabij de steunpunten de drukspanning in het beton worden verhoogd tot

$\sigma_{b-d} + 1/20 (\sigma'_{y-t} \sigma_{y-t})$ evenwel ten hoogste tot $1,2 \sigma_{b-d} = 72 \text{ kg/cm}^2$. In deze formule is σ_{b-d} de onder 2 genoemde toelaatbare betondrukspanning van 60 kg/cm². σ'_{y-t} de onder B al. 2 van dit artikel genoemde toelaatbare trekspanning van 1200 kg/cm² in het staal en σ_{y-t} de berekende maximum trekspanning in het staal boven het beschouwde steunpunt, eveneens uitgedrukt in kg/cm².

C Schuine trekspanning in het beton

De schuine trekspanningen in het beton, berekend onder verwaarloozing van den invloed van de beugels en de opgebogen staven, mogen niet grooter zijn dan 15 kg/cm²; indien de schuine trekspanning met dezelfde verwaarloozing meer bedragen dan 5 kg/cm², moeten zij daar, waar deze grens wordt overschreden geheel door de wapening kunnen worden opgenomen.

Artikel 34 Toelaatbare spanningen, indien wel bouwcontrole wordt uitgeoefend volgens Afd VI.

Voor aangetoonde kubusvastheid van het beton na 28 dagen van ten minste 200 kg/cm² resp. 250 kg/cm² werden hogere spanningen toegelaten dan onder artikel 33 van [9] gegeven.

Het beton werd niet specifiek onderscheiden in kwaliteiten (zoals de later aangehouden K-waarden vanaf de GBV 1962 [13]). Net als bij [11] kan echter op basis van de toelaatbare spanningen geconcludeerd worden dat zonder bouwcontrole een kubusvastheid van 150 kg/cm² verwacht mag worden.

Bovenstaande combinerende zijn de volgende 3 mogelijke betonsterkten te onderscheiden:

- Zonder bouwcontrole
 - K 150 met een kubusvastheid van ten minste 150 kgf/cm² (1,5 kN/cm²)
- Met bouwcontrole
 - K 200 met een kubusvastheid van ten minste 200 kgf/cm² (2,0 kN/cm²)
 - K 250 met een kubusvastheid van ten minste 250 kgf/cm² (2,5 kN/cm²),

Met kubusvastheid wordt bedoeld de sterkte na 28 dagen, bepaald met de controle proef volgens artikel 40 van [9].

Artikel 40 Kubusvastheid

Als kubusvastheid wordt aangehouden het **gemiddelde resultaat**, verkregen met **drie proefkuben, met zijden van 20 cm, na 28 dagen verharding**.

2.5.2 Omrekening van de GBV 1940 kwaliteiten naar NEN-EN 1992-1-1.

2.5.2.1 Betonkwaliteit vanuit de gemeten gemiddelde kubusdruksterkte

Geen bouwcontrole

Zoals onder artikel 8 In de GBV 1940 [9] is te zien werden geen eisen gesteld aan de gerealiseerde betondruksterkte indien er geen bouwcontrole wordt toegepast. Bepaling van de nu minimaal aan te houden betonsterkteklasse kan dus niet op basis van de destijds gehanteerde sterkteklasse.

Op basis van de eisen uit artikel 33 van [9] kan geconcludeerd worden dat deze goed te vergelijken zijn met de eisen in de [12] voor constructies zonder bouwcontrole. In [12] werd hiervoor uitgegaan van een kubusdruksterkte van ten minste 150 kgf/cm² (K150). Toepassing van een K150 voor [9] zonder bouwcontrole lijkt zodoende een veilig uitgangspunt.

Met bouwcontrole

In [9] werd de betonkwaliteit bij bouwcontrole gedefinieerd met de zogenaamde kubusvastheid. De kubusvastheid voor de betonkwaliteiten uit [9] stelt de gemiddelde kubusdruksterkte voor bepaald uit 3 kubussen met zijden van 200 mm, na 28 dagen verharding. Beproeven geschiedde in een drukpers met onder en boven de kubus een tussenlaag van 3 mm dik karton. De op deze manier bepaalde druksterkte geeft een 16% lagere waarde dan met kubussen met zijden van 150 mm en geen toepassing van karton [5] + [6].

Zodoende wordt voor dezelfde betonkwaliteit dan gevonden:

$$f'_{cm} = 1,16 * (k_{waarde-GBV}) * 0,1[N/mm^2]$$

Om de betonsterkteklasse volgens [1] te bepalen moet de standaardafwijking bekend zijn.

Uit [7] en Tabel A-24 van [8] volgen de in tabel 2-1 gegeven waarden voor de standaardafwijking. Voor GBV 1940 [9] beton is dit als volgt toegepast.

| GBV 1940 | σ [N/mm ²] |
|----------|-------------------------------|
| K 150 | 4,6 |
| K 200 | 6,1 |
| K 250 | 7,6 |

Tabel 2-3: Gehanteerde standaardafwijking voor GBV 1940 beton

De in de GBV gegeven gemiddelde waarde voor de betondruksterkte is als volgt omgerekend naar karakteristieke waarde:

$$f'_{ck} = f'_{cm} - 1,64 * \sigma$$

Hierin is:

- σ de standaardafwijking zoals in tabel 2-3 gegeven
- f'_{cm} gemiddelde kubusdruksterkte
- 1,64 student t-verdeling uitgaande van een oneindig groot aantal proefstukken.

Bovenstaande rekenmethode geeft de volgende karakteristieke waarden voor de gegeven betonsoorten.

| | |
|-------|--|
| K 150 | $1,16 * 15 - 1,64 * 4,6 = 9,9 \rightarrow C8/10$ |
| K 200 | $1,16 * 20 - 1,64 * 6,1 = 13,2 \rightarrow C11/13$ |
| K 250 | $1,16 * 25 - 1,64 * 7,6 = 16,5 \rightarrow C13,5/16,5$ |

2.6 GBV 1950

2.6.1 Eisen in de GBV 1950 [12]

Artikel 13. Betondekking

lid. 6. De betondekking van de buitenste wapening

| Benodigde betondekking [mm] | | binnen-klimaat | buiten-klimaat | Oncontroleerbaar na storten |
|-----------------------------|---------------------|----------------|----------------|-----------------------------|
| Platen en wanden | dikte \leq 120 mm | 10 | 15 | 20 |
| | dikte $>$ 120 mm | 15 | 15 | 20 |
| Balken | | 20 | 25 | 40 |
| Kolommen | | 30 | 35 | 40 |

Dekking verhogen met 10 mm indien door omstandigheden beschadigingen kunnen optreden (artikel 13 lid 7).

Dekking met minimaal 10 mm verhogen indien cementhuid na storten door bewerken wordt beschadigd.

Tabel 2-4: Betondekking conform GBV 1950

Aanvullende eis uit artikel 34 B, lid 4:

Voor de staalsoorten QR 36 en hoger dient de dekking verhoogd te worden met 5mm.

Art 33 en 34 Toelaatbare spanningen (wel of geen bouwcontrole)

Het beton werd niet specifiek onderscheiden in kwaliteiten, maar bij toelaatbare spanningen was er sprake van drie mogelijkheden al naar gelang niet of wel toepassen van bouwcontrole en de daarbij bepaalde waarde van de kubusdruksterkte. Indien we de indeling maken gelijk aan de GBV 1962 [13] dan was er sprake van de volgende betonkwaliteiten:

- K 150 met een kubusdruksterkte van ten minste 150 kgf/cm² (1,5 kN/cm²)
- K 200 met een kubusdruksterkte van ten minste 200 kgf/cm² (2,0 kN/cm²)
- K 250 met een kubusdruksterkte van ten minste 250 kgf/cm² (2,5 kN/cm²),

Met kubusdruksterkte wordt bedoeld de sterkte na 28 dagen, bepaald met de controle proef volgens artikel 40.

Artikel 33. Toelaatbare spanning indien geen bouwcontrole wordt uitgeoefend volgens Afd. VI

A Drukspanningen in het beton

1. voor centrisc belaste, constructiedelen bedraagt de toelaatbare drukspanning in het beton $\sigma_{b-d} = 40 \text{ kg/cm}^2$ behalve, wanneer de betondoorsnede kleiner is dan 400 cm^2 , in welk geval de toelaatbare drukspanning moet worden bepaald met de formule $\sigma_{b-d} = 0,1F_b \text{ kg/cm}^2$.
2. voor constructiedelen, belast op buiging of op buiging en normaalkracht, bedraagt de toelaatbare drukspanning in het beton 60 kg/cm^2 .

Noot: F_b was het totale oppervlak van de beschouwde betondoorsnede.

Artikel 40 Kubusdruksterkte

*Als kubusdruksterkte wordt aangehouden het **gemiddelde resultaat**, verkregen met **drie proefkub**en, met zijden van **20 cm**, na **28 dagen verharding**.*

2.6.2 Omrekening van de GBV 1950 kwaliteiten naar NEN-EN 1992-1-1.

2.6.2.1 Betonkwaliteit vanuit de gemeten gemiddelde kubusdruksterkte

In [12] werd de betonkwaliteit gedefinieerd met de zogenaamde K-waarden. De K-waarde voor de betonkwaliteiten uit de GBV stelt de gemiddelde kubusdruksterkte voor bepaald uit 3 kubussen met zijden van 200 mm, na 28 dagen verharding. Beproeven geschiedde in een drukpers met onder en boven de kubus een tussenlaag van 3 mm dik karton. De op deze manier bepaalde druksterkte geeft een 16% lagere waarde dan met kubussen met zijden van 150 mm en geen toepassing van karton [5] + [6].

Zodoende wordt voor dezelfde betonkwaliteit dan gevonden:

$$f'_{cm} = 1,16 * (k_{waarde-GBV}) * 0,1 [N/mm^2]$$

Om de betonsterkteklasse volgens [1] te bepalen moeten we de standaardafwijking weten.

Uit [7] en Tabel A-24 van [8] volgen de in tabel 2-1 gegeven waarden voor de standaardafwijking. Voor GBV 1950 [12] beton is dit als volgt toegepast.

| GBV 1950 | $\sigma [N/mm^2]$ |
|----------|-------------------|
| K 150 | 4,6 |
| K 200 | 6,1 |
| K 250 | 7,6 |

Tabel 2-5: Gehanteerde standaardafwijking voor GBV 1950 beton

De in de GBV gegeven gemiddelde waarde voor de betondruksterkte is als volgt omgerekend naar karakteristieke waarde:

$$f_{ck} = f'_{cm} - 1,64 * \sigma$$

Hierin is:

| | |
|-----------|---|
| σ | de standaardafwijking zoals in tabel 1-5 gegeven |
| f'_{cm} | gemiddelde kubusdruksterkte |
| 1,64 | student t-verdeling uitgaande van een oneindig groot aantal proefstukken. |

Bovenstaande rekenmethode geeft de volgende karakteristieke waarden voor de gegeven betonsoorten.

| | |
|-------|--|
| K 150 | $1,16 * 15 - 1,64 * 4,6 = 9,9 \rightarrow C8/10$ |
| K 200 | $1,16 * 20 - 1,64 * 6,1 = 13,2 \rightarrow C11/13$ |
| K 250 | $1,16 * 25 - 1,64 * 7,6 = 16,5 \rightarrow C13,5/16,5$ |

2.7 GBV 1962

2.7.1 Eisen in de GBV 1962 [13]

Artikel 12 Betonkwaliteiten

Het beton wordt onderscheiden in drie kwaliteiten:

- K 160 met een kubusdruksterkte van ten minste 160 kgf/cm² (1,6 kN/cm²)
- K 225 met een kubusdruksterkte van ten minste 225 kgf/cm² (2,25 kN/cm²)
- K 300 met een kubusdruksterkte van ten minste 300 kgf/cm² (3,0 kN/cm²),

Met kubusdruksterkte wordt bedoeld de sterkte na 28 dagen, bepaald met de controle proef volgens artikel 15, lid 10 t/m 12.

Artikel 14 Kubusdruksterkte

1. Als kubusdruksterkte wordt aangehouden het **gemiddelde resultaat**, verkregen met **drie proefkuben, met zijden van 20 cm, na 28 dagen verharding**.

Artikel 28. Dekking

lid 1. De betondekking van de buitenste wapening

| Benodigde betondekking [mm] | Binnen-klimaat | Buiten-klimaat | Oncontroleerbaar na storten |
|------------------------------------|----------------|----------------|-----------------------------|
| Platen | 10 | 15 | 20 |
| Wanden | 15 | 20 | 25 |
| Balken | 20 | 25 | 30 |
| Kolommen | 25 | 30 | 35 |

lid 2. Dekking verhogen met 10 mm indien schadelijke werkingen kunnen optreden t.g.v. blootstellen aan : zeer hoge temperaturen bij brand; zeewater of andere agressieve vloeistoffen; schadelijke gassen en dampen.

lid. 3 Dekking met minimaal 10 mm verhogen indien cementhuid na storten door bewerken wordt beschadigd.

lid 4. Afwerkklagen mogen nimmer als betondekking worden meegerekend.

Tabel 2-6: Betondekking conform GBV 1962

2.7.2 Omrekening van de GBV 1962 kwaliteiten naar NEN-EN 1992-1-1.

2.7.2.1 Inleiding

In de GBV 1962 [13] werden twee rekenmethoden gegeven, te weten de n-methode (vanuit de gemeten gemiddelde druksterkte) en de breukmethode. Voor de omrekening van [13] naar [1] maakt dit dat er op een tweetal wijzen de betonsterkteklasse is bepaald. Voor de n-methode is deze gelijk aan hetgeen bij de GBV 1950 [12] is aangehouden, d.w.z. vanuit de gemiddelde kubusdruksterkte met correcties de karakteristieke kubusdruksterkte bepalen. Voor de breukmethode is een vertaling vanuit de aan te houden toelaatbare betondrukspanning toegepast. Voor de aan te houden betonsterkteklasse in RBK 1.2 is de laagste van de twee bepaalde betonsterkteklassen aangehouden.

2.7.2.2 Vanuit de gemeten gemiddelde kubusdruksterkte

In [13] werd gerekend met de K-waarden zoals die hiervoor zijn aangegeven. De betonkwaliteiten K400 en K450 werden in [13] niet als zodanig genoemd maar hierin zijn wel constructies uitgevoerd. Deze betonkwaliteiten zijn hier daarom voor de volledigheid meegenomen.

De K-waarde voor de betonkwaliteiten uit [13] stelt de gemiddelde kubusdruksterkte voor bepaald uit 3 kubussen met zijden van 200 mm, na 28 dagen verharding. Beproeven geschiedde in een drukpers met onder en boven de kubus een tussenlaag van 3 mm dik karton. De op deze manier bepaalde druksterkte geeft een 16% lagere waarde dan met kubussen met zijden van 150 mm en geen toepassing van karton [5] + [6].

Zodoende wordt voor dezelfde betonkwaliteit dan gevonden:

$$f'_{cm} = 1,16 * (k_{waarde-GBV}) * 0,1[N/mm^2]$$

Om de betonsterkteklasse volgens [1] te bepalen moet de standaardafwijking bekend zijn.

Uit [7] en Tabel A-24 van [8] volgen de in tabel 2-1 gegeven waarden voor de standaardafwijking. Voor GBV 1962 [13] beton is dit als volgt toegepast.

| GBV 1962 | σ [N/mm ²] |
|----------|-------------------------------|
| K 160 | 4,6 |
| K 225 | 6,1 |
| K 300 | 7,6 |
| K 400 | 7,6 ¹ |
| K 450 | 7,6 ¹ |

¹⁾ niet gegeven in VB 74 (aanname)

Tabel 2-7: Gehanteerde standaardafwijking voor GBV 1962 beton

De in de GBV gegeven gemiddelde waarde voor de betondruksterkte is als volgt omgerekend naar karakteristieke waarde:

$$f'_{ck} = f'_{cm} - 1,64 * \sigma$$

Hierin is:

| | |
|-----------|---|
| σ | de standaardafwijking zoals in tabel 1-9 gegeven |
| f'_{cm} | gemiddelde kubusdruksterkte |
| 1,64 | student t-verdeling uitgaande van een oneindig groot aantal proefstukken. |

Bovenstaande aannames geven de volgende karakteristieke waarden voor de gegeven betonsoorten.

| | |
|-------|--|
| K 160 | $1,16 * 16 - 1,64 * 4,6 = 11,0 \rightarrow C9/11$ |
| K 225 | $1,16 * 22,5 - 1,64 * 6,1 = 16,1 \rightarrow C13/16$ |
| K 300 | $1,16 * 30 - 1,64 * 7,6 = 22,3 \rightarrow C19/22$ |
| K 400 | $1,16 * 40 - 1,64 * 7,6 = 33,9 \rightarrow C28/34$ |
| K 450 | $1,16 * 45 - 1,64 * 7,6 = 39,7 \rightarrow C32/40$ |

2.7.2.3 Vanuit het gegeven σ - ε diagram voor de breukmethode

Een tweede benadering is de volgende:

Uit de GBV 1962 artikel 47 en figuur 21 (σ - ε diagram beton) blijkt dat bij $\varepsilon = 3,5 \text{ ‰}$, $\sigma_u = 0,6 * \sigma_{gem}$ als rekenwaarde aangehouden werd.

In de GBV 1962 met toelichting van Bisch en Hogeslag [14] is aangegeven dat de 0,6 opgebouwd is uit 1: een factor 0,85 om van kubus naar cilinderdruksterkte te gaan en verder een factor van ongeveer 0,7 om te corrigeren voor uitvoeringsfouten of materiaalgebreken en langeduur belasting. De overall veiligheidsfactor zat met 1,8 geheel aan de belastingzijde.

Verderop zal blijken dat voor [1] deze vertaling enige punten van discussie oplevert. Het principe van de omrekeningsmethode is in het verleden ook al een keer toegepast voor de concept versie van de NPR Beton welke op NEN 6720 [15] was gebaseerd. Ter verduidelijking van de verderop gegeven discussie is allereerst de gevolgde werkwijzen voor de NPR Beton / NEN 6720 aangegeven.

NEN 6720 [15]

In art 6.1.4 van [15] is het voor berekeningen aan te houden spanning-rekdiagram gegeven. Hierbij is de rekenwaarde van de druksterkte f'_b bepaald volgens artikel

$$6.1.1 \text{ van [15], d.w.z. } f'_b = \frac{f'_{brep}}{\gamma_m} = \frac{0,72 f'_{ck}}{1,2}$$

De σ_u waarde is te vergelijken met f'_{brep} van [15] (GBV rekende met een overall veiligheid zodoende is f'_{brep} aangehouden i.p.v. f_b).

Nu is f_{ck} als volgt te bepalen: $f_{ck} = 0,6 * (k\text{-waarde GBV} * 0,1) / 0,72$.

Noot:

De waarde 0,72 is opgebouwd uit een factor 0,85 voor de vertaling van de kubusdruksterkte naar de eenassige druksterkte en een factor 0,85 voor de vertaling van de korte duursterkte naar de langeduur sterkte.

Uitgaande van bovenstaande omrekening worden de volgende betonsterkteklassen gevonden:

| | |
|-------|---|
| K 160 | $0,6 * 16 / 0,72 = 13,3 \rightarrow C11/13$ |
|-------|---|

| | |
|-------|---|
| K 225 | $0,6 * 22,5/0,72 = 18,8 \rightarrow C15/19$ |
| K 300 | $0,6 * 30/0,72 = 25,0 \rightarrow C20/25$ |
| K 400 | $0,6 * 40/0,72 = 33,3 \rightarrow C27/33$ |
| K 450 | $0,6 * 45/0,72 = 37,5 \rightarrow C31/37$ |

Bovenstaande is voor [15] geldend. Indien dezelfde redenering wordt gevolgd voor [1] dan wordt dit anders daar de langeduurfactor α_{cc} in [1] via NEN-EN 1992-1-1+C2/NB+A1:2020 [16] op 1 gesteld is. Tevens gaat [1] voor de bepaling van de rekenwaarde uit van de cilinderdruksterkte en zodoende is de toepassing van de factor 0,85 voor de vertaling naar de eenassige druksterkte niet nodig. Dit gecombineerd met de aangehouden waarde van 1 voor de langeduurfactor α_{cc} zou een correctiefactor van 1 geven tegen 0,72 hiervoor bij [15]. Dit toepassende komt men tot de volgende betonsterkteklassen.

| | |
|-------|--|
| K 160 | $0,6 * 16/1 = 9,6 \rightarrow C10/12$ |
| K 225 | $0,6 * 22,5/1 = 13,5 \rightarrow C13,5/16,5$ |
| K 300 | $0,6 * 30/1 = 18,0 \rightarrow C18/22$ |
| K 400 | $0,6 * 40/1 = 24,0 \rightarrow C24/29$ |
| K 450 | $0,6 * 45/1 = 27,0 \rightarrow C27/33$ |

Vanuit de hierboven gevolgde aanpak volgt dus voor [1] t.o.v. van [15] een lagere waarde van de betonsterkteklasse waar een min of meer gelijke waarde verwacht werd.

In [1] is voor de langeduur factor uitgegaan van $\alpha_{cc} = 1$, voor f_{ck} wordt uitgegaan van de 28-daagse sterkte en in het algemeen mag worden aangenomen dat de betonsterkte zich nog verder ontwikkeld na 28 dagen. De nu eventueel niet meegenomen effecten van langeduur belasting worden ondervangen door de sterkte-toename in de tijd. Bij [13] werd echter vermoedelijk wel rekening gehouden met een langeduurfactor. Hierdoor is de GBV dus afwijkend t.o.v. [1]. Indien dit verschil niet meegenomen wordt in de omrekening resulteert dit voor bestaande bouw in een conservatieve benadering. Indien voor de omrekening wel wordt gewerkt met een langeduurfactor van 0,85 worden de volgende waarden voor de betonsterkteklasse gevonden:

| | |
|-------|---|
| K 160 | $0,6 * 16/0,85 = 11,3 \rightarrow C11/13$ |
| K 225 | $0,6 * 22,5/0,85 = 15,9 \rightarrow C16/19$ |
| K 300 | $0,6 * 30/0,85 = 21,2 \rightarrow C21/26$ |
| K 400 | $0,6 * 40/0,85 = 28,2 \rightarrow C28/33$ |
| K 450 | $0,6 * 45/0,85 = 31,8 \rightarrow C32/37$ |

Bovenstaande waarden zijn orde grootte gelijk aan de waarden zoals die gevonden werden bij de omrekening naar [15], hetgeen vooraf ook de verwachting was.

2.7.3 Aan te houden waarde voor de betonsterkteklasse conform NEN-EN 1992-1-1

Als van beide hiervoor gehanteerde omrekeningen de laagste waarde wordt aangehouden wordt de omrekening als volgt:

$$K 160 \rightarrow C9/11$$

K 225 → C13/16
 K 300 → C19/22
 K 400 → C28/33
 K 450 → C32/37

2.8 R.V.B. Voorgespannen beton voorschriften 1962 en 1967

2.8.1 Algemeen

Vanaf de R.V.B. 1962 [17] waren er aparte richtlijnen/voorschriften voor het rekenen aan voorgespannen beton. In die gevallen waar de R.V.B. 1962 en 1967 [18] afwijken van hetgeen gesteld is in de G.B.V. 1962, gaat de R.V.B. boven de G.B.V. De beide R.V.B.'s betroffen een richtlijn voor voorgespannen beton. Beide hadden dus niet de status van norm maar werden in het algemeen wel toegepast alsof het een norm betrof.

Voorafgaand aan [17] was er nog de veel minder uitgebreide Stuvo Richtlijn 1957 [19] welke hier niet verder is behandeld. Voor voorgespannen constructies van voor 1962 is het mogelijk dat deze niet volgens deze Stuvo richtlijn [19] zijn berekend maar volgens bijvoorbeeld buitenlandse richtlijnen en of literatuur.

Daar [17] en [18] grotendeels gelijk zijn, zijn beide tegelijk behandeld. Indien [18] afwijkt van [17] is dit aangegeven.

2.8.2 Eisen uit de RVB 1962

Artikel 2.7 Betonkwaliteit

De minimum kubussterkte na 28 dagen moet tenminste 300 kgf/cm² bedragen. Voorgespannen constructies werden dus minimaal in K300 uitgevoerd.

Artikel 4.1 Dekking

| Benodigde betondekking [mm] | Binnen | buiten | Onzichtbaar |
|-----------------------------|--------|--------|-------------|
| Platen | 10 | 15 | 20 |
| Wanden | 15 | 20 | 25 |
| Balken | 20 | 25 | 30 |
| Kolommen | 25 | 30 | 35 |

lid 2. Dekking op voorspanstaal ten minste 10 mm verhogen.

lid.3. Dekking verhogen met 10 mm indien schadelijke werkingen kunnen optreden t.g.v. blootstellen aan: zeer hoge temperaturen bij brand; zeewater of andere agressieve vloeistoffen; schadelijke gassen en dampen.

lid.4 Dekking met minimaal 10 mm verhogen indien cementhuid na storten door bewerken wordt beschadigd.

lid 5. Afwerkklagen mogen nimmer als betondekking worden meegerekend.

Tabel 2-8: Betondekking conform RVB 1962 / 1967

2.8.3 Omrekening van de RVB 1962 en 1967 kwaliteiten naar NEN-EN 1992-1-1

De indeling in betonkwaliteiten was gelijk aan [13]. Voor de omrekening naar [1] wordt dan ook verwezen naar 2.7.2. Uit de eis voor de toelaatbare drukspanningen in het beton (toelaatbare werkspanning artikel 9.1.1. van [17]) is bij de drukspanning t.g.v. buiging uit het gegeven maximum een vereiste 28 daagse druksterkte σ'_{w28} van 600 kgf/cm² te herleiden. Dit blijkt bij werken in prefabbeton van Gemeentewerken Rotterdam ook daadwerkelijk toegepast, in een enkel geval is zelfs nog (onderbouwd) een hogere waarde aangehouden¹. Of ook werken van andere partijen (Rijkswaterstaat, Spoorwegen etc.) destijds in K 600 uitgevoerd zijn, is niet bekend. Mogelijk zijn de hogere betonkwaliteiten met name bij (prefab)liggers toegepast. Hieronder is in aanvulling op de in 2.7.3 gegeven resultaten de omrekening van K 500 en K600 gegeven.

| Aanvulling op GBV 1962 | | | |
|------------------------|---------------|----------------------------------|---------------------------------------|
| Betonkwaliteit | Sterkteklasse | f_{ck} [N/mm ²] | $f_{ck,cube}$ [N/mm ²] |
| K 500 | C 33/42 | 33 | 42 |
| K 600 | C 40/50 | 40 | 50 |

Tabel 2-9: Betoneigenschappen (RVB 1962/ 1967 -> NEN-EN 1992-1-1)

¹ Cement 1966, Nr. 12, blz 725 –730, Metroviaducten Rotterdam-Zuid (III), ir. A.J.Chr. Dekker

2.9 VB 74 (NEN 3861 e.a) / VB 74/84 (NEN 3880) en VBC (NEN 6720)

Voor zowel de VB 74 [20], VB 74/84 [8] en VBC [15] geldt dat uitgegaan werd van de karakteristieke kubusdruksterkte welke gelijk is aan de $f_{ck,cube}$ uit [1]. De voor de berekening volgens [1] aan te houden betonsterkteklassen zijn daarom eenvoudig te vertalen.

| VB 74 / VB 74/84 | NEN-EN 1992-1-1 | | |
|------------------|-----------------|----------------------|----------------------|
| Betonkwaliteit | Sterkteklasse | f_{ck} | $f_{ck,cube}$ |
| | e | [N/mm ²] | [N/mm ²] |
| B 12,5 | C 10/12,5 | 10 | 12,5 |
| B 17,5 | C 14/17,5 | 14 | 17,5 |
| B 22,5 | C 18/22,5 | 18 | 22,5 |
| B 30 | C 25/30 | 25 | 30 |
| B 37,5 | C 30/37,5 | 30 | 37,5 |
| B 45 | C 35/45 | 35 | 45 |
| B 52,5 | C 42,5/52,5 | 42,5 | 52,5 |
| B60 | C 50/60 | 50 | 60 |
| | | | |
| VBC | | | |
| B15 | C 12/15 | 12 | 15 |
| B25 | C 20/25 | 20 | 25 |
| B35 | C 28/35 | 28 | 35 |
| B45 | C 35/45 | 35 | 45 |
| B55 | C 45/55 | 45 | 55 |
| B65 | C 53/65 | 53 | 65 |

Tabel 2-10: Betoneigenschappen (VB 74 / VB 74/84 -> NEN-EN 1992-1-1)

2.10 Overzicht betonsterkteklassen voor RBK

| Betonnorm / Betonkwaliteit | NEN-EN 1992-1-1 | | |
|-------------------------------|-----------------|----------------------|----------------------|
| | Sterkteklasse | f_{ck} | $f_{ck,cube}$ |
| | | [N/mm ²] | [N/mm ²] |
| GBV 1912 | | | |
| - | C 8/10 | 8 | 10 |
| GBV 1918 | | | |
| - | C 8/10 | 8 | 10 |
| GBV 1930 | | | |
| - | C 8/10 | 8 | 10 |
| GBV 1940 | | | |
| K 150 ¹ | C 8/10 | 8 | 10 |
| K 200 ¹ | C 11/13 | 11 | 13 |
| K 250 ¹ | C 13,5/16,5 | 13,5 | 16,5 |
| GBV 1950 | | | |
| K 150 ¹ | C 8/10 | 8 | 10 |
| K 200 ¹ | C 11/13 | 11 | 13 |
| K 250 ¹ | C 13,5/16,5 | 13,5 | 16,5 |
| GBV 1962 | | | |
| K 160 | C 9/11 | 9 | 11 |
| K 225 | C 13/16 | 13 | 16 |
| K 300 | C 19/22 | 19 | 22 |
| K 400 | C 28/33 | 28 | 33 |
| K 450 | C 32/37 | 32 | 37 |
| RVB 1962 + 1967 | | | |
| K 500 ² | C 33/42 | 33 | 42 |
| K 600 ² | C 40/50 | 40 | 50 |
| VB 74 + VB 74/84 | | | |
| B 12,5 | C 10/12,5 | 10 | 12,5 |
| B 17,5 | C 14/17,5 | 14 | 17,5 |
| B 22,5 | C 18/22,5 | 18 | 22,5 |
| B 30 | C 25/30 | 25 | 30 |
| B 37,5 | C 30/37,5 | 30 | 37,5 |
| B 45 | C 35/45 | 35 | 45 |
| B 52,5 | C 42,5/52,5 | 42,5 | 52,5 |
| B60 | C 50/60 | 50 | 60 |
| VBC | | | |
| B15 | C 12/15 | 12 | 15 |
| B25 | C 20/25 | 20 | 25 |

| | | | |
|-----|---------|----|----|
| B35 | C 28/35 | 28 | 35 |
| B45 | C 35/45 | 35 | 45 |
| B55 | C 45/55 | 45 | 55 |
| B65 | C 53/65 | 53 | 65 |
| | | | |

¹ De aanduiding met K-waarden was nog niet ingevoerd. Het beton werd onderscheiden in één beton zonder bouwcontrole en twee betonklassen bij toepassing van bouwcontrole waarbij de toegelaten spanning afhankelijk waren van de gemeten kubusdruksterkte.

Indien we de indeling maken gelijk aan de GBV 1962 dan is er sprake van de volgende betonkwaliteiten:

- K 150 met een kubusdruksterkte van ten minste 150 kgf/cm² (1,5 kN/cm²) (geen bouwcontrole)
- K 200 met een kubusdruksterkte van ten minste 200 kgf/cm² (2,0 kN/cm²) (bouwcontrole)
- K 250 met een kubusdruksterkte van ten minste 250 kgf/cm² (2,5 kN/cm²) (bouwcontrole)

² K500 en K600 kwamen niet als zodanig voor in de RVB 62 / 67 maar zijn bij meerdere bruggen wel toegepast.

Tabel 2-11: Betoneigenschappen (oude normen -> NEN-EN 1992-1-1)

2.11 Minimaal aan te houden betonsterkteklasse zonder materiaalonderzoek

Zoals in 2.1 aangegeven is op grote schaal de nu aanwezige betondruksterkte bepaald bij oude kunstwerken van Rijkswaterstaat. Op basis hiervan zijn ondergrenzen voor de karakteristieke waarde van de betonsterkteklasse bepaald, welke minimaal gehanteerd kunnen worden (zie RBK artikel 3.1.2 (10) en (11)). Dit is dus een inschatting van de minimaal aanwezige betonsterkte.

Door materiaalonderzoek kan de werkelijk aanwezige betonsterkte worden bepaald. Deze zal, uitzonderingen daargelaten, hoger zijn dan de aangegeven minimale betonsterkteklasse. Met materiaalonderzoek kan daardoor in de regel winst behaald worden. Vooral de dwarskrachtcapaciteit bij gewapend beton zonder dwarskrachtwapening of de momentcapaciteit bij voorgespannen beton zal toenemen bij een hogere betonsterkte.

3 Wapeningsstaal

3.1 Inleiding

Bij de verificatieberekening kan de materiaalsterkte van betonstaal op één van de volgende twee manieren worden bepaald:

1. Herleiden uit het ontwerp;
2. Uitvoeren van materiaalonderzoek.

1. Herleiden uit het ontwerp

Om de toegepaste betonstaalsoort te bepalen, kan gebruik gemaakt worden van informatie uit het oorspronkelijk ontwerp (tekeningen en/of berekeningen of bestek). Indien de materiaalsterkte niet uit het ontwerp bekend is, moet uitgegaan worden van de laagste betonstaalsoort zoals die ten tijde van de bouw in de normen voorkwam (zie RBK [artikel 3.2.1 \(3\)P](#)). Regelmatig zijn er meerdere betonstaalsoorten binnen één constructie toegepast. Met symbolen werd het verschil in staalsoort in de regel aangegeven. De hoofdwapening was dan meestal QR40 (\emptyset) en de hulpwapening zoals supporten en wapening in schampkanten QR24 (\emptyset). Vanaf ca. halverwege jaren '70 is QR48 / FeB400 als hoofdwapening toegepast. In de jaren '80 is, zeker voor bruggen op grote schaal gebruik gemaakt van FeB 500. Wapeningsnetten werden in de regel als FeB 500 toegepast. Voor de aanduiding van wapening op tekening werd onderstaande codering afgesproken in NEN 3870 [21].

| | |
|-------------|--------------------|
| \emptyset | betonstaal FeB 220 |
| \emptyset | betonstaal FeB 400 |
| \emptyset | betonstaal FeB 500 |

Figuur 3.1 Aanduidingswijze wapening op tekening (NEN 3870 [21])

Betonstaal is uitgevoerd met zowel glad als geribd oppervlak. Hoge staalsoorten (QR40 en QR48) moesten als geribd staal uitgevoerd worden. Lage staalsoorten waren tot ca. 1964 altijd als glad staal uitgevoerd, daarna is dit in enkele gevallen ook als geribd staal toegepast. Indien geen staalsoort en symbool op de tekening is aangegeven is vaak toch op te maken of met glad of geribd staal is gerekend:

- Verankering met haakvormig staafeinde = glad staal.
- Verankering met rechte staafeinde = geribd staal.

Tevens kan men kijken naar het wapeningspercentage en op basis daarvan inschatten welke staalsoort minimaal toegepast moet zijn en aan de hand hiervan inschatten of het glad of geribd was.

Met de kennis van glad of geribd staal kan afhankelijk van het stichtingsjaar uitgegaan worden van de volgende materiaalsterkten:

- Glad staal -> QR22 (voor 1962) of QR24 (na 1962)
- Geribd staal (na 1968) -> QR40
- Geribd staal (1964 - 1968) -> onderzoek is nodig om materiaalsterkte aan te tonen.

Indien geen informatie in de berekeningen of tekeningen beschikbaar is, kan de betonstaalsoort van geribd staal ook bepaald worden aan de hand van de op het staal aanwezige profilering/ribpatroon. Daartoe zal natuurlijk wel een onderzoek aan de constructie plaats moeten vinden.

Voor de in de RBK gegeven betonstaalsoorten uit oude normen is in par. 3.2 e.v. toegelicht hoe de aangehouden waarden zijn afgeleid uit de oude normen. Dit is net als bij beton gedaan voor alle normen vanaf de GBV 1912 [3].

2. Uitvoeren van materiaalonderzoek

Door materiaalonderzoek kunnen de materiaaleigenschappen worden bepaald (o.a. de vloeigrens en breukkracht). De resultaten van materiaalonderzoek aan betonstaal kunnen op twee manieren worden toegepast, namelijk:

1. Indeling van het betonstaal in oorspronkelijke betonstaalsoorten
2. Bepaling van de karakteristieke waarde van de vloeigrens (f_{yk} of $f_{0,2k}$) voor het betonstaal uit proefresultaten

In paragraaf 3.13 wordt het materiaalonderzoek nader toegelicht.

3.2 GBV 1912

3.2.1 *Materiaaleisen*

Artikel 6 IJzer

Het te verwerken vloeijzer (vloeistaal) moet eene trekvastheid hebben van ten minste 37 K.G. per m.M², en wel bij eene qualiteitscoefficient van ten minste 900 wanneer de trekvastheid minder dan 50 K.G. per m.M² bedraagt, en van ten minste 1000, wanneer deze trekvastheid 50 K.G. of meer per m.M² bedraagt.

In kouden toestand moet het ijzer (staal) gebogen kunnen worden onder een hoek van ten minste 180° om een kern, waarvan de dikte niet meer bedraagt dan de halve dikte van het te beproeven ijzer, zonder dat het materiaal scheuren vertoont.

Welijzer mag slechts gebezigd worden voor onderdeelen der wapening, waarvan de grootste dikteafmeting niet meer dan 6 m.M. bedraagt. Dit ijzer moet bij een minimum trekvastheid van 37 K.G. per m.M² eene minste uittrekking vertoonen van 12 %. In kouden toestand moet het welijzer gebogen kunnen worden onder een hoek van ten minsten 150° om een kern, waarvan de dikte niet meer bedraagt dan de dikte van het te beproeven ijzer, zonder dat het materiaal scheuren vertoont.

Noot:

De qualiteitscoëfficiënt betref de vermenigvuldiging van de trekvastheid en de uittrekking in %.

Artikel 22. Lid 1 (toelaatbare spanningen)

De berekende trekspanningen in de wapeningsstaven van liggers mogen ten hoogste 1000 K.G. per c.M² en in die van platen ten hoogste 1200 K.G. per c.M² bedragen, wanneer het metaal eene minimum trekvastheid heeft van ten minste 50 K.G. per m.M². Deze cijfers bedragen respectievelijk 900 en 1100 K.G. per c.M², wanneer het metaal eene trekvastheid heeft van minder dan 50, doch ten minste 44 K.G. per m.M² en respectievelijke 800 en 1000 K.G. per c.M². wanneer het metaal eene trekvastheid heeft van minder dan 44, doch tenminste 37 K.G. per m.M².

Er werd voor zover bekend geen onderscheid gemaakt in glad en geprofileerd betonstaal. Waarschijnlijk was er alleen glad betonstaal beschikbaar.

Uit bovenstaande normtekst zijn de volgende beproevingseisen herleid:

| | Minimum vloeispanning σ_R [N/mm ²] | Minimale treksterkte σ_B [N/mm ²] | Uittrekking [%] | Vergelijkbare Staalkwaliteit volgens AVIJ 1911 |
|-------------|---|--|-----------------|--|
| Vloei-ijzer | - | 370-440 | 20-24 | 1.B |
| | - | 420-500 | 24-18 | 1.A |
| | - | 500 | 20 | |

Tabel 3-1: Beproevingseisen betonstaal volgens GBV 1912

Bij een vergelijking met de waarden zoals gegeven in de AVIJ 1911 [22], tabel 3^e blad, zijn de bovenstaande eisen deels vergelijkbaar met de eisen in [22] voor Vloeiijzer 1A en 1B.

3.2.2 Toelaatbare spanningen / Vergelijking GBV 1912 en NEN-EN 1992-1-1

Er waren geen eisen gesteld aan de vloeispanning van het staal. De toelaatbare trekspanningen waren dermate laag dat deze zelfs voor de later als laagste klasse aangeduide QR22 als zeer laag aangemerkt kunnen worden. Kijkend naar andere documenten omtrent oude staalsoorten BAST Heft B89:2012 [23] en EntwurfONR 24009:2013 [24] kan geconcludeerd worden dat de eigenschappen voor QR22, zoals later gedefinieerd in [11], een goed uitgangspunt zijn.

Opgemerkt wordt dat de toelaatbare spanningen in [3] lager waren dan later gebruikelijk in de GBV 1930 e.d. De reden hiervoor is niet bekend, maar dit kan mogelijk samenhangen met de relatieve onbekendheid met het berekenen van betonconstructies in die tijd.

3.3 GBV 1918

3.3.1 Materiaaleisen

Artikel 6 IJzer

Het te verwerken vloeiijzer moet een trekvastheid bezitten van minstens 37 K.G. per m.M², en overigens voldoen aan de A.V.I.J. (1911).

In kouden toestand moet het ijzer, zonder scheuren te vertoonen, gebogen

kunnen worden onder een hoek van ten minste 180° om een kern, waarvan de dikte niet meer bedraagt dan de dikte van het te beproeven ijzer.

[Toelichting in betreffende uitgave GBV 1918: Hier wordt bedoeld vloeijzer, kwaliteit 1 B met een breukspanning per m. M2, tusschen 36 en 44 K.G. en een rek over de meetlengte van 22%.]

Welijzer mag slechts gebezigd worden voor onderdeelen der wapening, waarvan de grootste dikteafmeting niet meer dan 6 m.M. bedraagt. Dit ijzer moet bij een minimum trekvastheid van 36 K.G. per m.M2 eene uittrekking vertoonen van minstens 12 %.

In kouden toestand moet het welijzer, zonder scheuren te vertoonen, gebogen kunnen worden onder een hoek van ten minsten 150° om een kern, waarvan de dikte niet meer bedraagt dan de dikte van het te beproeven ijzer.

Er werd in de toelichting aangegeven dat het staal glad moest zijn.

Uit bovenstaande normtekst zijn de volgende beproevingseisen herleid:

| | Staalkwaliteit | Minimum vloeispanning σ_R [N/mm ²] | Minimale treksterkte σ_B [N/mm ²] | Minimale breukrek in % |
|-----------|----------------|---|--|------------------------|
| Vloeijzer | 1. B. | - | 360-440 | 22 |

Tabel 3.2: Beproevingseisen voor door GBV 1930 [11] toegestane staalsoorten (Tabel - blad 3 A.V.I.J. 1911 [22])

| Staal-kwaliteit | Vloeispanning f_{yk} [N/mm ²] | NEN-EN 1992-1-1 | GBV 1918 | Vergelijken toegelaten spanningen GBV en NEN-EN ² | | Ductiliteits-klasse NEN-EN 1992-1-1 ⁴ |
|-----------------|---|---|--|--|---|--|
| | | Rekenwaarde van de vloeigrens $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m$ ($\gamma_m = 1,15$) [N/mm ²] | Toelaatbare trekspanning σ_t [N/mm ²] | f_{yd} / σ_t | $f_{yd} / \sigma_t = 1,5$ (platen) f_{yd} [N/mm ²] | |
| 1. B. | 220 ¹ | 191 | 120 ³ | 1,59 | 180 | B |

¹ Er waren geen eisen gesteld aan de vloeispanning. Aan de hand van de gestelde eisen aan de breukspanning en de rek bij breuk is aangenomen dat staal 1. B vergelijkbaar is met QR22.

² Zie toelichting onder de tabel.

³ Dit betrof de toelaatbare spanning in het ijzer voor constructies niet zijnde spoorwegbruggen of bruggen voor gewoon verkeer en constructies die aan sterke trillingen onderhevig zijn. In die gevallen is de toelaatbare trekspanning lager hetgeen geacht wordt nu in de stootfactor en een vermoeiingsanalyse meegenomen te zijn.

⁴ Voorstel voor de ductiliteitsklasse o.b.v. min breukrek eis uit GBV 1930

Tabel 3.3: Toelaatbare spanningen / Vergelijking GBV 1918 en NEN-EN 1992-1-1

In de GBV werd ontworpen op toelaatbare spanningen, in deze toelaatbare spanningen waren veiligheidsfactoren voor materiaalsterkte en belasting verwerkt. De vergelijking tussen f_{yd} en σ_t laat zien dat er voor de destijds gangbare staalkwaliteit 1.B. een ongeveer 1,6 maal zo lage trekspanning toegelaten werd in het wapeningsstaal als welke nu volgt uit f_{yk} en γ_m . In deze factor zitten echter ook de toe te passen partiële factoren voor de optredende belastingen verwerkt. Dit is dus grotendeels de partiële veiligheid aan de belastingkant. Indien voor de belasting ongeacht het belastingtype een factor van 1,5 aangehouden wordt, volgt uit de destijds toelaatbare spanningen een waarde van $f_{yd} = 180$ N/mm². Deze lagere waarde hoeft niet bij een verificatie aangehouden te worden. Onderzoek op aan oude constructies ontnomen zachtstaal maken duidelijk dat een ondergrens van de rekenwaarde voor de vloeigrens van 191 MPa voor alle gevallen aangehouden kan worden.

3.4 GBV 1930

3.4.1 *Materiaaleisen*

De eisen aan het in artikel 9 van GBV 1930 genoemde vloeijzer zijn opgenomen in [22] - Tabel - 3^e blad.

De onderstaande materiaal soort was toegestaan voor constructiedelen, belast op buiging of op buiging en normaalkracht.

| Staal kwaliteit | Minimum vloeispanning σ_R [N/mm ²] | Minimale treksterkte σ_B [N/mm ²] | Minimale breukrek in % |
|-----------------|---|--|------------------------|
|-----------------|---|--|------------------------|

| | | | | |
|------------|-------|---|---------|----|
| Vloeiijzer | 1. B. | - | 360-440 | 22 |
|------------|-------|---|---------|----|

Tabel 3.4: Beproevingseisen voor door GBV 1930 toegestane staalsoorten (Tabel - blad 3 A.V.I.J. 1911 [22])

3.4.2 Beknopt overzicht artikels uit GBV 1930

Alleen de hoofdlijnen van de betreffende artikels zijn hier opgenomen.

Artikel 9 Staal

Het te verwerken ijzer moet zijn vloeiijzer ten minste van de kwaliteit 1.B der A.V.I.J. 1911 terwijl het overigens aan de daarin genoemde keuringsvoorschriften moet voldoen.

Er werd voor zover bekend geen onderscheid gemaakt in glad en geprofileerd betonstaal. Waarschijnlijk was er alleen glad betonstaal beschikbaar.

3.4.3 Toelaatbare spanningen / Vergelijking GBV 1930 en NEN-EN 1992-1-1

| Staal-kwaliteit | Vloei-spanning f_{yk} [N/mm ²] | NEN-EN 1992-1-1 | GBV 1930 | Vergelijken toegelaten spanningen GBV en NEN-EN ² | | Volgens VOSB/VVSB 1938 | | Ductiliteits-klasse NEN-EN 1992-1-1 ⁴ |
|-----------------|--|---|---|--|--|---|------------------------|--|
| | | Rekenwaarde van de vloespanning $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_m$ ($\gamma_m = 1,15$) [N/mm ²] | Toelaatbare trekspanning [N/mm ²] σ_t | f_{yd}/σ_t ² | $f_{yd}/\sigma_t = 1,5$ ³ (platen) f_{yd} [N/mm ²] | min. breukrek (Adp 10) ³ [%] | E [N/mm ²] | |
| 1. B. | 220 ¹ | 191 | 120 | 1,59 | 180 | 22 | 200.000 | B |

¹ Er waren geen eisen gesteld aan de vloeispanning. Aan de hand van de gestelde eisen aan de breukspanning en de rek bij breuk is aangenomen dat staal 1. B vergelijkbaar is met QR22.

² Zie toelichting bij tabel 3.3

³ Minimale breukrek Adp10 in %: De rek bepaald op een proefstuk met als meetlengte 10* de diameter van de staaf. In latere normen is dit Adp5 (meetlengte 5*de diameter van de staaf) geworden.

⁴ Voorstel voor de ductiliteitsklasse o.b.v. min breukrek eis uit GBV 1930

Tabel 3.5: Toelaatbare spanningen / Vergelijking GBV 1930 en NEN-EN 1992-1-1

3.5 GBV 1940

3.5.1 Materiaaleisen

De onderstaande materiaalsoorten waren toegestaan voor constructiedelen, belast op buiging of op buiging en normaalkracht (GBV 1940 artikel 34 B lid 1 en 2).

De eisen voor (beton)staal zijn opgenomen in VOSB/VVSB 1938 - N1008 Tabel B.

| | Staal- kwaliteit | Minimum vloeispanning σ_R [N/mm ²] | Minimale treksterkte σ_B [N/mm ²] | Minimale breukrek Adp5 ² in % | NEN-EN 1992- 1-1 Minimumwaarde van $k = (f_t/f_y)^3$ |
|--|---|--|---|---|---|
| Ongelegeerd, gewalst staal | St. 37 | 220 | 370-450 | 27 | 1,68 |
| gelegeerd, gewalst staal | L. St 52 | 340-360 | 520-640 | 24 | 1,44 |
| Andere hoogwaardige, staalsoorten ¹ | Speciaal staal $\sigma_v 36$ ¹ | 360 | 480 | 12 | 1,33 |
| | Speciaal staal $\sigma_v 48$ ¹ | 480 | 600 | 10 | 1,25 |

¹ Onder speciaal staal wordt verstaan staal, dat door zijn bijzondere vorm waarborgen geeft voor een grote aanhechting aan beton. Dit kan bijvoorbeeld door toepassing van ribben, torderen of deuken.

² Minimale breukrek Adp5 in %: De rek bepaald op een proefstuk met als meetlengte 5* de diameter van de staaf.

³ De hier gegeven minimumwaarde van k was in de ontwerpnorm niet vastgelegd maar is herleid uit de minimale waarde voor de vloeispanning en de treksterkte. Deze waarde is bepaald om te gebruiken bij het indelen van het staal in klasse A t/m C volgens bijlage C van [1].

Tabel 3.6: Beproevingseisen voor door GBV 1940 toegestane staalsoorten (Tabel B [25])

3.5.2 Beknopt overzicht artikels uit GBV 1940

Alleen de hoofdlijnen van de betreffende artikelen zijn hier opgenomen.

Artikel 9. Staal

Staal moest tenminste zijn in “handelskwaliteit” en voldoen aan de volgende eisen:

- Trekvastheid 35-50 kg/mm²
- Rek, bepaald met de normale proportionele proefstaaf dp 5 (lengte = 5*diameter), tenminste 24%
- Staal moet koud vervormbaar zijn over 180° rond een kern met gelijke diameter of dubbele diameter (staal dikker dan 30mm).

Opmerking: De staalsoorten opgenomen in Tabel B [25] voldoen allen hieraan.

3.5.3 Toelaatbare spanningen / Vergelijking GBV 1940 en NEN-EN 1992-1-1

Voor centrisch belaste kolommen in omwikkeld beton werden lagere trekspanningen toegestaan in het staal. Deze zijn hier niet opgenomen om het geheel overzichtelijk te houden.

| | | NEN-EN 1992-1-1 | GBV 1940 | Vergelijken toegelaten spanningen GBV en NEN-EN ² | | Volgens VOSB/VVSB 1938 | | NEN-EN 1992-1-1 |
|---------------------------------|--|---|--|--|---|---|---------------------------|---|
| | | | | f_{yd}/σ_t^2 /platen | $f_{yd}/\sigma_t = 1,5^3$ (platen) f_{yd} [N/mm ²] | min. breukrek (Adp 5) ³ [%] | E [N/mm ²] | |
| Staal-kwaliteit ¹ | Vloei-spanning f_{yk} [N/mm ²] | Rekenwaarde van de vloeispanning $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_m$ ($\gamma_m = 1,15$) [N/mm ²] | Toelaatbare trekspanning in platen /balken σ_t [N/mm ²] | | | | | Ductiliteits-klasse NEN-EN 1992-1-1 ⁵ |
| HK ⁴ | Geen eis | - | 120 / 120 | - | 180 | 24 | - | B |
| St 37. | 220 | 191 | 140 / 140 | 1,36 | 210 | 27 | 210.000 | 1,68 B |
| L. St. 52 | 340-360 | 296-313 | 180 / 170 | 1,64/ 1,74 | 270 | 24 | 210.000 | 1,44 B |
| Speciaal staal σ_v 36 | 360 | 313 | 180 / 170 | 1,74 | 270 | 12 | 210.000 | 1,33 B |
| Speciaal staal σ_v 48 | 480 | 417 | 210 / 190 | 1,98 | 315 | 10 | 210.000 | 1,25 B |

¹ Er was nog geen eenduidige aanduidingswijze voor betonstaal.

² Zie toelichting hieronder.

³ Minimale breukrek Adp5 in %: De rek bepaald op een proefstuk met als meetlengte 5* de diameter van de staaf.

⁴ HK = het in artikel 9 genoemde staal in handelskwaliteit. Hierbij is geen eis gesteld aan de vloeispanning, hierdoor moeilijk een rekenwaarde volgens de Eurocode te bepalen.

⁵ Voorstel voor de ductiliteitsklasse o.b.v. min breukrek eis uit GBV 1940

Tabel 3.7 Toelaatbare spanningen / Vergelijking GBV 1940 en NEN-EN 1992-1-1

In [9] werd ontworpen op toelaatbare spanningen. In deze toelaatbare spanningen waren veiligheidsfactoren voor materiaalsterkte en belasting verwerkt. De vergelijking tussen f_{yd} en σ_t laat zien dat er voor de destijds gangbare staalkwaliteiten een ongeveer 1,4 - 2 maal zo lage trekspanning toegelaten werd in het wapeningsstaal als die nu volgt uit f_{yk} en γ_m . In deze factor zitten echter ook de toe te passen partiële factoren voor de optredende belastingen verwerkt. Dit is dus grotendeels de partiële veiligheid aan de belastingkant. Indien voor de belasting ongeacht het belastingtype een factor van 1,5 aangehouden wordt, volgt uit de destijds toelaatbare spanningen een waarde van f_{yd} (hier variërend van 180 - 315 N/mm²). In de oude eisen was nog geen sprake van karakteristieke sterkte eigenschappen en mogelijk dat de spreiding in de materiaaleigenschappen groter was dan nu het geval is. Dit is mogelijk verwerkt in de lagere toelaatbare spanning zoals destijds bij het ontwerp werd aangehouden. In deze lagere toegestane spanningen waren voor de hogere staalsoorten impliciet ook duurzaamheidseisen opgenomen (toelaatbare spanningen beperkt om de optredende scheurwijdte te beperken). Verhogen van de toelaatbare spanning t.o.v. de oorspronkelijke ontwerpwaarde zal leiden tot een hogere belasting in de gebruiksfase, waardoor scheurvorming op kan treden. Duurzaamheid wordt dan mogelijk een probleem en dient dan nader onderzocht te worden. Voor bestaande constructies is er vanuit de constructieve veiligheid geen reden om de rekenwaarde van de vloeigrens van het betonstaal anders te bepalen dan bij nieuwbouw, d.w.z. deze is gebaseerd op de karakteristieke waarde van de vloeigrens. Voor het waarborgen van een duurzame veiligheid zal dan wel nagegaan moeten worden wat de eventuele gevolgen van deze hogere spanning zijn. Tevens wordt erop gewezen dat de benodigde verankeringslengte voor de toegepaste wapening dan ook gebaseerd moet zijn op de hogere optredende spanningen.

3.6 GBV 1950

3.6.1 *Materiaaleisen*

Betonstaal werd in [12] aangeduid als QR xx. Voor xx werd de vereiste minimum vloeigrens in kgf/mm² aangegeven. Ook aan de treksterkte van het betonstaal werden eisen gesteld (zie tabel 3.8).

De eisen voor betonstaal zijn opgenomen in V1035 - deel IV: 1952 [26].

| | Staal- kwaliteit | Minimum vloeispanning σ_R [N/mm ²] | Minimale treksterkte σ_B [N/mm ²] | σ_R / σ_B maximaal | Minimale breukrek Adp5 ¹ in % | NEN-EN 1992-1-1 Minimumwaarde van $k = (f_t/f_y)$ |
|---|---------------------|--|---|-----------------------------------|--|---|
| Ongelegeerd, warmgewalst betonstaal | QR 22 | 220 | 340 - 520 | - | 24 | 1,54 ³ |
| | QR 24 | 240 | 360 - 500 | - | 27 | 1,5 ³ |
| Hoogwaardig, warmgewalst betonstaal | QR 30 | 300 | 420 | 0,72 | 25 | 1,4 ⁴ |
| | QR 36 ² | 360 | 480 | 0,75 | 24 | 1,33 ⁴ |
| | QR 42 ² | 420 | 540 | 0,78 | 23 | 1,29 ⁴ |
| | Kwaliteit | Minimum 0,2- rekgrens σ_e [N/mm ²] | Minimale treksterkte σ_{ar} [N/mm ²] | | Minimale breukrek Adp5 ¹ in % | |
| Hoogwaardig, nabehandeld betonstaal | QRn 36 ² | 360 | 480 | 0,75 | 12 | 1,33 ⁴ |
| | QRn 42 ² | 420 | 540 | 0,78 | 11 | 1,29 ⁴ |
| | QRn 48 ² | 480 | 600 | 0,80 | 10 | 1,25 ⁴ |
| | QRn 54 ² | 540 | 660 | 0,82 | 9 | 1,22 ⁴ |

¹ Minimale breukrek Adp5 in %: De rek bepaald op een proefstuk met als meetlengte 5* de diameter van de staaf.

² Conform artikel 34 B lid 5 dienen deze staalkwaliteiten de aanhechting te waarborgen door hun bijzondere vorm. Waarschijnlijk betekent dit dat de staven getordeerd dan wel geprofileerd werden. Opmerking: Gepuntlaste wapeningsnetten werden in de GBV 1962 ook in deze categorie ingedeeld.

³ Gegeven waarden zijn niet in de norm destijds geëist maar volgen uit minimum waarde voor treksterkte en vloeispanning. Geleverd staal kan zodoende ook een lagere minimumwaarde van k hebben. Deze waarde is bepaald om te gebruiken bij het indelen van het staal in klasse A t/m C volgens bijlage C van NEN-EN 1992-1-1.

⁴ Gehanteerde waarde is gebaseerd op de inverse van de destijds geëiste maximale waarde voor σ_R / σ_B

Tabel 3.8: : Beproevingseisen voor betonstaal zoals toegestaan in GBV 1950 (Tabel VII (artikel 93) [26]).

3.6.2 *Beknopt overzicht artikels uit GBV 1950*

Alleen de hoofdlijnen van de betreffende artikelen zijn hier opgenomen.

Artikel 9. Staal

Minimaal toegestane kwaliteit QR 22 volgens [26] Hoofdstuk IV.

In [26] zijn de normale diameters van ronde staven vastgelegd, namelijk: 6, 8, 10, 12, 14, 16, 19, 22, 25, 28, 32, 36, 40, 45 en 50 mm.

Artikel 34 B. Spanningen in de wapening

lid 5. Indien de toelaatbare spanning hoger wordt dan 170 N/mm^2 (resp. 180 N/mm^2 in platen met $b \geq 4d$ en tevens $d \geq 120 \text{ mm}$) moet het staal door zijn bijzondere vorm waarborgen geven voor een grotere aanhechting aan het beton en moeten de dekkingen van artikel 13 worden verhoogd met 5mm.

Opmerking: Dit houdt in dat QR36 en hoger of getordeerd of geprofileerd dienen te worden.

3.6.3 Toelaatbare spanningen / Vergelijking GBV 1950 met NEN-EN 1992-1-1

| | | NEN-EN 1992-1-1 | Volgens GBV 1950 | | Vergelijken toegelaten spanningen GBV en NEN-EN ² | | Volgens V1035 | | | 7 |
|----------------------------------|--|---|---|---|---|--|---|---------------------------|------|-----|
| | | | Toelaatbare trekspanning σ_n in geval 1 ² [N/mm ²] | Toelaatbare trekspanning σ_n in geval 2 ³ = σ_{n2} [N/mm ²] | f_{yd}/σ_{n2} ⁴ | f_{yd}/σ_{n2} = 1,5 ⁵ f_{yd} [N/mm ²] | min. breukrek (Adp 5) ⁶ [%] | E [N/mm ²] | | |
| Staal- kwaliteit ¹ | vloei- spanning of 0,2% rekgrens f_{yk} [N/mm ²] | Rekenwaarde van de vloeispanning $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_m$ ($\gamma_m = 1,15$) [N/mm ²] | | | | | | | | |
| QR 22 | 220 | 191 | 120 | 130 | 1.47 | 195 | 24 | 210.000 | 1,54 | B |
| QR 24 | 240 | 209 | 120 | 140 | 1.49 | 210 | 27 | 210.000 | 1,5 | B |
| QR 30 | 300 | 261 | 120 | 160 | 1.63 | 240 | 25 | 210.000 | 1,4 | B |
| QR 36 | 360 | 313 | 120 | 180 | 1.74 | 270 | 24 | 210.000 | 1,33 | B |
| QR 42 | 420 | 365 | 120 | 200 | 1.83 | 300 | 23 | 210.000 | 1,29 | B |
| QRn 36 | 360 | 313 | 120 | 180 | 1.74 | 270 | 12 | 210.000 | 1,33 | A/B |
| QRn 42 | 420 | 365 | 120 | 200 | 1.83 | 300 | 11 | 210.000 | 1,29 | A/B |
| QRn 48 | 480 | 417 | 120 | 220 | 1.90 | 330 | 10 | 210.000 | 1,25 | A/B |
| QRn 54 | 540 | 470 | 120 | 240 | 1.96 | 360 | 9 | 210.000 | 1,22 | A/B |

¹ QR staat voor warmgewalst staal, de cijfercombinatie achter QR geeft de minimale vloeigrens aan in kg/mm². QRn staat voor nabehandeld staal (na koudevervorming (door walsen) heeft staal een warmtebehandeling ondergaan). De kwaliteiten QR 22 en QR 24 waren genormaliseerd, de hogere staalsoorten niet. Er werd nog geen onderscheid gemaakt in glad en geprofileerd staal.

² geval 1: Dit houdt in dat tijdens de bouw er geen bouwcontrole is uitgevoerd.

³ geval 2: Dit houdt in dat tijdens de bouw er wel bouwcontrole is uitgevoerd.

⁴ De vergelijking tussen f_{yd} en σ_n laat zien dat er voor de destijds gangbare staalkwaliteiten van QR 22 en QR 24 een ongeveer 1,5 maal zo lage treksterkte toegelaten werd in het wapeningsstaal. In de GBV was er echter geen sprake van een veiligheidsfactor op de belastingen zoals nu toegepast is bij de partiële veiligheidsfilosofie. De factor komt dan goed overeen met de in de VBB bij bruggen toegepaste belastingcoëfficiënt van 1,5.

