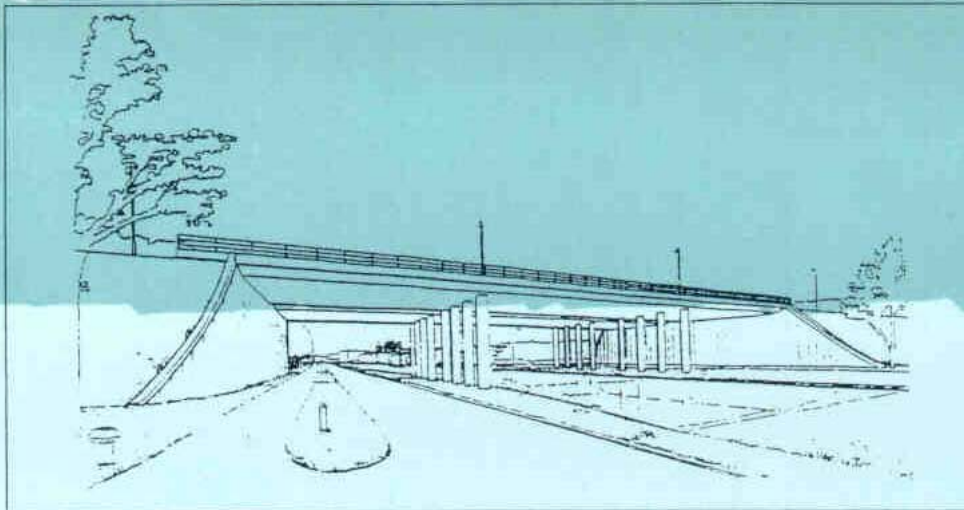




Ministerie van Verkeer en Waterstaat
Directoraat-Generaal Rijkswaterstaat
Bouwdienst Rijkswaterstaat

Bouwdienst Rijkswaterstaat
Hoofdafdeling Droge Infrastructuur
Afdelingen Bruggenbouw



**Richtlijnen voor het ontwerpen van
Betonnen Kunstwerken
(ROBK versie 5)**

20 juni '02



Aan:

Medewerkers van de hoofdafdeling Droge Infrastructuur

Onderwerp:

**RICHTLIJNEN VOOR HET ONTWERPEN VAN BETONNEN KUNSTWERKEN
(ROBK VERSIE 5) van de afdelingen Bruggenbouw**

Bovengenoemde richtlijn is door mij vastgesteld.

U dient de richtlijn vanaf de datum van ondertekening van deze brief toe te passen voor alle nieuwe kunstwerkenprojecten welke onder de verantwoordelijkheid van de Hoofdafdeling DI op het gebied waarop de richtlijnen betrekking hebben worden behandeld.

In het voorwoord van de richtlijn is aangegeven hoe met eventuele afwijkingen van de richtlijn moet worden omgegaan.

IR. H.A. Ruijter
Hoofd Droge Infrastructuur

Utrecht ;
20 juni '02

Bouwdienst Rijkswaterstaat
Hoofdafdeling Droge Infrastructuur
Afdelingen Bruggenbouw

**Richtlijnen voor het Ontwerpen van
Betonnen Kunstwerken
(ROBK versie 5)**

vastgesteld door het hoofd van de
hoofdafdeling DI:

ir. H.A. Ruijter

20 juni 2002

ROBK versie 5

20 juni 2002



Ministerie van Verkeer en Waterstaat
Directoraat-Generaal Rijkswaterstaat
Bouwdienst Rijkswaterstaat

(blanco)



VOORWOORD

Deze richtlijnen geven wijzigingen, aanvullingen en toelichtingen op de voorschriften vernoemd in de inhoudsopgave (hoofdstuk 1 t/m 8), alsmede overige richtlijnen (hoofdstuk 9 t/m 17).

Deze richtlijnen zijn niet bedoeld om nieuwe ontwikkelingen te remmen. Voor het niet toepassen (van onderdelen) van de richtlijnen dient echter wel toestemming te worden verkregen van het bevoegd gezag van het betreffende project. Ook moet dit worden gemeld aan de vakgroep ROBK.

Daar waar bij onderdelen staat: "Nog geen richtlijnen opgesteld", geldt dit voor de afdelingen Bruggenbouw van de Hoofdafdeling Droge Infrastructuur. Binnen andere afdelingen van de RWS kunnen wel voor het desbetreffend onderdeel richtlijnen bestaan. Om die voor een bepaald werk te laten gelden, moet dit expliciet in het bestek worden vermeld.

Degene die gebruikt maakt van deze richtlijnen dient na te gaan of de consequenties van de toepassing van deze richtlijnen zijn verwerkt in het bouwbestek.

Deze versie 5 vervangt versie 4 (7 mei 1997), inclusief het erratum 1 hierop van 14 juli 1998. Een nieuwe uitgave is nodig i.v.m. vele wijzigingen en aanvullingen.

De leden van de vakgroep ROBK:

W.A. de Bruijn
P. Eggermont
P.A.M. Mulders
D.G. Schaafsma

Opgemaakt: 20 juni 2002

ROBK versie 5

20 juni 2002



Ministerie van Verkeer en Waterstaat
Directoraat-Generaal Rijkswaterstaat
Bouwdienst Rijkswaterstaat

(blanco)



INHOUDSOPGAVE

INHOUDSOPGAVE.....	1
1 NEN 6702 (belastingen en vervormingen).....	7
2 NEN 6720 (VBC 1995)	11
3 NEN 5950 (VBT 1995)	29
4 NEN 6722 (VBU 1988).....	31
5 NEN 6723 (VBB 1995)	33
6 NEN 6740 (Geotechniek, basiseisen en belastingen).....	43
7 NEN 6743 (Geotechniek, fundering op palen)	47
8 NEN 6744 (Geotechniek, Funderingen op staal).....	49
9 GRONDKERENDE CONSTRUCTIES	51
9.1 Algemeen.....	51
9.1.1 Besteksgegevens bij damwanden	51
9.2 Gewapende grond	52
9.2.1 Algemeen.....	52
10 FUNDERINGEN	53
10.1 Algemeen.....	53
10.2 Zetting	53
10.3 Berekening paalkrachten	53



10.3.1	Algemeen.....	53
10.3.1.2	CUR rapport 2001-4 Ontwerpregels voor trekpalen.....	53
10.3.2	Ruimtelijk ingeklemd palenplan	53
10.3.3	Ruimtelijk palenplan	54
10.4	Betonpalen	54
10.4.1	Algemeen.....	54
10.4.2	Prefab	55
10.4.3	In de grond gevormde palen	55
10.5	Stalen palen	55
10.5.1	Algemeen.....	55
10.5.2	Palen met bodemplaat	56
10.5.3	Palen zonder bodemplaat.....	57
10.6	Damwand.....	57
10.7	Gewichtsvloeren van onderwaterbeton.....	57
11	ONDERBOUW	59
11.1	Algemeen.....	59
11.2	Eindsteunpunten	59
11.2.1	Belasting op vleugels van landhoofden	60
11.3	Tussensteunpunten	60
11.4	Basculekelders	60
12	DEKCONSTRUCTIES.....	61
12.1	Algemeen.....	61
12.1.2	Dwarsvoorspanning.....	61
12.1.3	Inklemmingsmomenten	61
12.1.4	Kruisingshoek.....	61
12.1.5	Plaat met gelijke langs- en dwarsstijfheid	61
12.1.6	Plaat met ongelijke langs- en dwarsstijfheid	62
12.1.7	Coëfficiënt van Sattler bij de methode Guyon-Massonet.....	62
12.1.8	K-factoren berekend met de methode Guyon-Massonet	62
12.2	Langs- en dwarsstijfheden t.b.v. de methode Guyon-Massonet	63
12.2.1	Massieve plaat	63
12.2.2	Plaat met ronde sparingen	63
12.2.3	Plaat met rechthoekige sparingen	63
12.2.4	Plaat met overstekken.....	64
12.2.5	Enkel- en meercellige kokerligger	64



12.2.6	Balkviaduct met druklaag.....	65
12.2.7	Kokerprofielbalken en T-liggers	65
12.3	Wringstijfheidsvermindering van balken in balkroosterbruggen	66
12.4	Invloed plaatselijke belasting bij geschematiseerde platen.....	67
12.5	Dektypen	67
12.5.1	Massieve plaat	67
12.5.2	Plaat met ronde sparingen	67
12.5.3	Plaat met rechthoekige sparingen	68
12.5.4	Plaat met overstekken.....	69
12.5.5	Enkel- en meercellige kokerliggers.....	69
12.5.6	Balken zonder druklaag	69
13	ONDERDOORGANGEN.....	71
13.1	Algemeen.....	71
13.2	Tunnels.....	71
13.2.1	Prefab betonconstructies met rechthoekige doorsnede	71
13.2.2	Ter plaatse gestort.....	71
13.3	Portaalconstructies.....	71
13.4	Onderdoorgangen, buis- of boogvormig.....	71
13.4.1	Buizen.....	71
13.4.2	Bogen.....	71
14	AFWERKINGEN en WEGMEUBILAIR	73
14.1	Bouwbelasting	73
14.2	Asfaltbetonconstructie.....	73
14.2.1	Dicht asfaltbeton en zeer open asfaltbeton	73
14.3	Schamkantanten	74
14.4	Geluidsschermen op kunstwerken.....	74
14.4.1	Algemeen.....	74
14.4.2	Aarding	74
14.4.3	Veiligheidsklasse	75
14.5	Barriers	75
14.5.1	Belasting op de onderliggende constructie	75
14.6	Stalen onderdelen.....	75
14.6.1	Geleiderailconstructies	75
14.7	Lichtmasten	76
14.8	Portalen op kunstwerken	76



14.9	Stootplaten	77
14.10	Voegovergangen	77
14.10.1	Algemeen.....	77
14.10.2	Kruisingshoeken anders dan 100 gon	77
14.10.3	Bitumineuze voegovergangen	79
14.10.4	Buigslappe voegen.....	79
14.11	Opleggingen	79
14.11.1	Algemeen.....	79
14.11.2	Kruisingshoeken anders dan 100 gon.	80
14.12	Portalen	80
14.13	Waterafvoer.....	81
14.14	Sparingen voor kabels en leidingen.....	81

15 HERBEREKENING VAN BESTAANDE

KUNSTWERKEN 83

15.1	Algemeen.....	83
15.2	Verkeersklasse verlaging.....	83
15.3	Verhoging verkeersbelasting.....	84
15.3.1	Handelwijze indien oude berekening wel aanwezig is.....	84
15.3.2	Handelwijze indien oude berekening niet meer aanwezig is.....	84
15.4	Verbreiding kunstwerk	85
15.5	Overlaging met ZOAB.....	85
15.5.1	Definitie overlaging.....	85
15.5.2	Basisopbouw asfaltsystemen	85
15.5.3	Uitgangspunten voor gewijzigde situatie bij bestaande kunstwerken	85
15.5.4	Onderzoek vooraf.....	86
15.5.5	Verkeersbelastingsklasse.....	86
15.6	Wijziging type opleggingen en/of voegovergangen	87

16 OVERIG..... 89

16.1	Geluidsschermen in de aardebaan	89
16.1.1	Algemeen.....	89
16.2	Remmingswerken.....	89
16.3	Vliesconstructies (geotechnische constructie).....	89
16.4	Maatregelen voor leidingen en kabels.....	90
16.5	Voorspanning	90



16.5.1	Wrijvingsverliezen	90
16.5.2	Intrekking in de verankering.....	90
16.5.3	Spanprotocollen	91
16.5.4	Verschuiving van het zwaartepunt.....	92
16.6	Zetting	93
16.7	Scheepstoten.....	93
16.7.1	Algemeen.....	93
16.7.2	Belastingen categorie a	94
16.7.2.0	Belastingen op oeverbeschermingen e.d.	94
16.7.2.1	Belastingen op de onderbouw van kunstwerken.....	94
16.7.3	Belastingen categorie b	94
16.7.3.1	Binnenvaartschepen: Frontale botsing	94
16.7.3.2	Binnenvaartschepen: Botsing onder een hoek	96
16.7.3.3	Zeeschepen: Botsing onder een hoek $90^0 > \alpha > 63^0$	97
16.7.3.4	Zeeschepen: Botsing onder een hoek $\alpha < 63^0$	98
16.8	IJsgang	98
16.9	Blijvende zeeg	98
16.9.1	Algemeen.....	98
16.9.2	Richtlijnen voor blijvende zeeg.....	99
16.9.3	Richtlijn voor constructies met standaard prefabliggers.....	100
16.9.4	Verantwoordelijkheden	100
16.10	Aanvullende eisen bij sterkteberekeningen voor de presentatie van de belastinggevallen: eigen gewicht en veranderlijke belasting.....	101
16.11	Staal/betonbruggen	101
16.11.1	Algemeen.....	101
16.11.1.1	Definitie van een staal/betonbrug	101
16.11.1.2	Rekenregels.....	101
16.11.1.3	Doorverwijzingen	101
16.11.1.4	Belastingen door het verkeer	102
16.11.1.5	Belastingfactoren.....	102
16.12	Ingelijmde wapeningstaven.....	102
16.12.1	Op normaalkracht belast	102
16.12.1.1	Verankeringslengte	102
16.12.1.2	Beproeving	103
16.12.2	Op uitsluitend afschuiving belast	103
16.12.3	Te gebruiken mortel	104
16.13	Korte ankers in beton	104



17 Verkeersbelasting; extra belastingsgevallen 105

17.1	Algemeen.....	105
17.2	Verkeersbelasting voor normaal verkeer	107
17.3	Verkeersbelasting door doelgroepen verkeer.....	111
17.4	Belasting door lokale effecten	111
17.5	Overige belastingen.....	112
17.6	Reductie van de gelijkmatig verdeelde verkeersbelasting voor $L > 200$ m.....	112
17.7	Referentieperiode, veiligheidsklasse en belastingsfactoren voor de uiterste grenstoestand.....	112
17.8	Extra stootfactor	113
17.9	Afwijking van de standaard referentieperiode	113
17.10	Factor voor de momentane belasting	113



1 NEN 6702 (belastingen en vervormingen)

(1e druk, December 1991 + wijzigingsblad NEN 6702/A1 van Mei 1997)

5.1 Veiligheidsklassen

Tabel 1 aanvullen met:

Voor een geluidsscherm in de aardebaan geldt veiligheidsklasse 2 en referentieperiode van 25 jaar.

Voor een geluidsscherm op een kunstwerk geldt veiligheidsklasse 3 en referentieperiode van 50 jaar.

5.2.3 Belastingsfactoren voor geotechnische constructies

Zie hiervoor CUR aanbeveling 77:

Rekenregels voor ongewapende onderwaterbetonvloeren

Bijlage C, nadere specificatie op tabel 12, zie ROBK tabel 1

materiaal	γ [kN/m ³]
constructief grindbeton (exclusief wapening)*	24
constructief lytagbeton (exclusief wapening)**	19,5
zeer open asfaltbeton	23
dicht asfaltbeton	23
onderwaterbeton (ondergrens)	23

ROBK tabel 1 - Volumiek gewicht van bouwmaterialen

* Volumieke gewichtsverhoging door wapening nog te superponeren maar minimaal rekenen inclusief wapening met 25,0 kN/m³.

** Volumieke gewichtsverhoging door wapening nog te superponeren maar minimaal rekenen inclusief wapening met 20,5 kN/m³.



7.1.1 *Eigen gewicht van bouwwerken*

Toelichting:

In dit voorschrift wordt, wat in eerdere voorschriften als rustende belasting (asfaltbeton, schampkanten etc.) werd genoemd, nu begrepen in het eigen gewicht.

8.6.7 *Vermoeiing door windbelasting (dit artikel wordt toegevoegd)*

8.6.7.1 Als vermoeiingsbelasting aanhouden een belasting die varieert tussen nul en $\alpha * p_{rep}$ uit artikel 8.6.1.3.

8.6.7.2 Waarden voor α en aantal lastwisselingen (n)

α	n
1	1
0,85	6
0,73	60
0,60	600
0,48	6.000
0,26	60.000
0,12	600.000
0,03	6.000.000

ROBK tabel 2 - Lastwisselingen

NB.

De aantallen lastwisselingen gelden voor elke windrichting op zich. Slechts de windrichtingen loodrecht op de constructie behoeven in rekening te worden gebracht.

Het totale aantal in rekening te brengen lastwisselingen is dus $2(1 + 6 + 60 + 600 + 6.000 + 60.000 + 600.000 + 6.000.000) = 13.333.334$.

Men moet het effect van dat aantal lastwisselingen in rekening brengen door met de som van $(1 + 6 + 60 + 600 + 6.000 + 60.000 + 600.000 + 6.000.000) = 6.666.667$ lastwisselingen te rekenen, daarbij elke lastingswisseling definiërend als lopend van: geen spanning door wind (geen wind), naar maximum wind (wind van één kant), via geen spanning door wind, naar maximum wind (wind van andere kant) naar geen spanning door wind.

De in rekening te brengen spanningsrimpel ($\sigma'_{b,d,max} - \sigma'_{b,d,min}$ voor beton, en $\sigma_{s,d,max} - \sigma_{s,d,min}$ voor staal) is dan steeds het verschil tussen de zo berekende maximale en minimale spanning.

Toelichting:

Deze wijze van tellen is in overeenstemming met de bedoeling van artikel 8.6 van de VBB.

Men stelt steeds twee (eventueel in de tijd niet aan elkaar aansluitende) gelijksoortige halve golven samen tot één hele golf. Net zo als dat behoort te gebeuren bij de spanningsrimpel door verkeer in het rijdek van een statisch onbepaald kunstwerk. Beginstand: geen verkeer op de brug, max. (min) spanning bij verkeer t.p.v. max. ordinaat van de invloedslijn, min (max.) spanning bij verkeer t.p.v. min. ordinaat van de invloedslijn, maar het totaal als één wisseling.

Het aantal lastwisselingen is gebaseerd op een referentie levensduur van 50 jaar. Bij een andere referentie levensduur het aantal lastwisselingen (n) evenredig vergroten of verkleinen.



9.8 Aardbevingen

In tegenstelling tot blz. 16 van het wijzigingsblad op de NEN 6702 –A1 d.d. mei 1997 wordt paragraaf 9.8 gehandhaafd met de volgende aanvulling:

- 9.8.1** Voor kunstwerken geldt dat in de op figuur 16 aangegeven gebieden rekening moet worden gehouden met het gevaar van aardbevingen.
- 9.8.2** Het belastingsgeval aardbeving is als bijzondere belasting, daarmee ook tevens een veranderlijke belasting, die deel uitmaakt van een bijzondere combinatie volgens artikel 6.4.2.2 van de NEN 6702. Voor alle andere belastingen gelden dus in die combinatie de momentane waarden.
- 9.8.3** De bijzondere belasting bestaat uit:

a: een horizontale belasting ter grootte van:

$\{(de\ horizontale\ versnelling\ uit\ tabel\ 9)\}$ gedeeld door $(de\ versnelling\ van\ de\ zwaartekracht)$ maal de als veranderlijke belasting per eenheid van “verticaal” oppervlak opgevatte verticale belasting uit eigen gewicht van het in beschouwing genomen constructiedeel.

De belasting kan in alle “horizontale” richtingen werken.

Delen van de belasting kunnen binnen het belastingsgeval, plaatselijk in één richting werken en elders in een andere richting.

b: een verticale belasting ter grootte van:

$\frac{2}{3}$ maal $\{(de\ horizontale\ versnelling\ uit\ tabel\ 9)\}$ gedeeld door $(de\ versnelling\ van\ de\ zwaartekracht)$ maal de als veranderlijke belasting per eenheid van horizontaal oppervlak opgevatte verticale belasting uit eigen gewicht.

Delen van de belasting kunnen binnen het belastingsgeval, plaatselijk met de zwaartekracht mee en elders tegengesteld aan de zwaartekracht werken.

Toelichting :

- het als veranderlijk opvatten van de belasting door eigen gewicht houdt in, dat de belasting zo ongunstig mogelijk moet worden aangebracht op de invloedslijnen.
- het in alle richtingen kunnen werken van de horizontale belasting en het zowel met de zwaartekracht mee als tegen de zwaartekracht in kunnen werken van de verticale belasting, houdt in, dat als in de positieve delen van een invloedslijn de belasting aangehouden wordt “in de ene “ richting, tegelijkertijd op de negatieve delen van de invloedslijn de belasting aangehouden moet worden in de tegenovergestelde richting.

Opmerking:

- bij de bepaling van de grootte van de krachten door de aardbeving als bijzondere belasting, wordt voor de eenvoud alleen het eigen gewicht beschouwd.



(blanco)



2 NEN 6720 (VBC 1995)

(2^e druk, september 1995
met wijzigingsblad NEN 6720/A1 van mei 1997
en wijzigingsblad NEN 6720/A2/ (nl), december 2001)

Toelichting:

Wijzigingsblad NEN 6720/A1 heeft tot doel de aansluiting op het Bouwbesluit te optimaliseren, het geeft daarvoor juridische wijzigingen; technisch-inhoudelijk wijzigt het niets.

2.3.o *Constructiedelen; ribbenvloer*

Ribbenvloeren zoals omschreven bij art. 9.1.2 van NEN 6720 zijn niet toegestaan.

2.3.p *Constructiedelen; kasettenvloer*

Kasettenvloeren zoals omschreven bij art. 9.1.2 van NEN 6720 zijn niet toegestaan.

2.3.q *Constructiedelen; kanaalvloer*

Kanaalvloeren zoals omschreven bij art. 9.1.3 van NEN 6720 zijn niet toegestaan.

2.4 *Constructief beton*

Het gebruik van “voorspanning zonder aanhechting” is in de gebruiksfase niet toegestaan.

Opmerking:

Met “voorspanning zonder aanhechting” wordt hier niet bedoeld uitwendige voorspanning.

4.1.4 *Belastingen*

4.1.4.1 en 4.1.4.2

Toelichting:

Bij de berekening van spleijtwapening achter voorspanverankeringen dient, in de uiterste grenstoestand, als voorspanbelasting niet $1,2 P$ te worden gebruikt maar $A_p \cdot f_{purep}$.

4.1.4.1 *Fundamentele belastingscombinaties*

Opmerking:

De in de toelichting van dit artikel voorgeschreven toets voor de voorgetrokken drukzône in uiterste grenstoestand ($1,2P + 0,9G$), kan in de meeste gevallen worden vervangen door de in art. 4.3 van NEN 6720 voorgeschreven toets voor de bruikbaarheidsgrenstoestand. E.e.a. dient van geval tot geval oordeelkundig te worden vastgesteld.



4.1.4.5 Voorspankrachten (punt b2)

Voor de berekening van de verliezen door van de kruipverkorting van het beton moet worden uitgegaan van de betonspanning door de representatieve waarden van de voorspanbelasting (P gebaseerd op F_{pi}) en het eigen gewicht (G).

Opmerking:

De representatieve waarde van de momentane belasting (Q_m) moet nul worden verondersteld.

Onder het begrip eigen gewicht is ook begrepen de permanente belasting door asfaltbeton, schampkanten etc.

4.1.4.5.b Toevoegen punt 4.

Voor voorspanstaven dient in afwijking van NEN 3868 en NEN 6720, de werkelijke relaxatie in rekening te worden gebracht in plaats van $3 \cdot (\Delta\sigma_{prel} \text{ na } 1000 \text{ uren})$. Indien geen nadere gegevens bekend zijn, voor de relaxatie na 500.000 uren, ROBK tabel 3 aanhouden.

aanvangsspanning in % van f_{purep}	relaxatie na 500.000 uren in % van de aanvangsspanning
60	4
70	6
75	7,5

ROBK tabel 3 - Relaxatie

Voor voorspanstaven geldt: F_{pi} niet groter dan $0,9 A_p f_p$

4.1.4.5 Bij toelichting:

$\phi = 0,13 - 0,26$ (multi-systeem). Bedoeld is $\mu = 0,13 - 0,26$ (multi-systeem)

4.3.3 Opgelegde vervormingen; toelichting

In de toelichting wordt gesuggereerd dat, ter beperking van scheurvorming ten gevolge van opgelegde vervorming, het injecteren van scheuren een alternatief is voor het toepassen van veel wapening. Hiermee dient de grootste voorzichtigheid in acht te worden genomen. Het injecteren van scheuren is een noodmaatregel, die alleen zin heeft als nadien geen trekbelasting optreedt. Nog te bouwen kunstwerken dienen zodanig te worden gedimensioneerd, dat grote scheurwijdten niet zullen optreden.

4.3.3.b Opgelegde vervormingen; invloed door temperatuurverandering

De invloed van opgelegde vervorming door temperatuurverandering op de scheurvorming, wel in rekening brengen.



5.1.1.1 *Toeslagmaterialen*

Toepassing van metselwerkgranulaat alsmede menggranulaat is niet toegestaan.

Harde dichte grove toeslagmaterialen anders dan zand en grind slechts toepassen indien alle relevante gedragseigenschappen bekend zijn.

Opmerking:

Denk aan krimp, kruip, E-modulus, waterabsorptie, breukenergie, vermoeiingsgedrag etc. van het beton dat met deze toeslag is vervaardigd.

Opmerking:

Bekend is bijv. van harde dichte kalksteen dat daarvan de E-modulus beduidend hoger en de breukenergie beduidend lager is dan bij toepassing van grind en dat daardoor heipalen waarin harde dichte kalksteen is toegepast eerder worden stukgeslagen.

5.2.1 *Afwijking van nominale afmetingen*

De afwijking van de nominale afmetingen van onderdelen van betonconstructies met afmetingen groter dan 400 mm mag zonder herberekening van de constructie ten hoogste gelijk zijn aan 2,5 % van de betreffende afmeting met een maximum van 50 mm. Bij afmetingen kleiner dan 400 mm mag de bedoelde afwijking ten hoogste 10 mm bedragen.

6.1 *Beton*

Algemeen:

Toeslagmaterialen anders dan grind en zand, slechts toepassen indien alle relevante gedragseigenschappen bekend zijn.

Opmerking:

Denk aan krimp, kruip, E-modulus, waterabsorptie, breukenergie, vermoeiingsgedrag etc.

Voor de in de berekening aan te houden betonsterkteklasse:

a) voorgespannen beton

- prefab : min. B45 en max. B65
- ter plaatse gestort : min. B45 en max. B65

b) gewapend beton

- prefab : min. B35 en max. B65
- ter plaatse gestort : min. B35 en max. B65
- onderwaterbeton : B25 (in bestek opgeven: B35)

c) ongewapend beton

- onderwaterbeton : B15 (in bestek opgeven: B25)



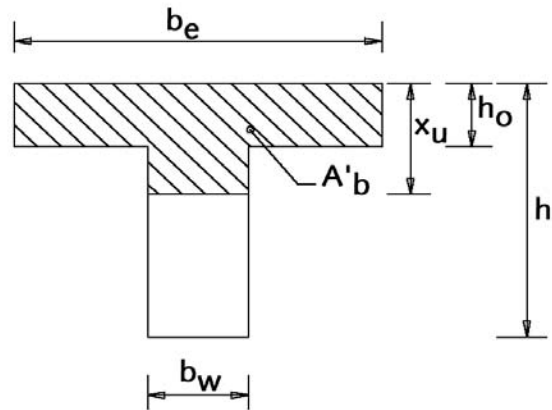
6.1.1 Druksterkte

Voor T-vormige en kokervormige doorsneden (ROBK figuur 1) moet voor dimensionering op buiging de materiaalfactor γ_m worden aangepast afhankelijk van α_{xu} :

$$\alpha_{xu} = \frac{b_e x_u}{A'_b} \quad \text{zie ROBK tabel 4}$$

α_{xu}	γ_m
1,0	1,20
1,5	1,25
$\geq 2,0$	1,30

ROBK tabel 4 - Materiaalfactor



ROBK figuur 1 – T-balk

- b_e breedte van de flens
- b_w breedte van het lijf
- h_o dikte van de flens
- h totale balkhoogte
- x_u hoogte van de drukzone bij bezwijken.
- A'_b oppervlakte betondrukzone

Indien de fictieve balk zonder flens, $b_w * h$ met $\gamma_m = 1,2$ een groter uiterst opneembaar buigend moment oplevert dan met flens, mag dit (grotere) moment worden aangehouden.