⁵ Bij de staalsoorten anders dan QR22 en QR 24 geeft de bepaling van f_{yd} vanuit de vloeispanning een rekenwaarde welke hoger is dan wat destijds bij het ontwerp toelaatbaar geacht werd. Hier is de destijds toelaatbare trekspanning door vermenigvuldiging met 1,5 (partiële belastingcoëfficiënt) omgerekend naar een rekenwaarde van de treksterkte volgens de huidige normgeving. Hierbij is uitgegaan van geval 2 (met bouwcontrole).

⁶ Adp5 = de breukrek gerelateerd aan de diameter van het proefstuk, breukrek bepaald op een meetlengte van 5 keer de diameter.

⁷ Voorstel voor de ductiliteitsklasse o.b.v. min breukrek eis uit GBV 1950. Voor QRn soorten zou op basis van de hier gegeven resultaten niet zondermeer sprake moeten zijn van klasse B. bij latere hoogwaardige staalsoorten is dit afhankelijk van de productiewijze.

Tabel 3.9: Vergelijking toelaatbare spanningen GBV 1950 en NEN-EN 1992-1-1

In [12] werd net als bij [9] ontworpen op toelaatbare spanningen, in deze toelaatbare spanningen waren veiligheidsfactoren voor materiaalsterkte en belasting verwerkt.

De vergelijking tussen f_{yd} en σ_t laat zien dat er voor de destijds gangbare staalkwaliteiten een ongeveer 1,4 - 2 maal zo lage trekspanning toegelaten werd in het wapeningsstaal als welke nu volgt uit f_{yk} en γ_m . In deze factor zitten echter ook de toe te passen partiële factoren voor de optredende belastingen verwerkt. Dit is dus grotendeels de partiële veiligheid aan de belastingkant. Indien voor de belasting ongeacht het belastingtype een factor van 1,5 aangehouden wordt volgt uit de destijds toelaatbare spanningen een waarde van f_{yd} (hier variërend van 180 - 315 N/mm²). In de oude eisen was nog geen sprake van karakteristieke sterkte eigenschappen en mogelijk dat de spreiding in de materiaaleigenschappen groter was dan nu het geval is. Dit is mogelijk verwerkt in de lagere toelaatbare spanning zoals destijds bij het ontwerp werd aangehouden. In deze lagere toegestane spanningen waren voor de hogere staalsoorten impliciet ook duurzaamheidseisen opgenomen (toelaatbare spanningen beperkt om de optredende scheurwijdte te beperken). Verhogen van de toelaatbare spanning t.o.v. de oorspronkelijke ontwerpwaarde zal leiden tot hogere belasting in de gebruiksfase waardoor scheurvorming op kan treden. Duurzaamheid wordt dan mogelijk een probleem en dient dan nader onderzocht te worden. Voor bestaande constructies is er vanuit de constructieve veiligheid geen reden om de rekenwaarde van de vloeigrens van het betonstaal anders te bepalen dan bij nieuwbouw, d.w.z. deze is gebaseerd op de karakteristieke waarde van de vloeigrens. Voor het waarborgen van een duurzame veiligheid zal dan wel nagegaan moeten worden wat de eventuele gevolgen van deze hogere spanning zijn. Tevens wordt erop gewezen dat de benodigde verankeringslengte voor de toegepaste wapening dan ook gebaseerd moet zijn op de hogere optredende spanningen.

3.7 GBV 1962

3.7.1 Materiaaleisen

De staalkwaliteit werd in [13] aangeduid/vastgelegd bij zijn vloeigrens en de minimale treksterkte. Betonstaal werd aangeduid als QR xx. Voor xx werd de vereiste minimum vloeigrens in kgf/mm² aangegeven. Ook aan de treksterkte van het betonstaal werden eisen gesteld (zie tabel).

De eisen voor het betonstaal zijn net als bij [12] opgenomen in [26]. Er zijn echter afwijkende kwaliteiten gedefinieerd en eisen gesteld.

| | Staal-kwaliteit | Minimum vloeispanning σ_e [N/mm ²] | Minimale treksterkte σ_{ar} [N/mm ²] | Minimale breukrek Adp5 in % ¹ | NEN-EN 1992-1-1 Minimumwaarde van $k = (f_t/f_y)^2$ |
|-------------------------------------|---------------------|---|---|--|---|
| Normaal, warmgewalst betonstaal | QR 22 | 220 | 340 | 22 | 1,54 |
| | QR 24 | 240 | 360 | 24 | 1,5 |
| Hoogwaardig, warmgewalst betonstaal | QR 32 | 320 | 420 | 22 | 1,31 |
| | QR 40 ³ | 400 | 500 | 18 | 1,25 |
| | QR 48 ³ | 480 | 580 | 16 | 1,21 |
| | Staal-kwaliteit | Minimum 0,2-rekgrens σ_e [N/mm ²] | Minimale treksterkte σ_{ar} [N/mm ²] | Minimale breukrek Adp5 in % | |
| Hoogwaardig, nabehandeld betonstaal | QRn 32 | 320 | 420 | 12 | 1,31 |
| | QRn 40 ³ | 400 | 500 | 11 | 1,25 |
| | QRn 48 ³ | 480 | 580 | 10 | 1,21 |

¹ Minimale breukrek Adp5 in %: De rek bepaald op een proefstuk met als meetlengte 5* de diameter van de staaf.

² In tegenstelling tot de GBV 1950 waren de eisen uit V1035 voor de mechanische eigenschappen niet meer van toepassing. De hier gegeven minimumwaarde van k is zodoende destijds niet normatief vastgelegd maar nu bepaald uit minimum eisen voor de vloeispanning en de treksterkte. Deze waarde is bepaald om te gebruiken bij het indelen van het staal in klasse A t/m C volgens bijlage C van NEN-EN 1992-1-1

³ Deze staalkwaliteiten moesten geprofileerd zijn.

Tabel 3.10: Beproevingseisen voor betonstaal ([13] Tabel I, II en III).

3.7.2 Beknopt overzicht artikels uit GBV 1962

Alleen de hoofdlijnen van de betreffende artikelen zijn hier opgenomen.

Artikel 17. Staal

Toegestaan was betonstaal welke voldoet aan de voorschriften [26] Hoofdstuk IV met uitzondering van eisen voor de mechanische beproeving. Hiervoor golden de eisen zoals gegeven in tabel 2 hierboven.

Voor samengestelde kolommen was profielstaal welke voldoet aan [26]-Hoofdstuk I toegestaan.

Naar vorm werd er onderscheid gemaakt in glad en geprofileerd betonstaal. Onder glad betonstaal worden prismatische staven verstaan met een cirkelvormige of een andere doorsnede (b.v. vierkant of ovaal).

Onder geprofileerd betonstaal worden staven verstaan waarvan de bijzondere vorm een grotere aanhechting aan het beton waarborgt dan van glad betonstaal met gelijke staafdoorsnede. Hiertoe kunnen behoren:

1. getordeerde staven met ovale, vierkante of kruisvormige doorsnede met gelijkblijvende doorsnede;
2. staven voorzien van ribben loodrecht of schuin op de staafas al dan niet getordeerd;
3. gepuntlaste wapeningsnetten met vierkante of rechthoekige mazen.

De staalsoorten in de kwaliteiten QR en QRn 40 en 48 moeten geprofileerd zijn.

3.7.3 Toelaatbare spanningen / Vergelijking GBV 1962 met NEN-EN 1992-1-1

| Staal- kwaliteit ¹ | vloeispanning of 0,2% rekgrens f_{yk} [N/mm ²] | NEN-EN 1992-1-1 Rekenwaarde van de vloeispanning $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m$ ($\gamma_m = 1,15$) [N/mm ²] | Volgens GBV 1960 | | Vergelijken toegelaten spanningen GBV en NEN-EN ² | | Volgens GBV 1960 | | | NEN-EN 1992-1-1 Minimum- waarde van $k = (f_t/f_y)^2$ | 7 |
|----------------------------------|--|---|---|--------------------------------|---|---|---|-------------------------------|---------|---|-----|
| | | | Toelaatbare trekspanning σ_a, σ'_a ² [N/mm ²] | f_{yd}/σ_a ³ | $f_{yk}/\sigma_a =$ 1,5 ⁴ f_{yk} [N/mm ²] | min. Breukrek (Adp 5) ⁵ [%] | min. Trek- sterkte σ_{ar} [N/mm ²] | E [N/mm ²] | | | |
| | | | K 160 | K 225/300 | | | | | | | |
| QR 22 | 220 | 191 | 120 | 130 | 1.47 | 195 | 22 | 340 | 210.000 | 1.54 | B |
| QR 24 | 240 | 209 | 120 | 140 | 1.49 | 210 | 24 | 360 | 210.000 | 1.50 | B |
| | | | | | | | | | | | |
| QR 32 | 320 | 278 | 120 | 180 | 1.55 | 270 | 22 | 420 | 210.000 | 1.31 | B |
| QR 40 | 400 | 348 | 120 | 220 | 1.58 | 330 | 18 | 500 | 210.000 | 1.25 | B |
| QR 48 | 480 | 417 | 120 | 260 | 1.61 | 390 | 16 | 580 | 210.000 | 1.21 | B |
| | | | | | | | | | | | |
| QRn 32 | 320 | 278 | | 180 | 1.55 | 270 | 12 | 420 | | 1.31 | A/B |
| QRn 40 | 400 | 348 | 120 | 220 | 1.58 | 330 | 11 | 500 | 210.000 | 1.25 | A/B |
| QRn 48 | 480 | 417 | 120 | 260 | 1.61 | 390 | 10 | 580 | 210.000 | 1.21 | A/B |
| | | | | | | | | | | | |

¹ QR staat voor warmgewalst staal, de cijfercombinatie achter QR geeft de minimale vloeigrens aan in kg/mm². QRn staat voor nabehandeld staal (na koudevervorming (door walsen) heeft staal een warmtebehandeling ondergaan).

² In platen met $h_t \geq 150$ mm en tevens $b \geq 4 h_t$ mag de toelaatbare trekspanning in het wapeningsstaal σ_a worden verhoogd met 10 N/mm². Dit geldt uitsluitend voor het gebruik van staalsoorten met een vloeigrens of 0,2 rekgrens van ten hoogste 400 N/mm².

³ De vergelijking tussen f_s en σ_a laat zien dat er voor de destijds gangbare staalkwaliteiten van QR 22 en QR 24 een ongeveer 1,5 maal zo lage treksterkte toegelaten werd in het wapeningsstaal. In de GBV was er echter geen sprake van een veiligheidsfactor op de belastingen zoals nu toegepast is bij de partiële veiligheidsfilosofie. De factor komt dan goed overeen met de tot voor kort bij bruggen toegepaste belastingcoëfficiënt van 1,5.

⁴ Bij de staalsoorten anders dan QR22 en QR 24 geeft de bepaling van f_{yd} vanuit de vloeispanning een rekenwaarde welke hoger is dan wat destijds bij het ontwerp toelaatbaar geacht werd. Hier is de destijds toelaatbare trekspanning door vermenigvuldiging met 1,5 (in VBB 1995 partiële belastingscoëfficiënt) omgerekend naar een rekenwaarde van de treksterkte volgens de huidige normgeving.

⁵ Adp5 = de breukrek gerelateerd aan de diameter van het proefstuk, breukrek bepaald op een meetlengte van 5 keer de diameter

⁷ Voorstel voor de ductiliteitsklasse o.b.v. min breukrek eis uit GBV 1950. Voor QRn soorten zou op basis van de hier gegeven resultaten niet zondermeer sprake moeten zijn van klasse B. bij hoogwaardige staalsoorten is dit afhankelijk van de productiewijze.

Tabel 3.11: Vergelijking toelaatbare spanningen GBV 1962 en NEN-EN 1992-1-1

- Alle vermelde staalsoorten waren genormaliseerd.
- Er werd onderscheid gemaakt in glad en geprofileerd betonstaal.
 - Glad betonstaal: Prismatische staven met een cirkelvormige of een andere doorsnede (b.v. vierkant of ovaal)
 - Geprofileerd betonstaal: Staven waarvan de bijzondere vorm een grotere aanhechting aan het beton waarborgt dan van glad betonstaal met gelijke staafdoorsnede.
- QR 22 en QR 24, beide zogenaamd "Normaal, warmgewalst betonstaal"
- QR 32, QR 40 en QR 48, alle zogenaamd "Hoogwaardig, warmgewalst betonstaal"
- QRn 32, QRn 40 en QRn 48, alle zogenaamd "Hoogwaardig, nabehandeld betonstaal", de nabehandeling bestond uit het koud vervormen van het warm gewalste staal.
- De staalsoorten in de kwaliteiten QR en QRn 40 en 48 moeten geprofileerd zijn.
- Indien in een doorsnede bij in dezelfde richting lopende staven in de trekzone twee verschillende staalsoorten voorkomen is de toelaatbare trekspanning σ_a in beide staalsoorten gelijk aan die welke behoort bij de staalsoort met de laagste vloeigrens c.q. de 0,2-rekgrens.
- In de GBV1962 werd ontworpen op toelaatbare spanningen, in deze toelaatbare spanningen waren veiligheidsfactoren voor materiaalsterkte en belasting verwerkt. De vergelijking tussen f_{yd} en σ_t laat zien dat er voor de destijds gangbare staalkwaliteiten een ongeveer 1,4 - 2 maal zo lage trekspanning toegelaten werd in het wapeningsstaal als welke nu volgt uit f_{yk} en γ_m . In deze factor zitten echter ook de toe te passen partiële factoren voor de optredende belastingen verwerkt. Dit is dus grotendeels de partiële veiligheid aan de belastingkant. Indien voor de belasting ongeacht het belastingtype een factor van 1,5 aangehouden wordt volgt uit de destijds toelaatbare spanningen een waarde van f_{yd} (hier variërend van 180 - 315 N/mm²). In de oude eisen was nog geen sprake van karakteristieke sterkte eigenschappen en mogelijk dat de spreiding in de materiaaleigenschappen groter was dan nu het geval is. Dit is mogelijk verwerkt in de lagere toelaatbare spanning zoals destijds bij het ontwerp werd aangehouden. In deze lagere toegestane spanningen waren voor de hogere staalsoorten impliciet ook duurzaamheidseisen opgenomen (toelaatbare spanningen beperkt om de optredende scheurwijdte te beperken). Verhogen van de toelaatbare spanning t.o.v. de oorspronkelijke ontwerpwaarde zal leiden tot hogere belasting in de gebruiksfase waardoor scheurvorming op kan treden. Duurzaamheid wordt dan mogelijk een probleem en dient dan nader onderzocht te worden. Voor bestaande constructies is er vanuit de constructieve veiligheid geen reden om de rekenwaarde van de vloeigrens van het betonstaal anders te bepalen dan bij nieuwbouw, d.w.z. deze is gebaseerd op de karakteristieke waarde van de vloeigrens. Voor het waarborgen van een duurzame veiligheid zal dan wel nagegaan moeten worden wat de eventuele gevolgen van deze hogere spanning zijn. Tevens wordt erop gewezen dat de benodigde verankeringslengte voor de toegepaste wapening dan ook gebaseerd moet zijn op de hogere optredende spanningen.

3.8 Vergelijking VB 74 met NEN-EN 1992-1-1

| 1 | 2 | 3 | 4 | | 5 | | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11] | 12 |
|--|---|--|---|--------|--|--------|--------------------------|------|--|---|---|---|--|
| | | NEN-EN 1992-1-1 | Volgens VB 74 | | | | VB74/ NEN-EN 1992-1-1 | | VB 74 | | | | |
| Staalkwaliteit volgens VB 74 Tabel A-10 | vloeispanning of 0,2% rekgrens f_{yk} [N/mm ²] | Rekenwaarde van de vloeigrens $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_m$ ($\gamma_m = 1,15$) [N/mm ²] | Rekenwaarde druksterkte f_a [N/mm ²] | | Rekenwaarde vloeigrens f_a [N/mm ²] | | Druk | Trek | vloirek ϵ_s [%] | min. rek na breuk A5/A10 [%] | min. treksterkte [N/mm ²] | E- modulus [N/mm ²] | Ductiliteitsklasse NEN-EN 1992-1-1 ¹ |
| | | | | B 12,5 | | B 12,5 | | | | | | | |
| Staven | | | | | | | | | | | | | |
| FeB 220 HW | 220 | 191 | 220 | 220 | 220 | 220 | 1,15 | 1,15 | 1,05 | 24/18 | 340 | 210.000 | B |
| FeB 400 HW, HWL, HK | 400 | 348 | 400 | 220 | 400 | 220 | 1,15 | 1,15 | 1,90 | 14/10- | 500 | 210.000 | B |
| FeB 500 HW, HK | 500 | 435 | 420 | 220 | 500 | 220 | 0,97 | 1,15 | 2,38 | 12/8 | 580 ³ / 550 ⁴ | 210.000 | B |
| | | | Art. C-204 | | Art. C-204 | | | | | | | | |
| FeB 400 HK | 400 | 348 | 361 | 220 | 500 | 220 | 1,04 | 1,44 | 1,90 | 14/10 | 500 | 210.000 | A/B ² |
| FeB 500 HK | 500 | 435 | 415 | 220 | 580 | 220 | 0,95 | 1,33 | 2,38 | 12/8 | 580 ³ / 550 ⁴ | 210.000 | A/B ² |
| Gepuntlaste wapenings-netten | | | | | | | | | | | | | |
| FeB 500 HK, HW | 500 | 435 | ? | 220 | ? | 220 | | | | 10/7 | 550 | | A/B ² |

Tabel 3.12: Vergelijking toelaatbare spanningen VB 74 en NEN-EN 1992-1-1

Toelichting bij Tabel 3.12:

- Kolom 1, 2, 4, 5, 9, 10 zijn ontleend aan VB 74 (Tabel A-10, Tabel A-13 Artikel C. 204) [20].
- FeB 220 werd alleen glad geleverd volgens norm, en rest dient voorzien te zijn van een profiel (geribd betonstaal).
- Bepaling druksterkte staal:

$f_a' = \frac{f_{ak}}{\gamma_a}$, met f_{ak} de karakteristieke waarde van de druksterkte, f_a de rekenwaarde voor de druksterkte van betonstaal, $\gamma_a = 1$ (materiaalfactor). In de

VB 74 [20] werd aangegeven dat CEB-FIP 1,15 aanhield, volgens de toelichting in de VB is deze factor verwerkt in de veiligheidsfactor $\gamma = 1,7$.

- Er mocht voor de rekenwaarde van de druksterkte geen hogere waarde dan 420 N/mm^2 aangehouden worden. Bij toepassing van B12,5 mocht als rekenwaarde voor de druksterkte geen hogere spanning dan 220 N/mm^2 in rekening worden gebracht.
- Kolom 9: Voor minimale rek bij breuk werd in het te hanteren σ - ϵ -diagram uitgegaan van A10. Volgens bijschrift tabel A-10 van [20] was bij arbitrage alleen de A5-waarde maatgevend (hoger daar gemeten over korter gebied => invloed van plastische vervorming op totale vervorming groter).
- Voor HK-staalsoorten werd in artikel A 204.2.3 en artikel C 204 aangegeven dat het σ - ϵ -diagram geschematiseerd mocht worden door een kromlijning verloop. De wapeningselementen moesten worden vervaardigd in een elementenfabriek met interne kwaliteitsborging volgens artikel C-817, en de elementen mochten uitsluitend worden belast op buiging zonder normaalkracht. Al met al zal bij constructies van Rijkswaterstaat hier niet aan worden voldaan. Bij vooraf vervaardigd betonproducten betreft het met name prefabliggers welke zijn voorgespannen.
- Kolom 10:

³ Dit betreft de waarde zoals gegeven in tabel A.10 van de VB74 en NEN6008:1968 [27].

⁴ De NEN6008:1977 [28] gaf afwijkende waarden, niet duidelijk welke waarden vanaf 1977 zijn aangehouden, aannemelijk lijken de waarde uit [28] maar voor HK soorten levert dit dan hogere toelaatbare spanningen op dan vereist in de materiaalnorm!

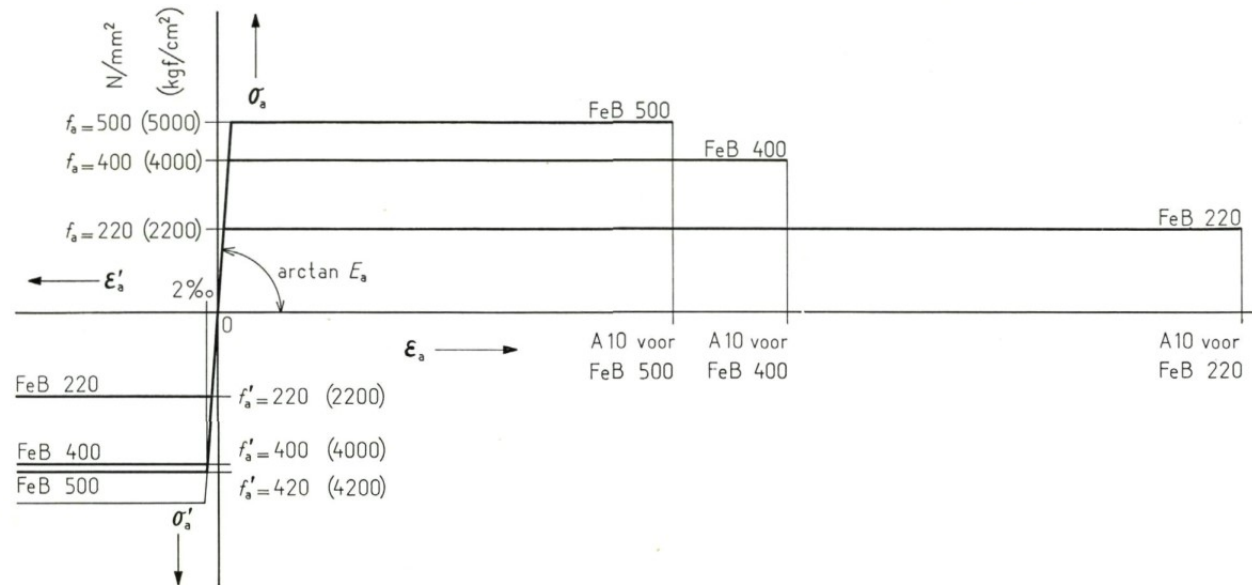
- Kolom 12:

¹ Dit betreft een voorstel voor de ductiliteitsklasse welke is gebaseerd op de min breukrek eis uit de VB 74 [20].

² In Duitse richtlijn voor bestaand bouw [23] worden de HK soorten (koude vervormd door rekken na warm walsen = RK in Duitsland) ingedeeld in ductiliteitsklasse A. Op basis van de eisen uit de VB74 is niet eenduidig vast te stellen of HK soorten ingedeeld kunnen worden in ductiliteitsklasse B, dit is mede afhankelijk van de toegepaste productiewijze. Door middel van materiaalproeven is mogelijk ductiliteitsklasse B aan te tonen.

Voor beproeven van de eisen werd verwezen naar NEN6008 (geen jaartal genoemd) hiervoor golden in de periode dat de VB74 van kracht was 2 versies, aanvankelijk NEN6008:1968 [27] en later NEN6008:1977 [28]. Qua materiaalaanduiding sloot [28] pas geheel aansluit bij de benaming voor betonstaalsoorten uit de VB74 [20].

De schematisering van betonstaal t.b.v. de berekening was in [20] zoals in figuur 3.2 weergegeven. Voor HK soorten kon, onder bepaalde voorwaarden, ook een parabolisch verloop aangehouden worden. Nadere informatie hiervoor is terug te vinden in artikel A.204.2.3 b en C.204 van NEN3861 [20].



Figuur 3.2: Aan te houden σ - ϵ diagram volgens VB74 figuur A-2.

De koppeling aan de A10 waarden uit [27] en later [28] is een grote afwijking met de aanpak in [1].

De breukrek eis A5 of A10 is de plastische verlenging over een lengte gelijk aan vijfmaal resp. tienmaal de diameter van het proefstuk (ofwel een lengte gelijk aan 2,5 / 5 maal de diameter van het proefstuk aan elke kant van de breuk). Omdat dit na de breuk werd gemeten, zit de plastische verlenging door de insnoering daarin. In de huidige normen is de breukrek eis veranderd in de zogenaamde Agt (zie NEN6008+A1:2020 [29], in [1] aangeduid met ϵ_{uk}), de gelijkmatig verdeelde plastische rek bij maximale belasting, zijnde de rek vanaf de 0,2% blijvende rekgrens/vloegrens tot aan de rek bij de maximale belasting gemeten op een gebied buiten het breukvlak. Dit is dus zonder de dalende tak na bereiken van de maximale belasting. De huidige wijze van meten en het gebied waarover vroeger gemeten werd, is dus verschillend. In het algemeen kan gesteld worden dat een A10 eis een toelaatbare rek laat zien welke veel hoger is dan de momenteel gehanteerde waarde ϵ_{uk} en dus ook ϵ_{ud} .

3.8.1 *Vergelijking VB 74/84 met NEN-EN 1992-1-1*

| 1 | 2 | 3 | 4 | | 5 | | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11] | 12 |
|--|---|--|---|--------|--|--------|-----------------------------|------|--|---|---|---|--|
| | | NEN-EN 1992-1-1 | Volgens VB 74/84 | | | | VB74-84/ NEN-EN 1992-1-1 | | VB 74/84 / Tabel 4 NEN6008:1985 | | | | |
| Staalkwaliteit volgens VB 74/84 / Tabel 4 NEN6008:1985 | vloeispanning of 0,2% rekgrens f_{yk} [N/mm ²] | Rekenwaarde van de vloeigrens $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m$ ($\gamma_m = 1,15$) [N/mm ²] | Rekenwaarde druksterkte f_a [N/mm ²] | | Rekenwaarde vloeigrens f_a [N/mm ²] | | Druk | Trek | vloirek ϵ_s [%] | min. rek bij breuk A_{gk} ϵ_{ak} [%] | min. treksterkte [N/mm ²] | E- modulus [N/mm ²] | Ductiliteitsklasse NEN-EN 1992-1-1 ¹ |
| | | | | B 12,5 | | B 12,5 | | | | | | | |
| Staven | | | | | | | | | | | | | |
| FeB 220 HWL | 220 | 191 | 220 | 220 | 220 | 220 | 1,15 | 1,15 | 1,05 | 5 | 340 | 210.000 | B |
| FeB 400 HK, HWL | 400 | 348 | 400 | 220 | 400 | 220 | 1,15 | 1,15 | 1,90 | 4 | 500 | 210.000 | B |
| FeB 500 HWL, HK | 500 | 435 | 420 | 220 | 500 | 220 | 0,97 | 1,15 | 2,38 | 3,25 | 550 | 210.000 | B |
| | | | Art. C-204 | | Art. C-204 | | | | | | | | |
| FeB 400 HK | 400 | 348 | 361 | 220 | 500 | 220 | 1,04 | 1,44 | 1,90 | 4 | 500 | 210.000 | A/B ² |
| FeB 500 HK | 500 | 435 | 415 | 220 | 550 | 220 | 0,95 | 1,33 | 2,38 | 3,25 | 550 | 210.000 | A/B ² |
| Gepuntlaste wapenings-netten | | | | | | | | | | | | | |
| FeB 500 HKN ⁹ , HWN | 500 | 435 | ? | 220 | ? | 220 | | | | 2,75 | 550 | | A/B ² |

Tabel 3.13: Vergelijking toelaatbare spanningen VB 74/84 en NEN-EN 1992-1-1

Toelichting bij Tabel 3.13:

- Kolom 1, 2, 9, 10 zijn ontleend aan Tabel 4 [30].
- Kolom 1:
 - ³ FeB 500 HKN kon ook als staaf geleverd worden waarbij dezelfde eisen als voor netten gold.
- FeB 220 wordt alleen glad geleverd volgens norm, en rest dient voorzien te zijn van een profiel (geribd betonstaal).
- Bepaling druksterkte staal:

$$f'_a = \frac{f'_{ak}}{\gamma_a}, \text{ met } f'_{ak} \text{ de karakteristieke waarde van de druksterkte, } f'_a \text{ de rekenwaarde voor de druksterkte van betonstaal, } \gamma_a = 1 \text{ (materiaalfactor) in}$$

norm aangegeven dat CEB-FIP 1,15 aanhield volgens toelichting deze factor verwerkt in de veiligheidsfactor $\gamma = 1,7$. Er mag voor de rekenwaarde van de druksterkte geen hogere waarde dan 420 N/mm² aangehouden worden, bij toepassing van B12,5 mag als rekenwaarde voor de druksterkte geen hogere spanning dan 220 N/mm² in rekening worden gebracht.

- Kolom 9: Voor minimale rek bij breuk werd in te hanteren σ - ϵ -diagram uitgegaan van A10.
- Volgens Art 204.2.3 was voor staalsoorten in HKN en HWN leveringstoestand de rekenwaarde voor ϵ_a begrenst tot 27,5 promille. In andere gevallen werd voor ϵ_a een grens van 50 promille gesteld. Dit betrof een rek vergelijkbaar met huidige ϵ_{uk} .
- Voor HK-staalsoorten wordt in artikel A 204.2.3 en artikel C 204 aangegeven dat het σ - ϵ -diagram geschematiseerd mag worden door een kromlijinig verloop.

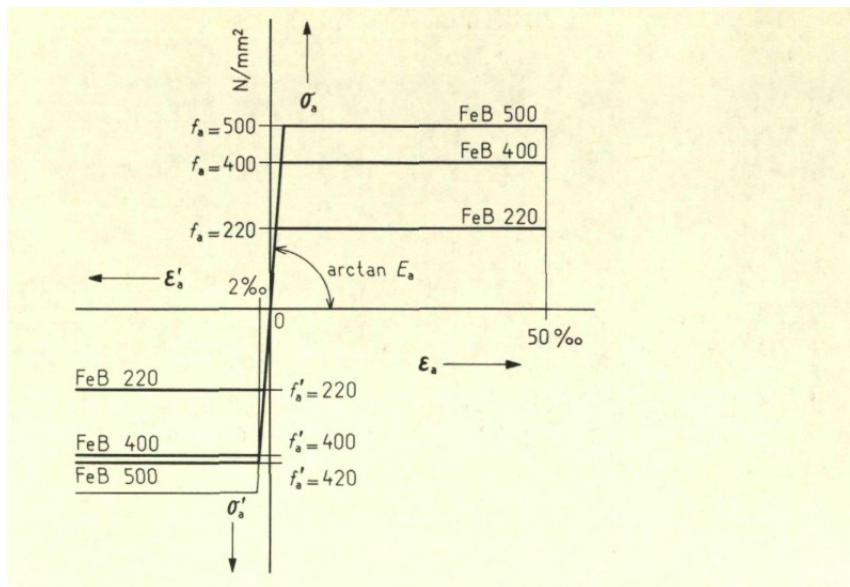
De elementen moeten worden vervaardigd in een elementenfabriek met interne kwaliteitsborging volgens artikel C-817, en de elementen mogen uitsluitend worden belast op buiging zonder normaalkracht. Al met al zal bij constructies van Rijkswaterstaat hier niet aan worden voldaan bij vooraf vervaardigd beton (prefabliggers zijn voorgespannen).

- Kolom 12:

¹ Dit betreft een voorstel voor de ductiliteitsklasse welke is gebaseerd op de min breukrek eis uit [30].

² In Duitse richtlijn voor bestaand bouw [23] worden de HK soorten (koude vervormd door rekken na warm walsen = RK in Duitsland) ingedeeld in ductiliteitsklasse A. Op basis van de eisen uit de VB74 is niet eenduidig vast te stellen of HK soorten ingedeeld kunnen worden in ductiliteitsklasse B, dit is mede afhankelijk van de toegepaste productiewijze. Door middel van materiaalproeven is mogelijk ductiliteitsklasse B aan te tonen.

De schematisering van betonstaal t.b.v. de berekening was in [8] zoals in figuur 3.3 weergegeven. Voor HK soorten kon, onder bepaalde voorwaarden, ook een parabolisch verloop aangehouden worden. Nadere informatie hiervoor is terug te vinden in artikel A.204.2.3 b en C.204 van [8].



Figuur 3.3: Aan te houden σ - ϵ diagram volgens [8] figuur A-2.

De aan te houden maximale rek is in [8] onafhankelijk van de betonstaalsoort op 5% gesteld. Dit is opvallend daar de materiaaleisen uit NEN6008:1985 [30] voor A_{gk} ($=\epsilon_{ak}$) waarden van 5, 4 en 3,25% eisen voor respectievelijk FeB220/400/500. De rekenkundig toegelaten rekken ϵ_a waren dus voor FeB 400 en FeB 500 hoger dan de karakteristieke waarde welke geëist werd in de materiaalnorm.

3.9 Vergelijking NEN 6720 (VBC) met NEN-EN 1992-1-1

In [15] werd uitgegaan van onderstaande staalsoorten (tabel 1 NEN 6008:1991 [31]):

| Soort | Leveringstoestand | Symbool voor de leveringstoestand |
|---------|---|-----------------------------------|
| FeB 220 | Warmgewalst | HWL |
| FeB 400 | Warmgewalst of met water gekoeld | HWL |
| FeB 400 | Koudvervormd, getordeerd of gerekt | HK |
| FeB 500 | Warmgewalst of met water gekoeld | HWL |
| FeB 500 | Koudvervormd, getordeerd of gerekt | HK |
| FeB 500 | Koudgeprofileerd als gepuntlaste wapeningsnetten, met bijbehorende staven | HKN |
| FeB 500 | Warmgewalst of met water gekoeld als gepuntlaste wapeningsnetten | HWN |

Voor de sterkte eigenschappen werd uitgegaan van een classificering die vergelijkbaar is met de werkwijze in [1].

Zoals o.a. aangegeven in “Cursus Eurocode 2 HS 3: Materiaaleigenschappen” van C.R. Braam kan de oude benaming als volgt gebruikt wordt voor de indeling in de nieuwe ductiliteitsklassen:

B500A : FeB 500 HKN
 B500B : FeB 500 HWL en FeB 500 HK

Opmerking:

Mogelijk is een deel van de HWL klasse ook in B500C in te delen maar dit zal niet voor alle staalsoorten gelden en is zodoende moeilijk toepasbaar en ook in het algemeen niet nodig daar deze klasse met name voor aardbevingsgebieden bestemd is (betonconstructies met een vereiste hoge vervormingscapaciteit).

Indien gekeken wordt naar de eisen uit [31] is ϵ_{uk} voor staven FeB HWL/HK minimaal gelijk aan 3,25% (FeB 500 3,25%, FeB 400 4% en FeB 220 5%) en voor gepuntlaste wapeningsnetten HKN/HWN gelijk aan 2,75%. Op basis van [1] bijlage C zou dit betekenen dat alle staalsoorten in ductiliteitsklasse A vallen. Braam merkt dit in zijn cursussyllabus ook terecht op maar gaat voor de indeling in nieuwe ductiliteitsklassen hier niet vanuit. De in [31] aangegeven rek bij maximale belasting betreft de minimale waarde en kan dus in de praktijk hoger zijn voor het toegepaste betonstaal. Vooralsnog wordt aangenomen dat de in de praktijk toegepaste oudere staaltypen inderdaad in te delen zijn zoals door Braam hierboven aangegeven.

Noot: Ook in de VB74/84 [8] werd voor alle HWL en HK staalsoorten uitgegaan van $\epsilon_a = 5\%$ terwijl de eisen in [30] vergelijkbaar waren met [31]. Ook hier werd dus afgeweken van de eisen voor karakteristieke waarde van de rek bij maximale belasting zoals vastgelegd in de bijbehorende materiaalnorm.

| | NEN-EN 1992-1-1 | | |
|--------------------------------|---|--|---|
| Staalkwaliteit | vloeispanning of 0,2% rekgrens f_{yk} [N/mm ²] | Rekenwaarde van de treksterkte /druksterkte $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_m$ ($\gamma_m = 1,15$) [N/mm ²] | Ductiliteitsklasse NEN- EN 1992-1-1 ⁷ |
| Volgens NEN 6720 | | | |
| Staven | | | |
| FeB 220 HWL | 220 | 191 | B |
| FeB 400 HWL, HK | 400 | 348 | B |
| FeB 500 HWL, HK | 500 | 435 | B |
| FeB 500 HKN | 500 | 435 | A |
| | | | |
| Gepuntlaste wapeningsnetten | | | |
| FeB 500 HKN, HWN | 500 | 435 | A |

Tabel 3.14: Overzicht staalsoorten volgens NEN6720 [15]

3.10 Overzicht betonstaalsoorten voor RBK

| Oude norm | | NEN-EN 1992-1-1 | | | Oude norm |
|-------------------|-------------------------------|-----------------|----------|----------------------|------------|
| | Betonstaalsoort | f_{yk} | f_{yd} | Wapenings- klasse | f_{yd}^1 |
| | | [MPa] | [MPa] | | [MPa] |
| GBV 1912 | - | 220 | 191 | B | |
| GBV 1918 | - | 220 | 191 | B | |
| GBV 1930 | 1. B | 220 | 191 | B | |
| GBV 1940 | HK | - | 191 | B | |
| | St. 37 | 220 | 191 | B | |
| | L. St. 52 | 340 | 295 | B | 270 |
| | Speciaal staal \square_v 36 | 360 | 313 | B | 270 |
| | Speciaal staal \square_v 48 | 480 | 417 | B | 315 |
| GBV 1950 | QR22 | 220 | 191 | B | |
| | QR24 | 240 | 209 | B | |
| | QR30 | 300 | 261 | B | 240 |
| | QR36 | 360 | 313 | B | 270 |
| | QR42 | 420 | 365 | B | 300 |
| | QRn36 | 360 | 313 | A ² | 270 |
| | QRn42 | 420 | 365 | A ² | 300 |
| | QRn48 | 480 | 417 | A ² | 330 |
| | QRn54 | 540 | 470 | A ² | 360 |
| GBV 1962 | QR22 | 220 | 191 | B | |
| | QR24 | 240 | 209 | B | |
| | QR32 | 320 | 278 | B | 270 |
| | QR40 | 400 | 348 | B | 330 |
| | QR48 | 480 | 417 | B | 390 |
| | QRn32 | 320 | 278 | A ² | 270 |
| | QRn40 | 400 | 348 | A ² | 330 |
| | QRn48 | 480 | 417 | A ² | 390 |
| VB 74 VB 74/84 | FeB 220HW | 220 | 191 | B | |
| | FeB 400 HW, HWL | 400 | 348 | B | |
| | FeB 500 HW | 500 | 435 | B | |
| | FeB 400 HK | 400 | 348 | B | |
| | FeB 500 HK | 500 | 435 | B | |
| | FeB 500 HKN, HWN | 500 | 435 | A | |
| NEN 6720 (VBC) | Staven | | | | |
| | FeB 220 HWL | 220 | 191 | B | |
| | FeB 400 HWL, HK | 400 | 348 | B | |
| | FeB 500 HWL, HK | 500 | 435 | B | |
| | FeB 500 HKN | 500 | 435 | A | |
| | Wapeningsnetten | | | | |
| | FeB 500 HKN, HWN | 500 | 435 | A | |

Tabel 3.15: Totaal overzicht oude betonstaalsoorten en materiaaleigenschappen voor toepassing in RBK

Toelichting bij tabel 3.15:

¹ Indicatie van de bij het ontwerp toegelaten rekenwaarde van de vloeigrens van het betonstaal.

Toelichting: Op basis van de in de oorspronkelijke norm toegelaten spanningen was in het ontwerp een lagere waarde voor f_{yd} toegestaan dan welke nu volgt uit artikel 3.2.7 (2) op basis van f_{yk} . Deze lagere waarde is in deze kolom weergegeven.

Verdere informatie is te vinden in het achtergrondrapport voor de RBK.

² Op basis van de oorspronkelijke eisen is staalsoort ingedeeld in ductiliteitsklasse A. Al naar gelang van de gekozen productiewijze is het mogelijk dat het betonstaal ook voldoet aan de eisen voor ductiliteitsklasse B. Hierbij dient dan echter door onderzoek aan monsters uit de constructie aangetoond worden dat aan de eisen uit bijlage C van [1] voldaan.

3.11 Nadere toelichting op toelaatbare spanningen in hoogwaardige betonstaalsoorten in de GBV serie

In de jaren 50 van de vorige eeuw zijn er in Cement allerhande artikelen gepubliceerd in het kader van de introductie van “hoogwaardig betonstaal”. De strekking van de artikelen was in het algemeen het nagaan wat de consequenties waren voor constructies bij toepassing van staal met een hogere toelaatbare (breuk)spanning. Geconcludeerd werd dat bij het gebruik van QR22 en QR24 altijd breukveiligheid maatgevend was als grenstoestand voor de toelaatbare spanningen in het staal. Door de invoering van staalsoorten met een hogere vloeigrens/breukkracht kwamen vragen omtrent duurzaamheid naar voren. In proeven is destijds gekeken naar het constructiegedrag en de scheurvorming in de proefstukken (balkjes in buigproeven). De aangehouden grenswaarde voor toelaatbare scheurwijdte was 0,1 mm – 0,3 mm, al naar gelang het toepassingsgebied (binnen, buiten, wel of geen chloriden). Bij de analyse van de proeven is geen onderscheid gemaakt in gebruiksfase of uiterste grenstoestand. In de GBV rekende men nog met toelaatbare spanningen in de gebruiksfase en een overal veiligheid van 1,8 a 1,7 voor de breukveiligheid.

De strekking van de meeste artikelen was dat de spanning in het staal beperkt moest worden om de grootte van de optredende scheuren te beperken (0,1 mm). De in de GBV's gegeven maximale spanningen zijn hierop gebaseerd. Bij de proeven is er weliswaar gekeken naar verschillende wapeningsconfiguraties in de balken, maar is er altijd gekeken naar de ondergrens die voor een specifieke wapeningsconfiguratie van toepassing was. De nu voor de duurzaamheidseisen bekende invloedsfactoren (staafdiameter, hart op hart afstand, etc.) werden nog niet onderkend. In latere artikelen is hierop kritiek geleverd door onderzoekers en leveranciers van hoogwaardig betonstaal. Hierin werd erop gewezen dat in het buitenland al veel onderzoek was uitgevoerd, waarbij gekeken is naar de invloedsfactoren op scheurvorming, zijnde:

- verdeling van de wapening;
- de samenhang tussen beton en staal (aanhechting);
- wapeningspercentage;
- betonkwaliteit.

Dit betreffen dus de parameters die in de huidige scheurwijdte berekeningen ook worden gehanteerd.

Door middel van onderzoek werd aangetoond dat bij een juiste wapeningsconfiguratie men hogere spanningen kon toelaten dan gegeven in de GBV 1950 [12]. Geconcludeerd kan worden dat de beperking van de toelaatbare spanningen in [12] dus door impliciete duurzaamheidseisen bepaald zijn. In de GBV 1962 [13] werden voor het eerst eisen gekoppeld aan de toelaatbare scheurwijdte en dit is dan ook terug te zien in de toelaatbare spanning in het betonstaal voor de hogere staalsoorten welke naar verhouding toenamen ten opzichte van [12]. Alhoewel ook hier nog geldt dat voor QR22 en QR24 de toelaatbare trekspanning bij de hogere betonkwaliteiten (K225 en K300) ongeveer $f_{yd}/1,5$ bedroegen waar bij de hogere staalkwaliteiten deze factor 1,55 a 1,61 bedroeg. Iets van een kleine extra veiligheidsmarge leek dus nog aanwezig alhoewel men dus ook de optredende scheurwijdte moest toetsen en zodoende de capaciteit eventueel beperkte bij een bepaalde wapeningsconfiguratie.

Uit de beperkte teruggevonden achtergronden kan zodoende geconcludeerd worden dat duurzaamheid de reden was voor de aangehouden toelaatbare spanningen. Voor de UGT is er dan geen reden om niet uit te gaan van f_{yd} volgend uit f_{yk} zoals gedefinieerd in [1].

Als we voor hoogwaardige betonstaalsoorten de toelaatbare staalspanning baseren op de vloeigrens f_{yk} en γ_s dan neemt de momentcapaciteit M_{Rd} in de regel toe waardoor men hogere belastingen kan toelaten. De maximale toename in [12] is orde grootte 8% voor QR30 tot 21% voor QR42 en zelfs 30% voor QRn54.

Bij toepassing van een hogere waarde voor f_{yd} betekent dit wel dat men extra aandacht moet hebben voor:

- Benodigde verankeringslengte
De bijbehorende verankering van het betonstaal wordt bij een hogere toelaatbare spanning hoger dan waarmee rekening is gehouden in het ontwerp. Aan de eisen uit 9.2.1.3 van [1] moet in de gehele constructie nog steeds worden voldaan bij het beoogd gebruik. Dit moet dus getoetst worden.
- Duurzame veiligheid
Het effect, van een verhoging van de opneembare belasting ten opzichte van het ontwerp, op de duurzaamheid moet worden beschouwd. Waar nodig moeten maatregelen worden genomen om een duurzame veiligheid gedurende de restlevensduur te waarborgen.

Bovenstaande betekent dat er dus theoretisch in veel gevallen een hogere belasting mogelijk is maar dat de consequenties hiervan wel eerst volledig onderzocht moeten worden alvorens deze hogere belasting toe te staan. Daarnaast zal natuurlijk ook de aanwezige dwarskrachtcapaciteit voldoende moeten zijn om de hogere belasting op te kunnen nemen.

Resume:

Toetsen met f_{yd} waarden gebaseerd op oude toelaatbare spanningen:

- Momentcapaciteit lager maar duurzaamheid geen probleem;
- Verankeringslengte, in de regel ook voldoende
- Scheurwijdte eisen, via inspectie praktisch mee om te gaan zoals aangegeven in de RBK

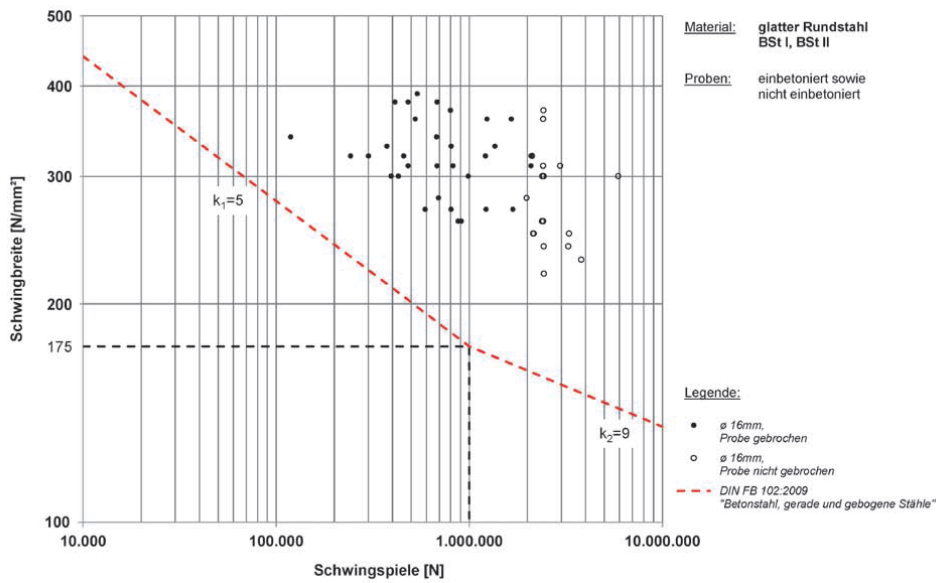
Toetsen met hogere toelaatbare spanningen:

- Momentcapaciteit hoger en duurzaamheid mogelijk een probleem
- Verankeringslengte kan probleem vormen bij momentdekkingslijn die hieruit volgt
- Scheurwijdte dient getoetst te worden, vermoedelijk in vele gevallen niet aan te voldoen. Via inspectie praktisch mee om te gaan. Mogelijk zijn maatregelen nodig om een duurzame veiligheid gedurende de restlevensduur te waarborgen.

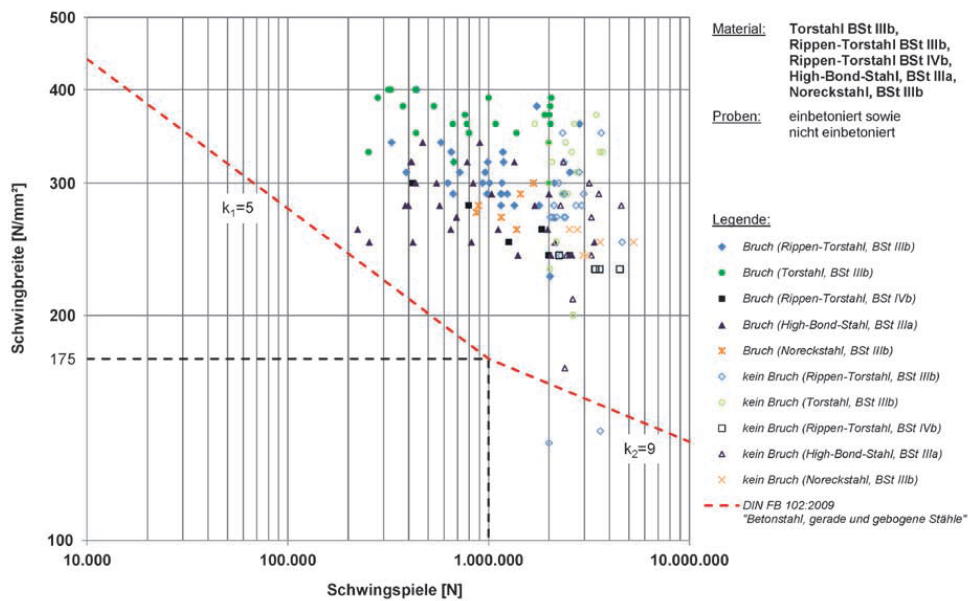
3.12 Vermoeiingseigenschappen betonstaal

Uit de achtergronden bij de Duitse Richtlinie für Nachrechnung von Strassenbrücken im Bestand (Bast Heft 89 [32]) volgt een overzicht van beschikbare vermoeiingsonderzoeken op diverse staalsoorten waarbij steeds een vergelijk is gemaakt met de ontwerpwaarden zoals die momenteel worden gegeven in de Duitse NB voor EN 1992-1-1.

In onderstaande figuren is voor oude gladde en geribde staalsoorten een overzicht gegeven van proefresultaten. Hierbij zijn er zowel testresultaten op vrije staven als ook ingebetonnerde staven weergegeven. Uit meerdere proeven is gebleken dat het wel of niet inbetonneren van staal voor de proeven weinig effect heeft op het resultaat. Hierbij dient de kanttekening gemaakt te worden dat dit voor geribd staal in het algemeen zo is. Kijkend naar de proevenserie van Wascheidt [32] lijkt voor gladstaal het wel of niet in beton opgenomen zijn van een staaf wel van invloed op de vermoeiingseigenschappen. In figuur 3.4 zijn proeven op gladstaal ingestort en niet ingestort in beton weergegeven. Hierin zijn proeven op BSt I ($f_{yk} = 220$ MPa) en betonstaal BSt II ($f_{yk} = 340$ MPa) uitgevoerd, de proefstukken in BSt I blijken echter allen getordeerd te zijn waardoor een hogere sterkte werd verkregen dan die van BSt II. Er is in principe dus geen proef uitgevoerd op een staalsoort die vergelijkbaar is met onze QR22 of QR24.



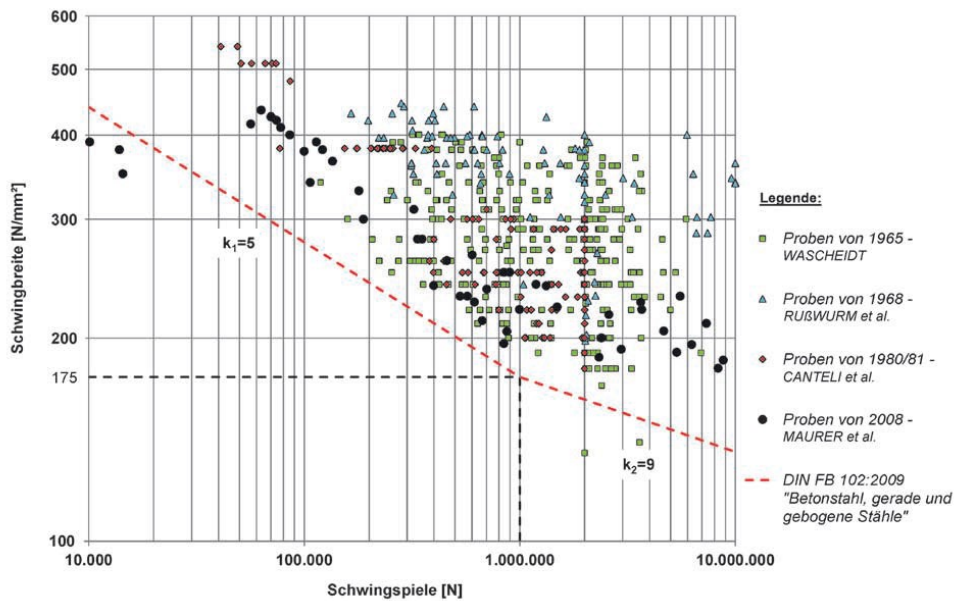
Figuur 3.4: Onderzoeksresultaten van Wascheidt, glad betonstaal in ingestorte en niet ingestorte toestand [BSt I = f_{yk} =220 MPa voor torderen en $f_{yk} \approx 400$ MPa na torderen en BSt II $f_{yk} = 340$ MPa (IIa)/400 MPa (IIb)] [32]



Figuur 3.5: Onderzoeksresultaten van Wascheidt, geribd betonstaal in ingestorte en niet ingestorte toestand [BSt IIIb = f_{yk} =400 MPa en BSt IV $f_{yk} = 500$ MPa] [32]

Noot: In bovenstaande figuren is de ontwerpwaarde volgend uit de Duitse NB voor EN 1992-1-1 opgenomen, $\Delta\sigma_{Rsk} = 175$ MPa. De in de Nederlandse NB [16] gegeven diameter afhankelijke waarden levert een lijn op die iets lager ligt. M.a.w. de Nederlandse benadering is conservatief ten opzichte van de Duitse benadering.

Voor de invulling van [23] is nog (oud) onderzoek op met name geribd betonstaal op een rij gezet, zie [32]. Dit levert in totaal het in figuur 3.6 gegeven overzicht van proefresultaten in vergelijking tot de ontwerpwaarde voor nieuwbouw op.



Figuur 3.6: Vergelijking oude proefresultaten met ontwerpwaarde volgens Duitse EN 1992-1-1 NB (oranje onderbroken curve) [32]

De ontwerpwaarde (oranje onderbroken curve in figuur 3.6) is wederom ontleend aan de Duitse NB en iets gunstiger dan de Nederlandse. Voor rechte staven kan op basis hiervan geconcludeerd worden dat voor alle staalsoorten de in [16] gegeven waarde aangehouden kan worden. Hierbij dient opgemerkt te worden dat in de proevenserie diverse soorten van geprofileerd staal, getordeerd staal etc. zijn meegenomen.

In Duitsland wordt nog een gereduceerde ontwerpwaarde voor het spanningsbereik gegeven voor staven met een diameter groter dan 28 mm ($\Delta\sigma_{Rsk} = 145$ MPa) hetgeen vergelijkbaar is met de in [16] gegeven waarde voor diameter 20mm en groter.

In de Duitse achtergronden [32] wordt nog aangegeven dat bij recente proeven (2008) men een tendens ziet in lagere waarde voor de vermoeiingssterkte aan de onderzijde (laagste waarden uit de metingen bij een gegeven aantal wisselingen of minder wisseling bij gelijke belasting). Maar men geeft aan dat ook bij de oude staalsoorten er wel sprake is van een relatief grote spreiding in dit gebied. Kijkend naar de bovenstaande figuur met alle proeven lijkt dit een correcte aanpak. Als men echter alleen naar glad staal kijkt is deze bandbreedte in resultaten kleiner en lijkt het mogelijk om de ontwerpwaarde van het spanningsbereik hoger te stellen. Hierbij dient echter opgemerkt te worden dat deze conclusie dan gebaseerd is op een beperkte set van proeven op 2 soorten glad betonstaal waarbij de lagere betonstaalsoort BSt I ook nog eens door torderen in sterkte is toegenomen. Vraag is dus hoe representatief deze serie is voor de in het verleden toegepaste gladde betonstaalsoorten.

Van de hiervoor gepresenteerde proeven is niet duidelijk of ook gericht betonstaal (op rol geleverd en door buigcentrale gericht) beproefd is of niet. In het verleden was leveren op rol en richten nog niet gebruikelijk en zodoende zal bij een deel van de proeven er geen sprake zijn geweest van gericht betonstaal. Navraag maakt duidelijk dat richten van betonstaal in Nederland ongeveer sinds 1975 wordt toegepast. Een exacte datum voor het invoeren van wapening machinaal gericht van rol is niet te geven, indicatief zijn volgende data te geven:

- 1975 eerste toepassing FeB400 HWL diameter 12mm
- 1980 FeB500 HKN tot en met diameter 12mm veel toegepast
- 1990 FEB500 HWL tot en met diameter 16mm veel toegepast

Voor bruggen van Rijkswaterstaat wordt ingeschat dat vanaf 1985 volledig overgestapt was naar toepassing van FeB 500 voor losse staven. Voor wapeningsnetten is vermoedelijk eerder overgestapt op FeB 500.

Conclusie voor RBK:

Oude betonstaalsoorten kunnen voor vermoeiing behandeld worden op een gelijke wijze als voor nieuw betonstaal.

Voor betonstaal FeB 400 uit de periode 1975 of eerder mag uitgegaan worden van de eigenschappen zoals geldend voor niet gericht betonstaal. Voor FeB 500 mag dit tot de periode 1980 worden aangehouden.

3.13 Materiaalonderzoek aan betonstaal

Door materiaalonderzoek kunnen de materiaaleigenschappen worden bepaald (o.a. de vloeigrens en breukkracht). De resultaten van materiaalonderzoek aan betonstaal kunnen op twee manieren worden toegepast, namelijk:

1. Indeling van het betonstaal in oorspronkelijke betonstaalsoorten
2. Bepaling van de karakteristieke waarde van de vloeigrens (f_{yk} of $f_{0,2k}$) voor het betonstaal uit de proefresultaten

Onderstaand wordt eerst ingegaan op de uit te voeren beproevingen en zal vervolgens een toelichting gegeven worden op de beide mogelijkheden voor verwerking van de meetresultaten.

3.13.1 Beproevingwijze

Voor onderzoek naar het toegepaste betonstaal in een constructie dient men monsters te ontnemen uit de constructie. Vooraf aan het uitvoeren van de monsternamen zal door een constructeur bepaald moeten worden op welke locatie in de constructie dit mogelijk is. Dit daar men te allen tijde moet voorkomen dat het onderzoek ertoe leidt dat de benodigde sterkte van de constructie negatief beïnvloed wordt. Dit kan men bereiken door de monsters te ontnemen in die delen van de constructie waar restcapaciteit aanwezig is.

Het minimum aantal monsters is afhankelijk van de beoogde methode om vanuit de monsters de betonstaalsoort / sterkte eigenschappen te bepalen (zie 3.12.2 en 3.12.3).

Per staafdiameter waarvan de sterkte bepaald moet worden, moet ten minste het hier omschreven onderzoek worden uitgevoerd. Door de productiewijze van betonstaal kunnen de materiaaleigenschappen per diameter namelijk verschillen, ook al was in het ontwerp uitgegaan van een zelfde betonstaalsoort. De in het verleden gestelde eisen betroffen minimum eisen. Als voor de productie hetzelfde basismateriaal is gebruikt, zal in de regel een extra walsgang (kleinere diameter) van invloed zijn op de sterkte-eigenschappen daar het materiaal verder vervormd is.

De bepaling van de mechanische eigenschappen moet geschieden conform NEN-EN-ISO 15630-1:2019 [33]. In de regel zullen de volgende eigenschappen in het onderzoek moeten worden bepaald:

- Vloeigrens R_e = bovenste vloeigrens (R_{eH}) of indien een vloeiverschijnsel niet aanwezig is de 0,2%-rekgrens ($R_{p0,2}$)
- Treksterkte (R_m)
- Rek bij maximale belasting (A_{gt})
- Verhouding treksterkte / vloeigrens (R_m/R_e)

- Spanning-rekdiagram per uitgevoerde proef

3.13.2 Indeling van proefstukken in gegeven betonstaalsoorten

Om het onderzochte betonstaal te kunnen indelen in één van de normatieve betonstaalsoorten uit de oude normen is er informatie nodig uit die oude normen. In paragraaf 3.2 en volgende is daarom per normdeel informatie opgenomen over de bij het ontwerp gestelde eisen aan dit betonstaal. Let op in het verleden werd er niet altijd gekeken naar de karakteristieke waarde maar werden vaak minimum waarden geëist. Dit betekent dat elk proefstuk voor die parameter een waarde gelijk of hoger dan de normwaarde moet laten zien. Een lagere waarde betekende dus dat het als een lagere betonstaalsoort beschouwd moet worden. Voor de indeling op basis van oude eisen zijn minimaal drie representatieve proefstukken per diameter benodigd. Op basis van de resultaten van de trekproef is het staal in te delen in één van de tijdens de bouw gebruikelijke betonstaalsoorten.

Het betonstaal moet voor een bepaalde betonstaalsoort voldoen aan de volgende 2 eisen:

1. Vloiegrens of 0,2% rekgrens \geq minimum eisen uit oude ontwerpnorm¹;
2. Voldaan wordt aan de minimum eisen voor de in RBK tabel 2.5 aangegeven wapeningsklasse (k-waarde).

Ad. 1

De vloiegrens of 0,2% rekgrens dient te voldoen aan de in de oude normen gestelde eisen voor de betreffende staalsoort. In de regel was dit een minimum eis waaraan voldaan moest worden.

¹ Voor de in de GBV 1912 [3], 1918 [10] en 1930 [11] gehanteerde staalkwaliteit Vloeiijzer 1.B. mag worden uitgegaan van de eisen zoals vastgelegd voor "Ongelegeerd gewalst staal ST 37" in VOSB/VVSB 1938 [25].

Ad. 2

Naast de vloiegrens of de 0,2% rekgrens is voor de berekening ook de ductiliteit van het betonstaal van belang. Daartoe dient voldaan te worden aan de in [1] Bijlage C gegeven eisen voor k en ϵ_{uk} . De breukkracht en de rek bij breuk dienen dus ook bij de beproeving vastgelegd te worden.

Opmerking:

Voor de betonstaalsoorten QR22 en QR24 mag worden aangenomen dat aan de eisen voor de wapeningsklasse B wordt voldaan als:

- Het glad betonstaal betreft en
- In de proeven een duidelijke vloeitak wordt gevonden.

Voor de berekening moet zijn uitgegaan van de waarden van f_{yk} en f_{yd} zoals die in **Tabel 3.15** zijn gegeven.

3.13.3 Bepaling van rekenwaarde uit proefresultaten

Als men een hogere vloiegrens f_{yk} of $f_{0,2k}$ in rekening wil brengen dan gegeven is in **Tabel 3.15**, moet dit voldoende statistisch zijn onderbouwd. De karakteristieke ondergrens (5% fractiel) moet zijn bepaald volgens de methoden uit Bijlage D van NEN-EN 1990. De rekenwaarde moet zijn bepaald conform de regels in 3.2.7 van NEN-EN 1992-1-1.

Voor de ductiliteitseigenschappen moet zijn voldaan aan de eisen zoals gesteld in [1] bijlage C.

Bij de bepaling van de rekenwaarde uit proefresultaten wordt geadviseerd om per uit te voeren steekproef minimaal vijf betonstaalmonsters te onderzoeken. Dit is omdat men bij het hanteren van minder monsters in het algemeen zeer lage rekenwaarden zal vinden. Dit heeft er toe te maken dat door het lage aantal proefresultaten er sprake is van een grote statistische onzekerheid welke weer leidt tot een groot verschil tussen de gemeten gemiddelde sterkte en de voor de berekening aan te houden rekenwaarde van de sterkte.

4 Voorspanstaal

4.1 Inleiding

In het algemeen kan voor voorspanstaal onderscheid gemaakt worden in draden, staven en strengen. In onderstaande tabel zijn per type enkele kenmerken opgenomen. Dit betreft de meest gangbare typen voorspanstaal. Zeker in de beginperiode (jaren 50 en 60 van de 20^e eeuw) kan er ook afwijkend materiaal toegepast zijn.

Voor voorspanstaal geldt dat bij het overgaan van spanningsaanduiding in kgf/mm² naar N/mm² men hiervoor is uitgegaan van 1 kgf/mm² = 9,81 N/mm².

4.1.1 Typen voorspanstaal

| Type voorspanning | | Staven | Draden | Strengen |
|---------------------------------------|------------|---|---|--|
| Treksterkte (Staalsoort) | | ≤125 kgf/mm ² ≤1230 N/mm ² | ≥150 ≤ 190 kgf/mm ² ≥1470 ≤1864 N/mm ² | |
| Diameters | | Ø26, Ø32, Ø36 | Ø5 – Ø8 | 0,50"(12,5), 0,52"(13), 0,60"(15,2), 0,62"(16) Opgebouwd uit draden Ø2,5-Ø5 |
| Met aanhechting | Voorgerekt | | X | X |
| | Nagerekt | X | X (kabel uit meerdere draden) | X (kabel uit meerdere strengen) |
| Zonder aanhechting (VZA) ¹ | Intern | X | X | X |
| | Extern | X | | X |

¹ Voorspanning zonder aanhechting is in bruggen meestal enkel toegepast tijdens de bouwfase (intern). Bij versterkingen is in enkele gevallen als externe voorspanning een VZA systeem toegepast. Dit betreft dan in de regel met vet omhulde strengen (omhuld met HDPE welke gebundeld toegepast worden).

Tabel 4.1 : Overzicht voorspanstaal typen en toepassingsgebied

In tabel 4.1 is een globaal overzicht gegeven van de voorspanstaaltypen en de bijbehorende toepassing.

- De toegepaste voorspanstaalsoort moet bepaald worden aan de hand van de ontwerpgegevens. In de regel is op tekening een voorspanstelsysteem/kabeltype aangegeven. Sommige voorspanstelsystemen konden worden toegepast met verschillende voorspanstaalsoorten. Indien er wel een voorspanstelsysteem bekend is maar het voorspanstaalsoort is niet eenduidig aangegeven dan moet de laagste staalsoort zoals mogelijke toegepast in het voorspanstelsysteem worden aangehouden. Hierbij kan het jaartal wel bepalend zijn voor logisch aan te houden ondergrens (zie tabel 4.3 e.v.).
- Veelal stond het voorspanstelsysteem (incl. staalsoort) vermeld in het bestek (en niet op tekening).
- Het in het bestek aangegeven systeem hoeft niet het uiteindelijk toegepaste systeem te zijn. Dit omdat Rijkswaterstaat het ontwerp van een brug maakte en hierbij een systeem koos om de berekening te kunnen maken. Dit systeem is vervolgens in het bestek opgenomen. Indien uiteindelijk een ander systeem is toegepast dan aangegeven op tekening of in het bestek, dan is het effect van de voorspanning in de regel gelijk gehouden. M.a.w. kabelligging en afspankracht

zijn zo gekozen dat de belasting door voorspanning gelijk was. Voor de herberekening kan zodoende uitgegaan worden van het op tekening of in bestek gegeven systeem.

- Van enkele in het verleden toegepaste voorspanstaalsoorten is bekend dat deze een verhoogde gevoeligheid voor waterstofverbrossing bezitten. Voor een toelichting van de soorten voorspanstaal en de voorspansystemen die verhoogd gevoeligheid zijn, wordt verwezen naar 4.7.

4.1.2 Spanningen in het voorspanstaal

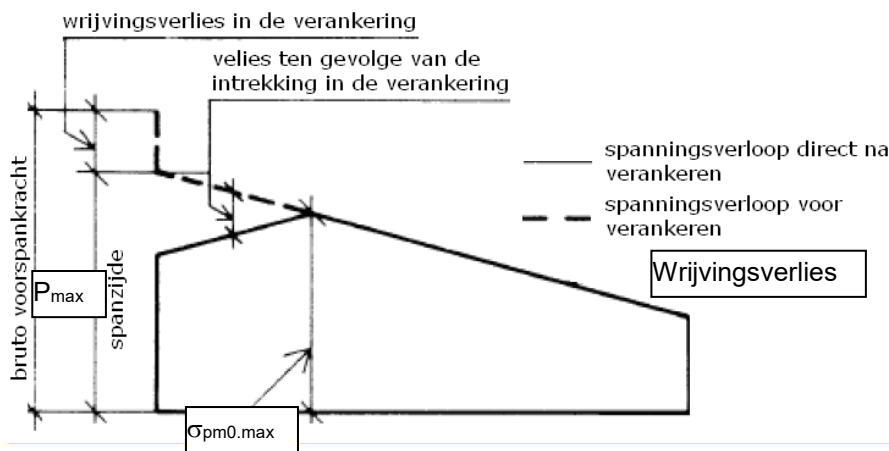
De definitie van de treksterkte van het voorspanstaal is altijd eenduidig geweest, de aanduiding niet. In de R.V.B. [17] en [18] werd deze aangeduid met σ_{ar} en aangegeven in kgf/cm². In de VB serie [8] + [20] werd deze aangeduid met f_{pk} en in de VBC [15] met f_{purep} , beide in N/mm². Voor de fictieve vloeigrens zijn in de loop der tijd verschillende waarden aangehouden (RVB 0,05% rekgrens, VB en VBC 0,1% rekgrens).

Tijdens het voorspannen zijn er drie stadia te onderscheiden:

1. Het daadwerkelijke spannen. De elementen worden door de vijzel belast (F_{po} / P_0)
2. De situatie direct na verankeren/loslaten voorspanning ($F_{pi} / P_{m,0}$)
3. De eindsituatie ($F_{pw} / P_{m,w}$)

Het verschil in spanning tussen 1 en 2 wordt bepaald door direct optredende verliezen. Voor voorgerekt voorspanstaal gelden andere direct optredende verliezen dan voor nagerekt staal.

Het verschil in spanning tussen 2 en 3 wordt bepaald door de tijdsafhankelijke verliezen welke zowel bij voorgerekt als nagerekt staal optreden.



Figuur 4.1 Schematisch verloop aanvangsvoorspankracht (bij rechte kabels, eenzijdig spannen)

Tot de invoering van [15] werd er aan de maximaal toelaatbare spanning in alle drie de situaties een grens gesteld. In [15] is de grens aan de maximale blijvende spanning (werkvoorspanning) komen te vervallen. Wel werd erop gewezen dat bij op voor vermoeiing belaste constructies het nodig kan zijn de werkspanning te beperken. In [1] is er ook geen directe grens aan de werkvoorspanning gesteld.

De maximaal aan te brengen voorspankracht was per norm dus niet gelijk en is ter indicatie in tabel 4.2 per normreeks aangegeven. Dit mede daar de nu geldende norm op dit gebied niet leidend is omdat de voorspanning volgens de tijdens de bouw geldende voorschriften is aangebracht. De in het verleden aangebrachte kracht is zodoende benodigd voor de verificatie.

De in de tabel 4.2 aangehouden materiaalkenmerken (f_{pk} en $f_{p0,1k}$) moeten worden ontleend aan tabel 3-8 van de RBK 1.2 (zie ook tabel 4.4 en 4.5). De in tabel 3-8 van de RBK gegeven waarden voor de toelaatbare aanvangsspanning/ werkvoorspanning zijn bepaald conform de hieronder gegeven grenswaarden.

Berekening verliezen bij nagerekt voorspanstaal

Voor kabels met een lengte tot 30 m per spanzijde (bij tweezijdig spannen dus tot ca. 60 m) kan over de gehele lengte uitgegaan worden van een constante (gemiddelde) spanning. Als direct optredend verlies kan uitgegaan worden van 4% ten opzichte van de in de tweede kolom in Tabel 4.2 gegeven waarden. Bij grotere lengtes en in uitzonderlijke gevallen (met grote kabelkrommingen) is een berekening van het direct optredende verlies noodzakelijk.

| Ontwerprichtlijn/norm | Aanvangsvoorspankracht ($\sigma_{pm0,max} = \sigma_{pi,max}$) | Max. kracht tijdens spannen (P_{max} tbv overspannen) | Max. blijvende voorspanning (werkspanning) |
|-----------------------------------|--|--|---|
| Stuvo (1957) ^{1,2} | $\leq 0,60 \times f_{pk}$ | $\leq 0,60 \times f_{pk}$ | $\leq 0,50 \times f_{pk}$ |
| R.V.B. (1962 & 1967) ² | $\leq 0,65 \times f_{pk}$ | $\leq 1,1 \times 0,65 \times f_{pk} = 0,715 \times f_{pk}$ | $\leq 0,55 \times f_{pk} \wedge \leq 0,8 \sigma_{0,05} \approx 0,8 f_{p0,1k}$ |
| VB 74/84 | $\leq 0,75 \times f_{pk} \wedge \leq 0,90 \times f_{p0,1k}$ | $\leq 1,1 \times 0,75 \times f_{pk} = 0,825 \times f_{pk} \wedge \leq 1,1 \times 0,90 \times f_{p0,1k} = 0,99 \times f_{p0,1k}$ | $0,65 \times f_{pk}$ |
| VBC (1995) | $\leq 0,80 \times f_{pk} / 1,1 = 0,73 \times f_{pk} \wedge \leq f_{p0,1k} / 1,1$ | $\leq (1 + 0,80 \times (f_{p0,1k} / f_{pk} - 0,75))^* \times$ aanvangsvoorspankracht $\wedge \leq 1,12^* \times$ aanvangsvoorspankracht | Geen eis |
| EC 2 (2012) | $\leq 0,75 \times f_{pk} \wedge \leq 0,85 \times f_{p0,1k}$ | $\leq 0,80 \times f_{pk} \wedge \leq 0,90 \times f_{p0,1k}$ | Geen eis |

¹ In de beginfase van het ontwerpen in voorgespannen beton werd vaak ook gebruik gemaakt van handboeken e.d. uit Duitsland of Frankrijk. Stuvo 1957 [19] is zodoende niet altijd toegepast.

² Eis in Stuvo / RVB geformuleerd ten opzichte van "overeengekomen treksterkte" er kan vanuit gegaan worden dat dit minimaal gelijk was aan f_{pk} .

Tabel 4.2 Voorspankracht per ontwerprichtlijn

Afwijkende regels voor staven

De in bovenstaande tabel gegeven grenswaarden gelden voor voorspansystemen met draden en strengen. Voor staven gold vaak een afwijkende grenswaarde.

Voor staven gold in ROBK 1 [34] en 2 [35] de volgende afwijkende eis

| VB 74/84 + ROBK 1 [34] of 2 [35] | VBC + ROBK 5 [38] |
|---|---|
| $\sigma_{p0} = 0,75 f_{pk} \leq 0,8 \sigma_{p0,1k}$ | $\sigma_{pi} = 0,8 f_{pu} \leq 0,9 f_p$ |

Deze verzwaarde eis is gesteld naar aanleiding van opgetreden schade. Bij het spannen bleken staven tot in de horizontale vloeitak gespannen te kunnen worden.

Opmerkingen:

- De brief waarin de toelaatbare aanvangsspanning voor staven verlaagd werd, dateert van 3 februari 1983.
- In ROBK 3 [36] (20 juli 1995 tot 7 mei 1997) is de eis voor staven niet opgenomen.
- Vanaf ROBK 4 [37] was weer een aangepaste VBC eis voor staven geldig (d.w.z 0,9 f_p i.p.v. f_p).

Dit betrof in alle gevallen door Rijkswaterstaat opgelegd beperkingen. Omdat de materiaaleigenschappen van staven niet eenduidig te geven waren (verhouding tussen treksterkte en vloeigrens bijvoorbeeld fabrikant afhankelijk) waren deze in de VB en de VBC ook niet gegeven waar dit voor draden en strengen wel het geval was.

Direct optredende verliezen

Voor de berekening van de direct optredende verliezen door wrijving en intrekking gelden de volgende uitgangspunten:

- Voor de aanvangswerkvoorspanning ($\sigma_{p0,max}$) en de waarde voor P_{max} dient te worden uitgegaan van de waarden volgens de oude normen (zie tabel 4.2 of het overzicht van voorspansystemen in 4.5).
- Voor de wrijvingscoëfficiënt (μ) en wobble-factor (k) dienen de waarden volgens de destijds geldende productinformatie of de ontwerpberekening te worden aangehouden. Bij verschillen is de meest ongunstige combinatie maatgevend. Indien beide parameters niet bekend zijn, kunnen de waarden $\mu = 0,26$ en $k = 0,01$ worden gebruikt, die in de meeste gevallen conservatief zijn.

Voor de intrekking van de voorspankoppelen dient de waarde volgens de destijds geldende productinformatie of de ontwerpberekening te worden aangehouden. Onderstaand zijn veelal aangehouden waarden per voorspantype ter indicatie weergegeven:

- Strengen: Propverankering 14-16 mm;
- Wigverankering 10-12 mm; (nieuwere systemen: 7 mm);
- Draden: Opgestuite koppen 0-2 mm;
- Draden: Propverankering (betonprop 5-8 mm) Staven: voor klok- en plaatverankeringen met opgewalste schroefdraad 0-2 mm en voor "gewinde staven" 3-5 mm;

Tijdsafhankelijke verliezen

Voor de berekening van de tijdsafhankelijke verliezen (door krimp, kruip en relaxatie) kunnen de volgende schattingen aan verliezen worden aangehouden:

- 12% bij voorspansystemen ontworpen met de VB 74 of later.
- Voor systemen van voor gebruik van VB '74 is dit 17% (t.o.v. aanvangsvoorspanning) vanwege hogere relaxatie.

4.2 RVB 1962 en 1967

4.2.1 Algemeen

Voorspanstaal diende te voldoen aan de eisen gesteld in KVS 1962 [39].

In tabel 4.3 zijn alle destijds leverbare voorspanstaalsoorten gegeven. Het voorspanstaal werd ingedeeld naar de gegarandeerde minimumwaarde van de treksterkte, aan te duiden in veelvoud van 5 [kgf/mm²], en voorafgegaan door de letters QP. De treksterkte mocht voor de afzonderlijke staven niet lager zijn dan de minimumwaarde en niet hoger dan de minimumwaarde plus 20 kgf/mm².

In de tweede kolom van de tabel is de minimum treksterkte σ_{ar} omgerekend van kgf/mm² naar N/mm² (vermenigvuldigen met 9,81), bij de overgang van de RVB 1967 [18] naar de VB 74 [20] is bijv. QP 180 zo gewijzigd in FeP 1770.

Alle waarden voor [17] en [18] zijn gegeven in N/mm² om deze makkelijker te kunnen vergelijken met de huidige normgeving.

Volgens [17] artikel 3.9.4. sub 4 mocht er tot maximaal 10% overspannen worden om spanningsverliezen ten gevolge van intrekking in de verankering, wrijving en elastische verkorting van het beton op te heffen.

Opmerking:

Het spannen van voorspanstaven heeft in het verleden er enkele keren toe geleid dat tijdens het spannen staven tot in hun vloeitak belast werden. Rijkswaterstaat heeft daarom voor staven de toelaatbare aanvangsvoorspanning rond 1983 verlaagd t.o.v. draden en strengen. Zie *Afwijkende regels voor staven* in [4.1.2](#) voor nadere informatie hierover..

4.2.2 Vergelijking RVB met VBC eisen

In tabel 4.3 is een overzicht gegeven van de in de RVB gebruikte staalkwaliteiten voor voorspanstaal.

| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 |
|----------------|-----------------------------------|----------------------|----------------------|------------------------|----------------------|----------------------|------------------------------|------------------------------|-----------|------------------------------|-----------------|--------------------------|
| RVB 1962/ 1967 | RVB 62/67 | EC | EC | RVB 62/67 | EC | | RVB 62/67 | EC | | RVB 62/67 | RVB 62/67 | EC |
| Staalkwaliteit | Minimum treksterkte σ_{ar} | f_{pk} | f_{pk}/γ_s | $\sigma_{0,05}$ | $f_{p, 0,1k}$ | f_{pd} | Toelaatbare aanvangsspanning | Toelaatbare aanvangsspanning | Nieuw/Oud | Toelaatbare werkvoorspanning | Breukrek Adp 10 | Breukrek ϵ_{uk} |
| | [kgf/mm ²] | [N/mm ²] | [N/mm ²] | [kgf/mm ²] | [N/mm ²] | [N/mm ²] | [N/mm ²] | [N/mm ²] | | [N/mm ²] | (%) | (%) |
| QP 90 | 90 | 883 | 803 | 65 | 638 | 580 | 574 | 574/510 ¹ | 1 | 486 | 8 | 3,5 |
| QP 105 | 105 | 1030 | 936 | 80 | 785 | 713 | 670 | 707/628 ¹ | 1,06 | 567 | 7-8 | 3,5 |
| QP 130 | 130 | 1275 | 1159 | 105 | 1030 | 936 | 829 | 927/824 ¹ | 1,12 | 701 | 8 | 3,5 |
| QP 140 | 140 | 1373 | 1249 | 115 | 1128 | 1026 | 893 | 1015 | 1,14 | 755 | 6-8 | 3,5 |
| QP 150 | 150 | 1472 | 1338 | 125 | 1226 | 1115 | 956 | 1103 | 1,15 | 809 | 5-7 | 3,5 |
| QP 160 | 160 | 1570 | 1427 | 135 | 1324 | 1204 | 1020 | 1192 | 1,17 | 863 | 5-7 | 3,5 |
| QP 170 | 170 | 1668 | 1516 | 145 | 1422 | 1293 | 1084 | 1280 | 1,18 | 917 | 5-8 | 3,5 |
| QP 180 | 180 | 1766 | 1605 | 155 | 1521 | 1382 | 1148 | 1369 | 1,19 | 971 | 5-6 | 3,5 |
| QP 190 | 190 | 1864 | 1694 | 165 | 1619 | 1472 | 1212 | 1457 | 1,20 | 1025 | 5 | 3,5 |
| QP 200 | 200 | 1962 | 1784 | 175 | 1717 | 1561 | 1275 | 1545 | 1,21 | 1079 | 5 | 3,5 |

Tabel 4.3: Overzicht RVB voorspanstaalsoorten incl. NEN-EN 1992-1-1 waarden

Verklaring van de kolommen in Tabel 4.3

1. Oude aanduiding van voorspanstaal: QP (P=prestressing) is voorspanstaal gevolgd door de minimumwaarde van de treksterkte aan te duiden in veelvoud van 5 [kgf/mm²]. De treksterkte mocht voor de afzonderlijke staven, draden of strengen niet lager zijn dan de minimumwaarde en niet hoger dan de minimumwaarde plus 20 kgf/mm².
Aanduidingen van voorspanstaal als QP 80/105 kwamen ook voor. Het eerste getal is dan de minimum waarde voor de 0,05 – 0,1 of 0,2% rekgrens en het tweede getal de minimumwaarde van de treksterkte.
2. De minimum treksterkte σ_{ar} is gegeven in kgf/mm². Alle overige waarden voor de RVB 62/67 zijn gegeven in N/mm² om deze makkelijker te kunnen vergelijken met de huidige normgeving.
3. σ_{ar} kan gezien worden als de karakteristieke waarde van de breukkracht gedeeld door de oppervlakte van het proefstuk met een onderschreidingskans van 0 %. Bij NEN-EN 1992-1-1 is de onderschreidingskans 5%. Als σ_{ar} gelijkgesteld wordt aan f_{pk} is dit een veilige aanname. De waarde van σ_{ar} is omgerekend naar N/mm² (1 kgf = 9,81 N) (QP180 = FeP 1770).
4. Ter bepaling van het spanningsrekdiagram is f_{pk}/γ_s bepaald conform NEN-EN 1992-1-1 art 3.3.6 (fig 3.10) met $\gamma_s = 1,1$.
5. Betreft de minimum waarde voor de 0,05% rekgrens zoals deze in de RVB werd geëist. Hier zijn de waarden weergegeven die volgens de alternatieve kwaliteitsaanduiding golden (bijv. QP 80/105). In de oude gegevens van de verschillende staalfabrikanten kwamen echter ook afwijkende waarden voor.
6. De representatieve waarde van de 0,1% rekgrens ($f_{p 0,1k}$) is gelijk gesteld aan de oude min. waarde van de 0,05% rekgrens ($\sigma_{0,05}$) hetgeen een conservatieve aanname is. De waarde van $\sigma_{0,05}$ is omgerekend naar N/mm² (1 kgf = 9,81 N) voor $f_{p 0,1k}$
7. De rekenwaarde van de staalspanning f_{pd} is conform NEN-EN 1992-1-1 art 3.3.6. (6) bepaald met $\gamma_s=1,1$.
8. De toelaatbare aanvangsspanning bepaald volgens de RVB: $\bar{\sigma}_{aa} = 0,65\sigma_{ar}$ (*9,81)
9. De toelaatbare aanvangsspanning volgens NEN-EN 1992-1-1: kleinste waarde van $0,8*f_{pk}$ en $0,9*f_{p 0,1k}$ ¹ Voor staven gelden afwijkende waarden $0,7*f_{pk}$ en $0,8*f_{p 0,1k}$
10. Vergelijking tussen oude en nieuwe normen waaruit blijkt dat bij de RVB op een lager niveau werd voorgespannen dan volgens de huidige norm is toegestaan. Bij berekeningen dient te worden uitgegaan van de RVB-eis tenzij uit beschikbare gegevens de daadwerkelijk aangebracht voorspanning te achterhalen is. De daadwerkelijk aangebracht voorspanning kan hoger zijn dan in de RVB toegestaan was.
11. De toelaatbare werkspanning bepaald volgens de RVB: $\bar{\sigma}_a \leq 0,55\sigma_{ar}$ of $\leq 0,8\sigma_{0,05}$ (de kleinste waarde aan te houden) (*9,81)
12. De breukrek is herleid uit oude productinformatie en bepaald op proefstukken met een meetlengte van 10 maal de diameter. Dit is niet gelijk aan NEN 3868, 1^e druk, december 1975 waar alleen geëist wordt dat bij maximale belasting de rek ten minste 3,5% bedraagt.
13. De representatieve waarde en de rekenwaarde van de rek bij maximale belasting volgens artikel 6.3.5. van NEN 6720.

4.3 VB74, VB 74/84 en VBC

De definitie van de materiaaleigenschappen was voor alle drie de normen [8], [15] en [20] vergelijkbaar met de in [1] gehanteerde notatie. De vergelijking is daarom niet onderbouwd maar rechtstreeks in tabel 4.4 gegeven.

| Oude norm | | NEN-EN 1992-1-1 | | | | | | |
|------------------|----------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|-----------------|--------------------------------------|--------------------------------------|
| | Staalkwaliteit | f_{pk} | f_{pk}/γ_s | $f_{p0,1k}$ | f_{pd} | ϵ_{uk} | Toelaatbare aanvangs- spanning | Toelaatbare werkvoor- spanning |
| | | [N/mm ²] | [N/mm ²] | [N/mm ²] | [N/mm ²] | [%] | [N/mm ²] | [N/mm ²] |
| VB74 VB74/84 | FeP 1670 | 1670 | 1518 | 1440 | 1309 | 3,5 | 1254 | 1087 |
| | FeP 1770 | 1770 | 1609 | 1520 | 1382 | 3,5 | 1328 | 1151 |
| | FeP 1860 | 1860 | 1690 | 1600 | 1455 | 3,5 | 1394 | 1208 |
| NEN6720 (VBC) | FeP 1670 | 1670 | 1518 | 1440 | 1309 | 3,5 | 1216 | - |
| | FeP 1770 | 1770 | 1609 | 1520 | 1382 | 3,5 | 1288 | - |
| | FeP 1860 | 1860 | 1690 | 1600 | 1455 | 3,5 | 1352 | - |

Tabel 4.4: Overzicht VB en VBC voorspanstaalsoorten incl. NEN-EN 1992-1-1 waarden

4.4 Overzicht voorspanstaalsoorten voor RBK

| Oude norm | | NEN-EN 1992-1-1 | | | | | | |
|---------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|-----------------|--------------------------------------|--------------------------------------|------|
| Staalkwaliteit | f_{pk} | f_{pk}/γ_s | $f_{p0,1k}$ | f_{pd} | ϵ_{uk} | Toelaatbare aanvangs- spanning | Toelaatbare werkvoor- spanning | |
| | [N/mm ²] | [N/mm ²] | [N/mm ²] | [N/mm ²] | [%] | [N/mm ²] | [N/mm ²] | |
| RVB 1962 / RVB 1967 | QP 90 | 883 | 803 | 638 | 580 | 3,5 | 574 | 486 |
| | QP105 | 1030 | 936 | 785 | 713 | 3,5 | 670 | 567 |
| | QP 130 | 1275 | 1159 | 1030 | 936 | 3,5 | 829 | 701 |
| | QP 140 | 1374 | 1249 | 1128 | 1026 | 3,5 | 893 | 755 |
| | QP 150 | 1470 | 1338 | 1226 | 1115 | 3,5 | 956 | 809 |
| | QP 160 | 1570 | 1427 | 1324 | 1204 | 3,5 | 1020 | 863 |
| | QP 170 | 1670 | 1516 | 1422 | 1293 | 3,5 | 1084 | 917 |
| | QP 180 | 1770 | 1605 | 1521 | 1382 | 3,5 | 1148 | 971 |
| | QP 190 | 1864 | 1694 | 1619 | 1742 | 3,5 | 1212 | 1025 |
| | QP 200 | 1962 | 1784 | 1717 | 1561 | 3,5 | 1275 | 1079 |
| VB74 | FeP 1670 | 1670 | 1518 | 1440 | 1309 | 3,5 | 1254 | 1087 |
| | FeP 1770 | 1770 | 1609 | 1520 | 1382 | 3,5 | 1328 | 1151 |
| | FeP 1860 | 1860 | 1690 | 1600 | 1455 | 3,5 | 1394 | 1208 |
| NEN6720 | FeP 1670 | 1670 | 1518 | 1440 | 1309 | 3,5 | 1216 | - |
| | FeP 1770 | 1770 | 1609 | 1520 | 1382 | 3,5 | 1288 | - |
| | FeP 1860 | 1860 | 1690 | 1600 | 1455 | 3,5 | 1352 | - |

Tabel 4.5: Overzicht voorspanstaalsoorten incl. NEN-EN 1992-1-1 waarden

4.5 Overzicht van in het verleden toegepaste voorspanssystemen

Toelichting:

In onderstaande tabellen is een overzicht gegeven van meerdere voorspanssystemen welke in het verleden veelal zijn toegepast. Dit overzicht is niet uitputtend maar betreft wel de meest gangbare systemen.

| Systeem | Toegepast vanaf | Groepering | Staalopp. [mm ²] | Staal-kwaliteit | Max. blijvende voor-spankracht (= 55%) | Max. aanvangsvoor-spankracht (= 65%) | Opmerking |
|---------|-----------------|--------------------|------------------------------|-----------------|--|--------------------------------------|---|
| VSL | 1963 | Kabel 21*Ø7 (d) | 808 | QP170 | 741 kN (75,5 tf) | 876 kN (89,3 tf) | |
| | | Kabel 28*Ø7 (d) | 1077 | QP170 | 988 kN (100,7 tf) | 1167kN(119,0 tf) | |
| | | Kabel 36*Ø7 (d) | 1385 | QP170 | 1270 kN (129,5 tf) | 1502 kN (153,1 tf) | |
| | | Kabel 18*Ø8 (d) | 905 | QP160 | 781 kN (79,6 tf) | 923 kN (94,1 tf) | |
| | | Kabel 24*Ø8 (d) | 1206 | QP160 | 1041 kN (106,1 tf) | 1230 kN (125,4 tf) | |
| | | Kabel 30*Ø8 (d) | 1508 | QP160 | 1302 kN (132,7 tf) | 1538 kN (156,8 tf) | |
| | 1970 | Kabel 14 *Ø7 (d) | 539 | QP170 | 494 kN (50,4 tf) | 584 kN (59,5 tf) | Aantal draden minimaal 7 |
| | | Kabel 21*Ø7 (d) | 808 | QP170 | 742 kN (75,6 tf) | 876 kN (89,3 tf) | Aantal draden minimaal 16 |
| | | Kabel 28*Ø7 (d) | 1078 | QP170 | 989 kN (100,8 tf) | 1168 kN (119,1 tf) | Aantal draden minimaal 23 |
| | | Kabel 42*Ø7 (d) | 1616 | QP170 | 1482 kN (151,1 tf) | 1752 kN (178,6 tf) | Aantal draden minimaal 35 |
| | | E5-1: (s) 1*1/2" | 93 | QP190 | 95 kN (9,7 tf) | 113 kN(11,5 tf) | |
| | | E5-3: (s) 3*1/2" | 279 | QP190 | 286 kN (29,2 tf) | 338 kN (34,5 tf) | |
| | | E5-7: (s) 7*1/2" | 651 | QP190 | 667 kN (68,0 tf) | 789 kN (80,4 tf) | |
| | | E5-12: (s) 12*1/2" | 1116 | QP190 | 1144 kN (116,6 tf) | 1352 kN (137,8 tf) | |
| | | E5-19: (s) 19*1/2" | 1767 | QP190 | 1812 kN (184,7 tf) | 2141 kN (218,2 tf) | |
| | | E5-22: (s) 22*1/2" | 2046 | QP190 | 2097 kN (213,8 tf) | 2479 kN (252,7 tf) | |
| | | E5-31: (s) 31*1/2" | 2883 | QP190 | 2956 kN (301,3 tf) | 3493 kN (356,1 tf) | |
| | | 1-37 strengen 0,6" | | QP190 | 133 - 4970 kN | | Vanaf 1975 teruggevonden in gegevens Brandt |

Tabel 4.6: VSL

| Systeem | Toegepast vanaf | Groepering | Staalopp. [mm ²] | Staal-kwaliteit | Max. blijvende voor-spankracht (= 55%) | Max. aanvangsvoor-spankracht (= 65%) | Opmerking |
|--------------------|-----------------|------------------------------|------------------------------|--------------------|--|---|--|
| Freyssinet | 1960 | Kabel: 12Ø5 (d) | 236 | QP150 | 190 kN (19,4 tf) | | Tot ongeveer 1963 niet uit te sluiten dat QP150 hiervoor is toegepast. |
| | | | | QP170 | 216 kN (22,0 tf) | | |
| | | Kabel: 12Ø7 (d) | 462 | QP150 | 374 kN (38,1 tf) | | Tot ongeveer 1963 niet uit te sluiten dat QP150 hiervoor is toegepast. |
| | | | | QP170 | 424 kN (43,2 tf) | | |
| | | Kabel: 12*7* Ø4 (s) DEMKA | 1114 | QP170 | 1020 kN (104tf) | | van Zutphen schrijft "7 draden rond 4", vermoedelijk wordt hier al bedoeld 7 draden rond 4,2mm met een iets grotere kerndraad. |
| | 1963 | Kabel: 12Ø5 (d) | 236 | QP170 | 216 kN (22,0 tf) | | |
| | | Kabel: 12Ø7 (d) | 462 | QP170 | 424 kN (43,2 tf) | | |
| | | Kabel: 12Ø8 (d) | 603 | QP160 | 520 kN (53 tf) | | |
| | | Kabel: 12*1/2" (s) | 1114 | QP190 | 1142 kN (116,4 tf) | | |
| | 1966 | Kabel: 12Ø5 (d) | 236 | QP170 | 216 kN (22,0 tf) | | |
| | | Kabel: 12Ø7 (d) | 462 | QP170 | 424 kN (43,2 tf) | 500 kN (51 tf) | |
| | | Kabel: 12Ø7,5 (d) | 530 | QP170 | 486 kN (49,5 tf) | 574 kN (58,5 tf) | |
| | | Kabel: 12*1/2" (s) | 1114 | QP190 | 1144 kN (116,6 tf) | 1352 kN (137,8 tf) | |
| | 1970 | Kabel: 12Ø5 (d) | 236 | QP170 | 216 kN (22,0 tf) | | |
| | | Kabel: 12Ø7 (d) | 462 | QP170 | 424 kN (43,2 tf) | 500 kN (51 tf) | |
| | | Kabel: 12Ø7,5 (d) | 530 | QP170 | 486 kN (49,5 tf) | 574 kN (58,5 tf) | |
| Kabel: 12Ø8 (d) | | 603 | QP170 | 549 kN (56 tf) | 657 kN (67 tf) | In Duitse overzicht van toegelaten staalsoorten is rond 8 nooit in QP170 maar altijd QP160, ronde draden QP170 werden in Duitsland tot rond 7,5 geleverd. In certificaten uit 1966 voor rond 8 maximaal QP160 maar ook soms QP150 gegeven. In tabel met voorspanstaal in van Zutphen 1970 staat rond 8 in QP170 bij Demka. Dit is ergens rond 1970 op de markt gekomen maar ook QP160 werd geleverd door Demka! | |
| Kabel: 12*1/2" (s) | | 1116 | QP190 | 1138 kN (116 tf) | 1352 kN (137,8 tf) | | |
| Kabel: 12*0,6" (s) | | 1776 | QP180 | 1699 kN (173,2 tf) | 2040 kN (208 tf) | | |

Tabel 4.7: Freyssinet

Voor de aan te houden wigzetting was het toegepast type prop bepalend (betonprop of tandwielprop), in tabel 4.8 is een overzicht gegeven van de waarden die als aanname voor de wigzetting toegepast kan worden. Indien het type prop niet bekend is dient uitgegaan te worden van de hoogste waarde voor een gegeven kabeltype.

| Groepering | Intrekking betonprop | Intrekking tandwielprop/staal |
|------------|----------------------|-------------------------------|
| 12Ø5 | 5 mm | - |
| 12Ø7 | 7 mm | 5 mm |
| 12Ø7,5 | 7 mm | ? |
| 12Ø8 | 8 mm | - |
| 12*1/2" | - | 13 – 15 mm |

Tabel 4.8: Veilige aanname voor de intrekking van de prop.

| Systeem | Toegepast vanaf | Groepering | Staalopp. [mm ²] | Staal-kwaliteit | Max. blijvende voorspankracht (= 55%) | Max. aanvangsvoorspankracht (= 65%) | Opmerking |
|---------|-----------------|--|------------------------------|------------------|---|-------------------------------------|--|
| Dywidag | 1955? | Staven: Ø26 | 531 | QP 60/90 | 258 kN (26,3 tf) | | Van twee viaducten zijn er testresultaten van het voor-spanstaal gevonden en beide zijn van kwaliteit QP90 |
| | 1960 e.v. | Staven: Ø26 | 531 | QP80/105 | 300 kN (30,6 tf) | 356 kN (36,3 tf) | Meest toegepaste sneden, ook leverbaar waren Ø15/18,6/20,1/32 mm |
| | 1963 | Staven: Ø26 | 531 | QP80/105 | 300 kN (30,6 tf) | 356 kN (36,3 tf) | |
| | | Staven: Ø32 | 804 | QP80/105 | 455 kN (46,4 tf) | 538 kN (54,8 tf) | |
| | 1970 | Meerdere doorsneden leverbaar maar bij voornamelijk 26 mm en 32 mm zijn toegepast. | | | Zie 1963. Andere sneden: Ø12,2/14 (QP160)/18,6/20,1/36 (QP105) mm | | |
| BBRV | 1960 | Kabel:13Ø5 (d) | 255 | QP160 | 220 kN | 276 kN (28,1 tf ¹) | ¹ = opgave fabrikant (> 0,65) |
| | | Kabel:26Ø5 (d) | 510 | QP160 | 440 kN | 550 kN (56,1 tf ¹) | |
| | | Kabel:42Ø5 (d) | 825 | QP160 | 712 kN | 891 kN (90,8 tf ¹) | |
| | | Kabel:42Ø6 (d) | 1188 | QP170 | 1090 kN | 1223 kN (124,7 tf ¹) | |
| | 1963 | F33: kabel:10Ø6 (d) | 283 | QP 170 | 259 kN (26,4 tf) | 306 kN (31,2 tf) | |
| | | F65: kabel:20Ø6 (d) | 565 | QP 170 | 519 kN (52,9 tf) | 613 kN (62,5 tf) | |
| | | F105:kabel:32Ø6 (d) | 905 | QP 170 | 830 kN (84,6 tf) | 981 kN (100 tf) | |
| | | F144:kabel:44Ø6 (d) | 1244 | QP 170 | 1141 kN (116,3 tf) | 1349 kN (137,5 tf) | |
| | | E180:kabel 55Ø6 (d) | 1555 | QP 170 | 1426 kN (145,4 tf) | 1685 kN (171,8 tf) | |
| | 1970 | Kabel:14Ø5 (d) | 274 | QP170 | 255 kN (26 tf) | 294 kN (30 tf) | Aanvangs- en blijvende voorspankracht volgens opgave van fabrikant. |
| | 1970 | Kabel:20Ø6 (d) | 565 | QP170 | 520 kN (53 tf) | 608 kN (62 tf) | |
| | | Kabel:32Ø6 (d) | 902 | QP170 | 824 kN (84 tf) | 971 kN (99 tf) | |
| | | Kabel:44Ø6 (d) | 1248 | QP170 | 1138 kN (116 tf) | 1344 kN (137 tf) | |
| | | Kabel:55Ø6 (d) | 1556 | QP170 | 1422 kN (145 tf) | 1678 kN (171 tf) | |
| | | Kabel:55Ø7 (d) | 2120 | QP170 | 1933 kN (197 tf) | 2286 kN (233 tf) | |
| | | Kabel:67Ø7 (d) | 2580 | QP170 | 2354 kN (240 tf) | 2786 kN (284 tf) | |
| | Kabel:187Ø7 (d) | 7200 | QP170 | 6573 kN (670 tf) | 9535 kN (972 tf) | | |

Tabel 4.9: Dywidag / BBRV

| Systeem | Toegepast vanaf | Groepering | Staalopp. [mm ²] | Staal-kwaliteit | Max. blijvende voor-spankracht (= 55%) | Max. aanvangsvoor-spankracht (= 65%) | Opmerking |
|------------------------|-----------------|---|------------------------------|-----------------|--|--------------------------------------|--|
| Baur-Leonhardt | 1963 | grote bundels van strengen meestal 1/2" | | | 2943 kN en meer | Max. 29430 kN | met name in grote bruggen gebruikt, kabels nogal omvangrijk. |
| Leoba | 1963 | S 33: Kabel 8*Ø8 (d) | 402 | QP 160 | 353 kN | 418 kN | spankanaal 30*44 mm / $\mu = 0,22$ en $\varphi_1 = 0,7$ °/m' |
| | | S 66: Kabel 16*Ø8 (d) | 804 | QP 160 | 706 kN | 836 kN | spankanaal Ø 50mm / $\mu = 0,22$ en $\varphi_1 = 0,5$ °/m' |
| | | | | | | | Bij beide was QP 150 ook mogelijk |
| | | AK 10 | | | 98,1 kN (10 tf) | | |
| | | AK 40 | | | 392 kN (40 tf) | | |
| | | AK 120 | | | 1177 kN (120 tf) | | |
| C.C.L. (Gifford-Udall) | 1960 | draden of bundels Ø5 of Ø7, ook 1"/1 1/8" los of in bundels | | | 20 - 392 kN (2 - 40 tf) | | |
| | 1963 | draad: 8 Ø 7 | 308 | QP 160 | 266 kN (27,1 tf) | 314 kN (32,0 tf) | Andere staalkwaliteiten zijn mogelijk ook toegepast. |
| | | 12 Ø 7 | 462 | QP 160 | 398 kN (40,6 tf) | 469 kN (47,8 tf) | Groepering van draden 8 x Ø9, 12x Ø9 of 22 x Ø9 |
| | | streng: 7 Ø 12,7mm (1/2") | 658 | QP 170 | 625 kN (63,7 tf) | 739 kN (75,3 tf) | 1230 kN en strengen combinaties: 4*18,1 mm en 7*18,1 mm |
| | | 1 Ø 18,1 mm (0,7") | 210 | QP 170 | 202 kN (20,6 tf) | 237 kN (24,2 tf) | (werkvoorspankracht 1360 kN) waren ook mogelijk. |
| | | 1 Ø 25,4 mm (1,0") | 425 | QP 160 | 388 kN (39,6 tf) | 459 kN (46,8 tf) | |
| | | 1 Ø 28,6 mm (1 1/8") | 537 | QP 155 | 491 kN (50,0 tf) | 580 kN (59,1 tf) | |
| | 1970 | draad: 4 Ø 7 mm | 154 | QP 160 | 133 kN (13,6 tf) | | |
| | | 8 Ø 7 mm | 308 | QP 160 | 267 kN (27,2 tf) | | |
| | | 12 Ø 7 mm | 462 | QP 160 | 400 kN (40,8 tf) | | |
| | | streng: 12,7 mm | 94 | QP 190 | 95 kN (9,7 tf) | | 4x12,7/ 7x12,7/12x12,7-combinaties: apart afgespannen |
| | | 15,2 mm | 139 | QP 190 | 141 kN (14,4 tf) | | 4x15,2/7x15,2/12x15,2-combinaties: apart afgespannen |
| | | 18,1 mm | 210 | QP 190 | 201 kN (20,5 tf) | | 4x18,1/7x18,1/12x18,1-combinaties: apart afgespannen |
| | | 28,6 mm | 537 | QP 190 | 476 kN (48,5 tf) | | |
| P.S.C. | draden | rest gelijk aan C.C.L.: | | | | | |

Tabel 4.10: Baur / Leonhardt / C.C.L. / P.S.C


4.6 Vermoeiingseigenschappen voorspanstaal

Voor voorspanstaal is in de achtergronden bij de Duitse Richtlinie für Nachrechnung von Strassenbrücken im Bestand [32] informatie verzameld en op een rijtje gezet. Er is op het gebied van vermoeiing van voorspanstaal minder onderzoek beschikbaar dan bij betonstaal, de proeven zijn in de regel omvangrijker en worden zodoende minder vaak uitgevoerd. Tevens was vroeger vaak de gedachte dat vermoeiing geen probleem is zolang men de constructie volledig voorspant. In [32] zijn de gevonden proefresultaten vergeleken met de eisen uit de Duitse NB voor EN 1992-1-1 welke voor ongescheurd veronderstelde doorsneden gelijk zijn aan de eisen uit [1] en voor gescheurd veronderstelde sneden lagere waarden laten zien.

In de Nederlandse NB [16] worden afwijkende waarden gegeven voor draden en staven in ongescheurde of gescheurde doorsneden die direct in het beton zijn opgenomen (niet in elementen met omhullingsbuis). Deze waarden komen overeen met hetgeen gegeven was in NEN 6723:2009 (VBB) [40]. In de VBB werd onderscheid gemaakt in rekenkundig ongescheurde doorsneden en rekenkundig gescheurde doorsneden. Onder incidentele belasting (BGT) moesten de spanningen dan voldoende laag blijven om scheuren van beton tegen te gaan. In [16] wordt aangegeven dat het wel of niet gescheurd zijn van de doorsnede bepaald dient te worden voor de karakteristieke belastingcombinatie, deze belastingcombinatie is vergelijkbaar met de incidentele belastingcombinatie welke in [40] hiervoor van toepassing werd verklaard.

Kijkend naar de in [32] gegeven resultaten is het de vraag waar de proeven nu vergeleken kunnen worden. Onduidelijk is of de proeven zijn uitgevoerd op balken die dermate ver belast waren dat er scheuren ontstonden of niet.

Ter vergelijking zijn in onderstaande figuren de volgens de Nederlandse normen toegestane S-N curven (blauw en groen) vergeleken met de waarden volgend uit Duitse NB en proefresultaten. De volgende situaties zijn opgenomen:

Ongescheurd (doorgetrokken blauwe lijn in figuren )

1. Nagerekt met stalen omhulling
2. Nagerekt met kunststof omhulling
3. Voorgerekte strengen

Gescheurd (groene stippellijn in figuren )

4. Strengen / samengestelde voorspanelementen (stalen of kunststof omhulling)

De rode stippellijn in de figuren betreft steeds de eis volgens DIN FB 102:2009.

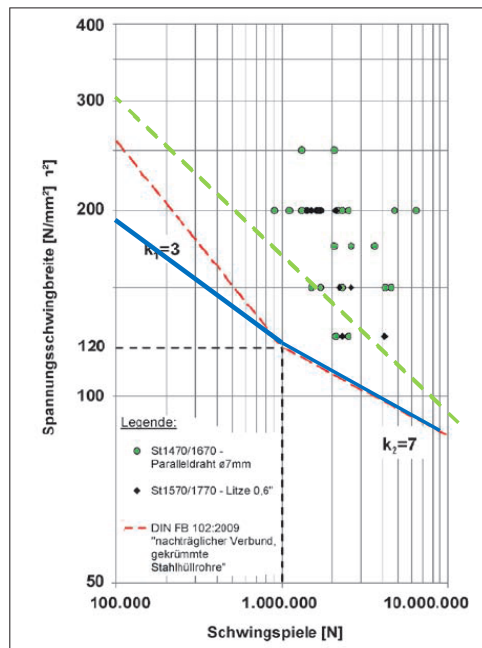


Bild 154: Versuchsergebnisse von OERTLE et al. [6.44] aus Kleinkörperversuchen (nachträglicher Verbund – gekrümmte Stahlhüllrohre) im Kontext zur Bemessungswöhlerlinie nach DIN-FB 102:2009

Figuur 4.2: Testresultaten nagerekt staal met stalen kanalen [32]

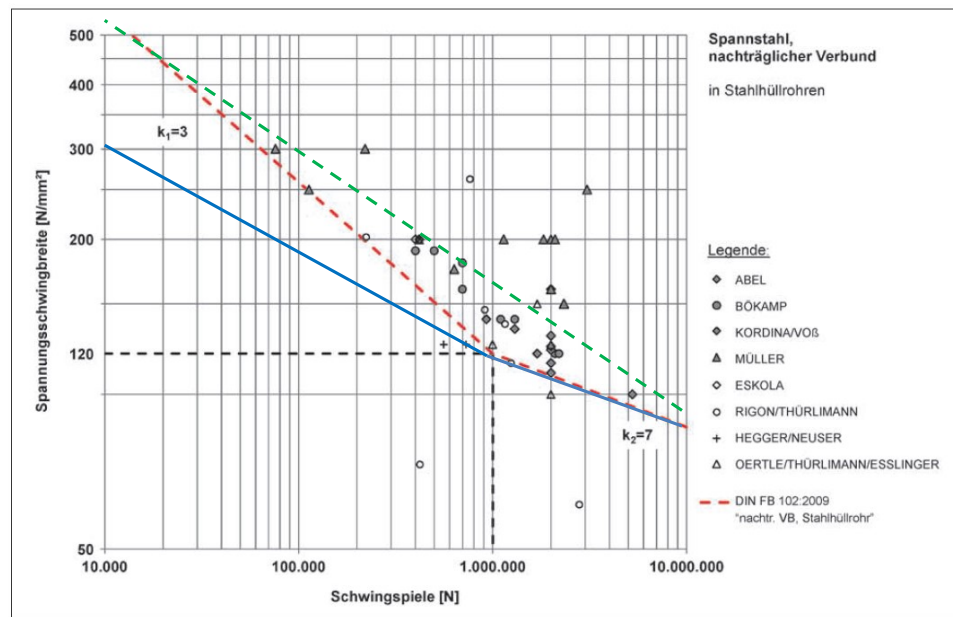


Bild 152: Vergleich recherchierte Versuchsergebnisse (nachträglicher Verbund – gekrümmte Stahlhüllrohre) im Kontext zur Bemessungswöhlerlinie nach DIN-FB 102:2009

Figuur 4.3: Testresultaten nagerekt staal met gekromde stalen kanalen [32]

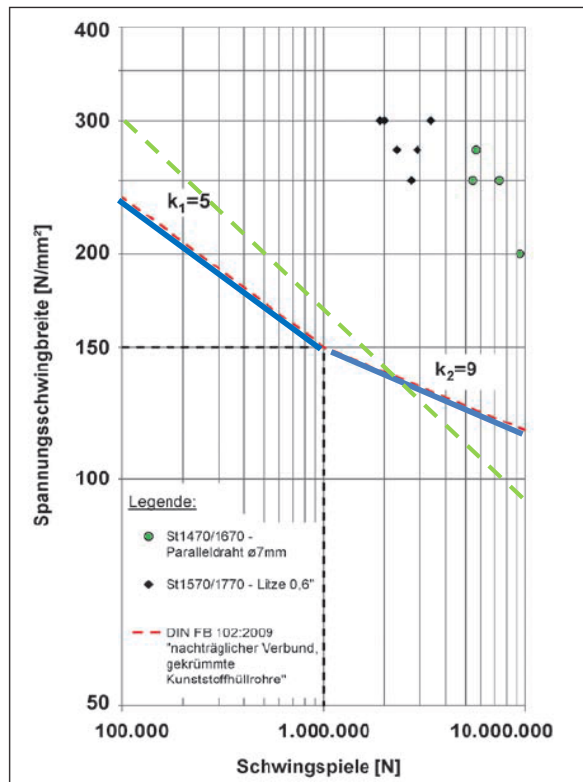


Bild 155: Versuchsergebnisse von OERTLE et al. [6.44] aus Kleinkörperversuchen (nachträglicher Verbund – gekrümmte Kunststoffhüllrohre) im Kontext zur Bemessungswöhlerlinie nach DIN-FB 102:2009

Figuur 4.4: Testresultaten nagerekt met gekromde kunststofomhullingsbuizen [32]

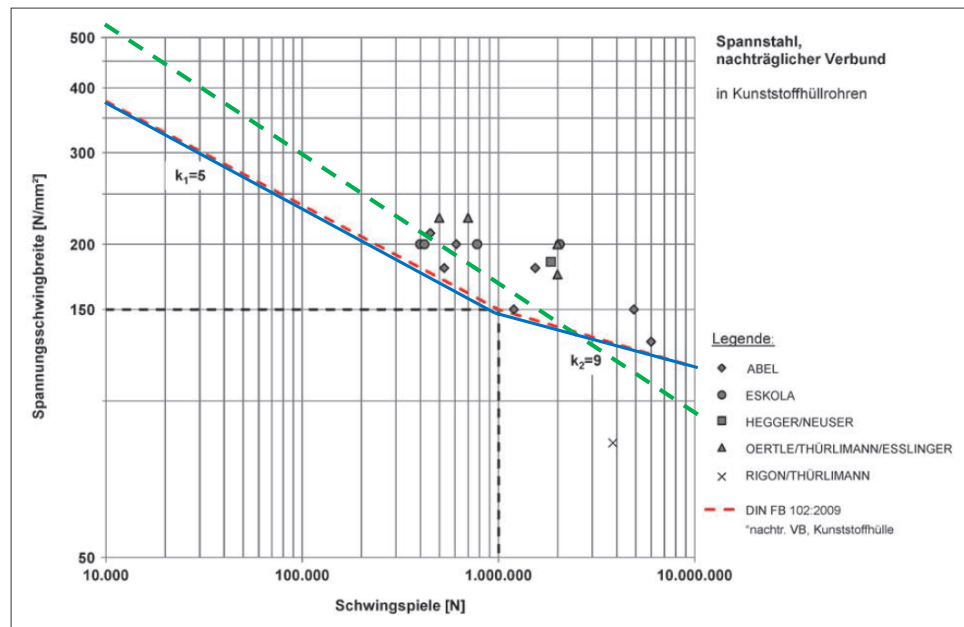


Bild 151: Vergleich recherchiertor Versuchsergebnisse (nachträglicher Verbund – gekrümmte Kunststoffhüllrohre) im Kontext zur Bemessungswöhlerlinie nach DIN-FB 102:2009

Figuur 4.5: Testresultaten nagerekt met gekromde kunststofomhullingsbuizen [32]

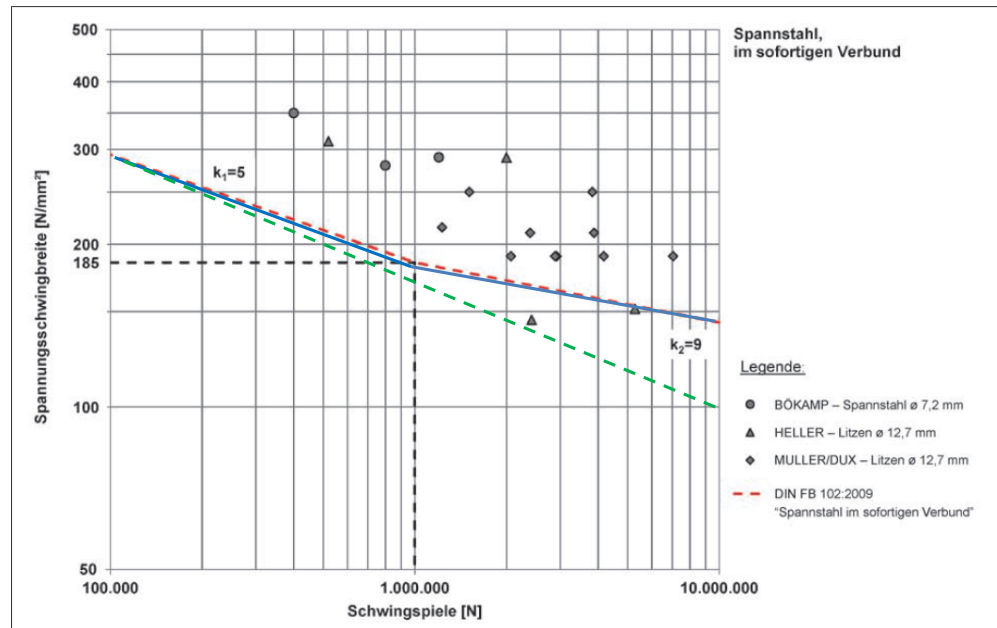


Bild 153: Vergleich recherchierte Versuchsergebnisse (sofortiger Verbund – gerade Spanngliedführung) im Kontext zur Bemessungswöhlerlinie nach DIN-FB 102:2009

Figuur 4.6: Voorgerekt staal direct in beton [32]

Uit bovenstaande figuren blijkt dat voor nagerekt staal in stalen kanalen de in [1] en [16] gegeven waarden een veilige voorspelling van de vermoeiingslevensduur lijken te geven. Hierbij dient wel aangetekend te worden dat vanuit de figuren in [32] niet altijd te achterhalen was of dit testen in rekenkundig gescheurd of ongescheurde veronderstelde doorsneden betrof. In [32] wordt aangegeven dat met name de proeven die liggen onder de in [1] en [16] gegeven S-N curve, metingen betreft waarbij de optredende spanningsrimpel niet goed bepaalt kon worden doordat het decompressiemoment in de wisseling steeds wordt gepasseerd.

In [32] wordt op basis van de geanalyseerde proeven geconstateerd dat voor voorgerekt staal direct in beton opgenomen en nagerekt staal in stalen omhullingsbuizen de S-N curven van [1] en [16] (gelijk aan Duitse invulling via DIN) toegepast kunnen worden voor de beoordeling van bestaande voorgespannen constructies. Voor voorspanstrengen in kunststofomhullingsbuizen wordt geen uitspraak gedaan, deze lijken iets kritischer maar laten in bovenstaande overzichten nog steeds meetwaarden zijn die boven de S-N curven liggen.

4.7 Waterstofverbrossing van voorspanstaal

Met toepassing van artikel 3.3.1.(2) van [1] wordt onder andere voorkomen dat voorspanstaal toegepast kan worden welke gevoelig is voor waterstofverbrossing. Dit omdat door waterstofverbrossing voorspanstaal bros kan bezwijken zonder significante spanningstoename. Dit kan onder gebruiksbelasting gebeuren. In het verleden is gebleken dat met name veredeld voorspanstaal gevoelig is voor waterstofverbrossing.

De toepassing van veredeld voorspanstaal in kunstwerken is in Nederland vrij snel gestopt na het bekend worden van de eerste (internationale) schadegevallen. Er is

echter nog geen volledig overzicht van kunstwerken in Nederland waarin veredeld voorspanstaal toegepast is. Daarom is hier een overzicht gegeven van mogelijk toegepaste systemen met de bijbehorende staalsoorten. De mogelijke kunstwerken zijn voornamelijk gebouwd in de periode 1955–1965, hoewel er ook nog een kunstwerk van begin jaren 70 bekend is.

Informatie uit Rijkswaterstaat “Informatiebulletin nr. 24 Veredeld (bros) voorspanstaal”

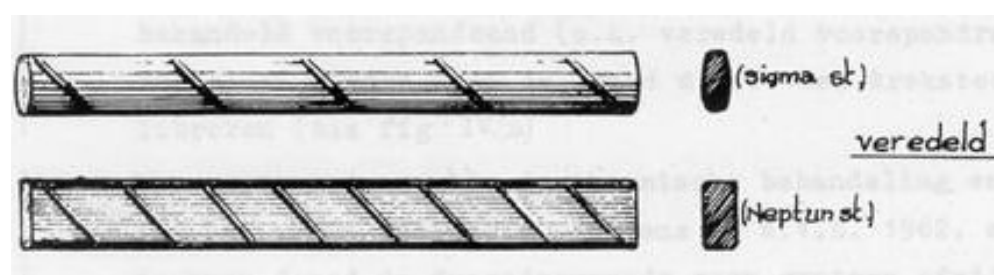
Uit onderzoek is gebleken dat in meerdere kunstwerken van Rijkswaterstaat voorspanstaal is toegepast met een verhoogd risico op waterstofverbrossing. Het betreft zogenaamd veredeld (gehard en ontlaten) voorspanstaal gefabriceerd door Hüttenwerk Rheinhausen (Sigma) en de Firma Felten & Guillaume (Neptun).

Spanningscorrosie door waterstofverbrossing kan leiden tot een brosse breuk van een voerspandraad, wat bros bezwijken van de constructie tot gevolg kan hebben. Dit bros bezwijken kan na tientallen jaren plots optreden. Het wel of niet aangetast zijn van het voorspanstaal door waterstofverbrossing is niet aan de buitenzijde te zien. Met nadruk wordt daarom gesteld dat het ontbreken van schades dus niet betekent dat het probleem niet aanwezig is. De kans op eventueel optreden van schade wordt onder meer bepaald door het productieproces, de omstandigheden tijdens de bouw en de mate van injectie van de voerspankanalen.

Indien bij een kunstwerk een verdacht voerspanstelsel wordt aangetroffen, dient hiervan melding gemaakt te worden bij Rijkswaterstaat. Na melding ervan zal een onderzoek naar de veiligheid van het kunstwerk uitgevoerd worden. Aanwijzingen voor eventuele toepassing van één van de hier beschreven systemen zijn te vinden in het bestek (inclusief wijzigingen) en/of op originele tekeningen. Bij twijfel dient altijd melding te worden gemaakt.

Omschrijving

Onderstaande figuur geeft een voorbeeld van een voerspandraad van de systemen Sigma en Neptun. Tabel 4.11 geeft per kenmerkende staalkwaliteit en fabrikant een overzicht van de rekgrens (treksterkte), de vorm en de afmeting.



Figuur 4.7: Voorbeeld van ovale draad, type Sigma en Neptun

| Staalkwaliteit | 0,2xrekgrens/treksterkte [kg/mm ²] | Vorm | Afmetingen | Fabriikaat |
|----------------|---|-------|--|--|
| QP 140 | 125/140 | rond | 10,6 tot 16 | Sigma |
| QP 150 | 135/150 | rond | 7,1 tot 10,5 | Sigma |
| QP 160 | 145/160 | rond | 5,2 tot 7,5 | Sigma |
| QP 150 | 135/150 | ovaal | 4,2 x 9,5 = 40 mm ² 5,3 x 10,5 = 50 mm ² 5,9 x 11,5 = 60 mm ² | Neptun Neptun Neptun |
| QP 160 | 145/160 | ovaal | 3,0 x 6,7 = 20 mm ² # 3,4 x 7,6 = 25 mm ² # 3,6 x 8,4 = 30 mm ² # 9,5 x 4,7 = 40 mm ² # 5,3 x 10,5 = 50 mm ² 5,9 x 11,5 = 60 mm ² | Neptun Neptun Neptun Neptun Neptun Neptun |
| QP 160 | 145/160 | ovaal | 3,0 x 8,0 = 20 mm ² 4,2 x 9,0 = 30 mm ² 4,3 x 10 = 35 mm ² 4,5 x 11 = 40 mm ² | Sigma Sigma Sigma Sigma |

Staalkwaliteit uitgedrukt in QP = kg/m m² = 10 N/mm².

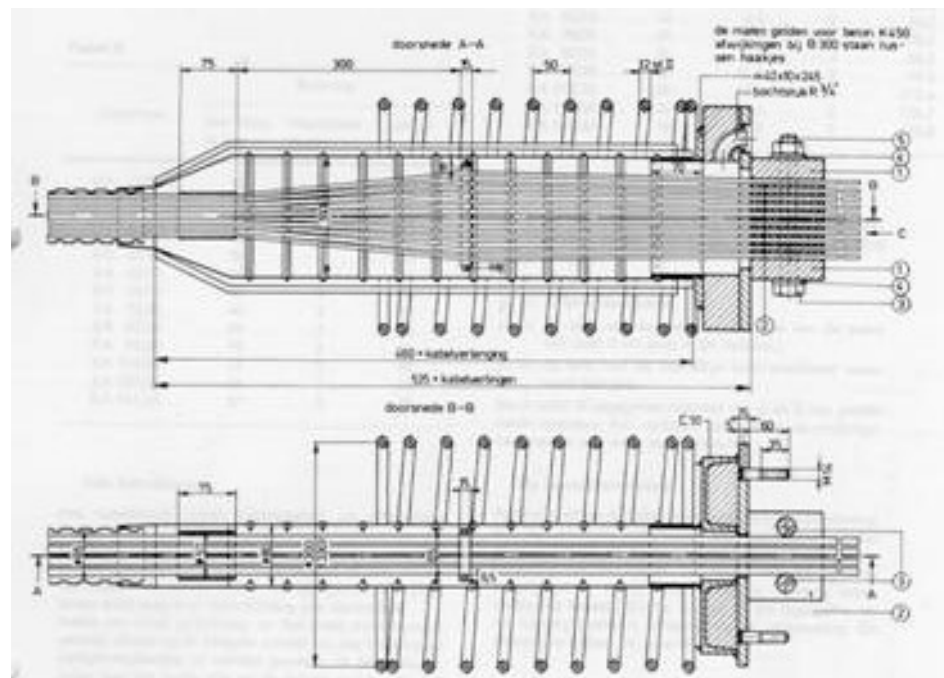
= soms andere afmetingen gegeven voor dezelfde staaldoorsnede.