In geval van de bijzondere combinatie als bedoeld in de voorlaatste regel van VBC artikel 6.1.1 i.p.v. $\gamma_m = 1,0$ toepassen uit bovenstaande tabel $\gamma_m / 1,2$.

Opmerking:

De gewijzigde materiaalfactor geldt dus niet voor toetsing op τ_2 uit 8.2, 8.4 en 8.5.

6.1.3 Elasticiteitsmodulus

Waarschuwing:

De gegeven waarden in de VBC gelden alleen voor grindbeton. Voor beton met andere grove toeslagmaterialen dan zand en grind kunnen andere waarden gelden, daarom beton met andere grove toeslagmaterialen dan zand en grind slechts toepassen indien alle relevante gedragseigenschappen bekend zijn.

Het achteraf wijzigen van de materiaalkeuze kan consequenties hebben voor de reeds gemaakte berekening.



6.1.5 *Kruipcoëfficiënt*

tabel 4 vervangen door onderstaande ROBK tabel 5

R.V. in %	plaats	k_c
100	in water	1,0
95	ondergronds (boven grondwater)	1,3
80	buitenlucht (boven water)	1,9
75	buitenlucht (niet boven water)	2,1
70	binnen (onverwarmd)	2,3

ROBK tabel 5 - Waarden van de factor k_c als functie van de relatieve vochtigheid

Fictieve dikte:

Voor holle kokers die niet worden geventileerd, moet voor de omtrek O_b alleen de buitenomtrek in rekening worden gebracht.

Opmerking:

Een uitbouwbrug tijdens de bouwperiode tot het tijdstip van sluiten, als geventileerd beschouwen. De open bouwfronten zorgen hiervoor.

Waarschuwing:

Zie waarschuwing bij artikel 6.1.3 in dit hoofdstuk.

6.1.6 *Krimpverkorting*

tabel 9 vervangen door ROBK tabel 6

R.V. in %	omstandigheid	ε'_c in ‰
100	in water	0
95	ondergronds (boven grondwater)	0,115
80	buitenlucht (boven water)	0,210
75	buitenlucht (niet boven water)	0,243
70	binnen (onverwarmd)	0,275

ROBK tabel 6 - Waarden van de basiskrimp als functie van de relatieve vochtigheid



Fictieve dikte:

Zie tekst en opmerking bij artikel 6.1.5 in dit hoofdstuk.

Waarschuwing:

Zie waarschuwing bij artikel 6.1.3 in dit hoofdstuk.

In de formule voor de k_p de factor 0,2 in de noemer vervangen door $n / 100$, waarin voor n de waarde geldt: $n = E_{\text{staal}} / (E'_{\text{beton}} / (1 + \phi_{t=\infty}))$.

Toelichting:

De waarde van 0,2 leidt bij hogere betonkwaliteiten tot overschatting van de invloed van de wapening op de reductie van de krimp door de k_p -factor.

6.1.7 *Poissonverhouding*

Voor de poissonverhouding ν aanhouden $\nu = 0,15$.

6.1.9 *Aanvullende krimpverkorting voor betonsterkteklassen hoger dan B35* (dit artikel wordt toegevoegd).

De representatieve waarde en de rekenwaarde van de specifieke krimpverkorting uit 6.1.6 moet worden verhoogd met: $\varepsilon'_r * = 0,25 \cdot 10^{-3} \cdot k_b * \cdot k_p \cdot k_t *$

waarin:

$k_b *$ is de factor, afhankelijk van f'_{ck} , zoals aangeven in ROBK tabel 7.

k_p is de factor afhankelijk van het wapeningspercentage, waarvan de waarde volgt uit de VBC art. 6.1.6 gegeven formule voor k_p met de aanvulling in deze ROBK hierop.

$k_t *$ is de factor afhankelijk van de ouderdom t in dagen vanaf het tijdstip van storten van het beton waarvan de waarde volgt uit:

$$k_t * = \frac{t}{t + 1,75}$$

Opmerking:

$k_t *$ geeft een veel sneller verloop in de tijd dan de k_t uit 6.1.6 van de VBC.

f'_{ck}	$k_b *$
35	0,0
45	0,33
55	0,66
65	1,0

*ROBK tabel 7 *: Waarden van de factor $k_b *$ als functie van f'_{ck}*

Toelichting:

De formuleringen in de VBC zijn gebaseerd op onderzoek aan de sterkteklassen B35 of lager; de waarden voor B45 en hoger zijn verkregen door extrapolatie.



Bij betonsoorten met hogere sterkteklassen (zie VBC: B45 t/m B65) past men een lage tot zeer lage water-cementfactor toe. Hierdoor treedt al op een zeer vroeg moment uitdroging op van het beton. De krimp in vroege fase (o.a. door uitdroging) wordt verhardingskrimp genoemd.

Uit onderzoek in het kader van hoge sterkte beton is voor sterkteklasse B65 gebleken dat:

- a) de VBC de totale krimp onderschat.
- b) dat met name in de vroege fase veel meer krimp optreedt dan de VBC aangeeft.

Opmerking:

De hier gegeven waarden voor k_b^* zijn gebaseerd op het hierboven genoemde onderzoek voor de sterkteklassen B35 en lager alsmede voor het onderzoek voor B65. T.b.v. nieuwe voorschriften is nader onderzoek gewenst om o.a. de gegeven waarden voor B45 en B55 te verifiëren.

6.2 *Betonstaal*

In beginsel voor alle betonstaalwapening de betonstaalsoort FeB 500 HWL toepassen.

6.3.7 *Spannings-rekdiagram*

In de figuur 6 voor de helling van de tweede tak uitgaan van 5% breukrek.

In de berekening een maximale rek toestaan van 3,5 %.

Toelichting:

De maximale rek van voorspanstaal kan 5% zijn, maar de eis voor minimale rek bij breuk is in NEN 3868 (dec 1991) art 5.3.1.5, gesteld op 3,5% en kan dus bij sommige staalsoorten ook deze grenswaarde hebben.

7.1.7 *Meewerkende breedte bij T- en L - balken.*

Voor T- en L- balken, alleen de schematisering aanhouden uit de VBB 1995 vernoemd onder 8.1.

Verantwoording:

Een en ander ter voorkoming van twee schematiseringen binnen één berekening.

7.2 *Theorieën*

7.2.1 *Algemeen*

Bij aansluiting van een constructiedeel belast op buiging (bijv. een balk of een plaat), aan een constructiedeel belast op buiging en normaalkracht (bijv. een kolom of wand), mogen voor de berekening van de krachtswerking naast de elasticiteitstheorie alleen de niet-lineaire elasticiteitstheorie en de quasi-lineaire elasticiteitstheorie worden toegepast.

Het quasi-lineair rekenen is qua methodiek hetzelfde als lineair rekenen.

Toepassing van de plasticiteitstheorie is slechts toegestaan voor belastingscombinaties waarin een calamiteitbelasting wordt beschouwd. In dat geval moet worden gerekend volgens de grondslagen van art. 7.2.6 van NEN 6720 (VBC 1995): d.w.z. plasticiteitstheorie op basis van de evenwichtsmethode (ondergrens).



7.3.4.1 *Minimale excentriciteit*

Opmerking:

Opleggingen kunnen door verplaatsing van de bovenbouw t.o.v. onderbouw een beginexcentriciteit hebben.

7.3.4.3 *Dubbele excentriciteit*

Indien niet wordt voldaan aan de eis $0,5 \leq b_x/b_y \leq 2$ kunnen de gegeven regels toch worden gehanteerd indien de lijn door e'_{0x} en e'_{0y} evenwijdig aan de diagonaal wordt genomen.

Opmerking:

Bovenstaande werkwijze wordt eveneens aanbevolen indien wel wordt voldaan aan de eis:

$$0,5 \leq b_x/b_y \leq 2.$$

7.3.5 *Herverdeling*

Herverdeling van momenten is niet toegestaan.

Verantwoording:

De aanwezige herverdelingscapaciteit wordt gereserveerd voor het verschil tussen theorie en praktijk.

7.3.6 *Superpositie*

Geen verschillende schematiseringen en/of theorieën door elkaar toepassen.

7.5.1.5 *Herverdeling*

Herverdeling van momenten is niet toegestaan.

7.5.3.7 *Herverdeling*

Herverdeling van momenten is niet toegestaan.

7.5.4 *Platen onder geconcentreerde belasting*

De voorgestelde belastingsafdracht, anders dan voor een calamiteitgeval, is niet toegestaan, omdat de gegeven methode is gebaseerd op de plasticiteittheorie.

7.6.2.1 *Voorwaarden*

Krachtsverdeling in geschoorde raamwerken.

Indien een berekening op tweede-ordemomenten conform het betreffende artikel niet hoeft te worden uitgevoerd, dient voor de totale excentriciteit te worden aangehouden: $e_t = 1,1 e_0$.



7.7.2.1 *Voorwaarden*

Krachtenverdeling in ongeschoorde en schorende raamwerken.

Indien een berekening op tweede-ordemomenten conform het betreffende artikel niet behoeft te worden uitgevoerd, dient voor de totale excentriciteit te worden aangehouden: $e_t = 1,1 e_0$.

7.8.2.1 *Voorwaarden*

Krachtenverdeling in overige schorende constructies.

Indien een berekening op tweede-ordemomenten conform het betreffende artikel niet behoeft te worden uitgevoerd, dient voor de totale excentriciteit te worden aangehouden: $e_t = 1,1 e_0$.

8.1.2 *Spanningstoename in het voorspanstaal*

8.1.2.1 *Voorspanning met aanhechting*

Toepassing van dit artikel is niet toegestaan.

De spanningstoename in het voorspanstaal dient nauwkeurig te worden bepaald.

Verantwoording:

Bij toepassen van dit artikel wordt de breukspanning van het staal laag aangenomen, hetgeen oneconomisch is.

8.1.3 *Hoogte van de betondrukzone*

Drukwapening in plaatconstructies mag alleen worden meegerekend indien beugels aanwezig zijn die het uitknikken van de drukstaven beletten. Het uitknikken kan worden voorkomen door toepassing van beugels die het onder- en bovennet met elkaar verbinden.

Opmerking:

De eis van beheugeling is niet van kracht voor eventueel aanwezige wapeningstaven in de drukzone die niet als drukwapening worden meegerekend.

8.2.2 *Rekenwaarde van de schuifspanning*

Bij de bepaling van de rekenbreedte moeten sparings in mindering worden gebracht. Ook spankanalen moeten worden aangemerkt als sparings; bij geïnjecteerde spankanalen behoeft slechts de halve breedte in mindering worden gebracht.

8.2.4 *Door de wapening opneembare schuifspanning*

Voor hoek θ (hoek drukdiagonaal met aslijn constructie) geen kleinere waarde aanhouden dan 45° .



Toelichting:

Bij een hoek θ kleiner dan 45° wordt steeds meer afgeweken van het lineair elastisch gedrag en zullen de bijbehorende ontstane scheuren onevenredig groter worden.

8.2.5 *Aansluitvlakken van samengestelde liggers en platen*

Het tussenstort tussen prefab-balken moet worden beschouwd als een aansluitvlak van samengestelde liggers en platen.

Als een bijdrage van afschuifwapening nodig is moet de afschuifwapening via ophangwapening naar de prefab-balken worden overgebracht.

(Zie ook VBB art. 8.6.2.2 c4 met toelichting van deze ROBK hierop.)

8.6.3 *Buigstijfheid*

Dit artikel niet toepassen. Bij berekening van de doorbuiging de buigstijfheid EI bepalen uit M-K diagram (art. 8.6.2).

8.7 *Scheurvorming*

8.7.1 *Toetsingscriteria*

Toevoegen lid g:

Als in de betondoorsnede voorspanstaal aanwezig is met een dekking op de aalhuide van ≥ 200 mm, mag de scheurwijdte worden getoetst op de eisen die gelden voor: “zonder voorspanstaal”.

9.1 *Minimale afmetingen*

9.1.1.a	Massieve vloeren	80 mm wordt 150 mm.
9.1.1.b	Massieve vloeren	50 mm wordt 100 mm.
9.1.2	Ribben vloeren en kassettenvloeren	Zie onder 2.3.o en 2.3.p.
9.1.3	Kanaalvloeren	Zie onder 2.3.q.
9.1.4.a	Wanden	100, 70, 80 mm worden resp. 200, 140, 160 mm.
9.1.4.d	Wanden	120, 100 mm worden resp. 200, 160 mm.
9.1.5.a	Balken	100 mm wordt 200 mm.
9.1.5.b	Balken	70, 80 mm worden resp. 140, 160 mm.
9.1.5.d	Balken	120, 100 mm worden resp. 200, 160 mm.
9.1.6	Kolommen	200, 150 mm worden allebei 250 mm.



9.2 *Betondekking*

In het kader van de toepassing van tabel 44 wordt een horizontaal constructieonderdeel met een breedte kleiner dan 1,0 meter beschouwd als balk en een verticaal constructieonderdeel met een breedte kleiner dan 1,0 meter beschouwd als kolom. Bij grotere afmetingen worden het platen resp. wanden.

Toelichting:

Bij balken en kolommen is extra dekking vereist omdat er in de bekisting weinig ruimte is, en het daardoor enerzijds moeilijker is de dekking op de wapening voorafgaand aan het storten goed te controleren, en anderzijds in balken en kolommen meestal wapening (beugels) wordt toegepast die "vormvast" is en daardoor in de kist niet meer te corrigeren is.

Aanvulling:

- Bovenzijde rijdek en schamkant $c_{\min} = 40$ mm.

9.5 *Ombuigingen van betonstaal en voorspanstaal*

9.5.1 *Betonstaal*

Aanvulling:

De verwijzing naar art. 9.6.3 voor staven betonstaal met $\sigma_k \geq 16$ mm en een hoek van ombuiging groter dan 45° , kan voor op trek belaste omgebogen staven als volgt worden veralgemeniseerd:

$$r \geq \frac{150 \sigma_k * \sigma_s}{f'_b f_s}$$

σ_s is de staalspanning in uiterste grenstoestand bij het begin van de ombuiging onder de voorgeschreven belastingen.

Er hoeft niet aan de gestelde eis te worden voldaan indien in de ombuiging een langsstaf aanwezig is met een kenmiddellijn die ten minste gelijk is aan 1,5 maal die van de gebogen staf.

9.5.2 *Beugels*

Zie ROBK aanvulling op VBC art. 9.5.1.

9.6.2 *Verankering van rechte staven*

Voor de verankeringlengte moet een draadeind worden beschouwd als glad staal.

Toelichting:

Ook al zou het schroefdraad gevuld zijn met mortel, dan wordt de afschuifsterkte over de "toppen" van de schroefdraad daar nauwelijks door beïnvloed. Essentie van geribd staal is, dat de ribbels op geribd staal werken als een soort "ankerkoppen", het draad van schroefdraad zal dat niet of nauwelijks doen.



9.8.3 *Beugels bij overlappinglassen*

Bij een op trek belaste overlappinglas van een staaf met een diameter $\phi_k > 20$ mm op minder dan 150 mm uit een hoek, moet zowel in het eerste als in het laatste $\frac{1}{4}$ deel van de overlappinglas 50 % van de breukkracht van de betreffende staaf door beugels kunnen worden opgenomen.

Opmerking:

Bij meer overlappinglassen in hetzelfde vlak zullen de naast gelegen overlappinglassen zich tegen elkaar afzetten; alleen de buitenste staven zullen de beugels belasten.

Bij een op druk belaste overlappinglas van een staaf met een diameter $\phi_k > 20$ mm, moet zowel in het eerste als in het laatste $\frac{1}{4}$ deel van de overlappinglas alsmede juist voor en juist achter de overlappinglas 30% van de breukkracht van de betreffende staaf door beugels kunnen worden opgenomen.

9.9.1 *Minimale kenmiddellijn*

Voor ter plaatse gestorte beton mag de minimale kenmiddellijn niet kleiner zijn dan 8 mm.

9.9.2.1 *Minimumwapening*

(Zie ook art.10.1.1 van de NEN 6723 (VBB 1995) met aanvulling hierop in deze richtlijnen.)

Voor zuivere buiging zijn in de toelichting de minimale wapeningspercentages gegeven. Voor zuivere trek volgt ω_{\min} uit: $\omega_{\min} \cdot b \cdot h \cdot f_s = b \cdot h \cdot 1,4 \cdot f_{bm}$.

Zuivere trek treedt bijvoorbeeld op ten gevolge van verhinderde vervorming (krimp en temperatuur). ROBK tabel 8 geeft de waarden voor ω_{\min} voor zuivere trek.

Opmerking:

$$\omega_{0\min} = 100\omega_{\min}$$

betonsterkte- klasse	ω_{\min} zuivere trek
B25	$0,74 \cdot 10^{-2}$
B35	$0,90 \cdot 10^{-2}$
B45	$1,06 \cdot 10^{-2}$
B55	$1,22 \cdot 10^{-2}$
B65	$1,38 \cdot 10^{-2}$

ROBK tabel 8 - ω_{\min} voor zuivere trek.

**9.9.3** *Verdeelwapening***9.9.3.2.a** *Aanvullende bepalingen*

Aan de eis m.b.t. de verdeelwapening (9.9.3.1) moet altijd worden voldaan.

9.10 *Minimumstaafafstanden***9.10.1** *Betonstaal*

- 1) In dekken met voorgespannen beton mag het betonstaal aan de bovenzijde in de richting evenwijdig aan de richting van de voorspanning geen kleinere h.o.h. afstand van de staven hebben dan 100 mm. Deze eis geldt niet ter plaatse van overlappinglassen.
- 2) In dekken van de typen uit hoofdstuk 12.5 van deze ROBK mag de dwarswapening aan de bovenzijde van het dek geen kleinere h.o.h. afstand van de staven hebben dan 100 mm. Deze eis geldt niet ter plaatse van overlappinglassen.

Toelichting:

Het doel van de richtlijn is de maaswijdte van het betonstaalnet zo groot te houden dat er een trilnaald doorheen kan en dat bovendien wordt voorkomen dat het betonstaalnet als een "zeef" gaat werken. Impliciet geeft deze richtlijn aan wanneer toepassen van alleen betonstaal niet meer verantwoord is.

9.10.3 *Nagerekt voorspanstaal*

Minimale h.o.h. afstanden van omhullingbuizen volgens ROBK tabel 9.

Maten in mm.

kabels bestaande uit:	\varnothing	\varnothing_k	A	B	C	D	E	E*
strengen 12 * 12.9	75	39	59	120	155	190	120	150
strengen 19 * 12.9	90	49	75	135	170	205	135	180
strengen 19 * 15.2	102	58	87	155	180	220	155	205
strengen 19 * 15.7	102	60	90	155	180	220	155	205
draden 40 $\varnothing 7$	75	44	66	120	155	190	120	150
draden 50 $\varnothing 7$	90	50	75	135	170	205	135	180

ROBK tabel 9 - Minimale h.o.h. afstanden van omhullingbuizen

- \varnothing maximale uitwendige diameter omhullingbuis
 \varnothing_k equivalente kenmiddellijn voorspanstaal
A dekking op de omhullingbuis
B h.o.h. kabels
C h.o.h. kabels benodigd bij trilnaald $\leq \varnothing 63$ mm
D h.o.h. kabels benodigd voor storkoker $\leq \varnothing 100$ mm



E en E^* h.o.h. kabels in richting kromtedruk afhankelijk van de kromtestraal r en het type voorspanstaal:

- 12 * 12.9 en 40ø7: $7 \text{ m} \leq r < 10 \text{ m} \rightarrow E^* - \{(r-7) * (E^* - E)\} / 3$
 $r \geq 10 \text{ m} \rightarrow E$

Indien $r < 7$, m moet E^* groter worden genomen en/of berekende pons- en/of splijtwapening worden toegepast.

- 19 * 12.9 en 50ø7 $9,5 \text{ m} \leq r < 16 \text{ m} \rightarrow E^* - \{(r-9,5) * (E^* - E)\} / 6,5$

Indien $r < 9,5$ m moet E^* groter worden genomen en/of berekende pons- en/of splijtwapening worden toegepast.

- 19 * 15.2 en 19 * 15.7 $14 \text{ m} \leq r < 24 \text{ m} \rightarrow E^* - \{(r-14) * (E^* - E)\} / 10$
 $r \geq 24 \text{ m} \rightarrow E$

Indien $r < 14,0$ m moet E^* groter worden genomen en/of berekende pons- en/of splijtwapening worden toegepast.

T.b.v. het trillen van het beton mogen niet meer dan twee kabels naast elkaar liggen met een h.o.h afstand B , de volgende h.o.h afstand moet minimaal C of D zijn. Een storkoker is nodig indien de storthoogte ≥ 1 m.

verantwoording:

A: Op de aalhhuid van nagerekt voorspanstaal is de vereiste dekking: $1,5 * \phi_k$

B: Maten volgens VBC art. 9.10.3

$\phi = 75$	$75 + 4/3 * 31,5$	$= 117 \text{ mm}$	$\rightarrow 120 \text{ mm}$
$\phi = 90$	$90 * 1,5$	$= 135 \text{ mm}$	$\rightarrow 135 \text{ mm}$
$\phi = 102$	$102 * 1,5$	$= 155 \text{ mm}$	$\rightarrow 155 \text{ mm}$

C: Trilnaalddiameter is 45, 63 of 86 mm; we gaan uit van de meest toegepaste diameter van 63 mm met een speling van 15 mm:

$\phi = 75$	$75 + 63 + 15$	$= 153 \text{ mm}$	$\rightarrow 155 \text{ mm}$
$\phi = 90$	$90 + 63 + 15$	$= 168 \text{ mm}$	$\rightarrow 170 \text{ mm}$
$\phi = 102$	$102 + 63 + 15$	$= 180 \text{ mm}$	$\rightarrow 180 \text{ mm}$

D: Diameter storkoker 100 mm, 15 mm speling:

$\phi = 75$	$75 + 100 + 15$	$= 190 \text{ mm}$	$\rightarrow 190 \text{ mm}$
$\phi = 90$	$90 + 100 + 15$	$= 205 \text{ mm}$	$\rightarrow 205 \text{ mm}$
$\phi = 102$	$102 + 100 + 15$	$= 217 \text{ mm}$	$\rightarrow 220 \text{ mm}$

E: $\phi = 75$ $E = B \rightarrow 120 \text{ mm}$
 $\phi = 90$ $E = B \rightarrow 135 \text{ mm}$
 $\phi = 102$ $E = B \rightarrow 155 \text{ mm}$

E^* : $\phi = 75$ $E = 2,0 * 75 = 150 \text{ mm} \rightarrow 150 \text{ mm}$
 $\phi = 90$ $E = 2,0 * 90 = 180 \text{ mm} \rightarrow 180 \text{ mm}$
 $\phi = 102$ $E = 2,0 * 102 = 204 \text{ mm} \rightarrow 205 \text{ mm}$

9.11 Detaillering van de wapening

9.11.1.3 Maximum staafafstand bij betonstaal

In platen dikker dan 150 mm altijd een onder en bovennet aanbrengen met een maximale staafafstand van 250 mm. Dit geldt ook voor druklagen.



9.11.1.6 *Ponswapening*

Bij toepassing van haarspelden moeten de overlappings van de rechte einden voldoen aan de eisen m.b.t. de verankeringlengte. In plaats van haarspelden mogen ook open beugels met voldoende verankeringlengte overeenkomstig art. 9.5.2 van NEN 6702 (inclusief aanvulling ROBK hierop), worden toegepast, als ze maar het boven- en ondernet omsluiten.

9.11.7.2 *Figuur 106- Tandoplegging*

Ophangwapening centreren in gebied $\leq \frac{2}{3}h_1$, resp. $\leq \frac{2}{3}h_2$.

9.13 *Splijtwapening*

9.13.1 *Splijtwapening bij geconcentreerde lasten*

- 1) Indien de rekenwaarde van de druk in de bruikbaarheidsgrenstoestand ($\gamma_f = 1,0$) in het aangrijpingsvlak van een geconcentreerde last groter is dan $0,7f'_{bo}$, moeten voorzieningen worden getroffen om de uit de last voortvloeiende splijttrekkkrachten, loodrecht op de richting van de geconcentreerde last op te nemen.

Voor de waarde van f'_{bo} geldt de bepaling volgens artikel VBC 9.14.2

De voorzieningen kunnen bestaan uit een spiraalwapening of een kruisnetwapening juist onder de geconcentreerde last.

De maximale waarde van de oplegdruk met of zonder boven bedoelde voorzieningen mag niet groter zijn dan $2 f'_b$.

Opmerking:

Bij toepassen van een voorspansysteem moet de verankering incl. de spiraalwapening zijn gecertificeerd.

Opmerking:

Er wordt op gewezen dat bij de controle van de bouwphase lagere waarden voor de de betonsterkte kan gelden dan in de gebruiksfase: f'_b wordt dan f'_{bt} .

Bij toetsing zoals onderstaand is automatisch voldaan aan het scheurwijdtecriterium, als voor de staalspanning in het betonstaal geen grotere dan de onderstaande waarden wordt aangehouden:

$$\sigma_s = 2400 / \sigma_k \text{ met een maximum van } 300 \text{ N/mm}^2 \text{ voor geribd staal}$$

$$\sigma_s = 1200 / \sigma_k \text{ met een maximum } 150 \text{ N/mm}^2 \text{ voor glad staal.}$$

Toelichting:

De bruikbaarheidsgrenstoestand ($\gamma_f = 1,0$) op scheurvorming wordt getoetst.

- 2) Voor de verdere inleiding van de geconcentreerde last in de betonconstructie dient de splijtwapening op onderstaande manier te worden bepaald. Het moeten bepalen van deze splijtwapening is onafhankelijk van de grootte van de oplegdrukspanning zoals bedoeld onder 1).

Bij toetsing zoals onderstaand is automatisch voldaan aan het scheurwijdtecriterium, als voor de staalspanning in het betonstaal geen grotere dan de volgende waarden wordt aangehouden:



$\sigma_s = 2400 / \sigma_k$ met een maximum van 300 N/mm^2 voor geribd staal
 $\sigma_s = 1200 / \sigma_k$ met een maximum 150 N/mm^2 voor glad staal.

Toelichting:

De bruikbaarheidsgrenstoestand ($\gamma_f = 1,0$) op scheurvorming wordt getoetst.

Bij de berekening van de splijtwapening door meerdere puntlasten op een onderlinge afstand, moet de constructie geschematiseerd worden tot een gedrongen ligger volgens VBC 8.1.4 om de primaire splijtwapening en de kopsplijtwapening volgens figuur 110 (toelichting op 9.13.1 in de VBC), te bepalen.