Tabel 4.11: Kenmerken voorspansystemen: staalkwaliteit, sterkte, vorm en afmeting

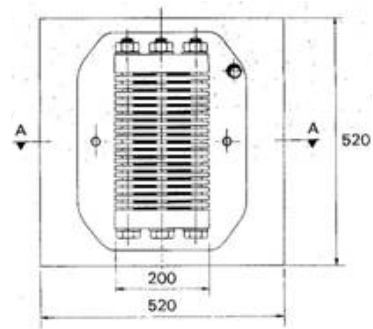
Toegepaste systemen

KA-systeem

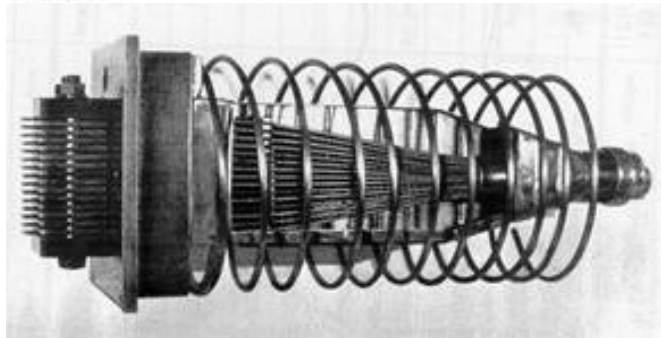
Dit voorspansysteem is afkomstig van Philip Holzmann A.G. en is in Nederland op de markt gebracht door Nederhorst N.V. te Gouda. Ook dit systeem werkt met (ovale) draden van 'Neptun' of 'Sigma' staal. Onderstaande figuren geven een principe weergave van de verankering van dit systeem.



Figuur 4.8: Principe doorsnede verankering (KA 141/40)



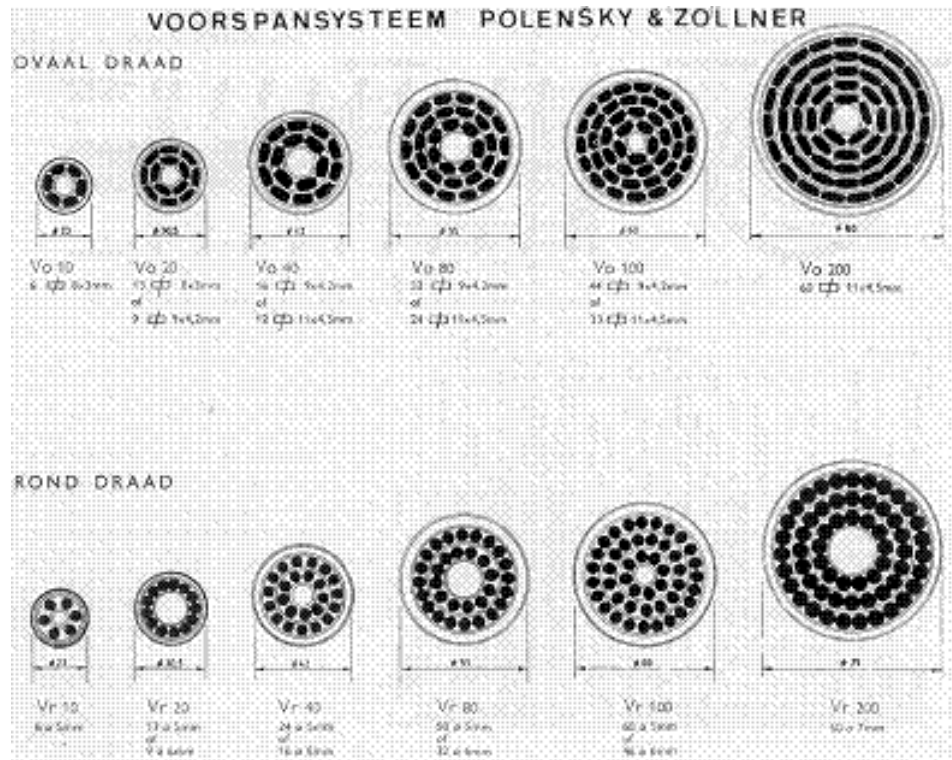
Ansicht B



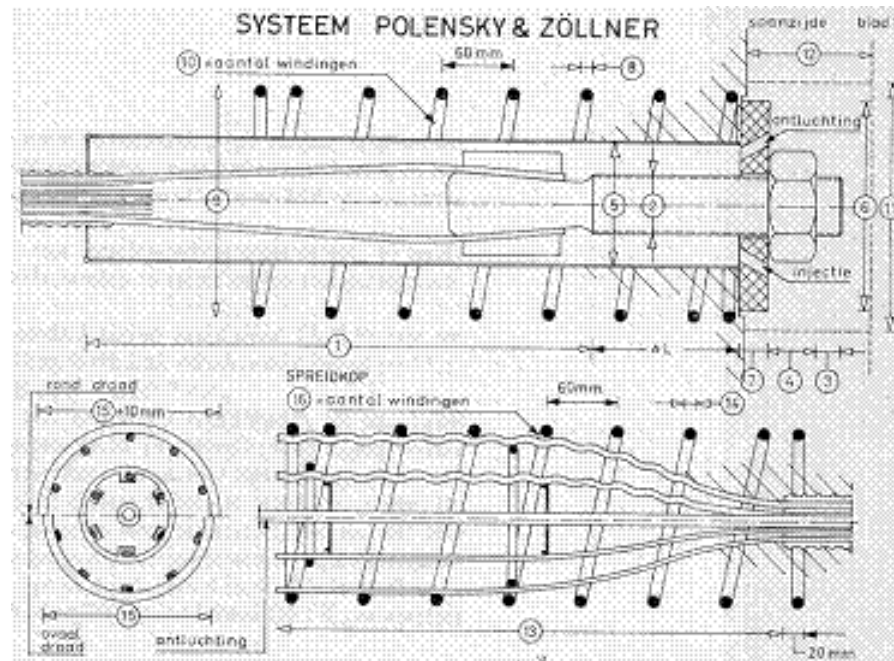
Figuur 4.9: Vooraanzicht en foto van een anker(kop)

System Polensky und Zöllner

Dit voorspannsysteem is geleverd in Nederland door (voormalig) Ingenieursburo Duyndam uit Den Haag en is veel verwerkt door Albouw. Onderstaand zijn enkele onderdelen van het systeem weergegeven. Er werden ovale of ronde draden toegepast. Tot nu toe bij Rijkswaterstaat alleen toepassingen met ovale draden bekend.



Figuur 4.10: Doorsnede per type PZ-kabel



Figuur 4.11: Spanbare - en blinde verankering

Voorgerekte voorgespannen liggers

In het verleden zijn voor meerdere kunstwerken tevens ovaal geribde draden toegepast bij voorgerekte voorgespannen liggers. Dit is onder meer toegepast bij op het werk gefabriceerde liggers voor de brug over het kanaal van Steenenhoek en in de aanbruggen bij de stormvloedkering te Capelle a/d IJssel.

Kunstwerken van Rijkswaterstaat met veredeld voorspanstaal

De toepassing van veredeld voorspanstaal is tot nu toe bekend bij de constructies in onderstaande tabel.

| <i>Topcode</i> | <i>Naam</i> | <i>Type</i> |
|-------------------------|---|----------------------------|
| 44D-106 | Brug in RW27 over het Wilhelminakanaal | Polensky en Zöllner VO100 |
| 44D-114 | Ongelijkvloerse kruising RW 27 spoorlijn Breda-Tilburg | Polensky en Zöllner VO100 |
| 38G-103# | Brug over het kanaal van Steenenhoek (RW27) | Draden type Neptun Oval 30 |
| 37H-003 | JF Kennedyviaduct (over RW16 bij Brieneoord) | Polensky en Zöllner VO100 |
| 37E-109/110/ 112/113 | Kleinpolderplein: KWO1, KWO2, KWO3, KWO4 | KA-systeem KA 141/40 |
| 51G-107 | Viaduct over de spoorweg Eindhoven-Weert | Polensky en Zöllner VO100 |

Alleen deel uit 1959.

Tabel 4.12: Kunstwerken met toepassing van veredeld voorspanstaal

Onderzoek aan constructies met veredeld voorspanstaal

Een onderzoeksprotocol voor veredeld voorspanstaal is in Nederland niet voorhanden. Voor een nadere uitwerking van een beoordelingsmethodiek wordt verwezen naar „Handlungsanweisung Spannungsrissskorrosion“: 2011 [41]. In dit document wordt een vrij uitgebreide beoordelingsmethodiek gegeven op basis waarvan men kan bepalen of maatregelen bij het betreffende kunstwerk noodzakelijk zijn of niet.

4.8 Normatieve vergelijking relaxatie van het voorspanstaal: RVB, VB en VBC

R.V.B. 1962 / 1967

Voor de in rekening te brengen relaxatie in % van de aanvangsspanning golden in de RVB 1962/ 1967 [17] en [18] de waarden zoals gegeven in Tabel 4.13. Tussen de aangegeven waarden mocht/mag rechtlijnig worden geïnterpoleerd.

| <i>Na het spannen in rekening te brengen krimp- en kruip verkorting</i> | <i>Aanvangsspanning</i> | | |
|---|--|--|--|
| | <i>0,55 · σ_{ar}</i> | <i>0,60 · σ_{ar}</i> | <i>0,65 · σ_{ar}</i> |
| 0*10 ⁻⁵ | 12 | 14 | 16 |
| 30*10 ⁻⁵ | 10 | 12 | 14 |
| 60*10 ⁻⁵ | 8 | 10 | 12 |
| 90*10 ⁻⁵ | 6 | 8 | 10 |

Tabel 4.13: Relaxatie volgens RVB 62/67 (waarden in % van de aanvangsspanning)

De aangegeven relaxatie, uitgedrukt in procenten van de aanvangsspanning, moet in rekening worden gebracht, tenzij uit het certificaat blijkt dat deze waarden met een factor moeten zijn vermenigvuldigd of tenzij is aangetoond door proefnemingen dat een andere waarde moet/mag worden aangehouden.

VB 74 en VB 74/84

Het spanningsverlies door relaxatie volgt uit (artikel A 201.2.3):

$$\Delta\sigma_p = 3 \cdot \Delta\sigma_{p,1000} \left(1 - 2 \frac{\Delta\sigma_{p,r+\phi}}{\sigma_{p,0}} \right)$$

- waarin: $\Delta\sigma_p$ = spanningsverlies door relaxatie;
 $\Delta\sigma_{p,0}$ = de aanvangsspanning in het voorspanstaal;
 $\Delta\sigma_{p,1000}$ = zuivere relaxatie na 1000 u met waarden conform NEN 3868:1975 [42];
 $\Delta\sigma_{p,r+\phi}$ = spanningsverlies door krimp en kruip van het beton.

| VB 74 en VB 74/84 | $\Delta\sigma_{p,1000}$ % van de aanvangsspanning | |
|------------------------------------|--|-----|
| | Relaxatieniveau | |
| Aanvangsspanning % van f_{pu} | 1 | 2 |
| 60 | 4,5 | 1 |
| 70 | 8 | 2 |
| 80 | 12 | 4,5 |

Relaxatieniveau 1: koudgetrokken draden en strengen

Relaxatieniveau 2: warmbehandelde draden en strengen alsmede staven

Tabel 4.14: Relaxatie volgens VB 74 en VB 74/84 (afkomstig uit [42])

Normblad [42] werd in 1988 vervangen door NEN 3868:1988 [43] die alleen gold voor voorspandraden en -strengen die vervaardigd zijn uit koudgetrokken walsdraad dat thermisch is nabehandeld. De waarden voor de relaxatie zijn nagenoeg gelijk aan niveau 2 uit Tabel 4.14.

Volgens [35] (in [34] was geen richtlijn voor relaxatie opgenomen) dient voor Dywidag staven, in afwijking van NEN 3880 en NEN 3868, de werkelijke relaxatie na 500.000 uren in rekening te worden gebracht i.p.v. $3 \cdot \Delta\sigma_{p,1000}$. Indien geen nadere gegevens bekend zijn, voor de relaxatie na 500.000 uren de volgende waarden aanhouden:

| Aanvangsspanning % van f_{pu} | Relaxatie na 500.000 uren % van de aanvangsspanning |
|------------------------------------|--|
| 60 | 4 |
| 70 | 6 |
| 75 | 7,5 |

Tabel 4.15: Relaxatie Dywidagstaven volgens ROBK 2 [35]

VBC 1995 [15]

$$\Delta\sigma_p = 3 \cdot \Delta\sigma_{prel} \left(1 - 2 \frac{\Delta\sigma_{pkr}}{\sigma_{pi}} \right)$$

- waarin: $\Delta\sigma_p$ = spanningsverlies door relaxatie
 $\Delta\sigma_{prel}$ = maximale relaxatie na 1000 u volgens 6.3.6 [15]
 $\Delta\sigma_{pkr}$ = het spanningsverlies in het staal door krimp en kruip van het beton.

| Aanvangsspanning als percentage van f_{purep} | $\Delta\sigma_{prel}$ als percentage van de aanvangsspanning | |
|---|--|--------|
| | draden en strengen | staven |
| 60 | 1,5 | 1,5 |
| 70 | 2,5 ¹ | 4,0 |
| 80 | 4,5 | 7,0 |

¹ In VBC 1990 is 2,0 i.p.v. 2,5 aangehouden.

Tabel 4.16: Relaxatie volgens NEN6720 (VBC 95) [15]

Draden en strengen zijn in het algemeen koudgetrokken en zodoende kunnen de huidige draden en strengen het beste vergeleken worden met het relaxatieniveau 1 van de VB en de huidige staven met het oude relaxatieniveau 2.

Vergelijking van RVB, VB en VBC

Om de RVB met de VB en de VBC te vergelijken zijn in Tabel 4.17 de aanvangsspanningen voor de VB en de VBC zo gegeven dat deze overeenkomen met de in de RVB gehanteerde definitie van de aanvangsspanning. In kolom 3 van Tabel 4.17 is aangegeven welke waarden voor de relaxatie volgens de RVB mogelijk waren. De grootte was o.a. afhankelijk van de na het spannen in rekening te brengen krimp en kruip verliezen. Daar in de formule van de VB en de VBC een factor 3 verwerkt is die bij de RVB niet gebruikt werd, zijn alle waarden uit de RVB door 3 gedeeld om deze zodoende te kunnen vergelijken met de VB en de VBC waarden.

De waarden uit de RVB komen redelijk overeen met de waarden uit de VB voor relaxatieniveau 1. De meeste oude voorspanstaalsoorten waren ook koud getrokken vervaardigd, wat overeenkomt met relaxatieniveau 1.

| | | RVB | VB 74(/84) | | VBC | |
|--|--|------------------------------------|---|-----|---|--------|
| Aanvangsspanning als % van f_{purep} | Aanvangsspanning % van σ_{ar} (RVB) | relaxatie volgens RVB (: factor 3) | $\Delta\sigma_{p,1000}$ % van de aanvangsspanning | | $\Delta\sigma_{prel}$ als % van de aanvangsspanning | |
| | | | relaxatieniveau | | draden en strengen | Staven |
| | | | 1 | 2 | | |
| 60 | 55 | 2 - 4 | 4,5 | 1,0 | 1,5 | 1,5 |
| 70 | 64 | 3,3 - 5,3 | 8,0 | 2,0 | 2,5 | 4,0 |
| 80 | 73 | - | 12 | 4,5 | 4,5 | 7,0 |

Tabel 4.16: Relaxatie volgens RVB, VB 74(/84) en VBC ten opzichte van aanvangsspanning volgens R.V.B. 1962/67

Bij vergelijking van VB met de VBC valt op dat voor draden en strengen de aan te houden waarden zijn afgenomen, zodat het voorspanstaal hiervoor blijkbaar minder gevoelig voor relaxatie geworden is. Bij staven zijn de waarden juist toegenomen, dus blijkbaar werd er te gunstig gerekend voor staven in de VB-voorschriften.

4.9 Krimp en kruip

Normatieve vergelijking krimp en kruip: RVB, VB en VBC

De berekening van de verliezen door krimp en kruip is grotendeels gelijk bij de VB en de VBC. In de R.V.B. 1962 en 1967 werd de krimp en kruip wel anders bepaald.

NOOT:

De hier gegeven vergelijking is gebaseerd op de VBC en niet op NEN-EN 1992-1-1.

R.V.B. 1962 / 1967

8.2. Krimp van het beton

8.2.1. De verkortingen ten gevolge van het krimpen van het beton moeten worden bepaald volgens de formule $\varepsilon'_{k\infty} = 3 \cdot 10^{-7} \cdot p \cdot (100 - R)$ tenzij wordt aangetoond, dat een andere waarde moet of mag worden aangehouden. In deze formule is:

$\varepsilon'_{k\infty}$ = de eindverkorting ten gevolge van de krimp.

p = de hoeveelheid cementpasta in volumeprocenten.

R = de relatieve vochtigheid van de lucht in %.

8.2.2. Indien de hoeveelheid cementpasta niet met voldoende zekerheid bekend is, moet deze op 33% worden gesteld.

8.2.3. De eindkrimp moet worden bepaald voor de relatieve vochtigheid van de omgeving van het desbetreffende constructiedeel, met dien verstande, dat geen waarden hoger dan $R = 90\%$ in rekening gebracht mogen worden. Indien de relatieve vochtigheid niet nauwkeurig bekend is, moeten hiervoor de volgende waarden worden aangehouden:

1. voor constructies in of aan water $R = 90\%$;

2. voor constructies in de open lucht $R = 75\%$;

3. voor constructies in droge lucht $R = 50\%$.

8.2.4. Met de in 8.2.2. en 8.2.3. gegeven waarden wordt de eindkrimp:

1. voor constructies in of aan water $\varepsilon'_{k\infty} = 10 \cdot 10^{-5}$

2. voor constructies in de open lucht $\varepsilon'_{k\infty} = 25 \cdot 10^{-5}$

3. voor constructies in droge lucht $\varepsilon'_{k\infty} = 50 \cdot 10^{-5}$

8.2.5. Voor constructies met nagerekt staal mag de vóór het spannen ontstane krimp worden afgetrokken. Deze vermindering mag bepaald worden volgens de formule: $\varepsilon'_{kt} = 0,005 \cdot t \cdot \varepsilon'_{k\infty} \leq 0,40 \cdot \varepsilon'_{k\infty}$ tenzij wordt aangetoond, dat een andere waarde moet of mag worden aangehouden. In deze formule is:

ε'_{kt} = de verkorting t.g.v. krimp op het ogenblik van spannen;

t = het aantal dagen vanaf het storten tot het spannen van het betreffende constructiedeel ;

$\varepsilon'_{k\infty}$ = de totale verkorting t.g.v. krimp, bepaald of 8.2.1. t/m 4. Voor de relatieve vochtigheid kiest men die van de omgeving van het betreffende constructiedeel voor het aanspannen.

8.3. Kruip van het beton

8.3.1. De verkorting door het kruipen van het beton moet worden bepaald volgens de formule :

$$\varepsilon'_{kr\infty} = 100 \frac{\sigma'_{bag}}{(40-0,30R)\sigma'_w} (\varepsilon'_{k\infty} - \varepsilon'_{kt})$$

tenzij wordt aangetoond, dat een andere waarde mag worden aangehouden.

In de formule is:

$\varepsilon'_{kr\infty}$ = de eindverkorting door het kruipen;

σ'_{bag} = de gemiddelde aanvangsspanning van het desbetreffende constructiedeel ;

R = relatieve vochtigheid; zie het bepaalde onder 8.2.3.;

σ'_w = kubussterkte op het ogenblik van aanspannen;

$\varepsilon'_{k\infty}$ = de eindverkorting door de krimp; zie 8.2.1.

8.3.2. Voor de in 8.2.4. gegeven eindkrimpwaarden vindt men deze eindkruipwaarden als $\varepsilon'_{kt} = 0$:

1. voor constructies in of aan water $\varepsilon'_{kr\infty} = 77 \cdot 10^{-5} \sigma'_{bag} / \sigma'_w$

2. voor constructies in open lucht $\varepsilon'_{kr\infty} = 143 \cdot 10^{-5} \sigma'_{bag} / \sigma'_w$

3. voor constructies in droge lucht $\varepsilon'_{kr\infty} = 200 \cdot 10^{-5} \sigma'_{bag} / \sigma'_w$

VB 74 en VB 74/84 ≈ VBC 1995

De krimpverktoring heeft een conservatieve grenswaarde of was in de VB te bepalen met een uitgebreide formule. De aanpak was vergelijkbaar met de VBC. De basiskrimp uit Tabel 9 van de VBC is vergelijkbaar met de eindkrimp uit de RVB, 8.2.4. Het toepassen van de uitgebreide formule uit de VBC kan leiden tot lagere waarden afhankelijk van betonsterke en -afmetingen. Let op: er is in de RVB geen (directe) afhankelijk van de betonsterkte en dit is in de opvolgende richtlijnen als VB en VBC (en Eurocode) wel duidelijk aanwezig.

NEN6720 (VBC) tekst**6.1.6 Krimpverktoring**

De representatieve waarde en de rekenwaarde van de specifieke krimpverktoring ε' , moeten worden bepaald uit:

$$\varepsilon'_T = \varepsilon'_c k_b k_h k_p k_t \geq \varepsilon'_{\max}$$

waarin:

ε'_c is de basiskrimp, zoals aangegeven in tabel 9;

k_b is de factor, afhankelijk van f'_{ck} , zoals aangegeven in tabel 6;

k_h is de factor, afhankelijk van de fictieve dikte h_m van de betondoorsnede, zoals aangegeven in tabel 10;

k_p is de factor, afhankelijk van het wapeningspercentage, waarvan de waarde volgt uit:

$$k_p = \frac{1}{1 + 0,2 \bar{\omega}_o}$$

$\bar{\omega}_o$ is het laagste wapeningspercentage van de totale in de doorsnede voorkomende langwapening betrokken op de totale hoogte van de doorsnede;

k_t is de factor, afhankelijk van de ouderdom t van het beton, waarvan de waarde volgt uit:

$$k_t = \frac{t}{t + 0,04 \sqrt{h_m^3}}$$

t is de getalwaarde van de ouderdom van het beton in dagen;

h_m is de getalwaarde van de fictieve dikte h_m van de betondoorsnede volgens 6.1.5, in mm;

ε'_{\max} is de maximaal aan te houden rekenwaarde voor de specifieke krimpverktoring, afhankelijk van f'_{ck} en van de relatieve vochtigheid volgens tabel 11.

Tabel 9 – Waarden van de basiskrimp als functie van de relatieve vochtigheid

| RV % | ε'_c ‰ |
|-------------------------|-----------------------|
| 0 – 60 (droge lucht) | 0,4 |
| 60 – 85 (buitenlucht) | 0,25 |
| 85 – 100 (zeer vochtig) | 0,1 |
| 100 (in water) | 0 |

Tabel 10 – Waarden van de factor k_h als functie van de fictieve dikte

| h_m mm | k_h |
|-------------|-------|
| 50 | 1,20 |
| 100 | 1,05 |
| 200 | 0,80 |
| 300 | 0,65 |
| 400 | 0,55 |
| ≥ 500 | 0,50 |

Tabel 11 – Maximaal aan te houden waarden voor de specifieke krimpverktoring ε'_{\max} , in ‰

| f'_{ck} N/mm ² | RV < 60 % (in droge lucht) | 60 % ≤ RV < 85 % (in buitenlucht) | 85 % ≤ RV < 100 % (zeer vochtig) | RV = 100 % (in water) |
|--------------------------------|-------------------------------|--------------------------------------|-------------------------------------|--------------------------|
| 15 | 0,54 | 0,34 | 0,14 | 0 |
| 25 | 0,47 | 0,29 | 0,12 | 0 |
| 35 | 0,41 | 0,26 | 0,10 | 0 |
| 45 | 0,36 | 0,23 | 0,09 | 0 |
| 55 | 0,31 | 0,20 | 0,08 | 0 |
| 65 | 0,27 | 0,18 | 0,07 | 0 |

De rekenmethode voor de kruipcoëfficiënt volgt een gelijk principe: een eenvoudig te bepalen conservatieve grenswaarde of het bepalen ervan met een uitgebreide formule. De bovengrens Φ_{\max} in Tabel 8 van de VBC 8 is beperkt vergelijkbaar met de eindkruip uit RVB artikel 8.3.2. Het toepassen van de uitgebreide formule kan ook hier leiden tot lagere waarden, afhankelijk van betonsterke (in de RVB is deze afhankelijkheid niet) en -afmetingen.

6.1.5 Kruipcoëfficiënt

De representatieve waarde en de rekenwaarde van de kruipcoëfficiënt moeten worden bepaald uit:

$$\phi = k_c k_d k_b k_h k_t \rightarrow \phi_{\max}$$

waarin:

- k_c is de factor, afhankelijk van de relatieve vochtigheid, zoals aangegeven in tabel 4;
 k_d is de factor, afhankelijk van de ouderdom t_c van het beton op het tijdstip van belasten en van de sterkteklasse van het cement volgens tabel 2 in hoofdstuk 7 van NEN 3550:1995, zoals aangegeven in tabel 5;
 Bij versnelde verharding door verwarming mag, indien de belasting onmiddellijk na het beëindigen hiervan wordt aangebracht, voor de coëfficiënt k_d de waarde uit tabel 5 worden aangehouden die behoort bij $t_c = 7$ respectievelijk 14 dagen, mits f'_{ck} op dat tijdstip ten minste 50 % respectievelijk 60 % bedraagt van de vereiste waarde van f'_{ck} na 28 dagen.
 k_b is de factor, afhankelijk van f'_{ck} , zoals aangegeven in tabel 6;
 k_h is de factor, afhankelijk van de fictieve dikte h_m van de betondoorsnede, zoals aangegeven in tabel 7;
 k_t is de factor, afhankelijk van de belastingstijd t , waarvan de waarde volgt uit:

$$k_t = \frac{t}{t + 0,04 \sqrt{h_m^3}}$$

- t is de getalwaarde van de belastingstijd in dagen;
 h_m is de getalwaarde van de fictieve dikte van de betondoorsnede in mm, waarvan de waarde volgt uit:

$$h_m = \frac{2 A_b}{O_b}$$

- ϕ_{\max} is de maximaal aan te houden rekenwaarde van de kruipcoëfficiënt, afhankelijk van f'_{ck} en van de relatieve vochtigheid volgens tabel 8.

Tabel 4 – factor k_c als functie van de relatieve vochtigheid

| RV % | k_c |
|-------------------------|-------|
| 0 – 60 (droge lucht) | 2,6 |
| 60 – 85 (buitenlucht) | 1,9 |
| 85 – 100 (zeer vochtig) | 1,4 |
| 100 (in water) | 1,0 |

Tabel 5 – factor k_d als functie van de ouderdom bij belasten en de sterkteklasse van het cement

| t_c dagen | k_d | |
|----------------|----------------------------------|---|
| | sterkteklassen 32,5 en 32,5 R | sterkteklassen 42,5 en 42,5 R, 52,5 en 52,5 R |
| 1 | 1,8 | 1,7 |
| 3 | 1,6 | 1,4 |
| 7 | 1,4 | 1,1 |
| 14 | 1,2 | 0,9 |
| 28 | 1,0 | 0,7 |
| 90 | 0,8 | 0,5 |
| ≥ 365 | 0,5 | 0,3 |

Tabel 6 – factor k_b als functie van f'_{ck}

| f'_{ck} N/mm ² | k_b |
|--------------------------------|-------|
| 15 | 1,4 |
| 25 | 1,2 |
| 35 | 1,0 |
| 45 | 0,9 |
| 55 | 0,8 |
| 65 | 0,7 |

Tabel 7 – functie van de fictieve dikte

| h_m mm | k_h |
|-------------|-------|
| 50 | 1,20 |
| 100 | 1,00 |
| 200 | 0,85 |
| 300 | 0,75 |
| ≥ 500 | 0,70 |

Tabel 8 – Maximaal aan te houden waarden van de kruipcoëfficiënt ϕ_{max}

| f'_{ck} · N/mm ² | RV < 60 % (in droge lucht) | 60 % ≤ RV < 85 % (in buitenlucht) | 85 % ≤ RV < 100 % (zeer vochtig) | RV = 100 % (in water) |
|-------------------------------------|-------------------------------|--------------------------------------|-------------------------------------|--------------------------|
| 15 | 4,2 | 3,1 | 2,3 | 1,7 |
| 25 | 3,6 | 2,7 | 2,0 | 1,4 |
| 35 | 3,2 | 2,4 | 1,8 | 1,2 |
| 45 | 2,8 | 2,1 | 1,5 | 1,1 |
| 55 | 2,4 | 1,8 | 1,3 | 0,9 |
| 65 | 2,2 | 1,6 | 1,2 | 0,8 |

4.10 Direct optredende voorspanverliezen

VBC 1995

In [15] wordt voor de berekening van de direct optredende voorspanverliezen de factoren μ en k geadviseerd. Deze factoren kunnen worden aangehouden, indien de factoren niet bekend zijn uit de productspecificatie.

Opmerking 1: [15] adviseert in artikel 4.1.4.5 het navolgende voor de factoren μ en k per systeem (voor k in oude notatie geldt Φ):

Waarden voor μ en ϕ_1 kunnen worden ontleend aan attesten voor voorspansystemen.

Ter indicatie gelden de volgende waarden:

| | |
|---------------------|--|
| omhulde strengen | $\mu = 0.05 - 0.10$ |
| | $\phi_1 = 0.03 - 0.06$ |
| blank voorspanstaal | $\mu = 0.15 - 0.20$ (mono-systeem) |
| | $\phi = 0.13 - 0.26$ (multi-systeem) |
| | $\phi_1 = 0.005 - 0.01$ (mono- en multi-systeem) |

NEN-EN1992-1-1

In artikel 5.10.5 van NEN-EN 192-1-1 [1] wordt gesteld dat bij afwezigheid van gegevens in een Europese Technische Goedkeuring waarden voor k (oftewel Φ) liggen in het bereik van $0,005 < k < 0,01$ per m. [1], Tabel 5.1 geeft wrijvingscoëfficiënten voor diverse systemen en 0,26 is dan relatief hoog.

5 Achtergronden bij verankeringslengte formules

5.1 Inleiding

In diverse oude normen en andere documenten werden, t.o.v. [1], afwijkende regels gegeven voor verankering van betonstaal. Deze regels zijn dan veelal aangepast voor toepassing met betonstaal welke niet voldoet aan de uitgangspunten van [1]. Dat wil zeggen glad betonstaal of betonstaal met ribgeometrie die niet voldoet aan de in [1] gegeven eisen voor f_R of betonstaal met een dekking lager dan $c_{min,b}$. Onderstaand wordt allereerst ingegaan op het effect van afwijkende haakvormen/ombuigingen, vervolgens wordt het effect van een afwijkende dekking kleiner dan $c_{min,b}$ nagegaan.

5.2 Eisen aan haken en ombuigingen

5.2.1 Eisen per norm

In [1] en NVN-ENV 1992-1-1:1997 [44] worden eisen gesteld aan de ombuiging van wapeningsstaal (haken), deze eisen zijn geformuleerd voor geprofileerde staven B400 en B500 (S400 en S500 in [44]). Voor gladde staven met een lagere vloeigrens (bijvoorbeeld S220 in [44] of QR22 en QR24 in eerdere normen) werden lagere minimummiddellijn buigdoorn afmetingen toegestaan in [44], daar het toepassingsgebied van [1] was beperkt tot betonstaal met een vloeigrens van minimaal 400 MPa is voor gladstaal geen eis meer opgenomen.

Table 5.1 : Minimum diameters of mandrels

| | Hooks, bends, loops (see Figure 5.2) | | Bent-up bars or other curved bars | | |
|------------------------------|---|---------------------------|---|-------------------------------------|---|
| | Bar diameter | | Value of minimum concrete cover, perpendicular to plane of curvature | | |
| | $\phi < 20 \text{ mm}$ | $\phi \geq 20 \text{ mm}$ | $> 100 \text{ mm}$ and $> 7 \phi$ | $> 50 \text{ mm}$ and $> 3 \phi$ | $\leq 50 \text{ mm}$ and $\leq 3 \phi$ |
| Plain bars S 220 | 2.5ϕ | 5ϕ | 10ϕ | 10ϕ | 15ϕ |
| High bond bars S400, S500 | 4ϕ | 7ϕ | 10ϕ | 15ϕ | 20ϕ |

Tabel 5.1: Minimummiddellijn buigdoorn volgens NVN-ENV 1992-1-1:1997 [44]

In tabel 5.1 uit [44] zijn de waarden uit Tabel 8.1N van [1] voor geribd staal terug te zien, maar dus ook eisen voor gladde staven S220. Oude Nederlandse normen lieten voor glad staal een buigdoorn van $2,5 \cdot \text{staafdiameter}$ toe. Dit komt dus overeen met de in [44] gegeven aanbeveling voor staven tot 20 mm doorsnede.

Ter info zijn hieronder de testeisen uit oude Nederlandse normen opgenomen:

1. GBV 1912:

"In kouden toestand moet het ijzer (staal) gebogen kunnen worden onder een

hoek van ten minste 180° om een kern, waarvan de dikte niet meer bedraagt dan de halve dikte van het te beproeven ijzer, zonder dat het materiaal scheuren vertoont.”

M.a.w. vanuit scheuren in het staal is er voor oude zachtstaalsoorten geen probleem te verwachten als deze voldeed aan de eisen van destijds.

2. GBV 1918:

“In kouden toestand moet het ijzer, zonder scheuren te vertoonen, gebogen kunnen worden onder een hoek van minstens 180° om een kern, waarvan de dikte niet meer bedraagt dan de dikte van het te beproeven ijzer.”

T.o.v. de GBV 1912 is de eis iets aangepast maar nog steeds strenger dan de algemeen geldende eis voor ombuigingen (rondom een buigdoorn van 2,5*staafdiameter).

3. GBV 1930:

“In kouden toestand moet het ijzer, voor zoover niet dikker dan 25mm, zonder scheuren te vertoonen, gebogen kunnen worden onder een hoek van minstens 180° om een kern, waarvan de dikte niet meer bedraagt dan de dikte van het te beproeven ijzer. Voor ijzer, dikker dan 25 mm moet de dikte van deze kern tweemaal de dikte van het te beproeven ijzer zijn.”

4. GBV 1940:

“In kouden toestand moet het staal(voor zoover niet dikker dan 30 mm) zonder scheuren te vertoonen kunnen worden gebogen over een hoek van ten minste 180° om een kern, waarvan de dikte gelijk is aan de dikte van het te beproeven staal. Voor staal dikker dan 30mm moet de dikte van de kern 2 maal de dikte van het te beproeven staal zijn.”

Eisen aan haken gesteld in oude Nederlandse normen

- **GBV 1912**

Er werden geen specifieke eisen voor haken en ombuigingen gegeven anders dan dat dit koud dient te gebeuren en dat getrokken staven aan het einde moeten worden omgebogen. Hoe dit dient te gebeuren staat niet omschreven.

- **GBV 1918**

Er werden geen specifieke eisen voor haken en ombuigingen gegeven anders dan dat dit koud dient te gebeuren en dat getrokken staven aan het einde moeten worden omgebogen. Hoe dit dient te gebeuren staat niet omschreven.

- **GBV 1930:**

Artikel 21. Lid 11: *‘In balken moeten alle staven waarin over een deel of geheele lengte of een gedeelte daarvan trekspanningen optreedt, aan het einde van haken worden voorzien.’*

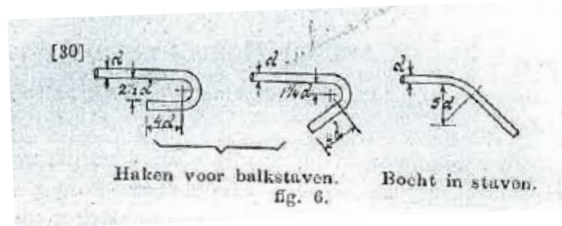
- Artikel 23 Haken, ombuigingen en verankeringslengte

In GBV 1930 zijn geen specifieke eisen gegeven voor de staafverankering. De enige geformuleerd eisen hebben betrekking op de “lasschen” in staven.

Aangenomen is dat dezelfde eisen ook gelden voor eindverankerungen van staven.

1. *‘Haken aan trekstaven in balken moeten zijn ronde haken (z.g. Considered haken) of schuine haken met een binnenwerksche middellijn, tenminste gelijk aan 2,5 maal den staafdiameter en met een aansluitend recht gedeelte van ten minste viermaal den staafdiameter.’*

2. *‘Het buigen van staven moet geschieden volgens bogen met een binnenwerksche straal van ten minste vijfmaal den staafdiameter.’*



In Normblad 137 werd beschreven hoe de wapening aangeduid moet worden op tekeningen. De tekenwijze van rechte, considere en andere haakvormen was als volgt:

| | |
|----------------|--|
| rechte haak | |
| Considere haak | |
| schuine haak | |
| neerbuiging | |

4. '.... De lengte der lasch moet ten minste $1/20 \sigma_y$ maal de grootste ijzerdikte bedragen indien geen haken worden toegepast en ten minste $1/30 \sigma_y$ maal de grootste ijzerdikte, indien de staafeinden wel van haken worden voorzien, waarin σ_y voorstelt de berekende maximum spanning in kg/cm^2 in het ijzer ter plaatse van het midden der lasch. In geen geval mag de lengte der lasch minder dan 25 maal de grootste ijzerdikte bedragen.'

Uitgaande van de hoogste trekspanning in staven van $1200 kg/cm^2$ volgt voor de verankeringslengte dan (zie artikel 31):

- Geen haken = $60 \cdot \text{diameter}$
- Haken = $40 \cdot \text{diameter}$

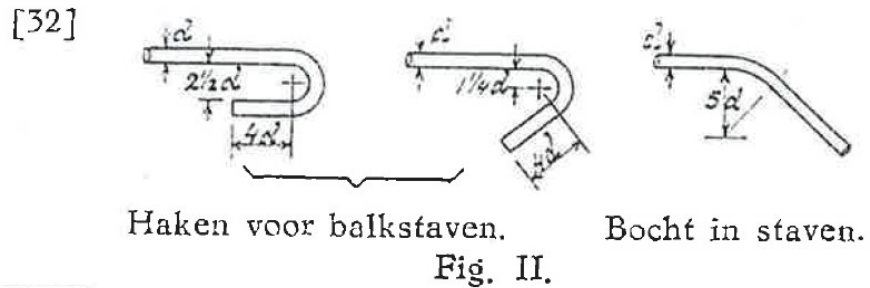
Als de berekende spanning in de staven lager is, mag men dit lineair interpoleren gelijk aan hetgeen in artikel 8.4.3. van [1] gegeven is.

GBV 1940:

1. Art 20, lid 4: 'Wapeningsstaven, welke eindigen aan den rand van een plaat, moeten daar ter plaatse van haken worden voorzien'
1. Artikel 21 lid 9: 'In balken moeten de beugels, alsmede de staven, waarin over de geheele lengte dan wel over een gedeelte van de lengte trekspanning optreedt, aan beide einden van haken worden voorzien.'
2. Artikel 23: Haken ombuigingen en lasschen van wapeningsstaven in op buiging belaste constructiedeelen.

In GBV 1940 zijn geen specifieke eisen gegeven voor de staafverankering. De enige geformuleerd eisen hebben betrekking op de "lasschen" in staven. Aangenomen is dat dezelfde eisen ook gelden voor eindverankerungen van staven.

1. 'Haken aan trekstaven in balken moeten zijn ronde haken of schuine haken met een binnenwerksche middellijn, tenminste gelijk aan 2,5 maal de staafmiddellijn en met een aansluitend recht gedeelte van ten minste viermaal de staafmiddellijn.
Haken aan beugels moeten zijn ronde of schuine haken, welke de hoofdstaaf nauw omsluiten en een recht gedeelte hebben van ten minste 5 cm. Indien de einden der beugels elkander over de balkbreedte overlappen, behoeven geen haken te worden aangebracht.'
2. 'Het buigen van staven moet geschieden volgens bogen met een binnenwerksche straal van ten minste 5 maal de staafmiddellijn.'



Figuur 5.1: Haakvormen volgens GBV 1940

4. '.... De lengte der lasch, d.i. de lengte waarover de staven langs elkander reiken, moet bij enkelvoudige ronde staven ten minste $1/20 \sigma_{y,t}$ maal de staafdikte bedragen, indien geen haken worden toegepast en ten minste $1/30 \sigma_{y,t}$ maal de staafdikte, indien de staafeinden wel van haken worden voorzien, waarin $\sigma_{y,t}$ voorstelt de berekende spanning in kg/cm^2 in de te lasschen staaf; in geen geval mag de lengte der lasch minder dan 25 maal de grootste staafdikte bedragen. Voor staven met een andere dan een enkelvoudige ronde doorsnede moet voor het bepalen van de lengte der lasch worden gerekend met een aanhechtspanning van 5 kg/cm^2 langs de omhullende.'

GBV 1950

1. Artikel 20, lid 4: 'Hoofdwapeningsstaven, die eindigen aan buitenrand van een plaat, moeten daar ter plaatse van haken worden voorzien.'
2. Artikel 21, lid 8: 'Staven, waarin over de gehele, dan wel over een gedeelte van de lengte trekspanningen optreedt, moeten aan beide einden van haken worden voorzien, behalve aan de einden, die over een lengte van tenminste 30 maal de staafdikte in een gedrukte zonen reiken.'
3. Artikel. 23 Haken, ombuigingen en lassen van wapeningsstaven
In GBV 1950 zijn geen specifieke eisen gegeven voor de staafverankering. De enige geformuleerde eisen hebben betrekking op de lassen in staven of de eis gesteld in artikel 21, lid 8. Aangenomen is dat dezelfde eisen ook gelden voor eindverankeringen van staven.
 1. 'Haken aan trekstaven in balken moeten zijn ronde haken of schuine haken met een binnenwerkse middellijn, tenminste gelijk aan 2,5 maal de staafdikte en met een aansluitend recht gedeelte van ten minste viermaal de staafdikte. Haken aan beugels moeten zijn ronde of schuine haken, die de hoofdstaaf nauw omsluiten en een recht gedeelte hebben van ten minste 5 cm.'
 2. 'Het buigen van staven moet geschieden volgens bogen met een binnenwerkse straal van ten minste 5 maal de staafdikte.'
5. '.... De lengte van de las, d.i. de lengte waarover de staven langs elkander reiken, moet bij enkelvoudige ronde staven ten minste $1/20 \sigma_y$ maal de staafdikte bedragen, indien geen haken worden toegepast en ten minste $1/30 \sigma_y$ maal de staafdikte, indien de staafeinden wel van haken worden voorzien, waarin σ_y voorstelt de berekende spanning in kg/cm^2 in de te lassen staaf ter plaatse van de las; in geen geval mag de lengte van de las in getrokken staven minder dan 25 maal de kleinste staafdikte bedragen en in kolommen minder dan 30

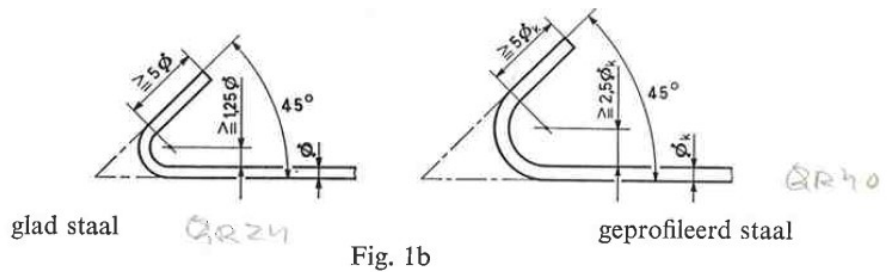
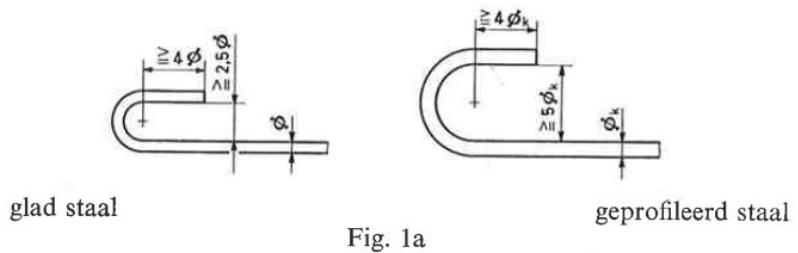
maal de middellijn van de dunste staaf. Voor staven met een andere dan een enkelvoudige ronde doorsnede moet voor het bepalen van de lengte van de las worden gerekend met een aanhechtingspanning van 5 kg/cm² langs de omhullende.'

NOOT: Bovenstaande laatste zin over staven, anders dan een enkelvoudige ronde doorsnede, gaat over staven met ribben, getordeerde staven e.d. Hierbij was er volgens de GBV 1950 voor de verankeringslengte geen gunstig effect voor haken in rekening te brengen. Conform V1035 artikel 34 B lid 5 dienen staalkwaliteiten QR36 en hoger de aanhechting te waarborgen door hun bijzondere vorm. Waarschijnlijk betekent dit dat de staven getordeerd dan wel geprofileerd werden. M.a.w. alleen voor QR22, QR24 en QR30 werden haken toegepast.

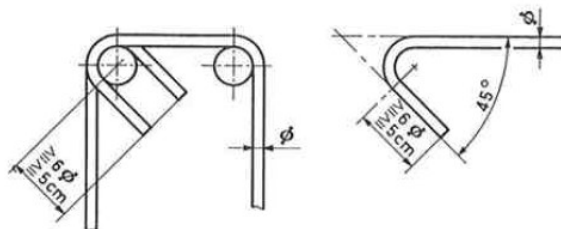
GBV 1962

1. Art 29 Haken en ombuigingen

1. Haken moeten zijn ronde haken volgens fig 1.a of schuine haken volgens fig 1.b, behoudens het vermeldde in lid 2.



2. Haken aan beugels moeten schuine haken zijn, die de hoekstaven omsluiten en een recht gedeelte hebben van ten minste 6 minste 6 Ø met een minimum van 5 cm¹, zie figuur 2.



3. Ombuigingen moeten een binnewerkse straal bezitten van ten minste 45

maal de staafdikte of 5 maal de kendiameter, zie fig. 3.

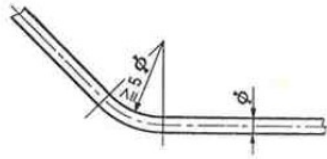


Fig. 3

Noot: Uit bovenstaande volgt dat voor de doordiameter verschillende eisen golden voor glad en profileerd staal.

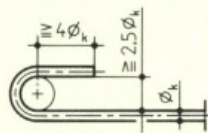
VB 74/84

1. Artikel A-702 Haken en ombuigingen van betonstaal bij grindbeton

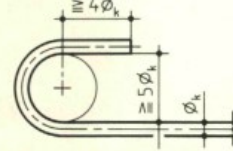
1. 702.1 Haken

702.1.1 Haken aan staven

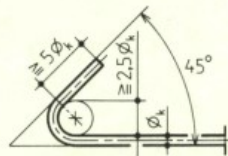
Haken aan staven moeten zijn ronde haken volgens fig. A-30, schuine haken volgens fig. A-31, of rechte haken volgens fig. A-32.



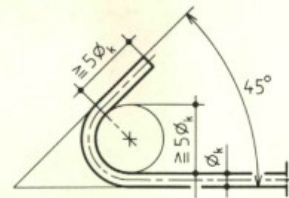
Figuur A-30a glad staal



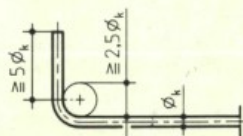
Figuur A-30b geprofileerd staal



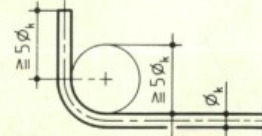
Figuur A-31a glad staal



Figuur A-31b geprofileerd staal



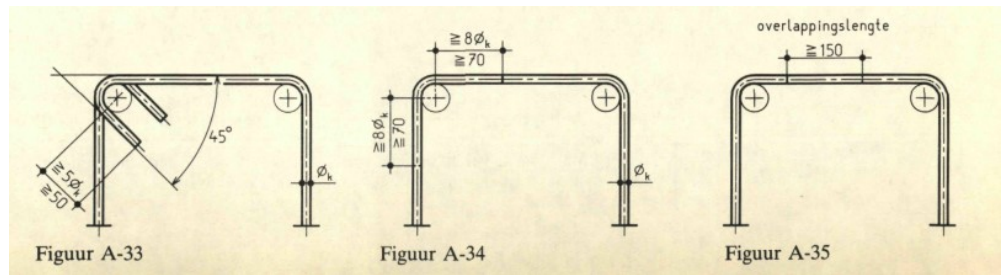
Figuur A-32a glad staal



Figuur A-32b geprofileerd staal

2. 702.1.2 Haken aan beugels

Beugels in balken en kolommen moeten zijn voorzien van schuine haken volgens fig. A-33 of rechte haken volgens fig. A-34. Het is ook toegestaan beugels volgens fig. A-35 toe te passen, die in kolommen om en om verspringend moeten worden aangebracht. Indien in kolommen gepuntlaste wapeningsnetten worden toegepast, dient in de overlappingslas aan elk einde ten minste één langsstaf aanwezig te zijn.

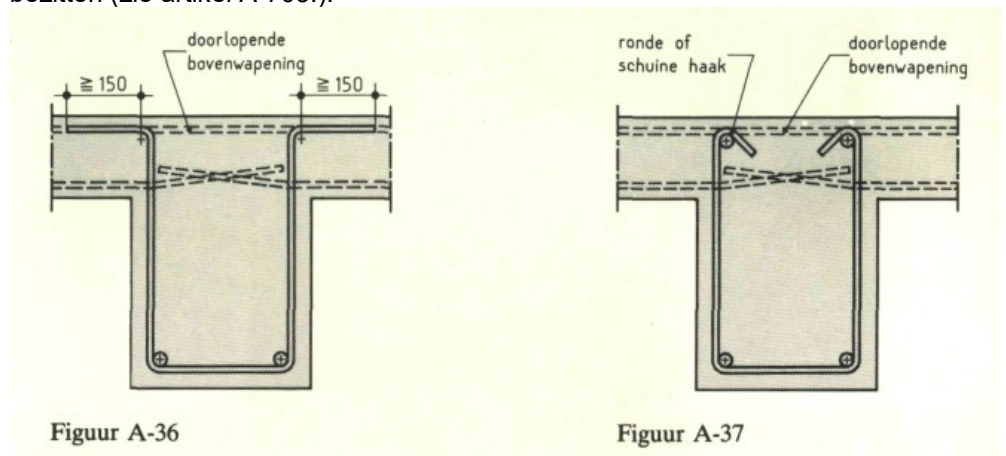


Bij T-balken mogen ook de beugelvormen worden toegepast die zijn aangegeven in fig. A-36 en A-37. Bij toepassing van beugels volgens fig. A-37 moet aan het volgende worden voldaan:

- de beëindiging van de beugel moet geschieden met een ronde of schuine haak volgens fig. A-30 of A-31, naar binnen gericht;
- in de bocht van deze haak moet een langsstaaf aanwezig zijn;
- de „open zijde” van de beugel moet worden gesloten door de bovenwapening van de vloer loodrecht op de balkas.

De kenmiddellijn van de beugels volgens fig. A-36 en A-37 mag niet groter zijn dan 14 mm.

Indien beugels volgens de berekening nodig zijn om trekspanningen op te nemen, moeten de beugeleinden de daartoe vereiste verankeringslengte bezitten (zie artikel A-703.).



3. 702.2 Ombuigingen

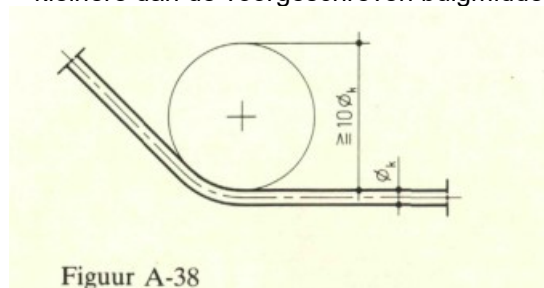
702.2.1 Ombuigingen in beugels

Ombuigingen in beugels moeten dezelfde binnenwerkse middellijn bezitten als is aangegeven voor haken in de figuren A-30, A-31 en A-32.

702.2.2 Ombuigingen in hoofdwapeningsstaven

Ombuigingen in hoofdwapeningsstaven moeten een buigmiddellijn bezitten van ten minste $10 \phi_k$ (zie fig. A-38).

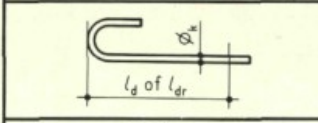
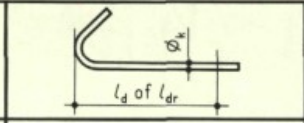
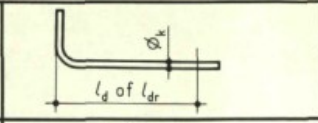
Indien de trekspanning in de wapeningsstaaf ter plaatse van de ombuiging geen grotere rekenwaarde heeft dan 70 N/mm^2 , mag een kleinere dan de voorgeschreven buigmiddellijn worden toegepast.



4. 703.4.2 Reductie van de verankeringslengte bij op trek belaste staven van glad betonstaal met een haak aan het staafeinde

Behoudens het gestelde in artikel A-703.6 mag bij op trek belaste staven van glad betonstaal, waarvan het staafeinde is voorzien van een haak volgens artikel A-702.1.1, de verankeringslengte l_d of l_{dr} worden vermindert met de in tabel A-35 aangegeven waarden.

Tabel A-35

| reductie verankeringslengte bij het toepassen van haken bij glad betonstaal | | |
|---|--|---|
|  |  |  |
| 10 \varnothing_k | 10 \varnothing_k | 5 \varnothing_k |

5.2.2 Totaaloverzicht oude normen

Een overzicht van de verschillende eisen aan haken per norm is weergegeven in tabel 5.2.

| | GBV 1912 | GBV 1918 | GBV 1930 | GBV 1940 | GBV 1950 | GBV 1962 | VB 74 / 84 |
|-----------------------------|---|---|----------|----------|--|--------------------------------------|------------------------------------|
| Eisen aan vorm haken | Nee | Nee | Ja | Ja | Ja | Ja | Ja |
| Minimale doordiameter | - | - | 2,5 D | 2,5 D | 2,5D | 2,5D glad staal 5 D geprofileerd | 2,5D glad staal 5D geprofileerd |
| Haken verplicht | Einde van trekstaaf / vorm niet gegeven | Einde van trekstaaf / vorm niet gegeven | Ja | Ja | Ja | Nee | Nee |
| Reductie verankeringslengte | Nee | Nee | Ja | Ja | Ja voor glad staal, zijnde QR22, QR24 of QR 30 | Ja, voor glad en geprofileerd staal. | Ja, voor glad betonstaal |

Tabel 5.2: Overzicht eisen aan haken per norm

5.2.3 Beoordeling toelaatbare doordiameter op basis van optredende spanningen

De in een haak optredende spanning/kracht is mede afhankelijk van de staalsoort en de op het staal toelaatbare spanning. Een alternatieve wijze is daarom om met een gegeven aanwezige buigdoorn van 2,5*diameter de minimaal benodigde

verankeringslengte voor de ombuiging te bepalen of de toelaatbare spanning in de staaf te berekenen. Hiertoe kan gebruik gemaakt worden van formule 8.1 uit [1]:

$$\phi_{m,min} \geq F_{bt} \left\{ \left(\frac{1}{a_b} \right) + \frac{1}{(2\phi)} \right\} / f_{cd}$$

waarin:

- $\phi_{m,min}$ de minimaal vereiste doorndiameter
- F_{bt} de trekkracht door uiterste belastingen in een staaf (of een groep staven die elkaar raken) bij het begin van de ombuiging
- a_b is voor een gegeven staaf (of een groep van elkaar rakende staven) de helft van de hartafstand van de staven (of een groep staven) loodrecht op het vlak van de ombuiging. Voor een staaf of een groep staven dichtbij de rand van het element behoort a_b de dekking vermeerderd met $\phi/2$ te zijn.
- ϕ de staafdiameter

Als we ervan uitgaan dat we met een ombuiging in een trekstaaf nog maar 70 % van de benodigde verankeringslengte in het rechte deel hoeven te hebben (factor α_1 in Tabel 8.2 van [1]) kunnen we omgekeerd redeneren dat bij een lineair overdracht van de kracht er bij de ombuiging maximaal nog een spanning in het staal aanwezig is van $0,3 \cdot f_{yd}$. Deze waarde kan dan gebruikt worden voor de bepaling van F_{bt} .

De hart op hartafstand van staven is in de meeste gevallen 75 mm of meer. Uit formule 8.1 is af te leiden dat een kleine h.o.h. afstand van de staven de grootste benodigde doorndiameter oplevert. Uitgaan van een waarde van 75 mm levert zodoende voor de meeste gevallen een veilige waarde van de minimaal benodigde doorndiameter.

Uitgangspunten voor een vergelijking:

- $a_b = 0,5 \cdot 75 = 37,5$ mm
- $F_{bt} = 0,25 \cdot \pi \cdot \phi^2 \cdot 0,30 \cdot f_{yd}$
- C25/30 $\Rightarrow f_{cd} = 20$ N/mm²
(voor de verankeringslengte mag men uitgaan van de huidige betonsterkte welke in de regel hoger zal zijn dan C25/30)

| | | |
|----------|------|----------------------|
| fcd | 20 | [N/mm ²] |
| fyd | 191 | [N/mm ²] |
| Perc | 30 | [%] |
| sigma sd | 57,3 | [N/mm ²] |
| h.o.h. | 75 | [mm] |

| | ϕ | 8 | 12 | 16 | 20 | 25 | 30 |
|---------------------|--------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|
| Fbt | | 2880,494 | 6481,111 | 11521,98 | 18003,09 | 28129,82 | 40506,95 |
| ab | | 37,5 | 37,5 | 37,5 | 37,5 | 37,5 | 37,5 |
| $\phi_{m,min}$ | | 13 | 22 | 33 | 47 | 66 | 88 |
| $\phi_{m,min}/\phi$ | | 1,61 | 1,85 | 2,09 | 2,33 | 2,63 | 2,93 |

Tabel 5.3: Bepaling toelaatbare minimale doorndiameter voor gladstaal met $f_{yd}=191$ N/mm²

Uit bovenstaande overzicht volgt dat de in de GBV aangehouden minimaal benodigde doorndiameter van $2,5\phi$ voor staven tot een diameter van 25 mm

voldoet. Dit lijkt een bevestiging van de tabel uit [44] en de eisen uit de eerdere normen.

Alternatief is het bepalen van de minimaal benodigde betondruksterkte om voor alle staafdiameters een doordiameter van 2,5*staafdiameter aan te kunnen nemen. Uit onderstaande tabel 5.4 blijkt dat bij een karakteristieke druksterkte van $f_{ck} = 39$ N/mm² tot en met een staafdiameter van 36mm aan de oude eisen wordt voldaan. Oude constructies met gladstaal zullen in de regel niet uitgevoerd zijn met een grote diameter (groter dan 25 mm). Om praktische redenen is in de RBK daarom aangegeven dat voor glad staal met haken men aan mag nemen dat voldaan is aan de eisen uit art 8.3 (2) van [1].

| | | | | | |
|-------------------------|------|----------------------|-------|-------|-------|
| f_{cd} | 26 | [N/mm ²] | | | |
| f_{yd} | 191 | [N/mm ²] | | | |
| Perc | 30 | [%] | | | |
| sigma s _d | 57,3 | [N/mm ²] | | | |
| h.o.h. | 75 | [mm] | | | |
| \emptyset | 8 | 25 | 30 | 32 | 36 |
| F_{bt} [N] | 2880 | 28129 | 40506 | 46087 | 58330 |
| a_b [mm] | 37,5 | 37,5 | 37,5 | 37,5 | 37,5 |
| $\phi_{m,min}$ [mm] | 10 | 50 | 68 | 75 | 91 |
| $\phi_{m,min}/\phi$ [-] | 1,23 | 2,02 | 2,25 | 2,34 | 2,53 |

Tabel 5.4: Overzicht minimaal benodigde doordiameter bij $f_{cd} = 26$ MPa

5.3 Betonstaal met een dekking $< c_{\min,b}$

5.3.1 Inleiding

De in [1] gegeven formule ter bepaling van de minimaal benodigde verankeringslengte is gebaseerd op het uitgangspunt dat de aanwezige dekking in alle gevallen gelijk of groter is dan $c_{\min,b}$. Hierbij is $c_{\min,b}$ gelijk aan de staafdiameter gesteld. Bij oude constructies wordt hier mogelijk niet altijd aan voldaan. In een dergelijk geval zal men de consequentie hiervan op de verankeringslengte moeten nagaan. In deze paragraaf is de hiervoor beschikbare informatie opgenomen en is onderbouwd hoe tot de in de RBK gegeven methode is gekomen.

Hier is gebruik gemaakt van de volgende documenten:

- SIA 269-2:2011 [45]
- Atkins: 2008 [46]
- ACI 408R-03 [47]

5.3.2 SIA 269-2

In SIA 269-2 wordt gebruik gemaakt van het volgende uitgevoerd onderzoek in Zwitserland (ETH Zurich):

1. Versuche zum Verbundverhalten von Bewehrung bei mangelhafter Betondeckung – Marcus Schenkel, ETH Zurich 1997 [48]
2. Zum Verbundverhalten von Bewehrung bei kleiner Betondeckung – Marcus Schenkel, ETH Zurich September 1998 [49]

In [48] zijn een tweetal proeven uitgevoerd:

1. Uittrekproeven met variatie in de aanwezige betondekking (10 mm tot 93 mm)
2. Balkproeven (buiging) om invloed van dekking op overlappingslassen te onderzoeken (0 mm – 33 mm)

Bij beide proevenseries is geribd staal toegepast met een relatief riboppervlak $f_R \approx 0,07$.

Uittrekproeven

De resultaten van de uittrekproeven zijn in figuur 5.2 weergegeven.

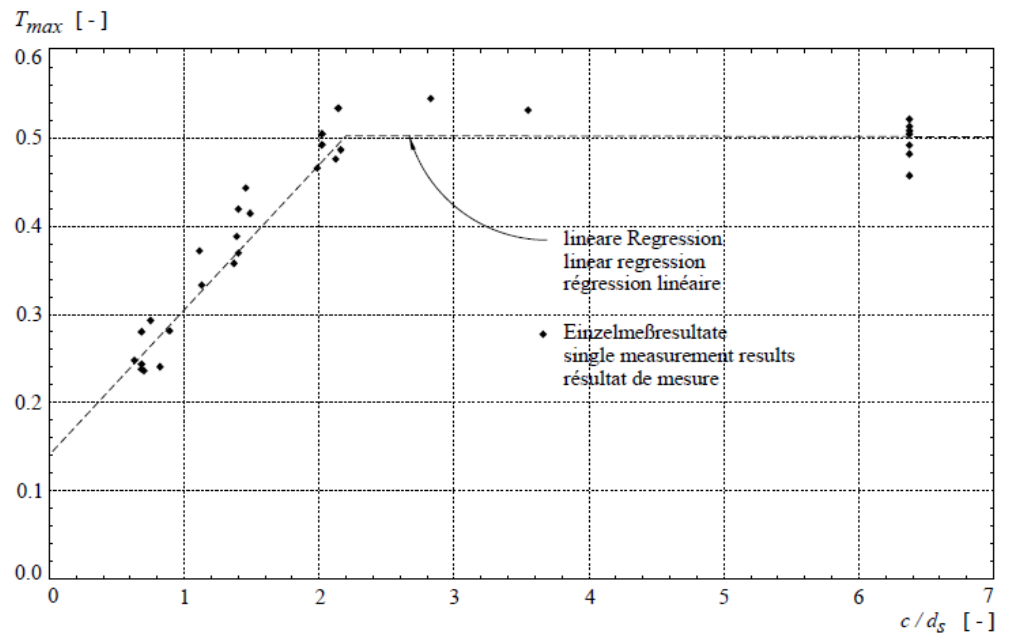


Bild 5.1 Maximale Verbundspannungen der Ausziehversuche in Abhängigkeit der Betondeckung
Maximum bond stresses for the pull-out tests in function of the concrete cover
Contrainte d'adhérence maximale des essais d'extraction en fonction de l'enrobage du béton

Figuur 5.2: Maximaal opneembare aanhechtspanning in relatie tot aanwezige dekking/staafdiameter [48]

De proeven met een relatief hoge dekking laten allen een gelijk bezwijkgedrag zien waarbij de staaf door slip uit het proefstuk getrokken werd. Hierbij zijn er aan het oppervlak geen scheuren waargenomen. De optredende ringtrekspanning rondom de staaf konden door het beton dus opgenomen worden. Bezijken van het beton rondom de ribben was dus maatgevend. Voor de proeven met een lagere dekking (20 mm en minder t.o.v. $\phi 14$ mm staaf) werd voor het bereiken van de maximale last een scheur in langsrichting van de staaf waargenomen welke erop duidt dat ringtrekspanning maatgevend is geworden. De bij de maximale belasting horende vervorming is wel vergelijkbaar met de staven met een hogere dekking. Het bezwijkgedrag lijkt zodoende wel even ductiel. Bij de laagste dekking (10 mm) ontstaan de scheuren bij een relatief lage belasting en is de geregistreerde slip ook kleiner en daarmee het gedrag minder ductiel. In figuur 5.2 is voor alle proeven de maximale last teruggerekend naar de gemiddelde aanhechtspanning over de lengte welke ook als maat voor de verankeringslengte in de normen wordt gehanteerd.

Op basis van bovenstaand onderzoek is in de SIA 269-2 [45] een reductieregel geformuleerd voor de aanhechtspanning waarbij men het volgende stelt:

4.5.1.2 Für $c_{act} = 0$ reduziert sich die übertragbare Verbundspannung bei randfernen Bewehrung Hälften. Für Zwischenwerte darf linear interpoliert werden.

Dit betekent dat bij een dekking van $0,5 \cdot \varnothing$ de staafdiameter de aanhechtspanning tot 75% gereduceerd dient te worden. Kijkend naar figuur 5.2 volgt inderdaad ook een reductie in de orde van 25%. Tevens kan uit figuur 5.2 afgeleid worden dat het onderzoek zich beperkt heeft tot een dekking van om en nabij $0,7 \cdot \varnothing$ staafdiameter. De Zwitserse regel geeft ook nog een toelaatbare aanhechtspanning bij dekking = 0 mm. Daar hier geen metingen aan ten grondslag liggen, lijkt het beperken van de toepassing tot een dekking gelijk aan $0,5 \cdot \varnothing$ diameter logischer.

De Zwitserse aanpak lijkt gebaseerd te zijn op de waarneming dat bij 10 mm dekking met een staaf van 14 mm doorsnede ongeveer de helft van de aanhechtspanning wordt gevonden ten opzichte van het proefstuk met een centrisch aangebrachte staaf ($c/\varnothing = 6,6$). Hierbij wordt echter onderkend dat vanaf een dekking van $2 \cdot \varnothing$ de aanhechtspanning niet meer toeneemt. De reductie tot 50% is gerelateerd aan de lijn die door de proefresultaten is gefit tot aan een dekking gelijk aan 0 mm, hierbij is gekeken naar de reductie van de aanhechtsterkte t.o.v. de resultaten op proefstukken met $c/\varnothing = 1$.

In de proefstukken was nooit dwarswapening aanwezig, de gevonden waarden kunnen zodoende als ondergrens voor constructies met of zonder dwarswapening beschouwd worden. Tevens zijn de proeven uitgevoerd op geprofileerde staven waardoor de proefgegevens en de daaruit afgeleide reductie voor gladstaal als conservatief beschouwd mag worden.

Naast uittrekproeven zijn er ook buigproeven op liggers met lage dekking en overlappingslassen in het veldmidden uitgevoerd. Bij de proeven is de dekking op de wapening gevarieerd om het effect op de momentcapaciteit na te gaan bij liggers waarbij in het veldmidden een overlappingslas aanwezig is. Dit is natuurlijk erg ongunstig en zal in de regel niet voorkomen. Dit is echter gekozen omdat men in algemene zin het effect van een overlappingslas met lage dekking wilde nagaan, hetgeen met de gekozen proefopzet goed mogelijk was. Uit de proeven blijkt dat bij een dekking van 0 mm de momentcapaciteit van de ligger slechts 14% reduceert (breuk van betonstaal) en 3,5% bij optreden van het vloei-moment. Dit is waarschijnlijk de reden waarom in de Zwitserse norm SIA 269-2 er voor overlappingslassen geen afwijkende regels zijn gegeven ten opzichte van eindverankerings voor wat betreft het effect van de dekking op de capaciteit. In de RBK is daarom hiervoor ook geen aanvullende regelgeving gegeven, de reductie is dus gelijk.

In [49] is op basis van de in [48] uitgevoerde proeven en uit literatuur beschikbare informatie een model opgesteld waarmee het effect van dekking op de aanhechting van betonstaal onderzocht worden kan. Hierbij wordt bepaald wanneer spijtscheuren in het beton ontstaan (door ontwikkelde ringspanning bij opvoeren van de spanning in het staal). Verder is een analytisch model opgesteld waarmee ook het aanhechtgedrag van betonstaal in beton met in acht-neming van o.a. de dekking, ribgeometrie en de betonsterkte. De proeven waarmee het model vergeleken is, zijn de in [48] uitgevoerde proeven. In de Zwitserse norm 269-2 is

ervoor gekozen om niet het uitgebreide analytisch model in de norm op te nemen, maar om een vereenvoudigde reductieregel te formuleren zoals hiervoor gegeven.

5.3.3 CEN/TC250/SC2/WG1 N108 [46]

Document [46] is opgesteld om voor nieuwbouw de eisen aan te kunnen passen voor m.n. vloeren in gebouwen. Dit omdat met de nu gegeven eisen in [1] men afwijkt van hetgeen gebruikelijk was in Engeland. Uitgangspunt bij de aanpassing is dat de duurzaamheidseisen niet van belang zijn. Volgens formule (4.1) en (4.2) van [1] geldt:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

$$c_{min} = \max \{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10 \text{ mm}\}$$

waarin:

| | |
|-------------------------|---|
| Δc_{dev} | is de uitvoeringstolerantie, zie 4.4.1.3 (1) van [1]; |
| $c_{min,b}$ | is de minimumdekking op basis van de aanhechtingseisen, zie 4.4.1.2 (3) van [1]; |
| $c_{min,dur}$ | is de minimumdekking op basis van de milieu-omstandigheden, zie 4.4.1.2 (5) van [1]; |
| $\Delta c_{dur,\gamma}$ | is een aanvullende veiligheidsmarge, zie 4.4.1.2 (6) van [1]; via NB = 0 [16] |
| $\Delta c_{dur,st}$ | is een reductie van de minimumdekking bij gebruik van roestvast staal, zie 4.4.1.2 (7) van [1]; via NB = 0 [16] |
| $\Delta c_{dur,add}$ | is een reductie van de minimumdekking bij gebruik van aanvullende bescherming, zie 4.4.1.2 (8) van [1]; via NB = 0 [16] |

Als we hierbij de invulling door de NB [16] meenemen volgt er voor formule (4.2) van [1], de volgende vereenvoudigde vorm:

$$c_{min} = \max \{c_{min,b}; c_{min,dur}; 10 \text{ mm}\}$$

In die gevallen waar de eisen voor duurzaamheid geen rol spelen, wordt daarmee formule (4.1) gelijk aan:

$$c_{nom} = c_{min,b} + \Delta c_{dev}$$

De praktijk in Engeland was om uit te gaan van een dekking van 25 mm op staven in platen. Rekening houdend met $\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$ betekent dit dat men een waarde voor $c_{min,b} = 15 \text{ mm}$ overhoudt. Hiertoe zijn de volgende werkzaamheden uitgevoerd:

1. Literatuurstudie naar aanhechting op beton met lage dekking
2. Analyse van relevante data van ACI en TG 4.5 van *fib*
3. Review EC2 voorstel voor aanpassing van de bepaling van de aanhechting

Bij de hierboven beschreven werkzaamheden is alleen gekeken naar data met betrekking tot wapening zonder dwarswapening. Dit is een conservatieve aanpak daar dwarswapening, in de regel, een positief effect heeft op de aanhechtsterkte. In de studie is gekeken naar bestaande formules die aan de hand van een beschikbare database met proefresultaten (uittrekproeven en buigproeven met overlappingsen) zijn ontwikkeld. In de studie is ook het hiervoor behandelde

Zwitserse onderzoek in opgenomen. Het onderzoek richtte zich op proefresultaten met een minimale dekking van $0,5 \cdot \emptyset$ en een minimale verankering in het beton van $10 \cdot \emptyset$.

De proeven zijn vergeleken met de in ACI 408R-03 [47] gegeven formule. Dit is gedaan daar deze formule naast de invloed van c_{min} op de opneembare aanhechtspanning ook het effect van de tussenafstand van de staven en de randdekking meeneemt. Iets wat ook door *fib* TG 4.5 wordt gedaan en waarop verderop kort ingegaan zal worden. Nadeel van toepassing van deze Amerikaanse formule is dat deze vermoedelijk niet in de Eurocode wordt opgenomen en dat uit deze formule niet heel eenvoudig de invloedsparameter voor de dekking te bepalen is. Dit komt erop neer dat men de hele formule zal moeten gebruiken.

Op basis van een vergelijking van de testresultaten met de ACI aanpak concluderen de auteurs dat het effect van een lagere dekking mee te nemen is in de bepaling van de opneembare aanhechtspanning / de benodigde verankeringslengte. Op basis hiervan stelt men voor om het toepassingsgebied van parameter α_2 in [1] op te rekken tot een dekking van $0,5 \cdot \emptyset$. Een onderbouwing van dit voorstel in de uitgevoerde validatie ontbreekt echter.

5.3.4 *Vergelijking van meerdere modellen voor de invloedsparameter minimale dekking*

Om na te gaan hoe de invloed van de minimale dekking op de verankeringslengte meegenomen kan worden in de beoordeling volgens [1], zijn de verschillende aanpakken uit de diverse normen op een rijtje gezet. Dit is grotendeels al gedaan door *fib* TG 4.5. De vergelijking is uitgevoerd op basis van de rekenwaarde voor de aanhechtspanning zoals die is gegeven in:

1. SIA 269-2 [45]
2. NEN-EN 1992-1-1 [1]
3. ModelCode 2010 (achtergronden in Bond and anchorage of reinforcement, Background of the MC2010, TG 4.5 Bond Models, *fib* Bulletin 72) [50]
4. ACI 408R-03 [47]

Onderstaand zijn de gehanteerde formules voor de invloed op de aanhechting gegeven. Hierbij zijn ze zodanig weergegeven dat ze met elkaar vergeleken kunnen worden.

SIA 269-2

$$0,5 \times \left(1 + \frac{c}{\emptyset}\right)$$

Noot:

De SIA aanpak is gedefinieerd voor staven met een dekking $< 1 \cdot \text{diameter}$. Voor dekking/staafdiameter > 1 geldt een aanpak die vergelijkbaar is met de in [1] gegeven factor α_2 .

EN 1992-1-1

$$\frac{1}{\left(1 - 0,15 \cdot \frac{(c - \emptyset)}{\emptyset}\right)} \text{ met } 0,7 < \alpha_2 < 1,075$$

Hierbij is het toepassingsgebied van de formule aangepast opdat tot een dekking van $0,5 * \emptyset$ de formule toepasbaar is. Dit is dus afwijkend van [1] maar in lijn met het voorstel uit [46].

Noot: de aanpak is dan vergelijkbaar met *fib* ModelCode 90.

ModelCode 2010 [51]

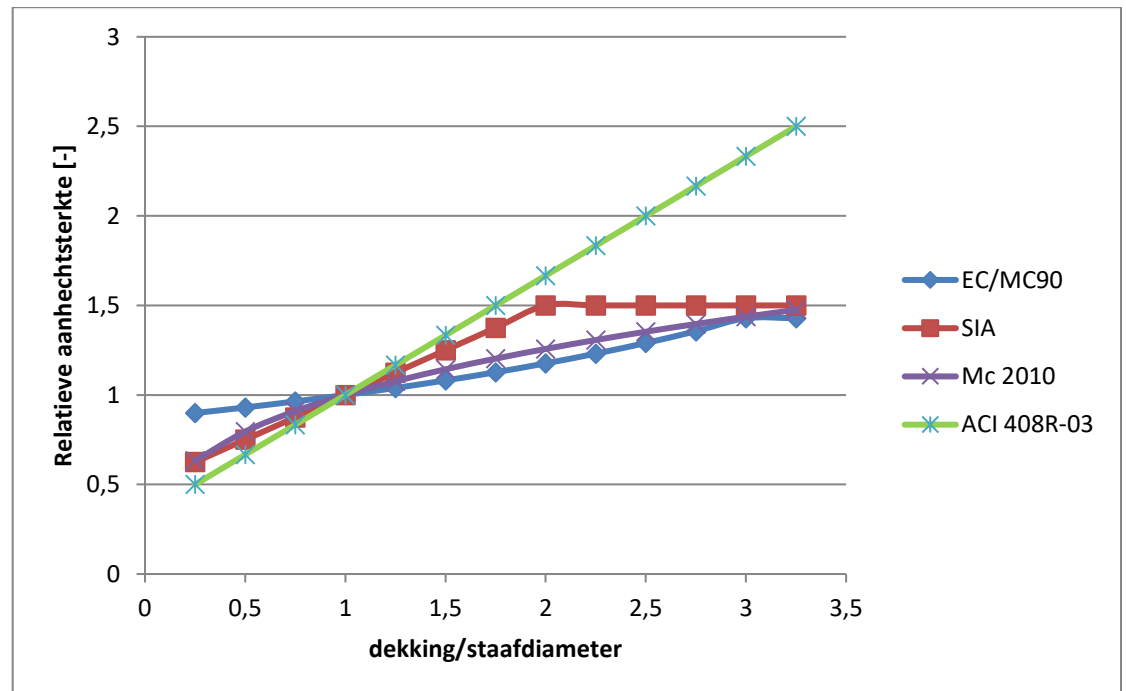
$$\left(\frac{c}{\emptyset}\right)^{0,33}$$

ACI 408R-03 [47]

$$(c + 0,5 * \emptyset)/1,5$$

Noot: De factor 1,5 is toegevoegd om te bereiken dat bij $c/\emptyset=1$ men een waarde 1 vindt hetgeen ook bij de andere formules het geval is.

Voor de diverse normen is het effect van de dekking op de aanhechtsterkte weergegeven in figuur 5.3.



Figuur 5.3: Vergelijking effect minimale dekking op aanhechtsterkte in diverse normen

Uit bovenstaande figuur is op te maken dat in het gebied tussen $0,5 - 1 c/\emptyset$ er grote verschillen optreden tussen de diverse normen. Vanuit de vergelijking van de Zwitserse proeven met de SIA 269-2 rekenregel (figuur 5.2 en figuur 5.3) valt op te maken dat deze goed overeenkomen. Bij de validatie van de MC2010 aanpak is ook aantoonbaar rekening gehouden met de gevonden spreiding in de vergelijking tussen de proeven en het voorgestelde model (zie [50]). De lijnen voor SIA 269/2 en MC2010 blijken ook dicht bij elkaar in de buurt te liggen. Voor de aangepaste NEN-EN 1992-1-1 aanpak, zoals voorgesteld door Atkins, lijkt de invloed op de aanhechtspanning behoorlijk onderschat te worden, de uitkomst lijkt erg positief.

Zoals hiervoor aangegeven is dit voorstel ook nergens met een vergelijking van proeven onderbouwd. Dit kan een verklaring zijn voor de afwijking t.o.v. de gevalideerde MC2010 benadering. Voor de ACI aanpak geldt het tegenovergestelde, deze aanpak lijkt erg conservatief voor lagere dekkingen.

Daar de SIA aanpak goed overeenkomt met proefresultaten en eenvoudig is te integreren in [1] wordt voorgesteld om deze aan te houden voor toepassing in de RBK. Indien eventueel bij toekomstige aanpassing van de Eurocode 2 de MC2010 aanpak gekozen wordt, zal dit naar verwachting niet tot grote verschillen leiden.

Noot:

Introductie van de Zwitserse aanpak betekent het toepassen van een extra parameter. Dit is mede nodig daar bij hogere dekking de aanpak erg optimistisch lijkt (komt door lineair zijn van de factor). Voor de MC2010 aanpak lijkt het logischer om in [1] α_2 aan te passen voor bestaande bouw en lagere dekking.

Glad staal

In de GBV 1962 werd voor glad staal geen invloed van de dekking op de toelaatbare aanhechtspanning gegeven. De toelaatbare aanhechtspanning was alleen afhankelijk van de betonsterkteklasse. Bij glad staal gaat het ook om adhesie en niet om afzetten van de ribspanning. De invloed van de dekking zal dan ook gering zijn. Dit betekent overigens dat de invloedsfactor α_2 in [1] voor glad staal niet van toepassing verklaard dient te worden. Dit is in de RBK daarom aangepast voor glad staal.

Haken en lage dekking

Bij gladde staven zijn er in de regel haken toegepast. Voor het effectief laten functioneren van haken aan staven is de aanwezige dekking aan de zijkant van de haak wel van belang. Volgens [50] is de in [1] gegeven reductiefactor $\alpha_1 = 0,7$ alleen toepasbaar als de dekking aan de zijkant minimaal 3*staafdiameter bedraagt. Hierbij wordt verwezen naar CEB bulletin 151 als achtergrond. Onduidelijk is of hier gekeken is naar gladde of geribde staven. Voor het mechanisme lijkt dit niet van belang maar de in de ombuiging optredende kracht is bij geribd staal met een hogere vloeispanning wel groter. Zonder verder onderbouwing moet geconcludeerd worden dat voor haken geen reductie is toegestaan als niet aan de dekkingseisen uit [1] voor de zijkant van het element wordt voldaan.

Noot:

ModelCode 78 gaf wel aan dat haken bij voorkeur niet nabij de rand moeten worden toegepast maar kwantificeerde de minimum afstand niet.

5.4 Verankering van beugels en dwarskrachtwapening

[Nadere uitwerking volgt in een latere versie van dit rapport]

6 Achtergronden bij dwarskrachttoetsing

6.1 Inleiding RBK wijzigingen op artikel 6.2 van NEN-EN 1992-1-1 en NEN-EN 1992-2

In de RBK 1.2 is ervoor gekozen om de toetsing op dwarskracht voor wat betreft de afschuifbuigbreuk standaard te doen met een rekenmethodiek waarbij $V_{Rd,c}$ en $V_{Rd,s}$, onder de gegeven voorwaarden, gecombineerd mogen worden. Voor deze aanpak is gekozen om in de praktijk een eenduidige aanpak bij alle constructies te verkrijgen.

Het is mogelijk dat bij aanwezigheid van een hoog percentage dwarskrachtwapening een toetsing volgens 6.2.3 van [1] gunstiger is dan volgens de in de RBK 1.2 gegeven combinatieregel. Uitgaan van een flauwere scheurhelling dan 45° (gewapend) of 30° (voorgespannen) levert dan een toename in $V_{Rd,s}$ op welke hoger is dan de bijdrage van het betonaandeel $V_{Rd,c}$ welke volgens de RBK meegenomen mag worden. Daarom is in de RBK aangegeven dat toetsing volgens 6.2.3 van [1] ook moet gebeuren als niet voldaan wordt bij toetsing volgens de RBK regels. Bedoeling is dus niet dat bij iedere constructie beide verificatiemethoden (RBK en NEN-EN1992-1-1) toegepast worden maar dat een constructeur er zich van bewust is dat in sommige gevallen de NEN-EN 1992-1-1 aanpak gunstiger kan zijn. Met deze aanpak wordt ook voldaan aan het beoogde veiligheidsniveau, daarom is deze uiteraard ook toegestaan. Hierbij dient men zich wel te realiseren dat bij een flauwere helling van de drukdiagonaal de bijkomende trekkracht ΔF_{td} in de wapening toeneemt.

6.2 Toelichting afschuifbuigbreuk en afschuiftrekbreuk toetsing

Voor de toetsing op dwarskracht kan er bij constructies met een normaalkracht onderscheid gemaakt worden in gebieden waar door buiging scheuren kunnen ontstaan aan de meest getrokken zijde van de constructie en gebieden waar de volledige doorsnede onder druk staat of aan de meest getrokken zijde/de minst gedrukte zijde de optredende trekspanning lager is dan de treksterkte van het beton. De delen waar door buiging scheuren kunnen ontstaan worden gescheurde gebieden genoemd en daar waar dit niet kan ongescheurd veronderstelde gebieden.

Voor de toetsing op dwarskracht waarbij alleen uitgegaan wordt van het zogenaamde betonaandeel (geen bijdrage van dwarskrachtwapening) wordt hierbij normaliter onderscheid gemaakt in bezwijken op afschuiftrekbreuk (ATB) in de ongescheurd veronderstelde gebieden en bezwijken op afschuifbuigbreuk (ABB) in de gescheurd veronderstelde gebieden. Om het onderscheid tussen de twee bezwijkmechanismen duidelijker te maken wordt in de RBK gebruik gemaakt van de volgende symbolen:

$V_{Rd,cb}$ is de rekenwaarde van de dwarskracht die kan zijn opgenomen door het beton bij toetsing volgens het bezwijkmechanisme afschuifbuigbreuk;

$V_{Rd,ct}$ is de rekenwaarde van de dwarskracht die kan zijn opgenomen door het beton bij toetsing volgens het bezwijkmechanisme afschuiftrekbreuk;

De beoogde toetsingsprocedure van de RBK1.2 voor dwarskracht gaat ervan uit dat allereerst voor de gehele constructie een toets wordt uitgevoerd voor afschuifbuigbreuk. Bezwijken op afschuifbuigbreuk is theoretisch bij een voorgespannen constructie niet overal mogelijk. Dit door het ontstaan van buigscheuren een uitgangspunt voor het optreden van dit bezwijkmechanisme is, deze buigscheuren groeien vervolgens door tot een dwarskrachtscheur. Bij voorgespannen constructies zullen in de ongescheurd veronderstelde gebieden geen of beperkte trekspanning optreden welke lager zijn dan de treksterkte van het beton. In deze gebieden kan zodoende fysisch een buigscheur en daarmee afschuifbuigbreuk niet optreden. Zoals aangetoond in **hoofdstuk 6.6** van dit rapport geeft een toetsing op afschuifbuigbreuk echter een veilige voorspelling van de aanwezige dwarskrachtcapaciteit. Door deze toets als eerste voor de gehele constructie uit te voeren is een eerste snelle dwarskrachttoets mogelijk. Uiteraard is bij het niet voldoen volgens de afschuifbuigbreuktoets er voor voorgespannen constructies dan in op buiging ongescheurde delen nog een toetsing op afschuiftrekbreuk mogelijk.

Daar de voorwaarden voor toetsing op afschuifbuigbreuk echter verschillen in ongescheurd en gescheurd veronderstelde gebieden moet men voor voorgespannen constructies wel altijd eerst deze gebieden vastleggen.

Verder is in de RBK 1.2 geëist dat ook als geldt $V_{Ed} < V_{Rd,cb}$ men een toetsing op afschuiftrekbreuk uitvoert. Dit omdat voor vrije eindopleggingen deze toets toegestaan is en zodoende een totaal overzicht van de dwarskrachtcapaciteit van de constructie in de berekening vastgelegd wordt. Voor overige ongescheurde gebieden (m.n. nabij tussensteunpunten) is een toetsing op afschuiftrekbreuk vooralsnog niet toegestaan. Er loopt echter een onderzoek aan de TU Delft waaruit mogelijk volgt dat alle ongescheurd veronderstelde gebieden op afschuiftrekbreuk getoetst mogen worden volgens de rekenregels van [1]. Vooruitlopend hierop wordt daarom momenteel ook in deze gebieden een afschuiftrekbreuktoets vereist door Rijkswaterstaat. Dit om zodoende bij een wijziging van het toepassingsgebied deze resultaten mee te kunnen nemen.

6.3 Toelichting op vervallen artikel 6.2.1 (4) en aangepast artikel 9.2.2 (5) van NEN-EN 1992-1-1

Voor gewapend betonnen constructies zonder dwarskrachtwapening is voor een beoordeling volgens de RBK de in artikel 6.2.1 (4) en 9.2.2 (5) van [1] voorgeschreven eis voor $\rho_{w,min}$ niet van toepassing. Dit omdat als er in een herberekening rekenkundig aangetoond is dat een bestaande constructie voldoet zonder de dwarskrachtwapening men hiervoor geen extra veiligheid in hoeft te bouwen. Voor een ontwerp is het vanuit het oogpunt van robuustheid logisch om een minimale dwarskrachtwapening voor constructies te eisen (met uitzondering van constructies waar herverdeling in dwarsrichting mogelijk is). Voor bestaande bouw zijn de bijkomende kosten bij niet voldoen aan deze eis dermate dat dit als disproportioneel aangemerkt kan worden.

In de RBK 1.2 is de eis voor minimum dwarskrachtwapening alleen in 6.2.2.1 (10) gegeven voor voorgespannen constructies waarbij voor de toetsing uitgegaan wordt van een combinatie van een bijdrage door beton en staal (Form. 3.8 RBK). De eis voor minimum dwarskrachtwapening is voor voorgespannen beton elementen voorgeschreven daar voor voorgespannen constructies, uitgaande van de aanwezigheid van minimale dwarskrachtwapening conform artikel 9.2.2. van [1], in paragraaf 6.6 is aangetoond dat sommatie van $V_{Rd,cb}$ en $V_{Rd,s}$ mogelijk is. Voor lagere dwarskrachtwapeningspercentages is niet aangetoond dat de combinatie van beton- en staalaandeel bij voorgespannen constructies altijd een veilige voorspelling van de aanwezige sterkte geeft. Indien er minder dwarskrachtwapening aanwezig is zal er mogelijk bij het ontstaan van een dwarskrachtscheur geen evenwicht meer worden gevonden. Door de aanwezigheid van voorspanning zal de dwarskrachtscheur later optreden dan bij gewapend beton en zodoende is de minimum dwarskrachtwapening voor voorgespannen beton kritischer en conform artikel 9.2.2. van [1] aangehouden.

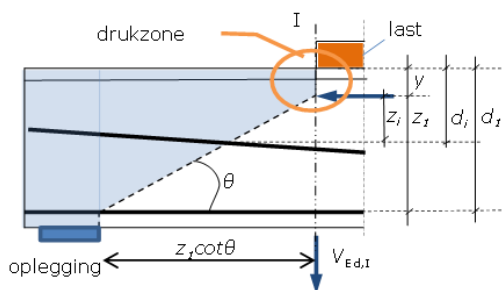
6.4 Toelichting bij RBK 6.2.2.1 (1) Toetsing op afschuifbuigbreuk redenerend vanuit verificatievlak

6.4.1 Inleiding

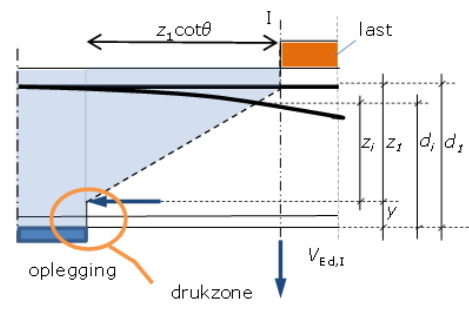
Ten opzichte van de in [1] gegeven aanpak is in de RBK ervoor gekozen om voor de toetsing op afschuifbuigbreuk uit te gaan van een aan te nemen verificatievlak. Dit verificatievlak heeft een fysische link met het bij het bezwijken op afschuifbuigbreuk in proeven waarneembaar scheurvlak. Door de keuze voor een toetsing vanuit een deels schuin verlopend verificatievlak is de directe krachtsafdracht die nabij de oplegging optreedt in een constructie grotendeels meegenomen in het verlagen van de voor de toetsing aan te houden optredende dwarskracht. Daarom is bij toetsing volgens 6.2.2.1 van de RBK artikel 6.2.2 (6) van [1] niet meer van toepassing. Door toepassing van het verificatievlak is ook de positie van het 1^e laststelsel voor toetsing eenduidig vastgelegd.

Noot:

Bij de validatie van de rekenregels in de RBK is ook steeds uitgegaan van toepassing van het verificatievlak zonder verdere verlaging van de optredende belasting met een factor β zoals gegeven in artikel 6.2.2 (6) van [1].



a) Druk aan bovenzijde



b) Druk aan onderzijde

Figuur 6.1 Verificatievlak bij afschuifbuigbreuk (Figuur 3.1 RBK)

Verificatievlakken bij dwarskrachttoetsen

In Figuur 6.1 zijn de verificatievlakken bij druk aan de bovenzijde (bijvoorbeeld nabij een eindsteunpunt) en druk aan de onderzijde (bijvoorbeeld nabij een tussensteunpunt) getekend waarbij de volgende notaties zijn aangehouden:

| | |
|-------------------|--|
| y | afstand van de meest gedrukte rand tot de resultante van de betondrukkracht; |
| z_1 | de hefboomsarm tussen de resultante van de betondrukkracht en de eerste laag wapening vanaf de meest getrokken rand; |
| z_i | de hefboomsarm tussen de resultante van de betondrukkracht en de wapening i ; Voor de verticale ligging van de wapening moet worden uitgegaan van de effectieve hoogte ter plaatse van de doorsnijding van het verificatievlak. |
| d_1 | de effectieve hoogte van de eerste laag wapening in het verificatievlak aan de meest getrokken rand; |
| d_i | de effectieve hoogte van de wapening i ; |
| $z_1 \cot \theta$ | de afstand waarover de beugels mogen worden meegerekend voor de bepaling van $V_{Rd,s}$ |

6.4.2 Bepalingsmethode voor z_1

De grootte van z_1 kan in eerste instantie worden ingeschat op basis van $z_1 = d_1 - 0,1 \cdot d_e$. Uit de achtergronden van NEN-EN 1992-1-1 [53] blijkt dat bij de validatie van de dwarskrachtformule voor afschuifbuigbreuk is uitgegaan van $z = 0,9 \cdot d$. Tevens is op basis van een groot aantal herberekeningen gebleken dat bij een exacte bepaling men eenzelfde orde grootte resultaat vindt.

Bij een exacte bepaling van z_1 is niet geheel uitgesloten dat een lagere waarde van z_1 gevonden wordt, hetgeen, zeker bij aanwezigheid van dwarskrachtwapening, van invloed is op de bepaalde dwarskrachtcapaciteit (lager). Daarom is in 6.2.2.1 (5) van de RBK aangegeven dat de exacte bepaling zoals gegeven in 6.2.2.1 (6) voor de maatgevende doorsnede (hoogste u.c.-waarde) uitgevoerd moet worden.

Voor de exacte bepaling van z_1 kan de grootte van afstand y worden bepaald op basis van de evenwichtsbeschouwing in het verificatievlak (figuur 3.1 RBK, figuur 6.1 onderhavige document) op basis van M_{Ed} en N_{Ed} waarbij het beton geen trek kan opnemen. Voor M_{Ed} moet de rekenwaarde van het maximale moment over $z_1 \cot \theta$ aangehouden worden, bepaald bij dezelfde belastingposities als voor V_{Ed} . Voor N_{Ed} moet de som van de rekenwaarde van de horizontale krachten in het verificatievlak worden aangehouden. Dit daar na optreden van de scheur de langswapening in het scheurvlak het maximaal optredend moment over dit gebied op zal moeten nemen. Dit is ook de reden waarom in [1] men de momentenlijn in het ontwerp moet verschuiven.

Als de in de dwarskrachttoetsing meegenomen langswapening voldoende verankerd is vanaf het punt waar deze het verificatievlak doorsnijdt betekent dit ook dat men geen rekening hoeft te houden met een verschoven momentlijn.

Toelichting:

Voor de verticale ligging van de wapening wordt uitgegaan van de effectieve hoogte ter plaatse van de doorsnijding van het verificatievlak.

Aan de meest getrokken zijde kan in de regel uitgegaan worden van het verticaal laten lopen van het verificatievlak tot de eerste laag trekwapening. Daarna verloopt het verificatievlak onder de in de RBK vastgelegde waarde voor θ tot het

zwaartepunt van de drukzone. Deze laatste weet men nog niet exact en zal zodoende ingeschat moeten worden. Dit betekent dat eventueel men de waarde voor z_1 nog een keer moet aanpassen en de berekening moet herhalen.

6.4.3 Keuze van de maatgevende snede

Voor de bepaling van de maatgevende locatie van het scheurvlak kan het noodzakelijk zijn om meerdere verificatievlakken te beschouwen. Bijvoorbeeld bij verandering in doorsnede eigenschappen (bijvoorbeeld verlopende hoogte of verandering in de aanwezige wapening) moet het maatgevende verificatievlak worden gezocht. Dit kan door bij verlopende hoogte een verificatievlak aan het begin en het einde van de doorsnedewijziging aan te nemen. Al naar gelang de helling van de verlopende hoogte kan de afname van de aan te houden dwarskracht hoger of lager zijn dan de afname van de capaciteit e.e.a. afhankelijk van het effect van de schaalfactor k .

Bij samengestelde liggers kan door de grote stijfheidsverschillen in langs- en breedterichting, in principe elke ligger afzonderlijk onder dwarskracht bezwijken. Een tweede, derde of middenligger kan daarom maatgevend zijn. Een en ander is afhankelijk van de randafstand, randbelasting, kruisingshoek en vorm van de randligger. Bij rijdekken met tussendwarsdragers wordt de belasting beter over de liggers gespreid.

6.5 Toelichting RBK 6.2.2.1 (10) combinatie beton en staaandeel voor dwarskrachtcapaciteit bij afschuifbuigbreuk

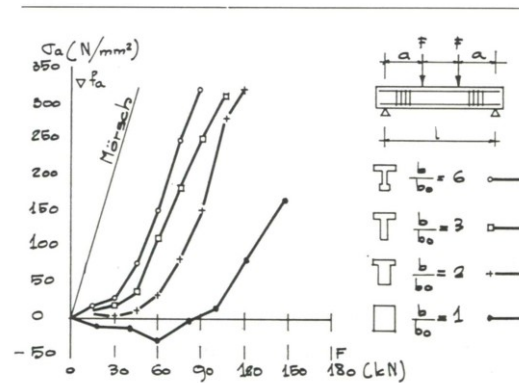
In NEN-EN 1992-1-1 [1] is er voor het ontwerp van constructies uitgegaan van een berekeningsmethode waarbij het zogenaamde betonaandeel ($V_{Rd,cb}$) en het dwarskrachtwapening aandeel ($V_{Rd,s}$) niet bij elkaar opgeteld mogen worden. In de ENV 1992-1-1 [44] werd nog uitgegaan van een “standaard methode” waarbij de drukdiagonaal onder 45° werd aangenomen en de combinatie van $V_{Rd,cb}$ en $V_{Rd,s}$ wel was toegestaan. Hierbij was de keuze van de scheurhelling voor de bepaling van de beugelcapaciteit dus niet vrij. Bij het opstellen van [1] was een van de wensen om de mogelijkheid te bieden met een flauwere scheurhelling te rekenen bij de bepaling van $V_{Rd,s}$. Dit om zodoende meer beugels te kunnen activeren. Om de ontwerpmethode te vereenvoudigen is er destijds voor gekozen om hierbij $V_{Rd,cb}$ en $V_{Rd,s}$ in alle gevallen los te koppelen hetgeen voor constructies met een laag percentage dwarskrachtwapening dus tot een ongunstig resultaat kan leiden. Hierbij wordt nu niet in alle gevallen het meest economische ontwerp verkregen maar wel op een eenvoudige wijze een robuust ontwerp gecreëerd.

Voor de verificatie van bestaande constructies is de in [1] gegeven methode in veel gevallen daardoor echter onnodig conservatief. Daar er geen fysische reden is waarom de in het verleden aangehouden combinatie van $V_{Rd,cb}$ en $V_{Rd,s}$ niet mogelijk is, wordt via de RBK regels deze combinatie ook nu weer mogelijk indien men aan enkele voorwaarden voldoet. De belangrijkste voorwaarden zijn:

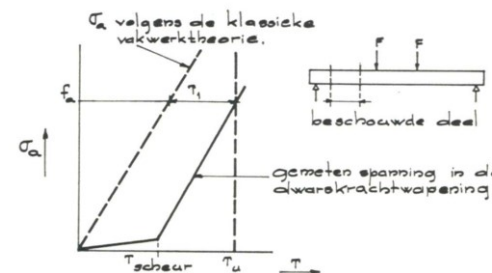
- de beperking van de aan te nemen helling van de drukdiagonaal (hoek θ);
- lineair elastisch bepalen van de krachtsafdracht in de hoofddraagrichting.

Zoals uit [figuur 6.2](#) volgt is er bovenop de met een vakwerktheorie te bepalen bijdrage van de dwarskrachtwapening ook nog een aandeel welke toegekend wordt aan de betondrukzone. De eerste kan bepaald worden aan de hand van de rekenregels voor $V_{Rd,s}$ met de in de RBK gegeven voorwaarden voor de

scheurhelling, deze laatste aan de hand van de rekenregels voor $V_{Rd,cb}$. Deze aanpak werd toegepast in de VB74 [20], VB74/84 [8] en VBC 1995 [15] evenals andere internationale betonnormen. Hierbij was in de regel de bijdrage voor het betonaandeel (in RBK gegeven met $V_{Rd,cb}$) hoger dan hetgeen nu volgt uit de verificatieregels van de RBK. Zoals hiervoor reeds verklaard is dit in [1] niet meer toegepast omdat men voor nieuwbouw een vereenvoudigde en robuuste ontwerpmethodode wilde geven. In de ModelCode 2010 [51] is bij een Level III benadering ook weer een combinatie van betonaandeel en staaandeel toegestaan. De rekenmethode ter bepaling van het betonaandeel is daarbij echter wel anders dan bij constructies zonder dwarskrachtwapening.



Figuur 5.7.2a Gemiddelde beugelspanning in balken met een verschillende verhouding b/b_0 . (lit. 3). Alle andere randvoorwaarden zijn gelijk gehouden.



Figuur 5.7.2c Karakteristiek verloop van spanning in de dwarskrachtwapening bij toenemende belasting (lit. 3)

Doorsnede afhankelijkheid beugelspanning Algemeen principe
Noot: (lit. 3) F. Leonhardt, Vorlesungen über Massivbau, 1973

Figuur 6.2 Beugelspanning/aandeel in dwarskrachtcapaciteit [54]

Aan te houden helling dwarskrachtscheur

Door de TU Delft [55] zijn op gewapende betonnen balken **zonder** beugels uitgevoerde experimenten geanalyseerd waarbij is vastgesteld dat de dwarskrachtbreuk optreedt bij een scheurhoek van circa 45 graden. Voor liggers met (beperkte) beugels sluit dit bij het combineren van een beugelaandeel en betonaandeel goed aan op de oude VBC [15] en [56] aanpak met een dwarskrachtscheur onder 45° . Dat is daarom bij de combinatie van $V_{Rd,cb}$ en $V_{Rd,s}$ ook in de RBK toegepast als veilige ondergrens. Aannemen van een flauwere scheurhelling zou betekenen een hogere dwarskrachtcapaciteit dan welke in de proeven in het verleden gevonden is en welke diende als validatie voor de rekenmethoden uit o.a. de VBC [15] en [56].

Voor voorgespannen constructies geldt dat in proeven in de regel een flauwere scheurhelling wordt gevonden, daarom is hiervoor een waarde van 30° vastgesteld.

6.6 Toelichting RBK 6.2.2.3 verificatie ongescheurde gebieden van voorgespannen elementen

6.6.1 Inleiding

Bij de beoordeling van statisch onbepaalde liggers is er sprake van door buiging ongescheurde gebieden bij de tussensteunpunten. Een van de vragen bij toetsing van dergelijke gebieden is of hierbij ook uitgegaan kan worden van een capaciteitsbepaling op basis van een combinatie van beton- en staalaandeel $V_{Rd} = V_{Rd,cb} + V_{Rd,s}$ zoals gegeven in 6.2.2.1 (10) van de RBK. Daar het gebied door buiging ongescheurd is zal de in de toetsing dan veronderstelde afschuifbuigscheur in werkelijkheid niet kunnen ontstaan. Het is dus een fictieve toetsing. Als deze toetsing echter in alle gevallen een veilig antwoord geeft is dit geen direct bezwaar. Voordeel van een dergelijke toetsing zou zijn dat de toetswijze onafhankelijk is van het wel of niet aanwezig zijn van een buigscheur en zodoende voor de gehele constructie hetzelfde kan zijn.

6.6.2 Validatie

Om na te gaan of de hiervoor aangegeven toetsing mogelijk is, is de voorgestelde berekeningsmethode gevalideerd. De validatie is gebaseerd op de in Tabel 6.1 opgenomen beschikbare proeven op voorgespannen liggers. Voorwaarden voor de selectie van de proefstukken waren:

- Voorgespannen liggers met beugels;
- Bezweken als gevolg van afschuiftrekbreuk;
- $\rho_w > \rho_{w,min}$ volgens 9.2.2 van NEN-EN 1992-1-1;
- $a/d > 2,4$;
- Voorspanning met aanhechting;
- Lagere liggers uitgesloten ($h_{min} = 350\text{mm}$).

De selectie leverde het volgende overzicht op van de gehanteerde proeven.

| Onderzoeker (jaar) ¹ | Hoogte (mm) | Voorspanning | enkelvelds/ doorgaand | ρ_w | Opgenomen in database afschuiftrekbreuk voor liggers met beugels |
|---------------------------------|-------------|---|-----------------------|---------------|--|
| Elzanaty 1986 | 457 | rechte voorgerekte strengen | enkelvelds | 0,25% - 0,79% | CW10, CW11, CW12, CW13, CW14, CW15, CW16, CW17 (8) |
| Choulli 2005 | 750 | rechte voorgerekte strengen | enkelvelds | 0,50% | HCP2TE, HCP2TW, HAP2TW, HCP1TE, HCP1TW, HAP1TE, HAP1TW (7) |
| Hanson 1964 | 457 | rechte voorgerekte strengen | enkelvelds | 0,19% - 0,55% | FX1A, FX1B, F2A, F2B, F3A, F3B, F4A, F4B, F5A, F5B, F7A, F10A, F11A, F19A, F19B (15) |
| Leonhardt 1973 | 970 | nagespannen schuine kabels met aanhechting | enkelvelds | 0,70% | JP2 (1) |
| Ruiz 2013 | 780 | gekromde nagespannen kabels met aanhechting | doorgaand | 0,09% - 0,25% | SR21, SR22, SR24, SR25, SR27, SR29, SR30 (7) |
| Mattock 1961 | 648 | rechte voorgerekte strengen (prefab ligger continue gemaakt middels gewapend dek) | doorgaand | 0,38%-0,57% | S8, S11, S12, S13 (4) |

¹ Zie de referentielijst in [84] voor details per proevenserie

Tabel 6.1: Overzicht van beschikbare proeven [M. Roosen – TU Delft [84]]

Voor de voorspelling van de sterkte is vervolgens uitgegaan van:

- $b_{w,gem} = 1,25b_w$
- d_e op basis van gewogen gemiddelde (zie 6.9)
- $z = 0,9d_e$
- $\rho_l \leq 2\%$, bij hogere wapeningspercentages dus uitgegaan van 2%

Voor de voorspelling van de aanwezige weerstand is uitgegaan van gemiddelde waarden, met als formule:

$$V_{Rm,RBK} = \left[0.163k_{cap}k(100 * \rho_l * f_{cm})^{\frac{1}{3}} + 0.225\sigma_{cp} \right] b_{wgem}d + \frac{A_{sw}}{s} z f_{ym} * \cot\theta \quad (6.1)$$

Voor f_{ym} is bij alle proeven uitgegaan van de gerapporteerde gemeten gemiddelde vloeispanning bij de toegepaste wapening.

Op basis van bovenstaande formule worden de in tabel 6.2 gegeven waarden gevonden voor $V_{R,exp}/V_{Rm,RBK}$

| | Proevenserie | Proefstuk ID | $V_{R,exp}/V_{Rm,RBK}$ | | Proevenserie | Proefstuk ID | $V_{R,exp}/V_{Rm,RBK}$ |
|----|--------------|--------------|------------------------|----|--------------|--------------|------------------------|
| 1 | Elzanaty | cw10 | 1.14 | 22 | Hanson | F4A | 1.24 |
| 2 | Elzanaty | cw11 | 1.06 | 23 | Hanson | F4B | 1.3 |
| 3 | Elzanaty | cw12 | 0.97 | 24 | Hanson | F5A | 1.18 |
| 4 | Elzanaty | cw13 | 1.08 | 25 | Hanson | F5B | 1.26 |
| 5 | Elzanaty | cw14 | 0.99 | 26 | Hanson | F7A | 1.15 |
| 6 | Elzanaty | cw15 | 0.98 | 27 | Hanson | F10A | 1.05 |
| 7 | Elzanaty | cw16 | 1.03 | 28 | Hanson | F11A | 1.04 |
| 8 | Elzanaty | cw17 | 1.14 | 29 | Hanson | F19A | 1.15 |
| 9 | Choulli | HCP2TE | 1.42 | 30 | Hanson | F19B | 1.24 |
| 10 | Choulli | HCP2TW | 1.35 | 31 | Leonhardt | JP2 | 0.82 |
| 11 | Choulli | HAP2TW | 1.19 | 32 | Ruiz | SR21 | 1.02 |
| 12 | Choulli | HCP1TE | 1.38 | 33 | Ruiz | SR22 | 1.08 |
| 13 | Choulli | HCP1TW | 1.31 | 34 | Ruiz | SR24 | 1.08 |
| 14 | Choulli | HAP1TE | 1.11 | 35 | Ruiz | SR25 | 0.92 |
| 15 | Choulli | HAP1TW | 1.32 | 36 | Ruiz | SR27 | 1.02 |
| 16 | Hanson | FX1A | 1.28 | 37 | Ruiz | SR29 | 1.1 |
| 17 | Hanson | FX1B | 1.09 | 38 | Ruiz | SR30 | 1.12 |
| 18 | Hanson | F2A | 1.42 | 39 | Mattock | s8 | 1.01 |
| 19 | Hanson | F2B | 1.4 | 40 | Mattock | s11 | 1.04 |
| 20 | Hanson | F3A | 1.22 | 41 | Mattock | s12 | 0.91 |
| 21 | Hanson | F3B | 1.53 | 42 | Mattock | s13 | 0.84 |

Tabel 6.2: Overzicht verhouding experimentele waarde en voorspelde waarde volgens RBK

Voor de analyse is uitgegaan van een opsplitsing in statisch bepaalde en statisch onbepaalde proeven.

Hierbij is voor de bijdrage van de dwarskrachtwapening uitgegaan van een aangehouden verhouding tussen de gemiddelde vloeispanning en de rekenwaarde van de vloeispanning van 1,265.

Deze waarde is gebaseerd op de relatie zoals gegeven in NEN-EN1992-2:

$$f_{ym} = 1,1 * f_{yk} \Rightarrow f_{yd} = f_{ym} / (1,1 * 1,15) = f_{ym} / 1,265$$

Statisch bepaalde liggers

Voor de dwarskrachtweerstand kan worden uitgegaan van een log-normale verdeling.

Voor de bepaling van de rekenwaarde op basis van een log-normale verdeling met V_x bekend volgt.

- Aantal experimenten $n = 31$
- $X_d = \eta_d * \exp\{m_y - k_{d,n} s_y\}$
- $\eta_d = 1$

- $m_y = \frac{1}{n} \sum \ln(x_i) = 0.16$
- $s_y = 0.14$
- $k_{d,n} = 3.09$
- O.b.v. Annex D van NEN-EN 1990 volgt dan voor de ontwerpwaarde $X_d = 0.77$.

Dit levert de volgende ontwerpformule:

$$V_{Rd,Val} = \left[0.13 k_{cap} k (100 \rho_l f_{cm})^{\frac{1}{3}} + 0.17 \sigma_{cp} \right] b_{wgem} d + 0.97 \frac{A_{sw}}{s} z f_{yd} \cot \theta \quad (6.2)$$

Hieruit is op te maken dat voor het betonaandeel de berekening conform [1] en de RBK formule kan, er is zelfs een kleine marge in de bijdrage van de normaaldrukspanning. Voor het aandeel van de beugels lijkt er sprake te zijn van een onveilige bepaling van de sterkte. De verdeling van de bijdragen over de verschillende componenten (beton, normaalkracht en beugelaandeel) is bij de bepaling van ontwerpformule echter niet in ogenschouw genomen. Bij de proeven bleek de volgende gemiddelde verdeling van de verschillende componenten in de voorspelling van de sterkte:

beton 24% / normaalkracht 34% / beugels 42%.

De in de RBK voorgestelde ontwerpformule is als volgt:

$$V_{Rd,RBK} = \left[0.12 k_{cap} k (100 \rho_l f_{cm})^{\frac{1}{3}} + 0.15 \sigma_{cp} \right] b_{wgem} d + 1.00 \frac{A_{sw}}{s} z f_{yd} \cot \theta \quad (6.3)$$

De correctiefactoren om te komen tot een rekenwaarde wijken in positieve zin af van formule (6.3) de vet gedrukte waarde wijkt in negatieve zin (overschatting) af. Kijkend naar het gemiddelde aandeel van de 3 componenten kan als volgt bepaald worden of het geheel nu resulteert in een overschatting of onderschatting van de rekenwaarde:

$$(0,12/0,13) * 0,24 + (0,15/0,17) * 0,34 + (1/0,97) * 0,42 = 0,95 \leq 1$$

De capaciteit wordt met de voorgestelde formule (6.3) op een veilige manier voorspeld.

Statisch onbepaalde liggers

Voor statische onbepaalde liggers geldt bij een gelijk aanpak:

$$V_{Rd,RBK} = \left[0.12 k_{cap} k (100 \rho_l f_{cm})^{\frac{1}{3}} + 0.17 \sigma_{cp} \right] b_{wgem} d + 0.96 \frac{A_{sw}}{s} z f_{yd} \cot \theta \quad (6.4)$$

Hiervoor geldt in de proeven de volgende verdeling over de verschillende componenten:

beton 30% / normaalkracht 28% / beugels 41%.

Op een gelijk wijze als bij de statisch bepaald liggers volgt hieruit

$$(0,12/0,12) * 0,30 + (0,15/0,17) * 0,28 + (1/0,96) * 0,41 = 0,97 \leq 1$$

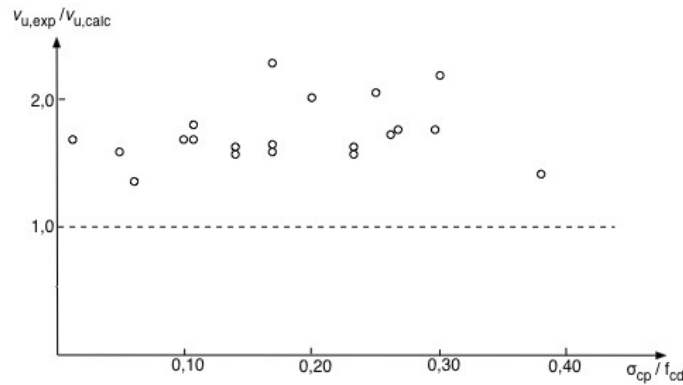
De capaciteit wordt met de voorgestelde formule (6.3) op een veilige manier voorspeld.

Normaalkrachtbijdrage

Zoals aangegeven in hoofdstuk 6.11 is vastgesteld dat op basis van de achtergronden bij de dwarskrachtregels van [1] en onderzoek van Sozen e.a. [62] de grens voor de in rekening te brengen normaalspanning verhoogd kan worden tot $0,4f_{cd}$.

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0,4 f_{cd} \text{ (MPa)}$$

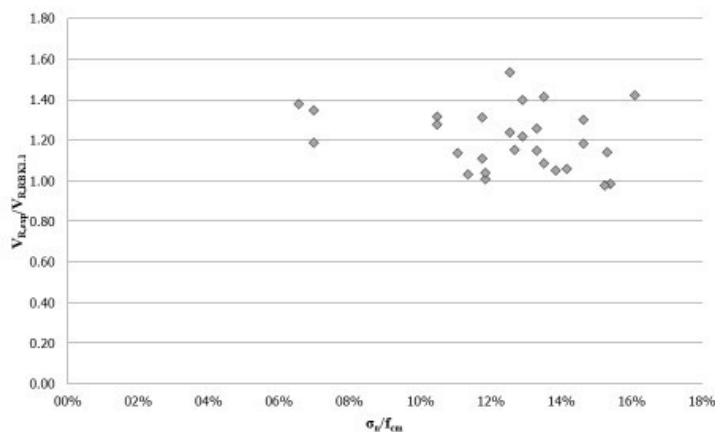
Deze constatering was gebaseerd op een serie van proeven.



Figuur 6.3 Verhouding $V_{u,exp}/V_{u,calc}$ als functie van σ_{cp}/f_{cd} voor tests uitgevoerd door Sozen, Zwoyer en Siess [62]

In de beschouwde proeven is voor een gemiddelde betondruksterkte van 43 MPa of hoger getest waarbij een normaalkracht $< 20\%$ van f_{cm} is toegepast.

Afhankelijkheid σ_{cp} / f_{cm} ($f_{cm} > 43 \text{ N/mm}^2$)



Figuur 6.4 Effect van ratio normaalspanning/betondruksterkte

De invloed van de normaalkracht op de voorspelling, zoals weergegeven in **figuur 6.4**, is vergelijkbaar met het beeld zoals gegeven in **figuur 6.3** er is daarom geen reden om af te wijken van de eerder voorgestelde aanpassing van de grens voor de in rekening te brengen normaalspanning tot $0,4f_{cd}$.

Conclusie:

De eerder voorgestelde verhoging van de maximaal aan te houden normaalspanning σ_{cp} kan op $0,4f_{cd}$ worden gehandhaafd.

Vereenvoudigde toetsregel voor ρ_l

In de hiervoor gegeven validatie van formule (6.3) is in de proeven steeds het wapeningspercentage voor de langswapening ρ_l bepaald op basis van A_{sl} . Het langswapeningspercentage in de formule is opgenomen daar bij het ontstaan van een afschuifbuigscheur de stijfheid van de trekband (gevormd door de langswapening) de scheurwijdte bepaald welke weer van invloed is op de over te dragen dwarskracht. Voor ongescheurde gebieden van voorgespannen beton elementen is dit echter een fictieve trekband daar doorsnede niet op buiging scheurt. Tevens is voor de toetsing er in wezen geen sprake van wapening onder trek hetgeen wel de definitie van A_{sl} is "A_{sl} is het oppervlak van het betonstaal in de trekzone,...".

Voor de verificatie van ongescheurde delen van voorgespannen elementen zal in de praktijk niet te bepalen zijn welke wapening als trekwapening aangehouden kan worden, toetsing zal zodoende gebaseerd zijn op een aanname. Voor de hiervoor gegeven validatie is de aanwezige voorspanwapening als trekwapening aangehouden. Men had echter ook uit kunnen gaan van een constante waarde voor ρ_l . Als voor ρ_l uitgegaan wordt van een constante waarde van 2% volgt op basis van de gehele set experimenten van 42 stuks dat geldt:

- Gemiddeld $V_{R,exp}/V_{R,RBK} = 1,10$ (was 1,14)
- Variatiecoëfficiënt $V_{R,exp}/V_{R,RBK} = 12,6\%$ (was 14,4%)

Het gemiddelde wordt weliswaar iets lager maar de variatiecoëfficiënt wordt ook lager. Zodoende wordt geconcludeerd dat toepassen van een constante waarde voor ρ_l mogelijk is.

Bij toetsing van ongescheurde gebieden op afschuifbuigbreuk mag voor de bepaling van de effectieve hoogte uitgegaan worden van d_1 . Waarbij d_1 de eerste laag voorspanning welke het verificatievlak aan de minst gedrukte rand doorsnijdt betreft. Met dit uitgangspunt is, ondanks dat er nergens trek optreedt in het te beschouwen verificatievlak, de waarde van d_e in formule (6.3 RBK) toch eenduidig te bepalen.

Overall conclusie:

Voor een eerste dwarskrachttoetsing kan uitgegaan worden van de rekenregels voor afschuifbuigbreuk voor alle delen van een constructie.

Hierbij gelden voor voorgespannen elementen wel enkele afwijkende regels:

- De elementen moeten onderverdeeld worden in ongescheurd en gescheurd veronderstelde gebieden. Ongescheurde gebieden zijn gebieden waar de buigtrekspanning in de uiterste vezel ($M_{Ed}/W + N_{Ed}/A$) kleiner is dan f_{ctd} . De overige gebieden van een voorgespannen element moeten als gescheurd worden beschouwd.

- $\rho_w > \rho_{w,\min}$ volgens 9.2.2 van [1]
- Voor ongescheurde gebieden geldt bij toetsing volgens afschuifbuigbreuk (art 6.2.2.1 van RBK):
 - d_e moet vervangen worden door d_1 ;
 - d_1 is de effectieve hoogte van de eerste laag voorspanning welke het verificatievlak aan de minst gedrukte rand doorsnijdt;
 - $b_{w,\text{gem}} = 1,25b_w$
 - $\rho_l = 2\%$
 - Artikel 6.2.2.1 (6) en 6.2.2.1 (7) vervallen.

6.7 Plaatfactor k_{cap}

De dwarskrachtformules voor het betonaandeel zoals die in NEN-EN 1992-1-1- [1] zijn gegeven, zijn met name gebaseerd op proeven op balken. Dit betekent dat lokale verschillen in de sterkte van het beton van grote invloed zullen zijn op de sterkte van het proefstuk. Bij plaatvormige constructies zullen lokaal ook verschillen aanwezig zijn in de sterkte. Deze middelen zich echter grotendeels uit daar rondom de zwakke plek nog beton van een hogere sterkte aanwezig is welke dit compenseert. Uit onderzoek aan de TU Delft [57] en [58] is gebleken dat door het herverdelend vermogen van platen deze een hogere rekenkundige draagkracht hebben dan balken met een gelijke betonsterkteklasse. De capaciteitsformule voor het dwarskrachtdraagvermogen in de Eurocode is gebaseerd op balkproeven. Hierin is het gunstige effect van de herverdeling in een plaatconstructie dus niet meegenomen. Door de invoering van de factor k_{cap} in formule (6.3.a RBK en 6.3.b RBK/6.4 RBK) wordt het herverdelend vermogen van platen in de berekening van de capaciteit meegenomen.

In figuur 6.5 is voor vergelijkbare elementen de resultaten van proeven (V_{test}) vergeleken met de voorspelling volgens de Eurocode (V_{EC}), dit is uitgezet tegen de breedte/ effectieve hoogte verhouding van de constructie (b_w/d). Voor de in veel proeven toegepaste balken is b_w/d orde grootte 0,5. Voor plaatviaducten zal dit orde grootte 10 zijn. De geselecteerde proeven uit de literatuur zijn proeven met vergelijkbare betonsterkteklasse, langswapeningspercentage, effectieve hoogte en dwarskrachtslankheid (a/d). Duidelijk te zien is dat er meer proeven op balken zijn uitgevoerd en dat hierbij een grote spreiding in proefresultaten wordt gevonden. Balken lijken zodoende inderdaad gevoeliger te zijn voor variatie in betonsterkte. Een evaluatie van de voorspelde gemiddelde sterkte op basis van de rekenregels van NEN-EN 1992-1-1 in [57] laat zien dat voor de platen de sterkte met de rekenregels van [1] sterk onderschat wordt. Gemiddeld wordt de sterkte van platen met een factor 1,2 à 1,25 onderschat t.o.v. de balkproeven. Daarom is er voor de beoordeling van bestaande betonnen platen in de RBK de factor $k_{cap} = 1,2$ opgenomen.

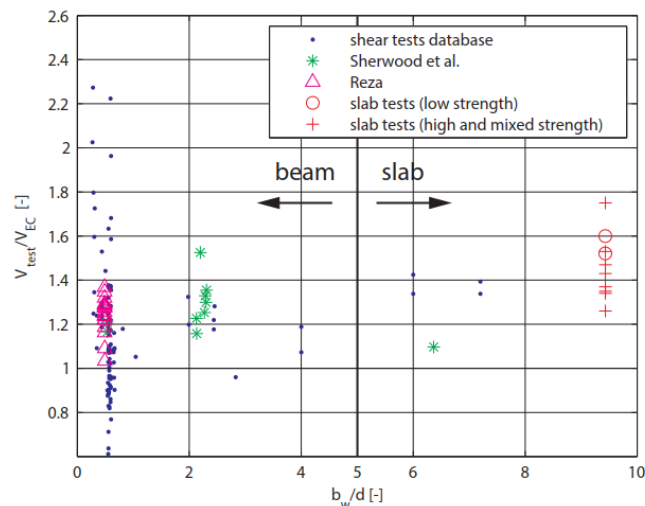


Fig. 3. Width depth ratio versus on shear capacity prediction with Eurocode, test data are selected from literature (Edward G. Sherwood 2006; Michael P. Collins 2008).