Voor de bepaling van de hoeksplijtkracht naast de puntlasten waarbij die tot een enkele last geschematiseerd worden, geldt de onderstaande formule:

tpv u_{\min} :

$$N_{\text{spl hoek}} = 0,015 \sum F_d / \{1 + \sqrt{(2e/d)}\} * (d - a - \sum L) / d$$

tpv u_{\max} :

$$N_{\text{spl hoek}} = 0,015 \sum F_d / \{1 - \sqrt{(2e/d)}\} * (d - a - \sum L) / d$$

Bovendien geldt voor de bepaling van de secundaire splijtkracht onder de puntlasten waarbij die tot een enkele last geschematiseerd worden, de onderstaande formule:

$$N_{\text{spl}} = 0,3 \sum F_d * (d - a - \sum L) / d$$

In deze formules is:

N_{spl}	splijttrekkkracht loodrecht op de krachtsrichting
$\sum F_d$	som van de rekenwaarde van de geconcentreerde lasten in de bruikbaarheidsgrenstoestand ($\gamma_f = 1,0$)
	Bij voorspanning geldt voor F_d ($\gamma_f = 1,0$) de voorspankracht op tijdstip $t = 0$ na blokkage
d	afmeting van de betondoorsnede in de beschouwde dwarsrichting
	afmeting in de beschouwde dwarsrichting van de oppervlakte waarop afzonderlijke geconcentreerde last aangrijpt
u_{\min}	de kleinste afstand van rand buitenste oplegging tot rand van de constructie
u_{\max}	de grootste afstand van rand buitenste oplegging tot rand van de constructie
e	excentriciteit van $\sum F_d$ t.o.v. midden van de beschouwde dwarsrichting
L	onderlinge afstanden tussen de geconcentreerde lasten

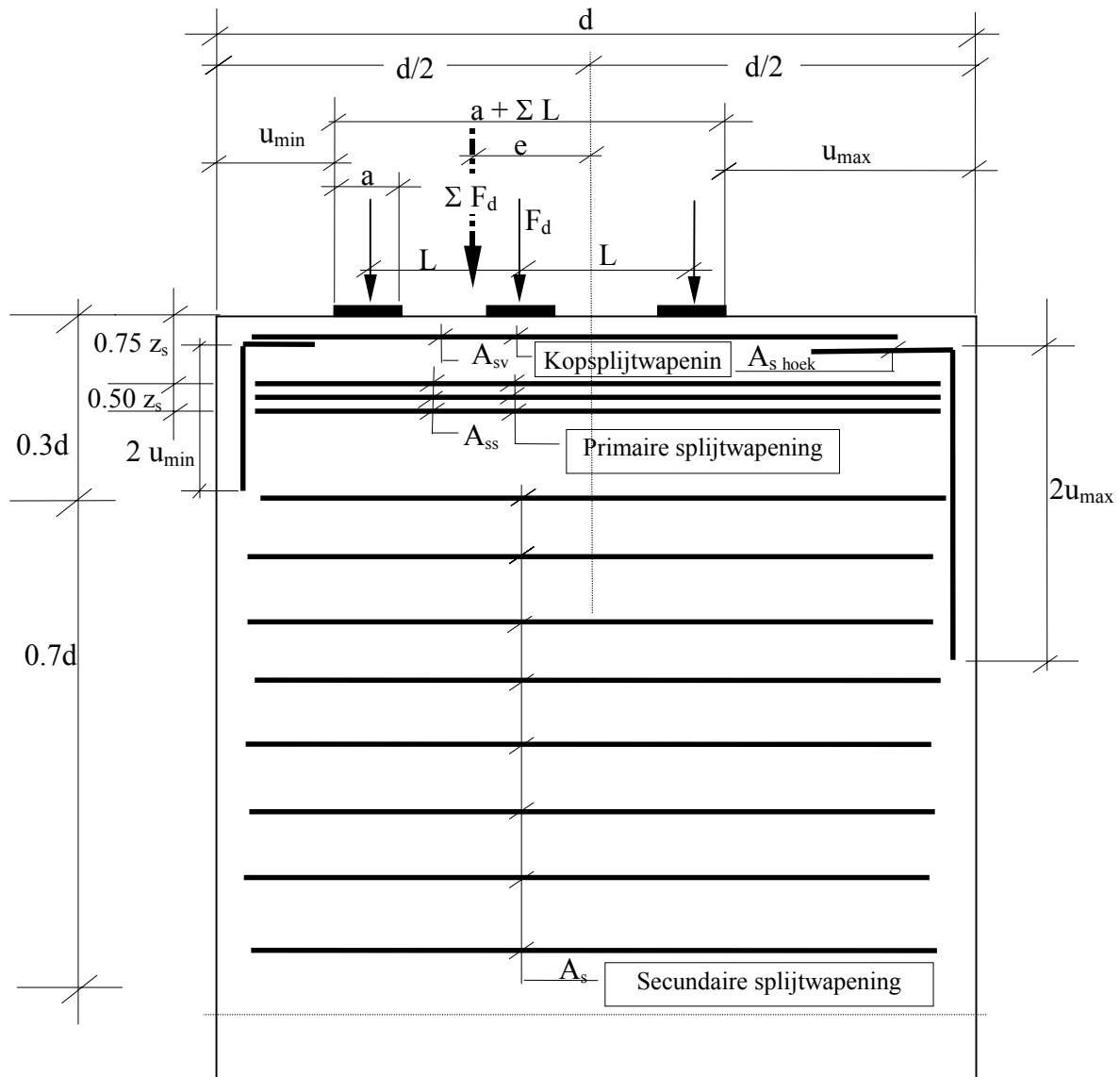
Indien de N_{sp} niet door middel van voorspanning wordt opgenomen, moet wapening worden aangebracht. Deze wapening A_s moet worden bepaald uit: $A_s = N_{\text{spl}} / \sigma_s$

De secundaire wapening A_s moet worden aangebracht in het gebied dat gelegen is tussen een afstand d en $0,3d$ vanaf het verankeringvlak.

De hoekwapening $A_{s \text{ hoek}}$ moet worden bepaald uit: $A_{s \text{ hoek}} = N_{\text{spl hoek}} / \sigma_s$

Opmerking:

Het dimensioneren van de hoeveelheid splijtwapening voor de uiterste grenstoestand heeft alleen zin voor tijdelijke constructies, waarbij de scheurwijdte niet van belang is. Voor bepaling van de splijtwapening in de uiterste grenstoestand geldt voor de rekenwaarde van de geconcentreerde last een belastingsfactor $\gamma_f = 1,5$ (VBB art. 4.1.2) Voor de rekenwaarde van de voorspankracht in de uiterste grenstoestand geldt: $A_p * f_{\text{purep}}$ (ROBK aanvulling op art 4.1.4 van de VBC.). Voor de staalspanning in de splijtwapening in de uiterste grenstoestand geldt de rekenwaarde voor de treksterkte f_s volgens art. VBC 6.2.1.



ROBK figuur 2- Splijtwapening



9.16 *Ingestorte ankers*

9.16.1 *Geldigheid*

vervang de zinsnede:

“...van $\gamma_f = 1,1$ worden aangetoond dat geen uiterste“

door de zinsnede met toelichting:

“...van $\gamma_f = 1,1$ voor de fundamentele belastingscombinaties en $\gamma_f = 0,75$ voor de bijzondere belastingscombinaties worden aangetoond dat geen uiterste“

Toelichting:

Toetsen op de fundamentele combinatie en ook bijzondere combinatie.

Volgens VBC-artikel 9.16.1 geldt voor de fundamentele belastingscombinatie in de uiterste grenstoestand $\gamma_f = 1,1$ als één anker van twee ankers wegvalt.

De γ_f voor twee ankers is dus dan in feite $2 * 1,1 = 2,2$ i.p.v. de gebruikelijke $\gamma_f = 1,5$ (tabel 2 NEN 6702).

De wijziging van γ_f is dus $2,2 / 1,5 = 1,47$ afgerond dus 1,5.

Voor de bijzondere combinatie geldt $\gamma_f = 1,0$ (tabel 2 NEN 6702) voor twee ankers.

Het is logisch om hierop ook het criterium toe te passen zoals dat wordt geëist in VBC art 9.16.1 bij de fundamentele combinatie voor twee ankers t.w. $\gamma_f = 1,0 * 1,47 = 1,5$.

Per anker wordt de $\gamma_f = 1,5 / 2 = 0,75$ als een anker van twee ankers wegvalt.



3 NEN 5950 (VBT 1995)

(2e druk, september 1995)

4.1 *Betonsoorten*

De materiaaleigenschappen van lichtbeton kunnen goeddeels worden ontleend aan CUR-aanbeveling 39. Voor relevante eigenschappen die niet uit de CUR-aanbeveling 39 volgen, is aanvullend onderzoek nodig. Zo is bij toepassing van lichtbeton in brugdekken thans nog aanvullend onderzoek nodig naar de vermoeiingseigenschappen.

4.2 *Betonsterkteklassen*

Aan te houden betonsterkteklasse:

- a) voorgespannen beton
 - prefab : min. B45 en max. B65
 - ter plaatse gestort : min. B45 en max. B65
- b) gewapend beton
 - prefab : min. B35 en max. B65
 - ter plaatse gestort : min. B35 en max. B65
 - onderwaterbeton : B25 (in bestek opnemen B35)
- c) ongewapend beton
 - onderwaterbeton : B15 (in bestek opnemen B25)

5.2 *Cement*

Ter voorkoming van schade door ASR (Alkali-Silica Reactie) alsmede ter voorkoming van schade door chloride-indringing gelden voor de milieuklassen 3 en hoger de volgende aan het cement gerelateerde eisen:

- voor ter plaatse gestort beton dient een CEM III cement te worden toegepast met slakgehalte $\geq 50\%$;
- voor geprefabriceerd beton dient of een CEM III cement te worden toegepast met een met slakgehalte $\geq 50\%$ of een CEM II/-V cement met vliegashalte $\geq 25\%$, met voor beide cementen als aanvullende eis een wcf $\leq 0,45$.

Met betrekking tot de maximale alkaligehalten c.q. verdere beperkingen dan wel mogelijkheden is daarnaast integraal van toepassing paragraaf 5.3 van CUR-aanbeveling ter voorkoming van betonschade door alkali-silicareactie (ASR).

Toelichting:

Beton welke is vervaardigd overeenkomstig bovenstaande eisen resulteert in een opmerkelijk dichte beton, waardoor een beton kan worden verkregen met een hoge weerstand tegen indringing van o.a. chloriden en alkaliën.

Voor injectiemortel géén CEM II toepassen.



Toelichting:

Hiermee wordt voorkomen dat koolstofconcentraties uit de vliegias in direct contact kunnen komen met voorspanstaal (zie ook CUR-aanbeveling 83)

Aanvulling op de milieuklasse:

- voor constructies die met dooizouten in aanraking komen geldt milieuklasse 3, Indringing van dooizouten in de grond dieper dan één meter beneden maaiveld wordt niet verwacht.
- Voor funderingspalen wordt de milieuklasse bepaald door de eigenschappen van het grondwater: zoet, zout of agressief: d.w.z. milieuklasse 2, 4 of 5.

5.3 *Harde dichte fijne toeslagmaterialen*

5.3.2 *Aanvulling op NEN 5950*

Harde dichte fijne toeslagmaterialen anders dan zand slechts toepassen indien alle relevante gedragseigenschappen bekend zijn.

Opmerking:

Denk aan krimp, kruip, E-modulus, waterabsorptie, breukenergie, vermoeiingsgedrag etc.

5.4 *Harde dichte grove toeslagmaterialen (zie aanvulling op NEN 5950)*

5.4.1.2 *Aanvulling op NEN 5950*

Harde dichte grove toeslagmaterialen anders dan grind slechts toepassen indien alle relevante gedragseigenschappen bekend zijn.

Opmerking:

Denk aan krimp, kruip, E-modulus, waterabsorptie, breukenergie, vermoeiingsgedrag etc.

Opmerking:

Bekend is bijv. van harde dichte kalksteen dat daarvan de E-modulus beduidend hoger en de breukenergie beduidend lager is dan bij toepassing van grind en dat daardoor heipalen waarin harde dichte kalksteen is toegepast eerder worden stukgeslagen.

5.6 *Vulstoffen*

Geen vliegias toevoegen aan injectiemortel.

Toelichting:

Hiermee wordt voorkomen dat koolstofconcentraties uit de vliegias in direct contact komen met voorspanstaal (zie ook CUR-aanbeveling 83)

6.1.2 *Aanvulling op NEN 5950*

Toepassing van metselwerkgranulaat alsmede van menggranulaat is niet toegestaan.



4 NEN 6722 (VBU 1988)

(1^e druk, maart 1989)

7 *Werkvloeren*

De werkvloerdikte moet tenminste 70 mm zijn.

In werkvloeren is het toegestaan om 100% betongranulaat toe te passen als grof toeslagmateriaal: werkvloeren behoeven niet te voldoen aan 5.4 van de VBT 1995 (NEN 5950).

9.3.6 *Lasverbindingen in betonstaal*

Elektrisch of autogeen uitgevoerde lasverbindingen in betonstaal voor de krachtoverdracht zijn niet toegestaan. Hechtlassen zijn wel toegestaan.

Toelichting:

Hechtlassen bijv. toegepast bij prefab wapeningsnetten en supportwapening.

De structuurverbetering bij de productie welke is ontstaan door waterkoeling, gaat verloren bij grote warmtetoevoer.

9.7.1 *Algemeen (Nabehandeling van beton)*

- Ter plaatse gestort beton en geprefabriceerde schampranden nabehandelen conform 4.3 en 4.4 van CUR Aanbeveling 31 tot het beton tenminste een sterkte heeft bereikt van 60% van de vereiste B-waarde.
- Bekiste vlakken direct na het ontkisten, afdekken met een dampremmend materiaal tot het beton tenminste een sterkte heeft bereikt van 60% van de vereiste B-waarde.

11.10.1 *Materialen voor injectiespecie*

Geen vliegias in injectiemortel toepassen.

Toelichting:

De vliegias bevat koolstof. Koolstof is edeler dan staal. Voornamelijk problemen te verwachten bij voorspanstaal onder hoge spanning.



(blanco)



5 NEN 6723 (VBB 1995)

(1^e druk juni 1995)

Voorwoord

2^e alinea:

De zinsnede: “In de hoofdstukken 4 en 5 naar bijlage A” vervangen door: “In de hoofdstukken 4 en 5 zijn veelal door doorverwijzingen naar bijlage A, alle voor betonnen bruggen relevante belastingen opgenomen”.

Toelichting:

Bijlage A geldt slechts indien er in de tekst van de VBB naar deze bijlage A wordt verwezen.

Verkeersbelasting; extra belastingsgevallen
Zie hiervoor hoofdstuk 17.

4.1 Algemeen

4.1.1 *Veiligheidsklasse*

Toelichting:

Voor betonnen bruggen in de bouwfase blijft NEN 6702, art 5.1.1 laatste regel van kracht (veiligheidsklasse I).

4.3 *Veranderlijke belastingen*

Voor nieuw te bouwen bruggen en viaducten voor autoverkeer, altijd klasse 60 nemen.

Toelichting:

Dan zijn geen maatregelen nodig om zwaar verkeer uit te sluiten.

Opmerking:

In tegenstelling tot de VOSB 1963 (artikel 14 lid 3) moet de stootcoëfficiënt ook voor de onderbouw in rekening worden gebracht.

4.3.1 *Wegverkeer op de brug*

vervang de titel:

Wegverkeer op de brug

door de titel:

Wegverkeer op de brug voor normaal verkeer

4.3.1.2 *Stootcoëfficiënt*

Bij de berekening in dwarsrichting $S = 1,3$ aanhouden m.u.v. de berekening van dwarsdragers in massieve constructies zoals plaatviaducten e.d. waar voor de stootcoëfficiënt die van de langsrichting mag worden aangehouden.



Toelichting:

De slankheid bij de dwarsdragers is erg klein.

De waarden van C_o in tabel 1 behorend bij “voorgespannen” moeten worden gezien als waarden behorend bij voorgespannen beton met $k_a = 1$ en de waarden behorend bij “gewapend” moeten worden gezien als waarden behorend bij gewapend beton of anders gezegd als voorgespannen beton met $k_a = 0$.

Voor tussenliggende waarden van k_a moet lineair worden geïnterpoleerd.

Voor k_a aanhouden de laagste waarde van k_a die in de beschouwde draagrichting in de constructie voorkomt.

Noot:

Voor de betekenis van k_a , zie VBC artikel 8.7.1.d.

4.3.1.6 *Doelgroepen verkeer: vrachtverkeer*

Voor kunstwerken met een aparte rijstrook voor de doelgroep vrachtverkeer de primaire belasting uit 4.3.1.1. als volgt wijzigen:

Voor de doelgroep wordt een rijstrook van minimaal 3 meter breedte in rekening gebracht. De plaats van de doelgroep rijstrook in breedterichting van de rijbaan wordt aangegeven. Deze is dus niet noodzakelijk de meest rechts gelegen rijstrook van de rijrichting. De Q_{mob} -belasting is hierop $7,0 \text{ kN/m}^2$.

De P_{mob} is een klasse 60 wagen volgens figuur A.4 uit bijlage A.

Voor de rest van de volgens 4.3.1.1 te belasten breedte van het brugdek rekenen met de primaire belasting voor klasse 60 uit 4.3.1.1.

De belasting op de doelgroeprijstrook en de rest van de brugbreedte samen, moet in het kader van combinatieregels worden opgevat als één belastingsgeval.

Het gestelde in 4.3.1.2, 4.3.1.3 en 4.3.1.4 blijft van toepassing.

Voor de doelgroep wordt de momentaanfactor $\psi = 0,8$ en voor de overige primaire belasting blijft gelden de momentaanfactor uit 4.3.1.5.

Toelichting:

Dus op de doelgroepstrook een Q_{mob} van 7 kN/m^2 tezamen met een wagen van 600 kN , en tegelijkertijd: op de strookbreedte(s) tussen de vangrails minus de doelgroeprijstrook een Q_{mob} van $4,0 \text{ kN/m}^2$ rekenen tezamen met een wagen van 600 kN of met Q_{mob} van $3,2 \text{ kN/m}^2$ tezamen met twee wagens van elk 480 kN , h.o.h. $3,0$ meter. De belasting- en stootcoëfficiënt zijn volgens de VBB. Voor de belasting op de doelgroepstrook geldt dus niet de factor van $0,8$ als bedoeld in A.2.5.4 van bijlage A bij de VBB (= art. 9 lid 3 van de VOSB 1963); bovendien worden er als gevolg van het voorgaande eventueel drie wagens naast elkaar geplaatst.

4.3.3 *Verkeer op voet- en (bromfiets)bruggen*

4.3.3.1 *Primaire belasting*

Vervang in 4.3.3.1.b):

een gelijkmatig verdeelde veranderlijke belasting van 4 kN/m^2 .

door:

de belasting uit artikel 8.2.3.2 vierde aandachtsstreepje van NEN 6702.



Vervang in de opmerking onder 4.3.3.1.b):

... de gelijkmatig verdeelde belasting van 4 kN/m^2 maatgevend...

door:

... de belasting uit artikel 8.2.3.2 vierde aandachtstreepje van NEN 6702 maatgevend...

4.3.8 *Leuningen*

Vervang: VBB art 4.3.8 *Leuningen*

door:

4.3.8. *Belasting op de leuning:*

Voor leuningen aanhouden NEN 6702 art. 8.2.6.1, bouwwerken geen gebouw zijnde (NEN 6702 art. 8.2.2.1d): $q_{\text{rep}} = 3 \text{ kN/m}$, $F_{\text{rep}} = 1 \text{ kN}$.

Voor leuningen moet veiligheidsklasse 3 van NEN 6702 hoofdstuk 5 met een referentieperiode van 50 jaar worden aangehouden, dus $\gamma_f = 1,5$.

Bovendien geldt er een doorbuigingseis volgens NEN 6702 art 10.2.4. :

De verticale doorbuiging van een regel door F_{rep} moet kleiner zijn dan $1/150$ van de afstand tussen twee stijlen.

De gesommeerde horizontale doorbuiging van stijl met regel samen door q_{rep} of F_{rep} moet kleiner zijn dan 20 mm.

Toelichting:

Zie ook NEN 6702 art. 8.1: q_{rep} en F_{rep} behoeven binnen hetzelfde belastingsgeval niet tegelijkertijd te worden beschouwd.

De gelijkmatig verdeelde belasting q_{rep} grijpt aan in het hart van de bovenste regel.

De geconcentreerde belasting F_{rep} is een vrije belasting en kan in verticale en horizontale richting, op alle regels e.d. aangrijpen.

Opmerking:

Leuningen die als bovenstaand zijn gedimensioneerd, zijn niet geschikt als voertuigkering.

4.3.8.1 *Bijzondere belasting op de leuning achter geleiderail*

I.v.m. de functie als tweede kering ingeval van aanrijding van de geleiderail:

$F_{\text{rep}} = 4 \text{ kN}$

Deze belasting is een bijzondere belasting dus $\gamma_f = 1,0$

Er geldt hierbij geen doorbuigingseis.

4.3.11.3 *Dagelijkse temperatuurwisselingen*

Bij controle m.b.t. de bruikbaarheid moeten de eigenspanningen alleen bij beton dat niet mag scheuren in rekening worden gebracht.

Toelichting:

De eigenspanningen verdwijnen op het moment dat het beton scheurt.



4.4 Bijzondere belastingen

4.4.2 *Calamiteiten*

Bij de volgende bijzondere belastingen geldt $\gamma_m = 1,0$.

- 4.4.2.2 Aanrijding van de onderbouw door wegverkeer
- 4.4.2.3 Aanrijding van de zij- of onderkant van de bovenbouw door wegverkeer
- 4.4.2.4 Aanrijding van boven het rijdek uitstekende onderdelen van de hoofddraagconstructie van bruggen voor wegverkeer
- 4.4.2.7 Aanvaring van de onderbouw
- 4.4.2.8 Aanvaring van de bovenbouw

Opmerking:

Zie ook VBC 6.1.1 waar naast bovenbedoelde bijzondere belastingen ook nog de gasexplosie vermeld wordt.

4.4.2.2 *Aanrijding van de onderbouw door wegverkeer*

Toelichting:

Denk aan het in rekening brengen van de momentane waarde van de veranderlijke belasting op de brug.
(Zie NEN 6702 6.4.2.2).

4.4.2.3 *Aanrijding van de zij- of onderkant van de bovenbouw door wegverkeer*

Toelichting:

Denk aan het in rekening brengen van de momentane waarde van de veranderlijke belasting op de brug.
(Zie NEN 6702 artikel 6.4.2.2).

4.4.2.3.1

b)

De zinsnede: “De belasting moet aangrijpen tegen de onderkant van de bovenbouw
.....” moet zijn:

“De belasting moet aangrijpen tegen de bovenbouw”

Breedte “ $b = 2 \text{ m}$ ” moet zijn “ $b = 0,25 \text{ m}$ ”

4.4.2.5 *Verkeersongeval op een brug voor wegverkeer*

vervang de tekst onder het eerste aandachtstreepje door:

- een representatieve belasting gelijk aan voornoemde wagen met een gewicht van 1,4 resp. 2,1 maal het gewicht van de wagen behorende bij de verkeersklasse, waarvoor de brug bestemd is voor het dimensioneren in lengterichting, resp. dwarsrichting van de rand van de brug. Hierbij verder geen stoot- en belastingcoëfficiënt in rekening brengen.



Voeg aan de tekst onder het tweede aandachtstreepje toe:

(want dit is het veronderstelde calamiteitslaststelsel geworden).

Voor de hoofddraagrichting (voor de verkeersbelasting op de rest van de brug) rekening houden met de stoot- en belastingcoëfficiënt en met de reductiecoëfficiënt van 0,8 als de oorspronkelijke combinatie bestond uit twee laststelsels conform A.2.5.4.

Toelichting:

De factor 2,1 (zijnde $1,4 * 1,5$) voor de dwarsrichting is genomen om een voldoende grote bezwijkveiligheidscoëfficiënt te hebben voor de rand, waardoor dan tevens bezwijken van de brug zelf, door het mogelijk wegvallen van die rand van het brugdek (bijna) wordt uitgesloten.

Toelichting:

Als rand van het brugdek geldt in dit verband de buitenkant van de (prefab)randconstructie.

Toelichting:

Constructies waarbij zich het kritisch zijn van de "sterkte van de rand" kan voordoen zijn in het algemeen constructies waarvan het dek (of delen van het dek) in de hoofdraagrichting niet als plaat maar als enkele ligger werkt.

Voorbeelden:

- a: het overstek van een kokerligger, waar, bij "afbreken van het overstek" ofwel het overstek als deel van de drukzone van de totale ligger wegvalt- ofwel de bijdrage van het in het overstek liggende voorspanstaal en betonstaal wegvalt voor het draagvermogen van de totale ligger- of wel een combinatie van beiden;
- b: een tuibrug met hoofdliggers onder de rand;
- c: een tuibrug waar rijden op de "rand", zonder dat de tui op zich wordt aangereden, bezwijken van de tui tot gevolg heeft.

4.5.1.1.2 *Verkeersbruggen met een overspanning ≥ 60 meter.*

a) krachtsverdeling in langsrichting

De referentiewaarde voor de frequent passerende mobiele belasting moet worden bepaald door het aanbrengen van een gelijkmatig verdeelde belasting van $6,6 \text{ kN/m}^2$ over een drie meter brede rijstrook. Deze rijstrook moet op de voor het te beschouwen constructiedeel ongunstigste plaats worden gezet. Het is niet nodig op het gelijktijdig voorkomen van verkeer in meer rijstroken te rekenen, mits de boven gedefinieerde belasting wordt vermenigvuldigd met de factor β uit 4.5.1.1.1. Voor de aantallen lastwisselingen geldt VBB tabel 4.

Opmerking:

Voor de gelijkmatig verdeelde belasting moet uiteraard, net zoals dit bij het laststelsel zou moeten, de bijbehorende dwarsverdelingscoëfficiënt k_1 worden gebruikt.

Verantwoording:

Voor een overspanning tot 60 meter is de referentiewaarde voor de frequent passerende mobiele belasting: één wagen klasse 60. Het moment in het midden is hierbij ongeveer $1/4 * 600 * 60 \text{ kNm}$. Dit moment wordt ook verkregen door een Q-belasting van 20 kN per m^1 , want $1/8 * 20 * 60^2 = 1/4 * 600 * 60$. Het plaatsen van een wagen op een overspanning groter dan 60 meter leidt tot een te lage waarde van het referentiemoment t.g.v. de frequent passerende mobiele belasting. Het aantal lastwisselingen (n) van VBB tabel 4 zal minder zijn bij overspanningen groter dan 60 meter, echter het Minergetal zal hierdoor verwaarloosbaar weinig dalen.



b) krachtsverdeling in dwarsrichting

Hiervoor is 4.5.1.1.1 van overeenkomstige toepassing.

5.2.1.1. Eisen

Vervang de tekst onder a) tweede aandachtstreepje:

- voor overspanningen groter dan 3 m tot van de overspanning;

door:

- voor overspanningen tussen de 3 m en 10 m geldt de eis dat rechtlijnig geïnterpoleerd moet worden tussen de gestelde eis die geldt voor een overspanning tot en met 3 m en die voor groter dan 10 m.

5.2.4.1 Eis (bij scheurvorming)

Het in aanraking komen met dooizouten kan zowel bij de bovenbouw als bij de onderbouw worden verwacht. Indringing van dooizouten in de grond dieper dan één meter beneden maaiveld wordt niet verwacht.

Voor constructiedelen in het grondwater wordt de milieuklasse bepaald door de eigenschappen van het grondwater.

7.2 Meewerkende flensbreedte en krachtsverdeling

Als schematisering die van 8.1 aanhouden.

Toelichting:

Een en ander ter voorkoming van twee schematiseringen binnen één berekening.

Onderlinge loodrechte berekeningen beschouwen als twee berekeningen.

8.5.2.2.b Voegen evenwijdig met de hoofddraagrichting

Ter plaatse van de uiterste vezel aan de bovenkant resp. onderkant van de constructie moet $\sigma_b' > 0,0 \text{ N/mm}^2$.

Opmerking:

Deze eis is een grote verzwaring.

Opmerking:

Bedoelde voegen worden niet gekruist door betonstaal (zie titel van artikel 8.5.2.1), maar uiteraard wel door voorspanning. Bedoelde constructies hebben dus een langs- en dwarsvoorspanning.



8.6.3.1 *Opmerking:*

De normtekst gaat er impliciet vanuit dat de spanning in het staal steeds een trekspanning is. (zie o.a. eerste regel: “De rekenwaarde van de maximaal optredende **trekspanning** in het betonstaal” enz.)

De formules zijn echter ook toepasbaar/ van toepassing voor staal onder druk of staal met spanningen wisselend van trek naar druk. De “representatieve waarde voor de vermoeiingsgrens van (beton)staal bij n wisselingen” zoals die in de normtekst wordt genoemd is immers de waarde van de spanningswisseling die bij staal bij de n wisselingen juist tot vermoeiingsbreuk leidt. Of daarbij de spanning varieert tussen trek en trek: trek en druk: of druk en druk, beïnvloedt, in tegenstelling tot beton, de vermoeiingsgrens niet.