Figuur 6.5 Overzicht voorspelling plaatproeven versus balkproeven [57]

Type plaatconstructies waarbij k_{cap} meegenomen mag worden:

Definitie uit de RBK 1.2:

- k_{cap} = 1,2 voor monoliete massieve delen van platen met lijnvormige ondersteuning. Een plaat is lijnvormig ondersteund als aan de volgende twee voorwaarden is voldaan:
- De afstand tussen de oplegging niet groter is dan $5d$ (d kan hierbij betrekking hebben op de plaatdikte of op de dikte van de dwarsdrager);
 - Bij aanwezigheid van een dwarsdrager is de langswapening aan de onderzijde van de plaat gepositioneerd boven de langswapening in de dwarsdrager.

Voor volstortliggers geldt $k_{cap} = 1,0$.

Opmerking:

De volstortligger wordt dus als balk behandeld. Dit is een conservatieve benadering. Naar verwachting is er een reserve capaciteit aanwezig welke echter niet door onderzoek is aangetoond en zodoende niet kan worden gekwantificeerd. In de uitgevoerde proeven bleek het opsluiten van de langswapening door wapening in dwarsrichting (dwarswapening haaks op de langswapening van de plaat of dus de langswapening in de dwarsdrager) van belang om het effect van zwakke plekken en de herverdeling in dwarsrichting mogelijk te maken.

De RBK definitie geeft geen verdere onderverdeling naar veel voorkomende constructietypen. In algemene zin vallen de volgende constructietypen, gegeven de overige voorwaarden uit de definitie, onder het toepassingsgebied voor $k_{cap} = 1,2$:

- Massieve platen uit gewapend beton
- Massieve voorgespannen platen
- Massieve delen van platen met sparingen

Massieve delen in lichtbeton

Voor lichtbeton is niet aangetoond dat de plaatfactor toegepast kan worden. Hier dient daarom $k_{cap}=1$ aangehouden te worden.

6.8 Aanpassing b_w naar b_{wgem}

6.8.1 Inleiding

In [53] is een nadere toelichting gegeven op de keuze voor b_w in formule (6.2) van [1]. In [53] wordt aangegeven dat uit onderzoek is gebleken dat bij een verlopende hoogte ook uitgegaan kan worden van een gemiddelde breedte voor het gebied onder trek. Hierbij wordt wel een bovengrens van $1,25 \cdot b_{min}$ geadviseerd. In de RBK tekst voorstellen wordt uitgegaan van de gemiddelde breedte over de effectieve hoogte d_e met een maximum van $1,25b_{min}$. Dit kan met name bij T-vormige constructie leiden tot andere resultaten.

De RBK tekst is afgeleid van de tekst in NEN6720 waar men het over de gemiddelde breedte heeft maar dan wel van het lijf. Hier is er wel nog een beperking opgenomen: "In gevallen waarin de minimale breedte zich bevindt in de drukzone moet echter de minimale breedte worden aangehouden.". Uitgaan van de effectieve hoogte is wel duidelijker, de zone onder trek is sterk afhankelijk van de

definitie van de toelaatbare trekspanning en de vraag of dit na scheuren is, of net voor scheuren?

In [53] wordt verwezen naar een publicatie van P. Regan uit 2000 [60]. Op basis van deze publicatie is de in de RBK voorgestelde rekenmethode gevalideerd.

6.8.2 Validatie voorgestelde aanpak

Voor het effect van een veranderende doorsnede zijn de in [60] omschreven series 11, 12 en 14 van belang. Alhoewel serie 11 alleen een variatie in de hoogte betreft en hier dus minder interessant is.

In tabel 6.3 zijn de resultaten vergeleken met de formule (6.2a) zoals gehanteerd in [1]. Om een vergelijking met de proefresultaten mogelijk te maken is de formule aangepast naar gemiddelde waarden. Aangepast wordt de formule gelijk aan:

$$V_{U,calc} = C * k * (100\rho_l f_c)^{1/3} * b_w d \quad (6.5)$$

Waarin:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \text{ met } d \text{ in mm};$$

f_c is de gemiddelde cilinderdruksterkte van beton

C is de correctiefactor te bepalen op basis van proefresultaat

ρ_l is het langswapeningspercentage voor de wapening aan de getrokken zijde

b_w is de kleinste breedte van de dwarsdoorsnede in de zonde onder trek (mm)

d is de effectieve hoogte

Om een vergelijking te maken is steeds in de hiernavolgende tabellen gekeken welke waarde voor de coëfficiënt C ($0,18/\gamma_m$ in EN 1992-1-1 formule (6.2.a)) aangehouden moet worden om de proefresultaten op basis van gemiddelde waarden exact te voorspellen. Zoals in [59] en [53] door Walraven aangegeven is bij de statistische evaluatie door König en Fisher t.b.v. [1] gevonden dat de gemiddelde waarde beschreven werd met $C_{gem} = 0,163$, gecombineerd met een lognormale verdeling en een variatiecoëfficiënt V van $0,13$. Hiermee werd voor de rekenwaarde van het afschuifdraagvermogen $C = 0,12$ gevonden welke vervolgens is vertaald naar $0,18/\gamma_m$ om het veiligheidsniveau aan te kunnen passen.

Door Regan zijn in [60] allereerst rechthoekige balken bekeken. Hierbij is alleen de breedte gevarieerd en enigszins het wapeningspercentage.

Noot:

Door Regan is aangegeven dat voor een set van 3 proeven het wapeningspercentage steeds gelijk was maar gegeven de toegepast staven is dit niet correct. De hier gerapporteerde gegevens wijken daarom af van [60].

| Beam No | b_{\min} | b_{\max} | d | A_s | f_c | V_u | ρ | v_u | $C = \frac{v_u}{k^* (100 \rho f_c)^{1/3}}$ |
|---------|------------|------------|------|--------------------|-------|-------|--------|----------------------|--|
| | [mm] | [mm] | [mm] | [mm ²] | [Mpa] | [kN] | [%] | [N/mm ²] | [-] |
| 11-1 | 100 | 100 | 130 | 79 | 34,3 | 17 | 0,61 | 1,31 | 0,21 |
| 11-2 | 300 | 300 | 130 | 157 | 34,3 | 49 | 0,40 | 1,26 | 0,23 |
| 11-3 | 500 | 500 | 130 | 236 | 34,3 | 85 | 0,36 | 1,31 | 0,25 |
| 11-4 | 100 | 100 | 130 | 113 | 33 | 18 | 0,87 | 1,38 | 0,20 |
| 11-5 | 300 | 300 | 130 | 226 | 33 | 53 | 0,58 | 1,36 | 0,23 |
| 11-6 | 500 | 500 | 130 | 339 | 33 | 97 | 0,52 | 1,49 | 0,26 |

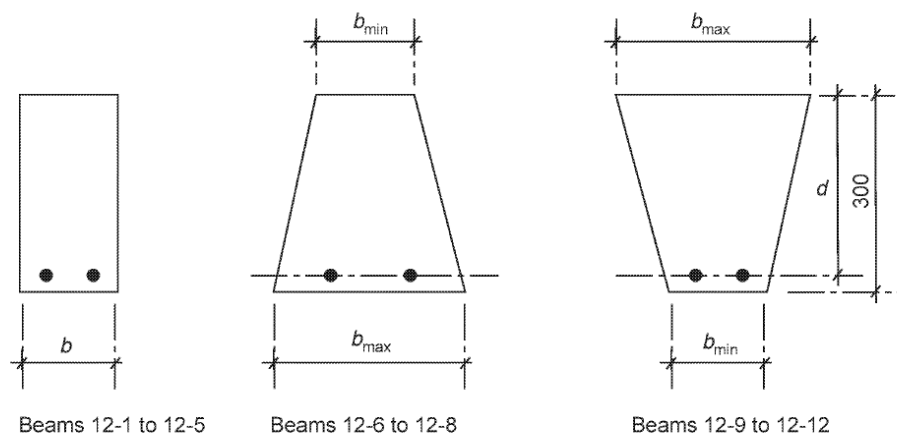
Tabel 6.3 Testresultaten serie 11, rechthoekige balken met verschillende breedte

In tabel 6.3 is in de laatste kolom de waarde voor de coëfficiënt C in formule (6.5) bepaald om een waarde gelijk aan de proefresultaten te verkrijgen. Indien de factor C hoger is dan 0,163 is de voorspelling op basis van de Eurocode formule conservatief, dit is natuurlijk wel nog afhankelijk van de variatiecoëfficiënt. Uit bovenstaande overzicht volgt dat voor de hier bekeken rechthoekige doorsnede geldt $C_{\text{gem}} = 0,23$ en $V = 0,09$. Dit maakt dat de voorspelling op basis van de gehanteerde formule veilig is.

Noot:

Regan gaat in zijn vergelijking uit van een constant wapeningspercentage voor de eerste 3 en de laatste 3 proefstukken. Dan is de coëfficiënt voor deze proefstukken nagenoeg gelijk. Daar het wapeningspercentage in werkelijkheid iets varieert is de waarde hier niet gelijk. In hoeverre dit nu komt door een variatie in het wapeningspercentage of dat de breedte verder ook nog van invloed is op basis van de beperkte set data niet te zeggen.

In de volgende serie (serie 12) kijkt Regan naar proefstukken met rechthoekige doorsnede en een aantal met verlopende breedte (smal aan de trek of breed aan de trekzijde). De proefstukken zijn in onderstaande figuur weergegeven. Dit zijn de proefstukken die ook in [59] zijn gebruikt.



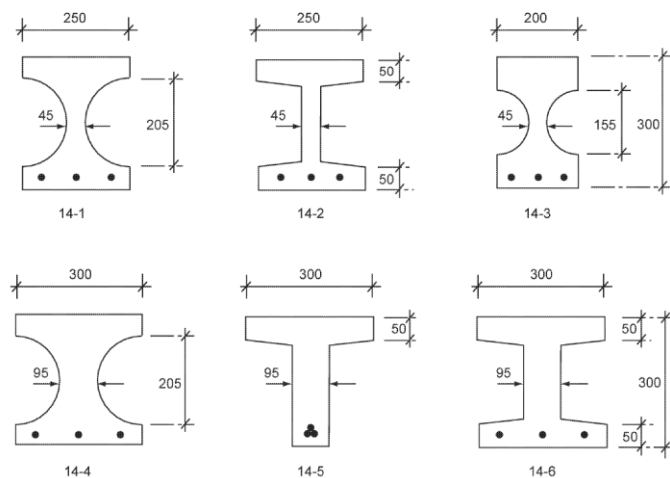
Figuur 6.6 Details van de dwarsdoorsnede van de liggers uit serie 12, maten in [mm]

| Proefstuk informatie | | | | | | | Uitgaande van b_{min} | | | RBK aanpak | | | |
|----------------------|-----------|-----------|------|--------------------|-------|-------|-------------------------|----------------------|------------------------------|------------|--------|----------------------|------------------------------|
| Beam | b_{min} | b_{max} | d | As | f_c | V_u | ρ | v_u | $v_u/k^*(100\rho f_c)^{1/3}$ | b_{gem} | ρ | v_u | $v_u/k^*(100\rho f_c)^{1/3}$ |
| | [mm] | [mm] | [mm] | [mm ²] | [Mpa] | [kN] | [%] | [N/mm ²] | [-] | [mm] | [%] | [N/mm ²] | [-] |
| 12-1 | 100 | 100 | 272 | 402 | 46,9 | 38 | 1,48 | 1,40 | 0,18 | 100 | 1,48 | 1,40 | 0,18 |
| 12-2 | 125 | 125 | 272 | 402 | 34,2 | 39 | 1,18 | 1,15 | 0,18 | 125 | 1,18 | 1,15 | 0,18 |
| 12-3 | 150 | 150 | 272 | 402 | 43,8 | 45 | 0,99 | 1,10 | 0,17 | 150 | 0,99 | 1,10 | 0,17 |
| 12-4 | 175 | 175 | 272 | 402 | 34,3 | 58 | 0,84 | 1,22 | 0,21 | 175 | 0,84 | 1,22 | 0,21 |
| 12-5 | 200 | 200 | 272 | 402 | 46,1 | 70 | 0,74 | 1,29 | 0,21 | 200 | 0,74 | 1,29 | 0,21 |
| 12-6 | 85 | 243 | 257 | 402 | 46,9 | 47 | 1,84 | 2,15 | 0,26 | 106 | 1,47 | 1,72 | 0,22 |
| 12-7 | 130 | 243 | 242 | 402 | 43,2 | 58 | 1,28 | 1,84 | 0,25 | 163 | 1,02 | 1,47 | 0,22 |
| 12-8 | 190 | 257 | 252 | 402 | 34,2 | 58 | 0,84 | 1,21 | 0,21 | 218 | 0,73 | 1,06 | 0,19 |
| 12-9 | 102 | 270 | 272 | 402 | 35,4 | 43 | 1,45 | 1,55 | 0,22 | 128 | 1,16 | 1,24 | 0,19 |
| 12-10 | 143 | 270 | 272 | 402 | 43,8 | 58 | 1,03 | 1,49 | 0,23 | 179 | 0,83 | 1,19 | 0,19 |
| 12-11 | 197 | 270 | 272 | 402 | 32 | 57 | 0,75 | 1,06 | 0,20 | 237 | 0,62 | 0,88 | 0,18 |
| 12-12 | 143 | 270 | 272 | 402 | 46,2 | 55 | 1,03 | 1,41 | 0,21 | 179 | 0,83 | 1,13 | 0,18 |

Tabel 6.4 Test resultaten serie 12

Uit tabel 6.4 volgt dat uitgaan van b_{min} erg conservatief is. Regan stelt daarom een aanpak voor waarbij uitgegaan wordt van $b_{eff} = 2/3b_{min} + 1/3 b_{max}$ deze aanpak laat een lagere gemiddelde waarde en een kleinere spreiding zien in de waarde van de coëfficiënt (gem = 0,19; V = 0,078). Met de voor de RBK voorgestelde aanpak wordt ook een constanter beeld gezien en zijn voor de balken met verlopende breedte de voorspelling veilig (gem = 0,20; V = 0,09). Nadeel van de door Regan voorgestelde aanpak is het ontbreken van een limiet voor b_{eff} hetgeen mogelijk tot onveilige situaties kan leiden, met name bij I- vormige constructies welke in serie 12 niet beschouwd zijn.

De balken in serie 12 betroffen allen liggers met een verlopende breedte maar zonder duidelijke flenzen en dergelijke. De rekenregel in de RBK is ook bedoeld voor toepassing op I- en T-vormige liggers. De serie 14 uit [60] is hiervoor mogelijk beter geschikt. Alhoewel de liggers in brugdekken mogelijk slanker zijn en zodoende bij de bepaling van b_{wgem} het lijf meer invloed zal hebben op de waarde.



Figuur 6.7 Details van de dwarsdoorsnede van de liggers uit serie 14, maten in [mm]

| Proefstuk informatie | | | | | | | Uitgaande van b_{min} | | | RBK aanpak | | | |
|----------------------|-----------|-----------|------|--------------------|-------|-------|-------------------------|----------------------|------------------------------|------------|--------|----------------------|------------------------------|
| Beam | b_{min} | b_{max} | d | A_s | f_c | V_u | ρ | v_u | $v_u/k^*(100\rho f_c)^{1/3}$ | b_{gem} | ρ | v_u | $v_u/k^*(100\rho f_c)^{1/3}$ |
| | [mm] | [mm] | [mm] | [mm ²] | [Mpa] | [kN] | [%] | [N/mm ²] | [-] | [mm] | [%] | [N/mm ²] | [-] |
| 14-1 | 45 | 250 | 276 | 603 | 21,1 | 26,2 | 4,86 | 2,11 | 0,24 | 56 | 3,88 | 1,69 | 0,21 |
| 14-2 | 45 | 250 | 276 | 603 | 19,2 | 21,2 | 4,86 | 1,71 | 0,20 | 56 | 3,88 | 1,37 | 0,18 |
| 14-3 | 45 | 200 | 276 | 603 | 24,1 | 19,3 | 4,86 | 1,55 | 0,17 | 56 | 3,88 | 1,24 | 0,15 |
| 14-4 | 95 | 300 | 276 | 603 | 25,2 | 42,5 | 2,30 | 1,62 | 0,23 | 119 | 1,84 | 1,29 | 0,19 |
| 14-5 | 95 | 300 | 262 | 603 | 21,4 | 30,1 | 2,42 | 1,21 | 0,17 | 105 | 2,20 | 1,10 | 0,16 |
| 14-6 | 95 | 300 | 276 | 603 | 19,6 | 37,5 | 2,30 | 1,43 | 0,22 | 107 | 2,05 | 1,28 | 0,20 |

< Tabel 6.5 Test resultaten serie 14

Regan geeft in zijn artikel aan dat van serie 14 alle balken bezweken op dwarskracht maar dat alleen bij ligger 14-5 de scheur zich ontwikkelde vanuit een buigscheur. Vermoedelijk zijn hier dus proeven vergeleken met de formule horende bij een ander bezwijkmechanisme. Maar Regan geeft aan dat bij bepaling van de optredende hoofdtrekspanning de gevonden waarden te laag zijn om afschuiftrekbreek als maatgevend mechanisme aan te kunnen wijzen. Regan heeft verder alleen gekeken naar een vergelijking van de proefresultaten op basis van de minimale breedte. In tabel 6.5 is er ook gekeken naar een vergelijking met de in de RBK voorgestelde regel voor $b_{w,gem}$. Uit de tabel volgt dat uitgaan van b_{min} in de regel conservatief is maar er is ook te zien dat dit niet in alle gevallen zo is (14-3 en 14-5). De in de RBK voorgestelde aanpak levert een constanter beeld op dan bij toepassing van b_{min} resulterend in een lagere spreiding en een gemiddelde van 0,18 en $V = 0,13$. Maar voor proefstuk 14-3 en 14-5 geldt dat de sterkte licht wordt overschat. Maar uitgaande van de hele populatie volgt analoog aan de aanpak van König en Fischer een rekenwaarde van $C = 0,13$, waaruit geconcludeerd kan worden dat de nu aangehouden 0,12 dus veilig is.

6.9 Bepaling effectieve hoogte d_e bij wapening op verschillende hoogtes

Bij een combinatie van wapening onder trek op verschillende hoogtes (bijvoorbeeld oplopende voorspankabels en een betonstaaltrekband of betonstaal op verschillende hoogtes) is de vraag welke waarde voor de effectieve hoogte van de dwarsdoorsnede d_e moet worden ingevuld. Zou men voor de bepaling van d_e uitgaan van het zwaartepunt van alle staaldoorsneden, dan ontstaat een onlogisch resultaat. Op deze wijze zouden staven die dicht bij de drukzone liggen een even groot effect hebben als staven die dicht bij de getrokken buitenzijde liggen, terwijl de laatste een veel groter effect hebben op het beperken van de scheurwijdte en zodoende sterker bijdragen tot de activering van het belangrijke effect van aggregate interlock (scheurwrijving). Volgens deze methodiek kan het zelfs voorkomen dat het gunstig is de dichter bij het zwaartepunt liggende staven in de berekening weg te laten, omdat in Form. 3.9a RBK de hierdoor bereikte vergroting van d_e een groter effect op het dwarskrachtdraagvermogen heeft dan de reductie van het wapeningspercentage ρ .

Een meer realistische benadering wordt gegeven in de *fib Model Code 2010* [51] en nader toegelicht in [61]. In analogie hiermee wordt voor een combinatie van voorspanstaal A_p en betonstaal A_s , uitgaande van lineair-elastisch gedrag en gelijke E-moduli voor voorspanstaal en betonstaal, voor de bepaling van de effectieve hoogte d_e de volgende uitdrukking gegeven:

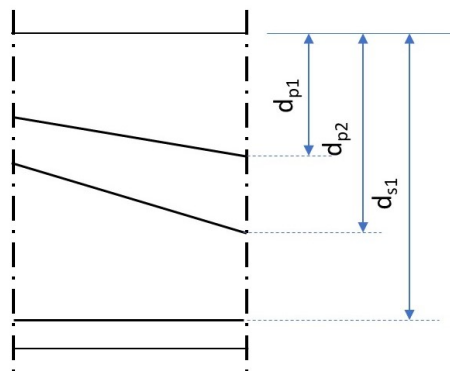
$$d_e = \frac{\sum_{i=1}^n d_{si}^2 A_{si} + \sum_{i=1}^m d_{pi}^2 A_{pi}}{\sum_{i=1}^n d_{si} A_{si} + \sum_{i=1}^m d_{pi} A_{pi}} \quad (6.6)$$

Voor de situatie als weergegeven in figuur 6.8 vindt men op deze manier

$$d = \frac{d_s^2 A_s + d_{p1}^2 A_{p1} + d_{p2}^2 A_{p2}}{d_s A_s + d_{p1} A_{p1} + d_{p2} A_{p2}} \quad (6.7)$$

Voor het wapeningspercentage geldt dan

$$\rho_l = \frac{\sum_{i=1}^n A_{si} + \sum_{i=1}^m A_{pi}}{b_{wgem} d_e} \quad (6.8)$$



Figuur 6.8 Combinatie van voorspanstaal en betonstaal in een doorsnede

Voor de bepaling van het wapeningspercentage ρ_l volgens formule (6.8) mogen alleen de staven worden meegerekend die in de uiterste grenstoestand in de trekzone liggen.

Ter vereenvoudiging is in de RBK 1.2 formule (6.6) vereenvoudigd tot:

$$d_e = \frac{\sum_{i=1}^n d_i^2 A_i}{\sum_{i=1}^n d_i A_i} .$$

Met A_i is A_{si} en/of A_{pi} .

6.10 Maximaal in rekening te brengen wapeningspercentage ρ

In [1] formule 6.2.a geldt $\rho = A_{sl}/b_w d \leq 0,02$, waarbij d = effectieve hoogte van de doorsnede en A_{sl} = oppervlakte van de doorsnede van de trekwapening die $\geq l_b + d$ voorbij de beschouwde doorsnede doorloopt. De begrenzing $\rho \leq 0,02$ is, in vergelijking met proefresultaten, conservatief (zie [53] en [61]): waarden tot 0,03 blijken eveneens te voldoen. Verder bevatte de database die gebruikt werd om Form. (6.2a) uit [1] te verifiëren experimenten met wapeningspercentages tot $\rho = 0,05$ waarbij nog steeds geen onveilige resultaten werden verkregen. Bij kunstwerken van Rijkswaterstaat blijken in de praktijk waarden voor te komen tot $\rho = 0,03$. Dit is dus ruim binnen het uit resultaten volgende veilige gebied. De begrenzing $\rho = A_{sl}/b_w d \leq 0,02$ is daarom gewijzigd in $\rho = A_{sl}/b_w d \leq 0,03$.

6.12 Bijdrage normaalkracht component N_{Ed}/σ_{cp}

De bijdrage van een normaalkracht aan de dwarskrachtsterkte is op basis van beschikbare proeven onderzocht [64]. Hieruit is gebleken dat de in [1] toegepaste verhoging van $V_{Rd,c}$ met $0,15 \cdot \sigma_{cp}$ veilig is. Door vergelijking met proeven is ook gebleken dat uitgaan van een percentage van de in een doorsnede aanwezig normaalkracht N_{Ed} i.p.v. de normaalspanning over de effectieve hoogte (d) tot onveilige waarden voor de rekenkundige dwarskrachtsterkte kan leiden. Tevens is in [64] ook gekeken of voor de bijdrage van de normaalkracht uitgegaan mag worden van b_{wgem} . De hiermee voorspelde capaciteit is iets hoger dan volgens de toetsregel uit [1] maar wordt nog steeds voldoende veilig geacht.

Daarom is geconcludeerd dat uitgaan van N_{Ed} kan leiden tot een overschatting van de dwarskrachtbijdrage door normaalkracht. Voor de aan te houden breedte mag wel uitgegaan worden van b_{wgem} .

6.13 Toelichting op RBK 6.2.2.1 (10) bijdrage verticale voorspanning V_p

In sommige bruggen is in het verleden verticale of nagenoeg verticale voorspanning aangebracht in met name lijven van kokers of slanke liggers. Deze verticale voorspanning zorgt lokaal voor een hogere opneembare dwarskracht. Deze voorspanning introduceert immers een drukspanning welke ervoor zal zorgen dat een afschuifbuigscheur later optreedt. In de toetsingswijze zoals vastgelegd in de RBK 1.2 moet onderscheidt gemaakt worden in de bijdrage van de voorspanning door de aangebrachte verticale voorspankracht V_p , gebaseerd op $P_{m,t(x)}$ en de bijdrage van het voorspanstaal als beugelwapening $V_{Rd,s}$. In RBK 6.2.2.1 (10) gaat het bij V_p om de bijdrage door de aangebrachte voorspankracht. Daar het hier om de door voorspannen op de constructie aangebracht kracht gaat is deze bijdrage beperkt tot de verticaal component van de aangebrachte werkvoorspankracht ($P_{m,t(x)}$).

Voor de bijdrage van de verticale voorspanning als beugelwapening wordt verwezen naar paragraaf 6.16.

Voor de bepaling van V_p dient men zich er wel van bewust te zijn dat dit een lokaal effect is en dat het mogelijk is dat in een naastgelegen snede met een hogere optredende dwarskracht (V_{Ed}) zonder verticale voorspanning dus een lagere capaciteit aanwezig is. Een verticale voorspanning zal overigens er wel voor zorgen dat de hellingshoek van de dwarskrachtscheur groter wordt (scheur loopt steiler) waardoor het aantal doorsnede beugels af zal nemen.

6.14 Toelichting op RBK 6.2.2.2 middeling over 4d bij EEM

In het TU rapport "Shear force in reinforced concrete slabs determined using FEM software" [65] is een vergelijking gemaakt tussen de in proeven gemeten maximale belasting (plaatproef met puntlast) en de aan de hand van EEM modellering berekende lastspreiding en bijbehorende snedekrachten en de voorspelling van de sterkte volgens de rekenregels in de RBK. Deze vergelijking is uitgevoerd om na te gaan of bij het uitvoeren van EEM analyses men voor de bepaling van de optredende dwarskracht uit mag gaan van een middeling in breedte richting over

een afstand 4d. Deze breedte van 4d is gekozen daar in de praktijk middeling over deze breedte gebruikelijk is daar dit ervoor zorgt dat lokale (rekenkundige) pieken niet maatgevend worden. Bij deze vergelijking is uitgegaan van een tweetal modellen, namelijk:

- Modellerings met schaalementen (2D)
- Modellerings met volume elementen (3D)

De EEM analyses zijn uitgevoerd met DIANA waarbij gebruik gemaakt is van lineair elastisch gedrag. Een vergelijkbare analyse wordt in de praktijk in de regel ook gemaakt door ingenieursbureaus wanneer men bijvoorbeeld SCIA gebruikt.

Hierbij is voor de bepaling van de optredende snedekrachten gekeken op verschillende afstanden van de oplegging. In de RBK is nu voorgeschreven dat bij EEM modellering het eerste verificatievlak gelegen is aan de dag van de oplegging of de oplegbalk/dwarsdrager. Hierbij mag de op de constructie aangrijpende belasting op een afstand 2,5d geplaatst worden. Deze afstand 2,5d is gekoppeld aan de afstand tot de dag van de oplegging. Bij toetsen van sneden die verder van de dag van de oplegging gelegen zijn zal de last zodoende dicht bij de snede geplaatst zijn. Dit laatste is ongunstiger daar de mogelijkheid voor spreiding van de last dan minder is. De resultaten voor dit eerste verificatievlak en een tweetal verderaf gelegen sneden zijn hier verder uitgewerkt.

Met name bij toetsing van scheve platen kan toetsen in de dag van de oplegging of de dwarsdrager leiden tot erg hoge pieken welke veroorzaakt worden door de gekozen modellering. Daarom is in deze studie gekeken naar toetsing in de dag en een toetsing op 1d vanuit die dag.

In [65] is de voorzijde van de puntlast maximaal op een afstand van 1,5d van de dag van de oplegging geplaatst. In de gebruikte experimenten was dit de aangehouden plaats voor de last. Daar deze plaatsing dichtbij de dag van de oplegging ongunstiger is dan de volgens de RBK toegestane 2,5d wordt dit voor de hier uitgewerkte vergelijking acceptabel geacht. Voor de evaluatie van de proeven is gekeken naar een drietal sneden. In [65] zijn er voor de 2D modellering zes sneden bekeken en voor de 3D modellering vier sneden. Het aantal sneden was afhankelijk van de gekozen modellering en de bijbehorende netverfijning. In tabel 6.6 is een overzicht gegeven van de in [65] aangehouden locaties van de sneden en de voor de analyse aangehouden drie sneden. Voor Snede 2 en 3 in de analyse geldt dat de afstand tot de puntlast niet geheel gelijk is bij de 2D en de 3D analyse. Voor de analyse of met de gegeven methoden op een betrouwbare wijze de constructieve veiligheid wordt bepaald zal dit nagenoeg geen invloed hebben op het resultaat.

| 2D | | 3D | | Analyse |
|--------|-----------------|--------|-----------------|---------|
| Sneden | Afstand tot dag | Sneden | Afstand tot dag | |
| Line 0 | 0 d | Line 0 | 0 d | 1 |
| Line 1 | 0,25 d | - | - | |
| Line 2 | 0,50 d | Line 1 | 0,4 d | |
| Line 3 | 0,75 d | Line 2 | 0,8 d | 2 |
| Line 4 | 1 d | | | |
| Line 5 | 1,25 d | Line 3 | 1,2 d | 3 |

Tabel 6.6: Overzicht van in EEM aangehouden sneden en de voor de analyse gehanteerde sneden

Bij de uitwerking is in [65] de uit de EEM modellering herleidde optredende dwarskracht na middeling over een breedte 4d bepaald bij de in de proeven herleidde bezwijklast en deze is vergeleken met de op basis van de in de RBK 1.2 gegeven formule (3.9a RBK) voorspelde capaciteit. Daar er sprake is van een massieve plaat is hierbij gebruik gemaakt van $k_{cap} = 1,2$. Om een vergelijking te maken met de in de proeven gevonden capaciteit is gekeken naar de voorspelling van de gemiddelde dwarskrachtcapaciteit. Dit betekent dat de voorspelling van de sterkte is gebaseerd op onderstaande formule:

$$v_{R,cm} = 0,163 \cdot k \cdot k_{cap} \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{cm})^{1/3} \quad (6.11)$$

Voor de hiervoor in tabel 6.6 aangegeven drie sneden voor de analyse (laatste kolom) zijn de resultaten weergegeven in tabel 6.7.

| 2D | | | |
|------------|--------------------|--------------------|--------------------|
| | Analyse 1 | Analyse 2 | Analyse 3 |
| | 0 d | 0,75 d | 1,25 d |
| Proef | $v_{exp}/v_{R,cm}$ | $v_{exp}/v_{R,cm}$ | $v_{exp}/v_{R,cm}$ |
| S4T1 | 2,17 | 2,19 | 2,26 |
| S4T2 | 2,07 | 2,10 | 2,16 |
| S7T1 | 1,79 | 1,82 | 1,87 |
| S7T5 | 1,70 | 1,72 | 1,78 |
| Gemiddelde | 1,93 | 1,96 | 2,02 |
| 3D | | | |
| | Analyse 1 | Analyse 2 | Analyse 3 |
| | 0 d | 0,8 d | 1,2 d |
| Proef | $v_{exp}/v_{R,cm}$ | $v_{exp}/v_{R,cm}$ | $v_{exp}/v_{R,cm}$ |
| S4T1 | 2,25 | 2,27 | 2,34 |
| S4T2 | 2,16 | 2,17 | 2,24 |
| S7T1 | 1,87 | 1,88 | 1,93 |
| S7T5 | 1,77 | 1,79 | 1,83 |
| Gemiddelde | 2,01 | 2,03 | 2,09 |

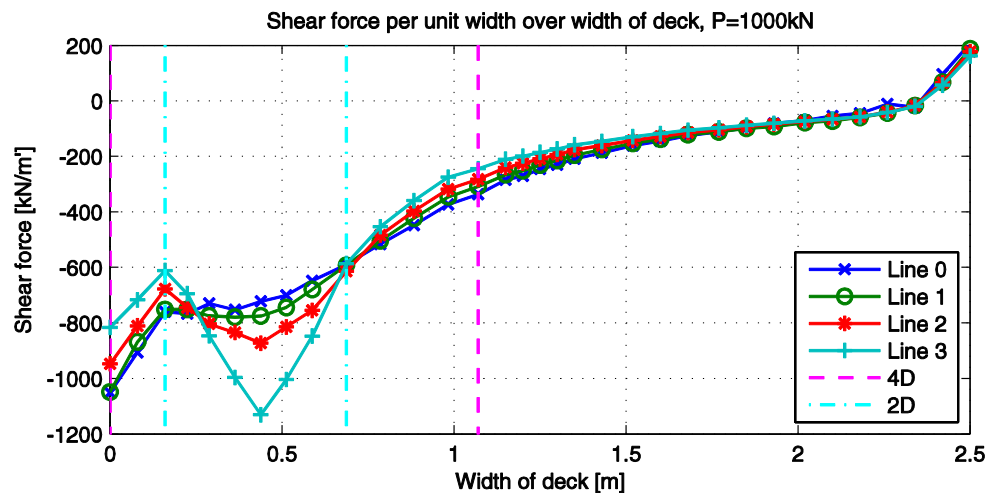
Tabel 6.7: Vergelijking proefresultaten met voorspelling op basis EEM modellering

Door middel van de in Annex D van NEN-EN 1990 [66] gegeven rekenmethodiek kan aan de hand van de in tabel 6.7 gegeven resultaten een rekenwaarde van de dwarskrachtsterkte worden bepaald voor toetsing van de uiterste grenstoestand. De

berekening is gebaseerd op een viertal proefnemingen ($n=4$) maar voor de dwarskrachtsterkte kan worden aangenomen dat op basis van een grotere serie van proeven in het verleden de waarde van V_x door voorkennis bekend is en in dit geval voor dwarskracht op $V_x=0,13$ gesteld kan worden. Uitgaande van een gegeven constante waarde van V_x volgt uit tabel 6.7 dat de 2D modellering en snede 1 maatgevend zal zijn. Als voor deze combinatie de betrouwbaarheid voldoende is zal dit ook voor de andere sneden in de 2D modellering en de 3D modellering gelden. Uitgaande van een normale verdeling kan de rekenwaarde voor 2D-snede 1 als volgt worden bepaald:

$$x_D = 1,93 \cdot (1 - 3,44 \cdot 0,13) = 1,07 \quad (6.12)$$

Bovenstaande waarde van 1,07 betekent dat de rekenwaarde van de dwarskrachtcapaciteit voor een plaatconstructie met behulp van een 2D of 3D eindige elementmodellering veilig bepaald kan worden met de in de RBK 1.2 aangegeven formule (3.9a RBK) en een aangehouden middeling van de snedekrachten over een afstand 4d. Er is zelfs een sprake van een grote marge van $(1,07 \cdot 0,163) / 0,12 = 1,75$ t.o.v. de ontwerpformule. Toetsing op een snede op afstand 1d zal een nog iets grotere veiligheidsmarge geven dan 0d zoals blijkt uit de gemiddelde waarden uit tabel 6.7. Daarvoor toetsing van scheve platen toetsen in de dag van de oplegging rekenkundige pieken oplevert die de toetsingsresultaten beïnvloeden wordt aangereden de toetsing op afstand 1d toe te staan. Daar toetsen in de dag ook nog steeds mag zal "maximaal 1"d als afstand worden aangegeven. Hierbij dient wel opgemerkt te worden dat bij de middeling over 4d in de gehanteerde proeven er niet symmetrisch ten opzichte van de aangebracht puntlast gemiddeld kon worden (zie figuur 6.10).



Figuur 6.10: Dwarskracht per m' over de breedte van de plaat op snede 0 t/m 3 bij 3D modellering [65]

Indien de puntlast dichterbij het midden had gestaan was de spreiding mogelijk anders geweest hetgeen van invloed is op de vergelijking van de proef met de modellering en middeling. Vanuit een vergelijking van de 2d middeling met de 4d middeling volgt dat bij de 2d middeling de snedekrachten voor de toetsing ongeveer 25% hoger zullen zijn. Aangenomen kan worden dat een iets minder gunstige middeling over 4d altijd minder dan 25% hogere optredende snedekrachten zal

opleveren. Met de hiervoor berekend marge in de ontwerpformule is dit geen probleem.

Voorstel RBK tekst voor EEM

6.2.2.3 Afwijkende verificatieregels voor massieve platen

- (1) Bij bepaling van de dwarskrachtweerstand volgens formule (3.9a RBK en 3.9b RBK) geldt dat:
 - Moet worden uitgegaan van een verticaal verificatievlak.
 - De meest ongunstige positie van de belasting t.o.v. het verificatievlak aangehouden moet worden.
 - Verificatie niet is vereist voor vlakken die dichter dan d_e vanaf de dag van de oplegging of de dag van een dwarsbalk zijn gelegen. De afstand d_e moet hierbij gemeten worden loodrecht op de opleglijn van de plaat.
 - Het hart van de voorkant van de wielprint van het tandemstelsels, na spreiding tot aan de bovenzijde van de constructie (door grond, asfalt etc.), niet dichterbij dan $2,5d_e$ vanaf de dag van de oplegging of de dag van de dwarsbalk hoeft te worden geplaatst. Het 2e en 3e tandemstelsel moeten hierbij zo ongunstig mogelijk ten opzichte van het 1e tandemstelsel worden geplaatst. De afstand $2,5d_e$ moet hierbij gemeten worden loodrecht op de opleglijn van de plaat.
- (2) Bij berekening met behulp van een EEM plaatmodellering mag de rekenwaarde van de optredende dwarskracht V_{Ed} worden bepaald door middeling over een breedte van $4d_e$ (in dwarsrichting parallel aan de opleggingen).

6.15 Toelichting op RBK 6.2.2.3 ATB en onderbouwing veiligheidsniveau

Voor de toetsing op afschuiftrekbreuk wordt in NEN-EN 1992-1-1 [1] uitgegaan van een bepaling van de optredende hoofdtrekspanning aan de hand van de cirkel van Mohr. Daarbij is de methode vereenvoudigd door het weglaten van eventueel aanwezige verticale normaalkrachten. In [1] is in eerste instantie uitgegaan van een toetsing ter hoogte van de zwaartelijijn. Impliciet gaat men dan uit van doorsnede met constante breedte daar dan de maximum hoofdtrekspanning optreedt in de zwaartepuntsas. Voor doorsneden met over de hoogte verlopende breedte zal dit niet het geval zijn en moet men op meerdere punten over de hoogte het maatgevende punt (hoogste optredende hoofdtrekspanning) zoeken. Voor de toetsing van I- of T vormige liggers volgt uit een door de TU Delft uitgevoerde studie [67] dat de toetsing beperkt kan blijven tot punten over de hoogte van het lijf. M.a.w. de flenzen hoeven niet gecontroleerd te worden. Om de toetsmethode te verifiëren is onderzoek uitgevoerd naar beschikbare dwarskrachtproeven waarbij het opgetreden faalmechanisme gelijk was aan afschuiftrekbreuk. Van deze proeven is op basis van de voorziene rekenmethodiek een voorspelling gegeven van de sterkte, deze voorspelling was gebaseerd op:

- De hoofdtrekspanningstoets gebaseerd op de theorie van de Cirkel van Mohr uitgevoerd over de hoogte van het lijf van de doorsnede.
- Toetsing in het gebied welke op buiging ongescheurd kan worden beschouwd, zijnde het gebied waarin de uiterste vezel geen buigtrekspanning optreedt hoger dan de gemiddelde treksterkte (f_{ctm}).

Uit de analyse van de beschikbare proeven bleek dat voor statische bepaalde liggers deze voorspelling goed overeenkwam met de in de proeven gevonden resultaten [67]. Voor statisch onbepaalde liggers is nog nader onderzoek vereist alvorens kan worden aangegeven of de toetsing op hoofdtrekspanning hier leidt tot het gewenste veiligheidsniveau. Voor tussensteunpunten e.d. is toetsing op hoofdtrekspanning daarom (vooralsnog) uitgesloten. Hierbij dient opgemerkt te worden dat voor de voorspelling van de proeven altijd uitgegaan wordt van een gemiddelde waarde van de van invloed zijnde parameters. Daarom is gebruik gemaakt van f_{ctm} . Aan de hand van de gevonden voorspelling en de proefresultaten is in [68] de modelonzekerheid van de hoofdtrekspanningstoets bepaald waarna in een probabilistische analyse van een ontwerp op hoofdtrekspanningstoets bepaald is of met de gegeven methode het vereiste betrouwbaarheidsniveau aangetoond kan worden. Uit deze probabilistische analyse volgt dat bij vrije eindopleggingen voor de als ongescheurd te beschouwen gebieden de hoofdtrekspanningstoets een veilige benadering van de aanwezige capaciteit oplevert indien in de toetsing uitgegaan wordt van de rekenwaarde van de sterkte f_{ctd} .

6.16 Toelichting op RBK 6.2.3 (3) en 6.2.3 (4) meenemen verticale voorspanstaven als dwarskrachtwapening

Naast de in 6.13 genoemde bijdrage van de werkvoorspankracht van verticale voorspanning in de dwarskrachtcapaciteit via de in de RBK gedefinieerde kracht V_P zal verticale voorspanning gedeeltelijk ook een bijdrage leveren in de dwarskrachtcapaciteit als dwarskrachtwapening. Deze bijdrage is beperkt tot het verschil tussen de breukspanning en de aangebrachte werkvoorspanning ($f_{pd} - P_{m,t(x)}/A_{pw}$). De hierbij in rekening te brengen spanning ligt vaak in de orde grootte van 500 – 600 MPa. Dit is hoger dan voor dwarskrachtwapening uit betonstaal ($f_{yd} = 435$ MPa) wordt aangehouden. Dit betekent dat om deze bijdrage te kunnen benutten de optredende rekken hoger zullen zijn dan bij normale beugelwapening. Het aantal beschikbare onderzoeken om deze bijdrage van voorspanstaal aan de dwarskrachtcapaciteit vast te stellen is beperkt. Daarom is ervoor gekozen om de in rekening te brengen bijdrage van verticale voorspanning in de RBK te beperken tot 435 MPa. Dit is tevens gedaan om te waarborgen dat bij gecombineerd aanwezig zijn van betonstaal en verticale voorspanning beide mechanismen gezamenlijk op kunnen treden. Zoals in 6.13 ook al aangegeven zal door de aangebrachte verticale voorspanning de hoek van de dwarskrachtscheur/drukdiagonaal groter worden dan normaal aangenomen voor voorgespannen beton. Het aantal in rekening te brengen beugels zal daardoor lager zijn.

6.17 Toelichting v_{min} RBK

6.17.1 Discussie over v_{min} regels in RBK 1.1

In RBK 1.1 [69] is een aangepaste formule voor v_{min} gegeven waarin de invloed van het toegepaste betonstaalsoort ook is meegenomen. Vanuit de theoretische achtergrond voor de in [1] gegeven formule voor v_{min} leek de in [69] gegeven formule correct en in lijn met de achtergronden voor [1], zie hiervoor ook [59].

Hierin werd immers duidelijk dat v_{min} in [1] bepaald als het punt waar buigweerstand het leidende bezwijkmechanisme werd in plaats van afschuiving. Aangezien de vloeigrens van de wapening een van de belangrijkste parameters voor de buigcapaciteit is, leek de expliciete opname van f_{yk} in de v_{min} -formule logisch. In feite is formule (6.3 N) van [1] een vereenvoudiging gebaseerd op $f_{yk}=500$ MPa. Al met al resulteerde dit in volgende aangepaste formule voor v_{min} in [69]:

$$v_{min} = 0,83 * \frac{k_{cap}^{3/2} k^{3/2} f_{ck}^{1/2}}{f_{yk}^{1/2}} \quad (6.13)$$

waarin:

f_{ck} in MPa;

f_{yk} in MPa;

f_{yk} = 500 MPa voor voorspanstaal

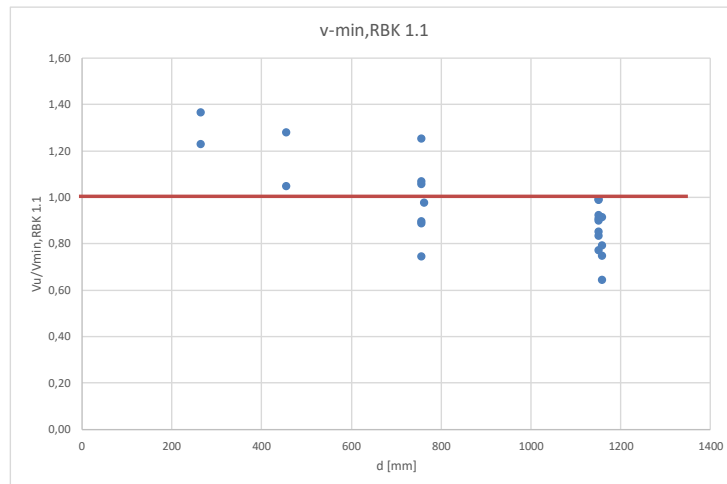
k_{cap} = 1,2 voor monoliete massieve delen van platen met lijnvormige ondersteuning. Een plaat is lijnvormig ondersteund als aan de volgende twee voorwaarden is voldaan:

- De afstand tussen de opleggingen is niet groter dan $5d_1$ (d_1 kan hierbij betrekking hebben op de plaatdikte of op de dikte van de dwarsdrager);
- Bij aanwezigheid van een dwarsdrager is de langswapening aan de onderzijde van de plaat gepositioneerd boven de langswapening in de dwarsdrager.

k_{cap} = 1,0 bij overige constructies inclusief volstortliggers;

Aan de TU Delft zijn in de afgelopen jaren afschuifproeven uitgevoerd op gewapende balken met een hoogte tussen 300 mm - 1200 mm, zie [70]. Een deel van de proeven was gericht op het bepalen van het omslagpunt tussen afschuiving en buiging (v_{min}). Hiervoor werden proeven uitgevoerd op balken met geribde wapening en balken met gladde wapening. Er is voor proeven met gladde wapening gekozen omdat in het verleden veel bruggen zijn gebouwd met glad betonstaal met een vloeigrens rond 200 - 240 Mpa, hetgeen zeer gunstig is bij toepassing van de aangepaste formule in RBK1.1.

Op basis van dit onderzoek werden voorspellingen op basis van formule (6.13) vergeleken met de proefresultaten. Voor deze vergelijking zijn f_{ck} en f_{yk} vervangen door f_{cm} en f_{ym} . In figuur 6.11 is te zien dat voor glad betonstaal dit kan resulteren in een overschatting van de afschuifcapaciteit van een balk.



Figuur 6.11: Vergelijking van proeven met voorspellingen op basis van v_{\min} -formule RBK1.1 – glad betonstaal, gemiddelde waarden voor f_c en f_y [71]

Het waargenomen verschijnsel van een mogelijk onveilige voorspelling met de RBK1.1 v_{\min} formule lijkt deels veroorzaakt te worden door een schaafeffect d.w.z. het is niet volledig een v_{\min} probleem. Aanpassing van de schaafactor in [1] zou echter ook aanpassing van de algemene afschuivingsformule (6.2a) van [1] betekenen, voornamelijk is besloten deze algemene formule niet aan te passen. Daarom is besloten om alleen de noodzaak van aanpassing van de v_{\min} -formule te bestuderen om daarin te compenseren voor de invloed van wapeningsoppervlak, hetgeen ook een mogelijke correctie voor het schaafeffect impliceert. In [59] werd aangetoond dat formule (6.13) is afgeleid met gebruikmaking van karakteristieke waarden om het punt te bepalen waar buiging heerst over afschuiving. Het vergelijken van de v_{\min} -regel op basis van een gemiddelde waarde ter vervanging van de gemiddelde waarden van f_{ck} en f_{yk} balken is daarom niet geheel juist. Daarom wordt eerst de gemiddelde waarde formule voor v_{\min} bepaald. Net als in [59] is voor de afleiding van de formule weer uitgegaan van de veronderstelling dat bij een driepuntsbuigproef de belasting zich op $2,5 d$ afstand van het steunpunt bevindt. Het buigend moment onder de puntlast is dan gelijk aan:

$$M_{uv} = V_{um} \cdot 2,5d = 0,163 \cdot k \cdot (100\rho_l \cdot f_{cm})^{\frac{1}{3}} \cdot 2,5d \cdot b \quad (6.12)$$

De gemiddelde momentweerstand bij vloeien van de wapening kan worden bepaald met:

$$M_{um} = 0,9d \cdot (\rho_l \cdot b \cdot d) f_{ym} \quad (6.13)$$

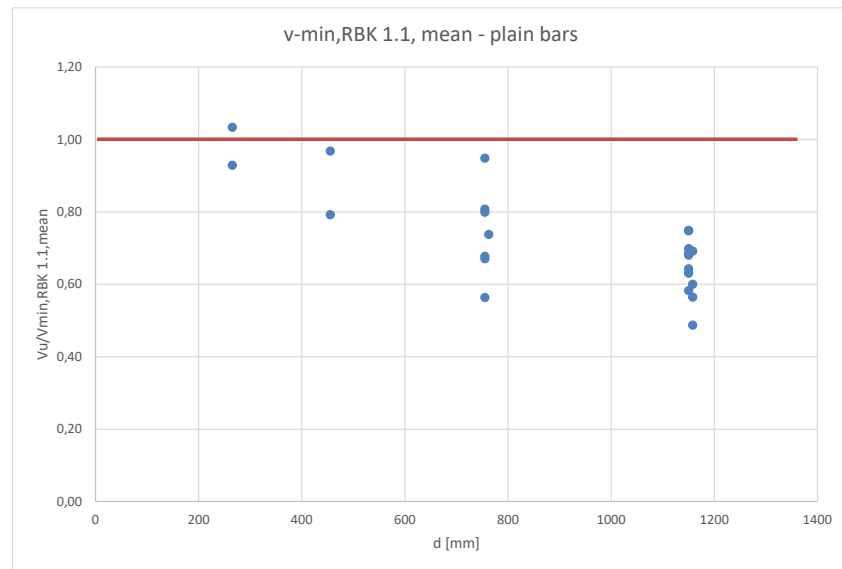
Door (6.12) en (6.13) aan elkaar gelijk te stellen vinden we dat voor de waarde van ρ_l waarbij geen bezwijken op afschuiving kan plaatsvinden, het volgende geldt:

$$\rho_l = \frac{3,046 \cdot k^{3/2} \cdot f_{cm}^{1/2}}{f_{ym}^{3/2}} \quad (6.14)$$

Voor de minimale gemiddelde afschuifcapaciteit geldt dan:

$$v_{\min, \text{gemiddeld}} = \frac{1,097 \cdot k^{3/2} \cdot f_{cm}^{1/2}}{f_{ym}^{1/2}} \quad (6.15)$$

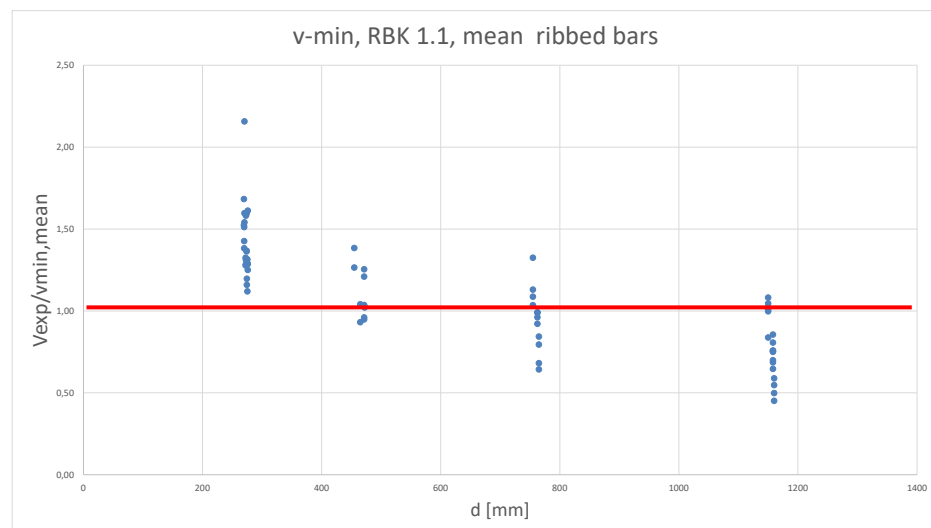
In figuur 6.12 worden de testresultaten vergeleken met de geschatte gemiddelde weerstand volgens formule (6.15).



Figuur 6.12: Vergelijking testen met voorspelling volgens formule (6.15) – glad betonstaal

Zoals te zien is in figuur 6.12 overschat de $v_{min, gemiddeld}$ vergelijking de gemiddelde afschuifcapaciteit voor bijna alle proeven.

Om de vergelijking compleet te maken zijn in figuur 6.13 de resultaten voor liggers met geribd betonstaal ($f_{ym} = 550$ Mpa) weergegeven. Ook hier is een schaafeffect zichtbaar, maar dit lijkt in minder overschatting van de minimum afschuifcapaciteit te resulteren.



Figuur 6.13: Vergelijking testen met voorspelling volgens formule (6.15) – geribd betonstaal

6.17.2 Onderbouwing aanpassing v_{min} formule

Op basis van de hiervoor getoonde formule is besloten dat de voorschriften voor v_{min} in RBK1.2 moeten worden aangepast ten opzichte van RBK1.1. Om de benodigde aanpassing te bepalen is in [71] gekozen voor een formule overeenkomstig de aanpak in [1]. Om de invloed van betonstaal oppervlak mee te

nemen is een additionele factor k_b toegevoegd. Daarnaast is onderzocht welke correctie er op de schaalfactor moet plaatsvinden.

Om de invloed van het betonstaal oppervlak in rekening te brengen is hierbij gebruik gemaakt van de door Yang in [70] voorgestelde correctiefactor k_{cor} , gedefinieerd als:

$$k_{cor} = \left(\frac{1}{k_p}\right)^{3/4} \quad (6.16)$$

Waarin:

k_p is staaloppervlakte afhankelijke factor, 1,2 voor glad betonstaal en 1,0 voor geribd betonstaal

Op basis van deze factor wordt de dwarskrachtweerstand voor constructies met glad betonstaal 13% lager dan voor vergelijkbare constructies met geribd betonstaal. Maar naast de lagere dwarskrachtsterkte door de oppervlak karakteristieken is er ook de in formule (6.15) weergegeven invloed van de vloeigrens van het betonstaal ($1/f_y^{1/2}$). Een lager vloeigrens resulteert hierbij in een hogere dwarskrachtweerstand. Om met beperkte aanpassing aan te sluiten bij formule (6.3N) van [1] is in RBK 1.2 ervoor gekozen om de invloed van de vloeisterkte van het betonstaal en het oppervlak samen mee te nemen in één correctiefactor k_b .

Waarin k_b het verschil in minimale dwarskrachtweerstand van glad betonstaal met een waarde $f_{yk}=240$ MPa en geribd betonstaal met $f_{yk}=500$ MPa voorstelt.

- Glad betonstaal: $\left(\frac{1}{1,2}\right)^{3/4} \frac{1}{\sqrt{240}} = 0,0563$
- Geribd betonstaal: $\left(\frac{1}{1}\right)^{3/4} \frac{1}{\sqrt{500}} = 0,0447$

Uitgaande van een basisformule voor $f_{yk} = 500$ (vergelijkbaar met 6.3N in [1]) geldt voor gladbetonstaal dan $k_b = 0,0563/0,0447 = 1,26$ hetgeen in de RBK afgerond is naar 1,25. Voor geribd betonstaal geldt dan dus $k_b=1$.

Naast de invloed van de vloeigrens en staaloppervlak is in figuur 7.12 en 6.13 ook nog een invloed van het schaaffect waarneembaar. In formule 6.15 was met k echter al een schaalfactor opgenomen. In [71] is aangetoond dat voor een additionele correctie voor de hoogte een extra factor:

$$k_h = 1,4 (d/1400) \leq 1,19 \quad (6.17)$$

gehanteerd zou kunnen worden. Dit zou echter betekenen dat men tweemaal corrigeert voor hetzelfde effect in één formule. In RBK1.2 is er daarom voor gekozen om beide schaalfactor te combineren tot factor k_h , welke gedefinieerd is als:

$$k_h = 4,2e^{\frac{-d}{800}} \leq 3,4 \text{ met } d \text{ in [mm]} \quad (6.18)$$

Bovenstaande resulteert in de volgende aangepaste formule voor v_{min} :

$$v_{min} = 0,035k_bk_hk_{cap}f_{ck}^{1/2} \quad (6.1 \text{ RBK})$$

Waarin:

k_b is de correctiefactor voor het betonstaal oppervlak en bijbehorende staalsoort

$$k_b = 1,25 \text{ voor glad staal}$$

$$k_b = 1,00 \text{ voor geribd staal}$$

$$k_h = 4.2e^{\frac{-d}{800}} \leq 3.4 \text{ met } d \text{ in [mm]}$$

6.18 Membraandrukwerking

6.18.1 Beoordeling bestaande gewapende brugdekken op liggers

In de in het Verenigd Koninkrijk van toepassing zijnde ontwerphandleidingen voor wegen en bruggen, wordt in CD 360 [72] aangegeven hoe gewapende brugdekken getoetst kunnen worden. Hierbij wordt gebruik gemaakt van de gunstige werking van zogenaamde drukmembraanwerking in brugdekken met enige mate van opsluiting. De in [72] gepresenteerde rekenmethode "Calculation of local capacity of bridge deck slabs" inclusief aanpassing naar Eurocode terminologie is gegeven in de volgende paragraaf 6.18.1.1. Verdere achtergrond voor de hier gepresenteerde rekenregels is gegeven in [73] en [74].

6.18.1.1 Vereenvoudigde methode om de lokale capaciteit van brugdekken te bepalen

In deze paragraaf is een vereenvoudigde methode gegeven om de uiterste lokale capaciteit van zijdelings opgesloten betonnen dekken te bepalen. De methode neemt aan dat de wapening in het dek geen bijdrage levert aan de lokale draagcapaciteit.

Procedure

De volgende notaties zijn van toepassing op deze paragraaf:

d_{ave} = gemiddelde effectieve hoogte tot de trekwapening (mm)

f_{ck} = karakteristieke cilinderdruksterkte van beton (MPa)

f_{cd} = rekenwaarde van de druksterkte van beton (MPa) volgens formule (3.15) van [1]

h = totale dek dikte (mm); indien betonnen prefab bekistingplaten zijn gebruikt is h gelijk aan de totale dek dikte minimaal 10 mm.

Noot: Wanneer de ondervloer door liggers niet gesloten is, is een verloren houten bekistingsplaat niet toegestaan vanwege mogelijk wegrotten ervan en op de onderliggende wegvallen van brokstukken. In dat geval is in de regel een prefab bekistingsplaat toegepast welke meegerekend mag worden bij de bepaling van h onder de hiervoor gegeven voorwaarde (10 mm reductie).

L_r = halve overspanning van het dek (mm) met verhinderde vervorming, als volgt gedefinieerd:

- De dagmaat, bij monoliet met de liggers verbonden dekken

- De hart op hart afstand van de liggers, bij op stalen of betonnen liggers opgelegd dekken.

γ_m = partiële materiaalfactor

ϕ = diameter van het belaste oppervlak

Voor vierkante lastvlakken moet de equivalente ponsdiameter worden bepaald op basis van een gelijke omtrek.

Voor LM1 geldt $\phi = 509$ mm (bij lastvlak 400*400 mm²)

Voor LM2 geldt $\phi = 605$ mm (bij lastvlak 350*600 mm²)

$M_{Rd,CMA}$ = Rekenwaarde van het opneembare moment door drukmembraanwerking

De plastische rek van een geïdealiseerde elasto-plastische beton ε_{cp} is gegeven door:

$$\varepsilon_{cp} = (-400 + 60f_{cd} - 0,33f_{cd}^2) \cdot 10^{-6} \quad (6.19)$$

De dimensieloze parameter R om de drukboogcapaciteit weer te geven is gelijk aan:

$$R = \frac{\varepsilon_{cp} \cdot L_r^2}{h^2} \quad (6.20)$$

Om het dek als opgesloten te beschouwen moet R kleiner zijn dan 0,26. Als hier niet aan voldaan wordt dient het dek op de traditionele wijze berekend te worden en mag het effect van de drukboogwerking niet in rekening worden gebracht.

De dimensie loze hulpparameter k (drukboogwerking coëfficiënt) is gelijk aan:

$$k = 0,0525 \left(4,3 - 16,1 \sqrt{3,3 \cdot 10^{-4} + 0,1243R} \right) \quad (6.21)$$

De effectieve wapeningsverhouding ρ_e is gelijk aan:

$$\rho_e = k \left[\frac{f_{cd}}{240} \right] \left[\frac{h}{d_m} \right]^2 \quad (6.22)$$

De uiterste berekende belastingcapaciteit voor een enkel wiel P_{ps} (N) wordt gegeven door:

$$P_{ps} = 1,52(\phi + d_m)d_m\sqrt{f_{cd}}(100\rho_e)^{0,25} \quad (6.23)$$

Wanneer een dek door een as wordt belast door of twee wielen of twee wielen van twee naastgelegen assen dient, totdat meer onderzoeksresultaten beschikbaar zijn, de uiterste berekende wielbelasting (capaciteit) berekend te worden volgens:

$$P_{pd} = 0,65 P_{ps} \quad (6.24)$$

De momentcapaciteit in dwarsrichting van een dek met drukmembraanwerking kan, voor het veldmidden, als volgt worden bepaald:

$$M_{Rd,CMA} = k \cdot f_{cd} \cdot h^2 \quad (6.25)$$

6.18.1.2 Randvoorwaarden

Totdat meer onderzoeksresultaten beschikbaar zijn mag bovenstaande toepassing van drukmembraanwerking in brugdekken worden gebruikt mits voldaan wordt aan de volgende randvoorwaarden:

- De dwarsoverspanning van het dek loodrecht op de rijrichting van het verkeer mag niet groter zijn dan 3,7 m.
- Het dek moet tenminste 1,0 m uitsteken voorbij de hartlijn van de buitenste ligger. Indien een verdikking is toegepast moet de integrale doorsnede

voorbij de hartlijn van de buitenste ligger minimaal gelijk zijn aan de doorsnede van een 1,0 m breed dek.

Noot: Een los opgestorte schampkant zonder goede verbinding mag dus niet meegerekend worden.

- c) De overspanning lengte en dikte verhouding van het dek mag niet groter zijn dan 15. Bij scheve platen dient de schuine overspanning te worden gebruikt om deze verhouding te bepalen.
- d) Voor kruisingshoeken (scheve plaat) kleiner dan 70° moeten de eindvlakken van het dek worden ontworpen of worden beoordeeld volgens CS 455 [75].
- e) Dwarsranden aan het einde van de brug en bij tussenpunten (opleggingen) waar de continuïteit van het dek is onderbroken dienen te worden ondersteund door dwarsbalken of door een andere passende oplossing en moet ontworpen zijn voor het gehele effect van de wielbelasting.
- f) Bij alle bruggen moeten einddwarsbalken aanwezig zijn. Bruggen bestaande uit stalen balken dienen voorzien te zijn van tussen dwarsdragers op een maximale onderlinge afstand van 8 m. Indien niet voorgespannen betonnen liggers zijn toegepast dient tenminste een tussen dwarsdrager te zijn toegepast. Alle (eind)dwarsdragers dienen over de volle breedte van de brug door te lopen en de hoogte dient minimaal gelijk te zijn aan de afstand tussen de boven- en onderflens van de hoofdliggers. Indien T-liggers zijn toegepast dient de dwarsdrager hoogte minstens gelijk te zijn aan 75% van de lijfhoogte.
- g) Randbalken dienen bij alle dekken aanwezig te zijn en gewapend met hoofdwapening evenwijdig aan de verkeersrichting. Een randbalk mag voorzien zijn van een dek en gewapend om het gehele effect van de wielbelasting op te nemen; een balk integraal uitgevoerd met en dikker dan het dek; een integraal gewapende doorsnede van het dek of verdikking om de rand van het dek te verstijven.”
- h) Conform [74] moet minimaal 0,2% wapening in twee richtingen in zowel het boven- als ook ondervlak aanwezig zijn. De maximale staafafstand mag daarbij 250 mm bedragen. Tevens moet in de dwarsoverspanningsrichting zowel in het boven- als ondervlak minimaal $500 \text{ mm}^2/\text{m}$ aanwezig zijn.

6.18.2 Rekenvoorbeeld draagcapaciteit druklaag op omgekeerde T-liggers

Gewapend betonnen dekken komen in Nederland vooral voor bij omgekeerde T-liggers waarop later een in het werk gestorte druklaag komt. De dikte van dit betonnen dek (druklaag) is gelijk aan 160 mm bij een liggerafstand van 1,2 meter. Deze afmetingen zijn tot het uitkomen in 1995 van de NEN 6723 [40] gelijk gebleven. De draagkracht van de druklaag van 160 mm wordt in de volgende paragraaf getoetst volgens de hiervoor gegeven rekenregels.

De volgende uitgangspunten worden voor de druklaag gehanteerd:

Betonkwaliteit:

C25/30 (RBK 1.2 paragraaf 3.1.2 (11) minimaal aanwezig)

Veldwapening:

hoofdwapening $\phi 12 - 100$ of $\phi 12 - 150$

verdeelwapening $\phi 8 - 150$ of $\phi 8 - 200$

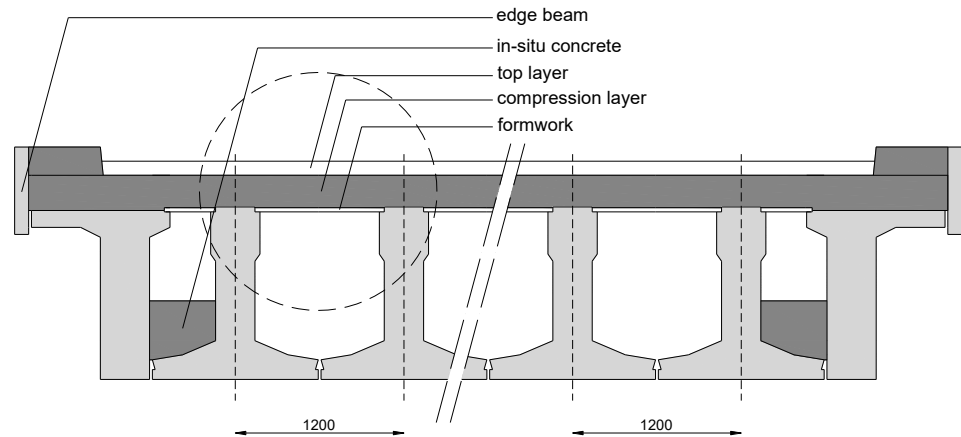
De laagste hoeveelheid wapening levert dan een minimale wapeningspercentage van 0,2% op met een minimale hart op hartafstand van 200mm.

Hoogte druklaag is minimaal 160 mm.

Opmerking:

De hoeveelheid buigwapening wordt niet gebruikt met deze rekenmethode.

In Nederland worden alle geprefabriceerde ligger bruggen met einddwarsdragers uitgevoerd. Afhankelijk van de grootte van de hoofdoverspanning zijn 1 of 2 tussendwarsdragers toegepast.



Figuur 6.10 Doorsnede omgekeerde T-liggers met druklaag

6.18.2.1 Berekening druklaag volgens RKB achtergronden/CD 360

Om de hiervoor gegeven zogenaamde “simplified method” volgens CD 360 [72] met aanvulling in [74] te mogen toepassen dient voldaan te worden aan de volgende randvoorwaarden:

- overspanning mag niet groter zijn dan 3,7 m; $0,95 \text{ m} < 3,7 \text{ m}$; *akkoord*
- een overstek van 1,0 m aan de rand of equivalente betondoorsnede is aanwezig; *akkoord*
- de overspanning dikte verhouding van het dek is kleiner dan 15; $5,9 < 15$; *akkoord*
- bij een hoek van scheefheid groter dan 20° worden hogere wapeningseisen gesteld aan de eindstukken van het dek; *aangenomen wordt dat dit akkoord is*
- continue einddwarsdragers zijn aanwezig; *akkoord*
- randbalken integraal uitgevoerd met het dek; *akkoord*
- minimale wapeningspercentage in alle lagen en alle richting $0,2\%$; $0,2\% \geq 0,2\%$; *akkoord*
- maximale staafafstand 250mm; maximaal $200 < 250$; *akkoord*
- dwarsrichting minimaal $500 \text{ mm}^2/\text{m}$ (onder en boven) aanwezig; $754 > 500 \text{ mm}^2/\text{m}$; *akkoord*

Opmerking:

Met de “simplified method” wordt de lokale sterkte van het brugdek bepaald. Een globale sterkte berekening blijft noodzakelijk om het gecombineerde effect van de lokale en globale analyse te beschouwen.

Bepaal de rekenwaarde van de druksterkte.

C25/30: $\Rightarrow f_{cd} = 16,67 \text{ MPa}$

Bepaal de plastische rek met formule 6.19.

$$\varepsilon_{cp} = (-400 + 60f_{cd} - 0,33f_{cd}^2) \cdot 10^{-6}$$

$$\varepsilon_{cp} = (-400 + 60 \cdot 16,67 - 0,33 \cdot 16,67^2) \cdot 10^{-6}$$

$$\varepsilon_{cp} = 0,51 \cdot 10^{-3}$$

Bepaal factor R en toets of deze kleiner is dan 0,26, formule 6.20.

$$L_r = (1200 - 250)/2 = 475 \text{ mm}$$

$$R = \frac{\varepsilon_{cp} \cdot L_r^2}{h^2}$$

$$R = \frac{0,51 \cdot 10^{-3} \cdot (475)^2}{160^2}$$

$$R = 4,5 \cdot 10^{-3} < 0,26 \quad \text{akkoord}$$

Bepaal factor k m.b.v. formule 6.21.

$$k = 0,0525(4,3 - 16,1\sqrt{3,3 \cdot 10^{-4} + 0,1243R})$$

$$k = 0,201$$

Opmerking: de maximale buigcapaciteit (rekenwaarde) door drukboogwerking kan worden bepaald met formule 6.25.

$$M_{Rd,CMA} = k \cdot f_{cd} \cdot h^2$$

$$M_{Rd,CMA} = 0,201 \cdot 16,67 \cdot 160^2$$

$$M_{Rd,CMA} = 86 \cdot 10^3 k \frac{Nmm}{mm} = 86 \text{ kNm/m}$$

Als voorbeeld is de grootte van het buigend moment $M_{Rd,CMA}$ vergeleken met de buigcapaciteit bepaald met een hoeveelheid wapening met de huidige staalsterkte B500B. Met de traditionele buigtheorie wordt bij een hoofdwapening $\phi 12 - 100$ of $\phi 12 - 150$ een momentcapaciteit M_{Rd} bepaald van respectievelijk 59,7 kNm/m en 39,8 kNm/m ($M_{Rd} = 0,9 \cdot d \cdot A_s \cdot f_{sd} = 0,9 \cdot 135 \cdot 113 \cdot 1000/150 \cdot 435 = 39,8 \cdot 10^6 \text{ Nmm/m} = 39,8 \text{ kNm/m}$). Afhankelijk van de hoeveelheid wapening neemt de (extra) buigcapaciteit toe met ca. 44% ($\phi 12 - 100$) en 115% ($\phi 12 - 150$).

Opgemerkt wordt dat bij een hogere betonsterkteklasse de maximale drukboogcapaciteit verder toeneemt, omdat deze capaciteit hoofdzakelijk van de betondruksterkte afhangt.

Bepaal de equivalente wapeningsverhouding volgens formule 6.22.

$$\rho_e = k \left[\frac{f_{cd}}{240} \right] \left[\frac{h}{d_m} \right]^2$$

$$\rho_e = k \left[\frac{16,67}{240} \right] \left[\frac{160}{129} \right]^2$$

$$\rho_e = 2,15 \cdot 10^{-2}$$

Opmerking: d_m is bepaald met betondekking van 25 mm en 12 mm hoofdwapening.

Bepaal het draagvermogen van een enkele wiellast, formule 6.23.

$$P_{ps} = 1,52(\phi + d_m)d_m\sqrt{f_{cd}}(100\rho_e)^{0,25}$$

$$P_{ps} = 1,52(509 + 129)129\sqrt{16,67}(100 \cdot 2,15 \cdot 10^{-2})^{0,25}$$

$$P_{ps} = 618 \cdot 10^3 \text{ N} = 618 \text{ kN}$$

Bepaal de maximale wiellast indien twee assen en/of wielen het brugdek gelijktijdig belasten, zie formule 6.24.

$$P_{pd} = 0,65 P_{ps}$$

$$P_{pd} = 0,65 \cdot 618 \text{ kN}$$

$$P_{pd} = 402 \text{ kN} \quad \text{rekenwaarde maximale wiellast}$$

Volgens NEN-EN 1991-2+C1:2011 geldt voor belastingmodel 1 een tandemstelsel met wiellasten met lastvlakken 400 x 400 mm. Voor CC3 nieuwbouw bij belastingmodel 1 gelden de volgende partiële belastingfactoren:

- Nieuwbouw $\gamma_b = 1,5$
- Verbouw $\gamma_b = 1,35$
- Gebruiksniveau $\gamma_b = 1,20$

Een toets op gebruiksniveau is voldoende, maar er wordt verwacht dat het dek ook aan de nieuwbouweisen voldoet. Daarom is het rekenvoorbeeld voor nieuwbouw niveau uitgewerkt.

Belasting model 1:

$$1,5 \times 300/2 = 225 \text{ kN} < 402 \text{ kN}$$

(uc = 0,56) akkoord

Volgens NEN-EN 1991-2+C1:2011 moet een enkele as van belastingmodel 2 met grootte 400 kN en bijbehorende wiellastvlak van 350 x 600 mm worden opgenomen.

Bepaal equivalente ponsdiameter:

$$\pi \phi = 2 (350 + 600)$$

$$\phi = 605 \text{ mm}$$

$$P_{ps} = 1,52(605 + 129)129\sqrt{16,67}(100 \cdot 2,15 \cdot 10^{-2})^{0,25}$$

$$P_{ps} = 712 \cdot 10^3 \text{ N} = 712 \text{ kN}$$

Twee wielen van 1 as op een dek, tussen twee omgekeerde T-liggers, zijn geometrisch niet mogelijk. Daarom is reductie (0,65) niet noodzakelijk en alleen een toets op de wielbelasting voldoet.

$$1,5 \times 400/2 = 300$$
$$300 \text{ kN} < 712 \text{ kN} \quad (u_c = 0,42) \quad \text{akkoord}$$

Het lokale bezwijkdraagvermogen voldoet. Daarnaast dient de combinatie van lokale- en globale effecten nader beschouwd te worden. Met globale effecten wordt de krachtafdracht in de langsrichting van de voorgespannen liggers en de bijbehorende effecten in dwarsrichting van het dek bedoeld. Dit is hier achterwege gelaten maar verwacht wordt dat dit dek ook hieraan voldoet. Wanneer de krachtsverdeling met een eindige elementen model wordt bepaald is het globale en lokale effect al simultaan in rekening gebracht.

6.18.2.2 Conclusie

Aangetoond is dat bij omgekeerde T-liggers, met een liggerafstand van 1,2 meter, waarop later een in het werk gestorte druklaag aangebracht is van 160 mm dikte en een minimale betonsterkte C25/30 voldoet aan het veiligheidsniveau “nieuwbouw” CC3 zoals gedefinieerd in de RBK 1.2 en NEN-EN 1990+A1+A1/C2:2011/NB:2011. Alle bruggen die voldoen aan deze randvoorwaarden zullen aan dit veiligheidsniveau voldoen. Een aparte berekening is dus niet noodzakelijk om het veiligheidsniveau aan te tonen.

Indien een separate controle op buiging noodzakelijk is mag voor de buigcapaciteit (M_{ar}) van het betonnen dek 86 kNm/m worden gehanteerd bij C25/30. Deze buigcapaciteit (drukboogwerking) hangt niet af van de hoeveelheid wapening maar wordt hoofdzakelijk bepaald door de betondruksterkte.

6.18.3 Rekenvoorbeeld draagcapaciteit betonnen dek op stalen liggers

Gewapend betonnen dekken opgelegd op en of verbonden aan stalen liggers komen in Nederland voor. De stalen liggers overspannen in de hoofdoverspanning en het betonnen rijdek draagt de verkeersbelasting in dwarsrichting af. De dikte van dit betonnen dek (druklaag) is in dit voorbeeld gelijk aan 250 mm bij een liggerafstand van 2,7 meter. Er komen echter ook andere dikten van het rijdek en liggerafstanden voor.

De draagcapaciteit van het gewapend betonnen rijdek van 250 mm wordt in de volgende paragraaf getoetst volgens de “UK Highway Agency Standard CD 360” [72] welke in vereenvoudigde versie is weergegeven in 6.18.1.1.

De volgende uitgangspunten worden voor het rijdek gehanteerd:

Betonkwaliteit: C35/45 (RBK 1.2 paragraaf 3.1.2 (11) minimaal aanwezig)

6.18.3.1 Berekening brugdek

Om de zogenaamde “simplified method” volgens CD 360 [72] te mogen toepassen dient voldaan te worden aan de volgende randvoorwaarden:

- overspanning mag niet groter zijn dan 3,7 m; $2,70 \text{ m} < 3,7 \text{ m}$; akkoord
opmerking: de hart op hart afstand van de dwarsdragers is gebruikt. Indien echter aangetoond is dat de schuifverbinding tussen stalen ligger en betonnen dek voldoende sterk is (voldoet aan gestelde eisen) dan mag de dagmaat tussen de stalen liggers als overspanning worden gebruikt.
- een overstek van 1,0 m aan de rand of equivalente betondoorsnede is aanwezig; aangenomen is dat dit voldoet.
- de overspanning dikte verhouding van het dek is kleiner dan 15; $2,70/0,25 = 10,8 < 15$; akkoord
- bij een hoek van scheefheid groter dan 20° worden hogere wapeningseisen gesteld aan de eindstukken van het dek; voor oude stalen bruggen met een betondek niet relevant daar het hier in het algemeen rechte overspanning betreft.
- continue einddwarsdragers zijn aanwezig; bij elke overspanning is een dwarsdrager aanwezig, akkoord. Verder is aangenomen dat na elke 8 meter in hoofdoverspanningsrichting minimaal een tussendwarsdrager aanwezig is.

Aangenomen is dat een integraal gewapende doorsnede van het dek (of verdikking) om de rand van het dek te verstijven is toegepast.”

Bepaal de rekenwaarde van de druksterkte.

C35/45 :=> $f_{cd} = 23,3 \text{ MPa}$

Bepaal de plastische rek, formule 6.19.

$$\varepsilon_{cp} = (-400 + 60f_{cd} - 0,33f_{cd}^2) \cdot 10^{-6}$$

$$\varepsilon_{cp} = (-400 + 60 \cdot 23,3 - 0,33 \cdot 23,3^2) \cdot 10^{-6}$$

$$\varepsilon_{cp} = 0,82 \cdot 10^{-3}$$

Bepaal factor R en toets of deze kleiner is dan 0,26, formule 6.20. Dit om te controleren of voldoende opsluiting (“restraint”) aanwezig is.

$$L_r = (2700)/2 = 1350 \text{ mm}$$

$$R = \frac{\varepsilon_{cp} \cdot L_r^2}{h^2}$$

$$R = \frac{0,82 \cdot 10^{-3} \cdot (1350)^2}{250^2}$$

$$R = 0,024 < 0,26 \quad \text{akkoord}$$

Bepaal factor k m.b.v. formule 6.21.

$$k = 0,0525(4,3 - 16,1\sqrt{3,3 \cdot 10^{-4} + 0,1243R})$$

$$k = 0,176$$

Opmerking: de maximale buigcapaciteit (rekenwaarde) door drukboogwerking kan worden bepaald met formule 6.25:

$$M_{Rd,CMA} = k \cdot f_{cd} \cdot h^2$$

$$M_{Rd,CMA} = 0,176 \cdot 23,3 \cdot 250^2$$

$$M_{Rd,CMA} = 256 \cdot 10^3 \frac{Nmm}{mm} = 256 \text{ kNm/m}$$

Bepaal de equivalente wapeningsverhouding volgens formule 6.22.

$$\rho_e = k \left[\frac{f_c}{240} \right] \left[\frac{h}{d} \right]^2$$

$$\rho_e = 0,176 \left[\frac{23,3}{240} \right] \left[\frac{250}{210} \right]^2$$

$$\rho_e = 2,42 \cdot 10^{-2}$$

Opmerking:

d is bepaald met betondekking van 30 mm en \varnothing 20 mm hoofdwapening.

Bepaal draagvermogen van een enkele wiellast, formule 6.23.

$$P_{ps} = 1,52(\phi + d)d\sqrt{f_c}(100\rho_e)^{0,25}$$

Bepaal equivalente pondsdiameter met: $\pi\phi = 4 \cdot 400$; $\phi = 509$ mm

Opmerking:

Er is geen invloed van de asfaltdikte meegenomen; eventueel kan minimaal 5 cm asfalt of de aantoonbare aanwezige asfaltdikte in rekening gebracht worden indien nodig.

$$P_{ps} = 1,52(509 + 210)210\sqrt{23,3}(100 \cdot 2,42 \cdot 10^{-2})^{0,25}$$

$$P_{ps} = 1382 \cdot 10^3 \text{ N} = 1382 \text{ kN}$$

Bepaal de maximale wiellast indien twee assen en/of wielen het brugdek gelijktijdig belasten, zie formule 6.24.

$$P_{pd} = 0,65P_{ps}$$

$$P_{pd} = 0,65 \cdot 1382 \text{ kN}$$

$$P_{pd} = 898 \text{ kN} \quad \text{rekenwaarde maximale wiellast}$$

Volgens NEN-EN 1991-2 [76] geldt voor belastingmodel 1 een tandemstelsel met wiellasten met lastvlakken 400 x 400 mm. Volgens RBK 1.2 paragraaf 4.2 Tabel 2, gelden de volgende partiële belastingfactoren voor CC3 bij belastingmodel 1:

- Nieuwbouw $\gamma_b = 1,5$
- Verbouw $\gamma_b = 1,35$
- Gebruiksniveau $\gamma_b = 1,20$

Een toets op gebruiksniveau is voldoende, maar er wordt verwacht dat het dek ook aan de nieuwbouweisen voldoet. Daarom is het rekenvoorbeeld voor nieuwbouwniveau uitgewerkt.

belasting model 1: $1,5 \times 300/2 = 225 \text{ kN}$. < 898 kN (uc = 0,25)
akkoord

Volgens NEN-EN 1991-2 [76] moet een enkele as van belastingmodel 2 met grootte 400 kN en bijbehorende wiellastvlak van 350 x 600 mm worden opgenomen.

Bepaal equivalente ponsdiameter:

$$\pi \phi = 2 (350 + 600)$$

$$\phi = 605 \text{ mm}$$

$$P_{ps} = 1,52(605 + 210)210\sqrt{23.3}(100 \cdot 2,42 \cdot 10^{-2})^{0,25}$$

$$P_{ps} = 1566 \cdot 10^3 \text{ N} = 1566 \text{ kN}$$

Twee wielen van 1 as passen op een dek, tussen twee stalen liggers. Daarom is reductie (0,65) noodzakelijk

$$P_{pd} = 0,65P_{ps}$$

$$P_{pd} = 0,65 \cdot 1566 \text{ kN}$$

$$P_{pd} = 1018 \text{ kN} \quad \text{rekenwaarde maximale wiellast}$$

$$1,5 \times 400/2 = 300$$

$$300 \text{ kN} < 1018 \text{ kN} (\text{uc} = 0,29) \quad \text{akkoord}$$

Het lokale bezwijkdraagvermogen voldoet. Daarnaast dient de combinatie van lokale en globale effecten nader beschouwd te worden. Met globale effecten wordt de krachtafdracht in de langsrichting van de stalen liggers en de bijbehorende effecten in dwarsrichting van het dek bedoeld. Dit is hier achterwege gelaten maar verwacht wordt dat dit dek ook hieraan voldoet. Wanneer de krachtsverdeling met een eindige elementen model wordt bepaald is het globale en lokale effect al simultaan in rekening gebracht.

6.18.3.2 Invloed lagere betondruksterkte

Het hiervoor gegeven voorbeeld betrof een betonnen dek van 250 mm waarvoor volgens RBK 1.2 uitgegaan kan worden van een betondruksterkte van C35/45. Indien de plaat dunner dan 250mm is bedraagt de minimale betondruksterkte volgens de RBK C25/30. De invloed hiervan mag op de capaciteit van het betondek is in dit voorbeeld nader uitgewerkt.

Aangenomen wordt dat een lagere betondruksterkte C25/30 aanwezig is? De berekeningsresultaten veranderen dan als volgt:

Bepaal de rekenwaarde van de druksterkte.
C25/30 => $f_{cd} = 16,67 \text{ MPa}$

Bepaal de plastische rek, formule 6.19.

$$\begin{aligned}\varepsilon_c &= (-400 + 60f_c - 0,33f_c^2) \cdot 10^{-6} \\ \varepsilon_c &= (-400 + 60 \cdot 16,67 - 0,33 \cdot (16,67)^2) \cdot 10^{-6} \\ \varepsilon_c &= 0,51 \cdot 10^{-3}\end{aligned}$$

Bepaal factor R en toets of deze kleiner is dan 0,26, formule 6.20.

$$\begin{aligned}R &= \frac{\varepsilon_{cp} \cdot L_f^2}{h^2} \\ R &= \frac{0,51 \cdot 10^{-3} \cdot (1350)^2}{250^2} \\ R &= 0,015 < 0,26 \quad \text{akkoord}\end{aligned}$$

Bepaal factor k m.b.v. formule 6.21.

$$\begin{aligned}k &= 0,0525(4,3 - 16,1\sqrt{3,3 \cdot 10^{-4} + 0,1243R}) \\ k &= 0,186\end{aligned}$$

Opmerking: de maximale buigcapaciteit (rekenwaarde) door drukboogwerking kan worden bepaald met formule 6.25:

$$\begin{aligned}M_{Rd,CMA} &= k \cdot f_{cd} \cdot h^2 \\ M_{Rd,CMA} &= 0,186 \cdot 16,67 \cdot 250^2 \\ M_{Rd,CMA} &= 194 \cdot 10^3 \frac{Nmm}{mm} = 194 \text{ kNm/m}\end{aligned}$$

Bepaal de equivalente wapeningsverhouding volgens formule 6.22.

$$\begin{aligned}\rho_e &= k \left[\frac{f_c}{240} \right] \left[\frac{h}{d} \right]^2 \\ \rho_e &= 0,186 \left[\frac{16,67}{240} \right] \left[\frac{250}{210} \right]^2 \\ \rho_e &= 1,83 \cdot 10^{-2}\end{aligned}$$

Opmerking:

d is bepaald met betondekking van 30 mm en 20 mm hoofdwapening.

Bepaal draagvermogen van een enkele wiellast, formule 6.23.

$$P_{ps} = 1,52(\phi + d)d\sqrt{f_c}(100\rho_e)^{0,25}$$

Bepaal equivalente ponsdiameter met: $\pi\phi = 4 \cdot 400$; $\phi = 509$ mm

Opmerking: geen invloed van de asfaltdikte is meegenomen; eventueel minimaal 5 cm asfalt of aantoonbare dikte asfalt in rekening brengen indien nodig.

$$\begin{aligned}P_{ps} &= 1,52(509 + 210)210\sqrt{16,67}(100 \cdot 1,83 \cdot 10^{-2})^{0,25} \\ P_{ps} &= 1090 \cdot 10^3 \text{ N} = 1090 \text{ kN}\end{aligned}$$

Bepaal de maximale wiellast indien twee assen en/of wielen het brugdek gelijktijdig belasten, zie formule 6.24.

$$P_{pd} = 0,65P_{ps}$$

$$P_{pd} = 0,65 \cdot 1090 \text{ kN}$$

$$P_{pd} = 709 \text{ kN} \quad \text{rekenwaarde maximale wiellast}$$

Een toets op gebruiksniveau is voldoende, maar er wordt verwacht dat het dek ook aan de nieuwbouweisen voldoet. Daarom is het rekenvoorbeeld voor nieuwbouwniveau uitgewerkt.

Belasting model 1: $1,5 \times 300/2 = 225 \text{ kN} < 709 \text{ kN}$ (uc = 0,32) akkoord

Volgens NEN-EN 1991-2+C1:2011 moet een enkele as van belastingmodel 2 met grootte 400 kN en bijbehorende wiellastvlak van 350 x 600 mm worden opgenomen.

Bepaal equivalente ponsdiameter:

$$\pi \phi = 2 (350 + 600)$$

$$\phi = 605 \text{ mm}$$

$$P_{ps} = 1,52(605 + 210)210\sqrt{16,67}(100 \cdot 1,83 \cdot 10^{-2})^{0,25}$$

$$P_{ps} = 1228 \cdot 10^3 \text{ N} = 1228 \text{ kN}$$

Twee wielen van 1 as passen op een dek, tussen twee stalen liggers. Daarom is reductie (0,65) noodzakelijk

$$P_{pd} = 0,65P_{ps}$$

$$P_{pd} = 0,65 \cdot 1228 \text{ kN}$$

$$P_{pd} = 798 \text{ kN} \quad \text{rekenwaarde maximale wiellast}$$

$$1,5 \times 400/2 = 300$$

$$300 \text{ kN} < 798 \text{ kN} \quad (\text{uc} = 0,38) \quad \text{akkoord}$$

6.18.4 Conclusies

Indien een brugdek aan een aantal randvoorwaarden voldoet mag met het effect van drukmembraanwerking worden gerekend. Door dit effect wordt zowel de momentcapaciteit als de ponscapaciteit sterk vergroot. Deze randvoorwaarden zijn gegeven in 6.18.1.2 onder "randvoorwaarden". Deze randvoorwaarden dienen als RBK tekst te worden opgenomen.

Indien voldaan wordt aan deze randvoorwaarden dan mag de berekeningsmethode drukmembraanwerking zoals weergegeven in 6.18.1.1 worden toegepast.

Indien voldaan wordt aan bovenstaande randvoorwaarden geldt:

Voor een typisch Nederlandse brug bestaande uit geprefabriceerde voorgespannen omgekeerde T-liggers hart op hart 1,20 meter en een gewapend betonnen druklaag van 160 mm dik met betonsterkteklasse C20/25 dat geen berekening op lokaal niveau van de gewapende druklaag nodig is. Aangetoond is dat deze druklagen

voldoen aan het veiligheidsniveau nieuwbouw CC3 zoals gedefinieerd in de RBK 1.2. en NEN-EN 1990 [66]. Indien een separate controle op buiging noodzakelijk is mag voor de buigcapaciteit (M_{ar}) van het betonnen dek 86 kNm/m worden gehanteerd bij C25/30. Deze buigcapaciteit (drukboogwerking) hangt niet af van de hoeveelheid wapening maar wordt hoofdzakelijk bepaald door de betondruksterkte.

Gewapend betonnen dekken opgelegd op en of verbonden stalen liggers komen in Nederland voor. De stalen liggers overspannen in de hoofdoverspanning en het betonnen rijdek draagt de verkeersbelasting in dwarsrichting af. De dikte van het betonnen dek (druklaag) is in het uitgewerkte voorbeeld (zie 6.18.3) gelijk aan 250 mm bij een liggerafstand van 2,7 meter. Bij deze brug, die voldeed aan de randvoorwaarden zoals gesteld in hoofdstuk 2.2, voldeed het dek aan het veiligheidsniveau "nieuwbouw" CC3 zoals gedefinieerd in de RBK 1.2. en [66]. Er komen echter ook andere dikten van het rijdek en liggerafstanden in Nederland voor. Daarom is een zogenaamde groepsaanpak voor dit type constructies niet direct mogelijk. Aanbevolen wordt om voor dit type brug het veiligheidsniveau aan te tonen conform de methode zoals vastgelegd in de RBK.

6.19 Lichtbeton

Tekst gebaseerd op TNO notitie [77].

6.19.1 Historie van ontwerpeisen voor lichtbeton

6.19.1.1 Inleiding

Voor lichtbeton wijkt de beoordelingsmethode bij het ontwerp op een aantal punten af van die voor grindbeton. Dit betekent dat de beoordelingsmethode voor een herbeoordeling ook op een aantal punten af zal wijken.

Hierna volgt een overzicht van de ontwikkelingen in richtlijnen, voorschriften en normen vanaf 1969.

6.19.1.2 Voorlopige richtlijnen voor constructief lichtbeton, RLB 1969 [78]

Deze voorlopige richtlijnen vormden een aanvulling op de Gewapend Betonvoorschriften G.B.V. 1962 [13]. Onder meer werd voor beton met lichte toeslagmaterialen bij gelijke betonkwaliteit een verlaging van de toelaatbare trekspanning voorgeschreven ten opzichte van de waarden voor grindbeton. De verlaging bedroeg 40%.

Op hoofdlijnen werden de volgende eisen gesteld:

- Van toepassing op beton met een volumegewicht van 1200 – 2000 kg/m³
- Kubusdruksterkte groter dan 160 kgf/cm² (volgens oude beproevingsmethode) = K160
- Toelaatbare spanningen, als GBV met de volgende wijziging.
"Omdat de treksterkte van licht beton kleiner is dan die van grindbeton moet de toelaatbare spanning (σ_b) voor "dwarskracht", voor "wringing" en voor "dwarskracht gecombineerd met wringing" met 40% worden verlaagd. Wanneer de trekspanning in de constructie geheel door wapening wordt opgenomen geldt deze beperking niet ($\sigma_{b,max}$).
- Maximale wapeningspercentage niet 8% maar 4%.

6.19.1.3 Voorschriften Beton 1974 en Voorschriften Beton 1974/1984

Deel G van de VB '74 [20] en van de VB '74/'84 [8], met aanvullende bepalingen voor lichtbeton, vormde de opvolger van de RLB 1969 [78]. In artikel G-104 van deel G zijn waarden gedefinieerd voor specifieke betoneigenschappen, namelijk:

- v_e = het verhoudingsgetal voor de elasticiteitsmodulus;
- v_k = het verhoudingsgetal voor de kruipcoëfficiënt;
- v_r = het verhoudingsgetal voor de krimpvervorming;
- v_f = het verhoudingsgetal voor de betontreksterkte;
- v_f = het verhoudingsgetal voor de rekenwaarde van de betondruksterkte;
- ϵ'_{ul} = de maximale in rekening te brengen vervorming;

Met deze waarden, op te geven 'door of vanwege de fabrikant', werden de eigenschappen van lichtbeton bepaald op basis van de overeenkomstige eigenschappen van grindbeton met dezelfde betonkwaliteit.

Daarnaast werden de dekkingseisen aangepast, in algemene zin is de dekking 5mm verhoogd t.o.v. normaal beton. Voor de bovenkant van vloeren of balken

bedroeg de minimale dekking 40mm in verband met het minder goed kunnen afwerken van lichtbeton.

6.19.1.4 ROBK

In de ROBK versie 2 [35] werd invulling gegeven aan de in paragraaf 6.19.1.3 genoemde verhoudingsgetallen. Als lichte toeslag mocht alleen Korlin of Liapor worden toegepast. Voor lichtbeton gemaakt met die materialen werd gegeven:

- $v_e = 0,58$;
- $v_k = 0,70$;
- $v_r = 1,20$;
- $v_f = 0,66$;
- $v_{fr} = 1,00$;
- $\varepsilon'_{ul} = 3,5 \times 10^{-3}$;
- $v_a = 1,20$.

Het verhoudingsgetal v_a is additioneel ten opzichte van de VB en was bedoeld voor de bepaling van de verankeringslengte. In lichtbeton is de verankeringslengte volgens de ROBK 20% hoger dan in grindbeton. In tegenstelling tot de VB werd de verankeringslengte in de ROBK dus niet aangepast via het verhoudingsgetal v_f .

Noot:

Ten behoeve van CUR Aanbeveling 39 [79] liep er een onderzoeksprogramma bij de TU Delft. Hier is onder andere gekeken naar het aanhechtgedrag van lichtbeton in vergelijking met normaal beton. Voor de daar uitgevoerde proeven met een aanhechting over $3 \cdot \emptyset$ werd in 1990 / 1991 een groot verschil gevonden tussen lichtbeton en normaal beton. Er is echter ook bij vermeld dat dit gezien de korte beproevingslengte nog niet direct iets zegt over de benodigde verankeringslengte. Mogelijk is dit onderzoek wel de reden geweest voor deze additionele factor van Rijkswaterstaat. Later is overigens in dezelfde proevenserie geconcludeerd dat de invloed op individuele verankering van staven beperkt is maar dat dit wel van invloed is op overlappingslassen indien deze kort op elkaar liggen ($< 10 \cdot \emptyset$) of 100% gebundeld zijn. De daarvoor destijds bepaalde toeslag is echter vergelijkbaar met α_6 uit NEN-EN 1992-1-1 [1].

Het betonaandeel in de dwarskrachtsterkte is bij lichtbeton volgens de ROBK lager door:

- de lagere betontreksterkte via het verhoudingsgetal $v_f = 0,66$;
- een extra reductiefactor van 0,5.

De extra reductiefactor van 0,5 leidt voor lichtbeton tot $\tau_1 = 0,5 \cdot 0,5 \cdot f_{bl} = 0,25 \cdot f_{bl}$. Dit is 50% van de waarde die met deel G van de VB zou zijn gevonden voor lichtbeton. Welke dan wel gebaseerd is op $0,66 \cdot f_b$. Achtergronden voor deze verdere reductie door RWS zijn niet gevonden.

Noot

Ook hier geldt dat in het kader van opstellen van de CUR aanbeveling dwarskrachtproeven zijn uitgevoerd. De resultaten van de proeven maken duidelijk dat een reductie zoals door RWS voorgesteld niet benodigd is.

Overigens werd in deze versie van de ROBK ook aangegeven dat de toepassing van lichtbeton bij de Directie Bruggen voorlopig niet is toegestaan.

6.19.1.5 NEN 6720 (VBC 1990 en VBC 1995) en CUR Aanbeveling 39

Vanaf 1990 was de beoordelingsmethode voor grindbeton tot 2012 genormeerd in NEN 6720, Voorschriften Beton, Constructieve eisen en rekenmethoden [15] alsmede het aanvullende deel NEN 6723 voor betonnen bruggen (VBB 2009) [40].

De afwijkende regels voor lichtbeton waren vanaf 1994 gespecificeerd in CUR Aanbeveling 39 [79]. Ook in [79] werd het concept van verhoudingsgetallen gebruikt. Deze verhoudingsgetallen waren gekoppeld aan het volumieke gewicht van het lichtbeton. Het toepassingsgebied was beperkt tot lichtbeton met de grove lichte toeslagmaterialen Aardelite, Liapor en Lytag met volumieke massa's variërend van circa 500 tot 1.000 kg/m³ hetgeen correspondeert met volumieke massa's van circa 1.600 tot 2.000 kg/m³ voor daarmee vervaardigd beton.

Zoals hiervoor vermeld is er in [79] ook een aanvullende eis gesteld voor overlappingslassen. Deze is echter vergelijkbaar met de eisen van [1] (α_6). De destijds lopende onderzoeken in verschillende landen waren reden voor de invoering van een toeslag α_6 bij overlappingslassen.

6.19.1.6 Eurocodes

In 2012 zijn de Eurocodes met nationale bijlagen van kracht geworden waaronder [1] voor betonconstructies. In hoofdstuk 11 daarvan zijn de ten opzichte van grindbeton afwijkende regels voor lichtbeton gegeven. Deze regels wijken in wezen niet af van de regels in [79]. De reden daarvan is dat bij de opstelling van de CUR Aanbeveling al gebruik kon worden gemaakt van de destijds beschikbare conceptversie van de betreffende Eurocode.

In [16], de nationale bijlage bij [1], is vermeld dat deze regels in elk geval gelden voor beton met grove lichte toeslagmaterialen die voldoen aan de specificaties in Bijlage A van CUR Aanbeveling 39. Deze specificaties betreffen de eerder genoemde grove lichte toeslagmaterialen Aardelite, Liapor en Lytag.

De beperking in de nationale bijlage bij de Eurocode tot de drie genoemde soorten grove lichte toeslagmaterialen was destijds ingegeven door de wens van de normsubcommissie 'TGB Betonconstructies' om niet buiten het toepassingsgebied van CUR Aanbeveling 39 te gaan. Het toepassingsgebied van rekenregels in de Eurocode is echter ruimer: de volumieke massa van lichtbeton varieert van 800 tot 2.050 kg/m³ waarbij tevens fijne lichte toeslagmaterialen mogen zijn toegepast.

Bij de toets op dwarskracht wordt voor lichtbeton in hoofdstuk 11, formule (11.6.2), een waarde voor $C_{IRd,c}$ gegeven van $0,15/\gamma_c$. De overeenkomstige waarde voor grindbeton is $0,18/\gamma_c$. Daarnaast geldt voor $V_{IRd,c}$ bij lichtbeton de reductiefactor η_1 . Bij een volumieke massa van 1.800 kg/m³ is de waarde van η_1 volgens (11.1) gelijk aan 0,89. Het betonaandeel bij lichtbeton daarbij is dus $0,89 \cdot 0,15/0,18 = 0,74$ oftewel 74% van het betonaandeel bij grindbeton.

Het ligt voor de hand om voor de beoordeling van bestaande constructies van lichtbeton uit te gaan van de regels in [1]. Daarmee wordt aangesloten bij de gangbare praktijk voor lichtbeton bij nieuwbouw. De vraag is echter of daarin nog aanpassingen nodig zijn. In 6.19.4 en 6.19.5 wordt daarop nader ingegaan.

6.19.2 Informatie over bij RWS gebruikte lichte toeslagmaterialen

Voor zover bekend is informatie over Rijkswaterstaat kunstwerken met lichtbeton verzameld en hier ter informatie weergegeven.

6.19.2.1 Besteksinformatie

Besteksinformatie over vijf te bouwen kokerbruggen van lichtbeton:

- Brug over het Amsterdam-Rijnkanaal bij Ravenswaay, topcode 39B-100 (23-04-1974)
- Viaduct in de Rotterdamseweg (nu Langeweg) bij Zwijndrecht, topcode 38C-107 (21-05-1974)
- Rooyensteinsebrug over het Amsterdam-Rijnkanaal bij Zoelen, topcode 39D-103 (04-02-1975)
- Goyerbrug over het Amsterdam-Rijnkanaal bij Houten, topcode 39A-103 (19-04-1975)
- Viaduct in de Kamperweg bij Heerde, topcode 27B-108 (19-08-1975)

In de bestekken is ten aanzien van het lichtbeton in alle gevallen opgenomen:

- Soort grof toeslagmateriaal: Korlin A of gelijkwaardig
- Volumieke massa (van beton): tussen 1.730 en 1.780 kg/m³
- Minimum kubusdruksterkte: 24 N/mm² na 2 dagen en 35 N/mm² na 28 dagen
- Minimum splijttreksterkte: 2,5 N/mm² na 28 dagen

6.19.2.2 Cementartikelen over lichtbetonnen kunstwerken

Cement XXIV (1972) nr.6:

- Graafsebrug over het Maas-Waalkanaal, topcode 40C-100
- Dukenburgsebrug over het Maas-Waalkanaal, topcode 40C-101
- Hatertsebrug over het Maas-Waalkanaal, topcode 46A-100

In het artikel is voor deze bruggen vermeld:

- Soort grof toeslagmateriaal: Korlin
- Gemeten gewicht verse specie: gemiddeld 1.755 kg/m³
- Gemeten kubusdruksterkte: gemiddeld 38,5 N/mm² na 28 dagen
- Gemeten splijttreksterkte: gemiddeld 3,0 N/mm² na 28 dagen

Cement XXVII (1975) nr.5:

- Brug over de IJssel bij Zutphen, topcode 33G-101-01.

In het artikel is voor deze brug vermeld:

- Soort grof toeslagmateriaal: Korlin A
- Volumieke massa: bestek 1.730 en 1.780 kg/m³, gemeten 1.784 kg/m³
- Minimum kubusdruksterkte: bestek 35 N/mm², gemeten 46,8 N/mm² na 28 dagen
- Minimum splijttreksterkte: bestek 2,5 N/mm², gemeten 3,4 N/mm² na 28 dagen

6.19.2.3 Overige informatie over bruggen in lichtbeton

- Drie bruggen over het Amsterdam-Rijnkanaal, topcodes 39A-103, 39B-100 en 39D-103

- Nelson Mandelabrug te Arnhem (voorheen Roermondsepleinbrug), topcode 40B-102
 - John F. Kennedybrug te Maastricht (voorheen Zuiderbrug), topcode 61F-112
- De laatstgenoemde twee bruggen zijn overgedragen aan de gemeente Arnhem respectievelijk de gemeente Maastricht.

Oude archieven van Rijkswaterstaat geven aan dat in het verleden verschillende lichte grove toeslagmaterialen zijn onderzocht voor gebruik dan wel feitelijk zijn gebruikt in bruggen voor RWS: Isol “s”, Surex, Berwilit, Korlin, Liapor, Lytag en Argex. Hiervan is niet duidelijk welke toeslag bij welke brug is toegepast.

Vermoedelijke is bij de volgende bruggen Korlin toegepast:

- Goyerbrug (topcode 39A-103)
- brug in Arnhem (topcode 40B-102?)
- brug bij Heerde (topcode 27B-108?)
- brug bij Zwijndrecht (topcode 38C-107?)
- brug bij Keizersveer (topcode?)

6.19.3 Informatie over ontwikkeling van druksterkte in de tijd

Tijdens de bouw van de Rooyensteinse brug in 1975/1976 (topcode 39D-103) zijn er controleproeven uitgevoerd waarvan de resultaten bij Rijkswaterstaat nog bekend waren. volgens 2.1 is deze brug uitgevoerd in Korlin a of gelijkwaardig. Het daadwerkelijk toegepaste type toeslagmateriaal is niet bekend. Omdat aan deze brug in 2012 boorkernonderzoek is verricht kan een vergelijking worden gemaakt van de in 1975/1976 en de in 2012 bepaalde druksterktes.

In tabel 6. zijn de kubusdruksterkteresultaten uit 1975/1976 en uit 2012 naast elkaar gezet.

| Karakteristiek | 1975/1976 Steunpunt 2 | 1975/1976 Steunpunt 3 | 2012 Steunpunt 2 ¹ |
|--|--------------------------|--------------------------|----------------------------------|
| Minimum waarde [N/mm ²] | 39,1 | 40,3 | 45,2 |
| Maximum waarde [N/mm ²] | 49,7 | 50,0 | 56,3 |
| Gemiddelde waarde [N/mm ²] | 44,6 | 45,8 | 49,6 |
| Standaardafwijking [N/mm ²] | 1,81 | 3,13 | 3,05 |
| Variatiecoëfficiënt | 0,04 | 0,07 | 0,06 |
| Karakteristieke waarde [N/mm ²] | 40,4 | 38,5 | 42,5 |

¹) Het is niet duidelijk of de steunpuntnummering in 2012 correspondeert met die in 1975/1976

Tabel 6.8 Vergelijking kubusdruksterktes 1975/1976 en 2012

Uit vergelijking van de getallen in tabel 6.8 blijkt dat tussen 1975/1976 en 2012 een toename van de kubusdruksterkte van 5% à 10% is opgetreden. Het is echter niet uitgesloten dat de druksterkte van het beton in de constructie in 1975/1976 lager is geweest dan de druksterkte van de controlekubussen. De sterktoename is dan meer geweest dan de genoemde 5% à 10%.

Het lijkt erop dat de sterkte-toename in de loop van de tijd wat minder is dan bij grindbeton het geval is hetgeen de eerdere indruk en verwachting bevestigd. Op zich is dit geen probleem omdat bij een herbeoordeling volgens de RBK altijd uit moet worden gegaan van de feitelijk aanwezige sterkte door middel van meting aan de constructie.

6.19.4 Beoordelingsmethode lichtbeton

Voor de constructieve beoordeling van lichtbetonnen kokers kan worden uitgegaan van NEN-EN-1992-1-1 [1] op dezelfde wijze als de beoordeling van kokers van grindbeton. De afwijkingen voor lichtbeton ten opzichte van grindbeton worden verdisconteerd door toepassing van de regels in hoofdstuk 11 van [1], die specifiek zijn opgesteld voor betonconstructies met lichte toeslagmaterialen, toe te passen. Dit betreft onder meer verschillende reductiefactoren voor materiaaleigenschappen van lichtbeton ten opzichte van grindbeton.

Ter vergelijking en beoordeling van het effect van bovenstaande keuzen is het verschil tussen een beoordeling volgens [1] en de oude ROBK 2 [35] regels in kaart gebracht.

Een vergelijking van de verhoudingsgetallen voor lichtbeton volgens de ROBK 2 [35] en die volgens hoofdstuk 11 van [1] is gegeven in tabel 6.. Daarbij is uitgegaan van een door TNO/TUD beoordeelde koker van lichtbeton viaduct Langeweg over de A16 bij Zwijndrecht met topcode KW 38C-107. Voor de toetsing is uitgegaan van een betonsterkteklasse B37,5 (karakteristieke kubusdruksterkte 37,5 N/mm²).

| Eigenschap | ROBK 1990 | | NEN-EN 1992-1-1 | |
|----------------------------------|------------------|---|---------------------------------------|--------------------------|
| | Aanduiding | Waarde | Aanduiding | Waarde |
| Elasticiteitsmodulus | v_e | 0,58 | η_E | 0,67 |
| Kruipfactor | v_k | 0,70 | η_2 | 0,67 |
| Krimpcoëfficiënt | v_r | 1,20 | η_3 | 1,2 |
| Treksterkte | v_f | 0,66 | η_1 | 0,89 |
| Druksterkte | v_p | 1,00 | Geen | 1,00 |
| Breukstuik | ϵ'_{ul} | 0,0035 | $\epsilon_{cu,2}$; $\epsilon_{cu,3}$ | 0,0031 |
| Verankeringslengte | v_a | 1,20 | Via η_1 | 1/0,89 = 1,12 |
| Dwarskrachtsterkte, betonaandeel | factor | 0,50 (extra) en 0,66 $(v_f) =$ 0,33 | Via η_1 en $C_{Rd,c}$ | 0,89*0,15/0,18 = 0,74 |

Tabel 6.9 Vergelijking van verhoudingsgetallen volgens ROBK 1990 en NEN-EN 1992-1-1

Omdat het verhoudingsgetal voor de dwarskrachtsterkte op zich niet veel zegt is voor KW 38C-107 de karakteristieke waarde van het betonaandeel van de dwarskrachtsterkte berekend volgens [35] en [1] en ter vergelijking tevens berekend volgens de VB 74/84 [8] en NEN 6720 [15] met CUR-Aanbeveling 39 [79], zie tabel 6.10. Hierbij is uitgegaan van een karakteristieke druksterkte $f_{ck} = 44$ N/mm² zoals vastgesteld op basis van het uitgevoerde boorkernonderzoek bij KW 38C-107. Voor de hoogte is uitgegaan van de lijfhoogte van 1.900 mm en als wapeningspercentage is 1% aangehouden. Voor de bepaling van de treksterkte is

bij [8], [15] en [35] rekening gehouden met een correctiefactor 0,9 om langeduur effecten in rekening te brengen.

| Richtlijn / norm | $T_1, V_{IRd,c}$ |
|------------------|---|
| VB 74/84 | $T_1 = 0,5 \cdot 0,7 \cdot f_{ibk} = 0,5 \cdot 0,7 \cdot 0,66 \cdot 0,87^{2 \cdot (1 + 0,05 \cdot 44 / 0,9^3)} = 0,69 \text{ N/mm}^2$ |
| ROBK 1990 | $T_1 = 0,5 \cdot 0,5 \cdot 0,7 \cdot f_{ibk} = 0,5 \cdot 0,5 \cdot 0,7 \cdot 0,66 \cdot 0,87 \cdot (1 + 0,05 \cdot 44 / 0,9) = 0,35 \text{ N/mm}^2$ |
| VBC 1995, CA 39 | $T_1 = 0,4 \cdot 0,7 \cdot f_{ibk} = 0,4 \cdot 0,7 \cdot 0,86 \cdot 0,87 \cdot (1,05 + 0,05 \cdot 44 / 0,9) = 0,73 \text{ N/mm}^2$ |
| NEN-EN 1992-1-1 | $V_{IRd,c} = C_{IRk,c} \cdot \eta_1 \cdot k \cdot (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} = 0,15 \cdot 0,89 \cdot 1,32 \cdot 44^{1/3} = 0,62 \text{ N/mm}^2$ |

Tabel 6.10 Karakteristieke waarde betonaandeel dwarskrachtsterkte KW 38C-107

Uit tabel 6.10 blijkt dat de waarde van het betonaandeel in de dwarskrachtsterkte volgens ROBK 2 [35] substantieel lager is dan volgens [1]. Zoals eerder aangegeven is de achtergrond voor deze reductie niet bekend. Daarentegen mocht volgens [35] het betonaandeel en het staaandeel worden gesuperponeerd terwijl dat volgens [1] niet is toegestaan. Het superponeren was weer wel toegestaan volgens [8], [15] en [35].

Om na te gaan of nog verdere aanpassingen nodig zijn in de beoordelingsmethode is ook een vergelijking gemaakt van gemeten (splijt)treksterktes op basis van boorkernonderzoek aan 32 kokers van grindbeton en zes kokers van lichtbeton met de waarden volgens de Eurocode. De gegevens zijn ontleend aan de analyse van materiaaleigenschappen in een TNO-rapport uit 2012⁴. Samengevat zijn de resultaten (zie tabel 6.11):

| Karakteristiek | Grindbeton (32 kokers) | Lichtbeton (6 kokers) |
|--|------------------------|-----------------------|
| $f_{ctm,meting} / f_{ctm,EC}$ (gemiddeld) ¹ | 1,08 | 0,98 |
| Standaardafwijking | 0,14 | 0,10 |
| Variatiecoëfficiënt | 0,13 | 0,10 |

¹ Voor lichtbeton is $f_{ctm,meting} \cdot f_{ctm,EC}$ vergeleken, η_1 was in alle gevallen 0,89.

Tabel 6.11 Vergelijking treksterkte grindbeton en lichtbeton

Uit de individuele waarden blijkt dat voor alle onderzochte kokers de karakteristieke waarde van de treksterkte boven 75% van de volgens de Eurocode verwachte waarde ligt en zodoende volgens RBK1.1 en boorprotocol er geen aanvullend onderzoek nodig is. Dit geldt zowel voor de kokers van grindbeton als de kokers van lichtbeton. Dat wil zeggen dat sprake is van 'normaal' grindbeton en lichtbeton, zodat de relatie tussen trek- en druksterkte uit de Eurocode kan worden toegepast.

Voor de toetsing van de dwarskrachtcapaciteit van kokers van lichtbeton kan [1] worden toegepast. Voor het bezwijkmechanisme afschuiftrekbreuk (ATB) zal daarbij de betontreksterkte worden verlaagd met de factor η_1 .

² De karakteristieke splijttreksterkte is gelijk aan $0,87 \cdot (1 + 0,05 \cdot f_{c,cube})$, zie toelichting art. A 606.73 VB 74/84. De factor 0,87 geldt ook voor de ROBK en de VBC 1995 (CUR rapport 94/13, Achtergronden bij de VBC 1990, paragraaf 3.4, punt c).

³ Voor lichtbeton is de verhouding tussen kubusdruksterkte en cilinderdruksterkte gelijk aan 0,9

⁴ TNO-rapport TNO-060-DTM-2011-01450, Analyse van de materiaaleigenschappen voor de bepaling van het afschuifdraagvermogen van bestaande betonnen kunstwerken (eindrapportage oktober 2012), 30 oktober 2012.

Voor het bezwijkmechanisme afschuifbuigbreuk (ABB) houdt toepassing van [1] in dat het beton- en het staalaandeel niet mogen worden gesuperponeerd. Dit is echter – evenals bij grindbeton – conservatief. Volgens de binnen CVoO ontwikkelde rekenregels voor de toetsing van afschuifbuigbreuk (ABB) mogen voor grindbeton het beton- en het staalaandeel worden gesuperponeerd. Onderzoek ten behoeve van de CUR aanbeveling maakte duidelijk dat met de rekenregels van de VBC [15] een reductie van het betonaandeel bij constructies met dwarskrachtwapening niet nodig is en dat bij lichtbeton ook beton- en staalaandeel mogen worden gecombineerd. Daarbij werd wel een beperking van de maximale bijdrage van dwarskrachtwapening via $30^\circ/k_1$ voorgesteld. Daarnaast was een reductie van de capaciteit van de drukdiagonaal voorgesteld die ook in [1] is toegepast.

Voorgesteld wordt om voor de beoordeling van constructies met lichtbeton in RBK1.2 ook de combinatie van beton- en staalaandeel toe te passen. In afwijking van grindbeton wordt daarbij echter aanbevolen om geen flauwere scheurhoek aan te houden dan $30^\circ/\eta_1$, waarin η_1 de coëfficiënt is volgens 11.3.1(3) van [1]. Deze beperking vindt zijn oorsprong in dezelfde beperking die in 8.2.4 van deel I van CUR-Aanbeveling 39 en het achterliggende CUR-rapport [80] was opgenomen.

In tabel 6. zijn de rekenwaarden van het betonaandeel van de dwarskrachtsterkte berekend volgens de VBC 1995 [15] met CUR Aanbeveling 39 [79] en volgens NEN-EN 1992-1-1 [1].

| Richtlijn / norm | T_1 , $V_{Rd,c}$ |
|------------------|---|
| VBC 1995, CA 39 | $T_1 = 0,4 \cdot 0,7 \cdot f_{tb} / \gamma_m = 0,4 \cdot 0,7 \cdot 0,86 \cdot (1,05 + 0,05 \cdot 44 / 0,9) / 1,4^5 = 0,60 \text{ N/mm}^2$ |
| NEN-EN 1992-1-1 | $V_{Rd,c} = C_{IRd,c} \eta_1 k (100 \rho_{fck})^{1/3} / \gamma_c = 0,15 \cdot 0,89 \cdot 1,32 \cdot 44^{1/3} / 1,5 = 0,41 \text{ N/mm}^2$ |

Tabel 6.12 Rekenwaarde betonaandeel dwarskrachtsterkte KW 38C-107

Omdat de met [1] berekende rekenwaarde van het betonaandeel lager is dan de rekenwaarde van het betonaandeel volgens de [15] met [79] zal toetsing volgens [1] een conservatiever resultaat geven dan volgens [15] en [79]. Ervan uitgaande dat toetsing volgens de VBC 1995 [15] met CA 39 [79] tot voldoende veiligheid leidt zal dat bij toetsing volgens NEN-EN 1992-1-1 [1] ook het geval zijn.

Conclusie:

Voor de toetsing van de dwarskracht op afschuifbuigbreuk mag bij lichtbeton ook uitgegaan worden van beton- en staalaandeel onder voorwaarde dat geen flauwere scheurhoek aan te houden dan $30^\circ/\eta_1$ voor voorgespannen beton en 45° voor gewapend beton.

6.19.5 Bijdrage normaalkracht in dwarskrachtsterkte

6.19.5.1 Inleiding

Bij de beoordeling van bestaande voorgespannen kunstwerken op dwarskracht is in

⁵ De bij tabel 6. genoemde factor 0,87 is verdisconteerd in de materiaalfactor 1,4 (CUR rapport 94/13, Achtergronden bij de VBC 1990, paragraaf 3.4, punt c).

de RBK de mogelijkheid gegeven om de bijdrage van de normaalkracht in de dwarskrachtcapaciteit mee te nemen tot een bovengrens van $0,4 \cdot f_{cd}$. Deze bovengrens is bepaald aan de hand van beschikbare proefresultaten op voorgespannen liggers in normaal beton. Voor lichtbeton is het de vraag of deze hogere bovengrens ook hier aangehouden kan worden.

In NEN-EN 1992-1-1 [1] is in hoofdstuk 11 voor de dwarskrachtcapaciteit aangegeven dat het betonaandeel bepaald moet worden volgens formule 11.6.2 van [1]. Dit is kort weg de formule voor $V_{Rd,c}$ voor normaalbeton waarin $0,15/\gamma_c$ wordt aangehouden i.p.v. $0,18/\gamma_c$, tevens kan de aan te houden druksterkte iets lager zijn daar men uitgaat van f_{ck} maar die wordt voor de beoordeling van bestaande kunstwerken in de regel vastgesteld door onderzoek aan de constructie. Verder is voor de normaalkracht bijdrage de bovengrens gelijk gehouden aan die voor normaal beton, namelijk $0,2f_{cd}$. De aangegeven reductie van het betonaandeel is in het verleden ook in proeven gevonden en daarom logisch om toe te passen. Of de normaalkracht dan ook zo laag gehouden moet worden als voor nieuwbouw is niet direct te zeggen. Daartoe is gekeken naar de voorlopers van [1] en de wijze waarop daar hiermee omgegaan is.

6.19.5.2 VB74/84:

In de VB74/84 [8] wordt de bijdrage van de normaalkracht aan de dwarskrachtcapaciteit ook op 15% van de normaaldrukspanning gesteld waarbij er echter geen bovengrens wordt gegeven voor deze bijdrage. Echter is er wel een bovengrens voor de betondrukdiagonaal namelijk τ_2 . De grenswaarde van τ_2 is wel voor lichtbeton aangepast (lager).

6.19.5.3 VBC / CUR Aanbeveling 39:

Ook in [15] en [79] is de bovengrens voor de betondrukdiagonaal gegeven als τ_2 . Voor lichtbeton is deze waarde verlaagd door toevoeging van een factor k_1 waarvoor geldt:

$$k_1 = 0,4 + 0,6 \cdot \rho / 2300$$

Waarin ρ de oevdroge volumieke massa van beton betreft.

De bijdrage van een normaaldrukkracht in de dwarskrachtcapaciteit wordt gegeven via τ_n . Waarbij deze ook hier gelijk is aan 15% van de normaaldrukspanning. Er lijkt geen bovengrens gehanteerd te worden maar dit is wel het geval. In de toelichting bij NEN6720 artikel 8.2.3.2 wordt aangegeven dat zeer grote normaalkrachten de dwarskrachtsterkte nadelig kunnen beïnvloeden. Hierbij wordt voor het omslagpunt $\sigma'_{bmd} > 0,4 f'_b$ genoemd. Dit ongunstige effect op de sterkte is vervolgens verwerkt in de formule voor τ_2 welke gelijk is aan:

$$\tau_2 = 0,2 * k_1 * f'_b * k_n * k_\theta \leq 6,0 * k_\theta$$

Waarin de beperking voor de normaaldrukkracht meegenomen wordt met de factor k_n .

$$k_n = \frac{5}{3} * \left(1 - \frac{\sigma'_{bmd}}{f'_b} \right) \leq 1$$

De in de RBK voor normaalbeton gegeven bovengrens voor de in rekening te brengen bijdrage van normaalkracht is dus qua omslagpunt/grenswaarde vergelijkbaar met de VBC. Alleen is er in de RBK geen rekening gehouden met een eventuele invloed op de bovengrens voor de betondrukdiagonaal zoals wel gedaan in de VBC.

Verder is er voor lichtbeton een bovengrens voor τ_2 van 6,0 N/mm², indien deze hoger is mogen uitsluitend omsloten beugels worden toegepast.

6.19.5.4 *Vergelijking van bovengrens voor betondrukdiagonaal*

De bovengrens voor de betondrukdiagonaal is in NEN-EN 1992-1-1 [1] voor lichtbeton aangepast door vervanging van v door v_1 waarbij geldt $v_1=0,83 v$. Met andere woorden er is een vaste reductie gegeven waar in de VBC deze nog afhankelijk was van de ovendroge volumieke massa van de toegepaste lichtbeton.

Voor de ovendroge volumieke massa ρ kan voor RWS kunstwerken als ondergrens worden uitgegaan van 1700 kg/m³. Dan volgt voor de verschillende normen:

$$\text{VBC: } k_1 = 0,4 + 0,6 \cdot (1700/2300) = 0,8435$$

$$\text{EC: } \eta_1 = 0,4 + 0,6 \cdot (1700/2200) = 0,8636$$

De vaste reductie van 0,83 in NEN-EN 1992-1-1 lijkt dus conservatiever dan de VBC.

6.19.5.5 *Conclusie*

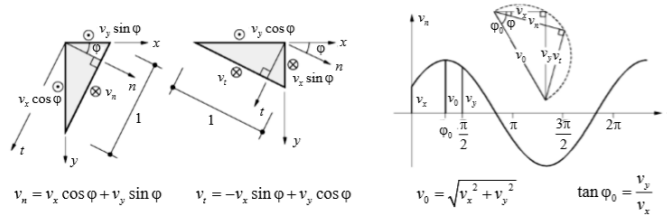
Vanuit de rekenregels zoals gegeven in VBC [15] en VB74/84 [8] lijkt er geen reden om de in de RBK voor normaalbeton voorgestelde verhoging van de normaalkracht bijdrage tot maximaal $0,4f_{cd}$ voor lichtbeton niet geldig te verklaren. Een mogelijke beperking in de capaciteit voor de betondrukdiagonaal is in NEN-EN 1992-1-1 [1] verwerkt.

6.20 Bepaling van schuifspanning voor toetsing van platen

Platten – Einfluss von Querkräften

Querkräftewiderstand von Platten – Allgemeine Bemerkungen

- In einer Platte wird an jeder Stelle die Hauptquerkraft $v(\varphi_0) = v_0$ in Richtung φ_0 abgetragen; senkrecht dazu ist $v = v(\varphi_0 \pm \pi/2) = 0$.
- Mass für die Schubbeanspruchung: nominelle Schubbeanspruchung $\tau_{nom} = v_0/z$ (mit $z =$ Hebelarm der inneren Kräfte).