Concreet:

als in het staal zowel de minimum- als de maximum- spanning trek is, de formules toepassen zoals ze in 8.6.3 staan;

als in het staal zowel de minimum- als de maximum- spanning druk is, in de formules “trek” wijzigen in “druk”;

als in het staal zowel de “minimum spanning” druk is- en de “maximum spanning” trek-, de “drukspanning” invoeren als een “trekspanning” met een negatieve waarde;

als in het staal zowel de “minimum spanning” trek is- en de “maximum spanning” druk-, in de formules “trek” wijzigen in “druk”, en de “trekspanning” invoeren als een “drukspanning” met een negatieve waarde.

tabel 13

In vierde rij (komt hierin twee keer voor):

$7,5_k$ moet zijn $7,5 \varnothing_k$

tekst boven tabel 14:

“betonstaal (FeB 400 en FeB 500)” moet zijn: “voorspanstaal”

8.6.4 *Vermoeiing van beton en betonstaal in gewapend beton; toetsing van bestaande viaducten*

8.6.4.1 *Algemeen*

Bij toetsing op vermoeiing van een bestaande constructie moet de belastingsgeschiedenis mee worden beoordeeld.

Een ruime interpretatie daarbij is, te doen alsof de constructie vanaf het moment van ingebruikstelling- tot aan het moment van toetsen op vermoeiing- het evenredige aantal lastwisselingen heeft ondergaan dat behoort bij de al doorlopen levensduur, te weten per jaar $1/80$ maal het aantal lastwisselingen uit VBB tabel 4.



8.6.4.2 *Beton*

Voor beton kunnen (en mogen) de rekenregels uit de VBB worden toegepast.

8.6.4.3 *Betonstaal*

8.6.4.3.1 *FeB 400 en FeB 500 en voorspanstaal:*

De rekenregels uit de VBB moeten worden toegepast.

8.6.4.3.2 *FeB 220*

8.6.4.3.2.1 *Rekentechnisch*

Als wordt voldaan aan de eisen voor de scheurwijdte voor de bruikbaarheidsgrenstoestand milieuklasse 3 (vochtig met dooizouten) mag het betonstaal worden geacht een dermate kleine spanningsrimpel te ondervinden dat qua vermoeiing geen probleem te verwachten is.

8.6.4.3.2.2 *Op basis van inspectie*

Als bij toepassing van glad betonstaal de feitelijke scheurwijdte aan de huidige eisen voldoet, mag er van worden uitgegaan dat de spanningswisselingen in het betonstaal zo klein zijn gebleven dat bezwijken op vermoeiing niet maatgevend is.

Als de geconstateerde scheurwijdten groter zijn dan volgens de huidige eisen acceptabel is, zijn de spanningen in het staal hoog (geweest) en is ook bezwijken op vermoeiing van het betonstaal niet uitgesloten.

Of anders gezegd: als een constructie zwaar gescheurd is (en dus eigenlijk ondergedimensioneerd is) moet als axioma worden gehanteerd, dat de constructie dan ook niet meer aan de eisen wat betreft vermoeiingslevensduur van het betonstaal voldoet. (n.b. in het laatste geval is overigens ook vroegtijdig falen door vermoeiing van het beton te verwachten).

Toelichting 1)

Er staan in de VBB geen rekenregels voor FeB 220.

In gevallen dat FeB 220 op vermoeiing zou moeten worden getoetst is dat een probleem.

Over de vermoeiingseigenschappen van FeB 220 op zich is niet veel bekend. Toch is er wel iets over de kans op bezwijken door vermoeiing te zeggen.

Uit de tabellen 13 en 14 van de VBB blijkt, dat de gevoeligheid voor vermoeiing nauwelijks afhankelijk is van de staalkwaliteit.

De toelaatbare spanningsrimpel is voor FeB 400 en 500 gelijk en de toelaatbare rimpel voor voorspanstaal is nauwelijks hoger (staven of draden) of zelfs lager (strengen) dan FeB 400/500.

Voor FeB 220 behoort de maximale staalspanning in de bruikbaarheidsgrenstoestand orde van grootte niet hoger te zijn dan $220 / 1,7 = 130 \text{ N/mm}^2$.

Deze spanning zal voor een deel uit rustende belasting bestaan. De "rimpel" zal dan zeker niet groter zijn dan diezelfde 130 N/mm^2 .

Gezien de toelaatbare spanningsrimpels voor andere staalsoorten is de kans dat FeB 220, mits wordt voldaan aan de eisen voor de bruikbaarheidsgrenstoestand, maatgevend is op vermoeiing erg klein.



Toelichting 2)

Er is bekend dat de aanhechting van glad betonstaal aan beton minder is dan van geribd staal, en dat daarom bij glad staal grote spanningswisselingen in eerste instantie leiden tot beschadiging van de aanhechting van beton en staal en daardoor tot vergroting van de scheurwijdte.

Uit buitenlandse literatuur zijn gevallen bekend, waarbij glad betonstaal nabij een scheur zodanig werd onthecht, dat het beton t.p.v. de scheur ten opzichte van het staal heen en weer ging schuiven en het staal ging "vreten" (het betongruis werkte op het betonstaal als slijppasta, waardoor het staal sleet, en de dunner geworden staaldoorsnede uiteindelijk doorbrak.) Dit verschijnsel is echter niet hetzelfde als vermoeiing.

Toelichting 3)

In de loop der jaren zijn vele betonnen dekken op stalen bruggen vervangen. Meestal was die vervanging (mede)nodig omdat het beton zwaar gescheurd- of zelfs verbrokken was. Dit verschijnsel is terug te herleiden op "onderdimensionering" in het algemeen- of op zijn minst- op "onderdimensionering op het aspect vermoeiing van het beton".

In geen van die gevallen werd gebroken betonstaal aangetroffen, of anders gezegd in geen van die gevallen was er sprake van "bezwijken als gevolg van vermoeiing van het betonstaal".

10.1.1 *Minimale hoofdwapening*

In een rijdek moet ook de dwarswapening worden beschouwd als hoofdwapening. (zie ook de toelichting op VBC art. 9.9.3.1)

Opmerking:

De in de VBB genoemde afwijking van NEN 6720 geldt voor het brugdek (zie 10.1) zelf, dus niet voor de onderbouw. Voor onderbouw geldt dus artikel 9.9.2.1 van NEN 6720.

Opmerking:

De factor 1,5 vermeld in de NEN 6720 (VBC 1990) is in de NEN 6720 (VBC 1995) gewijzigd in 1,25.

10.6.1.b *Uitvoering van stortvoegen tussen delen van als monoliet bedoelde constructies*

Methode als omschreven bij b.2 mag niet worden toegepast. De gewenste oppervlaktestructuur zoals bij b.1 is omschreven kan ook worden bereikt door het betonoppervlak te boucharderen. In dat geval dient tenminste het hele betonoppervlak binnen de wapening van de stortvoeg te worden gebouchardeerd.

Toelichting:

Boucharderen in de dekking is af te raden vanwege de mogelijke beschadiging van de dekking zelf. De eis van tenminste 80% van het oppervlak blijft van kracht. Als de 80% niet wordt bereikt dan is geen sprake van een monolieten constructie zoals bedoeld in dit artikel.

10.6.1.c *Aansluitvlakken van samengestelde liggers en platen*

Zie ook ROBK figuur 3

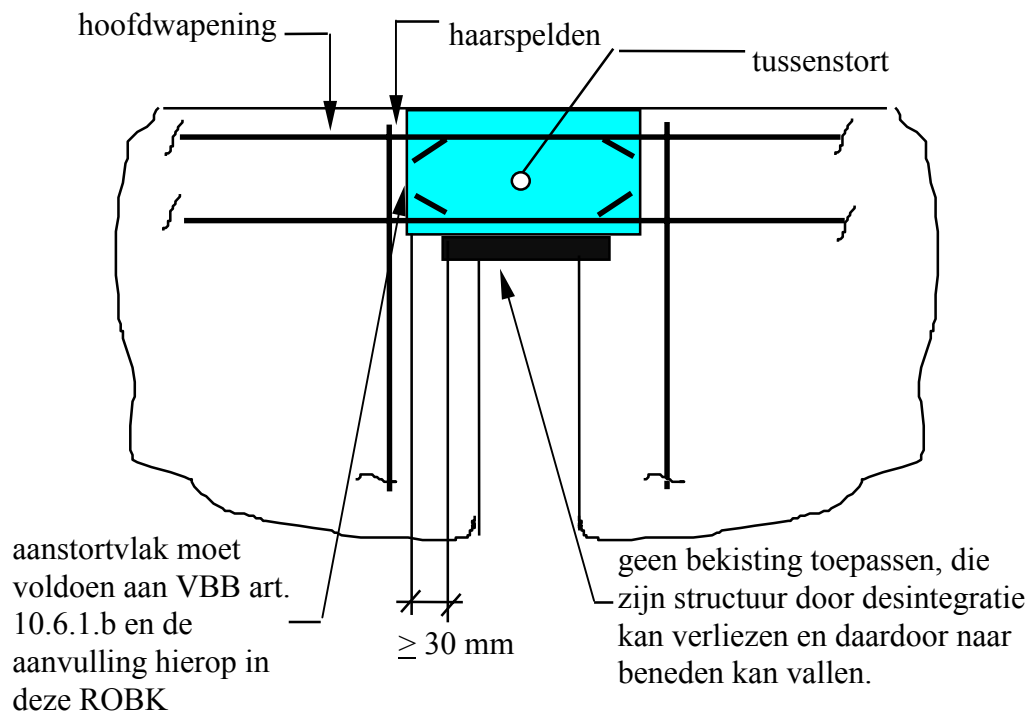
Het aansluitvlak tussen prefab-balken moet worden beschouwd als een aansluitvlak van samengestelde liggers en platen.

Afschuifkracht moet via ophangwapening naar de prefab-balken worden overgebracht.

Als geen dwarsvoorspanning wordt toegepast moet tenminste een sponningbreedte van 30 mm worden aangehouden exclusief de eventueel benodigde oplegsponning voor de onderbekisting van het tussenstort zoals aangegeven in ROBK figuur 3.



De plaatdikte van het tussenstort moet voldoen aan de wijziging op artikel 9.1.1.a van de NEN 6720 (VBC 1995) van deze ROBK.



ROBK figuur 3 - Tussenstort tussen prefabbalken

Opmerking:

Als de cementhuid is verwijderd wordt voldaan aan de eis van opruwen van aanstortvlak

10.6.6 Toepassen van haringgraatstaal (dit artikel wordt toegevoegd)

Het toepassen van haringgraatstaal heeft een negatieve invloed op de kwaliteit van een stortvoeg.

Er vormen zich gemakkelijk luchtbelletjes en grindnesten; een door belasting optredende scheur zal zich diep doorzetten in de stortvoeg. Hierbij is de gehele scheur (thermisch) verzinkt haringgraatstaal aanwezig dat bij aanwezigheid van chloriden kan roesten. Dit staal is dus meer geschikt voor milieuklasse 1.

Conclusies:

- Haringgraatstaal nooit in de dekkingszone laten zitten.
- Niet toepassen als verloren bekisting in overwegend wisselend belaste constructiedelen zoals (onderdelen van) brugdekken.



6 NEN 6740 (Geotechniek, basiseisen en belastingen)

(1e druk, december 1991 met verwerking van het correctieblad van september 1993)

2 Toepassingsgebied

Pijlers en landhoofden, die door opleggingen gescheiden zijn van de bovenbouw, dienen te worden beschouwd als “geotechnische constructies”.

Toelichting:

Een steunpunt van een brug c.q. viaduct, dat niet vast met de bovenbouw is verbonden (een landhoofd of een pijler) dient in het algemeen te worden beschouwd als “een geotechnische constructie”. Het betreft namelijk een constructie dienend voor het funderen van een brugdek en is dus een geotechnische constructie op zich. Maak je brug en steunpunt samen tot een buigvast geheel, dan is in principe dat geheel het bouwwerk en is er geen sprake meer van een “constructie dienend voor het funderen van”. Het steunpunt (een pijler en/of landhoofd) mag dan niet zonder meer worden beschouwd als “een geotechnische constructie”. De invloed die het buigvast maken heeft op het steunpunt is echter bepalend of de totale constructie in dit verband tot een “geotechnisch geheel” wordt of dat toch het steunpunt nog als “een geotechnische constructie” beschouwd mag worden. E.e.a ter beoordeling van de constructeur.

3.10 en 3.13 Bovenkant funderingselement

Toelichting:

Let op: indien een steunpunt van een brug c.q. viaduct (een landhoofd of een pijler) moet worden opgevat als een geotechnische constructie (zie aanvullingen op art. 2), dan kan het gehele steunpunt worden opgevat als een funderingselement. Het betreft namelijk een als eenheid fungerend onderdeel van de fundering van het brugdek.

Ook de geotechnische constructie (een landhoofd of een pijler), kan in dit geval worden opgevat als een bouwwerk op zich. Binnen dit kader dient een afzonderlijke funderingspaal, indien aanwezig, te worden opgevat als een funderingselement.

5.2.3 Overige gebouwen en bouwwerken

Nadere eisen voor “Viaducten en bruggen”.

5.2.3.1 Eisen wat betreft de zakking van een steunpunt. (dit artikel wordt toegevoegd)

Tekst conform art. 5.2.2.1 echter nu met een maximale zakking van een steunpunt van 0,05 m. Daarnaast mag het zakkingsverschil tussen twee opeenvolgende steunpunten niet meer bedragen dan 0,03 m.

Toelichting:

Het gaat hier alleen om de zetting die optreedt nadat de dekconstructie is aangebracht en niet over de zetting door voorbelasting.



5.2.3.2 *Eisen wat betreft de schuinstand van een steunpunt.* (dit artikel wordt toegevoegd)

De schuinstand ω volgens (3.28) van een steunpunt, bepaald volgens 6.3.4, bij belastingscombinaties volgens 7.1.2, mag niet groter zijn dan:

in langsrichting dek: $\omega \leq 1 : 100$

in dwarsrichting dek: $\omega \leq 1 : 600$

6.2 *Geotechnische categorieën*

De aan te houden categorie is met uitzondering van de in 6.2.4 genoemde constructies voor definitief werk: Geotechnische Categorie 2 (GC2).

Bruggen met een overspanning groter dan 200 m. vallen onder de categorie grote bruggen, dat wil zeggen: GC3.

10.6 *Zakkingsverschil*

Toepassen van de laatste regel “Als de gesteld aan nul” is niet toegestaan.

Toelichting:

Dit artikel geeft aan hoe de verwachtingswaarde van zettingsverschillen tussen geotechnische constructies (bijv. steunpunten van een kunstwerk) moet worden bepaald; er is geen reden om daarmee niet te rekenen.

11.6.3 *Omvang en diepte grondonderzoek*

Per geotechnische constructie (bedoeld in 2), dienen tenminste 2 sonderingen te worden gemaakt. De sonderingen dienen te liggen binnen de verticale projectie van de geotechnische constructie.

11.9 *Zakkingsverschil*

Toepassen van de laatste regel “Als de gesteld aan nul” is niet toegestaan.

Toelichting:

Dit artikel geeft aan hoe de verwachtingswaarde van zettingsverschillen tussen geotechnische constructies (bijv. steunpunten van een kunstwerk) moet worden bepaald; er is geen reden om daarmee niet te rekenen.



12.2.3 Gronddrukken

i.v.m. Tabel 4

Voor stalen damwand en voor met betonplex bekist beton aanhouden als ruwheid:
 $< 0,1d_{50}$ en voor met ongeschaafd hout bekist beton aanhouden: $0,1-0,5d_{50}$.

Voor wandwrijving δ aanhouden ROBK tabel 10.

grondsoort		$< 0,1d_{50}$	$0,1 - 0,5d_{50}$
grind met nominale korrel > 16 mm		$\delta = 0$	$\delta = 0$
grof zand met nominale korrel > 4 mm		$\delta = 0$	$\delta = 1/3 \phi$
fijn zand met nominale korrel < 4 mm		$\delta = 1/3 \phi$	$\delta = 2/3 \phi$
leem		$\delta = 2/3 \phi$	$\delta = 2/3 \phi$
klei		$\delta = 2/3 \phi$	$\delta = 2/3 \phi$
veen		$\delta = 0$	$\delta = 0$

ROBK tabel 10 - Wandwrijving δ , afhankelijk van grondsoort en wandruwheid

12.2.8 Verkeersbelastingen

Omdat 7.1.1 geen belastingen door het verkeer definieert, hiervoor de waarden ontlelen aan NEN 6723 (VBB 1995).

12.4.6 Gronddrukken na verdichting van de aanvulling

Er van uitgaan dat de grond altijd in lagen wordt aangebracht.



(blanco)



7 **NEN 6743 (Geotechniek, fundering op palen)**

(1e druk, december 1991 met verwerking van het correctieblad van september 1993)

5.3.2.1 *Palen die verdeeld zijn geplaatst onder een stijf bouwwerk of een stijf gedeelte van het bouwwerk.*

De steunpunten van bruggen en viaducten (de landhoofden en pijlers) moeten in het algemeen worden beschouwd als “geotechnische constructies”. Zie hiervoor de aanvulling op artikel 2 van NEN 6740.

Binnen het kader van dit artikel wordt een geotechnische constructie als een bouwwerk gedefinieerd. Een funderingspaal moet dan worden beschouwd als funderingselement.

Opmerking:

Kunstwerken van de bouwdienst zullen vrijwel altijd onder 5.3.2.1 vallen.

Opmerking bij tabel 1:

De waarde van ξ zal meestal $\geq 0,86$ zijn (> 10 palen en ≥ 2 sonderingen).

Denk eraan: in dit kader wordt een “geotechnische constructie” als bouwwerk gedefinieerd.



(blanco)



8 NEN 6744 (Geotechniek, Funderingen op staal)

(1e druk, december 1991)

Géén aanvullingen en/of wijzigingen.



(blanco)



9 GRONDKERENDE CONSTRUCTIES

9.1 Algemeen

Conform art.2 van NEN 6740 (TGB 1990) worden grondkerende constructies gedefinieerd als geotechnische constructies.

Met grondkerende constructies wordt hier bedoeld, grondkerende constructies zonder uitwendige verticale belasting direct op de kerende constructie.

Voor grondkerende constructies CUR-publikatie 166 aanhouden.

Daar waarin CUR-publikatie 166 geen eisen zijn opgesteld, mag worden gerekend volgens richtlijnen van de E.A.U. en E.A.B.

toelichting:

E.A.U. = Empfehlungen des Arbeitsausschusses "Ufereinfassungen" De laatste complete uitgave is van 1985. Nadien zijn er ook nog aanvullingen hierop verschenen.

E.A.B. = Empfehlungen des Arbeitsausschusses "Baugruben".

Deze boeken zijn opgesteld door:

Hafenbautechnischen Gesellschaft e.V. und der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V.

9.1.1 Besteksgegevens bij damwanden

In het bestek dient te worden opgegeven de benodigde W_x en I_x , alsmede de staalkwaliteit.

Ook moet worden vermeld of sterkte dan wel stijfheid maatgevend is.

Opmerking:

Uitgangspunt naast deze eisen is de prijsverhouding tussen de verschillende staalkwaliteiten van damwandstaal. ROBK tabel 11 geeft globale waarden voor de prijsindex:

Staalkwaliteit	prijsindex
S250P	100
S270P	102
S320P	105
S360P	108
S390P	110
S420P	113

ROBK tabel 11 - Prijsindex op staalkwaliteit



9.2 Gewapende grond

9.2.1 Algemeen

- Alle gewapende grondconstructies dienen te voldoen aan het CUR-publicatie 198: "Kerende constructies in gewapend beton".
- Er moet worden voorkomen dat in gewapende grondconstructies uitspoelingen kunnen ontstaan. Speciale aandacht voor de regenwaterafvoer van op gewapende grondconstructies gefundeerde kunstwerken is daarom vereist.
- In het grondmassief moet over de (lengte plus één meter) van de aanwezige verankeringen op een diepte van een halve meter beneden maaiveld, een laag thermisch verzinkt harmonicagaas worden aangebracht. Ter plaatse van het verharde wegvak is het aanbrengen niet nodig.
- In het beheers- en onderhoudsplan van gewapende grondconstructies opnemen dat specifiek op het aanwezig zijn van uitspoelingen en hollen van dieren moet worden geïnspecteerd.

Opmerking:

Bij gewapende grond wordt de draagkracht ontleend aan de samenwerking van grond met wapening. Gedurende de levensduur van de constructie moet die samenwerking blijven bestaan.

Er zijn in tenminste één terre armée constructie konijnenholen aangetroffen. Het zal duidelijk zijn dat holtes door uitspoeling of door dieren die in het massief graven, aanleiding zijn voor (plaatselijke) instabiliteit, met als minste gevolg verzakkingen en als uiterste gevolg bezwijken van het massief.

Opmerking:

Samenwerking met een bureau voor grondmechanisch advies blijft wenselijk.



10 FUNDERINGEN

10.1 Algemeen

Alle constructies dienend voor het funderen van bouwwerken vallen volgens artikel 2 van NEN 6740 onder het begrip “Geotechnische constructies”. Zie ook ROBK hoofdstuk 6 artikel 2.

10.2 Zetting

Door zetting t.p.v. een fundering op palen kunnen buigende momenten in de palen ontstaan. Het grondmechanisch advies moet hiervoor waarden opgeven. Tevens komen in de paal de momenten als gevonden uit de berekening van een ingeklemd palenplan.

10.3 Berekening paalkrachten

10.3.1 Algemeen

Opgelegde vervormingen door de ondergrond moeten in rekening worden gebracht.

Toelichting:

Een voorbeeld van een opgelegde vervormingen door de ondergrond is de horizontale verplaatsing van een terp.

10.3.1.2 CUR rapport 2001-4 Ontwerpregels voor trekpalen

7.5.3. Eigen gewicht

Voor het bepalen van de rekenwaarde van het eigen gewicht van de constructie geldt tabel 2 van NEN 6702.

Toelichting:

Dat houdt in, 1,2 resp. 1,35 bij ongunstige belasting, wat zich bij een trekpaal voordoet als het “eigengewicht” de trekbelasting verhoogt, en 0,9 bij gunstige belasting, wat zich bij een trekpaal voordoet als het “eigengewicht” de trekbelasting verlaagt.

10.3.2 Ruimtelijk ingeklemd palenplan

Hierbij worden de palen ingevoerd als tweezijdig ingeklemde staven: ingeklemd in de fundering en verend ingeklemd in de bodem.

De stabiliteit wordt ontleend aan het ruimtelijk (gedeeltelijk knooppstijf)-raamwerk dat zo ontstaat. Hierbij moet voor de palen de werkelijk optredende stijfheid worden ingevoerd.



Er hoeft niet te worden uitgegaan dat de betonpaal bij voorbaat al is gescheurd door het heien.

Bij berekening van de paalstijfheid rekening houden met de uitwendig optredende krachten, de blijvende voorspankracht in de paal en de betontreksterkte.

10.3.3 Ruimtelijk palenplan

Hierbij worden de palen ingevoerd als pendelstaven.

De stabiliteit wordt ontleend aan het ruimtelijk scharnierend vakwerk dat zo ontstaat.

Toelichting:

Het palenplan, berekend als ruimtelijk ingeklemd palenplan, kan als de palen overbelast worden door momenten (om deze te kunnen opnemen is soms veel voorspanning nodig), overgaan op een palenplan dat berekend zou moeten worden als ruimtelijk palenplan (is scharnierend). Een ruimtelijk ingeklemd palenplan heeft dus een ingebouwde veiligheid als het, berekend als ruimtelijk palenplan, ook nog stabiel is.

Door de trek golf die door de paal gaat bij het heien, kan de paal scheuren; echter de plaats hoeft niet samen te vallen met de plaats, waar het maatgevende zettingsmoment optreedt. Vandaar dat bij de bepaling van het opneembare scheurmoment toch gerekend mag worden op de treksterkte van het beton.

Het zettingsmoment is het grootste moment behorende bij een paal die ingeklemd is in de funderingsbalk en verend ingeklemd is in de bodem.

10.4 Betonpalen

10.4.1 Algemeen

- Een paal moet over de lengte dat hij vrijstaand is worden beschouwd als kolom.

Opmerking:

Ook een paal die geheel of gedeeltelijk vrijstaat in water moet over die vrijstaande lengte als kolom worden beschouwd.

- Bij vooraf vervaardigde betonpalen als stelregel vierkante voorgespannen palen toepassen. De afmeting moet zijn: vierkant 400 of 450 mm, waarbij 450 mm de voorkeur heeft.

Als randafstand kan vaak 500 mm worden aanhouden.

Als minimale paalafstand $3 \times$ de paaldikte aanhouden voor zowel in de rij als voor de rijafstand. De paallengte op 0,25 meter afronden.

Toelichting:

Palen vierkant 450 mm zijn per eenheid draagvermogen goedkoper dan palen vierkant 400 mm.

Randafstand: $225 + 100 + 100 + 25 + 20 + 30 = 500$ mm, zijnde: halve paal + helling $500/5$ + bouwfout van 100 + staaf van 25 mm + horizontale staaf van 20 mm + dekking van 30 mm is samen 500 mm.

H.o.h. afstand $3 \times$ de paaldikte om heitechnische redenen en om de paal als enkele paal te laten werken.



10.4.2 Prefab

Voorgespannen betonpalen:

Over de gehele paallengte een minimum beugel- of spiraalwapening van Ø5-200 FeB 500 toepassen.

De blijvende voorspandruk σ'_{bw} in het beton moet tenminste $4,5 \text{ N/mm}^2$ zijn. Het maximale aanspanpercentage van f_{purep} mag naast het gestelde in NEN 6720 niet groter zijn dan:

$$\frac{\sigma'_{bw}}{\sigma'_{bw} + f_{bm}} * 100 \%$$

Toelichting:

“De wapening van palen waarin trekspanningen kunnen worden verwacht tijdens het heien, moet de kracht op kunnen nemen die vrijkomt als het beton scheurt”. Er vanuit gaande dat tijdens het heien trekspanningen optreden, betekent dit, dat de marge tussen de voorspankracht op het moment van heien en de breukkracht van alle strengen tezamen groter of gelijk moet zijn aan de paaldoorsnede maal de gemiddelde betontreksterkte: f_{bm} . De voorspankracht op het moment van heien mag gelijk worden gesteld aan de voorspankracht op tijdstip $t = \infty$.

Opmerking:

De eventueel extra voorspanning benodigd voor het heien, dient door de aannemer te worden bepaald.

Wat geldt voor voorgespannen betonpalen, geldt ook voor voorgespannen betonnen damwanden.

10.4.3 In de grond gevormde palen

De h.o.h afstand van de beugels of de spoed van de spiraalbeugel mag niet groter zijn dan de diameter van de langs-wapeningskorf.

Toelichting:

Voor schroefboorpalen, zie rapport van de Stichting Bouwresearch Rotterdam: “Richtlijnen voor avegaarpalen, ontwerp en uitvoering” Rotterdam, 1988.

Opmerking:

In de grond gevormde palen kunnen in bijzondere omstandigheden, zoals eisen van trillingvrij en geluidsarm inbrengen, noodzakelijk zijn.

10.5 Stalen palen

10.5.1 Algemeen

Als stelregel ronde stalen buispalen toepassen.

Toelichting:

Ronde stalen buispalen zijn constructief beter dan kokerpalen samengesteld uit damwandprofiel. Ze zijn bovendien niet duurder.

De paal dient gecontroleerd te worden op de mogelijkheid van plooiën door overschrijding van de ideale spanning, tijdens of meteen na het heien. Om die reden kan het wenselijk zijn een dikkere wanddikte toe te passen. E.e.a dient te volgen uit berekening.



Opmerking:
Schoren in een ronde buispaal aanbrengen heeft geen zin.

Niet geconserveerde stalen palen zullen corrodereren.