07.02.2017

ETH Zürich | Prof. Dr. W. Kaufmann | Vorlesung Stahlbeton II

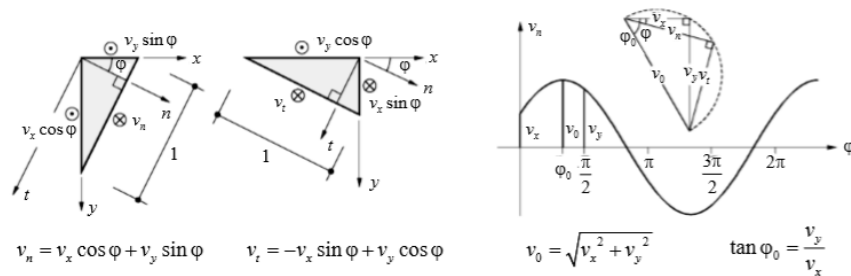
2

Wie im Kapitel Platten Teil 1 (Gleichgewicht) gezeigt wurde, wird an jeder Stelle einer Platte eine Querkraft in die Hauptquerkraftichtung abgetragen; senkrecht zu dieser Richtung verschwindet die Querkraft. Die Hauptquerkraft ist die massgebende Grösse für das Verhalten und die Querkraftbemessung.

Figuur 6.11 Slides college ETH Zurich (Prof. Kaufmann)

Voor de toetsing van platen op dwarskracht moet bij het gebruik van eindige elementen berekeningen worden uitgegaan van de “principal transverse shear force” “hoofdschuispanning”.

In fib Bulletin 45: Practisioners’ guide to finite element modelling of reinforced concrete structures [81] en in ModelCode 2010 [51] is dit nader uitgewerkt.



Figuur 6.12 Stress transformation transverse shear forces (Figuur 2.19 [81])

Het evenwicht van de krachten welke werken op een plaaelement zoals weergegeven in figuur 6.11 kunnen dan als volgt worden bepaald:

$$v_n = v_x \cos \varphi + v_y \sin \varphi$$

$$v_t = -v_x \sin \varphi + v_y \cos \varphi$$

Deze formule kunnen worden toegepast om schuifspanningen te transformeren die werken op elk vlak loodrecht op richting n , waarbij de richting wordt bepaald door

hoek φ . Op enig punt van een plaat kan de hoofdschuifspanning worden bepaald in richting φ_0 , met :

$$v_0 = \sqrt{v_x^2 + v_y^2}$$

$$\tan \varphi_0 = \frac{v_x}{v_y}$$

In de richting loodrecht op φ_0 wordt geen schuifspanning overgedragen. Er wordt op gewezen dat behoudens enkele speciale gevallen de richting van de hoofdschuifspanning niet gelijk is aan de richting van de hoofdmomenten.

Noot:

Bij de komende revisie van EN1992-1-1 zal dit ook daar eenduidig worden vastgelegd.

6.21 Toetsen van kokervormige doorsneden met verlopende hoogte

6.21.1 Inleiding

Bij de toetsing op afschuifbuigbreuk is het bij constructies met verlopende hoogte niet direct duidelijk hoe de optredende dwarskracht in een toetssnede en de daarbij horende capaciteit bepaald dient te worden. In de RBK 1.2 zijn rekenregels gegeven uitgaande van doorsneden met gelijkblijvende constructiehoogte. Maar in artikel 6.2.2.1 (2) van RBK 1.2 is wel aangegeven dat het effect van een verlopende hoogte meegenomen moet worden in een verificatie. Tevens is in artikel 6.2.1. (1)P van NEN-EN 1992-1-1 aangegeven hoe voor elementen met verlopende hoogte de aanvullende bijdragen in de capaciteit zijn gedefinieerd.

In dit hoofdstuk wordt aangegeven hoe voor kokervormige constructies met verlopende hoogte de verificatie op dwarskracht uitgevoerd kan worden bij toepassing van een liggermodel.

6.21.2 Bepaling van de optredende belasting op de constructie

Voorspanning wordt in Nederland in rekening gebracht volgens de evenwichtsbelastingmethode (EBM). De wijze waarop bij niet prismatische dwarsdoorsnede voorspanning in rekening moet worden gebracht is dan afhankelijk van de gekozen berekeningswijze en bijbehorende schematisering. Onder andere in Cement en Betonreeks 3 – Constructieleer voorgespannen beton [82] is dit voor voorgespannen beton in detail uitgewerkt.

Uitgaande van de hierin omschreven aanpak kan de voorspanning op een juiste wijze in rekening worden gebracht in het liggermodel.

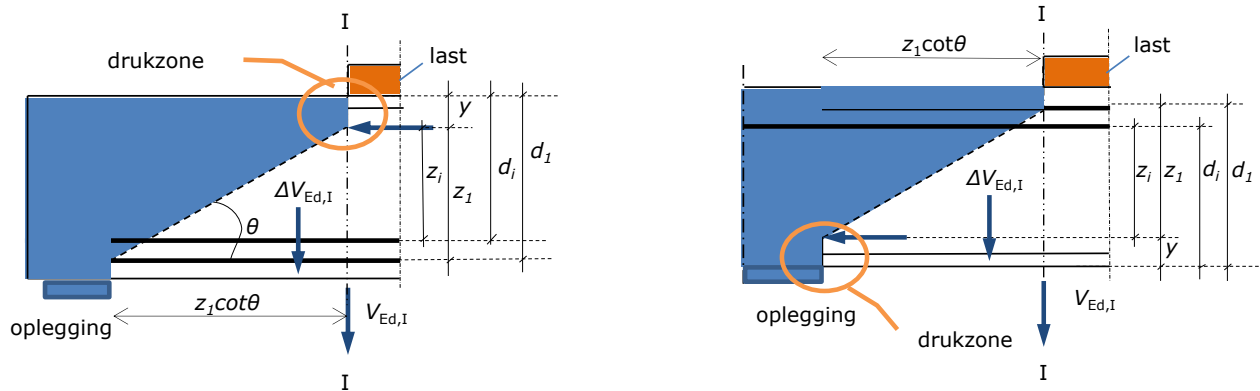
6.21.3 Bepalen van de snedekrachten ten behoeve van de toetsing op dwarskracht

Daar het effect van de voorspanning als belasting meegenomen wordt in de berekening is het belangrijk om onderscheid te maken tussen de bijdrage van de voorspanning welke reeds meegenomen wordt in de bepaling van de optredende dwarskracht V_{Ed} in het liggermodel en de bijdrage die nog meegenomen kan worden vanuit de beschouwing van de desbetreffende doorsnede gebaseerd op $\Delta F_{pd} = A_p(f_{pd} - (P_{m,t(x)}/A_{pw}))$.

Als uitgangspunt geldt dat het gunstige of ongunstige effect van de werkvoorspanning meegenomen wordt in de snedekrachten zoals die uit het liggermodel volgen. Hiervoor moet voor de voorspanning uitgegaan worden van $P_{m,t(x)}$.

Bepaling snedekrachten in mechanica modellen.

In de toetsingsmethode zoals omschreven in RBK1.2 gaan we uit van een schuin verlopend verificatievlak (zie figuur 6.13) en wordt de dwarskrachtcapaciteit bepaald als de som van de verticale componenten van de weerstand biedende onderdelen op het verificatievlak. Voor het bepalen van de optredende dwarskracht in het verificatievlak moet men dan ook uitgaan van de verticale component van de over dit vlak over te dragen dwarskracht.



a) Druk aan bovenzijde

b) Druk aan onderzijde

Figuur 6.13 Verificatievlak bij afschuifbuigbreuk (volgens Figuur 6.1 RBK)

Voor de overstap naar de doorsnede toetsing zijn er dan o.a. de volgende aandachtspunten voor niet prismatische doorsneden:

1. Vertaling lokale resultaten naar globaal assenstelsel/verticale snede krachten

De schematisering in een liggerprogramma zal in de regel resultaten geven welke gepresenteerd worden in een lokaal assenstelsel, waarbij dan geldt dat dwarskracht haaks op de systeemlijn gegeven wordt en normaalkrachten evenwijdig aan de systeemlijn.

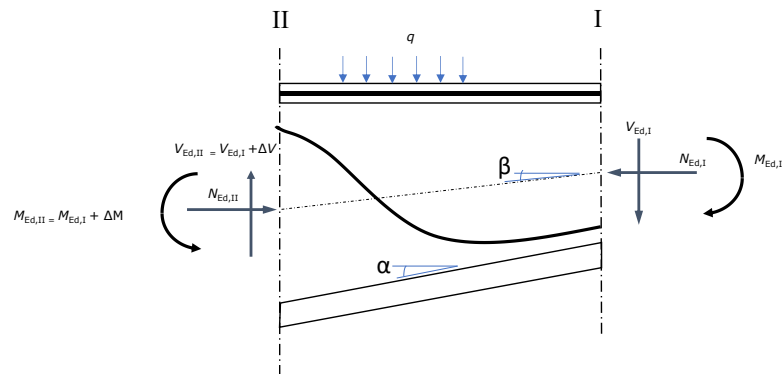
Deze krachten moeten worden ontbonden in een verticale (V_{Ed}) en horizontale component (N_{Ed}) zoals weergegeven in figuur 6.14.

Noot 1:

In Alp worden de krachten gegeven in verticale en horizontale richting, ontbinding is hier niet nodig.

Noot 2:

Al naar gelang het gehanteerde softwarepakket kan het punt over de hoogte ten opzichte waarvan de krachten worden weergegeven verschillen. Dit zal van invloed zijn op de grootte van de weergegeven waarde van M .

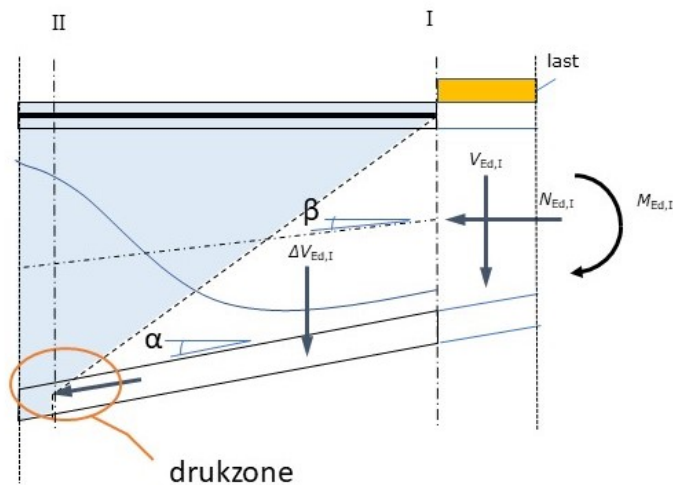


Figuur 6.14 V_{Ed} en N_{Ed} in verticale en horizontale richting

2. Dwarskracht benodigd voor de toetsing van het verificatievlak

Wanneer men de toetsing voor afschuifbuigbreuk uitvoert volgens de in de RBK 1.2 gegeven aanpak heeft men met de in figuur 6.13 aangegeven aanpak nog niet de waarde van V_{Ed} zoals die volgens formule 6.1 RBK van RBK 1.2 benodigd is. Daartoe moet men de verticale belasting op het verificatie vlak bepalen. Theoretisch komt dit erop neer dat men de dwarskracht bepaalt in de verticale snede op locatie I en het bijbehorende eigengewicht van het driehoekvormige deel onder het verificatie vlak ($\Delta V_{Ed,I}$). De som van beide is de te toetsen waarde V_{Ed} , dus $V_{Ed,I} + \Delta V_{Ed,I}$ (Figuur 6.15).

Noot: In de praktijk wordt de optredende dwarskracht bepaald in snede I of snede II. Al naar gelang het krachtsverloop zal dit een onderschatting of een overschatting van de optredende dwarskracht geven. Het effect van een afwijkende snedekeuze moet door de constructeur ingeschat worden en eventueel moet hiervoor gecorrigeerd worden.



Figuur 6.15 Snedekrachten ten behoeve van RBK toetsing op afschuifbuigbreuk

6.21.4 Bepaling dwarskrachtcapaciteit

Voor de toetsing is er nu sprake van een mogelijk bijdrage van de verticale component van krachten in de druk- en/of trekzone. Daartoe is in artikel 6.2.1 (2) van [1] formule 6.1 gegeven.

Voor de toetsing op basis van een schuin verlopend verificatievlak is in de RBK 1.2 de dwarskrachtweerstand van een element gelijk aan:

$$V_{Rd} = V_{Rd,cb} + V_{Rd,s} + V_{ccd} + V_{td}$$

Hierin is:

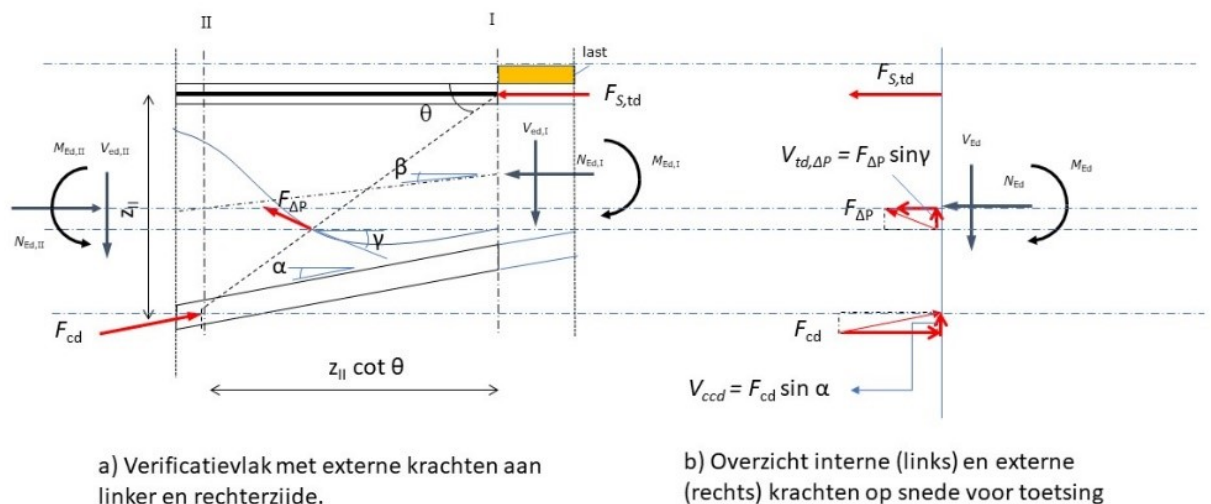
- $V_{Rd,cb}$ is de rekenwaarde van de dwarskracht die kan zijn opgenomen door het beton bij toetsing volgens het bezwijkmechanisme afschuifbuigbreuk
- $V_{Rd,s}$ is de rekenwaarde van de dwarskracht die kan zijn opgenomen door de in het verificatievlak aanwezige dwarskrachtwapening bij het bereiken van de vloeigrens (betonstaal) of een fictieve vloeigrens (voorspanstaal) (dus voorspanstaal is ook dwarskrachtwapening)
- V_{ccd} is de rekenwaarde van de (verticale) dwarskrachtcomponent van de kracht in het drukgebied in geval van een verlopende hoogte op druk in kokervormige constructies
- V_{td} is de rekenwaarde van de (verticale) dwarskrachtcomponent van de kracht in de trekwapening, in geval van een verlopende hoogte op trek

Noot:

Er is op dit moment onvoldoende bewijs dat de bijdrage V_{ccd} in een drukgebied ook bij massieve doorsnede toegepast kan worden.

Voor de bepaling van V_{ccd} en V_{td} moet uitgegaan worden van het optredende moment in het verificatievlak horende bij de (te toetsen) maximale dwarskracht. Dit daaruitgaan van M_{Rd} een overschatting van de aanwezige weerstand oplevert.

Voor een kokerbrug kan dit als volgt in een snede uitgewerkt worden waarbij voor de dwarskrachtbijdrage in drukzone uitgegaan wordt van de verticale component van F_{cd} en voor de trekzone de verticale component van $F_{S,td}$ en $F_{\Delta P}$.



Figuur 6.16 Snedekrachten t.b.v. bepaling dwarskrachtweerstand bij trek aan bovenzijde (eventuele beugels niet getekend)

In figuur 6.16 b is het nu de vraag welke waarde voor M_{Ed} , N_{Ed} en V_{Ed} aangehouden moet worden. De gegeven snede is een projectie van het

verificatievlak (figuur 6.16a) waarin de ligging van de verschillende componenten wordt bepaald door de plek waar deze het verificatievlak in het figuur doorsnijden. Ervan uitgaande dat in figuur 6.16a het optredende moment en de dwarskracht in snede II hoger is dan snede I wordt ervoor gekozen om voor M_{Ed} en N_{Ed} in figuur 6.16b uit te gaan van $M_{Ed,II}$ en $N_{Ed,II}$. Deze worden voor de bepaling van het momenten evenwicht in het geprojecteerde verificatievlak dan aangenomen in de zwaartelijns van het verificatievlak zoals weergegeven in figuur 6.16b.

Op basis van het momentevenwicht en het horizontale krachteenwicht kan dan de waarde van F_{cd} en $F_{\Delta P}$ worden bepaald, waaruit vervolgens de verticale component van deze krachten te bepalen is.

Voor bovenstaand voorbeeld wordt de dwarskrachtweerstand dan als volgt bepaald:

$$V_{Rd} = V_{Rd,cb} + \frac{A_{sw}}{s} f_{ywd} z_{II} \cot \theta + F_{cd,eff} \sin \alpha + F_{\Delta P} \sin \gamma$$

waarin:

$f_{cd,eff}$ is het effectief in rekening te brengen deel van de normaalkracht in de ondervloer van de koker. Voor de bepaling dient te worden uitgegaan van het normaalkrachaandeel in het deel van de gedrukte zijde, over maximaal de hoogte van de vloer, zoals aangegeven met $b_{eff,F,cd}$ in figuur 6.17.

Noot:

Op deze wijze wordt voorkomen dat de methodiek ook toegepast wordt bij massieve doorsneden.

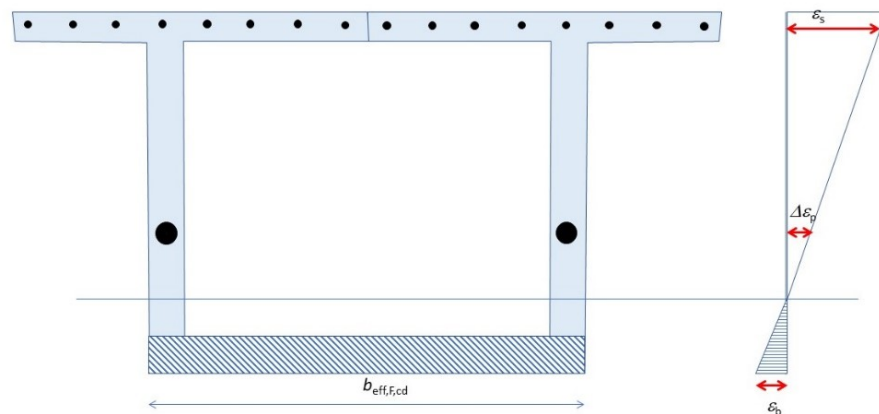


Figure 6.17 Voor verticale component van normaalkracht in rekening te brengen deel van normaalkracht in de kokervloer.

Al naar gelang de ligging van de voorspanning en de daarbij te verwachten bijkomende rekken bij het ontstaan van een dwarskrachtscheur kan $V_{td,\Delta P}$ in rekening worden gebracht of worden verwaarloosd. Verwaarlozing is conservatief.

7 Overige kennisborging

7.1 Geometrische imperfecties (RBK invulling voor artikel 5.2 van NEN-EN1992-1-1)

Gemeten afwijkingen kleiner dan gegeven in NEN-EN 13670

Binnen de toleranties is de invloed op de berekening beperkt indien men na meting kleinere waarden vindt dan de toelaatbare afwijkingen volgens NEN-EN 13670:2009 [52] hoofdstuk 10, tolerantieklasse 1. Het heeft dan weinig zin om afwijkingen dan mee te nemen. Indien in dat geval afwijkingen wel worden meegenomen kan dit ook leiden tot onnodige discussies en fouten. Toleranties gaan bijvoorbeeld niet alleen om scheefstand van individuele kolommen maar ook om scheefstanden onderling die mogelijk niet goed gemeten worden.

Gemeten afwijkingen groter dan gegeven in NEN-EN 13670

Bij afwijkingen groter dan de toelaatbare afwijkingen volgens NEN-EN 13670:2009 [52] hoofdstuk 10, moet worden gerekend met de werkelijke geometrie (inclusief afwijkingen). Dit geldt niet alleen voor een ongunstige invloed, maar in sommige gevallen ook voor een gunstige invloed (bijvoorbeeld grotere constructiehoogte).

7.2

7.3 Krimp- en kruipgedrag

7.3.1 *Bestaande constructies*

Bij diverse bestaande constructies heeft het krimp- en kruipgedrag een belangrijke invloed op de krachtwerving van de constructie. Door een verschil in het krimp- en kruipgedrag tussen op verschillende tijdstippen gestort beton en verschillende betonsterkten (bij liggers met druklaag), treedt er een complex tijdsafhankelijk vervormingsproces op. Dit proces treedt vooral op bij de volgende constructies:

- Liggers met druklaag
- Statisch onbepaald gemaakte prefab liggerviaducten

Liggers met druklaag

Tijdens en na verharding van de druklaag manifesteert zich eerst het krimpgedrag van de druklaag, dit proces is relatief snel uitgewerkt en wordt in een later stadium 'gecompenseerd' doordat het doorgaande kruipproces in de ligger tot herverdeling van momenten/spanningen leidt.

In een verificatieberekening van een dek met liggers en een druklaag kan er daarom vanuit worden gegaan dat krimp- en kruipgedrag elkaar compenseren en hoeft dit niet meegenomen te worden in de berekening.

De belastingen door eigen gewicht en voorspanning zijn aanwezig wanneer het systeem statisch bepaald was en kunnen altijd als statisch bepaald systeem beschouwd worden.

Statisch onbepaald gemaakte prefab liggerviaducten

Na verharding van de koppeling bij de tussensteunpunten manifesteert zich het krimpgedrag, maar dit is relatief snel uitgewerkt en wordt in een later stadium 'gecompenseerd' doordat het doorgaande kruipproces in de doorgekoppelde liggers welke tot herverdeling van momenten/spanningen leidt. De constructie wil hierdoor als het ware zijn bouwfase vergeten en zich ook voor het eigen gewicht en voorspanning als statisch onbepaalde constructie gedragen. De mate waarin dit herverdelen kan gebeuren is afhankelijk van de kruipfactor voor het toegepaste beton (o.a. afh. van betonsterkteklasse) en het wapeningspercentage (indien beton in gebruiksfase gescheurd is). In (oude) ontwerpen is hier niet altijd rekening mee gehouden, zodat de buigwapening bij de tussensteunpunten hier niet op gedimensioneerd is.

In een verificatieberekening zijn de belastingen door eigen gewicht en voorspanning aanwezig wanneer het systeem statisch bepaald was en moeten dus bij statisch onbepaalde dekken deels als statisch bepaald systeem beschouwd blijven worden. Een methode om het effect van verandering in statisch systeem in rekening te brengen is het zogenaamde Kist-Effect vernoemd naar prof.ir. H.J. Kist.

7.3.2 *Uitbreiding van bestaande dekken*

Verbreden van de rijvloer kan door aanbrengen van een:

- prefab dekconstructie;
- ter plaatste gestorte constructie;
- gedeeltelijk geprefabriceerde constructie.

Bij de hier omschreven verbredingen is ervan uitgegaan dat deze aan het bestaande dek zodanig gekoppeld worden dat er na de verbreding sprake is van één dek.

Verbreden is een mogelijkheid indien:

- op het bestaande dek de gewenste rijbaanindeling fysiek niet mogelijk is;
- ontlasten van een te zwaar belaste bestaande rand gewenst is.

Door het koppelen van de bestaande constructie met de verbreding zal een eventueel te zwakke oude randconstructie ontlast worden daar deze nu naar twee kanten de belasting kan spreiden.

Aandachtspunten

- De stijfheidseigenschappen van bestaand en nieuw moeten nagenoeg gelijk zijn.
- De opleggingen van de bestaande constructie moeten rekenkundig gecontroleerd worden. Met name de buitenste oplegging van de bestaande constructie kunnen door de verbreding mogelijk zwaarder belast worden.
- Bij vervanging van de opleggingen door stijvere/sterkere opleggingen dient ook de ondersteuningsconstructie hierop getoetst te worden.
- Het verbreden van een rijdek zal in het algemeen leiden tot grotere positieve dwarsmomenten. Het dek moet in dwarsrichting hierop getoetst worden.
- In de bestaande schampkant ("randbalk") kan veel wapening aanwezig zijn welke tot bovenin de schampkant (= boven de slooplijn) doorloopt. Met name eventuele langswapening zal op een of ander wijze vervangen moeten worden.
- Extra aandacht is nodig voor krimp en kruip problemen, deze zijn echter grotendeels op te lossen door toepassen van een stortstrook en het niet direct koppelen van oud en nieuw aan elkaar.
- Tijdens het verharderen van de stortstrook zijn trillingen ongewenst, een tijdelijke afsluiting van de rijbaan kan benodigd zijn.
- Let op dat hangen van nieuw aan oud of andersom wordt voorkomen. Van belang hierbij is het streven naar een gelijke stijfheid van oude en nieuwe constructiedelen.
- Inboren stekken door boren met lucht (ruwer boorvlak = betere aanhechting ingelijmde stekken), door de hardheid van oude beton is dit echter vaak niet mogelijk. Dan dient geboord te worden met diamant. Bij voorkeur vooraf hiermee rekening houden in de bepaling van de verankeringslengte en/of het aantal stekken
- Vooraf aan het boren dient altijd de ligging van de aanwezige wapening bepaald te worden. Dit om doorboren hiervan te voorkomen. Voorspanning mag nooit doorboord worden.

Aandachtspunten voor de uitbreiding van het landhoofd/ de funderingsconstructie:

- Met dient rekening te houden met optredende elastische zettingen van de fundatie tijdens de bouw.
- Extra aandacht is zodoende ook hier vereist voor het aansluitvlak oud-nieuw, onder andere zettingsverschillen tussen oud – nieuw moeten zoveel mogelijk voor het koppelen zijn opgetreden.
- De bestaande fundatie wordt mogelijk door de wijziging anders (excentrisch) belast.
- Heien in de buurt van de bestaande constructie vergt extra aandacht. Let op schoor geheide palen in bestaand, effect van heitrillingen op de bestaande constructie en de minimale werkruimte voor een heistelling.
- Het paal draagvermogen van de bestaande palen kan door de nieuwe palen beïnvloed worden, extra sonderingen en grondmechanisch advies hiervoor zijn nodig.

7.4 Modelverfijningen

7.4.1 Inleiding

Binnen het rekenmodel kunnen verfijningen worden toegepast om de werkelijkheid dichter te benaderen.

De volgende verfijningen zijn gebruikelijk:

- Het aannemen van gescheurde stijfheden in langs en dwarsrichting.
- De Poissonverhouding gelijk aan nul (0) aannemen (NEN-EN 1992-1-1, 3.1.3(4)).
- De veerstijfheid van de opleggingen in rekening brengen.
- De afmetingen en het aantal opleggingen in rekening brengen.
- Reduceren van pieken in momentenlijnen. Bijvoorbeeld door verdeelde belastingen in plaats van puntlasten te gebruiken.
- Herverdeling van momenten tussen steunpunt en veld en omgekeerd met gebruikmaking van bijbehorende momenten (tot 20%).

7.4.2 Veerstijfheid

Bij rubber opleggingen kan uitgegaan worden van een vervorming (onder permanente belasting) van 1 mm en bij starre (stalen) opleggingen van 0,1 mm. De gebruikte stijfheden dienen onderbouwd te worden en de invloed van een variatie onderzocht. Indien verschillende opleggingen zijn toegepast dient dit meegenomen te worden.

7.4.3 Orthotrope eigenschappen dekconstructies

Voor een goede benadering van het werkelijke gedrag kan het nodig zijn dat verschillende stijfheden in langs- en dwarsrichting in rekening worden gebracht. Dit is bijvoorbeeld het geval bij verschillende constructiehoogten in langs- en dwarsrichting, volstortliggers, druklagen of onvoldoende wapening in dwarsrichting.

Hierbij dient meestal minimaal uitgegaan te worden van gescheurde stijfheden in dwarsrichting eventueel aangevuld met gescheurde stijfheden in langsrichting als scheuren door de krachtwerving in die richting ook plausibel is. Afhankelijk van het stijfheidsverschil tussen langs- en dwarsrichting vindt herverdeling van buigende momenten plaats in langs- en dwarsrichting en neemt het wringmoment af. De momenten in dwarsrichting nemen af en die in langsrichting nemen juist toe. Hierdoor wordt het werkelijke gedrag van de dekconstructie beter benaderd.

Orthotrope eigenschappen gewapende platen

Bij een EEM-modellering is in eerste instantie uit te gaan van een isotroop plaatmodel. Gewapende platen moeten orthotroop geschematiseerd worden indien $M_{Ed,y} > M_{Rd,y}$.

Voor de gescheurde stijfheid kan initieel tabel NB-1 uit NEN-EN 1992-1-1 [1] worden aangehouden. Bij het bepalen van de wapeningspercentages wordt alleen de wapening meegenomen die op trek wordt belast. Voor het beton wordt een poissonverhouding van $\nu=0$ aangehouden conform artikel 3.1.3(4) van [1]. Voor het bepalen van de wringstijfheid mag een additionele reductiefactor van 0,4 worden toegepast.

Voor de ongescheurde stijfheid dient een fictieve E van ongescheurd beton aangehouden te worden bepaald met $E_{fic} = f_{cd}/1,75$ ‰.

Indien de rekenwaarde van het optredende moment in dwarsrichting ($M_{Ed,y}$) dan nog groter is dan de rekenwaarde van de momentweerstand in dwarsrichting ($M_{Rd,y}$) dient de fictieve stijfheid in dwarsrichting nog verder te worden verlaagd totdat $M_{Ed,y}$ gelijk is aan $M_{Rd,y}$. Vervolgens moeten alle toetsen uitgevoerd worden op basis van dit model.

Toelichting op RBK aanvulling op artikel 9.2.1.1 (101)NB NEN-EN 1992-2-

Bij plaatconstructies is in het verleden in het ontwerp een vereenvoudigde methode aangehouden waarbij de plaat in stroken verdeeld werd er de afdracht volgens een bepaalde aanname over de stroken verdeeld werd. Voor de wapening in dwarsrichting werd vaak 20% van de wapening in de langsrichting aangehouden. Met de huidige EEM waarbij de lastspreiding nauwkeuriger wordt bepaald blijkt een iets hoger dwarsmoment op te treden dan opneembaar op basis van deze oude vuistregel. Maar daar er in het oude ontwerp wel ervoor gezorgd is dat voor de aangenomen krachtsverdeling de benodigde wapening is aangebracht is er altijd een evenwicht aan te tonen. Hiervoor hoeft de dwarswapening niet te voldoen aan het minimum wapeningspercentage. Zolang de verhoogde belasting in de hoofdrichting (langsrichting) door de langswapening kan worden gedragen is deze benadering acceptabel en mag geconcludeerd worden dat de constructie voldoet.

Omgekeerde T-liggers met druklaag

Er zijn verschillende manieren om dit type constructie te modelleren. De krachtswerking van dit type constructie wordt het beste benaderd door deze als een plaat met excentrische ribben te schematiseren. De liggers worden hierbij ongescheurd verondersteld en de druklaag ongescheurd in langsrichting en gescheurd in dwarsrichting.

Liggers met een drukvullaag (volstortliggers)

Prefab liggers met een zogenaamde drukvullaag dienen als orthotrope plaat te worden gemodelleerd. In langsrichting wordt de stijfheid van de samengestelde doorsnede in rekening gebracht. In dwarsrichting dient de constructiehoogte van alleen de drukvullaag aangehouden te worden met een gescheurde stijfheid van de druklaag. Voor het bepalen van de wringstijfheid wordt een additionele reductiefactor van 0,4 toegepast.

7.5 Modelleren van dwarsdragers (eind- of tussendwarsdragers)

Het komt regelmatig voor dat plaatconstructies versterkt zijn met tussen-dwarsdragers en/of dat er bij de steunpunten dwarsdragers (oplegbalken) toegepast zijn. Het schematiseren van deze eind- of tussendwarsdragers in plaatdekken kan op verschillende manieren in een EEM-som gebeuren.

Platen met verwaarlozing van de dwarsdragers:

Dit is de snelste methode, maar onderschat de capaciteit van het dek sterk doordat het de gunstige werking van dwarsdragers volledig negeert. Als hiermee kan worden voldaan aan de eisen van constructieve veiligheid, is het akkoord.

Lokaal verdikken van platen:

Dit geeft een goede schematisatie, maar de daadwerkelijke krachten op de dwarsdragers is lastig uit het model te destilleren. Dit maakt deze methode relatief arbeidsintensief.

Platen met ribben:

Het gebruik van centrische ribben is niet aan te raden, omdat de positionering te veel afwijkt van de werkelijkheid. Derhalve moeten excentrische ribben gemodelleerd worden. Het nadeel is dat een wringend moment in de rib/verdikking optreedt.

NB: Dwarsdragers ter plaatse van de steunpunten (oplegbalk) hebben veelal een verlopende dikte. De onderzijde van oplegbalken is in de regel horizontaal terwijl de bovenzijde de verkanting van het dek volgt. Een minimale hoogte van de dwarsdrager is dan vaak maatgevend wat maakt dat het verwaarlozen van einddwarsdragers een aannemelijke oplossing is.

7.6 Niet orthogonale wapeningsnetten

7.6.1 *Inleiding*

In scheve platen kan om praktische en/of economische redenen niet-orthogonale wapening zijn ontworpen en toegepast, waarbij de ene wapeningsrichting parallel ligt aan de opgelegde randen en de andere parallel aan de vrije randen.

Het besluit om niet-orthogonale wapening toe te passen kan ook tijdens de uitvoeringsfase zijn genomen. De ontworpen orthogonale wapening werd daarbij omgerekend naar niet-orthogonale wapening.

De constructieve beoordeling van scheve platen vergt daarom bijzondere aandacht.

7.6.2 *Welke wapening moet worden aanhouden voor de berekening*

Indien er twijfels zijn over de toegepaste wapening wordt aanbevolen deze te bepalen op basis van onderzoek aan de constructie. Ook kan worden uitgegaan van de wapening die met voldoende betrouwbaarheid tenminste aanwezig wordt geacht. Indien de constructieve veiligheid op basis van dat uitgangspunt voldoende is, dan kan worden afgezien van nader onderzoek aan de constructie.

7.6.3 *Beoordeling van een scheve plaat door TNO/TUD in 2010*

In 2010 is door TNO/TUD in opdracht van RWS een scheve plaat met niet-orthogonale wapening beoordeeld op buiging en dwarskracht. Dit betrof KW 52G-

105-02, het Zuidelijk viaduct o/d Nijmeegse weg in A67 (TNO-rapport nr. TNO-034-DTM-2010-03423 d.d. 01-12-2010). De plaathoek van dit viaduct is 67,5°.

De beoordeling is gebaseerd op:

- RBBK van juli 2004;
- NEN 6723:1995 in combinatie met NEN 6720:1995;
- NEN 6706:2007 in combinatie met NEN-EN 1992-1-1:2005 en NEN-EN 1992-1-1/NB:2007.

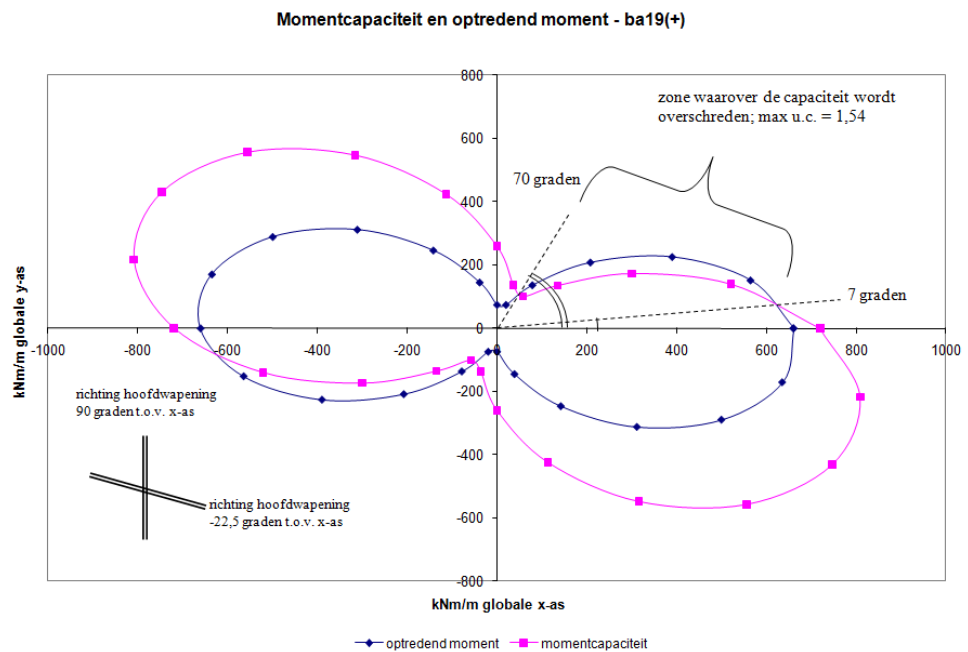
De buigende momenten in de plaat zijn berekend met SCIA-Engineer versie 2010.1.

Voor de toetsing van de buigende momenten in de plaat is in de maatgevende plaatzones een toetsing uitgevoerd waarbij voor doorsneden in elke richting zijn bepaald:

- de rekenwaarde van het optredend wapeningsmoment (buiging en wringing);
- de rekenwaarde van de aanwezige momentcapaciteit.

Voor de berekening van de momentcapaciteit in een willekeurige richting is uitgegaan van de ontbondene in de betreffende richting van beide wapeningsrichtingen. Er zijn daarbij dus – in tegenstelling met de tekst in de RBK – geen bijdragen verwaarloosd.

Een voorbeeld van het resultaat is gegeven in figuur 8.1 (figuur 10.4 uit eerder genoemd TNO-rapport).



Figuur 8.1 – Voorbeeld van het resultaat van een toetsing bij KW 52G-105-02

In figuur 8.1 is te zien dat er richtingen zijn waarin de rekenwaarde van het optredend moment de rekenwaarde van de momentcapaciteit overschrijdt (de bijbehorende uc-waarden zijn groter dan 1). Ook is te zien dat de momentcapaciteit voldoende is in de richtingen van het (hier gekozen) globale assenstelsel. Dat is eveneens het geval in de beide wapeningsrichtingen. Op voorhand is niet direct duidelijk of in andere richtingen de momentcapaciteit onvoldoende is. In het algemeen kan wel worden gesteld dat er een richting is waarin de momentcapaciteit lager is dan de momentcapaciteit behorend bij de kleinste wapeningshoeveelheid.

Of dat ook de maatgevende richting is hangt af van de momentenverdeling in de plaat.

Door herverdeling van buigende momenten kan gebruik worden gemaakt van de overcapaciteit in de zones met voldoende momentcapaciteit. Daardoor wordt het beoordelingsresultaat gunstiger. Of daarmee voldaan wordt aan de eisen zal afhangen van de specifieke plaat. Om hiervan gebruik te kunnen maken zal een variatie studie moeten worden uitgevoerd.

NB 1:

CUR rapport 54 betreft de berekening van platen waaronder scheve platen met orthogonale wapening. Bij de beoordeling van deze scheve plaat door TNO/TUD is gebruik gemaakt van dit CUR-rapport. Daarbij is echter geconstateerd dat een aantal formules niet correct is afgeleid.

7.6.4 RBK 1.1 tekst

Bij platen met niet-orthogonale wapening geldt voor berekeningen volgens de eindige elementenmethode het volgende:

- *De x-as van het assenstelsel welke gebruikt wordt voor de momenten dient evenwijdig aan de richting van de hoofdwapening te worden genomen.*
- *Het wapeningsoppervlak van de dwarswapening moet ontbonden worden in x- en y-richting. De bijdrage van A_{sx} dient te worden verwaarloosd. De A_{sy} dient als dwarswapening te worden beschouwd.*

OPMERKING: In CUR rapport 54 (wapenen van platen) wordt voor plaatconstructies drie verschillende wapeningssystemen gegeven. De benodigde hoeveelheid wapening wordt hierbij bepaald op basis van een vlakke spanningstoestand. Voor de beoordeling van bestaande platen met niet-orthogonale wapening is deze methode niet bruikbaar.

7.6.5 Discussie huidige RBK aanpak en alternatieven

De aanpak zoals gegeven in de RBK 1.1 lijkt een conservatieve benadering welke algemeen toepasbaar is.

Voor deze methode geldt - net als bij de door TNO/TUD in 2010 gegeven aanpak - dat er mogelijk een richting is waarin de rekenwaarde van het optredend moment de rekenwaarde van de momentcapaciteit overschrijdt. Impliciet neemt men met de in de RBK gegeven methode aan dat door herverdeling er een evenwichtssituatie gevonden wordt als geconcludeerd wordt dat de constructie voldoet in de beschouwde x- en y-richting.

Er zijn ook alternatieve methoden bekend waarbij, uitgaande van lineair gedrag en geen optredende herverdeling, via een transformatieregel vanuit de gegenereerde berekeningsresultaten in elke gewenste richting het optredende moment bepaald wordt. Een nadere toelichting hierover is ook gegeven in (Dieteren/Gijsbers 2019 [53]). Voor gegeven richtingen van de wapening kan nu voor elke richting de capaciteit bepaald worden welke dan vergeleken kan worden met de voor die richting geldende waarden van het optredende buigende en wringende moment. Doordat de methode uitgaat van lineair gedrag is deze zeer goed te automatiseren. Uitgaan van lineair gedrag is echter ook een belangrijke beperking van de methode. De in de praktijk vaak benodigde herverdeling van optredende momenten van dwars- naar langsrichting wordt hierbij niet meegenomen. Dit zal naar verwachting vaak wel nodig zijn om platen te beoordelen op een zo optimaal mogelijke wijze.

3. Bereken per te beoordelen lijf het verschil in dwarskracht tussen BGT en UGT die door het lijf wordt overgebracht naar de dwarsdrager. Bepaal, uitgaande van een parabolisch verloop van de schuifspanningen over de hoogte, welk deel van dit dwarskrachtverschil zich bevindt over het onderste deel met een hoogte gelijk aan de vloerdikte. Ga na of de ter plaatse aanwezige hoeveelheid verticale wapening voldoende is voor het naar boven brengen van dit deel van het dwarskrachtverschil. Als de bedoelde hoeveelheid wapening voldoende is dan is de aansluiting voldoende veilig en is geen verdere beoordeling nodig. Ga anders naar stap 4.
4. Voer een detailbeoordeling uit door middel van een 3D-analyse.

8 Referenties

| Ref | Document | Link |
|------|---|--|
| [1] | NEN-EN 1992-1-1+C2:2011, Eurocode 2: Ontwerp en berekening van betonconstructies - Deel 1- 1: Algemene regels en regels voor gebouwen, november 2011, NEN | https://www.nen.nl/nen-en-1992-1-1-c2-2011-nl-159356 https://www.nen.nl/nen-en-1992-1-1-c2-2011-nb-2016-a1-2020-nl-267151 |
| [2] | NEN8700:2011+A1:2020, Beoordeling van de constructieve veiligheid van een bestaand bouwwerk bij verbouw en afkeuren – Grondslagen, augustus 2020, NEN | https://www.nen.nl/nen-8700-2011-a1-2020-nl-258528 |
| [3] | GBV 1912 – Gewapend beton voorschriften, maart 1912, KIVI | - niet digitaal beschikbaar |
| [4] | NEN-EN13791:2019 (en), Beoordeling van de druksterkte van beton in constructies en vooraf vervaardigde betonelementen, augustus 2019, NEN | https://www.nen.nl/nen-en-13791-2019-en-262700 |
| [5] | Betoniek januari 1972 | https://www.betoniek.nl/artikel/kwaliteiten-en-klassen-in-de-vb-1972 |
| [6] | Dictaat TH Delft 1967 | Zie verzameldocument TNO rapport TNO-2022-R10928 |
| [7] | Cement 3 Jaargang 71 | https://www.cementonline.nl/artikel/controle-druksterkte-van-beton-volgens-ontwerp-vb https://www.cementonline.nl/artikel/bijlage-ontwerp-voorschriften-beton-vb |
| [8] | NEN3880, Voorschriften Beton VB 1974/1984, juni 1984, NEN | https://www.nen.nl/nen-3880-1984-nl-7078 |
| [9] | GBV 1940 – Gewapend beton voorschriften, december 1940 | https://www.nen.nl/n-1009-1940-nl-19973 |
| [10] | GBV 1918 – Gewapend beton voorschriften, 1918 | - niet digitaal beschikbaar |
| [11] | GBV 1930 – Gewapend beton voorschriften, 1930 | https://www.nen.nl/n-1009-1930-nl-19976 |
| [12] | GBV 1950 – Gewapend beton voorschriften, november 1950 | https://www.nen.nl/n-1009-1950-nl-19972 |
| [13] | GBV 1962 – Gewapend beton voorschriften, december 1962 | https://www.nen.nl/nen-1009-1962-nl-19971 |
| [14] | GBV 1962, met toelichting van Bisch en Hogeslag | - niet digitaal beschikbaar |
| [15] | NEN6720, TGB 1990 - Voorschriften Beton - Constructieve eisen en rekenmethoden (VBC 1995), september 1995, NEN | https://www.nen.nl/nen-6720-1995-nl-15570 |

| | | |
|------|--|---|
| [16] | NEN-EN 1992-1-1+C2/NB+A1:2020, Nationale bijlage bij NEN-EN 1992-1-1+C2 Eurocode 2: Ontwerp en berekening van betonconstructies - Deel 1- 1: Algemene regels en regels voor gebouwen, februari 2020, NEN | https://www.nen.nl/nen-en-1992-1-1-c2-2011-nl-159356 https://www.nen.nl/nen-en-1992-1-1-c2-2011-nb-2016-a1-2020-nl-267151 |
| [17] | R.V.B. 1962, Richtlijn voor voorgespannen beton, 1962 | - Concept versie Cement, kennisplatform over betonconstructies (cementonline.nl) |
| [18] | R.V.B. 1967, Richtlijn voor voorgespannen beton, 1967 | - niet digitaal beschikbaar |
| [19] | Stuvo Richtlijn 1957 | - niet digitaal beschikbaar |
| [20] | Voorschriften Beton VB 74 deel A t/m K, april 1974 (deel A-NEN 3861 en deel B-NEN 3862), oktober 1976 (Deel C – NEN 3863), oktober 1975 (deel D-NEN 3864 en deel E-NEN 3865), febr 1976 (Deel F-NEN 3866), april 1978 (Deel G-NEN 3867), 1981 (ontw Deel H-NEN 3871), 1982 (ontw. Deel K-NEN 3872) | https://www.nen.nl/nen-3861-1974-nl-2351 https://www.nen.nl/nen-3862-1974-nl-2315 https://www.nen.nl/nen-3863-1976-nl-5211 https://www.nen.nl/nen-3864-1975-nl-2348 https://www.nen.nl/nen-3865-1975-nl-4963 https://www.nen.nl/nen-3866-1976-nl-5218 https://www.nen.nl/nen-3867-1978-nl-5216 - niet digitaal beschikbaar - niet digitaal beschikbaar |
| [21] | NEN 3870:1980, Tekeningen voor betonconstructies, januari 1980, NEN | https://www.nen.nl/nen-3870-1980-nl-7815 |
| [22] | AVIJ 1911, Algemeene Voorschriften voor ijzer, maart 1911, Koninklijk Instituut voor Ingenieurs KIVI | - niet digitaal beschikbaar |
| [23] | Richtlinie zur Nachrechnung von Strassenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie), mei 2011, Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung | https://www.bast.de/DE/Publikationen/Regelwerke/Ingenieurbau/Entwurf/Nachrechnungrichtlinie-Ausgabe-5_2011.pdf;jsessionid=4D19D09DEC7AC9C5964CD0C73E50BDDF.live11312?_blob=publicationFile&v=1 |
| [24] | Entwurf ONR 24009:2013, Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Hochbauten, januari 2013, ONR (Austrian Standards Institute) | ONR 24009:2013 05 01 - Webshop - Austrian Standards (austrian-standards.at) |
| [25] | VOSB/VVSB 1938 – N1008: Voorschriften voor het ontwerpen en voor het vervaardigen en opstellen van stalen bruggen, april 1938, HCNN / KIVI | https://www.nen.nl/n-1008-1938-nl-19969 |
| [26] | V1035 – deel IV:1952, Ontwerp - Keuringsnormen voor metalen, Constructiestaal, Gewalst staal voor gewapend beton, augustus 1952, HCNN/KIVI | https://www.nen.nl/v-1035iv-1952-ontw-nl-1273 |
| [27] | NEN6008:1968, Staal voor gewapend beton - soorten, keuringseisen en keuring, september 1968, NEN | https://www.nen.nl/nen-6008-1968-nl-21634 |
| [28] | NEN6008:1977, Betonstaal, december 1977, NEN | https://www.nen.nl/nen-6008-1977-nl-21633 |
| [29] | NEN6008+A1:2020, Betonstaal, februari 2020, NEN | https://www.nen.nl/nen-6008-2008-a1-2020-nl-265616 |
| [30] | NEN6008:1985, Betonstaal, september 1985, NEN | https://www.nen.nl/nen-6008-1985-en-10830 |
| [31] | NEN6008:1991, Betonstaal, december 1991, NEN | https://www.nen.nl/nen-6008-1991-nl-2873 |
| [32] | BAST Heft B89, Nachrechnung von Betonbrücken zur Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Bauwerke, Berichte der Bundesanstalt für Strassenwesen, september 2012, BAST | https://bast.opus.hbz-nrw.de/opus45-bast/frontdoor/deliver/index/docId/565/file/B89b.pdf |

| | | |
|------|---|---|
| [33] | NEN-EN_ISO 15630-1: 2019, Staal voor de wapening en voorspanning van beton – Beproevingmethoden – deel 1: Wapeningsstaven en draden (ISO 15630-1:2019, IDT), maart 2019, NEN | https://www.nen.nl/nen-en-iso-15630-1-2019-en-256732 |
| [34] | ROBK 1:1988, Richtlijnen voor het ontwerpen van betonnen kunstwerken (ROBK versie I), Rijkswaterstaat directie Bruggen rapport nr. 9, maart 1988, Rijkswaterstaat | Richtlijnen directie Bruggen voor het ontwerpen van betonnen kunstwerken (versie 1) : vastgesteld door de Betonstaf 21 maart 1988 - Rijkswaterstaat Rapportendatabank (overheid.nl) |
| [35] | ROBK 2:1990, Richtlijnen voor het ontwerpen van betonnen kunstwerken (ROBK versie II), Rijkswaterstaat directie Bruggen rapport nr. 14, januari 1990, Rijkswaterstaat | Richtlijnen Directie Bruggen voor het ontwerpen van betonnen kunstwerken (versie 2) - Rijkswaterstaat Rapportendatabank (overheid.nl) |
| [36] | ROBK 3:1995, Richtlijnen voor het ontwerpen van betonnen kunstwerken (ROBK versie III), juli 1995 + erratum november 1995, Rijkswaterstaat | Richtlijnen voor het ontwerpen van betonnen kunstwerken (ROBK versie 3) - Rijkswaterstaat Rapportendatabank (overheid.nl) |
| [37] | ROBK 4:1997, Richtlijnen voor het ontwerpen van betonnen kunstwerken (ROBK versie IV), mei 1997 + erratum juli 1998, Rijkswaterstaat | - niet digitaal beschikbaar |
| [38] | ROBK 5:2002, Richtlijnen voor het ontwerpen van betonnen kunstwerken (ROBK versie V), juni 2002, Rijkswaterstaat | Richtlijnen voor het ontwerpen van betonnen kunstwerken (ROBK versie 5) - Rijkswaterstaat Rapportendatabank (overheid.nl) |
| [39] | KVS 1962, Keuringsvoorschriften voorspanstaal 1962 (KVS 1962), februari 1962, Stuvo | - niet digitaal beschikbaar |
| [40] | NEN6723:2009 (VBB), Voorschriften beton – Bruggen – Constructieve eisen en rekenmethoden, september 2009, NEN | https://www.nen.nl/nen-6723-2009-nl-130787 |
| [41] | Handlungsanweisung zur Überprüfung und Beurteilung von älteren Brückenbauwerken, die mit vergütetem, spannungsrissskorrosionsgefährdetem Spannstahl erstellt wurden (Handlungsanweisung Spannungsrissskorrosion), Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung, Ausgabe 6/2011, Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung. | https://mobil.hessen.de/sites/mobil.hessen.de/files/content-downloads/ANHANG_C_XV_Handlungsanweisung_SpRK_Juni_2011.pdf |
| [42] | NEN 3868:1975, Voorspanstaal, december 1975, NEN | https://www.nen.nl/nen-3868-1975-nl-21493 |
| [43] | NEN 3868:1988, Voorspanstaal, voorspandraad en voorspanstreng, juni 1988, NEN | https://www.nen.nl/nen-3868-1988-nl-21492 |
| [44] | NVN-ENV 1992-1-1:1997, Voornorm Eurocode 2 – Ontwerp en berekening van betonconstructies – Deel 1-1: Algemene regels en regels voor gebouwen, december 1997, NEN | https://www.nen.nl/nvn-env-1992-1-1-1997-nl-29110 |
| [45] | SIA 269/2:2011, Erhaltung von Tragwerken – Betonbau, januari 2011, SIA | http://www.webnorm.ch/normenwerk/ingenieur/269-2_2011_d/D/Product |
| [46] | Atkins 2008, CEN/TC250/SC2/WG1 N 108 - Bond at low covers, 2008, Atkins | - Commissiestuk niet algemeen beschikbaar. |

| | | |
|------|---|---|
| [47] | ACI 408R-03: Bond and Development of Straight Reinforcing Bars in Tension | 408R-03: Bond and Development of Straight Reinforcing Bars in Tension (concrete.org) |
| [48] | Schenkel, M. 1997, Versuche zum Verbundverhalten von Bewehrung bei mangelhafter Betondeckung, juli 1997, ETH Zurich | https://www.research-collection.ethz.ch/handle/20.500.11850/143120 |
| [49] | Schenkel, M, 1998, Zum Verbundverhalten von Bewehrung bei kleiner Betondeckung, september 1998, ETH Zurich | https://www.research-collection.ethz.ch/handle/20.500.11850/143863 |
| [50] | <i>fib</i> Bulletin 72, Bond and anchorage of reinforcement, Background of the ModelCode 2010, mei 2014, <i>fib</i> | https://www.fib-international.org/publications/fib-bulletins/bond-and-anchorage-of-embedded-reinforcement-detail.html |
| [51] | <i>fib</i> ModelCode 2010, <i>fib</i> ModelCode for concrete structures 2010, 2013, <i>fib</i> | https://www.ernst-und-sohn.de/index.php?q=en/fib-model-code-for-concrete-structures-2010 |
| [52] | NEN-EN 13670:2009, Het vervaardigen van betonconstructies, december 2009, NEN | https://www.nen.nl/nen-en-13670-2009-nl-149144 |
| [53] | Background document for prENV 1992-1-1:2002, 6.2 Shear, J. Walraven, TU Delft rapport 25.5-02-36 | https://research.tudelft.nl/en/publications/background-document-for-prenv-1992-1-12002-62-shear |
| [54] | Rekenen met de VB 1974 voor constructeurs en docenten, Betonvereniging AVBB | - niet digitaal beschikbaar |
| [55] | Several notes on v_{min} related to the assessment of RC slab bridges, Y. Yang TU Delft, 28 February 2017 | Zie verzameldocument TNO rapport TNO-2022-R10928 |
| [56] | CUR rapport 94-13, Achtergronden bij de VBC 1990, November 1994, CUR | - niet digitaal beschikbaar |
| [57] | Shear capacity of concrete slabs influenced by concrete strength variation in width direction, December 2012, Yang, Y, den Uijl J, Stevin Report 25.5-12-07 | Zie verzameldocument TNO rapport TNO-2022-R10928 |
| [58] | Notitie achtergrond bij plaatfactor, E. Lantsoght, Stevin-report 25.5-16-05, June 2016. | Zie verzameldocument TNO rapport TNO-2022-R10928 |
| [59] | Minimum afschuifdraagvermogen van platen uit gewapend beton zonder schuifwapening; de waarde v_{min} , J.C. Walraven TU Delft rapport 25.5-12-04, d.d. 4 maart 2013 | Zie verzameldocument TNO rapport TNO-2022-R10928 |
| [60] | Aspects of diagonal tension in reinforced concrete, P.Regan, Structural concrete, journal of the fib, N0. 13, 2000, September, p 119-132. | https://www.icevirtuallibrary.com/doi/pdf/10.1680/stco.2000.1.3.119 |
| [61] | Verificatie van bruggen op dwarskracht voor de RBK 1.2: Deel 1: Enkele aspecten van de beoordeling van het dwarskrachtdraagvermogen in 59de RBK 1.2, Prof.dr.ir.Dr.-Ing. H.c. J.C. Walraven, Delft 02-12-2015 | Zie verzameldocument TNO rapport TNO-2022-R10928 |
| [62] | Sozen, M.A., Zwoyer, E.M., Siess, C.P. "Strength in shear of beams without shear reinforcement", University of Illinois, Engineering Experiment Station Bulletin. 452, 1959 | https://www.ideals.illinois.edu/handle/2142/4457 |

| | | |
|------|--|---|
| [63] | Bennett, E.W., Balasooriya, B.M.A. "Shear strength of prestressed beams with thin webs failing in inclined compression", ACI Journal March 1971. | https://www.concrete.org/publications/internationalconcreteabstractsportal.aspx?m=details&ID=11321 |
| [64] | Evaluatie van berekeningsmethoden voor het afschuifdraagvermogen voorgespannen balken zonder schuifwapening, J. Walraven, M. Roosen, Delft, 23 juli 2017 | Zie verzameldocument TNO rapport TNO-2022-R10928 |
| [65] | Shear force in Reinforced concrete slabs Determined Using FEM Software, TU Delft Report 25.5-17-04, June 2017, Draft Version 0.10. | Zie verzameldocument TNO rapport TNO-2022-R10928 |
| [66] | NEN-EN 1990+A1+A1/C2:2019, Eurocode: Grondslagen van het constructief ontwerp, November 2019, NEN | https://www.nen.nl/nen-en-1990-a1-a1-c2-2019-nl-207216 https://www.nen.nl/nen-en-1990-a1-a1-c2-2019-nb-2019-nl-252522 |
| [67] | Modelonzekerheid bij afschuiftrekbreuk, ir. M.A. Roosen, TU Delft report 25.5-17-08, dd. 21 april 2017 | Zie verzameldocument TNO rapport TNO-2022-R10928 |
| [68] | Samenvattende rapportage werkzaamheden onderzoek betrouwbaarheidsniveau hoofdtrekspanningstoetsing, ir. G.G.A. Dieteren, ir. F.B.J. Gijsbers, TNO-rapport 2017 R11194, 10 oktober 2017. | Zie verzameldocument TNO rapport TNO-2022-R10928 |
| [69] | RBK 1.1, RTD 1006:2013, Richtlijnen Beoordeling Kunstwerken, Beoordeling van de constructieve veiligheid van een bestaand kunstwerk bij verbouw, gebruik en afkeur, Rijkswaterstaat, 27 mei 2013 | Standaarden RWS - Standaard |
| [70] | Y. Yang, Shear behaviour of deep RC slab strips (beams) with low reinforcement ratio, TU Delft, report 25.5-19-xx, Project CS3HI5, March 2020 | Zie verzameldocument TNO rapport TNO-2022-R10928 |
| [71] | Discussion on vmin to be used in RBK 1.2, TNO, G. Dieteren, Version 11, 02-03-2022 | Zie verzameldocument TNO rapport TNO-2022-R10928 |
| [72] | Design Manual for Roads and Bridges, CD 360 Use of compressive membrane action in bridge decks | www.standardsforhighways.co.uk https://www.standardsforhighways.co.uk/dmrb/search/7cc0c494-2a45-42c8-b12d-f4c7bdad04c3 |
| [73] | Opstellen van rekenregels voor gewapende druklagen, C van der Veen, 28 november 2017, TU Delft, Rapport 25.5-17-16 | Zie verzameldocument TNO rapport TNO-2022-R10928 |
| [74] | Notitie opstellen van rekenregels voor gewapende druklagen, C. van der Veen, 7 maart 2019, TU Delft. | Zie verzameldocument TNO rapport TNO-2022-R10928 |
| [75] | Design Manual for Roads and Bridges, CS 455 - The assessment of concrete highway bridges and structures | www.standardsforhighways.co.uk https://www.standardsforhighways.co.uk/dmrb/search/1f91c68f-a74a-41c9-abfa-8e17066b12f7 |
| [76] | NEN-EN 1991-2+C1:2015, Eurocode 1: Belastingen op constructies – Deel 2: Verkeersbelasting op bruggen, Oktober 2015, NEN | https://www.nen.nl/nen-en-1991-2-c1-2015-nl-207232 https://www.nen.nl/nen-en-1991-2-c1-2015-nb-2019-nl-252276 |

| | | |
|------|---|---|
| [77] | Voorgespannen kokers van lichtbeton – Overzicht eisen in voormalige normen en richtlijnen, beschikbaar materiaal onderzoek en advies voor herberekening met NEN-EN1992-1-1., TNO Notitie, d.d. 28-11-2019 | Zie verzameldocument TNO rapport TNO-2022-R10928 |
| [78] | RLB 1969, Voorlopige richtlijnen voor constructief lichtbeton, | - niet digitaal beschikbaar |
| [79] | CUR Aanbeveling 39, Beton met grove lichte toeslagmaterialen, Aanvullende bepalingen op NEN 6720 (VBC 1990), NEN 5950 (VBT 1986), NEN 6722 (VBU 1988), juli 1994, CUR | - niet digitaal beschikbaar |
| [80] | CUR rapport 173, Beton met grove lichte toeslagmaterialen, september 1994 | - niet digitaal beschikbaar |
| [81] | Practitioners' guide to finite element modelling of reinforced concrete structures, June 2008, fib , doi.org/10.35789/fib.BULL.0045 | https://www.fib-international.org/publications/fib-bulletins/practitioners-guide-to-finite-element-modelling-pdf-detail.html |
| [82] | Cement en betonreeks 3 – Constructieleer voorgespannen beton, R. Braam e.a., Aeneas 2021 | ISBN EAN 9789461040275 |
| [83] | TNO Notitie: RBK toetsing van scheve platen met niet-orthogonale wapening, Dieteren, G., Gijsbers J. , 08-2019, TNO | Zie verzameldocument TNO rapport TNO-2022-R10928 |
| [84] | Shear failure of prestressed girders in regions without flexural cracks, M.A. Roosen, 03-2021, TU Delft | Shear failure of prestressed girders in regions without flexural cracks TU Delft Repositories |
| [85] | NEN-EN 1992-2+C1:2011, Eurocode 2: Ontwerp en berekening van betonconstructies - Deel 2: Betonnen Bruggen, december 2011, NEN | https://www.nen.nl/nen-en-1992-2-c1-2011-nl-136927 |