De corrosiesnelheid aan de buitenzijde van de paal bedraagt bij zoet water:

asmosferische zone:	0,012 mm/jaar
getij-/splash zone:	0,012 mm/jaar
onderwater zone:	0,012 mm/jaar
in de grond zone:	0,012 mm/jaar

De corrosiesnelheid aan de binnenzijde van de paal bedraagt in zoet water:

indien gevuld met beton:	0,000 mm/jaar
indien gevuld met zand :	0,012 mm/jaar
indien ongevuld:	0,012 mm/jaar

De corrosiesnelheid aan de buitenzijde van de paal bedraagt in zout water:

asmosferische zone:	0,050 mm/jaar
getij-/splash zone:	0,120 mm/jaar
onderwater zone:	0,026 mm/jaar
in de grond zone:	0,014 mm/jaar

De corrosiesnelheid aan de binnenzijde van de paal bedraagt in zout water:

indien gevuld met beton:	0,000 mm/jaar
indien gevuld met zand:	0,014 mm/jaar
indien ongevuld:	0,026 mm/jaar

Door de wanddikte iets te vergroten kan i.h.a. conservering eventueel achterwege worden gelaten.

Als besloten wordt om te conserveren, dan voor de conservering het rapport met als hoofdtitel: "Conserveren van stalen onderdelen t.b.v. betonnen kunstwerken", en resp. ondertitel: "Voorschriften voor het conserveren van stalen constructies en onderdelen t.b.v. betonnen kunstwerken" van "Droge Infrastructuur" van de Bouwdienst Rijkswaterstaat van januari 1995 toepassen.

Opmerking:
Uit praktijkervaringen is gebleken dat het toepassen van speciale staallegeringen de corrosiesnelheid niet verlaagt.

10.5.2 Palen met bodemplaat

Deze moeten worden gevuld met beton. Trillen van het beton is nodig vanaf de plaats waar de wapening begint. De bodemplaat berekenen met de maximale conuswaarde als tredende belasting tijdens heien met veiligheidsklasse 2 ($\gamma_{iq} = 1,3$) NEN 6702 tabel 2.



10.5.3 Palen zonder bodemplaat

Leeghalen tot een diepte volgens gegevens uit een grondmechanisch advies.
Daarna aanvullen met beton.
Trillen van het beton is nodig vanaf de plaats waar de wapening begint.

Voor de betonkwaliteit in palen mag bij de berekening, niet meer worden aangehouden dan B25 (in bestek B35 opnemen) bij storten in het water c.q. B35 bij storten in den droge.

De wapening in de palen moet minimaal 2 maal de verankeringslengte onder de plaats steken waar de wapening rekentechnisch niet meer nodig is. Dus tot daar waar de paal het optredende moment en normaalkracht kan opnemen zonder wapening. Indien de palen niet verticaal worden belast mogen ze gevuld worden met gewoon zand.

10.6 Damwand

Niet geconserveerde stalen damwand zal corroderen.

De corrosiesnelheid per zijde van de damwand bedraagt bij zoet water:

asmosferische zone:	0,012 mm/jaar
getij-/splash zone:	0,012 mm/jaar
onderwater zone:	0,012 mm/jaar
in de grond zone:	0,012 mm/jaar

De corrosiesnelheid aan per zijde van de damwand bedraagt bij zout water:

asmosferische zone:	0,050 mm/jaar
getij-/splash zone:	0,120 mm/jaar
onderwater zone:	0,026 mm/jaar
in de grond zone:	0,014 mm/jaar

Door de wanddikte te vergroten kan conservering eventueel achterwege worden gelaten.

Als besloten wordt om te conserveren, dan voor de conservering het rapport met als hoofdtitel: "Conserveren van stalen onderdelen t.b.v. betonnen kunstwerken", en resp. ondertitel: "Voorschriften voor het conserveren van stalen constructies en onderdelen t.b.v. betonnen kunstwerken c.a." van "Droge Infrastructuur" van de Bouwdienst Rijkswaterstaat van januari 1995 toepassen.

Opmerking:

Uit praktijkervaringen is gebleken dat het toepassen van speciale staallegeringen de corrosiesnelheid niet verlaagt.

10.7 Gewichtsvloeren van onderwaterbeton

Zie hiervoor CUR aanbeveling 77:

Rekenregels voor ongewapende onderwaterbetonvloeren



(blanco)



11 ONDERBOUW

11.1 Algemeen

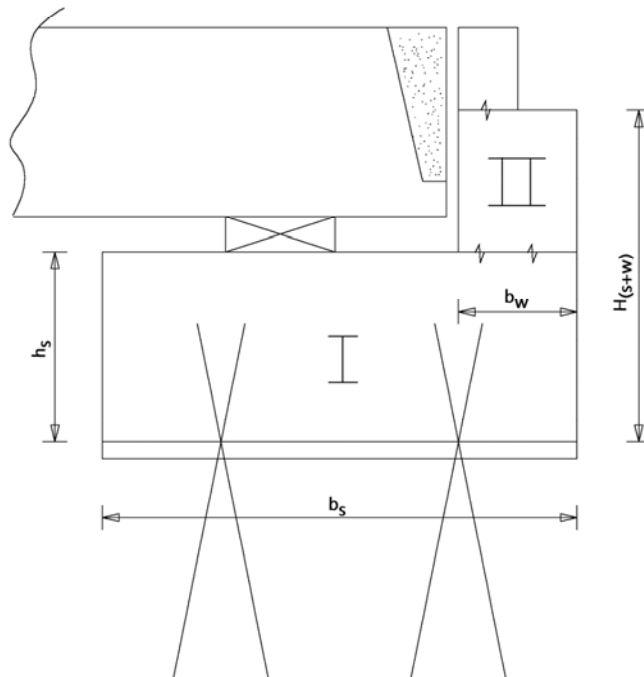
Pijlers en landhoofden, die door opleggingen zijn gescheiden van de bovenbouw dienen te worden beschouwd als geotechnische constructies, zie ook ROBK hoofdstuk 6 art. 2.

Uiterste grenstoestand:

Voor de belastingfactor voor ongunstig werkende permanente belasting, bij de fundamentele combinaties, geldt voor de geotechnische aspecten een andere belastingfactor dan voor de betontechnische aspecten, te weten:

- geotechnische aspecten tabel 2 art. 5.2.1 en laatste regel van art. 6.4.2.1. van NEN 6702. ($\gamma_{f,g} = 1,2$).
- betontechnische aspecten art. 4.1.2.1 van NEN 6723. ($\gamma_{f,g} = 1,5$).

11.2 Eindsteunpunten



ROBK figuur 4 - doorsnede van een landhoofdbalk

Bepaling wapening in lengterichting landhoofdbalk van ROBK figuur 4

Voor zowel de bruikbaarheids grenstoestand als uiterste grenstoestand:

- 1) Doorsnede I: eigen gewicht + voorspanning + bouwbelasting.
- 2) Doorsnede I + II: alle belastingen.



Voor de scheurwijdte-berekening op de gecombineerde doorsnede I + II dient er mee te worden gerekend dat de staalspanningen in doorsnede I, ook aanwezig zijn in de gecombineerde doorsnede I + II: zij worden groter door het toenemen van de belasting op die gecombineerde doorsnede.

11.2.1 Belasting op vleugels van landhoofden

De vleugel wordt horizontaal belast door het eigen gewicht van de grond en bovenbelasting door verkeer. Voor deze belastingen rekenen met de neutrale gronddrukcoëfficiënt, zie VBB 4.2.2 en 4.3.4.2.

Tevens dient rekening gehouden te worden met de belasting volgende uit artikel 14.5 en 14.6 van hoofdstuk 14 uit deze ROBK.

De vleugel wordt verticaal belast door een laststelsel als bijzondere belasting volgens VBB 4.4.1.

Het aantal wielen van het laststelsel dat op de vleugel staat wordt bepaald door de dikte en lengte van de vleugel.

Opmerking:

De krachten uit de vleugel kunnen consequenties hebben voor het landhoofd zelf, qua fundering en afmeting.

11.3 Tussensteunpunten

Nog geen richtlijnen opgesteld.

11.4 Basculekelders

Nog geen richtlijnen opgesteld.



12 DEKCONSTRUCTIES

12.1 Algemeen

Zeer zelden voorkomende dektypen, zoals “een tuibrug”, “een hangbrug”, “een boogbrug” en “een springwerk” worden niet specifiek in deze richtlijnen behandeld.

12.1.2 Dwarsvoorspanning

Eventuele dwarsvoorspanning dient haaks op de langsvoegen te worden aangebracht.

Toelichting:

Gedacht wordt hierbij aan o.a. dekconstructies bestaande uit contactliggers waarbij dwarsvoorspanning wordt toegepast.

12.1.3 Inklemmingsmomenten

Er moet rekening worden gehouden met (toevallige) inklemmingsmomenten door de overgangsconstructies.

Toelichting:

Inklemmingsmomenten kunnen afkomstig zijn van o.a. buigslappe voegen, bitumineuze voegen en opleggingen. De trekspanning bovenin wordt er nadelig door beïnvloed.

12.1.4 Kruisingshoek

Onder de kruisingshoek wordt verstaan de kleinste hoek tussen de as van het kunstwerk en die van een ondersteuning.

12.1.5 Plaat met gelijke langs- en dwarsstijfheid (isotrope plaat)

Bij een kruisingshoek $\varphi \geq 90$ gon, mag voor de berekening, de methode van Guyon-Massonet worden gebruikt.

Indien de kruisingshoek $\varphi < 90$ gon, dan dient de berekening gedaan te worden met een goedgekeurd programma gebaseerd op de eindige elementenmethode.

Opmerking:

O.a. de eindige elementenprogramma's “Platen” van Rijkswaterstaat en “Diana” van TNO voldoen.



12.1.6 Plaat met ongelijke langs- en dwarsstijfheid (ortotrope plaat)

Bij een kruisingshoek $\varphi \geq 90$ gon of $\varphi \geq 110 (\alpha + \nu)$ gon, mag voor de berekening de methode van Guyon-Massonet worden gebruikt, op voorwaarde dat, dat bij α groter dan 0,6 ook de wringende momenten voor de balken in rekening dienen te worden gebracht. Hierin is α de wringstijfheidsfactor in de theorie van Guyon-Massonet en ν de poissonverhouding zoals bedoeld in art. 6.1.7 van de VBC.

Indien de kruisingshoek $\varphi < 90$ gon, dan dient de berekening gedaan te worden met een goedgekeurd programma gebaseerd op de eindige elementenmethode.

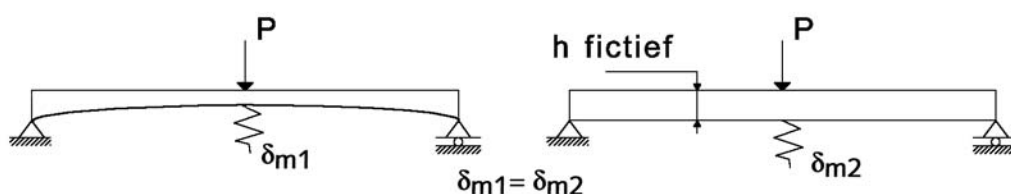
12.1.7 Coëfficiënt van Sattler bij de methode Guyon-Massonet

Het effect van het statisch onbepaald zijn van de constructie moet worden verwerkt door het toepassen van de coëfficiënt van Sattler.

12.1.8 K-factoren berekend met de methode Guyon-Massonet

Voor een steunpuntmoment t.g.v. mobiele belasting bij een ligger doorgaand over een of meerdere tussensteunpunten moet de k-factor worden gebruikt die hoort bij het veld waarin het laststelsel wordt geplaatst om dat steunpuntmoment te bepalen.

De fictieve dekhooft h bij een in hoogte verlopend dek volgt uit de vergelijking: $\delta_{m1} = \delta_{m2}$. Hierin is δ_{m1} de zakking in het midden van het dek met verlopende hoogte ten gevolge van een puntlast P en δ_{m2} is de zakking in het midden van een fictief dek met constante hoogte ten gevolge van dezelfde puntlast P .

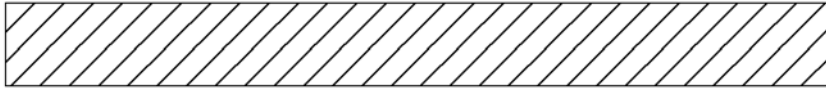


ROBK figuur 5 - bepaling h -fictief uit vergelijk zakkingen



12.2 Langs- en dwarsstijfheden t.b.v. de methode Guyon-Massonet

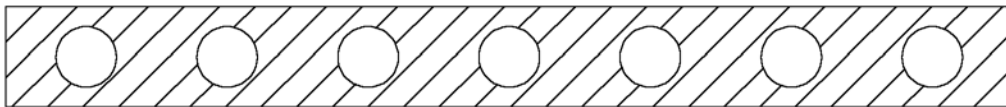
12.2.1 Massieve plaat



ROBK figuur 6 - massieve plaat

Langs- en dwarsstijfheid zijn gelijk.

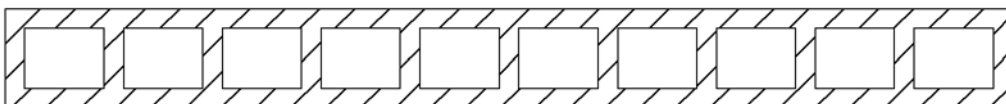
12.2.2 Plaat met ronde sparingen



ROBK figuur 7 - plaat met ronde sparingen

Voor de dwarsstijfheid hetzelfde aanhouden als voor de langsstijfheid.

12.2.3 Plaat met rechthoekige sparingen



ROBK figuur 8 - plaat met rechthoekige sparingen

langsstijfheid per m': $\frac{EI_{\text{dwarsdoorsnede}}}{b}$

Dwarsstijfheid per m': $E(I_o + I_b + A_o \cdot a_o^2 + A_b \cdot a_b^2)$

I_o = Ieigen ondervloer per m'

I_b = Ieigen bovenvloer per m'

A_o = Oppervlak ondervloer per m'

A_b = Oppervlak bovenvloer per m'

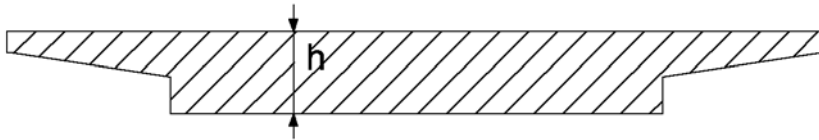
a_o = afstand zwaartepunt ondervloer tot zwaartepunt van totale doorsnede.

a_b = afstand zwaartepunt bovenvloer tot zwaartepunt van totale doorsnede.

b = totale breedte dwarsdoorsnede



12.2.4 Plaat met overstekken

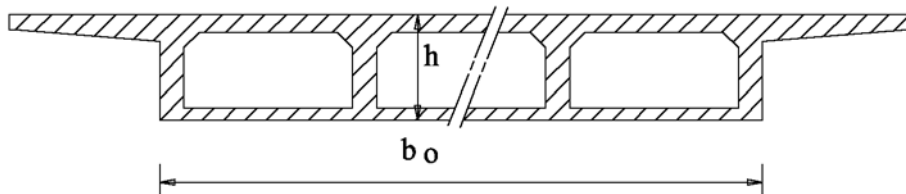


ROBK figuur 9 - plaat met overstekken

$I_{\text{dwarsdoorsnede}}$ bepalen met een meewerkende breedte volgens VBB 1995 art. 8.1; vervolgens beschouwen als een massieve plaat met $b_{\text{fictief}} * h$.

$$b_{\text{fictief}} = \frac{I_{\text{dwarsdoorsnede}}}{\frac{1}{12} h^3}$$

12.2.5 Enkel- en meercellige kokerligger



ROBK figuur 10 - enkel- en meercellige kokerligger

Dwarsdoorsnede bepalen met een meewerkende breedte volgens VBB 1995 art. 8.1. Hierbij I_o t/m a_b per m' voor de situatie in het midden van de koker. Vervolgens beschouwen als koker zonder overstekken met breedte b_{fictief} .

langsstijfheid per m':
$$\frac{EI_{\text{dwarsdoorsnede}}}{b_{\text{fictief}}}$$

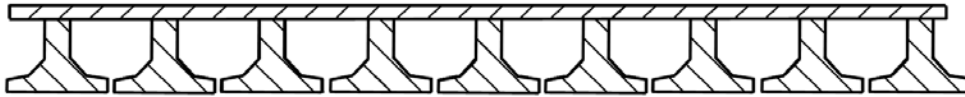
Dwarsstijfheid per m':
$$E * (I_o + I_b + A_o * a_o^2 + A_b * a_b^2) .$$

Opmerking:

Bij kokerliggers welke uitsluitend zijn gekoppeld in de bovenvloer mag Guyon-Massonet niet worden toegepast.



12.2.6 Balkviaduct met druklaag



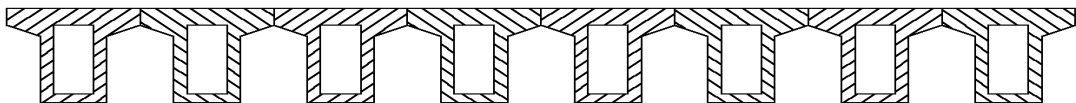
ROBK figuur 11 - balkviaduct met druklaag

langsstijfheid per m': $\frac{EI_{\text{dwarsdoorsnede}}}{b}$

b = totale breedte dwarsdoorsnede

dwarsstijfheid per m' = EI_{druklaag} per m'

12.2.7 Kokerprofielbalken en T-liggers



ROBK figuur 12 - kokerbalkprofielbalken en T-liggers

$I_{\text{dwarsdoorsnede}}$ bepalen met een meewerkende breedte volgens VBB 1995 art. 8.1

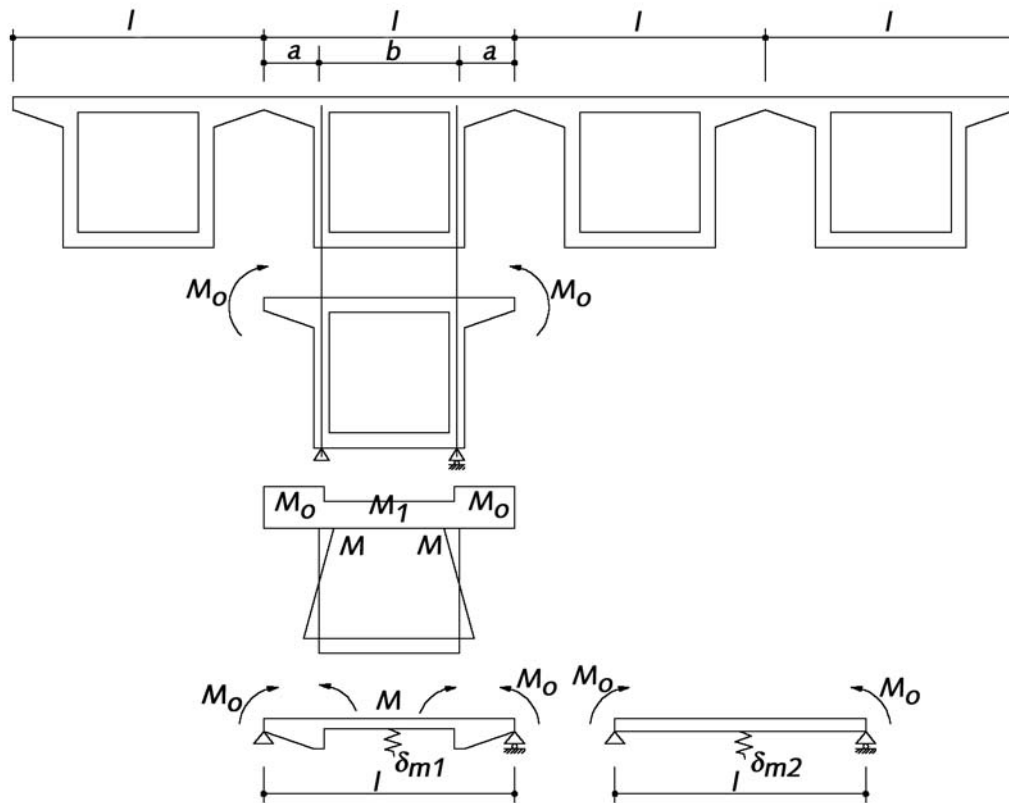
langsstijfheid per m': $\frac{EI_{\text{dwarsdoorsnede}}}{b}$

b = totale breedte dwarsdoorsnede.

De fictieve hoogte voor de berekening van de dwarsstijfheid per m' volgt uit de gelijkstelling: $\delta_{m1} = \delta_{m2}$, onder een willekeurig moment M_0 , zie ROBK figuur 13.

N.B.:

Er zijn tenminste vier kokerprofielbalken of T-liggers naast elkaar nodig om Guyon-Massonet te mogen toepassen.



ROBK figuur 13 - bepaling fictieve hoogte voor berekening dwarsstijfheid per m'

12.3 Wringstijfheidsvermindering van balken in balkroosterbruggen

In de uiterste grenstoestand mag bij de bepaling van de krachtsgrootheden worden gerekend met een gereduceerde wringstijfheid t.o.v de ongescheurde doorsnede van 40 % voor de balken. Voor de bruikbaarheidsgrenstoestand mag deze reductie op de wringstijfheid niet worden toegepast.

Toelichting:

Indien in uiterste grenstoestand scheuren optreden neemt de wringstijfheid aanzienlijk meer af dan de buigstijfheid.

Bij balkroosterbruggen zonder dwarsvoorspanning mag met de gescheurde buigstijfheid voor de dwarsrichting worden gerekend, voor zowel de bruikbaarheidsgrenstoestand als uiterste grenstoestand.

Toelichting:

Ook in gebruikstoestand zal een gewapende doorsnede gescheurd zijn. Door deze aanname worden de langsmomenten groter en de dwarsmomenten kleiner.



12.4 Invloed plaatselijke belasting bij geschematiseerde platen

Het dwarsmoment berekend met Guyon-Massonet of elementenmethode, moet worden vermeerderd met een eventueel dwarsmoment door de lokale invloed van de puntlast(en). Bij deze sommatie mag de lokale invloed met 25 % worden gereduceerd.

Toelichting:

Bij schematisering van balkroosters tot orthotrope platen moet bij de bepaling van de krachtsgrootheden rekening worden gehouden met de lokale invloed van de overbruggingsfunctie tussen de liggers. De reductie is toegestaan omdat in de via Guyon- Massonet of elementenmethode voor platen berekende momenten, al een deel van de overbruggingsfunctie is verwerkt.

12.5 Dektypen

De dikte van de plaat kan in dwarsrichting lineair en in langsrichting lineair of parabolisch verlopen.

12.5.1 Massieve plaat

Opmerkingen:

Een massieve plaat kan om esthetische redenen afgeschuind worden; in zijn algemeenheid leidt dit tot een duurdere constructie dan een constructie met een rechthoekige doorsnede. Overspanningen groter dan ca. 15 m zijn in voorgespannen beton het meest economisch. Bij twee overspanningen is in het algemeen de “paraplu” oplossing het meest economisch.

12.5.2 Plaat met ronde sparingen

De minimale ruimte tussen de sparingen dient 200 mm te zijn en moet tevens afhankelijk worden gesteld van het aantal voorspankabels dat per lijf voorkomt. In het geval dat onmiddellijk boven de ronde sparingen geen wapening toegepast wordt, dient de dekking op de buis minimaal 200 mm te bedragen en mag deze tevens niet kleiner zijn dan 1/5 maal de buisdiameter. De dekking op de buis aan de onderzijde dient minimaal 150 mm te bedragen.

Bij een dek met ronde sparingen is geen langswapening nodig tussen de sparringsbuizen; volstaan kan worden met een te dimensioneren beugelwapening. Hierbij aanhouden $\omega_{\min} = f_b / (10 \text{ N/mm}^2) \%$, waarbij ω_{\min} betrokken moet worden op de minimale breedte tussen de buizen.

Bij het uitwaaiëren van de voorspankabels bestaat de mogelijkheid dat gekromde elementen vlak langs de sparingen komen te liggen en dan kunnen grote ponsspanningen zich ontwikkelen. Gecontroleerd dient te worden of aanvullende wapening benodigd is.



Opmerkingen:

Het gebruik van grote sparingbuizen brengt risico's met zich mee t.a.v. vormvastheid (niet lek raken) en bevestiging (tegen niet opdrijven). Het ontwerpen met ronde sparingen is constructief beter dan met rechthoekige sparingen.

Bij in het verleden uitgevoerde kostprijsvergelijkingen bleek dat de prijs van een bovenbouw met ronde of rechthoekige sparingen elkaar niet veel ontlopen. Dekken zonder of met sparingen ontlopen elkaar eveneens niet veel. Een eventueel voordeel bij een dek met sparingen is veelal gelegen in de goedkopere onderbouw.

Ook kan de toepassing van sparingen in een of meer velden interessant zijn wanneer sprake is van een wanverhouding in de overspanningen.

De voorgestelde minimale betondikte op de ronde sparing is om boogwerking te bewerkstelligen en het belastinggeval "pons" (nagenoeg) te omzeilen.

Indien "pons" wel aan de orde is, is een wapening in het betongedeelte boven de buizen benodigd.

Spatkrachten zullen minder aan de orde zijn indien de kabels eerst verticaal en daarna pas horizontaal verlopen.

12.5.3 Plaat met rechthoekige sparingen

De minimale ruimte tussen de sparingen dient 200 mm te zijn en moet tevens afhankelijk worden gesteld van het aantal voorspankabels dat per lijf voorkomt. Tussen de sparingen dient de wapening te worden bepaald als ware het een meercellige kokerligger.

Bij het uitwaaiëren van de voorspankabels bestaat de mogelijkheid dat gekromde elementen vlak langs de sparingen komen te liggen en dan kunnen grote ponsspanningen zich ontwikkelen. Gecontroleerd dient te worden of aanvullende wapening benodigd is.

Er dient rekening te worden gehouden met het gewicht van de verloren bekisting, alsmede met het gewicht van de polystyreenblokken.

Indien geen nadere informatie beschikbaar is, kan voor de volumieke massa van de bekisting 800 kg/m^3 (max. dikte 16 mm) en voor het polystyreen 30 kg/m^3 worden aangehouden.

Beugelwapening tussen de sparingen:

hiervoor aanhouden $\omega_{\min} = f_b / (10 \text{ N/mm}^2) \%$, waarbij ω_{\min} betrokken moet worden op de breedte tussen de buizen.

Opmerkingen:

Het ontwerpen met ronde sparingen is constructief gezien beter dan met rechthoekige sparingen.

Bij het toepassen van polystyreen blokken dient de vloer voorgestort te worden, hetgeen nadelig is i.v.m. de stortnaad.

Zie verder de opmerkingen onder 12.5.2.



12.5.4 Plaat met overstekken

(zie *ROBK* figuur 9)

De dikte van de plaat verandert sprongsgewijs in dwarsrichting. De overstekmomenten bij voorkeur opnemen met betonstaalwapening. De maximale spreiding van het laststelsel t.p.v. het overstek is te bepalen aan de hand van grafieken van Homberg- Ropers: “Fahrbahnplatte mit veränderlicher Dicke”.

Opmerking:

Bij het bepalen van de spreiding rekening houden met voegen e.d.

12.5.5 Enkel- en meercellige kokerliggers

De dwarswapening wordt o.a. bepaald door het buigende en wringende moment. In de beschouwde snede ook rekening houden met de schuifkracht t.g.v. het langsmoment. Vooral in de nabijheid van steunpunten neemt de hoeveelheid dwarswapening dientengevolge toe. Een voorgestorte ondervloer betekent dat er geen bijdrage van het beton is t.p.v. de stortnaad. Dit kan worden vermeden als de stortnaad door stralen wordt opgeruwd en er voldoende verbindingswapening door de stortnaad wordt aangebracht.

12.5.6 Balken zonder druklaag

Indien het opbuigingsverschil na het leggen meer is dan 5 mm dient dit te worden genivelleerd.



(blanco)



13 ONDERDOORGANGEN

13.1 Algemeen

13.2 Tunnels

Indien dilatatievoegen worden toegepast, dient de h.o.h. afstand 15 tot 20 meter te zijn. Bij voorgestorte vloeren van tunnels mag deze afstand worden verdubbeld.

13.2.1 Prefab betonconstructies met rechthoekige doorsnede

Nog geen richtlijnen opgesteld.

13.2.2 Ter plaatse gestort

Nog geen richtlijnen opgesteld.

13.3 Portaalconstructies

Nog geen richtlijnen opgesteld.

13.4 Onderdoorgangen, buis- of boogvormig

Nog geen richtlijnen opgesteld.

13.4.1 Buizen

Nog geen richtlijnen opgesteld.

13.4.2 Bogen

Nog geen richtlijnen opgesteld.



(blanco)



14 AFWERKINGEN en WEGMEUBILAIR

14.1 Bouwbelasting

Als bouwbelasting nemen:

$$\left(2 - \frac{A}{400}\right) * 0,1 \text{ kN} \geq 0,5 \text{ kN} / \text{m}^2, \text{ geen grotere waarde aanhouden dan } 1,0 \text{ kN/m}^2.$$

Waarbij A het belaste gedeelte van het dek in m^2 voorstelt, waarbij de plaats van dit belaste gedeelte zo ongunstig mogelijk moet worden genomen.

Toelichting:

Bouwbelasting is vooral van belang bij uitbouwkraagarmen door mogelijk ontstane onbalans.

Bouwbelasting kan ook van belang zijn bij de bepaling van de aanvangstrekspanning in de voorgetrokken drukzone.

14.2 Asfaltbetonconstructie

14.2.1 Dicht asfaltbeton en zeer open asfaltbeton

De minimale dikte voor dicht asfaltbeton is 50 mm. Met het oog op onvlakheden en zeegafwijkingen, rekenen op een extra uitvulling van:

$$a = 20 + \frac{(l - 30)}{4} \geq 20, \text{ geen grotere waarde aanhouden dan } 50.$$

Hierin is:

l = lengte van de hoofdo overspanning in meters.

a = de gemiddelde extra dikte asfaltbeton door uitvulling in mm.

Voor zeer open asfaltbeton een minimale dikte van 50 mm aanhouden. Totale dikte van het asfaltbeton pakket: $(50 + a + 50) \text{ mm}$.

Opmerking:

Dit betekent dat als de ideale lijn niet gehaald kan worden met gemiddeld a mm uitvulling, de belijning aangepast dient te worden, zodat de uitvulling gemiddeld maximaal a mm kan blijven.

De uitvullingen gelden ook voor de schampkant; deze wordt door de uitvullingen ook a mm dikker.

Toelichting:

Er is aandacht nodig voor de dikte van het op kunstwerken werkelijk aan te brengen of aangebrachte asfaltpakket.

In het rapport "zeer open asfaltbeton op cementbetonnen kunstwerken" van september '97 staat onder 2.2 het nodige over in het werk toe te passen asfaltdikten.

Allereerst moet al het mogelijke gedaan worden om de gewenste hoogtematen van bovenkant beton in het werk ook inderdaad te realiseren.



Maar na het gereed komen van de ruwbouw van het rijdek is die ruwbouw een gegeven, en dient een nieuw lengteprofiel te worden bepaald, waarbij naast de gevolgen voor een goede regenwaterafvoer er rekening gehouden moet worden met:

- gevolgen voor de draagkracht van het kunstwerk;
- esthetica (een mooie belijning);
- kans op spoorvorming in het asfaltpakket.

Overleg met de ontwerper is noodzakelijk om te verifiëren of de voorgestelde asfaltdikten t.a.v. de draagkracht acceptabel zijn.

Het zij nog eens gezegd, één centimeter extra asfaltdikte staat al voor 6% van de gelijkmatig verdeelde verkeersbelasting voor klasse 60 van de VOSB.

Vooraf in situaties waarin de regionale Directie het asfalt op de kunstwerken aanbrengt, is het zaak ook die regio van het belang te doordringen.

Opmerking:

Een kleine aanpassing t.o.v. het oorspronkelijke beoogde lengte- en dwarsprofiel is meestal te verkiezen boven een dikker asfaltpakket. Het geeft weliswaar een iets minder esthetisch resultaat, maar voor de berijdbaarheid is het zelden een probleem. Verder wordt hiermee de kans op toekomstige spoorvorming verkleind.

14.3 Schampkanten

Zie doc. nummer SD-004 versie 2 van handboek “Standaarddetails” van de Bouwdienst Rijkswaterstaat.

14.4 Geluidsschermen op kunstwerken

14.4.1 Algemeen

Zie doc. nummer SD-011 versie 1 van handboek “Standaarddetails” van de Bouwdienst Rijkswaterstaat.

Berekening volgens GCW 2001.

Bovendien de constructie toetsen op vermoeiing door wind; zie hiervoor toegevoegd art. 8.6.7 van deze ROBK op artikel 8.6 van de NEN 6702.

Het aantal lastwisselingen is gebaseerd op een referentielevensduur van 50 jaar. Bij een andere referentie levensduur het aantal lastwisselingen (n) evenredig vergroten of verkleinen. De ankers behoeven niet op vermoeiing te worden gecontroleerd mits wordt voldaan paragraaf 8.4 van de GCW.

14.4.2 Aarding

Geluidwerende constructies behoeven niet geaard te worden.



14.4.3 Veiligheidsklasse

Voor geluidsschermen op kunstwerken geldt veiligheidsklasse 3 en een referentieperiode van 50 jaar.

14.5 Barriers

Toepassen de zogenaamde “Stepbarrier”; zie publicatie februari 1995: “Stepbarrier, een stap nader!”, uitgegeven door het Ministerie van V&W, Bouwdienst RWS.

14.5.1 Belasting op de onderliggende constructie

door een aan de constructie bevestigde barrier (starre barrier)

Als belasting aanhouden:

Een horizontale kracht van 300 kN/m over een lengte van 3 m, aangrijpend op 0,06 m boven het wegdek. De bevestigingsconstructie van de barrier aan de ondergrond, dimensioneren met deze belasting als uiterste grenstoestand belasting. Voor de ondergrond moet bovenstaande belasting worden opgevat als een representatieve belasting. Voor de uiterste grenstoestand van de ondergrond moet daarbij de belasting worden vermenigvuldigd met de belastingsfactor van veranderlijke belasting. Een controle op de bruikbaarheidsgrenstoestand is niet nodig.

Opmerkingen:

Uitgegaan is van het type halve stepbarrier met stijlen h.o.h. 1,33 m. en waarvan de lasverbinding van voetplaat met stijl rondom is gelast (lastype R).

De aanrijdbelasting is vastgesteld aan de hand van simulatieonderzoek verricht door de Stichting Wetenschappelijk Onderzoek Verkeersveiligheid (SWOV).

Het aangrijpingspunt van de maximale horizontale aanrijdkracht ligt bij een stepbarrier, door zijn specifieke vorm, ter hoogte van de voetplaat en daardoor is het moment navenant klein.

Bovengenoemde representatieve belasting op de ondergrond is gelijk aan de bezwijkbelasting van de stijlconstructie.

14.6 Stalen onderdelen

14.6.1 Geleiderailconstructies

Zie doc. nummer SD-008 versie 1 van handboek “Standaarddetails” van de Bouwdienst Rijkswaterstaat.

14.6.1.1 Belasting uit de geleiderails op de onderliggende constructie

De horizontale belasting die vanuit de stijlen van de geleiderail op de onderliggende constructie kan worden uitgeoefend is afhankelijk van het breuklas-type in de verbinding tussen stijl en voetplaat.



Er zijn drie breuklasttypes: DL, LV en R voor resp. flexibele, middelstijve en stijve geleiderail.

Als bezwijkbelasting van de stijl op de ondergrond rekenen op 8 kN voor de flexibele geleiderail, 18 kN voor de middelstijve en 40 kN voor de stijve geleiderail. Bovenstaande krachten grijpen aan op 600 mm boven de voetplaat van de stijl. Deze krachten van de ondergrond opvatten als representatieve belasting.

Indien de stijl rechtstreeks is verankerd in beton rekenen op een representatieve horizontale kracht van 22 kN met een bijbehorende moment van 14 kNm.

Voor het aantal opeenvolgende stijlen die op boven genoemde wijze tegelijk worden belast uitgaan van het aantal dat in 20 meter geleiderail voor komt.

Opmerkingen:

Bij een flexibele geleiderail staan de stijlen h.o.h 4.0 meter, bij de andere typen h.o.h 1,33 meter.

Voor de onderscheiding van de drie typen geleiderail zie NEN 5191:1995 "Geleiderail, plaatsingsregels" en voor de specificatie van deze typen figuur 34 op blz. 40 van NEN 5190:1995 "Geleiderail, bouwstofeisen".

14.7 Lichtmasten

Zie doc. nummer SD-010 versie 0 van handboek "Standaarddetails" van de Bouwdienst Rijkswaterstaat.

Verankering van ingestorte lichtmastankers, zie rapport "Eisen lichtmasten 1993":

- de sterkte van de ingestorte lichtmastankers baseren op de breukkracht van de lichtmast maal 1,5.
- de verankeringslengte van de ingestorte lichtmastankers baseren op de breukkracht van de lichtmast maal 1,5.
- het aspect vermoeiing van ingestorte lichtmastankers speelt geen rol voor de laslengte indien aan de bovenstaande voorwaarden is voldaan.

Toelichting:

Door de ankers sterker te maken dan de lichtmast zelf zal bij breuk van de lichtmast geen schade ontstaan aan de betonconstructie,

Opmerking:

De constructeur die de lichtmast berekent moet ook de diameter van het anker bepalen.

Opmerking:

Voor ingelijmde ankers zie ROBK art 16.13.

14.8 Portalen op kunstwerken

Nog geen richtlijnen opgesteld.



14.9 Stootplaten

Zie doc. nummer SD-002 versie 0 van handboek “Standaarddetails” van de Bouwdienst Rijkswaterstaat.

14.10 Voegovergangen

14.10.1 Algemeen

Zie “Rapport Waterdichte rijbaanovergangen voor Bruggen en viaducten” van de Bouwdienst Rijkswaterstaat.

De voorinstelling van de voegovergang behorende bij een temperatuur bij plaatsing van 10° C dient op tekening te worden aangegeven. Bovendien dient per ° C temperatuurverschil, de correctie hierop te worden aangegeven.

Voor enkelvoudige voegprofielen het vlindertypeprofiel toepassen.
Dit vlindertypeprofiel wordt in een klauwprofiel ingeklemd.

Opmerking:

In de praktijk blijkt dat voor het toepassingsgebied van, het vlindertypeprofiel het minst problemen geeft v.w.b. onderhoud en veilige gebruiksduur. (dus geen kokervormige doorsnede), Aanbevolen wordt daarom in voorkomende gevallen geen andere constructie meer toe toepassen als die hierboven omschreven.

Dus geen voegovergangconstructie meer toepassen die bestaat uit een rubber kokerprofiel wat is ingelijmd in kunststofdorpels. Dit vanwege de onveilige verkeersituaties die zich kunnen voordoen bij het kapot gaan van die kunststofdorpels en daarmee het loslaten van het rubber kokerprofiel. De kosten van het noodzakelijke onderhoud hierbij zijn in verhouding tot de overige onderhoudskosten van het kunstwerk zeer hoog.

14.10.2 Kruisingshoeken anders dan 100 gon

- Onder de kruisingshoek ϕ wordt verstaan de kleinste hoek tussen de as van het kunstwerk en die van de ondersteuning.
- Rekening houden met het effect dat de kruisingshoek heeft op de werking van de voegovergang.

Toelichting:

Een voegconstructie is niet, c.q. gedraagt zich niet, in alle richtingen even stijf. De stijfheid in de richting evenwijdig aan de voeg is veelal aanzienlijk groter dan de stijfheid in de richting loodrecht op de voeg. In principe wil een voeg daardoor bewegen loodrecht op de richting van de voeg. Bij scheve kruisingen zal daardoor het brugdek horizontaal willen verdraaien. Indien het verdraaien niet wenselijk is kan dat slechts worden voorkomen door het aanbrengen van nokken tussen brugdek en onderbouw, of door voorzieningen aan de opleggingen.



- Rekening houden met het effect van de wisselwerking tussen het voegovergangssysteem en het opleggingsysteem.

Toelichting:

Er is kracht nodig om een voegovergangsconstructie te laten werken.

De reactiekracht in de richting van de brugas wordt geleverd door het relatief oneindig stijve brugdek, de reactiekracht in de richting loodrecht op de brugas moet worden geleverd door de opleggingen. Een voegconstructie is niet, c.q. gedraagt zich niet, in alle richtingen even stijf. De stijfheid in de richting evenwijdig aan de voeg is veelal aanzienlijk groter dan de stijfheid in de richting loodrecht op de voeg. In principe wil een voeg daardoor bewegen loodrecht op de richting van de voeg. Het brugdek zal daardoor horizontaal willen verdraaien. De verdraaiing wordt geheel of gedeeltelijk verhinderd door het opleggsysteem. Hierdoor ontstaan dwangkrachten. Voor het gezamenlijke systeem van opleggingen en voegovergangsconstructies zijn die in evenwicht. Voor zowel opleggsysteem als voegconstructie zijn het echter uitwendige belastingen. De grootte van de dwangkrachten is afhankelijk van het statisch systeem van de brug (aantal steunpunten tussen de voegovergangen) en het opleggsysteem (al of niet verhindering van bewegingen loodrecht op de as van het brugdek). Indien het verdraaien niet wenselijk is kan dat slechts worden voorkomen door het aanbrengen van nokken tussen brugdek en onderbouw, of door voorzieningen aan de opleggingen. Als de verdraaiing geheel wordt verhinderd worden de dwangkrachten maximaal. De kracht nodig om een voegconstructie met rubberprofielen tot in zijn uiterste gebruiksstand in te drukken is afhankelijk van het type.

- Voor de dimensionering van de voeg mag het effect van de kruisingshoek op de voegbeweging worden benaderd door de theoretische verlenging of verkorting in de richting van de as van de brug te vermenigvuldigen met factor $1/\sin \phi$.

Toelichting:

Een voegconstructie is bedoeld om te bewegen loodrecht op de voeg. Door bij de scheve kruising de langsverplaatsingen van het brugdek door $\sin \phi$ te delen wordt na ontbinding van die berekende waarde in de richting loodrecht op de voeg een waarde gevonden die overeenkomt met de oorspronkelijke langsverplaatsing van het brugdek.

Toelichting:

Het bovenstaande is een afwijking op het rapport waterdichte voegovergangen voor bruggen en viaducten blz.18.

- Er bij de keuze van het voegtype op letten dat niet elk voegtype gelijk geschikt is voor toepassingen bij scheve kruisingen.

Opmerking:

Er is dus een begrenzing van het toepassingsgebied bij scheve kruisingen.

- Als de kruisingshoek kleiner is dan de bij het voegtype behorende waarde ervan, mag die voeg alleen worden toegepast als verdraaiing van het brugdek niet wordt verhinderd.

Opmerking:

Er is dus een begrenzing van het toepassingsgebied bij scheve kruisingen.

- Bij toepassing van voegen met traversenbalken moeten de balken worden gelegd in de richting van de toegelaten verplaatsing van de voeg.
- Alle bovengenoemde consequenties moeten door de constructeur in het "bestek" voor de levering van de voegovergangen worden verwerkt.



14.10.3 Bitumineuze voegovergangen

Rekening houden met het verschil in stijfheid van deze constructie voor korte en lange duurbelasting, zie ook publicatie van januari 1994 “Bitumineuze Voegovergangen, Richtlijnen voor ontwerp en uitvoering”, uitgegeven door het Ministerie van V & W, Bouwdienst RWS.

Toelichting:

Bitumineuze voegovergangen gedragen zich stijf voor de korte duur belastingen zoals remkracht, wind en dagelijkse temperatuurwisselingen. Voor die belastinggevallen werkt de voeg in feite als voegloze overgang.

Bitumineuze voegovergangen gedragen zich slap voor de lange duur belastingen zoals krimp, kruip en seizoenwisselingen van temperatuur. Voor die belastinggevallen werkt de voeg in feite als voeg met rubberprofiel.

14.10.4 Buigslappe voegen

Zie doc, nummer SD-005-01 versie 2 van handboek “Standaarddetails van de Bouwdienst Rijkswaterstaat.

Een berekening van de buigslappe voeg is niet meer nodig indien de toepassing valt binnen het gebruiksgebied van het standaarddetail.

Indien het gebruiksgebied valt buiten de toepassing van het standaarddetail moet een berekening worden gemaakt, waarbij gebruik kan worden gemaakt van een standaard berekening in bezit van de Bouwdienst Rijkswaterstaat.

Er dient rekening te worden gehouden met de effecten van het inklemmingsmoment met de bijbehorende normaalkracht vanuit de buigslappe voeg op de hoofddraagconstructie.

In de BGT binnen het toepassingsgebied van het standaarddetail rekening houden met een toevallig inklemmingsmoment van 37 kNm/m en met een normaalkracht welke afhankelijk is van de horizontale weerstand tegen de opgelegde verplaatsing van de opleggingen onder de dekconstructie.

14.11 Opleggingen

14.11.1 Algemeen

- Zie hiervoor hoofdstuk 6 en 9 van de VBB 1995 en rapport BRUG-OPLEGGINGEN (uitgave februari 1984).
- De opleggingen dienen in de lengte-as van de bruelelementen horizontaal gesteld te zijn. Als in dwarsrichting de opleggingen niet horizontaal worden gesteld, dan dient het zijdelings verplaatsen van het rijdek, door nokken te worden voorkomen. Deze nokken moeten, op het raakvlak met de zijkant van het rijdek, voorzien zijn van oplegmateriaal.



- Bij de dimensionering van opleggingen rekening houden met dekverkorting door verhardingkrimp: zie hiervoor aanvulling van deze ROBK op VBC art. 6.1.6.
- Bij de dimensionering van opleggingen rekening houden met dekverkorting door hydratatiewarmteverlies; hiertoe rekenen met een temperatuurdaling ter grootte van 10°C .

Toelichting:

De temperatuurverhoging door hydratatie die de pas gestorte beton ondergaat voordat een minimum druksterkte wordt bereikt, leidt niet tot dekverlenging. In later stadium zal door het verder afkoelen vanaf deze bereikte temperatuur tot de uitgangstemperatuur een blijvende dekverkorting optreden.

Viltopleggingen

Viltopleggingen worden geacht te zijn alzijdig beweegbare opleggingen met een hoge wrijvingscoëfficiënt. (zie VBB art. 9.7.5)

Slechts daar toepassen waar van de oplegging geen horizontale verplaatsing wordt gevraagd, bijv. onder balken opgelegd op een landhoofdbalk en daarna vastgestort aan het landhoofd.

Toelichting:

Viltopleggingen hebben weinig elastisch vervormingsvermogen.

14.11.2 Kruisingshoeken anders dan 100 gon.

- Onder de kruisingshoek ϕ wordt verstaan de kleinste hoek tussen de as van het kunstwerk en die van de ondersteuning.
- Rekening houden met het effect van de wisselwerking tussen het voegovergangssysteem en het opleggingensysteem.

Toelichting:

Zie toelichting bij 14.10.2

- De consequenties moeten door de constructeur in het “bestek” voor de levering van de opleggingen worden verwerkt.

Opmerking:

Denk aan controles van opleggingen van liggerdekken met scheve kruising.

14.12 Portalen

Zie doc. nummer SD-017 versie 0 van handboek “Standaarddetails” van de Bouwdienst Rijkswaterstaat.



14.13 Waterafvoer

Zie hiervoor: “regenwaterafvoer deel I, neerslaghoeveelheden”, maart 1988 en “regenwaterafvoer deel II, afvoergoten en putten”, mei 1990 van Rijkswaterstaat directie Bruggen.

14.14 Sparingen voor kabels en leidingen

Zie doc. nummer SD-003 versie 1 en SD-003 versie 2 van handboek “Standaarddetails” van de Bouwdienst Rijkswaterstaat.



(blanco)



15 HERBEREKENING VAN BESTAANDE KUNSTWERKEN

15.1 Algemeen

Een kunstwerk komt voor herberekening in aanmerking indien sprake is van:

- a) verhoging verkeersbelasting;
- b) verbreding kunstwerk;
- c) gebreken aan het kunstwerk die de draagkracht beïnvloeden;
- d) overlaging met ZOAB;
- e) wijziging type opleggingen en/of voegovergangen.

Men dient zich hierbij te realiseren dat:

- de ontwerprichtlijnen regelmatig zijn gewijzigd en dat een controleberekening in principe moet worden uitgevoerd volgens de richtlijnen die geldig waren op het moment dat het kunstwerk werd ontworpen. Dan worden namelijk alle aspecten in de juiste verhouding tot elkaar beoordeeld: bijv. de GBV '62 ging uit van de gemiddelde materiaalsterkte en toelaatbare spanningen; de VB1974/1984 ging uit van karakteristieke sterkte en controle van de buigsterkte, enz., enz.. Een berekening volgens de nu geldende voorschriften is toegestaan, mits de werkelijk aanwezige materiaaleigenschappen worden vastgesteld c.q. op de juiste wijze worden vertaald. Door gewijzigde voorschriften kunnen er dan echter op onderdelen in de berekening verzwarende omstandigheden ontstaan. Als voorbeeld hiervan wordt genoemd het afschuifdraagvermogen en de toelaatbare scheurwijdte.
- vanaf jan. 1988 is bij RWS Dir. Bruggen de ROBK versie I van kracht geworden en in dec. 1989 zijn opvolger versie II. In beide versies is een zwaardere verkeersbelasting gedefinieerd onder de naam "klasse 60", dan volgens de definitie van de VOSB '63:
Q-mobiel over de volle rijdekbreedte en het laststelsel dicht bij de rand, alsmede een gewijzigde stoot- en belastingcoëfficiënt.
Deze verzwaarde verkeersbelasting gold al vanaf 1976 of nog eerder voor liggerviaducten, die werden gerealiseerd door Dir. Bruggen. Andere RWS- diensten en lagere overheden gebruikten echter deze verzwaarde belasting niet. Vanaf 1995 is deze verzwaarde verkeersbelasting verwerkt in NEN 6723.

15.2 Verkeersklasse verlaging

- Een verkeersklasseverlaging altijd aan de wegbeheerder melden.
- Een verkeersbelastingsklasseverlaging kan ontstaan als de wegbeheerder tot overlaging/wijziging van het asfaltsysteem overgaat.



De wegbeheerder er op wijzen dat hij die klasseverlaging ook in het TISBO-systeem moeten invoeren.

- De Rijksdienst voor het Wegverkeer geeft op verzoek aan transporteurs, voor bijzondere transporten tot 100 ton, voor klasse 60 kunstwerken, een doorlopende ontheffing van het wettelijk maximale treingewicht van 50 ton.
De wegbeheerder er op wijzen dat hij een verlaging van de verkeersklasse, in verband met die ontheffingen, ook aan de Rijksdienst voor het Wegverkeer moet melden.
- Indien bij opnieuw asfalteren de aanwezige asfaltdikte moet worden overschreden, de extra dikte opvatten als zijnde een overlaging.
- De verkeersklasse-verlaging van viaducten tot een klasse lager dan 60 moet worden aangegeven door een aslastbeperking.

Opmerking:

Dit houdt in dat bij kunstwerken van klasse 45 of 30 een aslastbeperking hoort.

Toelichting:

Bijlage A bij de VBB 1995 geeft in A.2.4. aan, dat klasse 45 bedoeld is voor "Hoofdverkeerswegen, waarbij de mogelijkheid bestaat een zeer zware wagen, die slechts bij uitzondering voorkomt, om te leiden". Deze tekst is letterlijk overgenomen uit de VOSB uit 1963. Het huidige vrachtverkeer is echter zodanig, dat de "zeer zware wagen" die in 1963 werd geacht "slechts bij uitzondering voor te komen" thans onderdeel vormt van het normale verkeer. In de praktijk komt het er op neer dat klasse 45 bruggen in feite niet (meer) geschikt zijn voor alle verkeer. Verlaging van die op zich al te lage klasse, moet als geen belastingsrestricties worden ingesteld, worden voorkomen.

Dezelfde bijlage bij de VBB 1995 geeft aan dat klasse 30 is bedoeld voor "bruggen niet bestemd voor zeer zware voertuigen". Gezien het voorgaande betekent dat, dat voor die bruggen het voorgaande in nog sterkere mate van toepassing is.

15.3 Verhoging verkeersbelasting

15.3.1 Handelwijze indien oude berekening wel aanwezig is

De in de oude berekening bepaalde momenten in de bruikbaarheids grenstoestand door de toen geldende verkeersbelasting (VOSB '63 of ROBK versie I of II) vergelijken met de optredende momenten volgens de nu geldende verkeersbelasting. Hieruit volgt de toelaatbare verkeersklasse.

15.3.2 Handelwijze indien oude berekening niet meer aanwezig is

Zelfde handelwijze als beschreven onder 15.2.1.

Nu op basis van de aanwezige wapening en/of voorspanning de opneembare momenten bepalen alsmede de momenten die beschikbaar zijn voor het opnemen van de verkeersbelasting, enz. Hierbij m.b.t. de materiaaleigenschappen en de veiligheidsfactor in principe uitgaan van het 'toen' geldende voorschrift.



15.4 Verbreding kunstwerk

De verbreding van een kunstwerk moet, met de thans geldende normen worden uitgerekend. Het bestaande deel mag worden uitgerekend volgens de toen geldende richtlijnen en normen maar echter wel met de nu geldende belastingen; zie ook 15.1.

15.5 Overlaging met ZOAB

15.5.1 Definitie overlaging

Het op het bestaande (asfalt)systeem aanbrengen van een extra laag (bijvoorbeeld ZOAB).

15.5.2 Basisopbouw asfaltsystemen

In nieuwbouwsituaties wordt uitgegaan van een bescherming van het rijdek die ten minste moet bestaan uit:

- 2x hydrofoberen van het beton;
- een laag asfalt, meestal DAB 0-16, met een minimale dikte van 50 mm en een holle ruimte percentage van maximaal 4,0 %.

Op die beschermende constructie komt dan meestal een laag ZOAB.

Het ZOAB zelf beschermt het rijdek niet en is voor het rijdek dus uitsluitend een (nadelige) permanente belasting.

15.5.3 Uitgangspunten voor gewijzigde situatie bij bestaande kunstwerken

- De mate van bescherming van bestaande kunstwerken moet na een wijziging van het asfaltsysteem ten minste gelijk zijn aan die voor nieuwbouwsituaties.
- Op bestaande kunstwerken is bij wijziging een opbouw als bij nieuwbouw meestal niet realiseerbaar. Met name hydrofoberen is veelal onmogelijk.

Toelichting:

Het hydrofobermiddel lost zo lang het vloeibaar is bitumen op, het mag daarom niet op een "asfaltachtige ondergrond" aangebracht worden.

- Oud asfalt/bitumen is slechts voor 100% verwijderbaar als hydrodimolition wordt toegepast.

Opmerking:

De methode van hydrodimolition is echter zo beschadigend voor het beton dat hij alleen toelaatbaar is in situaties dat het betondek toch al gerepareerd moet worden.

In alle andere gevallen zullen altijd restanten asfalt/bitumen achterblijven en is hydrofoberen niet mogelijk.

- Het alternatief voor hydrofoberen is voor bestaande dekken het aanbrengen van een extra bescherming op bitumenbasis.



In verband met de waterdichtheidseis van het totaalpakket moet de DAB laag met een maximaal holle ruimte percentage van 4,0 %, samen met de extra bescherming, toch minimaal 50 mm dik blijven.

15.5.4 Onderzoek vooraf

Vóór dat besloten wordt tot overlagen moet zijn vastgesteld:

- a: dat het bestaande asfalt op het rijdek in goede staat verkeert en voldoet aan de dikte eis en aan de eis voor de maximale holle ruimte;
- b: dat onder het bestaande asfalt de noodzakelijke hydrofobeer- of extra bitumenlagen aanwezig zijn;
- c: dat het rijdek onder het asfalt in goede staat verkeert;
- d: dat het rijdek na de overlaging nog zal voldoen aan de te stellen eisen voor de verkeersbelastingsklasse.

Als aan één van de genoemde criteria niet wordt voldaan, is overlagen niet mogelijk en moet worden gezien of door (gedeeltelijke) vervanging van het asfaltpakket wel aan de eisen voldaan kan worden.

Verlaten van één der eisen is in een advies niet acceptabel.

Het moet voor de wegbeheerder duidelijk zijn waar het advies van de Bouwdienst eindigt, en waar de verantwoordelijkheid van de wegbeheerder voor de feitelijke keuze van het asfaltsysteem begint.

15.5.5 Verkeersbelastingsklasse

- In het verleden is meestal uitgegaan van een minimale asfaltdikte van 50 mm, echter gedurende een tussenperiode is uitgegaan van minimaal 70 mm asfalt.
- Meestal is in de sterkteberekening gerekend met de minimaal vereiste dikte en is geen rekening gehouden met de extra dikte voor uitvulling van zeeg- en onvlakheden- van het rijdek.
- In het advies moet met de benodigde asfaltbelasting voor uitvullingen rekening gehouden worden.
- Om te kunnen beoordelen of aan de eis voor de verkeersbelastingsklasse wordt voldaan zal eerst moeten worden vastgesteld wat de dikte van het aanwezige asfaltpakket is.
- Het kan voorkomen dat blijkt dat het bestaande asfaltpakket al zwaarder is dan waarin de sterkteberekening van het kunstwerk van was uitgegaan, en dat de constructie in zijn huidige staat al niet aan de verkeersbelastingsklasse-eis voldoet. Overlagen is in zo'n situatie uiteraard niet acceptabel.
- Overlagen geven per definitie extra belasting en leiden dus per definitie tot verkeersbelastingsklasseverlaging.



- Zoveel mogelijk overlaging voorkomen door het overtollige DAB weg te halen. Wegbeheerders hebben een voorkeur voor een ZOAB laagdikte van 50 mm. Gezien het feit dat de belasting door vrachtverkeer nog steeds een continu stijgende lijn vertoont, is het uit oogpunt van kunstwerkenbeheer zaak de laag ZOAB zo dun mogelijk te houden.
De minimaal mogelijke laagdikte ZOAB 0-11 is 25 mm.
Bij overlaging in principe adviseren op basis van dat minimum.
- Na overlagen mag de verkeersbelastingsklasse niet beneden de in de sterkteberekening van het kunstwerk beoogde verkeersbelastingsklasse komen te liggen.
Daarbij moet worden getoetst aan de verkeersbelastings-eisen die geldig waren op het moment dat het kunstwerk werd ontworpen

Toelichting:

Dus viaduct gebouwd volgens Voorschriften voor het Ontwerpen van Stalen Bruggen 1963 (VOSB '63) toetsen aan VOSB '63; viaduct gebouwd volgens Richtlijnen voor het Ontwerpen van Betonnen Kunstwerken (ROBK)

1, 2, 3 toetsen aan ROBK 1,2 3; viaduct gebouwd volgens Voorschriften Beton Bruggen (VBB 1995) toetsen aan VBB; enz.

Dit alles om te voorkomen dat via de vraag voor overlaging ook de in rekening te brengen verkeersbelasting wordt gewijzigd.

15.6 Wijziging type opleggingen en/of voegovergangen

De grootte van de horizontale en verticale belasting bepalen met de thans geldende normen.



(blanco)



16 OVERIG

16.1 Geluidsschermen in de aardebaan

16.1.1 Algemeen

Zie tekst met toelichting en opmerking bij artikel 14.4.1.

16.2 Remmingswerken

Nog geen richtlijnen opgesteld.

16.3 Vliesconstructies (geotechnische constructie)

Zie hiervoor document WFC-94-002 van 15 maart 1995 van Bouwdienst R.W.S. Droge infrastructuur afdeling Tunnelbouw: RICHTLIJNEN ONTWERP FOLIECONSTRUCTIES, met de volgende aanvullingen en wijzigingen:

4.1.3 (onderstaande toevoegen aan dit artikel)

- Bovendien geldt dat onafhankelijk van de waarde γ vernoemd in dit artikel, de neerwaartse belasting op de folie altijd ten minste 5 kN/m^2 groter moet zijn dan de opwaartse belasting onder de folie.
- Onder wateroverdruk wordt verstaan een stijghoogte hoger dan het feitelijke grondwaterpeil "buiten".

4.1.3.1 (dit artikel wordt toegevoegd)

De in het rapport genoemde factoren γ moeten worden opgevat als belastingsfactor van de uiterste grenstoestand voor de ongunstig werkende belasting. Daar naast geldt voor de grond en het grondwater binnen de folieconstructie dat dit een gunstig werkende belasting is, en dat die belasting om die reden in principe met 0,9 moet worden vermenigvuldigd (NEN 6702, tabel 2).

Risicoanalyse heeft echter uitgewezen dat, mits aan alle voorwaarden uit het rapport wordt voldaan, voor de gunstig werkende belasting met vermenigvuldiging met 1,0 kan worden volstaan.

Toelichting:

De impliciete veiligheid door het aanhouden van bovenzijde kielspit als grondwaterpeil buiten de folieconstructie, (zie 4.1.2) en de conservatieve (lage) inschatting van het volumegewicht van de aanvulgrond binnen de folieconstructie (zie 4.1.1), zijn mede bepalend geweest in de risicoanalyse."

**4.1.4** Toelichting:

Denk er aan dat het polderpeil P.P. binnen de folieconstructie kan fluctueren, en dat met name relatief grote invloed heeft voor de evenwichtssituatie ter plaatse van "open" water binnen de folieconstructie.

Denk daarbij ook aan onderhoudssituaties van eventuele drainagesystemen of van sloten of andere bekkens binnen de folieconstructie.

In de evenwichtsvergelijkingen daarom voor P.P. de laagste te verwachten waarde nemen.

4.1.4.1 (dit artikel wordt toegevoegd)

Toelichting:

Denk er aan dat als binnen de folieconstructie plaatsen met open water aanwezig zijn, bijvoorbeeld sloten of andere bekkens, dan is ter plaatse ON resp. TB gelijk aan de bodem van de sloot of bodem van het bekken.

4.2.3 (dit artikel wordt toegevoegd)

In aanvulling op het rapport geldt, dat op de scheiding van grond met de folie, voor de hoek van inwendige wrijving $\phi = 0$ moet worden aangehouden.

16.4 Maatregelen voor leidingen en kabels

Nog geen richtlijnen opgesteld.

16.5 Voorspanning**16.5.1 Wrijvingsverliezen**

De wrijving berekenen volgens VBC 4.1.4.5.

Voor berekening van de voorspanverliezen in rad / m¹: $\mu = 0,23$ en $\phi_1 = 0,009$.

Bij bepaling aanvangskracht van de voorspanning: $\mu = 0,13$ en $\phi_1 = 0,003$.

Voor de berekening van de verlenging bij afspannen t.b.v. spanprotocol:

$\mu = 0,18$ en $\phi_1 = 0,006$.

16.5.2 Intrekking in de verankering

Deze intrekking bedraagt bij:

a) Strengen:

Voorspansystemen met propverankering: 16 mm.

Voorspansystemen met wigverankering: 7 mm.



b) Draden:

Hierbij worden opgestuikte koppen toegepast: 1 mm.

c) Staven:

We onderscheiden hier staven met opgewalste schroefdraad en zogenaamde “gewinde staven”. De waarden gelden bij zowel klok- als plaatverankeringen:

staven met opgewalste schroefdraad:	1 mm.
“gewinde staven”:	4 mm.

16.5.3 Spanprotocollen

Bij tweezijdig spannen moet de som van de verlengingen worden opgegeven. Bij gebrek aan informatie over de feitelijke karakteristieke betondruksterkte mag voor de bepaling van de aanwezige betondruksterkte (zie VBT 1995) de gemiddelde kubusdruksterkte verminderd met 8 N/mm^2 worden genomen.

Toelichting:

Bijv. bij een gemiddelde kubusdruksterkte van 50 N/mm^2 hoort een betondruksterkte van 42 N/mm^2 .

Bij tweezijdig spannen mag het eventueel aan beide einden wisselend in stappen aanbrengen van de voorspanning voor een bepaalde afspanfase, door de uitvoering bepaald worden. Het aantal stappen per afspanfase zal afhangen van de slaglengte van het spanvijzel.

Opmerking:

Het tegelijk spannen aan beiden einden is geen noodzaak. Bij tweezijdig spannen mag uit constructief oogpunt eerst aan één zijde de volledige voorspanning (behorende bij een bepaalde afspanfase) worden aangebracht.

Opmerking:

Ook bij het eenzijdig spannen zijn per kabel (niet zijnde een kabel met een blinde verankering), twee spanvijzels nodig: aan de niet-spanzijde is een spanvijzel toch nodig om de strengen van de kabel te kunnen blokkeren.

Van drie kabels per viaduct of brug, moeten de wrijvingsverliezen worden gemeten. Hiervoor dient te worden uitgegaan van enkelzijdig spannen tot 100% van de voorspankracht en hierbij moeten alle aangenomen en berekende waarden worden opgegeven, zoals verlenging (zie ook 16.6.1), kabelkracht aan beide zijden, μ , ϕ_1 en de E-modulus.

Deze kabels voor het bepalen van de wrijving moeten dezelfde eventuele eerdere afspanfasen (bij deze kabels uiteraard eenzijdig afspannen) hebben ondergaan als de overige kabels (voorspannen van “krimp- en ontkistingsvoorspanning”).

Na de wrijvingmeting deze kabels aan de andere zijde ook op 100% spannen.



16.5.4 Verschuiving van het zwaartepunt

Bij de berekening rekening houden met de verschuiving van het zwaartepunt kabel t.o.v. hart omhullingbuis door vervorming van de strengenbundel in een kromming van het kabelverloop.

De exacte grootte van de verschuivingafstand tussen het zwaartepunt van de strengenbundel en die van de omhulling is afhankelijk van de kabeldoorsnede en van de diameter van de bijbehorende gekozen omhullingbuis: e.e.a. volgens opgave fabrikant.

Voor de berekening mag ROBK tabel 12 worden aangehouden:

aantal strengen	oppervlakte per streng	inwendige diameter van de omhullingbuis	maximale verschuivingsafstand
stuks	mm ²	mm	mm
12	100	60	8
12	100	65	11
12	100	70	14
19	100	75	10
19	100	80	13
19	100	85	16
12	150	75	11
12	150	80	14
12	150	85	17
19	150	90	12
19	150	95	15
19	150	100	18

ROBK tabel 12 - verschuiving zwaartepunt kabel in omhullingbuis

Op de werktekening de kabels maatvoeren op basis van hart omhullingbuis en dus niet op zwaartepunt kabel.



16.6 Zetting

Bij de berekening van de bovenbouw en het oplegmateriaal moet rekening worden gehouden met het maximale zettingsverschil op lange termijn tussen de steunpunten, zoals die is opgegeven in het grondmechanische rapport. Per steunpunt kan meestal op een gelijkmatige zetting worden gerekend. Ook de invloed van het zettingsverschil tussen de steunpunten op korte termijn kan bij zettingsgevoelige constructies van belang zijn. Zie ook de VBB 1995 art. 4.2.3 en VBC 1995 art.7.3.7.

16.7 Scheepsstoten

16.7.1 Algemeen

Belastingen door een scheepsstoot kunnen worden ingedeeld in twee categorieën.

- Belastingen categorie a:
Hieronder wordt verstaan een categorie waarbij de scheepsstoot moet worden opgevat als een veranderlijke belasting (een belasting die gedurende de referentieperiode niet altijd aanwezig is).
Voor deze belastingen geldt dat zowel aan de eisen voor de "uiterste grenstoestand- belastingen bij fundamentele combinaties" als aan de "bruikbaarheidsgrenstoestanden" moet worden voldaan.
Onder deze categorie vallen belastingen die ontstaan door het min of meer normaal manoeuvreren met schepen.
- Belastingen categorie b:
Hieronder wordt verstaan een categorie waarbij de scheepsstoot moet worden opgevat als een bijzondere belasting (een belasting die een mogelijk maatgevend effect heeft op de constructie, maar waarvan de kans klein is dat deze gedurende de referentieperiode zal optreden).
Voor deze belastingen geldt dat alleen aan de eisen voor de "uiterste grenstoestand- belastingen bij bijzondere combinaties" moet worden voldaan.
Onder deze categorie vallen belastingen die ontstaan door abnormaal manoeuvreren met schepen.

Voor de rekenwaarde van de materiaalfactoren voor de grondeigenschappen mag $\gamma_m = 1,0$ worden aangehouden i.p.v. de waarden uit van tabel 3 van NEN 6740.

Opmerking:

De rekenwaarden volgens uit een grondmechanisch advies voor de fundamentele combinaties in de uiterste grenstoestand zijn bepaald m.b.v. tabel 3 van NEN 6740.

De rekenwaarden voor de uiterste grenstoestandbelastingen bij bijzondere combinaties dienen dus extra te worden opgevraagd.



16.7.2 Belastingen categorie a

16.7.2.0 Belastingen op oeverbeschermingen e.d.

Zie CUR-publicatie 166 artikel 3.2.7.

16.7.2.1 Belastingen op de onderbouw van kunstwerken

Hiervoor aanhouden een botsing onder een hoek van 5^0 .

Zie voor bijbehorende belasting voor binnenvaartschepen 16.7.3.2.

Zie voor bijbehorende belasting voor zeeschepen 16.7.3.4.

16.7.3 Belastingen categorie b

16.7.3.1 Binnenvaartschepen: Frontale botsing

Voor deze belastingen geldt de formule:

$$F_{\max,m} = 3,3\sqrt{E} + 5,6 \text{ met } F_{\max,m} = \text{maximale kracht [MN]}$$

E = kinetische energieniveau van het schip [MNm]

De E die in rekening gebracht moet worden is $0,55 mv^2$.

Toelichting:

0,55 i.p.v. 0,5 i.v.m. de massa van het water die met het schip meebeweegt.

Toelichting:

De formule gaat uit van botsing tegen een star obstakel. De energie wordt volledig door vervorming van het schip opgenomen.

Het schip raakt daarbij (zwaar) beschadigd.

De "kreukelzone" van het schip is daarbij in meters globaal. Die zone is daarbij zo groot dat het aandeel van de elastische of plastische vervorming van het kunstwerk daarbij vergeleken in het niet valt.

De voor het schip in rekening te brengen massa is de massa van het schip zelf, vermeerderd met het laadvermogen (dwt).

Schepen worden in klassen ingedeeld aan de hand van hun breedte en diepgang. Schepen van één klasse zijn niet alle even lang. Schepen van één klasse kunnen daardoor verschillende dwt's hebben.

Voor de verschillende scheepsklassen leidt dat tot de volgende maximaal aan te houden dwt, zie ROBK tabel 13.



klasse		0	I	II	III	IV	V	VI	duwvaart*
dwt	ton	450	650	1250	2100	2800	4000	8500	3600
breedte	meter	--	5,00	6,60	8,20	9,50	11,4 0	11,4 0	11,40
diepgang	meter	--	2,2	2,5	2,5	2,5	2,7	4,5	3,7
* De hiervoor genoemde waarden gelden per bak; zie verder hieronder.									

ROBK tabel 13 - dwt, breedte en diepgang per klasse

Een groep op zich is de duwvaart. De duwscheepvaart is ingedeeld naar grootte van de konvoaien, die varieert van een tot zes bakken.

Het konvooi heeft in lengte- en breedterichting maximaal drie bakken.

Toelichting:

Een zesbaks konvooi kan dus zijn drie breed en twee lang of twee breed en drie lang.

Voor de dwt bij botsing aanhouden 0,5 maal dwt van het konvooi, met als minimum de dwt van één bak.

Toelichting:

Bij frontale botsing door een duwkonvooi zullen veelal de verbindingen tussen de bakken onderling breken en zullen de bakken elk hun eigen richting gaan. De botsingsenergie die dan op één plaats moet worden vernietigd is dan minimaal de energie van één bak. Maximaal zal het nooit veel meer zijn dan de energie van het halve konvooi.

De maximaal te behalen vaarsnelheid van een schip t.o.v. het water (v_v) is afhankelijk van het scheepstype; het type vaarwater (vaarwaterbreedte en diepte); en de beladingsgraad.

Maatgevend voor de botsing is daarbij de vaarsnelheid voor geladen schepen. Maximale vaarsnelheden voor geladen schepen in vrij water, zie ROBK tabel 14.

klasse		I	II	III	IV	V	VI	duwvaart
v_v	m/sec	4,1	4,8	5,1	5,3	5,5	5,5	4,5

ROBK tabel 14 - maximale vaarsnelheid per klasse voor geladen schepen

a: Beperking van de maximale vaarsnelheid:

Een schip heeft een minimale waterdiepte onder de kiel- en een minimale waterbreedte naast het schip- nodig om de maximale vaarsnelheid uit de bovenstaande tabel te kunnen halen. Bij te kleine vaarwaterafmetingen zijn de haalbare vaarsnelheden lager.



De situatie van verminderde maximale snelheid wordt geacht zich niet voor te doen als het vaarwater wordt bevaren door een schip van een klasse die niet hoger is dan de vaarwegklasse.

Toelichting:

Als de waterdiepte onder het schip (te) klein wordt kan de schroef van het schip niet meer zijn gehele waterverplaatsende vermogen kwijt.

Als de waterbreedte naast het schip (te) klein wordt, dan wordt de stroming van het retourwater belemmerd en neemt de vaarweerstand toe.

- b: Op sommige vaarwateren gelden vaarsnelheidsbeperkingen.

De waarde van de eventuele vaarsnelheidsbeperking opvragen bij de vaarwegbeheerder.

In verband met "handhaving" van de maximale snelheid er van uitgaan dat schepen de toegelaten snelheid met 20% overschrijden.

De vaarsnelheid (v_v) moet worden verhoogd met de eventuele stroomsnelheid van het water (v_s) tot de totale snelheid (v_t).

De maximale stroomsnelheid waarbij nog gevaren mag worden/ gevaren wordt opvragen bij de vaarwaterbeheerder.

rekenvoorbeeld:

schip klasse IV; totale snelheid 5,6 m/sec. zie tabel 13 → $m = 2800$ ton;

$$E = 0,55 \cdot 2800 \cdot 5,6^2 = 48294 \text{ kNm} = 48,3 \text{ MNm}$$

$$F_{\max, m} = 3,3 \sqrt{48,3} + 5,6 = 28,5 \text{ MN}$$

16.7.3.2 Binnenvaartschepen: Botsing onder een hoek

Bij botsing onder een hoek moet de botskracht worden ontbonden in een component loodrecht op de constructie en een component evenwijdig aan de constructie.

Naar mate de botshoek meer afwijkt van 90° wordt de kans groter dat de ontbondene evenwijdig zo groot wordt dat de maximaal te leveren wrijvingskracht wordt overschreden.

Uitgaande van een wrijvingscoëfficiënt van 0,5 treedt dat op bij een hoek van 63° . Voor hoeken $90 > \alpha > 63^\circ$ wordt de totale energie door het schip opgenomen.

$F_{\text{loodrecht}}$ is dan $F_{\max, m} \cdot \sin \alpha$;

$F_{\text{evenwijdig}}$ is dan $F_{\max, m} \cdot \cos \alpha$.

Opmerking:

Na de botsing is de snelheid van het schip, net als bij een frontale botsing gelijk aan nul m/sec.

Bij hoeken $< 63^\circ$ wordt een aandeel van de kinetische energie niet door vervorming van het schip vernietigd.

Dit aandeel kan in rekening worden gebracht door $F_{\text{loodrecht}}$ te reduceren door vermenigvuldiging met de reductiefactor δ uit de ROBK tabel 15.



α^0	60	50	40	30	20	10	5
δ	0,98	0,91	0,82	0,73	0,64	0,48	0,34

ROBK tabel 15 - reductiefactor bij botsing onder een hoek

Voor tussenliggende waarden van α interpoleren.

$F_{\text{loodrecht}}$ is dan $\delta \cdot F_{\text{max,m}} \cdot \sin \alpha$;

$F_{\text{evenwijdig}}$ is dan $0,5 F_{\text{loodrecht}}$.

Toelichting:

Na de botsing is nu wel de snelheid van het schip loodrecht op het obstakel nul; maar de snelheid evenwijdig aan het obstakel niet; het schip is gedraaid en beweegt nog evenwijdig aan het obstakel.

16.7.3.3 Zeeschepen: Botsing onder een hoek $90^0 > \alpha > 63^0$

Zeeschepen hebben bij gelijke dwt's andere afmetingen en stijfheden dan binnenvaartschepen.

De formule voor binnenvaartschepen gaat dan ook niet op voor zeeschepen.

Voor zeeschepen de bijgaande ROBK tabel 16 aanhouden. (deze tabel is een omzetting van de grafiek van "Nordic Road Fed").

De grafiek geeft afhankelijk van diepgang/dwt en vaarsnelheid van schepen een kracht- evenwijdig aan de vaarrichting, en één loodrecht op de vaarrichting.

brt	dwt	diep- gang	v_t	scheepsstoot		v_t	scheepsstoot		v_t	scheepsstoot	
				//	\perp		//	\perp		//	\perp
ton	ton	meter	m/sec	MN	MN	m/sec	MN	MN	m/sec	MN	MN
2000	3200	6	2,6	12	6	5,1	26	13	8,2	40	20
3300	5000	7	2,6	22	11	5,1	38	19	8,2	54	27
5000	7500	8	2,6	34	17	5,1	52	26	8,2	74	37
7500	11000	9	2,6	54	27	5,1	72	36	8,2	96	48
11000	20000	10	2,6	72	36	5,1	92	46	8,2	120	60
	40000	11	2,6	90	45	5,1	108	54	8,2	140	70
	80000	12	2,6	104	52	5,1	126	63	8,2	158	79

ROBK tabel 16 - scheepsstoot voor zeeschepen



Verklaring bij ROBK tabel 16:

brt. = bruto registerton: massa laadvermogen van het schip
dwt = massa van het schip zelf, inclusief massa laadvermogen
diepgang = onderkant beladen schip t.o.v. de waterlijn
 v_t = vaarsnelheid van het schip t.o.v. een stilstaand punt. (zie 16.7.3.1)

Opmerking:

De vaarsnelheid wordt ook wel uitgedrukt in knopen. Een knoop is een zeemijl (1852 meter) per uur = 0,514 m/sec.

Scheepsstoot // = scheepsstoot evenwijdig aan de vaarrichting.

scheepsstoot \perp = scheepsstoot loodrecht op de vaarrichting.

Toelichting:

De kracht evenwijdig is tweemaal zo groot als de kracht loodrecht. Vergelijkend met 16.7.3.1 zouden men kunnen zeggen dat altijd wordt gerekend op een "bijkomend" schampeffect; en dat gerekend wordt met één botskracht voor aanvaarhoeken tussen 63^0 en 90^0 .

16.7.3.4 Zeeschepen: Botsing onder een hoek $\alpha < 63^0$

Hiervoor uitgaan van de maximale botskracht evenwijdig uit 16.7.3.3 en daarop de reductieformules uit 16.7.3.2 toepassen.

16.8 IJsgang

Hiervoor CUR-publicatie 166 artikel 3.2.6 aanhouden.

16.9 Blijvende zeeg

16.9.1 Algemeen

Onder de blijvende zeeg wordt verstaan de reserve opbuiging ten opzichte van het theoretisch vereiste verticale alignement, nadat alle blijvende belastingen zijn aangebracht en alle tijdsafhankelijke vervormingen zijn opgetreden.

Meestal betreft het de onderzijde van een kunstwerk; bij uitbouwbruggen is echter ook de bovenzijde van belang.

Hoe groot de werkelijk opgetreden blijvende zeeg van een kunstwerk is, is pas na vele jaren vast te stellen.

Er zijn 3 hoofdargumenten om een blijvende zeeg toe te passen, te weten:

1. optisch bedrog:

een rechte onderkant oogt alsof deze doorhangt.

**2. vervormingen door de verkeersbelastingen:**

deze kunnen aanzienlijk zijn en daarom het profiel van vrije ruimte negatief beïnvloeden.

3. verschil tussen theorie en praktijk:

de werkelijke optredende vervormingen wijken soms af van de theoretisch berekende.

Opmerking:

Voor een kunstwerk met een niet rechte onderbelijning heeft het toepassen van een optische zeeg als bedoeld onder 1 geen zin.

16.9.2 Richtlijnen voor blijvende zeeg

- 1) Bij de bepaling van de doorrij- c.q. doorvaarthoogte moet rekening worden gehouden met de vervormingtoestand door 35 % van de verkeersbelasting volgens de VBB 1995. Tijdsafhankelijke vervormingen door de verkeersbelasting behoeven hierbij niet in rekening te worden gebracht.
- 2) Bij constructies met een recht c.q. vrijwel recht verlopende onderzijde een blijvende zeeg aanhouden van 1/1000 van de overspanning. Bij constructies die worden uitgevoerd volgens het mootgewijze schuifstelsel mag van deze richtlijn worden afgeweken. De esthetische consequenties hiervan moeten dan wel bij de afweging tussen de alternatieven worden meegenomen.

Opmerking:

Het effect van de opbuiging door het voorspannen kan soms al genoeg zeeg opleveren.

- 3) Bij constructies waarbij de doorbuiging door eigen gewicht plus voorspanning groot is (≥ 100 mm) en dus ook de variatie op de grootte van de doorbuiging groot kan zijn, moet een extra zeeg op het alignement worden aangebracht. Deze extra zeeg wordt opgebouwd uit twee waarden:
 - a. 10 % van de direct optredende vervorming door eigen gewicht plus voorspanning, berekend met het definitieve statische systeem.
 - b. 60 % van de kruipvervorming die rekentechnisch gezien nog optreedt na de bouwfase. Deze kruipvervorming betrekken op eigen gewicht plus voorspanning.

Toelichting:

10 % vanwege de variatie op de grootte van de voorspanning en de E-modulus.

60 % vanwege de variatie op kruip; uitgegaan moet worden van Modelcode CEBFIP 1978, bijlage over kruip E_1 .



16.9.3 Richtlijn voor constructies met standaard prefabliggers

Constructies met standaard prefabliggers worden geacht aan de richtlijnen voor blijvende zeeg te voldoen indien bij een belasting van 1,1 maal eigen gewicht plus voorspanning in de eindtoestand ($t = \text{oneindig}$), ten opzichte van de vereiste belijning een opbuiging resteert groter dan of gelijk aan $1/2000$ van de elementlengte. Deze eis geldt overigens voor de onderzijde van de ligger. Het rijdek moet wel in het vereiste profiel afgewerkt worden.

Opmerking:

Bij eigengewicht is asfaltbeton, schampkanten etc. inbegrepen.

16.9.4 Verantwoordelijkheden

Bij de bouw van kunstwerken wordt voor het verticaal alignement van het rijdek tenminste rekening gehouden met:

- a) het door de regionale dienst gewenste alignement;
- b) de direct optredende vervormingen door eigen gewicht, voorspanning en 35 % van de verkeersbelasting.

Opmerking:

Bij eigengewicht is asfaltbeton, schampkanten etc. inbegrepen.

- c) de tijdsafhankelijke vervormingen door krimp en kruip van het beton, en relaxatie van het voorspanstaal, hierbij géén rekening houden met de verkeersbelasting;
- d) de gewenste blijvende zeeg;
- e) de vervorming van bekisting en bijbehorende ondersteuning.

Opmerking 1:

De vervormingen ad. a t/m d zijn afhankelijk van het ontwerp en behoren daarom voor de eindsituatie te zijn verwerkt op de door de ontwerpafdelingen geleverde maatvoeringtekeningen.

Opmerking 2:

De bij tussenfasen behorende afwijkingen van de eindsituatie ad. a t/m d worden door de constructeur-staticus bepaald (opbuiging door voorspanning, doorbuiging door aanbrengen asfaltbeton, overhoogtenstaat voor uitbouwwagens e.d.).

Opmerking 3:

De vervormingen onder e zijn afhankelijk van het materieel dat een aannemer in zet. Deze vervormingen worden daarom niet onder verantwoordelijkheid van de ontwerpafdelingen, maar onder verantwoordelijkheid van de aannemer bepaald.



16.10 Aanvullende eisen bij sterkteberekeningen voor de presentatie van de belastingsgevallen: eigen gewicht en veranderlijke belasting

De in de belasting “eigen gewicht van bouwwerken” begrepen belasting door asfaltbeton moet ook als apart belastingsgeval van asfaltbeton zichtbaar gemaakt worden. Dus niet alleen in combinatie met andere belastingsgevallen.

Toelichting:

Het is waarschijnlijk dat gedurende de levensduur van de constructie het asfaltbetonsysteem wordt vervangen of aangepast. Het is daarom noodzakelijk om op eenvoudige wijze het belastingsgeval “asfaltbeton” te kunnen vergelijken met “andere belastingen”.

De veranderlijke belasting door verkeer volgens art. 4.3.1 van NEN 6723 (VBB 1995) moet als apart belastingsgeval dus zonder combinatie met andere belastingen zichtbaar worden gemaakt.

Toelichting:

Tijdens de levensduur van de constructie kan het voorkomen dat het kunstwerk moet worden getoetst op de passage van bijzondere transporten. Bovendien moet de mogelijkheid niet worden uitgesloten dat de rekenwaarde van de veranderlijke belasting door verkeer, tijdens de levensduur van de constructie, wijzigt. Het is dus noodzakelijk op eenvoudige wijze de standaard veranderlijke belasting uit verkeer te kunnen vergelijken met “andere belastingen”.

16.11 Staal/betonbruggen

16.11.1 Algemeen

16.11.1.1 Definitie van een staal/betonbrug

Een staal/betonbrug is een brug bestaande uit een staalconstructie, die door deuvels zo stijf is verbonden met een betonflens, dat de staalconstructie samen met de betonflens als één constructief geheel mag worden beschouwd.

16.11.1.2 Rekenregels

Zie NEN 6788 (Het ontwerpen van stalen bruggen Basiseisen en eenvoudige rekenregels, VOSB 1995), hoofdstuk 19.

Genoemd hoofdstuk geeft gedetailleerde rekenregels voor het staalgedeelte, en enige regels voor het betongedeelte.

16.11.1.3 Doorverwijzingen

Overall waar in hoofdstuk 19 van NEN 6788 wordt doorverwezen naar NEN 6720, NEN 6720 wijzigen in NEN 6723 (VBB 1995).

Toelichting:

Er vindt in NEN 6788 doorverwijzing plaats naar NEN 6720; er vindt geen doorverwijzing plaats naar de VBB. Daar echter de VBB voor betonnen bruggen geldende aanvullingen en wijzigingen geeft op de VBC is geen doorverwijzing naar de VBC- maar naar de VBB- noodzakelijk.



16.11.1.4 Belastingen door het verkeer

Vóór dat met het ontwerp van een staal/betonconstructie wordt begonnen afspraken maken over de aan te houden belastingen door het verkeer.

Als dergelijke afspraken niet gemaakt zijn voor het betondeel de belastingen uit de VBB aanhouden.

Toelichting:

NEN 6788 verwijst normatief door naar bijlage A. NEN 6723 (VBB 1995) doet dat ook, maar geeft in de normtekst wijzigingen en aanvullingen op genoemde bijlage.

Verkeersbelasting volgens NEN 6788 is daardoor (veelal) anders (lager) dan verkeersbelasting volgens NEN 6723.

16.11.1.5 Belastingfactoren

NEN 6788 en NEN 6723 kennen onderling afwijkende belastingsfactoren. Als de belastingsfactoren in de materiaalgebonden norm afwijken van NEN 6702, geldt dat wat in de betreffende materiaalgebonden norm staat.

Toelichting:

Dus bij afwijkingen van NEN 6702 geldt voor het staal-deel NEN 6788 en voor het beton-deel NEN 6723.

16.12 Ingelijmde wapeningstaven

16.12.1 Op normaalkracht belast

16.12.1.1 Verankeringslengte

Voor het bepalen van de lijmverankeringslengte (l_{lv}) dient als uitgangspunt de verankeringslengte (l_v) te worden aangehouden die geldt voor glad staal volgens VBC art 9.6.2, waarbij voor de staafdiameter, de boorgatdiameter ($\varnothing_{\text{boorgat}}$) aangehouden moet worden.

Deze boorgatdiameter ($\varnothing_{\text{boorgat}}$) mag niet meer zijn en mag niet voor meer in rekening worden gebracht dan de buitenmaat van de staaf plus 5 mm.

Noot:

De buitenmaat van de staaf is dus inclusief de profilering van de staaf. In de praktijk zal die waarde ongeveer gelijk zijn aan 1,13 maal de kenmiddellijn (\varnothing_k).

Op de aldus gevonden verankeringslengte moet een materiaalfactor in rekening worden gebracht van $\gamma_m = 1,2$ voor horizontaal of nagenoeg horizontale plaatsing van de in te lijmen wapeningsstaven. Voor de overige plaatsingen een materiaalfactor van $\gamma_m = 1,1$.

De lengte gevonden volgens het voorgaande, moet worden vergroot met de boorgatdiameter en de halve waarde van de tussenafstand van de staven, waarmee de ingelijmde wapeningstaaf een lasverbinding vormt.



In formulevorm:

$$l_{lv} = \gamma_m \cdot l_v + \varnothing_{\text{boorgat}} + 0,5 \text{ tussenafstand bestaande staven}$$

Toelichting:

De vullinggraad met lijm, van het boorgat, met de daarin te verlijmen staaf zal niet totaal zijn: hiervoor een materiaalfactor van $\gamma_m = 1,2$ resp. $\gamma_m = 1,1$ in rekening brengen.

In verband met het uitlopen van de lijm uit het boorgat moet de verankeringslengte worden vergroot met de boorgatdiameter.

Aangezien het niet bekend is waar de bestaande wapening precies in het beton ligt, moet er van worden uitgegaan dat de te verlijmen staaf precies tussen twee staven terechtkomt, zoals gesteld in VBC art. 9.8.1.b.

Opmerking 1:

Bij toepassen van 9.6.2.a mag voor de berekening van σ_{sd} worden uitgegaan van een fictieve staafdiameter gelijk aan de diameter van het boorgat, zodat een reductie op de vereiste verankeringslengte altijd van toepassing zal zijn.

Opmerking 2:

Als toch een groter (boor)gat of een prefab sparing wordt toegepast dan de buitenmaat van de staaf plus 5 mm (zoals dat kan voorkomen bij de koppeling van betonelementen waar vanwege de uitvoering een grotere stelbaarheid is gewenst), dan dient de materiaalfactor γ_m te worden verhoogd met 0,05 voor elke mm dat het ronde (boor)gat of equivalente ronde gat van de prefab sparing, de buitenmaat van de staaf plus 5 mm, overschrijdt. Voor de reductie zoals bedoeld bij opmerking 1 geldt als de fictieve staafdiameter de waarde van de buitenmaat van de staaf plus 5 mm.

16.12.1.2 Beproeving

In de praktijk blijkt de kwaliteit van ingelijmde staven nogal gevoelig voor fouten in de uitvoering, zoals:

onvoldoende gevulde gaten, aanstoten van pas aangebrachte staven e.d. Om de kwaliteit van de ingelijmde wapeningstaven vast te stellen moeten in het bestek beproevingseisen worden opgenomen (vergelijkbaar zoals bij groutankers). Van de ingelijmde staven moet één op de tien (met een minimum van één) beproefd worden op 1,2 maal de belasting in de bruikbaarheids-grenstoestand.

Opmerking:

Ingelijmde wapeningstaven zijn niet getoetst op vermoeiing van de aanhechting in beton: de rekenregel van 16.13.1 is niet bedoeld voor wapeningstaven waar vermoeiing van de aanhechting aan de orde zou kunnen zijn. Als in die gevallen ingelijmde wapeningstaven worden toegepast is er geen zekerheid of die op termijn blijven functioneren. De kans op vermoeiingsproblemen kan al ontstaan bij een spanningsrimpel $\Delta\sigma$ van 60 N/mm².

16.12.2 Op uitsluitend afschuiving belast

De inlijmlengte moet minimaal zijn: vijf maal de boorgatdiameter.
 Voor de eisen te stellen aan boorgat en boorgatdiameter zie 16.13.1.



16.12.3 Te gebruiken mortel

- Voor verticaal ingelijmde wapeningstaven bij voorkeur cementgebonden mortel gebruiken.
- Voor horizontaal of nagenoeg horizontaal ingelijmde wapeningstaven bij voorkeur cementgebonden tixotrope mortel gebruiken.
- Voor de milieuklasse 3 en hoger geen ingelijmde wapeningstaven toepassen op basis van onverzadigd polyesterhars

Toelichting:

Cementgebonden mortels hebben de voorkeur vanwege het alkalische milieu hiervan.

16.13 Korte ankers in beton

Toepassing van korte ankers overeenkomstig CUR aanbeveling 25 is niet toegestaan.

Toepassing van ingelijmde ankers is wel toegestaan indien de dimensionering hiervan plaatsvindt overeenkomstig NEN 6720 art. 9.16 alsmede art. 16.13 van deze ROBK.

Toelichting:

CUR aanbeveling 25 geeft een aantal beperkingen (deel 1 hoofdstuk 2) die toepassing in ROBK-constructies praktisch onmogelijk maakt; genoemd worden:

- er moet sprake zijn van een overwegend statische belasting op de ankers alsmede op het beton waarin de ankers worden geplaatst;
- een stootbelasting op het anker is niet toegestaan;
- er mag in het beton waarin het anker wordt aangebracht o.i.v. belasting in de bruikbaarheidsgrenstoestand geen trekspanningen kunnen ontstaan c.q. het beton mag niet gescheurd zijn.



17 Verkeersbelasting; extra belastingsgevallen

17.1 Algemeen

Naast een berekening met de belasting volgend uit hoofdstuk 4.3.1.4 van de VBB (NEN 6723), met eventuele bijbehorende ROBK eisen, moet ook een berekening volgens het hierna volgende alternatieve verkeersmodel worden uitgevoerd.

Voor het ontwerp van het kunstwerk is, per te toetsen grenstoestand, bepalend, de ongunstigste uitkomst van de beide berekeningen.

Toelichting:

Omdat zowel de belastingen als de belastingsfactoren in het “alternatief” afwijken van de VBB is niet bij voorbaat te zeggen welk belastingsgeval maatgevend is, noch of een zelfde belastingsgeval zowel voor de bruikbaarheids grenstoestand(en) als de uiterste grenstoestand maatgevend is.

Het alternatieve verkeersmodel vervangt onderstaand van de VBB:

-de “Representatieve waarde van belasting van het wegverkeer op de brug” uit hoofdstuk 4.3.1.4 en de bijbehorende “Belastingsfactoren” uit hoofdstuk 4.1.2.1, de “referentieperiode” uit hoofdstuk 4.1.3, en de “factor voor de momentane belasting” uit 4.3.1.

Het alternatieve verkeersmodel is gebaseerd op de belasting volgend uit NVN-ENV 1991-3, aangevuld met de eisen uit het bijbehorende NAD (National Application Document).

Noot:

NVN-ENV 1991-3 is het concept voor de Eurocode 1 deel 3, “verkeersbelastingen”.

Let op:

In hoofdstuk 5.2.1.3 van de VBB wordt gesteld dat “toetsing op de elastische doorbuiging van de hoofddraagconstructie door de verkeersbelasting plaats vindt exclusief de stootcoëfficiënt”.

In het “alternatieve verkeersmodel” komt de stootfactor uit 4.3.1.2 van de VBB niet voor.

Nog afgezien van de extra stootfactor uit ROBK hoofdstuk 17.8.2 is al wel een eventueel effect van dynamisch gedrag van de constructie verwerkt (zie 17.8.1). Dit dynamisch gedrag is niet expliciet gemaakt, en kan en mag ook niet uit de doorbuigingsberekening worden weggelaten. Dit komt, doordat voor de maximale verkeersbelasting zowel maatgevend kan zijn: een langzaam rijdende of stilstaande file, met kleine afstanden tussen de auto's onderling, maar géén dynamisch effect (stoot); als ook: rijdend verkeer met grotere afstanden tussen de auto's onderling, maar wél een dynamisch effect (stoot).



Let op:

In hoofdstuk 17.2 wordt onderscheid gemaakt tussen de aan te houden belastingen voor rijbanen met maximaal twee rijstroken per rijrichting (17.2.7.1) en rijbanen met meer dan twee rijstroken per rijrichting (17.2.8).

Toelichting:

Twee maal twee rijstroken geeft dus een lichtere belasting dan een maal vier rijstroken.

Let op:

Ook is er voor de rijbanen met maximaal twee rijstroken per rijrichting een aparte eis voor het geval dat er een inhaalverbod wordt ingesteld. (17.2.7.2)

Let op:

In hoofdstuk 17.3 is de aan te houden verkeersbelasting voor wegen met doelgroepen verkeer aangegeven.

Let op:

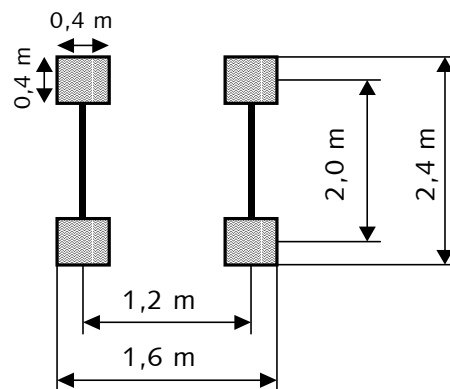
Gezien de gebruiksafhankelijke waarde van de aan te houden belasting zal aan de toekomstige wegbeheerder derhalve voor de gegeven brugbreedte expliciet moeten worden gevraagd met welke situatie hij vindt dat rekening moet worden gehouden (functioneel programma van eisen).



17.2 Verkeersbelasting voor normaal verkeer

17.2.1 Het belastingsmodel (zie *ROBK figuur 14* en *ROBK figuur 15*) bestaat per rijstrook uit:

- a:
- twee assen; elk met een aslast van Q kN
 - plaats van de assen: zo ongunstig mogelijk in de breedte van de rijstrook
 - de assen bestaan elk uit twee wielen
 - elk wiel heeft de belasting van een halve aslast
 - de wielprent is $0,4 \times 0,4 \text{ m}^2$
 - de h.o.h. afstand tussen de assen is 1,2 m



ROBK figuur 14 – Twee assen (tandem-as) per rijstrook, over maximaal drie rijstroken

- de h.o.h. afstand tussen de wielen van een as is twee meter.
 - de dichtst bij elkaar staande wielen van assen in verschillende rijstroken staan met ten minste 0,1 m tussenruimte.
- b: - een gelijkmatig verdeelde belasting van q verkeer kN per strekkende meter rijstrook.

17.2.2 Het rijdek moet tussen de buitenste geleidingen worden opgedeeld in theoretische rijstroken met een breedte van maximaal drie meter.
(*ROBK figuur 16 - Opdeling dek in rijstroken*)

Als buitenste geleiding wordt beschouwd:

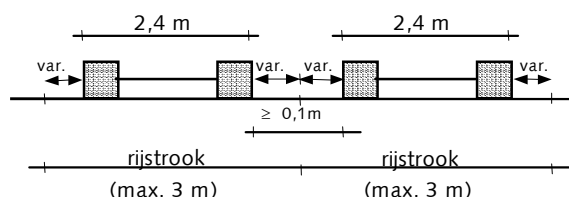
- a:
- een schamkant met een hoogte van ten minste 0,1m; of in het geval dat vóór de schamkant een geleiderail staat, de geleiderail. Dit laatste alleen als de ruimte tussen de geleiderail en de erachter geplaatste leuning kennelijk uitsluitend bedoeld is als inspectiepad (die ruimte is dan niet veel groter dan circa 0,51 m), of de resterende rijdekbreedte inclusief schamprand achter de geleiderail minder is dan 0,51 m (situatie zonder inspectiepad). Als niet aan één van die voorwaarden is voldaan moet de geleiderail worden weggedacht.



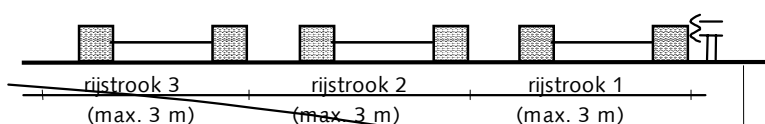
- b: een niet demontabele barrier. In het geval de barrier demontabel is, handelen als voor de situatie geleiderail.

Als op een rijdek meer dan één rijbaan is gesitueerd en die rijbanen zijn gescheiden door middel van een niet demontabele barrier moet de indeling in theoretische rijstroken per rijbaan geschieden. (zie *ROBK figuur 16 - Opdeling dek in rijstroken: twee rijbanen met starre scheiding*) Eventueel aanwezige demontabele scheidingen tussen rijbanen moeten als "niet aanwezig" worden verondersteld. (*ROBK figuur 16 - Opdeling dek in rijstroken: twee rijbanen met flexibele scheiding*)

- 17.2.3 De resterende breedte(s) van het rijdek moet(en) worden belast met een gelijkmatig verdeelde belasting van q_{rest} in kN per m².
- 17.2.4 Voor het bepalen van de belasting over alle rijstroken samen worden, onafhankelijk van de eventuele indeling in rijbanen de rijstroken geteld als 1e, 2e, 3e enz. rijstrook.
- 17.2.5 De per rijstrook aan te houden belasting is afhankelijk van het aantal rijstroken per rijrichting.
- 17.2.6 Voor te belasten lengten groter dan 200 m wordt de gelijkmatig verdeelde belasting gereduceerd.



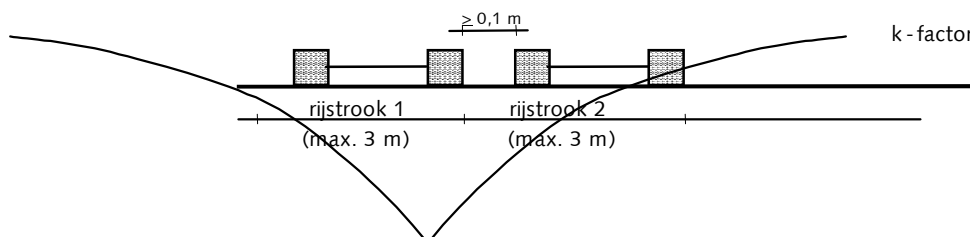
Plaats van de assenparen binnen de rijstrook



Voorbeeld: langsmoment

Plaats rijstrook op dek variabel, zo kiezen dat k-waarde maximaal wordt

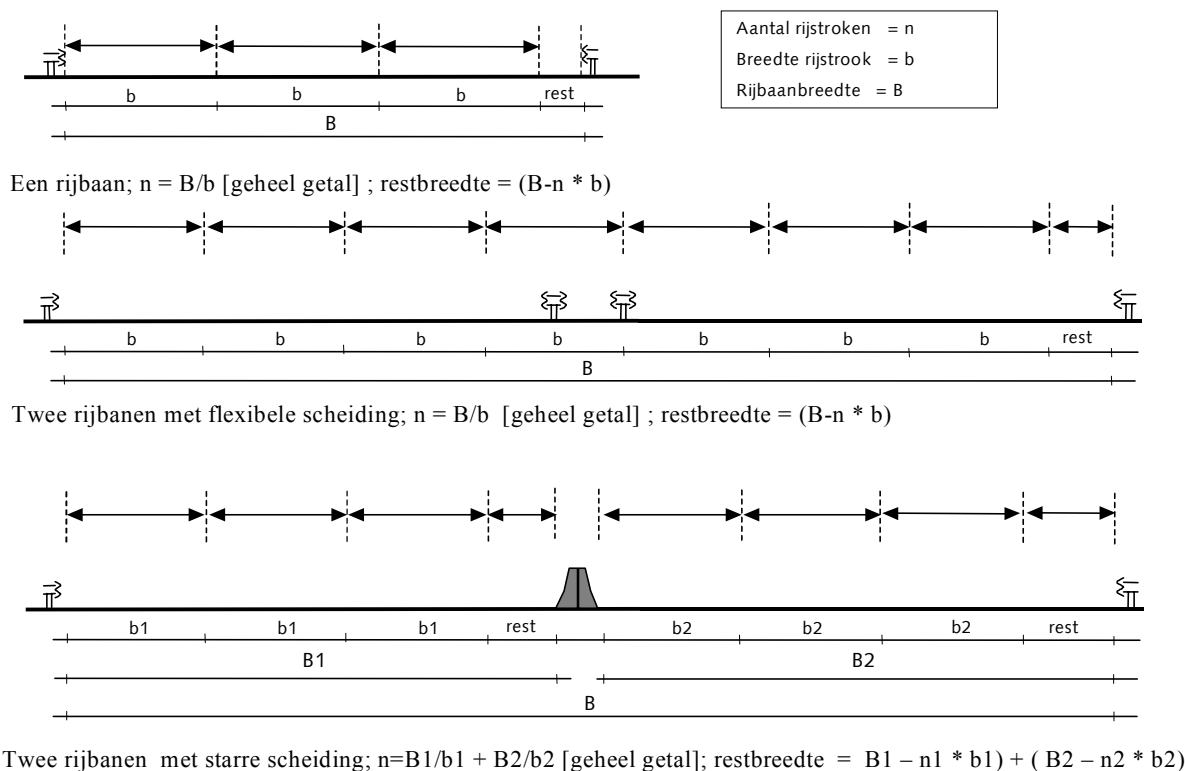
factor



Voorbeeld: dwarsmoment

Plaats rijstrook op dek variabel, zo kiezen dat k-waarde maximaal wordt

ROBK figuur 15 - Plaats van de assenparen



ROBK figuur 16 - Opdeling dek in rijstroken

17.2.7 Belasting voor bruggen met maximaal twee (theoretische) rijstroken per rijrichting.

17.2.7.1 Rijbanen met vrij verkeer

	2 aslasten Q per stuk (kN)	q rijstrook (kN/m)	q rest (kN/m ²)
een rijstrook	285	25,7	
een 2 ^e rijstrook	190	7,1	
een 3 ^e rijstrook	95	7,1	
een 4 ^e rijstrook		7,1	
resterende breedte(s)			2,4

ROBK tabel 17 - belasting rijbanen

17.2.7.2 In geval van een inhaalverbod voor vrachtauto's moet de gelijkmatig verdeelde belasting van 25,7 kN per m worden verhoogd tot 29,5 kN per m.



17.2.8 Belasting voor bruggen met meer dan twee theoretische rijstroken per rijrichting

	twee aslasten Q per stuk (kN)	q rijstrook (kN/m)	q rest (kN/m ²)
een rijstrook	285	29,5	
een 2 ^e rijstrook	190	10,0	
een 3 ^e rijstrook	95	10,0	
een 4 ^e rijstrook		10,0	
resterende breedte(s)			3,3

ROBK tabel 18 - belasting rijbanen

17.2.9 De plaats de volgorde en het aantal van de te belasten rijstroken moet zo ongunstig mogelijk worden gekozen.



17.3 Verkeersbelasting door doelgroepen verkeer.

17.3.1 Doelgroep personenverkeer: belasting aanhouden als voor normaal verkeer

17.3.2 Doelgroep vrachtverkeer:

17.3.2.1 Belasting per rijstrook: twee aslasten van elk 285 kN plus een gelijkmatig verdeelde belasting van 29,5 kN per strekkende meter rijstrook.

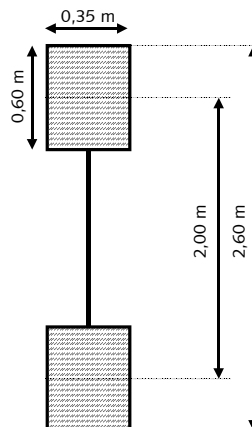
17.3.2.2 Voor de belasting van het deel van het rijdek dat niet als doelstrook is ingericht geldt:

	twee aslasten Q per stuk (kN)	q rijstrook (kN/m)	q rest (kN/m ²)
een rijstrook	285	27,5	
een 2 ^e rijstrook	190	7,1	
een 3 ^e rijstrook	95	7,1	
een 4 ^e rijstrook		7,1	
resterende breedte(s)			2,4

ROBK tabel 19 – belasting overige rijbanen

17.4 Belasting door lokale effecten

17.4.1 De belasting bestaat uit:
- een enkele as van 380 kN bestaande uit twee wielen van elk 190 kN met wielprenten van: 0,35 m in langsrichting van het kunstwerk en 0,60 m in breedterichting van het kunstwerk met een h.o.h. afstand van de wielen van twee meter.



ROBK figuur 17 - belasting door lokale effecten



17.4.2 De belasting hoeft niet te worden gecombineerd met de belastingen voor verkeer uit 17.2 en/of 17.3.

17.4.3 De belasting is een zogenaamde vrije belasting.
Dat wil zeggen dat hij zich overal op het rijdek kan bevinden.

17.5 Overige belastingen

17.5.1 Voor de overige belastingen, zoals botsing, wind, verkeerd gebruik van de brug, vermoeiing enz. gelden de belastingen uit de VBB. Met dien verstande dat als in de VBB wordt verwezen naar de belasting door verkeer uit artikel 4.3.1.4 voor die belasting ook moet worden getoetst aan in dit ROBK hoofdstuk 17 genoemde belasting door verkeer.

Dus voor VBB artikel 4.4.1, met 4.4.2.5 voor “de verkeersbelasting op de rest van de brug” en voor VBB artikel 4.4.3. moet mede op de belastingen volgens dit ROBK hoofdstuk 17 worden getoetst.

Voor de overige VBB artikelen gelden alleen de VBB belastingen.

17.6 Reductie van de gelijkmatig verdeelde verkeersbelasting voor $L > 200$ m.

17.6.1 Voor L groter dan 200 meter, mag de gelijkmatig verdeelde belasting door verkeer worden vermenigvuldigd met de factor:

$$0,6 + \frac{160}{200 + L}$$

L is hierbij de lengte in meters van de som der aaneensluitende delen van de invloedslijn die moet worden belast om het maximale moment c.q. de maximale dwarskracht te verkrijgen.

17.7 Referentieperiode, veiligheidsklasse en belastingsfactoren voor de uiterste grenstoestand.

- De te hanteren referentieperiode is 100 jaar.
- De aan te houden veiligheidsklasse is 3.
-

De aan te houden belastingsfactoren zijn:	ongunstig werkend	gunstig werkend
Veranderlijke belasting door verkeer	1,42	0
Veranderlijke belasting door lokaal effect	1,42	0
Overige veranderlijke belasting	1,50	0
Permanente belastingen m.u.v. asfalt	1,35	0,9
Permanente belasting asfalt	1,50	0,9

ROBK tabel 20 - belastingsfactoren



17.8 Extra stootfactor

- 17.8.1 Alle belastingen uit 17.2, 17.3 en 17.4 zijn inclusief een eventueel stooteffect. Dit eventuele stooteffect is bepaald voor slijtlagen met de kwalificatie goed. Onder goed wordt verstaan asfalt- en betonslijtlagen in goede staat van onderhoud.
- 17.8.2 Nabij voegovergangen moeten de belastingen volgens uit 17.2, 17.3 en 17.4 altijd met een extra factor worden vermenigvuldigd. De factor verloopt lineair van 1,3 ter plaatse van de voegovergang naar 1,0 op een afstand van zes meter vanaf de voegovergang.

17.9 Afwijking van de standaard referentieperiode

- 17.9.1 Voor bijzondere situaties, bijvoorbeeld tijdelijk werk, of juist een werk waar een extra lange levensduur wordt vereist, kan worden overwogen af te wijken van de standaard referentieperiode.
- 17.9.2 De referentieperiode mag nooit op minder dan 15 jaar worden gesteld.
- 17.9.3 Op de veranderlijke belasting door verkeer (hoofdstukken 17.2 en 17.3) mag bij afwijkende referentieperiode worden gecorrigeerd door vermenigvuldiging met de factor $\psi_{\text{verkeer}} = 1,05 \cdot \left\{ \frac{(14,51 + \ln.t)}{21,46} \right\}^{0,45}$
Hierin is t de referentieperiode in jaren.
- 17.9.4 Op de veranderlijke belasting door lokale effecten (hoofdstuk 17.4) geen reductie worden toegepast.
- 17.9.5 Op de overige veranderlijke belastingen mag worden gereduceerd door toepassing van de reductiefactor uit NEN 6702, artikel 5.5.

17.10 Factor voor de momentane belasting

voor de belasting uit:	factor
de aslasten Q uit 17.2 en 17.3	0,8
de gelijkmatig verdeelde belasting uit 17.2 en 17.3	0,4
de belasting uit 17.4	0,0

ROBK tabel 21 - factor voor de momentane belasting